

Presentazione

Con il presente articolo vengono illustrati i calcoli relativi alla nuova costruzione di un fabbricato realizzato in pareti portanti in calcestruzzo debolmente armato da destinarsi ad uso civile abitazione.

L'uso delle pareti parzialmente armate contestualmente applicato ad una costruzione particolarmente complessa come la presente, con la presenza di pareti in falso e pilastri in falso, oltre al fatto che tale tipo di tecnologia non è stata ad oggi pienamente recepita dal Ministero dei Lavori Pubblici come sistema costruttivo, rende questo articolo più che mai attuale. L'uso di queste pareti è infatti in forte crescita nel nostro paese e il progetto di cui si parla è stato validato dal Servizio Provinciale Difesa del Suolo di Ravenna con non poche difficoltà e con la consulenza di alcuni importanti specialisti del settore. Particolarmente interessanti risultano essere le verifiche dei setti che sono state riportate nel presente scritto secondo quanto riportato dalle indicazioni del manuale che accompagna il sistema costruttivo.



Figura 1: particolare delle tecnologia ISOSPAN.

Descrizione dell'opera

Il fabbricato in oggetto è situato nel comune di Faenza (RA, in zona a media sismicità ($0,15 \leq PGA < 0,25g$).

Destinato ad uso residenziale, esso si compone di un piano interrato, a destinazione autorimesse, cantine e locali tecnici, di un piano terra destinato ad atrio di ingresso e zona giorno, di un piano primo destinato a zona notte e di un sottotetto. Si sviluppa in elevazione con tre piani fuori terra per una quota massima alla gronda di 8,70 m e presenta un piano interrato di altezza massima dallo spiccato delle fondazioni di circa 3,30 m.

La costruzione è stata realizzata in elevazione con il sistema costruttivo a pannelli portanti in legno cemento (tipo ISOSPAN) basato sull'impiego di blocchi prefabbricati a cassero in legno e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera, con l'aggiunta di pilastri e setti in c.c.a. gettati in opera per l'intera altezza della costruzione, progettati e orientati in modo tale da ripartire il più uniformemente possibile le rigidità al fine di sopportare il sisma nelle due direzioni principali, e tamponamenti in muratura (non portanti). I pilastri presenti hanno lato minimo di 25 cm e i setti sono di spessore 25 cm.

Il materiale tipo ISOSPAN rispetta le disposizioni della Legge 192 sul consumo energetico e sui requisiti acustici degli edifici oltre a classificarsi come materiale rispettoso dei criteri di bioedilizia, riduce considerevolmente i tempi di costruzione e rispetta le prescrizioni normative relative alle Norme per zone sismiche NTC 2008 relativamente alle strutture a pareti portanti realizzate in calcestruzzo debolmente (parzialmente) armate.

Dal punto di vista strutturale, essendo trascurabile il contributo di rigidità e resistenza del blocco cassero in legno mineralizzato, la parete realizzata con il getto di calcestruzzo può vedersi come un graticcio di montanti verticali e traversi orizzontali, con armatura inglobata. La tipologia delle pareti a blocco cassero origina quindi una **struttura resistente di tipo a graticcio** formata da montanti verticali collegati da traversi orizzontali dotata di grande iperstaticità interna e relativamente deformabile. Questa tipologia strutturale garantisce una grande capacità dissipativa e una buona duttilità.

Le pareti, sia esterne che interne, sono armate sia orizzontalmente che verticalmente con $2\Phi 10/25$ cm distribuiti su entrambe le facce e collegate agli angoli tramite ferri di ripresa.

Al piano interrato sono state realizzate pareti in c.c.a. e pilastri di diverse dimensioni. Il solaio di piano terra è in pannelli tipo Predalles. Sono presenti travi in c.c.a. sia in altezza che in spessore di solaio. Il solaio del primo piano è composto da travi di legno lamellare irrigidite superiormente da un cordolo in c.c.a. Al piano primo vengono realizzati dei balconi e delle pensiline con soletta in c.c.a. E' presente un pilastro in falso sulla trave in c.c.a. di piano terra ricalata. Il solaio del sottotetto è composto da travi di legno lamellare, tavolato in legno e soletta integrativa in cls.

Infine il solaio di copertura è realizzato in laterocemento sostenuto da cantonali in c.c.a. e travi rompitratta.

La struttura distribuisce i carichi al terreno tramite delle fondazioni del tipo superficiale costituite da una platea di fondazione nervata in c.c.a., sotto fondata da strato di cls magro.

La modellazione e l'analisi di tipo numerico viene eseguita mediante il programma di calcolo MasterSap di AMV.

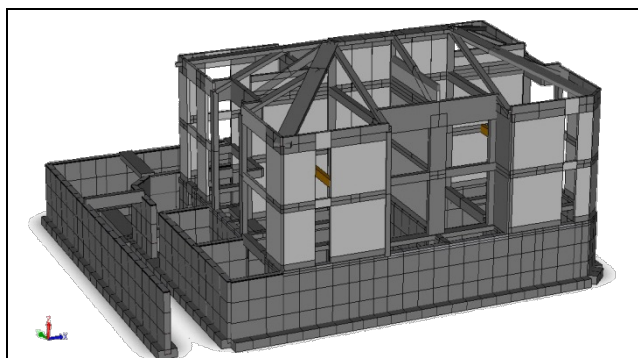


Figura 2: Modello solido 3D della struttura (vista NE).

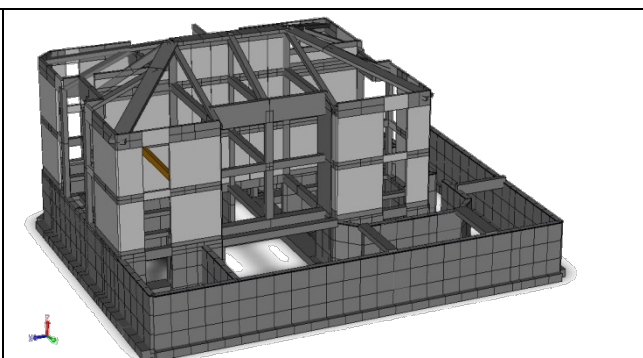


Figura 3: Modello solido 3D della struttura (vista SE).

Criteri di progettazione

La progettazione della struttura in esame è stata sviluppata con i criteri specifici di un'analisi dinamica elastica considerando un comportamento strutturale scarsamente dissipativo nei confronti dell'azione sismica (classe di duttilità CD"B").

Tenendo conto delle indicazioni fornite dalle Linee Guida, il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato schematizzando il fabbricato come una struttura a pareti dotate di armatura orizzontale che non rispetta i requisiti di regolarità in pianta e in altezza.

Per ciascuna direzione dell'azione sismica si adotta quindi un valore del fattore di struttura pari a

$$q = q_0 \cdot K_s \cdot K_r = q_0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_r = 2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 1,76.$$

Inoltre in presenza di pilastri in falso deve essere considerata la componente verticale dell'azione sismica, per la quale si adotta un fattore di struttura q pari a 1,5.

Metodologia di modellazione

Si ritiene necessario l'utilizzo di uno **schema a telaio equivalente** con il quale si schematizzano le pareti in legno-cemento come elementi beam. Tale modellazione globale dell'edificio ha il vantaggio di consentire la determinazione immediata delle sollecitazioni ottenute dall'analisi sismica. Nel telaio equivalente si considerano deformabili i maschi "murari" e le travi di collegamento interpiano, mentre si ipotizzano infinitamente rigidi i nodi di intersezione tra tali elementi strutturali. Nel modello numerico i collegamenti rigidi tra i maschi murari e le fasce di interpiano si possono realizzare utilizzando elementi beam caratterizzati da una rigidezza molto maggiore rispetto a quello degli altri elementi strutturali.

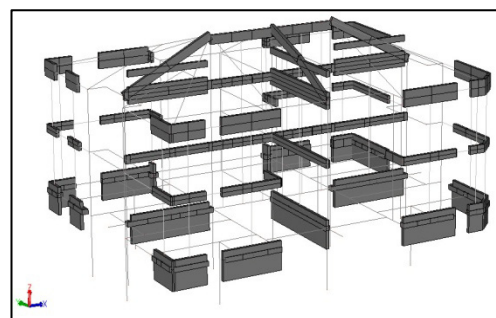


Figura 4: elementi rigidi di collegamento.

Nel modello di calcolo si è assunto uno **spessore equivalente delle pareti ridotto**, in modo da mantenere invariata l'area della sezione di calcestruzzo. Inoltre è stato adottato un **modulo di taglio G^* ridotto** mediante un fattore moltiplicativo della rigidezza tagliante pari a **0,45** (valore ottenuto da risultati sperimentali di prove di laboratorio), in quanto la struttura a graticcio ha una deformabilità per sollecitazioni di taglio superiore a quella della parete equivalente utilizzata nella modellazione.

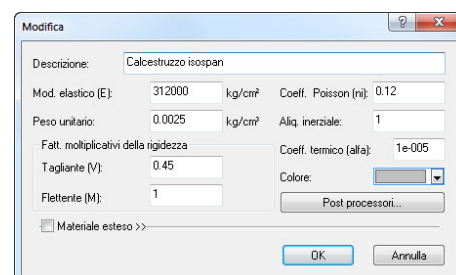


Figura 5: materiale per blocchi ISOSPAN.

Verifiche delle pareti in ISOSPAN agli stati limite ultimi

Per la verifica delle pareti si utilizzeranno i metodi previsti dalle Norme Tecniche vigenti per le pareti appartenenti alla classe di duttilità bassa.

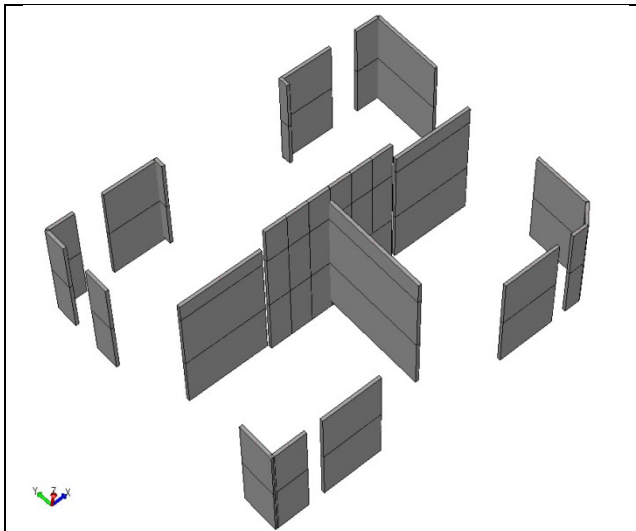


Figura 6: modellazione delle pareti ISOSPAN.

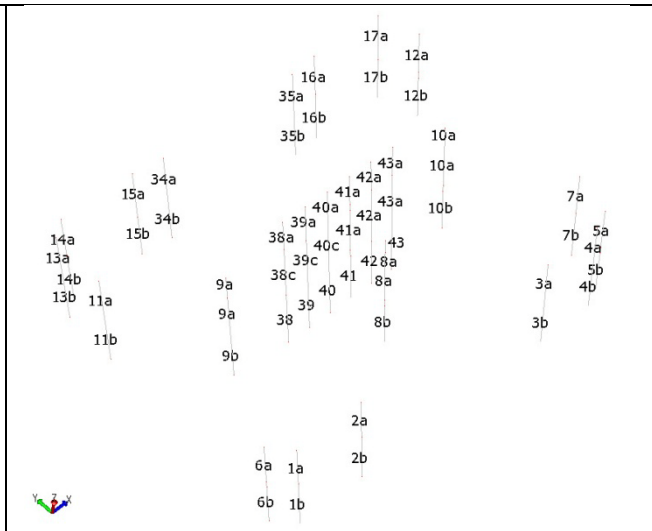


Figura 7: numerazione delle pareti.

Si riportano di seguito i diagrammi di sforzo normale Fx e momento flettente Mz relativi ai risultati dinamici ottenuti per inviluppo dal programma di calcolo, evidenziando i risultati ottenuti sulla parete n° 10 ed il taglio massimo su tutte le pareti.

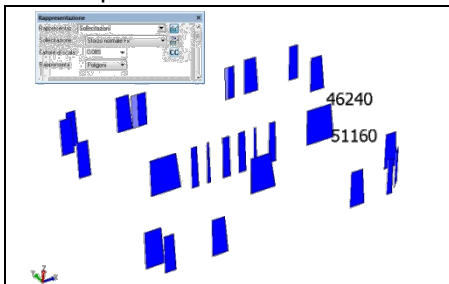


Figura 8: sforzi normali Fx.

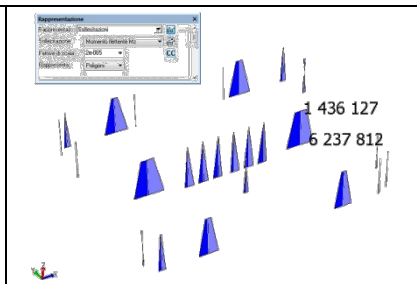


Figura 9: momenti flettenti Mz.

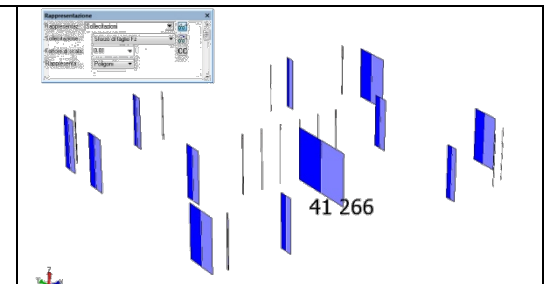


Figura 10: tagli Fy.

Determinazioni di alcuni parametri utili

Spessore equivalente delle pareti

Come riportato al punto 7.2 delle "Linee Guida" si determina lo spessore equivalente delle pareti in modo da mantenere invariata l'area della sezione di calcestruzzo, secondo la seguente relazione:

$$t_{eff} = \frac{A_m}{i_m} = \frac{15 \cdot 21}{25} = 12.6 \text{ cm}.$$

Resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo

Si calcola la resistenza di calcolo del calcestruzzo mediante la seguente relazione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{0.83 \cdot 300}{1.8} = 118 \text{ kg/cm}^2,$$

dove γ_c viene assunto pari a 1.80 per tenere in conto delle maggiori incertezze delle operazioni di getto all'interno del blocco cassero in legno.

Snellezza della parete λ

Si definisce la snellezza convenzionale di una parete come il rapporto fra altezza libera e spessore (non sono ammessi valori superiori a 30).

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{210}{15} = 14 \text{ cm.}$$

Percentuale di armatura meccanica ω :

Tutte le pareti sono armate sia orizzontalmente che verticalmente con $2\Phi 10/25$ cm distribuiti su entrambe le facce e quindi $2 \cdot 0,79 \text{ cmq} / 25 \text{ cm} = 6,32 \text{ cmq/m}$.

Si calcola la percentuale di armatura meccanica mediante la seguente relazione:

$$\omega = \frac{A_{sv} \cdot f_{yd}}{t_{eq} \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{6,32 \cdot 3910}{12,6 \cdot 118} = 16,6\%$$

Eccentricità trasversale - sezione di sommità:

Nella sezione di sommità della parete l'eccentricità trasversale dei carichi risulta:

$$e_{T,\text{sup}} = |e_s| + e_a = \left| \frac{M_s}{N_v} \right| + e_a,$$

dove e_a (eccentricità accidentale che tiene conto delle imperfezioni costruttive) viene assunta pari a 2 cm.

Per i setti perimetrali nel calcolo dell'eccentricità trasversale dei carichi nella sommità della parete si tiene conto anche dell'eccentricità dovuta al carico trasmesso dal solaio sull'appoggio.

Eccentricità trasversale - sezione di mezzera:

Nella sezione di mezzera della parete l'eccentricità trasversale dei carichi risulta:

$$e_{T,\text{mez}} = |e_m| + |e_h| + e_a \geq \frac{t}{20} = 0,75 \text{ cm, dove:}$$

e_a = eccentricità accidentale assunta pari a 2cm;

$e_m = 0,5 \cdot e_s$ = eccentricità convenzionale dei carichi verticali nella sezione di mezzera;

$e_h = M_h / N_v$ = eccentricità dovuta ai carichi orizzontali ortogonali al piano della parete.

Fattore di riduzione della capacità portante ϕ_T .

Il fattore ϕ_T tiene conto degli effetti dovuti alla snellezza della parete, dell'eccentricità trasversale dei carichi e degli effetti del secondo ordine. Il suo valore si ottiene da un grafico in funzione della snellezza λ della parete, del coefficiente di eccentricità m_t dovuto all'eccentricità trasversale e_t dei carichi rispetto al carico verticale ($m_t = 6 e_t / t$) e dalla percentuale di armatura meccanica ω . Nelle verifiche della sezione in sommità si assume $\lambda = 0$.

A favore di sicurezza si può trascurare l'incremento di resistenza dovuto alla presenza di armatura e considerare unicamente il grafico relativo all'involuppo inferiore dei valori.

Eccentricità longitudinale - sezione di sommità:

L'eccentricità longitudinale con cui lo sforzo normale agisce su ogni setto si ottiene dal rapporto tra il momento sollecitante nel piano della parete e lo sforzo normale stesso, derivanti dal modello numerico:

$$e_L = \frac{M_L}{N_v}.$$

Eccentricità longitudinale - sezione di mezzera:

Per le verifiche della sezione critica, si assume cautelativamente il seguente valore dell'eccentricità longitudinale:

$$e_{L,\text{mez}} = |0,6 \cdot e_{L,\text{inf}} + 0,4 e_{L,\text{sup}}|.$$

Fattore di riduzione della capacità portante ϕ_L

Il fattore ϕ_L tiene conto degli effetti dell'eccentricità longitudinale dei carichi. Questo coefficiente riduce la resistenza assiale N_{rd} di base del muro per tenere conto dell'eccentricità longitudinale (nel piano della parete) della risultante dei carichi verticali.

I valori del parametro ϕL si ottengono da grafici in funzione del coefficiente di eccentricità

$$m_L = \frac{6 \cdot e_L}{b} \text{ dove } b \text{ è la lunghezza della parete}$$

$$\text{e in funzione del rapporto meccanico di armatura } \omega = \frac{\rho \cdot f_{yd}}{f_{cd}}$$

Per piccole eccentricità, cioè quando $m_L < 3$, a favore di sicurezza si può trascurare il contributo dell'armatura. Quando $m_L > 3$, ovvero quando la risultante di compressione esce dal terzo medio della larghezza della parete, diventa fondamentale tenere conto dell'armatura per garantire la resistenza della parete.

Caratteristiche delle pareti portanti in Isospan

Percentuale di armatura	$\Omega = 16.6 \%$
Snellezza parete	$\lambda = 14$
Spessore efficace	$t_{eff} = 12.6 \text{ cm}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 118 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza della parete

Dai parametri di cui sopra si ricava la resistenza per unità di lunghezza della parete, in assenza di eccentricità di carico e bassa snellezza.

$$n_{rd,0} = f_{cd} \cdot t_{eff} \cdot (1 + \omega) = 118 \cdot 12.6 \cdot (1 + 0.166) = 1733.6 \text{ kg/cm}$$

Verifica a compressione semplice

La forza normale di compressione non deve eccedere il 40% del carico limite per compressione semplice. Pertanto

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = 0.4 \cdot f_{cd} \cdot A_{c,eff}$$

Se consideriamo quindi la parete n° 10 di Figura 7 (dove la base misura 397 cm e lo sforzo normale F_x vale 46240 kg), la verifica porta ad un carico limite di compressione pari a:

$$0.4 \cdot f_{cd} \cdot A_{c,eff} = 47.2 \cdot 397 \cdot 12.6 = 236100 \text{ kg, superiore}$$

allo sforzo normale sollecitante. Il risultato è confermato dal programma VERIFICHE CA, strumento ausiliario di MasterSap.

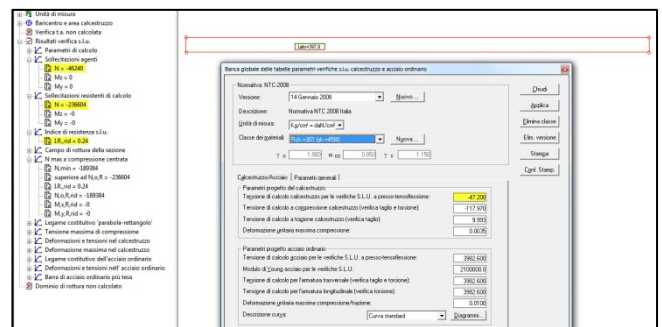


Figura 11: verifica a compressione semplice per parete ISOSPAN.

Verifica di stabilità

Al fine di prevenire i fenomeni di instabilità delle pareti fuori piano si deve rispettare il limite $\lambda/\lambda_{lim} \leq 1$.

Il valore della snellezza limite è dato dal rapporto $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot C / \sqrt{\nu}$. Il coefficiente C (compreso fra 0.7 e 2) dipende dalla distribuzione dei momenti: $C = 1.7 - r_m$, dove r_m è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine

$$\text{all'estremità della parete: } r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{M_{z,inf}}{M_{z,suo}}$$

L'azione assiale adimensionalizzata, considerando il carico N derivante dalla combinazione più gravosa e comprensiva dell'azione sismica, vale: $\nu = \frac{N}{A_{c,eff} \cdot f_{cd}}$.

Il valore della snellezza λ è dato dal rapporto l_0 / i_{eff} , dove $l_0 = 0.7 \cdot 300 = 210 \text{ cm}$ è la lunghezza libera d'inflessione nel

caso di armatura su doppio strato e $i_{eff} = \left(\frac{J_{eff}}{A_{c,eff}} \right)^{0.5}$ è il raggio giratore d'inerzia della sezione effettiva del pannello,

con J_{eff} pari al momento d'inerzia minimo della sezione in calcestruzzo gettato in opera.

Pertanto, per la parete n° 10, tali risultati valgono:

B [cm]	N _{sd} [kg]	M _{sup} [daN*m]	M _{inf} [daN*m]	C	A _{c,eff} [cm ²]	J _{eff} [cm ⁴]	ν	λ [cm]	λ _{lim} [cm]	λ/λ _{lim}
397	46240	630	1420	2.14	5002	66179	0.08	57.74	117.95	0.49

Verifica a pressoflessione

La **capacità portante al carico verticale** di una parete generica per unità di lunghezza viene definita come:

$$n_{rd} = \phi_T \cdot \phi_L \cdot f_{cd} \cdot t_{eff} \cdot (1 + \varpi) = \phi_T \cdot \phi_L \cdot n_{rd,0} \leq 0.8 \cdot n_{rd,0}$$

La verifica deve essere eseguita nelle sezioni di sommità (ovvero di massima sollecitazione, che permette di verificare localmente la resistenza della parete, senza tenere conto degli effetti del secondo ordine) e di mezzera del setto murario (che permette di valutare il comportamento globale della parete in quanto in tale sezione non sono in genere trascurabili gli effetti del secondo ordine, ovvero della snellezza).

Pertanto, per la parete n° 10 (b = 397 cm), tali risultati valgono:

Sezione in sommità

N [daN]	M _{y,sup} [daN*m]	M _{z,sup} [daN*m]	e _T [cm]	e _L [cm]	m _T	m _L	φ _T	φ _L	φ _T ·φ _L	N _{rd} [kg]	I.R.
46240	630	14360	3.36	31.06	1.34	0.47	0.47	0.84	0.40	272866	0.17

Sezione in mezzera

Nsd,sup [kg]	Nsd,mez [kg]	Nsd,inf [kg]	MT,mez [daN*m]	ML,sup [daN*m]	ML,inf [daN*m]
46240	48700	51160	500	14360	62380

e _T [cm]	e _{L,suo} [cm]	e _{L,inf} [cm]	m _T	e _L [cm]	m _T	m _T	φ _T	φ _L	φ _T ·φ _L	N _{rd} [kg]	I.R.
4.28	31.06	121.93	1.34	85.58	1.71	1.29	0.36	0.57	0.20	140945	0.35

Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considera l'elemento più sollecitato. La resistenza a taglio dei setti è limitata superiormente dal raggiungimento della crisi dei traversi orizzontali.

La resistenza dei traversi non armati, soggetti a una sollecitazione di taglio, è assicurata dalla sola resistenza a trazione del calcestruzzo. Si può pertanto stimare con la relazione:

$$v_{r,cls} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot \frac{A_t}{i_t} = 0.25 \cdot 14.7 \cdot \frac{72}{25} = 10.6 \text{ kg/cm}$$

dove

A_t = 6 · 12 = 72 cm² è l'area di calcestruzzo resistente del singolo traverso;

i_t = 25 cm è l'interasse dei traversi orizzontali.

In presenza di armatura orizzontale (2Φ10/ 25 cm verticali) la resistenza di base dei traversi viene incrementata in modo crescente con la quantità di acciaio disposta, e può essere calcolata dalla somma dei contributi:

$$v_{rd} = v_{r,cls} + v_{r,s}$$

Il corrispondente valore del taglio resistente vale: $v_{r,s} = \frac{2 \cdot M_u}{l \cdot i_t} = \frac{2 \cdot 6116}{4 \cdot 25} = 122.3 \text{ kg/cm}$, dove:

l = 4 cm è la lunghezza del singolo elemento orizzontale del graticcio costituente la parete;

M_u è il momento resistente ultimo del singolo traverso calcolato con la seguente espressione:

$$M_u = \frac{H_p \cdot R \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{f_{cd} \cdot R \cdot A_g} \right) = \frac{3400 \cdot 0.7 \cdot 12}{2} \cdot \left(1 - \frac{3400}{118 \cdot 0.7 \cdot 72} \right) = 6116 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

H_p = f_{yd} · A_{sw} = 3910 · 1.57 = 6138 kg ≤ 0.4 f_{cd} · A_t = 0.4 · 118 · 72 = 3400 kg è la resistenza a trazione dell'elemento teso;

A_{sw} = 1.57 cm² è l'area di armatura del singolo traverso;

R = 0.7 è il fattore di efficienza che tiene conto della deviazione delle tensioni locali all'interno della sezione di calcestruzzo;

h = 12 cm è l'altezza dei traversi orizzontali.

Pertanto la resistenza a taglio del setto più sollecitato a taglio è data dalla seguente espressione:

$$V_{rd} = (v_{r,cls} + v_{r,s}) \cdot b = (10.6 + 122.3) \cdot 535 = 71100 \text{ kg}$$

che risulta superiore alla sollecitazione di taglio massima agente (V_{Ed} = 41266 kg).

Verifica degli elementi di accoppiamento delle pareti

In prossimità delle zone d'apertura viene utilizzato l'elemento architrave, armato in modo analogo alle pareti (2 $\Phi 10/25$ cm in entrambe le direzioni). Le armature delle travi di accoppiamento proseguono per tutto il perimetro del fabbricato; per quanto riguarda i blocchi isospan, essi vengono disposti superiormente e inferiormente alle travi di accoppiamento e innestati facendo proseguire le armature interne.

Per le verifiche delle travi di accoppiamento si fa riferimento al punto 7.4.4.6 delle NTC 2008.

“La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta: $V_{Rd} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$ ”.

Nel nostro esempio entrambe le condizioni non risultano soddisfatte. La sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali opportunamente staffate disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti (che però il sistema costruttivo non consente di disporre). Quindi si procederà ad una **verifica a taglio locale delle nervature degli elementi**.

La resistenza a taglio delle fasce di piano è determinata dalla somma delle resistenze dei traversi e dell'architrave.

La resistenza a taglio dei traversi orizzontali è stata precedentemente determinata e risulta:

$$v_{rd} = v_{r,cls} + v_{r,s} = 10.6 + 122.3 = 132.9 \text{ kg/cm}.$$

La resistenza a taglio del singolo traverso si ricava quindi dalla seguente relazione:

$$V_{rd} = v_{rd} \cdot i_t = 132.9 \cdot 25 = 3322 \text{ kg}.$$

La resistenza a taglio dell'architrave viene calcolata come previsto dalle NTC08 per le travi in c.a.. La resistenza di calcolo a “taglio-trazione” vale:

$$V_{r,sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} = 0.9 \cdot 37 \cdot \frac{1.01}{10} \cdot 3910 = 13150 \text{ kg}.$$

La resistenza di calcolo a “taglio compressione” vale:

$$V_{r,cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 f_{cd} = 0.9 \cdot 37 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 250 = 62437 \text{ kg}.$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite: $V_{rd} = \min(V_{r,sd}; V_{r,cd}) = 13150 \text{ kg}.$

Nella fascia di piano in corrispondenza delle finestre sono presenti 4 traversi e la resistenza complessiva è data dalla somma dei contributi dell'architrave e dei traversi stessi:

$$V_{rd} = 13150 + 3322 \cdot 4 = 26440 \text{ kg}.$$

Per la verifica degli elementi di accoppiamento si considera l'elemento più sollecitato, cioè l'elemento n°35 delle travi di sottotetto, per il quale si ha:

$$V_{sd} = 16860 < V_{rd} = 26440 \text{ kg}$$

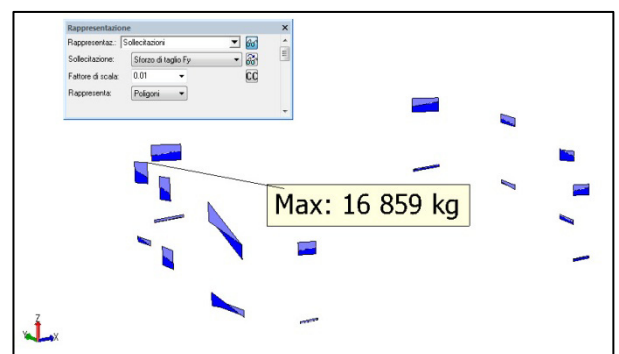


Figura 12: taglio massimo sugli elementi di accoppiamento.

Verifiche delle pareti in ISOSPAN agli stati limite di esercizio

Le verifiche agli stati limite di esercizio hanno portato ad avere deformazioni nell'ordine di pochi millimetri che non provocano fessurazioni o perdite di funzionalità nel solaio.

Verifiche in termini di contenimento del danno (stato limite di danno)

La verifica (§ 7.3.7.2 NTC 2008) si può ritenere soddisfatta in quanto gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi strutturale in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD soddisfano, in conformità con le Linee Guida, la seguente limitazione:

$$dr < 0,002 h$$

Si riporta di seguito la verifica manuale relativa allo spostamento di interpiano massimo:

$$dr / h * 1000 = 0,8 < 2.$$

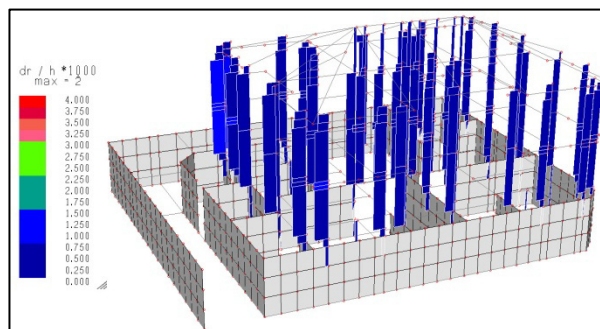


Figura 13: risultati del controllo sulle deformazioni relative.

Normative di riferimento

D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

Manuale di calcolo per pareti realizzate con blocco-cassero in legno mineralizzato. Scotta – Vitaliani. Versione 1.2, novembre 2008.

Faenza, giugno 2012

Ing. Marco Peroni

Ing. Irene Fabbi



MARCO PERONI
INGEGNERIA
VIA S. ANTONINO, 1
48018 FAENZA (RA)
TEL 0546/31433
FAX 0546/636566
peroni@marcoperoni.it
P.IVA 02043760392