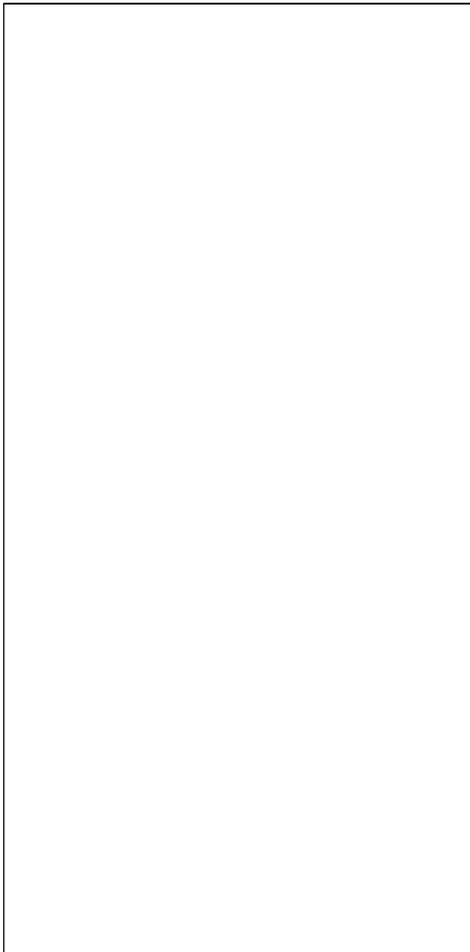


PROVINCIA di TREVISO
 COMUNE di SALGAREDA

PROCEDURA S.U.A.P. IN VARIANTE AL P.I. E AL P.A.T.
 RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO
 DELLA CASA VINICOLA "BOSCO MALERA"
 (ai sensi dell'art. 4 della L.R. 55 del 31.12.2012)



COMMITTENTE: Casa Vinicola Bosco Malera Srl
 via Correr, 17 - 31040 Salgareda (TV)
 tel. 0422 807818 - P.IVA 001911530260

Casa Vinicola "Bosco Malera"
 STATO DI PROGETTO
 Relazione di calcolo paratie anti-allagamento

CODICE ELABORATO

P862	01	D	A27	0	0	A	C
CODICE COMMESSA OPERA FASE			PROGRESSIVO	SUB	REV	ARG	DIV

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3	INTEGRAZIONE	AGOSTO 2018	N.E.P.	N.E.P.	N.E.P.
2	SOSTITUZIONE	APRILE 2018	PROTECO	PROTECO	PROTECO
1	INTEGRAZIONE - SOSTITUZIONE	GENNAIO 2018	PROTECO	PROTECO	PROTECO
0	1ª EMISSIONE	OTTOBRE 2017	PROTECO	PROTECO	PROTECO

PROGETTO ARCHITETTONICO



COORDINATORE DEL PROGETTO:
 ARCH. VALTER GRANZOTTO

con
 ARCH. EMILIANO GRANZOTTO
 ARCH. ALESSANDRO CAGNIN

PROTECO engineering s.r.l.
 San Dona' di Piave (VE) - 30027, Via C. Battisti, 39 - tel. +39 0421 54589 - fax +39 0421 54532
 mail: protecoeng@protecoeng.com - mail PEC: protecoengineering srl@legalmail.it - P.I. 03952490278

NORD EST
 PROGETTI s.r.l.

ING. SANDRO TESO
 ING. ROBERTO ROSSETTO

San Dona' di Piave (VE) - 30027, Galleria Leon Bianco, 14/C
 tel.+39 0421 330350 - fax+39 0421 330661 - mail: nepst@nepst.com

SCALA:

FILE:

CTB: ARCHITETTURA

Il presente elaborato è di proprietà di PROTECO e non può essere riprodotto o trasmesso a terzi anche in modo parziale senza autorizzazione scritta

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO	1
2	NORMATIVA E CRITERI DI VERIFICA	2
2.1	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	2
2.2	CRITERI DI VERIFICA.....	2
3	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI.....	3
3.1	ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	3
3.2	STRUTTURE SALDATE.....	5
3.3	BULLONI.....	5
4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO.....	6
5	VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO	8
5.1	COLONNA HEA 120	8
5.1.1	PRESSIONE DELL'ACQUA AGENTE	8
5.1.2	SCHEMA DI CARICO e SOLLECITAZIONI AGENTI.....	8
5.1.3	VERIFICA STRUTTURALE	9
5.2	PARATIA TIPO 2	9
5.2.1	PRESSIONE DELL'ACQUA AGENTE	9
5.2.2	SCHEMA DI CARICO e SOLLECITAZIONI AGENTI.....	9
5.2.3	VERIFICA STRUTTURALE	10

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

La presente relazione si riferisce al dimensionamento e alla verifica degli elementi strutturali in acciaio previsti per l'installazione di paratie antiallagamento presso il nuovo deposito della Casa Vinicola "Bosco Malera" a Salgareda (TV).

Il progetto prevede infatti l'installazione di alcune paratoie a protezione delle aperture (porte e portoni di accesso) del nuovo deposito a servizio della cantina.

Le strutture in acciaio sono realizzate mediante tubolari 50x50x4mm saldati tra di loro a formare pannelli di diverse dimensioni, a seconda delle dimensioni dell'apertura in corrispondenza della quale devono essere installate; in particolare si hanno le seguenti tipologia di paratoia:

- TIPO 1: paratia singola per aperture aventi luce pari a 1,20m;
- TIPO 2: paratia singola per aperture aventi luce pari a 2,50m;
- TIPO 3: paratia doppia per aperture aventi luce pari a 4,00m; in quest'ultimo caso, è prevista l'installazione di una colonna rimovibile (profilo HEA 120) in mezzeria dell'apertura stessa.

Le paratie in oggetto sono sostenute da degli angolari in acciaio fissati con zanche annegate nel getto del muro in c.a. di spessore pari a 20cm previsto lungo tutto il perimetro del fabbricato.

Vengono di seguito riportate le verifiche della colonna in acciaio posta in mezzeria della paratia TIPO 3 e della paratia maggiormente sollecitata (paratoia TIPO 2).

Si allega una tavola grafica con individuazione della tipologia costruttiva delle paratie e degli ancoraggi alla struttura.

2 NORMATIVA E CRITERI DI VERIFICA

2.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- **D.Min. Infrastrutture e Trasporti 17.01.2018** – Aggiornamento “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti 02.02.2009, n. 617** - "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- **EUROCODICI**;
- **UNI EN 206-1:2006** – “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI 11105:2004** – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- **L. 05.11.1971, n. 1086** (G.U. 21.12.1971, n. 321) - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica”;
- **L. 02.02.1974, n. 64** (G.U. 21.03.1974, n. 76) - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

2.2 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte secondo il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**, in accordo con il D.M. 17/01/2018.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo **non sismico**.

3 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

3.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA

E' previsto l'uso di profilati metallici in acciaio strutturale **S275**.

Caratteristiche del materiale

In sede di progettazione si assumono convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del

materiale:	modulo elastico	$E = 210\,000 \text{ N} / \text{mm}^2$
	modulo elasticità tangenziale	$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$
	coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
	coefficiente dilatazione termica	$\alpha = 1,2 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	densità	$\rho = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$

Si riportano di seguito i valori nominali delle tensioni di snervamento e di rottura (Tab 4.2.I e Tab 4.2.II del D.M. 17.01.2018), di seguito riportate.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

Spostamenti laterali

Gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne, per le combinazioni caratteristiche delle azioni, devono limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva della struttura; tale limite deve valutarsi in base agli effetti sugli elementi portanti, alla qualità del confort richiesto alla costruzione ed alla presenza di eventuali implicazione sui materiali utilizzati.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XIII del DM 17.01.2018

di seguito riportata, dove:

Δ → spostamento in sommità;
 δ → spostamento relativo di piano.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

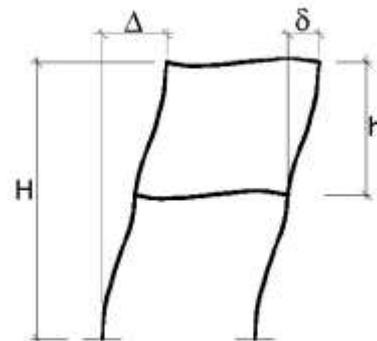


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

3.2 STRUTTURE SALDATE

- Procedimento di saldatura previsto: ISO 4063 - 111 (saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti) o altro procedimento all'arco elettrico codificato secondo norma UNI EN ISO 4063:2011 previa approvazione della DD.LL.;
- Dovranno essere rispettate le raccomandazioni contenute nelle norme UNI EN 1011-1:2009;
- Per la preparazione dei lembi si dovrà applicare, salvo casi particolari e/o dove esplicitato diversamente, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013;
- In merito alle prescrizioni sulle saldature, si potrà, in aggiunta e/o alternativa, far riferimento alla norma tecnica del CNR n.° 182-1997 [CNR10011/97];
- Il controllo prima e durante la saldatura deve essere incluso nel piano di ispezione secondo i requisiti indicati nella parte pertinente della EN ISO 3834.

3.3 BULLONI

Per i giunti bullonati, è prevista solo **bulloneria strutturale (SB) ad alta resistenza 8.8**.

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI PROGETTO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA), impiegata generalmente per gli stati limite di esercizio irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE FREQUENTE, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE, impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- COMBINAZIONE SISMICA

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove :

G_1	→	carichi permanenti
G_2	→	carichi permanenti portati
Q_{kj}	→	carichi variabili
P	→	precompressione
E	→	azione sismica
ψ_{ij}	→	coefficienti di combinazione
γ	→	coefficienti parziali di sicurezza.

I coefficienti γ e ψ da utilizzare nelle combinazioni di carico allo stato limite ultimo e agli stati limite di esercizio, sono riportati nelle tabelle seguenti (rispettivamente Tabella 2.6.I e 2.5.I del DM 17.01.2018).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qj}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nel caso in oggetto, la verifica degli elementi strutturali è effettuata mediante l'utilizzo della combinazione fondamentale (SLU) con un coefficiente parziale di sicurezza pari a $\gamma = 1,5$, per quanto riguarda la resistenza, mentre per la verifica a deformazione è stata utilizzata la combinazione caratteristica (RARA).

5 VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO

5.1 COLONNA HEA 120

5.1.1 PRESSIONE DELL'ACQUA AGENTE

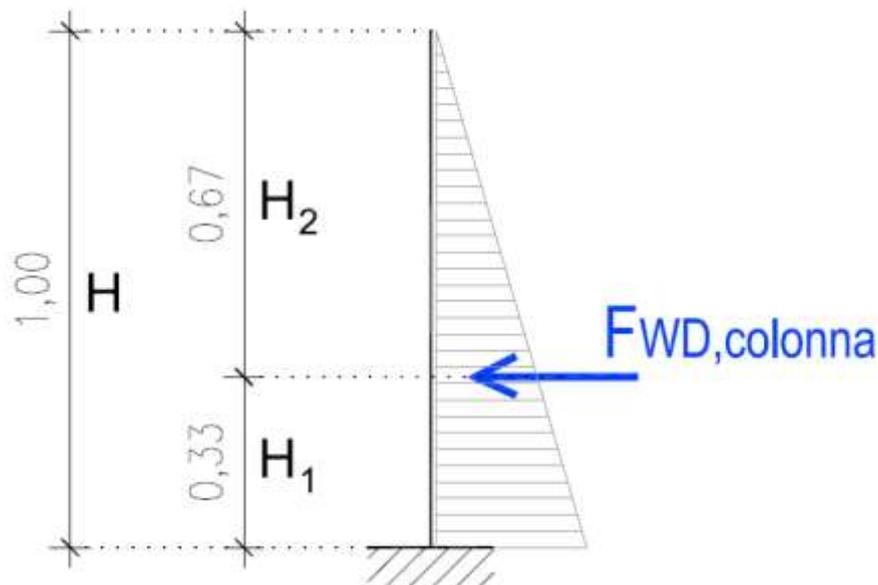
La pressione orizzontale dell'acqua agente sulla colonna in acciaio è pari a:

$$F_{WD,colonna} = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \rho \cdot g \cdot L = 9,81 \text{ kN} \rightarrow 981 \text{ daN}$$

- con $h = 1,00 \text{ m}$ → altezza fronte d'acqua (considerato maggiorato di 20cm a favore di sicurezza rispetto a quello effettivamente atteso);
- $\rho = 1,00 \text{ t/m}^3$ → densità dell'acqua;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ → accelerazione gravitazionale;
- $L = 2,00 \text{ m}$ → lunghezza paratia su cui agisce la forza dell'acqua.

5.1.2 SCHEMA DI CARICO E SOLLECITAZIONI AGENTI

La colonna HEA 120 è considerata come una mensola incastrata a terra di altezza pari a $H = 1,00 \text{ m}$ e sollecitata da un carico concentrato ($F_{WD,colonna}$) posto ad un'altezza pari a $H_1 = 0,33 \text{ m}$ dall'incastro.



Le sollecitazioni agenti all'incastro della colonna a terra sono:

MOMENTO $M_{Ed} = (F_{WD,colonna} \cdot \gamma_q) \cdot H_1 = (981 \cdot 1,5) \cdot 0,33 = 485,60 \text{ daNm}$

TAGLIO $V_{Ed} = F_{WD,colonna} \cdot \gamma_q = 981 \cdot 1,5 = 1471,50 \text{ daN}$

5.1.3 VERIFICA STRUTTURALE

Le resistenze di progetto a flessione e taglio del profilo utilizzato (HEA 120 in acciaio S275) risultano pari a:

$$\text{FLESSIONE} \quad M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{119,5 \cdot 2750}{1,05} = 3130 \text{ daNm} > M_{Ed}$$

$$\text{TAGLIO} \quad V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{8,46 \cdot 2750}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 12792 \text{ daN} > V_{Ed}$$

Per quanto riguarda la verifica della deformata, considerando l'azione con il suo valore caratteristico, ovvero agli stati limite di esercizio, si ha:

$$f = \frac{F_{WD,colonna} \cdot H_1^3}{3 \cdot E \cdot J} \cdot \left(1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{H_2}{H_1}\right) = 0,05 \text{ cm} \rightarrow \frac{2 \cdot H}{2000}$$

(avendo considerato, così come previsto dal DM 17.01.2018 al §4.2.4.2.1, la lunghezza come il doppio dello sbalzo essendo nella situazione di un elemento a mensola).

L'elemento strutturale risulta quindi verificato.

5.2 PARATIA TIPO 2

5.2.1 PRESSIONE DELL'ACQUA AGENTE

La pressione orizzontale dell'acqua agente sulla paratia TIP 2 è pari a:

$$F_{WD,paratia} = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \rho \cdot g \cdot L = 12,26 \text{ kN} \rightarrow 123 \text{ daN}$$

- con $h = 1,00 \text{ m}$ → altezza fronte d'acqua (considerato maggiorato di 20cm a favore di sicurezza rispetto a quello effettivamente atteso);
- $\rho = 1,00 \text{ t/m}^3$ → densità dell'acqua;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ → accelerazione gravitazionale;
- $L = 2,50 \text{ m}$ → lunghezza paratia su cui agisce la forza dell'acqua.

5.2.2 SCHEMA DI CARICO E SOLLECITAZIONI AGENTI

Per eseguire la verifica di tale elemento si considera, a favore di sicurezza, che tutta la forza precedentemente calcolata sia applicata come carico concentrato al corrente inferiore della paratia stessa; tale corrente (profili tubolare 50x50x4mm in acciaio S275) è considerato come una trave semplicemente appoggiata di luce pari a $L = 2,50 \text{ m}$ sollecitato da una forza concentrata applicata in mezzzeria.



5.2.3 VERIFICA STRUTTURALE

Le sollecitazioni massime agenti sono:

MOMENTO
$$M_{Ed} = \frac{(F_{WD,paratia} \cdot \gamma_q) \cdot L}{4} = \frac{(123 \cdot 1,5) \cdot 2,5}{4} = 115,30 \text{ daNm}$$

TAGLIO
$$V_{Ed} = \frac{F_{WD,paratia} \cdot \gamma_q}{2} = \frac{123 \cdot 1,5}{2} = 92,30 \text{ daN}$$

Le resistenze di progetto a flessione e taglio del profilo utilizzato (tubolare 50x50x4mm in acciaio S275) risultano pari a:

FLESSIONE
$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{9,48 \cdot 2750}{1,05} = 248 \text{ daNm} > M_{Ed}$$

TAGLIO
$$V_{Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4 \cdot 2750}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 6048 \text{ daN} > V_{Ed}$$

Per quanto riguarda la verifica della deformata, considerando l'azione con il suo valore caratteristico, ovvero agli stati limite di esercizio, si ha:

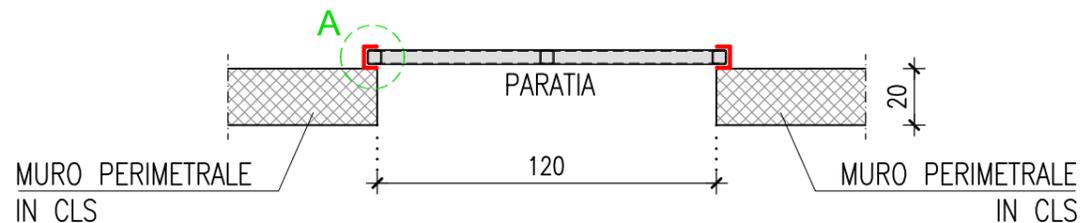
$$f = \frac{F_{WD,paratia} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot J} = 0,804 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{310}$$

L'elemento strutturale risulta quindi verificato.

ALLEGATO

PARATIA TIPO 1

SCALA 1:25



MURO PERIMETRALE
IN CLS

120

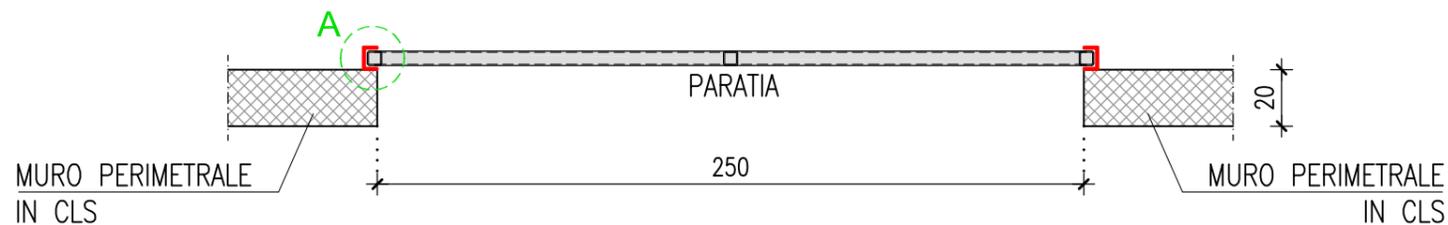
PARATIA

MURO PERIMETRALE
IN CLS

20

PARATIA TIPO 2

SCALA 1:25



MURO PERIMETRALE
IN CLS

250

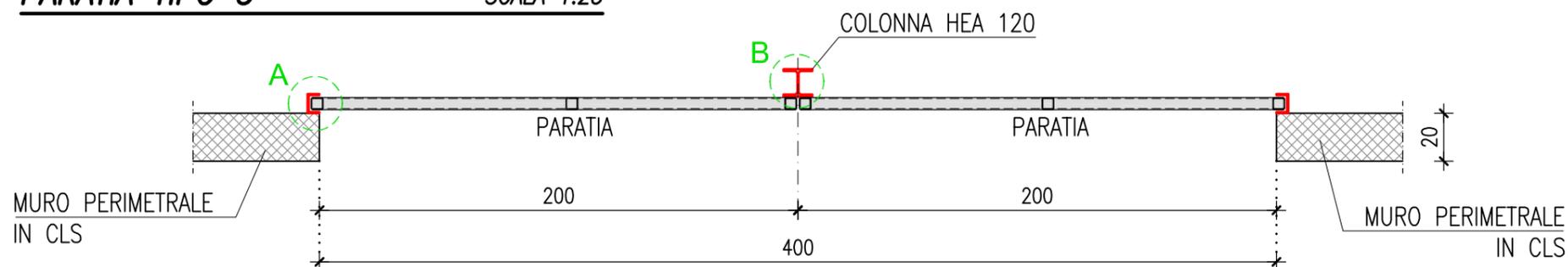
PARATIA

MURO PERIMETRALE
IN CLS

20

PARATIA TIPO 3

SCALA 1:25



MURO PERIMETRALE
IN CLS

PARATIA

200

COLONNA HEA 120

B

PARATIA

200

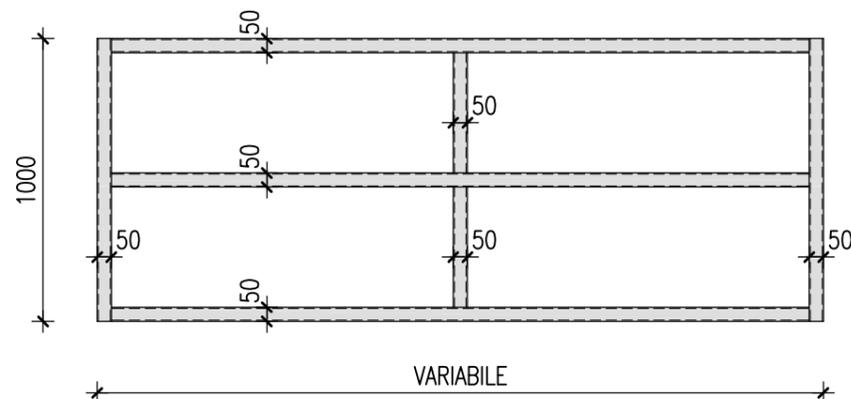
MURO PERIMETRALE
IN CLS

400

20

PROSPETTO TIPOLOGIA PARATIA

SCALA 1:25



1000

50

50

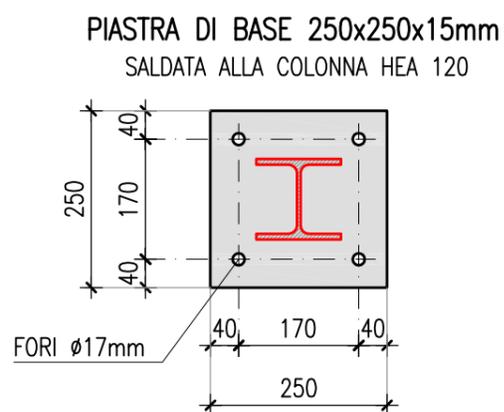
50

50

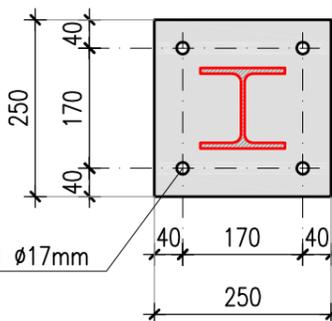
VARIABILE

NODO "B"

SCALA 1:10



PIASTRA DI BASE 250x250x15mm
SALDATA ALLA COLONNA HEA 120



FORI Ø17mm

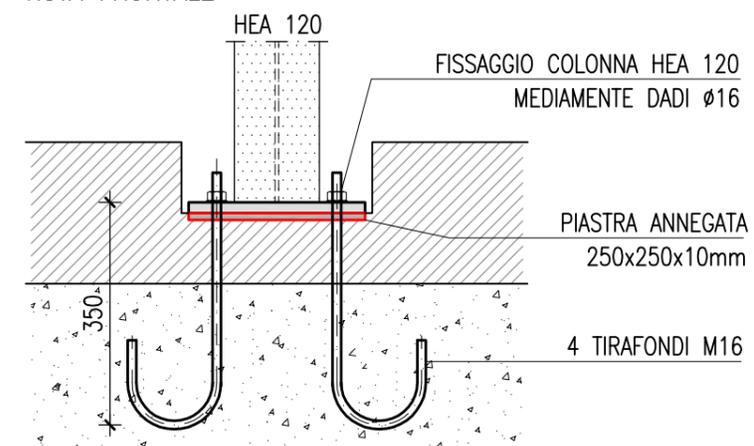
40

170

40

250

VISTA FRONTALE



HEA 120

FISSAGGIO COLONNA HEA 120
MEDIAMENTE DADI Ø16

PIASTRA ANNEGATA
250x250x10mm

4 TIRAFONDI M16

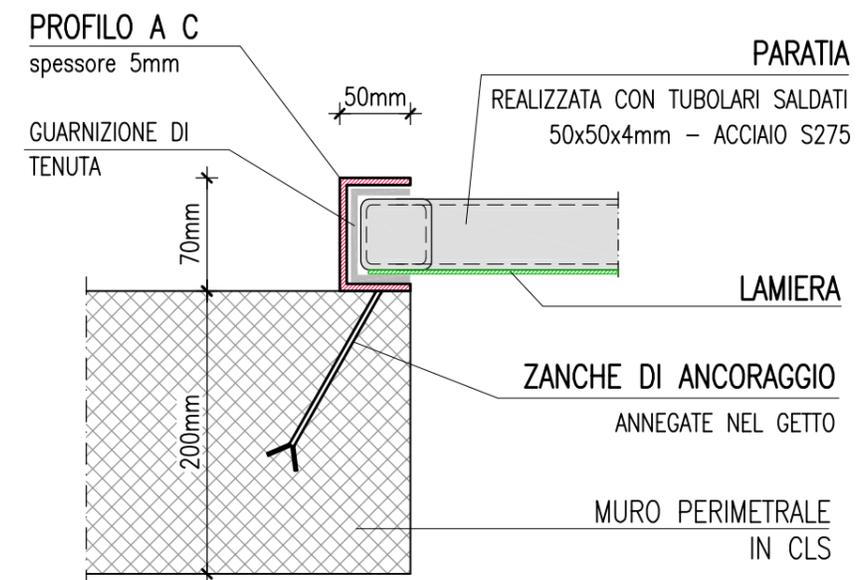
ACCIAIO DA CARPENTERIA S275

CONNESSIONI BULLONATE Viti cl. 8.8 - Dadi cl. 8

TRATTAMENTO SUPERFICIALE ZINCATURA + VERNICIATURA

NODO "A"

SCALA 1:5



PROFILO A C
spessore 5mm

GUARNIZIONE DI
TENUTA

50mm

70mm

200mm

PARATIA

REALIZZATA CON TUBOLARI SALDATI
50x50x4mm - ACCIAIO S275

LAMIERA

ZANCHE DI ANCORAGGIO
ANNEGATE NEL GETTO

MURO PERIMETRALE
IN CLS