

Lavori:	<p align="center">LOTTO 2 – APPALTO INTEGRATO PER PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE DI LABORATORIO BSL3 IN EDIFICIO ESISTENTE PRESSO L'EDIFICIO “G” DELLA S.S.I.C.A. IN PARMA, VIALE TANARA 31/A</p>
Committente:	<p align="center">S.S.I.C.A. - STAZIONE SPERIMENTALE PER L'INDUSTRIA DELLE CONSERVE ALIMENTARI FONDAZIONE DI RICERCA Sede in Parma, viale Tanara 31/A tel 0521/ 7951</p>
Progettista:	<p align="center">UFFICIO TECNICO S.S.I.C.A. ING IUNIOR SIMONE SILVAGNI Sede in Parma, Viale Tanara 31/A simone.silvagni@ssica.it - Tel. +39.0521.795286</p>
Pratica:	<p>APPALTO INTEGRATO</p>

n° documento: <p align="center">07</p>	Documento: <p align="center">LOTTO 2 APPALTO INTEGRATO PER PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE DI UN NUOVO LABORATORIO BSL3 STRUTTURE RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE-SSICA-00</p>
--	---

revisione:	data
00	02/04/2025

Dott. Ing. Pietro Malpeli

Via Sanremo 1 – 43126 Parma
Ordine Ingegneri di Parma n. 1190/A
C.F. MLP PTR 63H25 G337 F - P.IVA . 02339820348
Tel/ fax 0521 88 52 18 – 389 898 0166
mail: ingpietromalpeli@gmail.com
pec: pietro.malpeli@ingpec.eu

SCIA per REALIZZAZIONE di LABORATORIO BSL3 in EDIFICIO ESISTENTE “EDIFICIO G” Viale Tanara 31/A 43121 - Parma

Proprietà
SSICA - fondazione di ricerca
Viale F. Tanara, 31/A – 43121 Parma

Progettista architettonico
Ing. SIMONE SILVAGNI

Progettista strutturale
Ing. PIETRO MALPELI

RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE
(di cui all' allegato A1 della deliberazione di G.R. n. 1373/2011)

Parma 15 febbraio 2025

Il tecnico



The image shows a handwritten signature in blue ink, which appears to be 'Pietro Malpeli', written over a circular professional stamp. The stamp contains the text 'Ing. PIETRO MALPELI', 'Istr. Aib', 'N° 1190', and 'PARMA'.

PROGETTO STRUTTURALE PRELIMINARE

redatto ai sensi del D.G.R. n°1373 del 26/09/2012, pubblicato sul B.U.R.-E.R. n°153 del 12/10/2011

RELAZIONE TECNICA PRELIMINARE (di cui all' allegato A1 della deliberazione di G.R. n. 1373/2011)

- 1) Committente: SSICA - fondazione di ricerca Viale F. Tanara, 31/A – 43121 Parma
- 2) Progettisti
 - a) Progettista architettonico:
Ing. Simone Silvagni, con studio in Via Tartini, 6 - 43122 Parma (PR) , iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma al n. 17/B
 - b) Progettista strutturale:
Ing. Pietro Malpeli, con studio in Via Sanremo, 1 – 43126 Parma, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della provincia di Parma n. 1190/A
 - c) Relazione geologica: Geol. Paolo Panicieri, Via Matteotti, 9 43035 Felino (PR) iscritto all'Ordine dei Geologi dell'E.R. al n.530 sez. A
- 3) Individuazione sito: Viale Tanara, 31/A 43121 Parma. Per una più precisa rappresentazione grafica si rimanda alle tavole del progetto architettonico. Si allega qui sotto la fotografia del sito da Google earth



- 4) Nessun documento tecnico particolare adottato
- 5) Sulla base delle indicazioni fornite dal geol. Paolo Panicieri all'interno della Relazione Geologica è possibile affermare che:
 - La zona comprendente l'areale oggetto di studio, considerata la sua appartenenza alla fascia di media pianura in destra idraulica del T. Parma, presenta caratteristiche morfologiche pianeggianti, con quote degradanti con debolissimo gradiente in direzione NE, ed ottime

condizioni di stabilità; nello specifico, il fabbricato oggetto di intervento insiste su di un areale totalmente pianeggiante con quota media pari a m 50.4 circa s.l.m..;

- Per la determinazione della Categoria sismica del terreno si è fatto riferimento a quanto determinato grazie ad un rilievo HVSR eseguito dal Dott. Geol. Alberto Trivioli nel 2009 nell'ambito dell'areale afferente alla Stazione Sperimentale per l'Industria delle Conserve Alimentari in fase di progettazione di un intervento edilizio. A seguito di tale rilievo il terreno è classificabile come profilo stratigrafico di tipo C secondo il D.M. 17/01/2018
- Il corpo idrico principale della zona è rappresentato dal T. Parma che scorre, localmente in direzione SSW - NNE, circa 1.3 km ad WNW dei terreni oggetto di studio senza interferire negativamente dal punto di vista idraulico con i medesimi come si evince dalla Tav. C.1.7 "Tutela ambientale, paesistica e storico - culturale" del P.T.C.P." e dalla Tav. C.4.1 "Carta del rischio ambientale e dei principali interventi di difesa". In quest'ultima oltre che nella Tav. CTG 1B "Rischio idraulico" - Foglio 7 del P.S.C. 2030 (approvazione D.C.C. n. 53 del 22/07/2019), viene classificato quale "ambito a rischio idraulico per inadeguatezza rete scolante e/o fognaria (Ambito Parma Est Beneceto - Naviglia)"
- i terreni presenti, dati la loro natura e granulometria, non sono soggetti a fenomeni di liquefazione
- il piano di posa delle fondazioni (fondazioni dirette continue tipo "trave rovescia") dovrà attestarsi ad una profondità di circa 1,0 m dal piano dell'area cortilizia in modo da superare lo strato di riporto esistente;
- La ricostruzione dell'assetto litostratigrafico locale è stata effettuata avvalendosi delle risultanze delle numerose campagne di indagine geognostica eseguite, sotto la direzione del Dott. Geol. Enrico Panicieri e dello scrivente (dott. Paolo Panicieri), nell'ambito dell'areale afferente alla Stazione Sperimentale per l'Industria delle Conserve Alimentari. Nello specifico, sono state tenute in considerazione, data la localizzazione dell'edificio oggetto di intervento, le prove penetrometriche statiche (CPT) realizzate nel 1992 ed eseguite nelle adiacenze Ovest di quest'ultimo. Le prove geologiche eseguite hanno consentito di attribuire ai terreni di fondazione la seguente stratigrafia e le seguenti caratteristiche:
 - **Unità Litologica R** da m. 0,00 a m. 1,00 dal piano piazzale
Riporto eterogeneo
 - **Unità litologica 1** da m. 1,00 a m. 18,00 circa da p.p.
alternanze di prevalenti depositi di natura argilloso - limosa e limoso - argillosa con intercalazioni lenticolari limoso - sabbiose.
 - **Unità Litologica 2** da m. 18,00 da p.p.:
deposito ghiaioso - ciottoloso; l'analisi delle stratigrafie dei pozzi idrici presenti nella zona, dei quali si ritiene maggiormente significativa quella relativa al pozzo Ex A.M.P.S. di Viale Tanara, ha consentito di determinare che tale litozona presenta uno spessore pari a circa m 9.00

Livello statico falda : ipotizzabile, sulla base di analisi piezometriche antecedenti, ad una profondità variabile dai 2,5 ai 3,0 m da p.p.

U.G.T. R

da m 0,00 a m 1,00 da p.p.

Peso di volume	$\gamma = 17,00 \text{ kN/m}^3$
Coesione non drenata	$c_{uk} = 60 \text{ kPa}$
Modulo edometrico	$M_{EDk} = 5,0 \text{ MPa}$
Modulo elastico non drenato	$E_{uk} = 3,5 \text{ MPa}$
Poisson	0,45
Peso di volume	$\gamma = 17,00 \text{ kN/m}^3$

Peso di volume (saturato) $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$

Nota. Appoggiandosi le fondazioni direttamente sull'UTG1 le caratteristiche dello strato superiore sono puramente indicative.

U.G.T. 1

da m 1,00 a m 18,00 da p.p.

Coesione non drenata $c_{uk} = 42 \text{ kPa}$

Modulo edometrico $M_{EDk} = 3,2 \text{ MPa}$

Modulo elastico non drenato $E_{uk} = 8,5 \text{ MPa}$

Poisson $0,38$

Peso di volume $\gamma = 18,70 \text{ kN/m}^3$

Peso di volume (saturato) $\gamma' = 11,70 \text{ kN/m}^3$

U.G.T. 2

da m 18,00 da p.p.

Angolo attrito interno efficace $\phi' = 34^\circ$

Modulo edometrico $M_{EDk} = 30,0 \text{ MPa}$

Modulo elastico non drenato $E_{uk} = 40,0 \text{ MPa}$

Poisson $0,33$

Densità relativa 78%

Peso di volume $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Peso di volume (saturato) $\gamma' = 11,70 \text{ kN/m}^3$

Categoria topografica: T1

Categoria sottosuolo di fondazione C (circa 261 m/sec) a p.c.

- 6) Il sistema fondale adottato sarà un reticolo di travi rovesce in cls in opera con piano di posa a circa 1,00 m dall'attuale p.c. Se lo spessore strutturale calcolato delle fondazioni non fosse sufficiente, la profondità necessaria sarà raggiunta interponendo uno strato di cls di collegamento (magrone).
- 7) La costruzione del nuovo ambiente, sede di un laboratorio di ricerca, sarà realizzata all'interno di un edificio esistente (Edificio G) a sua volta ricompreso all'interno del complesso di immobili che costituiscono la sede del S.S.I.C.A. La nuova struttura sarà del tutto autonoma rispetto a quella esistente e si configurerà quindi come "nuova costruzione". Saranno adottati tutti i provvedimenti necessari a soddisfare tale condizione (giunti sismici compresi). L'altezza massima della nuova costruzione sarà di circa 4,00 m (estradosso solaio) e le sue dimensioni in pianta di circa 22,10m x 7,90m. La destinazione d'uso prevista è quella di laboratorio di ricerca con tutti gli accessori del caso (servizi igienici, zona lavorazione, salatura,...). Il solaio che verrà realizzato avrà come scopo principale quello di sorreggere parte degli impianti e, principalmente, il controsoffitto. Verrà comunque calcolato per reggere ad una azione pari a 200daN/m² di sovraccarico accidentale.

Nel particolare, i sovraccarichi che verranno utilizzati nei calcoli saranno i seguenti:

Solaio di copertura: in grigliato pedonabile classe 1 del tipo 40x3 – 25x76

G1:P.P. solaio

45 daN/m²

G2:controsoffitto

15 daN/m²

Q: Uso Residenziale cat. A

200 daN/m²

Come detto la nuova struttura sarà interna ad una esistente, quindi non saranno presenti né il carico della neve né quello del vento

- a) Vita nominale: 50 anni
classe d'uso: II

- 8) La struttura portante del fabbricato è calcolata in conformità alla normativa tecnica prevista dal D.M. 17/01/2018 "Ministero delle infrastrutture – Applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", ed è caratterizzata da portali incrociati, pilastri e travi in acciaio ($\geq S235$). Il solaio orizzontale verrà realizzato con dei grigliati metallici Classe 1 (traffico pedonale folla).
La struttura di fondazione sarà costituita da una "griglia" di travi in c.a. (rettangolari) gettate in opera (Calcestruzzo: C25/30; Ferro: B450C).

Complessivamente la tipologia strutturale può così essere definita:

- Costruzione nuova
- Sistema costruttivo prevalente (sismoresistente): acciaio
- Regolarità in pianta ed in alzata: sì
- Struttura a mensola (pendolo inverso)
- Struttura NON deformabile torsionalmente $(r/L_s)^2 > 1,0$

La struttura verrà comunque calcolata come NON dissipativa utilizzando il fattore di struttura $q=1,0$

- 9) I materiali che verranno utilizzati sono:
- Calcestruzzi preconfezionati per fondazioni la cui classe verrà compiutamente definita all'atto delle calcolazioni, ma probabilmente C25/30 consistenza variabile da S3-S4; diametro max inerte 25-30 mm; classe di esposizione XC1-XC2. Copriferri: ≥ 3 cm
 - Acciaio da c.a di tipo B450C
 - Acciaio da carpenteria: S235 o superiore
 - Bulloni/barre filettate: C8.8 o superiore (dadi di conseguenza)
 - Saldature: in officina a completo ripristino M.I.G. Argon-CO₂; in opera: solo se strettamente necessarie: a cordone d'angolo ad elettrodo rivestito

- 10) Parametri per la definizione dell'azione sismica

Coordinate geografiche del sito: 44°,8042 N [44° 48' 15,2''] 10°,3405 E [10° 20' 25,8'']

Regolarità in pianta: SI

Regolarità in altezza: SI

Terreno categoria C

Categoria topografica: T1

Struttura in acciaio a mensola (pendolo inverso)

$K_R=1,0$ § 7.3.1

$q_0=2,0$

fattore dissipativo $q=2,0$

fattore non dissipativo $q=1,33$

La struttura verrà calcolata in campo elastico con $q=1,0$

- 11) Nelle TAV.01Sp-02Sp sono riportati i primi dimensionamenti di massima delle membrature principali ed il confronto fra l'architettonico e lo strutturale per evidenziare la congruenza fra i due progetti. Per quanto riguarda il pericolo del martellamento fra la struttura esistente e quella di progetto si farà riferimento a quanto indicato al punto 7.2.2 delle NTC2018 per l'esistente ed alla deformata massima

derivante dall'analisi del modello per la struttura nuova. In prima approssimazione si stima di lasciare un giunto di almeno 5,5 cm.

- 12) Il modello nasce per adattarsi alla struttura esistente pur rimanendone strutturalmente autonomo. Risulta già architettonicamente a pianta rettangolare e regolare sia in pianta che in altezza. Non necessitano quindi particolari provvedimenti strutturali.
- 13) Le dimensioni delle membrature riportate nelle tavole allegate sono il risultato dell'analisi di un primo modello strutturale che ne ha dimostrata la fattibilità reale. Per alcune membrature sono stati condotti anche dei semplici predimensionamenti manuali di tipo statico che si riportano a seguire. Si precisa sin d'ora che il modello strutturale prevede tutti i pilastri incastrati alla base mentre tutti gli altri collegamenti (la dove non ci sia una effettiva continuità materiale) verranno prudenzialmente considerati come cerniere.

Trave T21 secondaria centrale

Luce di calcolo: 4,52 m

Vincoli alle estremità: cerniere ($ql^2/8$)

Profilo: HE160A ($G1=30$ daN/m)

Classe acciaio: S235

Interasse di calcolo: 1,90 m

Azioni

G1 PP griglie solaio: 45 daN/m²

G2: 15 daN/m²

Q= 200 daN/m²

$$Q_{SLU} = 45 \times 1,3 + 15 \times 1,5 + 200 \times 1,5 = 381 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{RARE} = 45 + 15 + 200 = 260 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{SLU} = 30 \times 1,3 + 381 \text{ daN/m}^2 \times 1,90 \text{ m} = 765 \text{ daN/m}$$

$$q_{RARE} = 30 + 260 \text{ daN/m}^2 \times 1,90 \text{ m} = 524 \text{ daN/m}$$

$$M_{E,d} = 765 \times 4,52^2/8 = 1.960 \text{ daNm}$$

$$V_{E,d} = 765 \times 4,52/2 = 1.730 \text{ daN}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (3^{1/2} \gamma_{M0}) \cong 15, \text{cm} \times 0,6 \text{cm} \times 2.350 \text{ daN/cm}^2 / (3^{1/2} \times 1,05) = 10.750 \text{ daN} >> 2 V_{E,d} \text{ [4.2.17 NTC]}$$

Sezione verificata; il taglio è trascurabile nella verifica a flessione

$$W_{xx,el} = 220,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{R,d} = W_{xx,el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 220,1 \text{ cm}^3 \times 2.350 \text{ daN/cm}^2 / 1,05 = 4.930 \text{ daNm} \text{ [4.2.13 NTC]}$$

$$M_{R,d} >> M_{E,d} \text{ SEZIONE VERIFICATA}$$

$$\text{Freccia max caratteristiche} = 5/384 \text{ } ql^4/(EJ) = 0,81 \text{ cm} = 1/560 \text{ verificata [NTC TAB.4.2.12]}$$

Trave T15 portale centrale P7-P8

Luce di calcolo: 7,63 m

Vincoli alle estremità: cerniere ($ql^2/8$)

Profilo: HE240B ($G1=85$ daN/m)

Classe acciaio: S235

Interasse di calcolo: 4,52 m

Azioni

G1 PP griglie solaio: 45 daN/m²

G1 incidenza travi secondarie: 20 daN/m²
G2: 15 daN/m²
Q= 200 daN/m²

$Q_{SLU} = 65 \times 1,3 + 15 \times 1,5 + 200 \times 1,5 = 407 \text{ daN/m}^2$
 $Q_{RARE} = 65 + 15 + 200 = 280 \text{ daN/m}^2$

$q_{SLU} = 85 \times 1,3 + 407 \text{ daN/m}^2 \times 4,52 \text{ m} = 1.950 \text{ daN/m}$
 $q_{RARE} = 85 + 280 \text{ daN/m}^2 \times 4,52 \text{ m} = 1.350 \text{ daN/m}$

$M_{E,d} = 1.950 \times 7,63^2 / 8 = 14.190 \text{ daNm}$

$V_{E,d} = 1.950 \times 7,63 / 2 = 7.440 \text{ daN}$

$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (3^{1/2} \gamma_{M0}) \cong 24,0 \text{ cm} \times 1,0 \text{ cm} \times 2.350 \text{ daN/cm}^2 / (3^{1/2} \times 1,05) = 31.010 \text{ daN} >> 2 V_{E,d} \text{ [4.2.17 NTC]}$

Sezione verificata; il taglio è trascurabile nella verifica a flessione

$W_{xx,el} = 938,3 \text{ cm}^3$

$M_{R,d} = W_{xx,el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 928,3 \text{ cm}^3 \times 2.350 \text{ daN/cm}^2 / 1,05 = 21.000 \text{ daNm} \text{ [4.2.13 NTC]}$

$M_{R,d} >> M_{E,d}$ SEZIONE VERIFICATA

Freccia max caratteristiche = $5/384 \text{ ql}^4 / (EI) = 2,52 \text{ cm} = 1/302$ verificata [NTC TAB.4.2.12]

Pilastro P7

Sezione: HE240B

Area influenza: $4,52 \times 7,87 / 2 = 17,78 \text{ m}^2$

PP pilastro: $83 \times 3,9 = 325 \text{ daN}$

Azioni

G1 PP griglie solaio: 45 daN/m²
G1 incidenza travi secondarie: 20 daN/m²
G1 incidenza travi principali: 40 daN/m²
G2: 15 daN/m²
Q= 200 daN/m²

$Q_{SLU} = 105 \times 1,3 + 15 \times 1,5 + 200 \times 1,5 = 459 \text{ daN/m}^2$

Quindi:

$P_{max} = N_{E,d} = 459 \text{ daN/m}^2 \times 17,78 \text{ m}^2 + 325 \times 1,3 = 8.590 \text{ daN}$

Si ammette che a seguito del sisma sia applicata una spinta orizzontale pari a circa:

$a_g = 0,1353 \text{ } q = 1,0 \rightarrow F = a_g \times W / q \cong 0,1353 \times 8.590 \text{ daN} / 1 = 1.165 \text{ daN}$

posizionata in sommità del pilastro, a circa 3,9 m dalla sezione di incastro

Il momento flettente che tali spinte originano alla base del pilastro è quindi pari a:

$M_{Ed} = 1.165 \text{ daN} \times 3,9 \text{ m} = 4.540 \text{ daNm}$

Alla base del pilastro si avranno quindi le seguenti sollecitazioni:

$M_{Ed} = 4.540 \text{ daNm}$ (considerato nella direzione di minor rigidezza)

$V_{Ed} = 1.165 \text{ daN}$

$N_{Ed} = 8.590 \text{ daN}$

Si riporta a seguire una veloce verifica del pilastro tipo fatta con il programma PRO_SAP dalla quale è possibile vedere come il pilastro risulti correttamente pre-dimensionato

Stato di progetto e verifica

- Stato D2 :OK (verifica)
- Taglio :OK (verifica)
- Resistenza :OK (verifica)
- Flesso torsione :OK (verifica)
- Stabilità :OK (verifica)
- Telaio dissipativo :OK (non richiesta)

Ver. 4.2.4.1.2 per taglio-torsione

- Verifica: 2.712e-02 in cmb: (V2;V3;T) = 1165.00 0.0 0.0
- Verifica: 0.23 (4.2.27 stab. anim.)

Ver. 4.2.4.1.2 per sforzo normale e momenti

- Verifica: 0.41 in cmb: (N;M2;M3) = -8916.18 -4.567e+05 0.0
- Classe: 1 fattore V (1-0): 1.00

Ver. 4.2.4.1.3 flessione (stabilità)

- Verifica: 0.19 in cmb: 1 M3 = -4.567e+05
- Valori 1-1 [y]: Beta x L=392.00 M crit= 5.815e+07 LambdaS=0.21 Chi=1.00

Ver. 4.2.4.1.3 presso-flessione (stabilità)

- Verifica: 0.43 in cmb: 2 (N;M2;M3) = -8916.18 -4.567e+05 0.0
- Valori 3-3 [y]: Beta x L=784.00 Lambda=76.07 LambdaS=0.81 Chi=0.72
- Valori 3-3 [y]: Kyy=0.80 Kyz=0.58 ChiLt= 1.00
- Valori 2-2 [z]: Beta x L=784.00 Lambda=128.87 LambdaS=1.37 Chi=0.36
- Valori 2-2 [z]: Kzy=0.41 Kzz=0.80
- Valori critici: N= 1.323e+05 Ntor= 1.515e+06 Ntorfx= 3.797e+05 Mtor= 2.705e+07


Ver. 4.2.4.1.3 aste composte

- Ver. 4.2.4.1.2 per taglio-torsione (sis)
- Ver. 4.2.4.1.2 per sforzo normale e momenti (sis)
- Ver. 4.2.4.1.3 flessione (stabilità) (sis)
- Ver. 4.2.4.1.3 presso-flessione (stabilità) (sis)
- Ver. 4.2.4.1.3 aste composte (sis)
- Ver. 7.5.4 per telaio dissipativo



esporta - verifica - disegna

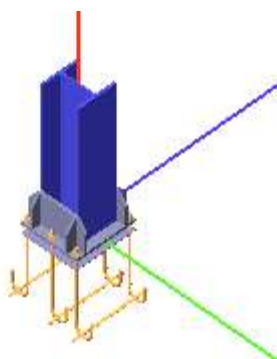
Posizione corrente = 0.0



Nei riquadri si possono vedere le sollecitazioni di verifica coincidenti con quelle sopra calcolate. Si sono considerate 2 combinazioni: una con il taglio lungo X e l'altra lungo Y. Le verifiche considerano ovviamente quelle peggiori. La sezione esaminata è quella alla base.

A seguire si riporta anche, solo per verificarne la fattibilità, la verifica del vincolo di incastro alla base realizzato con una piastra 35x38x1,8 cm con 6 tirafondi $\phi 16$ opportunamente irrigidita alla base

Verifica secondo il D.M. 17/01/2018 del nodo 2



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Colonna

Tipo di profilo: HEB 240

Materiale: Acciaio S235 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 360 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S235 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 360 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 380.0 x 350.0 x 18.0 mm

Spessore nervature verticali: 17.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 17.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 24 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Rigidezza giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini}$ non calcolabile

Saldature:

Materiale: Acciaio S235 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 360 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.85$ $\beta_2 = 1.00$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 9 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
2.1	11650.0	0.0	-89161.8	0.0	-45670000.0	0.0
2.2	0.0	11650.0	-89161.8	-45670000.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$

$$234518.6 \text{ N}$$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	54454.8	54454.8
2	47303.8	47303.8
3	54454.8	54454.8
4	54454.8	54454.8
5	47303.8	47303.8
6	54454.8	54454.8

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

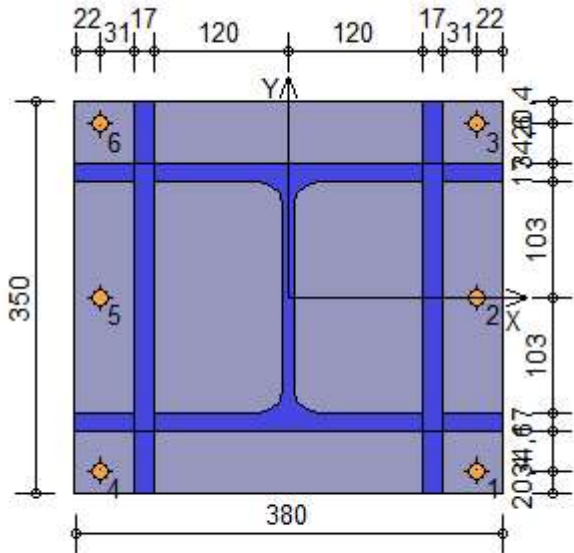
Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	59394.4	59394.4	63818.1	60222.1
2	89449.4	60222.1	159545.2	60222.1
3	59394.4	59394.4	63818.1	60222.1
4	59394.4	59394.4	63818.1	60222.1
5	89449.4	60222.1	159545.2	60222.1
6	59394.4	59394.4	63818.1	60222.1

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x
 $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x
 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y
 $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 2, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	168.00	-154.60	1941.7	60222.1	0.0	54454.8	0.032242	Ok
2	168.00	0.00	1941.7	60222.1	14815.5	47303.8	0.255955	Ok
3	168.00	154.60	1941.7	60222.1	49956.5	54454.8	0.687522	Ok
4	-168.00	-154.60	1941.7	60222.1	0.0	54454.8	0.032242	Ok
5	-168.00	0.00	1941.7	60222.1	14815.5	47303.8	0.255955	Ok
6	-168.00	154.60	1941.7	60222.1	49956.5	54454.8	0.687522	Ok

2-Trazione (Nodo n. 2, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	168.00	-154.60	0.0	54454.8	0.000000	Ok
2	168.00	0.00	14815.5	47303.8	0.313199	Ok
3	168.00	154.60	49956.5	54454.8	0.917393	Ok
4	-168.00	-154.60	0.0	54454.8	0.000000	Ok
5	-168.00	0.00	14815.5	47303.8	0.313199	Ok
6	-168.00	154.60	49956.5	54454.8	0.917393	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
 $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
 $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
 $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
 VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Dott. Ing. Pietro Malpeli Via Sanremo, 1 - 43126 Parma – Ordine Ingegneri Parma 1190/A CF MLP PTR 63H25 G337 F – P.I. 02339820348 Tel-fax 0521 88 52 18 – 389 898 0166 mail: ingpietromalpeli@gmail.com - pietro.malpeli@ingpec.eu	10/13
--	-------

PROGETTO STRUTTURALE PRELIMINARE*redatto ai sensi del D.G.R. n°1373 del 26/09/2012, pubblicato sul B.U.R.-E.R. n°153 del 12/10/2011*

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 6.364$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 2, CMB n. 1)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV ₁	VER ₁
Nerv. verticale lato destro esterno	350.0	-48.72	0.00	1.15	48.74	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	46.0	-48.72	0.00	1.15	48.74	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	46.0	-48.72	0.00	1.15	48.74	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	350.0	-48.72	0.00	1.15	48.74	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	44.0	-35.78	0.00	0.00	35.78	Ok
Ala inferiore esterno	240.0	-35.78	0.00	0.00	35.78	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	44.0	-35.78	0.00	0.00	35.78	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	44.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Ala inferiore interno lato destro	94.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	94.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	44.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	188.0	-28.49	0.00	1.15	28.51	Ok
Anima lato destro	164.0	-25.49	0.00	1.15	25.52	Ok
Anima lato sinistro	164.0	-25.49	0.00	1.15	25.52	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	188.0	-28.49	0.00	1.15	28.51	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	44.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Ala superiore interno lato destro	94.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	94.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	44.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	44.0	25.76	0.00	0.00	25.76	Ok
Ala superiore esterno	240.0	25.76	0.00	0.00	25.76	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	44.0	25.76	0.00	0.00	25.76	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	46.0	38.70	0.00	1.15	38.72	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	46.0	38.70	0.00	1.15	38.72	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 2, CMB n. 1)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV ₂	VER ₂
Nerv. verticale lato destro esterno	350.0	-48.72	0.00	1.15	48.72	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	46.0	-48.72	0.00	1.15	48.72	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	46.0	-48.72	0.00	1.15	48.72	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	350.0	-48.72	0.00	1.15	48.72	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	44.0	-35.78	0.00	0.00	35.78	Ok
Ala inferiore esterno	240.0	-35.78	0.00	0.00	35.78	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	44.0	-35.78	0.00	0.00	35.78	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	44.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Ala inferiore interno lato destro	94.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	94.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	44.0	-29.94	0.00	0.00	29.94	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	188.0	-28.49	0.00	1.15	28.49	Ok
Anima lato destro	164.0	-25.49	0.00	1.15	25.49	Ok
Anima lato sinistro	164.0	-25.49	0.00	1.15	25.49	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	188.0	-28.49	0.00	1.15	28.49	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	44.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Ala superiore interno lato destro	94.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	94.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	44.0	19.92	0.00	0.00	19.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	44.0	25.76	0.00	0.00	25.76	Ok
Ala superiore esterno	240.0	25.76	0.00	0.00	25.76	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	44.0	25.76	0.00	0.00	25.76	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	46.0	38.70	0.00	1.15	38.70	Ok

PROGETTO STRUTTURALE PRELIMINARE

redatto ai sensi del D.G.R. n°1373 del 26/09/2012, pubblicato sul B.U.R.-E.R. n°153 del 12/10/2011

Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	46.0	38.70	0.00	1.15	38.70	Ok
--	------	-------	------	------	-------	----

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 235.00 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 2, CMB n. 1)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 10,61 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 4032,32 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 55,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 381125,8 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	85299580,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	6098890,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,071500 \quad \text{Ok}$		

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 2, CMB n. 2)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 8,55 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2992,90 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 53,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 376575,8 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	84281260,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	4203532,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,049875 \quad \text{Ok}$		

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 2, CMB n. 2)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	49083260,0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	45670000,0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,930460 \quad \text{Ok}$		

Ancoraggio

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi	$L_t =$	600 mm (rettilineo 385 mm, arco 151 mm, terminale 64 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a =$	705 mm (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20 \varnothing)
Diametro bolzoni	$\varnothing_b =$	15 mm

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (640 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.11 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_c =$	2.69 N/mm ²

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 2, CMB n. 1)

$$p_{max} = 10.61 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \quad \text{Ok}$$

Verifica ancoraggio

PROGETTO STRUTTURALE PRELIMINARE

redatto ai sensi del D.G.R. n°1373 del 26/09/2012, pubblicato sul B.U.R.-E.R. n°153 del 12/10/2011

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

Trazione di progetto dell'ancoraggio $F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] = 54454.8 \text{ N}$

Resistenza a trazione per aderenza $F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = 95185.1 \text{ N}$

$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed}$ Ok

Evidentemente i calcoli sopra riportati sono un semplice pre-dimensionamento di tipo statico (solo per il pilastri è stata inserita una spinta orizzontale). Gli ampi margini di verifica riscontrati suggeriscono comunque la bontà delle scelte effettuate.