

**Oggetto:** Realizzazione di strutture metalliche atte all'ancoraggio di pareti vetrate divisorie ai piani rialzato e primo della Sede Municipale edificio "Frumentaria".

[Committente: Comune di Reggio Emilia].

Relazione tecnica e di calcolo – Aggiornamento 09/2020.

## **Descrizione dell'intervento.**

Il presente elaborato riguarda le opere necessarie per l'ancoraggio di pareti vetrate divisorie per le quali si prevede l'installazione, ai piani rialzato e primo, dell'edificio denominato "Frumentaria" facente parte della Sede Municipale del Comune di Reggio Emilia.

Si prevede, per la precisione, la messa in opera di alcune pareti, alte circa 2,30 m dal pavimento finito, atte alla creazione di distinti box all'interno dei due piani dell'edificio in oggetto.

In base alle informazioni desunte dai due sopralluoghi effettuati prima dell'avvio della fase di progettazione e dall'analisi degli elaborati progettuali riguardanti l'intervento di "miglioramento sismico e completamento recupero", a cura dell'Ing. Giovanni Gualerzi e risalenti al 2011 fabbricato in questione è costituito da murature portanti in mattoni pieni, con i solai costituiti (nelle zone interessate dalle opere ora in progetto) da travetti in legno 12x17/40" consolidati con soletta armata al piano rialzato, mentre al primo piano si hanno principalmente solai con voltini in laterizio e profili metallici ed in una restante parte strutture analoghe a quelle del solaio di piano rialzato (travetti in legno 13x18/50" consolidati con soletta armata).

Si prevede, al fine di evitare il ribaltamento delle pareti vetrate, l'ancoraggio della loro sommità ai pilastri in muratura piena che sono presenti, ad entrambi i piani, all'interno degli ambienti ove esse andranno realizzate; questo avverrà per mezzo di travi metalliche, costituite da profili tubolari a sezione rettangolare di diverse dimensioni a seconda delle varie situazioni alle quali verranno fissati i profili in alluminio che delimiteranno superiormente le vetrate; le estremità delle singole travi metalliche verranno poi ancorate ai pilastri per mezzo di piastre che delimiteranno il perimetro dei pilastri stessi.

Il collegamento fra le travi e le piastre avverrà su di uno dei due lati delle travi stesse, a mezzo di piastra presaldada a quella di "fasciatura" del pilastro e bullonata alla trave stessa; i fori nella piastra saranno asolati in modo da consentire piccoli scorrimenti orizzontali della trave (e quindi della parete vetrata) utili a mantenere sostanzialmente separato il comportamento delle vetrate da quello dell'edificio in caso di evento sismico.

Le piastre che verranno predisposte sul pilastro saranno formate da un profilo ad "Ω" in modo da perimetrare i primi tre lati del pilastro e da un secondo profilo rettangolare in modo da completare il giro sul quarto lato (con il collegamento fra i due elementi che sarà garantito da due bulloni messi in opera fra i risvolti del profilo a "Ω" e le estremità dell'elemento rettangolare; la chiusura della staffa su tutti e quattro i lati del pilastro garantirà la trasmissione delle azioni orizzontali al pilastro e, quindi, l'assolvimento dello scopo per il quale sono state progettate le strutture in oggetto anche senza l'impiego di fissaggi con tasselli o barre filettate.

Tutti i pilastri hanno dimensioni differenti e, di conseguenza, anche le piastre dovranno essere diverse le une dalle altre; si nota inoltre che, mentre al primo piano i pilastri hanno sezione rettangolare, al piano rialzato essi presentano invece una sezione sostanzialmente "a croce"; non sarà comunque necessario realizzare in questo caso delle piastre che seguiranno fedelmente il perimetro di questi pilastri e, anche per questi elementi, si prevedono piastre di forma complessivamente rettangolare (come detto formato da due distinti elementi) "disegnate" basandosi sul rettangolo che circonda il pilastro.

Le piastre dovranno essere messe in opera direttamente sulla muratura e non sull'intonaco (quando presente).

Alle strutture in progetto verrà affidato il compito del solo ancoraggio nei confronti delle azioni orizzontali da sisma sulle pareti vetrate, risultando le pareti vetrate in appoggio sugli impalcati.

Le strutture in progetto non devono essere ritenute in grado di modificare il comportamento sismico dell'edificio, a causa delle motivazioni di seguito descritte:

- non sono previsti nuovi elementi verticali;
- non sono previsti impalcati;
- non si prevede un apprezzabile incremento di carico (peraltro i carichi dati dalle pareti faranno parte dell'aliquota attribuibile ai tramezzi);
- si tratta di strutture in acciaio, dotate cioè di rigidità trascurabile rispetto a quella delle strutture esistenti;
- si prevede la realizzazione di collegamenti asolati che consentiranno piccoli spostamenti delle travi metalliche rispetto a quelli dei pilastri.

**Prescrizioni su materiali.**

|                             |            |
|-----------------------------|------------|
| Acciaio da carpenteria -    | S275JR     |
| Bulloni e barre filettate - | Classe 8.8 |

### Classificazione della struttura ai sensi della norma UNI EN 1090.

Le strutture in oggetto rientrano nelle seguenti categorie ai sensi della norma:

- classe di conseguenza: CC2 [“conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali”; esempi: edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici (es.: edificio per uffici)];
- categoria di servizio: SC1 [strutture e componenti progettati per carichi quasi statici (ad es.: edifici); strutture e componenti con connessioni progettate per bassa duttilità (DCL) in zone sismiche a bassa sismicità; strutture e componenti progettati per la fatica derivante dalle azioni di carroponti in classe SO];
- categoria di produzione; PC1: elementi strutturali non saldati realizzati con qualsiasi tipo di acciaio; elementi strutturali saldati realizzati con acciai di qualità inferiore all'S355.

La struttura rientra di conseguenza nella classe di esposizione EXC2.

| EN 1090-2- Determinazione delle classi di esecuzione                                                                                                                        |  |     |      |      |      |         |         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|-----|------|------|------|---------|---------|
| Classi di conseguenze                                                                                                                                                       |  | CC1 |      | CC2  |      | CC3     |         |
| Categorie di servizio                                                                                                                                                       |  | SC1 | SC2  | SC1  | SC2  | SC1     | SC2     |
| Categorie di produzione                                                                                                                                                     |  | PC1 | EXC1 | EXC2 | EXC3 | EXC3(*) | EXC3(*) |
|                                                                                                                                                                             |  | PC2 | EXC2 | EXC2 | EXC2 | EXC3    | EXC4    |
| (*) EXC4 per strutture speciali o strutture con conseguenze particolarmente gravi a seguito di un cedimento strutturale, secondo quanto richiesto da prescrizioni nazionali |  |     |      |      |      |         |         |

### **Illustrazione generale del criterio di dimensionamento delle travi metalliche di ancoraggio.**

Le travi sono state dimensionate, come già detto in precedenza, sulla base delle sollecitazioni orizzontali derivanti dall'applicazione delle azioni sismiche di normativa, considerando le pareti vetrate e le travi metalliche alle quali esse saranno ancorate in sommità come "elementi costruttivi non strutturali" (quali in effetti esse sono, evidentemente), ai sensi della definizione di cui al punto 7.2.3 DM 17/01/2018.

La normativa stabilisce che l'azione di competenza di un "elemento costruttivo non strutturale" deve essere determinata in base alla formula 7.2.1 DM 17/01/2018  $F_a = [S_a * W_a] / q_a$ , dove  $W_a$  è il peso dell'elemento,  $q_a$  un fattore di comportamento fissato dalla Tab. C7.2.1 della Circolare N. 7/2019 ed  $S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame.

Stante l'oggettiva complessità delle formule indicate nel par. C7.2.3 della suddetta circolare, si assume (evidentemente a favore di sicurezza)  $S_a = 1$  (si tratterebbe, diversamente, di dovere effettuare stime approfondite del comportamento sismico dell'intero edificio, cosa non appropriata per la situazione in oggetto).

È evidente che questa approssimazione risulterà a favore di sicurezza.

Si assumerà inoltre  $q_a = 2,0$ , trattandosi di elementi appartenenti ai gruppi "pareti interne ed esterne – tramezzatura e facciate" individuati nella Tab. C7.2.1 della Circolare N. 7/2019.

Per il dimensionamento delle travi metalliche (e dei collegamenti) si assumeranno i seguenti dati:

- peso pareti: 30 kg/m per metro di altezza della parete;
- altezza pareti al lordo dei profili: 2,30 m dal pavimento finito;

Infine, il progetto verrà affettuato attribuendo tutta la massa delle pareti alla trave superiore di ancoraggio.

Si riportano nelle pagine successive i calcoli di verifica delle strutture, con riferimento alla numerazione dei pilastri riportata negli elaborati grafici strutturali allegati al presente documento.

**Travi campate A-B, B-C, C-D, D-E; travi campate H-I, I-L, L-M, M-N; travi campate O-P, S-R (piano rialzato).**

Le travi presentano tutte lunghezze paragonabili fra loro; di seguito si esplicitano la lunghezza netta minima e la lunghezza netta massima (al lordo delle piastre di ancoraggio):

$$L_{n \min} = 1.748,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ m} \quad (\text{campata A-B})$$

$$L_{n \max} = 1.850 \text{ mm} = 1,85 \text{ m} \quad (\text{campata C-D})$$

Si prescrive un tubolare rettangolare 50x20x3 (a freddo) S275JR che sarà posto in opera "sdraiato" (con il lato maggiore cioè orizzontale).

$$pp = 3,0 \text{ kg/m}$$

$$J_{\text{orizz.}} = 2,0 \cdot 5,0^3 / 12 - 1,4 \cdot 4,4^3 / 12 = 10,89 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{orizz.}} = 10,89 / 2,5 = 4,35 \text{ cm}^3$$

$$q_{\text{SLS}} = 3,0 + 30 \cdot 2,30 = 75 \text{ kg/m}$$

$$M_d \text{ orizzontale da sisma} = (75/2) \cdot 1,85^2 / 8 = 20 \text{ kgm}$$

$$H_d \text{ orizzontale da sisma} = (75/2) \cdot 1,85 / 2 = 35 \text{ kg}$$

$$M_{\text{Res. orizzontale}} = 4,35 \cdot 2.750 / 1,05 = 11.206 \text{ kgcm} = 110 \text{ kgm} > 20 \text{ Verifica soddisfatta}$$

$$q_{\text{SLE R}} = 3,0 + 30 \cdot 2,30 = 75 \text{ kg/m}$$

$$f_{\text{SLE R}} = [5/384] \cdot [0,75/2] \cdot 185^4 / [2.100.000 \cdot 10,89] = 0,25 \text{ cm} \quad [1/740 \text{ L}]$$

(Nei calcoli sia di  $M_d$  che di  $f_{\text{SLE R}}$  il carico uniformemente distribuito  $q$  è stato diviso per il fattore  $q_a = 2,0$  come da indicazioni riportate nel paragrafo "Illustrazione generale del criterio di dimensionamento delle travi metalliche di ancoraggio").

**Travi campate A-H, B-I, C-L, D-M, E-N; travi campate F-O, O-S (piano rialzato).**

Le travi presentano tutte lunghezze paragonabili fra loro; di seguito si esplicitano la lunghezza netta minima e la lunghezza netta massima (al lordo delle piastre di ancoraggio):

$$L_{n \text{ min}} = 3.009 \text{ mm} = 3,01 \text{ m} \quad (\text{campata A-B})$$

$$L_{n \text{ max}} = 3.095 \text{ mm} = 3,10 \text{ m} \quad (\text{campata C-D})$$

Si prescrive un tubolare rettangolare 50x30x4 [a freddo] S275JR che sarà posto in opera "sdraiato" (con il lato maggiore cioè orizzontale).

$$pp = 4,5 \text{ kg/m}$$

$$J_{\text{orizz.}} = 3,0 * 5,0^3 / 12 - 2,2 * 4,2^3 / 12 = 17,67 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{orizz.}} = 17,67 / 2,5 = 7,06 \text{ cm}^3$$

$$q_{\text{SLS}} = 4,5 + 30 * 2,30 = 75 \text{ kg/m}$$

$$M_d \text{ orizzontale da sisma} = (75/2) * 3,10^2 / 8 = 45 \text{ kgm}$$

$$H_d \text{ orizzontale da sisma} = (75/2) * 3,10 / 2 = 60 \text{ kg}$$

$$M_{\text{Res. orizzontale}} = 7,06 * 2.750 / 1,05 = 18.490 \text{ kgcm} = 180 \text{ kgm} > 45 \text{ Verifica soddisfatta}$$

$$q_{\text{SLE R}} = 4,5 + 30 * 2,30 = 75 \text{ kg/m}$$

$$f = (5/384) * (0,75/2) * 310^4 / (2.100.000 * 17,67) = 1,21 \text{ cm} \quad [1/250 \text{ L}]$$

(Nei calcoli sia di  $M_d$  che di  $f_{\text{SLE R}}$  il carico uniformemente distribuito  $q$  è stato diviso per il fattore  $q_a = 2,0$  come da indicazioni riportate nel paragrafo "Illustrazione generale del criterio di dimensionamento delle travi metalliche di ancoraggio").

**Travi campate R-Z4, P-Z3 (piano rialzato).**

Le due travi presentano lunghezze ben diverse fra loro ma inferiori comunque a quelle del primo gruppo considerato (misure al lordo delle piastre di ancoraggio):

$L_{n \min} = 667 \text{ mm} = 0,67 \text{ m}$       [campata A-B]

$L_{n \max} = 1.100 \text{ mm} = 1,10 \text{ m}$       [campata C-D]

Si prescrive un tubolare rettangolare 50x20x2 (a freddo) S275JR che sarà posto in opera "sdraiato" (con il lato maggiore cioè orizzontale).

Si omettono le verifiche, che sono palesemente soddisfatte.

**Travi campate A-C, F-H (primo piano).**

Le due travi presentano lunghezze paragonabili fra loro; di seguito si esplicitano la lunghezza netta minima e la lunghezza netta massima (al lordo delle piastre di ancoraggio):

$$L_{n \min} = 5.127 \text{ mm} = 5,13 \text{ m} \quad [\text{campata A-C}]$$

$$L_{n \max} = 5.133 \text{ mm} = 5,13 \text{ m} \quad [\text{campata F-H}]$$

[situazione derivante dal fatto che i contigui pilastri B e G non sono in effetti realmente portanti].

Ciascuna delle due travi è soggetta, oltre alla massa della lastra di vetro di propria competenza, anche alla reazione trasmessa dalla trave B-G che non può scaricare sul pilastro, essendo i pilastri B e G non portanti.

Si prescrive un tubolare rettangolare 100x50x4 (a freddo) S275JR che sarà posto in opera "sdraiato" (con il lato maggiore cioè orizzontale).

$$pp = 8,9 \text{ kg/m}$$

$$J_{\text{orizz.}} = 5,0 \cdot 10,0^3 / 12 - 4,2 \cdot 9,2^3 / 12 = 144,1 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{orizz.}} = 144,1 / 5,0 = 28,8 \text{ cm}^3$$

$$q_{\text{SLUS}} = 8,9 + 30 \cdot 2,30 = 80 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{HSLUS}} = 70 \text{ kg} \quad [\text{reazione dalla trave B-G analizzata nel punto successivo}]$$

$$M_{\text{d orizzontale da sisma}} = (80/2) \cdot 5,13^2 / 8 + 70 \cdot 5,13 / 4 = 220 \text{ kgm}$$

$$H_{\text{d orizzontale da sisma}} = (80/2) \cdot 5,13 / 2 + 70 / 2 = 140 \text{ kg}$$

$$M_{\text{Res. orizzontale}} = 28,8 \cdot 2.750 / 1,05 = 75.428 \text{ kgcm} = 755 \text{ kgm} > 220 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$q_{\text{SLER}} = 8,9 + 30 \cdot 2,30 = 80 \text{ kg/m}$$

$$f = (5/384) \cdot (0,80/2) \cdot 513^4 / [2.100.000 \cdot 144,1] + 70 \cdot 513^3 / [48 \cdot 2.100.000 \cdot 144,1] =$$

$$= 1,84 \text{ cm} \quad [1/270 \text{ L}]$$

[Nei calcoli sia di  $M_d$  che di  $f_{\text{SLER}}$  il carico uniformemente distribuito  $q$  è stato diviso per il fattore  $q_s = 2,0$  come da indicazioni riportate nel paragrafo "Illustrazione generale del criterio di dimensionamento delle travi metalliche di ancoraggio"].

**Travi campate C-D, F-E (primo piano).**

Le travi presentano la stessa lunghezza, pari a (misure al lordo delle piastre di ancoraggio):

$$L_{n\min} = 2.151 \text{ mm} = 2,15 \text{ m}$$

Si prescrive un tubolare rettangolare 100x50x4 (a freddo) S275JR che sarà posto in opera “sdraiato” (con il lato maggiore cioè orizzontale), per uniformare il profilo con quello delle altre campate sugli stessi due allineamenti, pur essendo evidentemente le travi in questione sensibilmente meno sollecitate rispetto a quelle di cui al punto precedente.

Si omettono le verifiche, che sono palesemente soddisfatte.

**Trave campata B-G (primo piano).**

La luce della trave è pari a (misura al lordo delle piastre di ancoraggio):

$$L_n = 3.530 \text{ mm} = 3,53 \text{ m}$$

(situazione derivante dal fatto che i pilastri B e G non sono in effetti realmente portanti).

Si prescrive un tubolare rettangolare 70x40x4 (a freddo) S275JR che sarà posto in opera "sdraiato" (con il lato maggiore cioè orizzontale).

$$pp = 6,4 \text{ kg/m}$$

$$J_{orizz.} = 4,0 \cdot 7,0^3 / 12 + 3,2 \cdot 6,2^3 / 12 = 50,78 \text{ cm}^4$$

$$W_{orizz.} = 50,78 / 3,5 = 14,5 \text{ cm}^3$$

$$q_{SLS} = 6,4 + 30 \cdot 2,30 = 75 \text{ kg/m}$$

$$M_d \text{ orizzontale da sisma} = (75/2) \cdot 3,53^2 / 8 = 60 \text{ kgm}$$

$$H_d \text{ orizzontale da sisma} = (75/2) \cdot 3,53 / 2 = 70 \text{ kg}$$

$$M_{Res. \text{ orizzontale}} = 14,5 \cdot 2.750 / 1,05 = 37.976 \text{ kgcm} = 375 \text{ kgm} > 60 \text{ Verifica soddisfatta}$$

$$q_{SLE R} = 6,4 + 30 \cdot 2,30 = 75 \text{ kg/m}$$

$$f = (5/384) \cdot (0,75/2) \cdot 353^4 / (2.100.000 \cdot 50,78) = 0,71 \text{ cm} \quad (1/490 \text{ L})$$

(Nei calcoli sia di  $M_d$  che di  $f_{SLE R}$  il carico uniformemente distribuito  $q$  è stato diviso per il fattore  $q_s = 2,0$  come da indicazioni riportate nel paragrafo "Illustrazione generale del criterio di dimensionamento delle travi metalliche di ancoraggio").

**Travi campate A-H, C-F, D-E (primo piano).**

Le due travi presentano tutte lunghezze paragonabili fra loro; di seguito si esplicitano la lunghezza netta minima e la lunghezza netta massima (al lordo delle piastre di ancoraggio):

$$L_{n \min} = 2.950 \text{ mm} = 2,95 \text{ m} \quad (\text{campata D-E})$$

$$L_{n \max} = 3.034 \text{ mm} = 3,03 \text{ m} \quad (\text{campata B-G})$$

Si prescrive un tubolare rettangolare 70x40x4 (a freddo) S275JR che sarà posto in opera "sdraiato" (con il lato maggiore cioè orizzontale), per uniformare il profilo con quello delle altre travate ad essa parallela, pur essendo evidentemente le travi in questione sensibilmente meno sollecitate rispetto a quelle di cui al punto precedente.

Si omettono le verifiche, che sono palesemente soddisfatte.

### Verifica degli ancoraggi delle travi 50x20x3

Il collegamento è costituito da una piastra verticale 100x80x5 in aderenza ad una delle due facce verticali della trave e collegata ad esso con una coppia di bulloni M8 8.8.

La piastra verticale sarà soggetta a trazione e la coppia di bulloni a taglio in caso di azione sismica parallela all'asse della trave (sarà inoltre presente un momento flettente che sollecita l'asse della piastra nel suo piano debole a causa dell'eccentricità fra trave e piastra), mentre invece, in caso di azione sismica perpendicolare all'asse della trave si avrà una sollecitazione di trazione sulla coppia di bulloni e di flessione nel piano debole della piastra.

La reazione massima trasmessa dall'estremità della trave, in base ai calcoli riportati nelle pagine precedenti, è pari a 35 kg, che come detto può essere trasmessa all'ancoraggio secondo due diverse direzioni; si ha:

#### Azione sismica parallela all'asse della trave:

$N_d = 35 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sull'ancoraggio]

$e = 2,8 \text{ cm}$  [eccentricità fra l'asse della trave e quello della piastra]

$M_{(e) d} = 35 * 0,028 = 1 \text{ kgm}$  [momento di progetto per eccentricità sull'ancoraggio]

da cui:

$V_{d \text{ bullone}} = 35/2 \approx 20 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di taglio sul bullone]

$N_{d \text{ bullone}} = 1/0,05 = 20 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sul bullone]

$R_{td \text{ M8 8.8}} = 0,9 * f_{tbK} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 * 800 * 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$

[Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$2.130 \text{ kg} > 20$

Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$R_{vd \text{ M20 8.8}} = 0,6 * f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 * 800 * 37 / 1,25 = 14.208 \text{ N} = 1.420 \text{ kg}$

[Resistenza di calcolo a taglio del bullone; formula 4.2.63 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$1.420 \text{ kg} > 20$

Verifica a taglio del bullone soddisfatta (un piano di taglio)

$20/2.130 + 20/[1,4 * 1.420] = 0,02 < 1$

Verifica per gli sforzi combinati sul bullone soddisfatta

$R_{rif d \text{ ala sp. 2 S275}} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 2,5 * 0,926 * 430 * 8 * 2 / 1,25 =$

$= 12.741 \text{ N} = 1.275 \text{ kg}$

[Resistenza di calcolo a rifollamento dell'ala del profilo; formula 4.2.67 e Tab. 4.2.I e XIII.b DM 17/01/2018]

$1.275 \text{ kg} > 20$

Verifica a rifollamento del collegamento soddisfatta

[si omette la verifica a rifollamento della piastre, che risulta verificata ancora più ampiamente, visto lo spessore maggiore della piastre stessa rispetto a quello dell'ala del profilo]

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 800 / 1,25 = 19.292 \text{ N} = 1.930 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$1.930 > 20$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. piastra} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 1$$

Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

Azione sismica perpendicolare all'asse della trave:

$$V_d = 35 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di taglio sull'ancoraggio)

$$M_{(e) d} = 35 \cdot (0,025 + 0,05 / 2) = 2 \text{ kgm}$$

(momento di progetto per taglio sulla piastra di ancoraggio)

da cui:

$$N_d \text{ bullone} = 35 / 2 \approx 20 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di trazione sul bullone)

$$R_{td} \text{ MB 8.8} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$$

(Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018)

$$2.130 \text{ kg} > 20$$

Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 800 / 1,25 = 19.292 \text{ N} = 1.930 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$1.930 > 20$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. piastra} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 2$$

Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

**Verifica degli ancoraggi delle travi 50x30x4.**

Il collegamento è costituito da una piastra verticale 100x80x5 in aderenza ad una delle due facce verticali della trave e collegata ad esso con una coppia di bulloni M8 8.8.

La piastra verticale sarà soggetta a trazione e la coppia di bulloni a taglio in caso di azione sismica parallela all'asse della trave (sarà inoltre presente un momento flettente che sollecita l'asse della piastra nel suo piano debole a causa dell'eccentricità fra trave e piastra), mentre invece, in caso di azione sismica perpendicolare all'asse della trave si avrà una sollecitazione di trazione sulla coppia di bulloni e di flessione nel piano debole della piastra.

La reazione massima trasmessa dall'estremità della trave, in base ai calcoli riportati nelle pagine precedenti, è pari a 60 kg, che come detto può essere trasmessa all'ancoraggio secondo due diverse direzioni; si ha:

Azione sismica parallela all'asse della trave:

$N_d = 60 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sull'ancoraggio]

$e = 2,8 \text{ cm}$  [eccentricità fra l'asse della trave e quello della piastra]

$M_{(e) d} = 60 * 0,028 = 2 \text{ kgm}$  [momento di progetto per eccentricità sull'ancoraggio]

da cui:

$V_{d \text{ bullone}} = 60/2 = 30 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di taglio sul bullone]

$N_{d \text{ bullone}} = 2/0,05 = 40 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sul bullone]

$R_{td \text{ M8 8.8}} = 0,9 * f_{tbK} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 * 800 * 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$2.130 \text{ kg} > 40$  Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$R_{vd \text{ M20 8.8}} = 0,6 * f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 * 800 * 37 / 1,25 = 14.208 \text{ N} = 1.420 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a taglio del bullone; formula 4.2.63 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$1.420 \text{ kg} > 30$  Verifica a taglio del bullone soddisfatta (un piano di taglio)

$40/2.130 + 30/[1,4 * 1.420] = 0,03 < 1$  Verifica per gli sforzi combinati sul bullone soddisfatta

$R_{rif d \text{ ala sp. 2 S275}} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 2,5 * 0,926 * 430 * 8 * 4 / 1,25 =$

$= 25.483 \text{ N} = 2.545 \text{ kg}$

[Resistenza di calcolo a rifollamento dell'ala del profilo; formula 4.2.67 e Tab. 4.2.I e XIII.b DM 17/01/2018]

$2.545 \text{ kg} > 30$  Verifica a rifollamento del collegamento soddisfatta

[si omette la verifica a rifollamento della piastre, che risulta verificata ancora più ampiamente, visto lo spessore maggiore della piastre stessa rispetto a quello dell'ala del profilo]

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 800 / 1,25 = 38.584 \text{ N} = 3.855 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$3.855 > 40$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. \text{ piastra}} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 2$$

Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

Azione sismica perpendicolare all'asse della trave:

$$V_d = 60 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di taglio sull'ancoraggio)

$$M_{(e) d} = 60 \cdot (0,025 + 0,05 / 2) = 3 \text{ kgm}$$

(momento di progetto per taglio sulla piastra di ancoraggio)

da cui:

$$N_d \text{ bullone} = 60 / 2 \approx 30 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di trazione sul bullone)

$$R_{td \text{ M8 8.8}} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$$

(Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018)

$$2.130 \text{ kg} > 30$$

Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 800 / 1,25 = 19.292 \text{ N} = 1.930 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$1.930 > 30$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. \text{ piastra}} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 3$$

Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

**Verifica degli ancoraggi delle travi 70x40x4.**

Il collegamento è costituito da una piastra verticale 100x80x5 in aderenza ad una delle due facce verticali della trave e collegata ad esso con una coppia di bulloni M8 8.8.

La piastra verticale sarà soggetta a trazione e la coppia di bulloni a taglio in caso di azione sismica parallela all'asse della trave (sarà inoltre presente un momento flettente che sollecita l'asse della piastra nel suo piano debole a causa dell'eccentricità fra trave e piastra), mentre invece, in caso di azione sismica perpendicolare all'asse della trave si avrà una sollecitazione di trazione sulla coppia di bulloni e di flessione nel piano debole della piastra.

La reazione massima trasmessa dall'estremità della trave, in base ai calcoli riportati nelle pagine precedenti, è pari a 70 kg, che come detto può essere trasmessa all'ancoraggio secondo due diverse direzioni; si ha:

Azione sismica parallela all'asse della trave:

$N_d = 70 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sull'ancoraggio]

$e = 3,8 \text{ cm}$  [eccentricità fra l'asse della trave e quello della piastra]

$M_{(e) d} = 70 \cdot 0,038 = 3 \text{ kgm}$  [momento di progetto per eccentricità sull'ancoraggio]

da cui:

$V_{d \text{ bullone}} = 70/2 = 35 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di taglio sul bullone]

$N_{d \text{ bullone}} = 3/0,05 = 60 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sul bullone]

$R_{td \text{ M8 8.8}} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$2.130 \text{ kg} > 60$  Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$R_{vd \text{ M20 8.8}} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 14.208 \text{ N} = 1.420 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a taglio del bullone; formula 4.2.63 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$1.420 \text{ kg} > 35$  Verifica a taglio del bullone soddisfatta (un piano di taglio)

$60 / 2.130 + 35 / (1,4 \cdot 1.420) = 0,05 < 1$  Verifica per gli sforzi combinati sul bullone soddisfatta

$R_{rif d \text{ ala sp. 2 S275}} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,926 \cdot 430 \cdot 8 \cdot 4 / 1,25 =$

$= 25.483 \text{ N} = 2.545 \text{ kg}$

[Resistenza di calcolo a rifollamento dell'ala del profilo; formula 4.2.67 e Tab. 4.2.I e XIII.b DM 17/01/2018]

$2.545 \text{ kg} > 35$  Verifica a rifollamento del collegamento soddisfatta

[si omette la verifica a rifollamento della piastre, che risulta verificata ancora più ampiamente, visto lo spessore maggiore della piastre stessa rispetto a quello dell'ala del profilo]

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 800 / 1,25 = 38.584 \text{ N} = 3.855 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$3.855 > 60$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. piastra} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 3$$

Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

Azione sismica perpendicolare all'asse della trave:

$$V_d = 70 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di taglio sull'ancoraggio)

$$M_{(e) d} = 70 \cdot (0,025 + 0,05 / 2) = 4 \text{ kgm}$$

(momento di progetto per taglio sulla piastra di ancoraggio)

da cui:

$$N_d \text{ bullone} = 70 / 2 = 35 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di trazione sul bullone)

$$R_{td \text{ MB 8.8}} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$$

(Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018)

$$2.130 \text{ kg} > 35$$

Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 800 / 1,25 = 19.292 \text{ N} = 1.930 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$1.930 > 35$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. piastra} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 4$$

Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

**Verifica degli ancoraggi delle travi 100x50x4.**

Il collegamento è costituito da una piastra verticale 100x80x5 in aderenza ad una delle due facce verticali della trave e collegata ad esso con una coppia di bulloni M8 8.8.

La piastra verticale sarà soggetta a trazione e la coppia di bulloni a taglio in caso di azione sismica parallela all'asse della trave (sarà inoltre presente un momento flettente che sollecita l'asse della piastra nel suo piano debole a causa dell'eccentricità fra trave e piastra), mentre invece, in caso di azione sismica perpendicolare all'asse della trave si avrà una sollecitazione di trazione sulla coppia di bulloni e di flessione nel piano debole della piastra.

La reazione massima trasmessa dall'estremità della trave, in base ai calcoli riportati nelle pagine precedenti, è pari a 140 kg, che come detto può essere trasmessa all'ancoraggio secondo due diverse direzioni; si ha:

Azione sismica parallela all'asse della trave:

$N_d = 140 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sull'ancoraggio]

$e = 5,3 \text{ cm}$  [eccentricità fra l'asse della trave e quello della piastra]

$M_{(e) d} = 140 \cdot 0,053 = 8 \text{ kgm}$  [momento di progetto per eccentricità sull'ancoraggio]

da cui:

$V_{d \text{ bullone}} = 140/2 = 70 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di taglio sul bullone]

$N_{d \text{ bullone}} = 8/0,05 = 160 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sul bullone]

$R_{td \text{ M8 8.8}} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$2.130 \text{ kg} > 160$  Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$R_{vd \text{ M20 8.8}} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 14.208 \text{ N} = 1.420 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a taglio del bullone; formula 4.2.63 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$1.420 \text{ kg} > 70$  Verifica a taglio del bullone soddisfatta (un piano di taglio)

$160 / (2.130 + 70) / (1,4 \cdot 1.420) = 0,11 < 1$  Verifica per gli sforzi combinati sul bullone soddisfatta

$R_{rif \text{ d ala sp. 2 S275}} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,926 \cdot 430 \cdot 8 \cdot 4 / 1,25 =$

$= 25.483 \text{ N} = 2.545 \text{ kg}$

[Resistenza di calcolo a rifollamento dell'ala del profilo; formula 4.2.67 e Tab. 4.2.I e XIII.b DM 17/01/2018]

$$2.545 \text{ kg} > 70$$

Verifica a rifollamento del collegamento  
soddisfatta

[si omette la verifica a rifollamento della piastra, che risulta verificata ancora più ampiamente, visto lo spessore maggiore della piastra stessa rispetto a quello dell'ala del profilo]

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 800 / 1,25 = 38.584 \text{ N} = 3.855 \text{ kg}$$

[Resistenza a  
punzonamento  
dell'ala del  
profilo; 4.2.70  
DM  
17/01/2018]

$$3.855 > 160$$

Verifica a punzonamento del  
collegamento soddisfatta

$$M_{res. piastra} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 8$$

Verifica a flessione della piastra di  
collegamento soddisfatta

Azione sismica perpendicolare all'asse della trave:

$$V_d = 140 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di taglio sull'ancoraggio)

$$M_{(e) d} = 140 \cdot (0,025 + 0,05 / 2) = 7 \text{ kgm} \quad (\text{momento di progetto per taglio sulla piastra di ancoraggio})$$

da cui:

$$N_d \text{ bullone} = 140 / 2 = 70 \text{ kg}$$

(sforzo di progetto di trazione sul bullone)

$$R_{td \text{ M8 } 8.8} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$$

(Resistenza di calcolo a  
trazione del bullone; formula  
4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM  
17/01/2018)

$$2.130 \text{ kg} > 70$$

Verifica a trazione del bullone  
soddisfatta

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 800 / 1,25 = 19.292 \text{ N} = 1.930 \text{ kg}$$

[Resistenza a  
punzonamento  
dell'ala del  
profilo; 4.2.70  
DM  
17/01/2018]

$$1.930 > 70$$

Verifica a punzonamento del  
collegamento soddisfatta

$$M_{res. piastra} = (10 \cdot 0,5^2 / 6) \cdot 2.750 / 1,05 = 1.091 \text{ kgcm} = 10 \text{ kgm}$$

$$10 > 7$$

Verifica a flessione della piastra di  
collegamento soddisfatta

**Verifica degli ancoraggi delle travi 70x40x4 sulle travi 100x50x4.**

Si prevede la realizzazione del collegamento effettuandolo sulle due facce verticali della trave 70x40x4, per mezzo di un angolare 100x100x6 fissato con n. 2 bulloni M8 8.8 sia sull'ala verticale del profilo 70x40x4 che su quella del profilo 100x100x6.

Il collegamento sarà soggetto a trazione in caso di azione sismica parallela all'asse della trave 70x40x4 mentre, invece, in caso di azione sismica perpendicolare all'asse della trave 70x40x4 si avrà una sollecitazione di trazione collegamento.

La reazione massima trasmessa dall'estremità della trave 70x40x4, in base ai calcoli riportati nelle pagine precedenti, è pari a 70 kg, che come detto può essere trasmessa all'ancoraggio secondo due diverse direzioni; si ha:

Azione sismica parallela all'asse della trave 70x40x4:

$N_d = 70/2 = 35 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sull'ancoraggio, essendo esso previsto su entrambi i lati del profilo]

$e = 8,5 \text{ cm}$  [eccentricità fra l'asse della trave 70x40x4 e quello dell'ala dell'angolare 100x100x6 sul profilo 100x100x6]

$M_{(e) d} = 35 * 0,085 = 3 \text{ kgm}$  [momento di progetto per eccentricità sull'ancoraggio]

da cui:

$V_{d \text{ bullone}} = 35/2 \approx 20 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di taglio sul bullone del profilo 70x40x4]

$N_{d \text{ bullone}} = 35/2 + 3/0,04 = 95 \text{ kg}$  [sforzo di progetto di trazione sul bullone del profilo 100x50x4]

$R_{td \text{ M8 8.8}} = 0,9 * f_{tbK} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 * 800 * 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$2.130 \text{ kg} > 95$  Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$R_{vd \text{ M20 8.8}} = 0,6 * f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 * 800 * 37 / 1,25 = 14.208 \text{ N} = 1.420 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a taglio del bullone; formula 4.2.63 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$1.420 \text{ kg} > 20$  Verifica a taglio del bullone soddisfatta (un piano di taglio)

$R_{rif \text{ d ala sp. 2 S275}} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 2,5 * 1,0 * 430 * 8 * 4 / 1,25 = 27.520 \text{ N} = 2.750 \text{ kg}$  [Resistenza di calcolo a rifollamento dell'ala del profilo; 70x40x4 formula 4.2.67 e Tab. 4.2.I e XIII.b DM 17/01/2018]

$2.750 \text{ kg} > 20$  Verifica a rifollamento del collegamento soddisfatta

[si omette la verifica a rifollamento dell'angolare, che risulta verificata ancora più ampiamente, visto lo spessore maggiore dell'angolare stesso rispetto a quello dell'ala del profilo]

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 800 / 1,25 = 38.584 \text{ N} = 3.855 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$3.855 > 95$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. \text{ ala } 100 \times 100 \times 6} = [4 \cdot 0,6^2 / 6] \cdot 2.750 / 1,05 = 628 \text{ kgcm} = 6 \text{ kgm}$$

$$6 > 3$$

Verifica a flessione dell'ala dell'angolare 100x100x6 soddisfatta

Azione sismica perpendicolare all'asse della trave 70x40x4:

$$V_d = 70 / 2 = 35 \text{ kg}$$

[sforzo di progetto di taglio sull'ancoraggio, essendo esso previsto su entrambi i lati del profilo]

$$V_{d \text{ bullone}} = 35 / 2 \approx 20 \text{ kg}$$

[sforzo di progetto di taglio sul bullone del profilo 70x40x4]

$$M_{(e) d} = 35 \cdot [0,030 - 0,006 / 2 + 0,04 / 2] = 2 \text{ kgm}$$

[momento di progetto per taglio sull'ala dell'angolare 100x100x6 disposta sul profilo 100x50x4]

da cui:

$$N_{d \text{ bullone}} = 35 / 2 + 2 / 0,04 \approx 70 \text{ kg}$$

[sforzo di progetto di trazione sul bullone del profilo 100x50x4]

$$R_{td \text{ M8 } 8.8} = 0,9 \cdot f_{tbK} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 800 \cdot 37 / 1,25 = 21.312 \text{ N} = 2.130 \text{ kg}$$

[Resistenza di calcolo a trazione del bullone; formula 4.2.68 e Tab. 11.3.XIII.b DM 17/01/2018]

$$2.130 \text{ kg} > 70$$

Verifica a trazione del bullone soddisfatta

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 800 / 1,25 = 38.584 \text{ N} = 3.855 \text{ kg}$$

[Resistenza a punzonamento dell'ala del profilo; 4.2.70 DM 17/01/2018]

$$3.855 > 20$$

Verifica a punzonamento del collegamento soddisfatta

$$M_{res. \text{ ala } 100 \times 100 \times 6} = [4 \cdot 0,6^2 / 6] \cdot 2.750 / 1,05 = 628 \text{ kgcm} = 6 \text{ kgm}$$

$$6 > 2 \quad \text{Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta}$$

### Verifica delle piastre di ancoraggio sul perimetro dei pilastri in muratura.

Tutti i pilastri presentano dimensioni diverse; inoltre, mentre al primo piano essi presentano sostanzialmente sezione rettangolare, al piano terra essi hanno invece sezione irregolare approssimativamente riconducibile ad una croce e, di conseguenza, le piastre perimetrali (previste comunque con profilo rettangolare), non saranno con i loro lati completamente in aderenza alla faccia del pilastro ma solo in parte.

Ne consegue che si hanno condizioni di verifica diverse caso per caso, anche in considerazione del fatto che sui sistemi convergono a volte tre travi, a volte due ed a volte un solo profilo, peraltro a loro volta diversamente sollecitati.

Si effettua di seguito la verifica delle piastre nelle situazioni che sono state individuate come maggiormente penalizzanti.

#### Collegamenti per le strutture del piano terra – Piastre soggette alla reazione di ancoraggio trasmessa dalle travi 50x20x3.

$V_d = 35 \text{ kg}$  (sforzo di progetto di taglio trasmesso dalla trave alla piastra parallela al lato corto del pilastro e, da quest'ultima, alla piastra parallela al lato lungo del pilastro)

$L_{\text{mensola}} = 0,25 \text{ m}$  (lunghezza massima del tratto di piastra non in aderenza sulla faccia del pilastro con dimensione maggiore)

$M_d = 35 * 0,25 = 9 \text{ kgm}$  (momento di progetto sulla piastra predisposta sulla faccia del pilastro con dimensione maggiore)

$M_{\text{res. piastra}} = (10 * 0,8^2 / 6) * 2.750 / 1,05 = 2.794 \text{ kgcm} = 28 \text{ kgm}$

$28 > 9$  Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta

#### Collegamenti per le strutture del piano terra – Piastre soggette alla reazione di ancoraggio trasmessa dalle travi 50x30x4.

$V_d = 60 \text{ kg}$  (sforzo di progetto di taglio trasmesso dalla trave alla piastra parallela al lato lungo del pilastro e, da quest'ultima, alla piastra parallela al lato corto del pilastro, essendo previste le piastre su entrambi i lati mentre il profilo è in questo caso presente su di un solo lato ma non sempre in posizione simmetrica rispetto ad esse e, di conseguenza, si ritiene prudentiale affidare la reazione ad una sola delle due piastre)

$L_{\text{mensola}} = 0,25 \text{ m}$  (lunghezza massima del tratto di piastra non in aderenza sulla faccia del pilastro con dimensione maggiore)

$M_d = 60 * 0,25 = 15 \text{ kgm}$  (momento di progetto sulla piastra predisposta sulla faccia del pilastro con dimensione maggiore)

$M_{\text{res. piastra}} = (10 * 0,8^2 / 6) * 2.750 / 1,05 = 2.794 \text{ kgcm} = 28 \text{ kgm}$

$28 > 15$  Verifica a flessione della piastra di collegamento soddisfatta