



COMUNE DI SUBIACO
Piazza S. Andrea, 1
00028 ROMA



REGIONE LAZIO
Direzione Regionale Cultura
(Attuazione DRG 365 del 2016
"Sviluppo delle strutture culturali")

RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE PER LA RIAPERTURA DEL TEATRO NARZIO



Progetto Architettonico ed Impiantistico:

Arch. Anelinda Di Muzio

Progetto Strutturale:

Ing. Valerio Orlandi

Progetto di Restauro delle facciate:

Arch. Serena Mercuri

Coordinamento per la sicurezza:

Arch. Domenico Bechis

Consulente per gli impianti meccanici: Ing. Marco Di Pietro

Consulente per l'impianto elettrico: Ing. Domenico Bonfà

Collaborazione: Arch. Ambra Troiani, Arch. Alessandra Vocaturo, Ing. Marco Corsetti

RUP: Arch. Daniele Cardoli

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONI

RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI STRUTTURALI

ELABORATO

RE12

REV. N.

DATA :

DESCRIZIONE

SCALA

DATA

REV. N.

DATA :

DESCRIZIONE

-

DICEMBRE 2018

INDICE

1	DATI GENERALI	3
1.1	PREMESSA	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.3	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	3
1.4	CARATTERISTICHE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE.....	3
2	AZIONI DI CALCOLO E COMBINAZIONI	4
2.1	PESO PROPRIO MATERIALI	4
2.2	PESO PROPRIO SOLAI ESISTENTI.....	4
2.2.1	<i>Solaio di copertura</i>	<i>4</i>
2.2.2	<i>Solaio tipo S01.....</i>	<i>5</i>
2.2.3	<i>Solaio tipo S02.....</i>	<i>5</i>
2.2.4	<i>Solaio tipo S03.....</i>	<i>5</i>
2.2.5	<i>Solaio tipo S04.....</i>	<i>5</i>
2.2.6	<i>Solaio tipo S05.....</i>	<i>5</i>
2.2.7	<i>Solaio tipo S06.....</i>	<i>6</i>
2.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	6
2.3.1	<i>Interno.....</i>	<i>6</i>
2.3.2	<i>Graticcia di scena non calpestabile.....</i>	<i>6</i>
2.3.3	<i>Coperture a falde.....</i>	<i>6</i>
2.4	CARICHI VARIABILI.....	7
2.5	AZIONE SISMICA	7
2.5.1	<i>Pericolosità sismica di base.....</i>	<i>7</i>
2.5.2	<i>Progettazione per azioni sismiche.....</i>	<i>7</i>
2.6	DIAGRAMMI SPETTI DI RISPOSTA.....	8
2.7	AZIONI DEL VENTO	8
2.7.1	<i>Velocità base di riferimento</i>	<i>8</i>
2.7.2	<i>Velocità di riferimento.....</i>	<i>9</i>
2.7.3	<i>Pressione del vento</i>	<i>9</i>
1.1.1.1	<i>Pressione cinetica di riferimento</i>	<i>10</i>
1.1.1.2	<i>Coefficiente di esposizione</i>	<i>10</i>
1.1.1.3	<i>Coefficiente di forma</i>	<i>11</i>
1.1.1.4	<i>Coefficiente aerodinamico.....</i>	<i>13</i>
2.8	AZIONI DELLA NEVE	14
2.9	COMBINAZIONI DI CALCOLO	14

3	GLI INTERVENTI	16
3.1	DESCRIZIONE	16
3.2	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI	16
3.3	APERTURA E CHIUSURA VANI NELLA MURATURA.....	19
3.3.1	<i>Descrizione</i>	19
3.3.2	<i>Verifica</i>	19
3.4	IL NUOVO GRATICCIO METALLICO DEL PALCO	23
3.4.1	<i>Descrizione</i>	23
3.4.2	<i>Schemi posti a base di calcolo</i>	23
3.4.3	<i>Combinazioni di calcolo</i>	25
3.4.4	<i>Configurazione delle deformate</i>	26
3.4.5	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i>	27
3.4.6	<i>Verifica aste</i>	28
3.4.7	<i>Verifica unioni</i>	36
3.4.7.1	Verifica unione sezione accoppiata 2xUPN100.....	36
3.4.7.2	Verifica unioni TUB 76 x 3 mm –UPN 100	36
3.4.7.3	Verifica unioni IPE100 –UPN 100	40
3.4.7.4	Verifica unioni 2XUPN 100 – 2XUPN 100 _ Giunto a coprigiunto	43
3.4.7.5	Verifica collegamento 2xUPN 100 – piastra di appoggio	56
3.4.7.6	Verifica piastra di appoggio delle reticolari	58
3.4.7.7	Verifica ancoraggio stralli e controventi \varnothing 16 mm	59
3.4.7.8	Verifica locale della muratura	61
3.5	REALIZZAZIONE VANO SCALA DI COLLEGAMENTO TRA IL PIANO GALLERIA ED IL PIANO TERRA	62
3.5.1	<i>Descrizione</i>	62
3.5.2	<i>Schemi posti a base di calcolo</i>	62
3.5.3	<i>Verifica lamiera di calpestio</i>	64
3.5.4	<i>Configurazione delle deformate</i>	65
3.5.5	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i>	66
3.5.6	<i>Verifica aste</i>	67
3.5.7	<i>Verifica Unioni</i>	70
3.5.7.1	Unione HEA 260 – HEA 260.....	70
3.5.7.2	Unione HEA 200 – HEA 260.....	72
3.5.7.3	Unione HEA 200 – HEA 200.....	74
3.6	REALIZZAZIONE SCALA METALLICA DI COLLEGAMENTO TRA IL PIANO -2 E -1	75
3.6.1	<i>Descrizione</i>	75
3.6.2	<i>Schemi posti a base di calcolo</i>	76
3.6.3	<i>Verifica gradino in grigliato</i>	77

3.6.4	Configurazione delle deformate.....	78
3.6.5	Diagrammi delle sollecitazioni	79
3.6.6	Verifica aste.....	80
3.6.7	Verifica unioni	83
3.6.7.1	Unione UPN220 – HEA 260	83
3.6.7.2	Unione UPN220 – trave in c.a.	85
3.6.7.3	Unione parapetto della scala	86
3.6.7.4	Montante parapetto della scala.....	88
4	ALLEGATI	88

1 DATI GENERALI

1.1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce agli interventi strutturali legati al restauro e rifunionalizzazione per la riapertura del Teatro Narzio in Subiaco. Gli interventi strutturali previsti, sono quelli strettamente necessari, alla fruizione dei locali, all'istallazione degli impianti e all'adeguamento dell'edificio alle norme di prevenzione incendi.

È stato necessario, pertanto, avviare un'indagine conoscitiva attraverso una serie di sopralluoghi in situ e attraverso indagini (di tipo non invasivo) condotte sugli apparecchi murari e sugli orizzontamenti, sulle caratteristiche geometriche dell'edificio, e sulla ricerca di eventuali quadri fessurativi e/o degradi delle strutture.

Fondamentalmente l'indagine è stata eseguita sui seguenti aspetti caratterizzanti:

- Distribuzione planimetrica delle strutture e fondazioni;
- Distribuzione altimetrica delle strutture e orizzontamenti;
- Caratteristiche dei materiali strutturali;
- Stato generale di conservazione;
- Analisi degli elementi di degrado;

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta nel rispetto delle norme, dei regolamenti e delle prescrizioni attualmente vigenti, con particolare riferimento alle seguenti:

- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 (Suppl. Ord. n. 8 alla G.U. 20/2/2018 n. 42) e smi: "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.

1.3 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Sull'edificio esistente è stato effettuato un rilievo geometrico.

Inoltre sono state effettuate le seguenti indagini ed analisi sulle parti strutturali della costruzione (di seguito allegate), in particolare:

- Indagini endoscopiche sulle murature;
- Prove con martinetti piatti;

In via del tutto prudenziale viene assegnato un livello di conoscenza pari a: **LC2** e relativo fattore di confidenza pari a 1,20.

1.4 CARATTERISTICHE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE

Di seguito si riportano i valori medi delle indagini effettuate

- Tensione massima = 20,5 daN/cm²
- Modulo di deformabilità E = 1386 daN/cm²

Di seguito si riportano i parametri meccanici della muratura tab.C8A.2.1 con LC2

- Muratura in pietrame disordinato
- $f_m = 14$ daN/cm² (in LC2 valore medio tra 10/18)
- $\tau_0 = 0,26$ daN/cm² (in LC2 valore medio tra 0,2/0,32)
- E = 8700 daN/cm² (in LC2 valore medio tra 6900/10500)
- G = 2900 daN/cm² (in LC2 valore medio tra 2300/3500)
- W = 1900 daN/m³

In via del tutto prudenziale si decide di utilizzare i parametri meccanici riportati nella tab.C8A.2.1 con un livello di conoscenza 2 e FC=1,20.

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici utilizzati

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

2 AZIONI DI CALCOLO E COMBINAZIONI

2.1 PESO PROPRIO MATERIALI

Nella valutazione delle azioni di calcolo per i materiali utilizzati si adottano i seguenti pesi per unità di volume:

Calcestruzzo armato	2500 daN/m ³
Acciaio	7850 daN/m ³
Muratura	1900 daN/m ³

2.2 PESO PROPRIO SOLAI ESISTENTI

2.2.1 Solaio di copertura

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Tavolato	18 daN/m ²
Orditura primaria e secondaria	82 daN/m ²
Totale	= 100 daN/m²

2.2.2 Solaio tipo S01

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Tavellone sp. 6 cm	33 daN/m ²
Polistirolo sp. 10 cm	7 daN/m ²
Soletta in cls sp 5 cm	125 daN/m ²
Incidenza putrelle IPE140	16 daN/m ²
Totale	= 181 daN/m²

2.2.3 Solaio tipo S02

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Tavellone sp. 6 cm	33 daN/m ²
Polistirolo sp. 10 cm	7 daN/m ²
Soletta in cls sp 5 cm	125 daN/m ²
Incidenza putrelle IPE140	22 daN/m ²
Totale	= 187 daN/m²

2.2.4 Solaio tipo S03

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Riempimento	270 daN/m ²
Soletta in cls sp 5 cm	125 daN/m ²
Incidenza putrelle IPN160	23 daN/m ²
Totale	= 418 daN/m²

2.2.5 Solaio tipo S04

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Riempimento	270 daN/m ²
Soletta in cls sp 5 cm	125 daN/m ²
Incidenza putrelle IPN140	17 daN/m ²
Totale	= 412 daN/m²

2.2.6 Solaio tipo S05

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Solettina in c.sl. sp. 15 cm	375 daN/m ²
Incidenza travi secondarie in c.a.	73 daN/m ²
Totale	= 448 daN/m²

2.2.7 Solaio tipo S06

I carichi permanenti strutturali previsti per tale solaio risultano i seguenti:

Soletta in c.a. sp. 4 cm	100 daN/m ²
Travetti in c.a.	117 daN/m ²
Pignatte in laterizio	38 daN/m ²
Totale	= 255 daN/m²

2.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

2.3.1 Interno

I carichi permanenti non strutturali previsti in tali destinazioni risultano i seguenti:

Pavimento in gres	40 daN/m ²
Allettamento sp. 4 cm	80 daN/m ²
Intonaco	30 daN/m ²
Impianti/controsoffitto	30 daN/m ²
Incidenza tramezzature	160 daN/m ²
Totale	= 340 daN/m²

2.3.2 Graticcia di scena non calpestabile

I carichi permanenti non strutturali previsti in tali destinazioni risultano i seguenti:

Peso proprio graticcia	100 daN/m ²
Totale	= 100 daN/m²

2.3.3 Coperture a falde

I carichi permanenti non strutturali previsti in tali destinazioni risultano i seguenti:

Impermeabilizzazione	10 daN/m ²
Coibentazione	20 daN/m ²
Manto di tegole	60 daN/m ²
Totale	= 90 daN/m²

2.4 CARICHI VARIABILI

In accordo alla tabella 3.1.II del D.M. 17/01/18 (Nuove norme tecniche) sono previsti i seguenti carichi variabili:

Cat.	Ambienti	q_k (daN/m ²)	Q_k (daN)	H_k (daN/m)
C2	Cinema, teatri, chiese	400	400	200
H1	Sottotetti accessibili per sola manutenzione	50	120	100
	Portata impianti graticcia di scena	300		

2.5 AZIONE SISMICA

2.5.1 Pericolosità sismica di base

Il sito viene individuato tramite coordinate geografiche:

Longitudine: **13,09903**

Latitudine: **41,92665**

La vita nominale della struttura, definita secondo quanto indicato al punto 2.4.1 del D.M.17/01/2018, risulta, per *opere ordinarie*, pari a:

$V_n \geq 50$ anni

La struttura viene classificata in **classe d'uso III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.**

$c_u = 1,50$

Si definisce quindi il periodo di riferimento dell'azione sismica come:

$V_R = V_n c_u = 50 * 1,5 = 75$ anni

Il terreno di fondazione risulta classificato come:

Rocce tenere - categoria C;

Terreni su cui sorge la struttura con pendenza media compresa minore di 15° - categoria topografica T1.

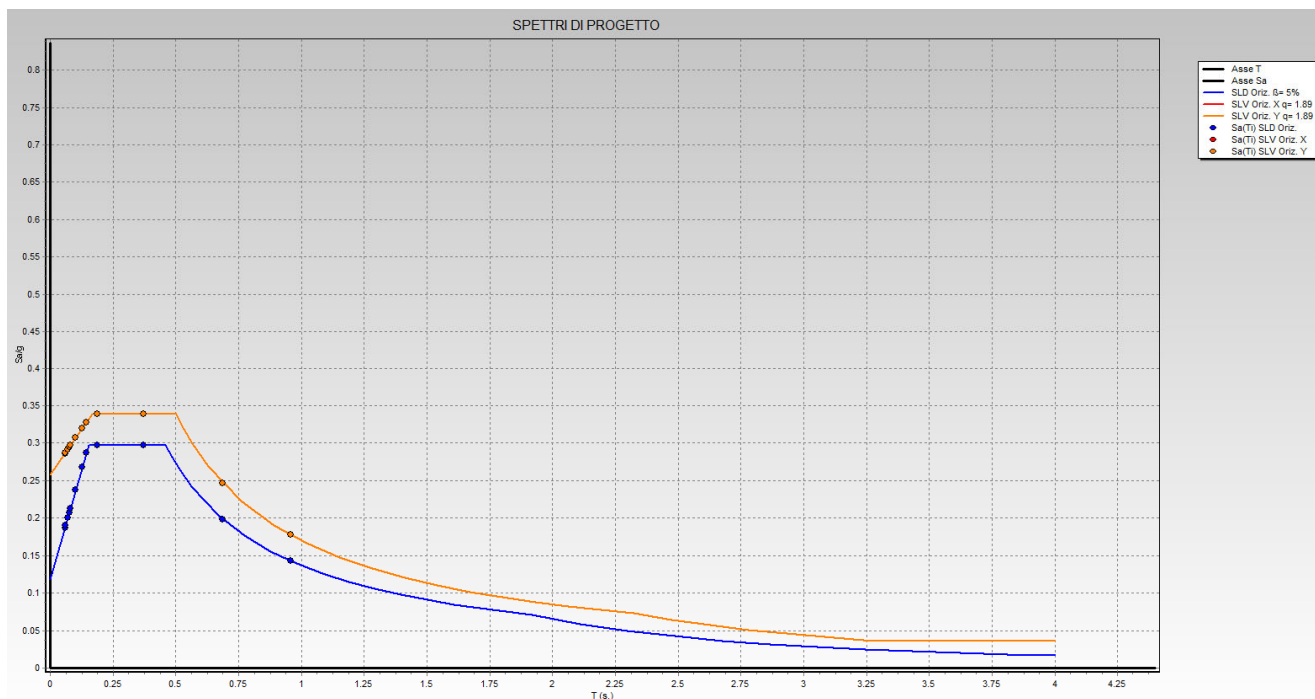
2.5.2 Progettazione per azioni sismiche

Sotto il profilo sismico si ritiene che il fattore di comportamento sia determinato principalmente dal contributo della muratura pertanto si ritiene opportuno attribuire un *fattore* pari a: **1,89 - strutture in muratura ordinaria.**

Le verifiche verranno eseguite considerando gli Stati Limite di salvaguardia della vita (SLV) e di danno (SLD).

Per la determinazione delle sollecitazioni sulla struttura, derivanti dall'azione sismica, viene effettuata una **analisi dinamica lineare.**

2.6 DIAGRAMMI SPETTI DI RISPOSTA



Diagrammi spettri di progetto

2.7 AZIONI DEL VENTO

In accordo al DM 17/01/2018, per le costruzioni usuali le azioni de vento sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3. del DM 17/01/2018.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna.

2.7.1 Velocità base di riferimento

Come riportato al punto 3.3.1 del DM 17/01/2018, in assenza di specifiche ed adeguate indagini statistiche la velocità del vento v_b , è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} C_a$$

dove

$$a_s = 400 \text{ m.s.l.m.}$$

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$C_a = 1 + k_s((a_s/a_0) - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

2.7.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b \times C_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

$T_R = 50$ anni

$C_r = 1$

$v_r = 28,05$ m/s

2.7.3 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

C_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

1.1.1.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \mathbf{49,20 \text{ daN/m}^2}$$

con :

v_r = velocità di riferimento del vento (in m/s^2)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ Kg/m}^3$.

1.1.1.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria del sito dove sorge la costruzione.

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Classe di rugosità del sito B

Distanza dalla costa = 62 Km

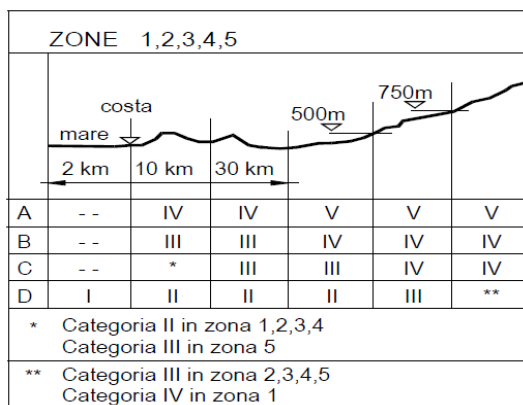
Altezza s.l.m. = 400 ml

Categoria di esposizione del sito = **IV**, (come riportato al punto 3.3.7 nella Fig. 3.3.2 del *DM 17/01/2018*).

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



Categoria di esposizione del sito = IV

$k_r = 0,22$

$z_0 = 0,3 \text{ m}$

$z_{min} = 8 \text{ m}$

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

1.1.1.3 Coefficiente di forma

Per la valutazione della pressione esterna ed interna si fa riferimento alle tabelle riportate nella circolare esplicativa C3.3.10.1

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà (vedere figura C3.3.2 ed esprimere α in gradi):

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,8$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$, $c_{pe} = +0,03\alpha - 1$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) $c_{pe} = - 0,4$

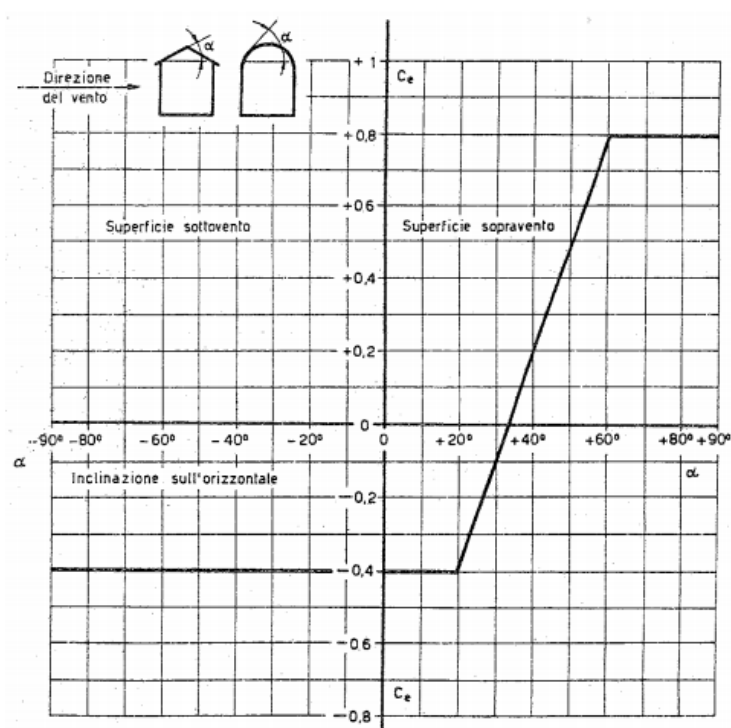


Figura C3.3.2 Valori assunti da c_{pe} al variare di α

Per la valutazione della pressione interna si assumerà (vedere figura C3.3.3 e scegliere il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole):

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,2$
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = + 0,8$ quando la parete aperta è sopravvento, $c_{pi} = - 0,5$ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;
- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale: $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$ per gli elementi normali alla direzione del vento, $c_{pi} = \pm 0,2$ per i rimanenti elementi.

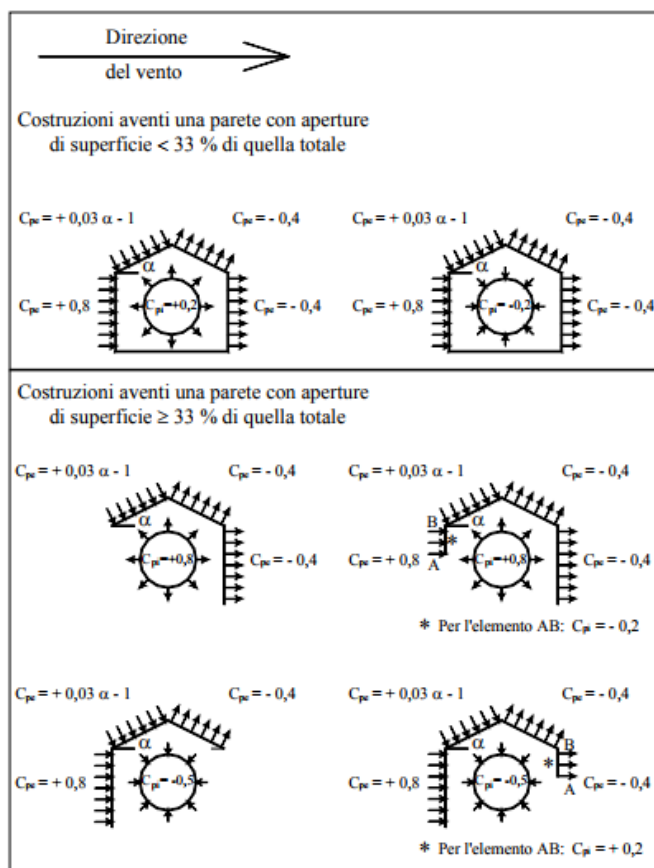


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.

1.1.1.4 Coefficiente aerodinamico

Il coefficiente tiene conto degli effetti riduttivi associati alla contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente. (punto 3.3.8. del DM 17/01/2018)

2.8 AZIONI DELLA NEVE

Sulla struttura è prevista l'applicazione di un carico dovuto a neve così come disposto al punto 3.4 del DM 17/01/2018.

Il sito ricade nel comune di Subiaco, Provincia di Roma ad un'altitudine pari a 400 m sul livello del mare.

In accordo al punto 3.4.2 del D.M., il sito ricade nella zona di carico neve III per la quale si ha:

$$q_{sk} = 60 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{per as non superiore a } 200 \text{ m})$$

$$q_{sk} = 0,51 \cdot (1 + (a_s/481)^2) \quad (\text{in daN/m}^2 \text{ per as superiore a } 200 \text{ m})$$

pertanto il valore caratteristico di carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni risulta:

$$q_{sk} = 86 \text{ daN/m}^2$$

Considerando una topografia normale, si considera un coefficiente di topografia CE=1,0 ed un coefficiente termico Ct=1,0.

Pertanto il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà pari a:

$$q_s = 0,8 \cdot 86 \cdot 1 \cdot 1 = 68 \text{ daN/m}^2 \quad \mathbf{68 \text{ daN/m}^2}$$

2.9 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Si riportano di seguito le combinazioni di calcolo adottate nella modellazione globale dell'edificio.

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Perm.Non Strutturale	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Var.Amb.affol.	1.50	1.05	1.50	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	0.60
Var.Neve h<=1000	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	0.00
Var.Coperture	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Amb.affol.	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Var.Neve h<=1000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Var.Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corr. Tors. dir. 0	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00
Corr. Tors. dir. 90	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30
Sisma direz. grd 0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Sisma direz. grd 90	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Amb.affol.	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Var.Neve h<=1000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Var.Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30
Corr. Tors. dir. 90	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00
Sisma direz. grd 0	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
Sisma direz. grd 90	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.	
DESCRIZIONI	46
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.

DESCRIZIONI	46
Var.Amb.affol.	0.60
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
Vento dir. 0	0.00
Vento dir. 90	0.00
Vento dir. 180	0.00
Vento dir. 270	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.30
Corr. Tors. dir. 90	1.00
Sisma direz. grd 0	-0.30
Sisma direz. grd 90	-1.00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Amb.affol.	1.00	0.70	1.00	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70
Var.Neve h<=1000	0.50	1.00	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50
Var.Coperture	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Amb.affol.	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Var.Neve h<=1000	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Var.Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
Corr. Tors. dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Amb.affol.	0.60
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
Vento dir. 0	0.00
Vento dir. 90	0.00
Vento dir. 180	0.00
Vento dir. 270	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00

3 GLI INTERVENTI

3.1 DESCRIZIONE

Gli interventi previsti sulla costruzione esistente risultano i seguenti:

- La realizzazione di un vano scala di collegamento tra il piano galleria ed il piano terra, mediante il taglio del solaio esistente, l'inserimento di travi rompi-tratta e la realizzazione di una nuova scala metallica;
- La realizzazione di una nuova scala metallica di collegamento tra il piano -2 ed il piano -1, posta su un vano del solaio già esistente;
- La realizzazione di nuovi vani nella muratura, e l'allargamento di due vani porta esistenti, mediante l'inserimento di cerchiature e la chiusura di alcuni vani nella muratura attuali mediante la tecnica dello scuci e cucì;
- La realizzazione di un graticcio metallico in acciaio, struttura secondaria, posto sul soffitto del palco scenico e necessario all'istallazione degli impianti di scena del teatro (luci, tendaggi, scenografie, ecc..);

3.2 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si ritiene che gli interventi possono essere classificati come interventi locali ai sensi del P.to 8.4.1 NTC 2018, in quanto:

- Non recano sostanziali modifiche al comportamento della costruzione;
- Modificano una porzione limitata della struttura;

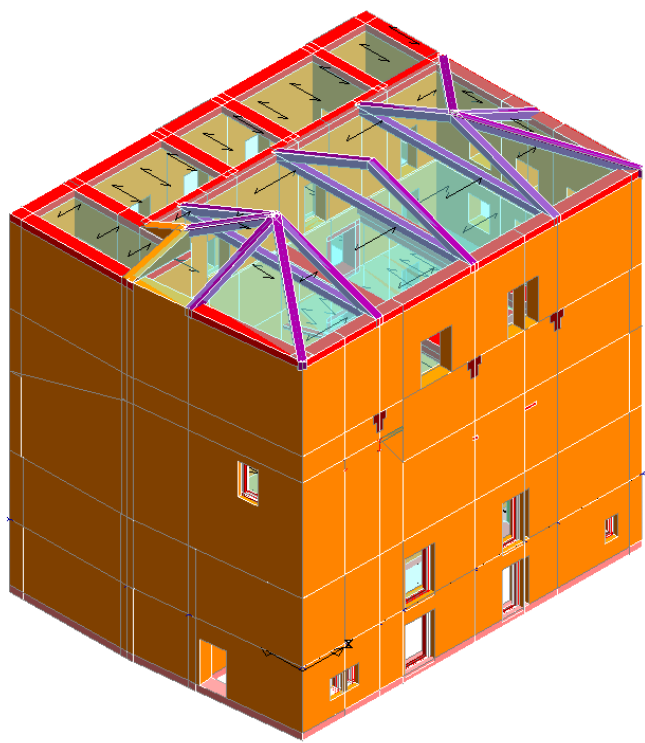
Il progetto e la valutazione della sicurezza, pertanto, sono riferiti alle sole parti interessate dall'intervento e quelle con esse interagenti.

Ai fini della classificazione dell'intervento, si dimostra di seguito che, rispetto alla configurazione ante operam, gli interventi locali:

- Non hanno prodotto sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme;
- Non hanno comportato una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti;

Tali dimostrazioni sono state effettuate mediante la modellazione strutturale dell'intero edificio ante e post operam.

La modellazione è stata sottoposta ad un'analisi sismica - Statica non lineare.



Si riporta di seguito il tabulato - VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO ANTE E POST OPERAM ed una tabella che analizza e mette a confronto le variazioni effettuate in termini di masse e rigidezze.

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO ANTE OPERAM											
				DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
Piano	Quota	Peso	Variaz.	Tagliante	Spost.	Klat.	Variaz	Tagliante	Spost.	Klat.	Variaz
N.ro	(m)	(t)	(%)	(t)	(mm)	(t/m)	(%)	(t)	(mm)	(t/m)	(%)
1	3.46	962.02	0	798.42	8.34	95775	0	629.1	11.45	54930	0
2	7.05	1023.16	6.4	731.6	8.52	85874	-10.3	574.65	11.83	48574	-11.6
3	11.38	602.35	-41.1	588.51	12.99	45318	-47.2	457.23	16.96	26958	-44.5
4	14.48	1501.02	149.2	438.46	4.93	88978	96.3	337.52	5.28	63945	137.2

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO POST OPERAM											
				DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
Piano	Quota	Peso	Variaz.	Tagliante	Spost.	Klat.	Variaz	Tagliante	Spost.	Klat.	Variaz
N.ro	(m)	(t)	(%)	(t)	(mm)	(t/m)	(%)	(t)	(mm)	(t/m)	(%)
1	3.46	962.02	0	801.6	8.37	95749	0	631.25	11.5	54914	0
2	7.05	1024.95	6.5	735.04	8.56	85893	-10.3	577.05	11.88	48583	-11.5
3	11.42	618.8	-39.6	592.2	13.05	45379	-47.2	459.94	17.06	26959	-44.5
4	14.48	1508.01	143.7	438.79	4.94	88742	95.6	337.54	5.27	64074	137.7

VARIAZIONI ANTE E POST OPERAM (%)											
				DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
Piano	Quota	Peso	Variaz.	Tagliante	Spost.	Klat.	Variaz	Tagliante	Spost.	Klat.	Variaz
N.ro	(m)	(t)	(%)	(t)	(mm)	(t/m)	(%)	(t)	(mm)	(t/m)	(%)
1	3.46	0.00%	0.00%	0.40%	0.36%	-0.03%	0.00%	0.34%	0.44%	-0.03%	0.00%
2	7.05	0.17%	1.56%	0.47%	0.47%	0.02%	0.00%	0.42%	0.42%	0.02%	-0.86%
3	11.42	2.73%	-3.65%	0.63%	0.46%	0.13%	0.00%	0.59%	0.59%	0.00%	0.00%
4	14.48	0.47%	-3.69%	0.08%	0.20%	-0.27%	-0.73%	0.01%	-0.19%	0.20%	0.36%

Legenda tabella

PIANO	: Numero del piano sismico
QUOTA	: Altezza del piano dallo spiccatto di fondazione
PESO	: Peso sismico di piano (peso proprio, carichi permanenti e aliquota dei sovraccarichi variabili)
Variatz%	: Variazione percentuale della massa rispetto al piano superiore
Tagliante (t)	: Tagliante relativo al piano nella direzione X/Y. Nel caso di analisi sismica dinamica il valore si riferisce al modo principale
Spost(mm)	: Spostamento del baricentro del piano in direzione X/Y calcolato come differenza fra lo spostamento del piano in questione ed il sottostante
Klat(t/m)	: Rigidezza laterale del piano in direzione X/Y calcolata come rapporto fra il tagliante e lo spostamento
Variatz(%)	: Variazione della rigidezza della massa rispetto al piano superiore in direzione X/Y

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa dell'analisi statica non lineare (Push Over) effettuata nella condizione ante e post operam

Numero PushOver	PgaSLV/Pga10% ANTE OPERAM	PgaSLV/Pga10% POST OPERAM	VARIAZIONE PgaSLV
1	0.591	0.603	2.03%
2	0.623	0.623	0.00%
3	0.542	0.558	2.95%
4	0.555	0.556	0.18%
5	0.723	0.723	0.00%
6	0.768	0.769	0.13%
7	0.681	0.684	0.44%
8	0.729	0.729	0.00%
9	0.588	0.589	0.17%
10	0.628	0.636	1.27%
11	0.514	0.522	1.56%
12	0.552	0.554	0.36%
13	0.748	0.749	0.13%
14	0.761	0.764	0.39%
15	0.724	0.726	0.28%
16	0.651	0.653	0.31%

In conclusione, in relazione ai risultati ottenuti, è possibile affermare che gli interventi effettuati sull'edificio esistente:

1. Non hanno prodotto sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti della struttura nel suo insieme, in quanto la variazione massima del peso sismico di piano è pari al 2,73%, la variazione dello spostamento del baricentro del piano in direzione X/Y è pari allo 0,59% e la

variazione massima della rigidezza laterale del piano in direzione X/Y calcolata come rapporto fra il tagliante e lo spostamento risulta pari 0,27%;

2. Non hanno comportato una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti in quanto l'analisi statica non lineare, estesa su tutto l'edificio, non ha evidenziato una diminuzione della PGA allo SLV;

3.3 APERTURA E CHIUSURA VANI NELLA MURATURA

3.3.1 Descrizione

Per consentire del corretto passaggio degli impianti, l'adeguamento dell'edificio alle norme di prevenzione incendi e per necessità distributive del teatro, si rende necessario l'apertura di vani nella muratura. L'apertura dei nuovi vani sarà realizzata mediante l'inserimento di cerchiature con profilati metallici ed in c.a. Per le aperture ad oggi presenti ma non più utilizzabili, si prevede la chiusura del vano con la ricucitura della muratura con la tecnica dello scuci e cuci.

Per la verifica delle nuove cerchiature viene effettuato il controllo di equivalenza tra la cerchiatura realizzata nel foro e la porzione di muratura mancante. Tale equivalenza si considera soddisfatta se risulta che la rigidezza della cerchiatura sia circa equivalente alla rigidezza di un elemento in muratura di dimensioni pari a quelle del foro, al lordo dello spessore della cerchiatura, e la resistenza della cerchiatura sia pari o superiore a quello dell'elemento di muratura eliminata. Rigidezza e resistenza sono riferite ad una forza orizzontale applicata in testa all'elemento e ad esso complanare. Il calcolo si effettua ipotizzando l'elemento in muratura con vincolo di testa che impedisce la rotazione, mentre per la cerchiatura si adotta l'ipotesi di telaio a comportamento shear-type. Per entrambi si prevede un vincolo di incastro al piede. Si ipotizza che in fase di realizzazione la cerchiatura abbia uno sviluppo chiuso, quindi che sia presente il traverso inferiore, al fine di garantire l'ipotesi di incastro. Inoltre si richiede che l'intera cerchiatura sia adeguatamente ancorata alla muratura circostante in modo diffuso lungo tutto il perimetro. Per il calcolo della rigidezza della muratura si considera un modulo elastico fessurato, pari cioè alla metà di quello nominale relativo al materiale.

Per il calcolo della resistenza della muratura si considerano cautelativamente i valori di resistenza f_k ed f_{kv} non ridotti per il coefficiente parziale del materiale e per il fattore di confidenza. Per il cemento armato o l'acciaio della cerchiatura si adottano i valori di modulo elastico e resistenza che si utilizzano normalmente per le verifiche agli stati limite.

3.3.2 Verifica

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE	
EQUIVALENZA CERCHIATURE	
Verifica Numero	1
Numero quota	1
Numero setto	1
Larghezza netta foro	0.78 m

Altezza netta foro	0.90	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	102	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEB120	
Altezza sezione cerchiatura	12.00	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	16.09	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	2.69	t
Momento resistente sezione cerchiatura	7.79	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	57.41	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	64.21	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	60.27	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	2.69	t
Resistenza telaio cerchiatura	30.54	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	2	
Numero quota	1	
Numero setto	18	
Larghezza netta foro	0.55	m
Altezza netta foro	1.00	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	64	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEA120	
Altezza sezione cerchiatura	11.40	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	9.36	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	2.05	t
Momento resistente sezione cerchiatura	5.63	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	44.29	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	36.19	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	34.38	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	2.05	t
Resistenza telaio cerchiatura	20.23	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	3	
Numero quota	1	
Numero setto	25	
Larghezza netta foro	0.70	m
Altezza netta foro	0.90	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	102	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEB120	
Altezza sezione cerchiatura	12.00	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	13.66	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	2.48	t
Momento resistente sezione cerchiatura	7.79	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	57.41	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	56.59	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	60.27	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	2.48	t

Resistenza telaio cerchiatura	30.54	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	4	
Numero quota	1	
Numero setto	29	
Larghezza netta foro	0.55	m
Altezza netta foro	1.00	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	64	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEA120	
Altezza sezione cerchiatura	11.40	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	9.36	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	2.05	t
Momento resistente sezione cerchiatura	5.63	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	44.29	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	36.19	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	34.38	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	2.05	t
Resistenza telaio cerchiatura	20.23	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	5	
Numero quota	1	
Numero setto	38	
Larghezza netta foro	0.55	m
Altezza netta foro	1.00	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	64	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEA120	
Altezza sezione cerchiatura	11.40	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	9.36	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	2.05	t
Momento resistente sezione cerchiatura	5.63	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	44.29	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	36.19	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	34.38	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	2.05	t
Resistenza telaio cerchiatura	20.23	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	6	
Numero quota	3	
Numero setto	9	
Larghezza netta foro	0.80	m
Altezza netta foro	1.60	m
Spessore muratura	0.70	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	104	

Descrizione sezione cerchiatura	2*HEB140	
Altezza sezione cerchiatura	14.00	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	15.78	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	2.49	t
Momento resistente sezione cerchiatura	11.57	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	68.49	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	26.38	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	24.65	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	2.49	t
Resistenza telaio cerchiatura	26.60	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	7	
Numero quota	3	
Numero setto	27	
Larghezza netta foro	1.50	m
Altezza netta foro	2.15	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	36	
Descrizione sezione cerchiatura	80 x 25	
Altezza sezione cerchiatura	25.00	cm
Numero criterio di progetto sezione	1	
Diametro ferri longitudinali	16	mm
Numero ferri longitudinali per lato	3	
Diametro ferri staffe	8	mm
Passo staffe	15	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	61.85	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	5.28	t
Momento resistente sezione cerchiatura	4.55	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	12.63	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	49.04	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	55.20	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	5.28	t
Resistenza telaio cerchiatura	7.58	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE

EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	8	
Numero quota	4	
Numero setto	27	
Larghezza netta foro	1.50	m
Altezza netta foro	2.25	m
Spessore muratura	0.80	m
Numero di archivio materiale muratura	11	
Numero di archivio sezione cerchiatura	36	
Descrizione sezione cerchiatura	80 x 25	
Altezza sezione cerchiatura	25.00	cm
Numero criterio di progetto sezione	1	
Diametro ferri longitudinali	16	mm
Numero ferri longitudinali per lato	3	
Diametro ferri staffe	8	mm
Passo staffe	15	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	61.85	tm

Taglio resistente porzione muratura eliminata	5.28	t
Momento resistente sezione cerchiatura	4.55	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	12.63	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	46.10	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	48.95	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	5.28	t
Resistenza telaio cerchiatura	7.27	t
La verifica risulta	SODDISFATTA	

3.4 IL NUOVO GRATICCIO METALLICO DEL PALCO

3.4.1 Descrizione

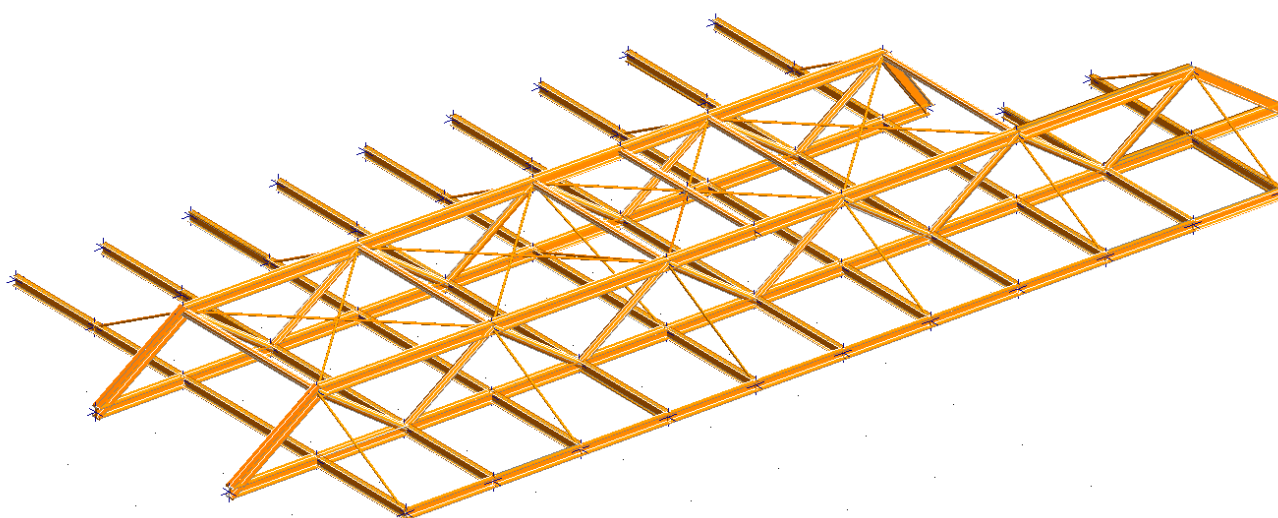
A soffitto del palco si rende necessario l'installazione di doghe per la movimentazione ed il sollevamento dei tiri scenici dal basso. Si precisa che la graticcia risulta di tipo alla tedesca, cioè non calpestabile.

Le doghe saranno fissate su un graticcio metallico formato da un travi secondarie e travi principali reticolari, in grado di trasmettere i carichi direttamente sulle murature.

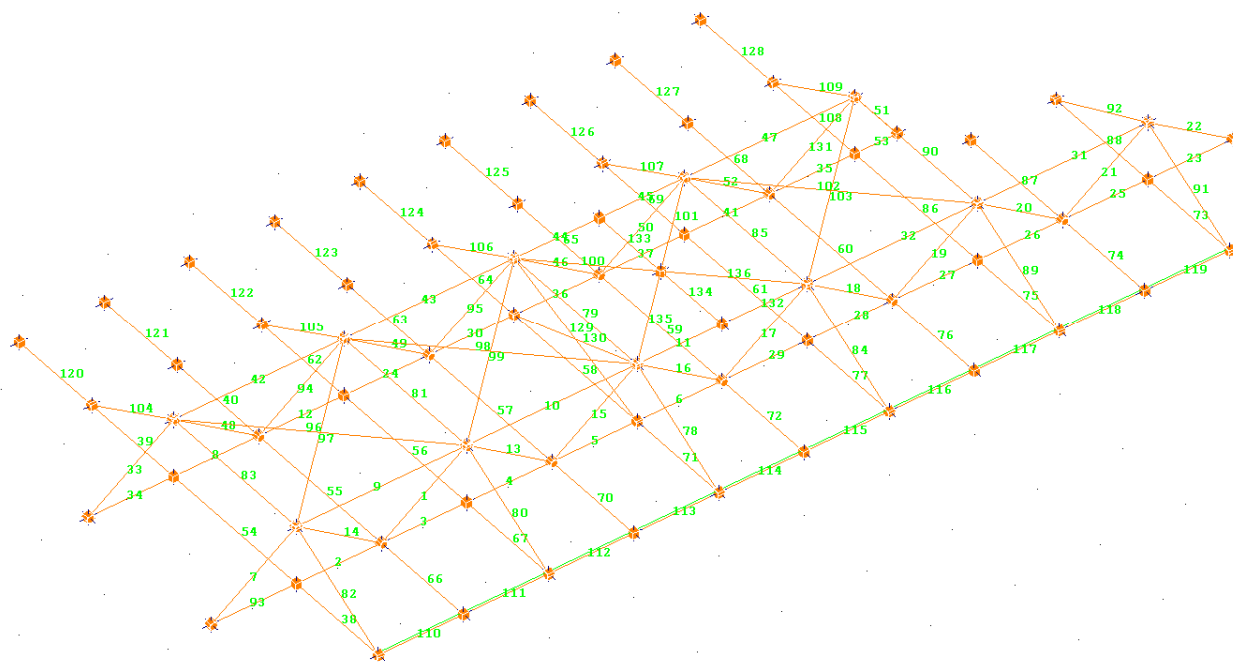
Tale struttura classificata come elemento secondario è progettata per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante secondo il § 7.2.3 del D.M. 2018. Gli elementi secondari e i loro collegamenti sono quindi progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, secondo il § 7.3.3.3.

Per tale graticcia è prevista una limitazione dei carichi sospesi di servizio non maggiori a 250 Kg/mq. Su tale struttura non sono consentite azioni di tipo dinamico.

3.4.2 Schemi posti a base di calcolo



Modello di calcolo



Schema vincoli e carichi

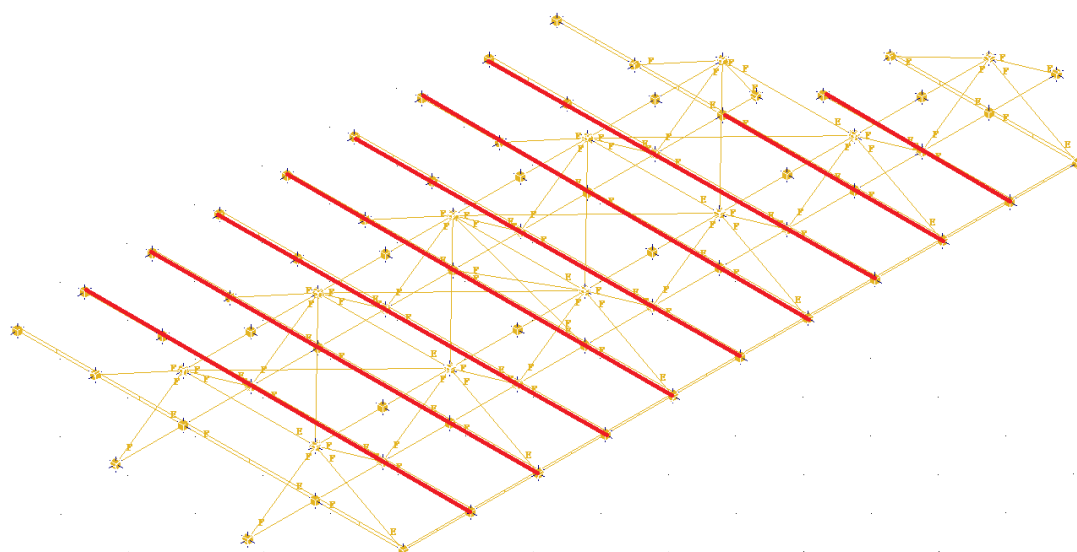
Azioni sulla struttura

Le azioni sono state applicate direttamente sulle travi IPE100 poste trasversalmente alle reticolari ad un interasse massimo di 100 cm. Su tali travi è stato applicato un carico uniformemente ripartito su unità di lunghezza pari a

Permanente non strutturale = 100 daN/ml

Accidentale = 300 daN/ml

Condizione di carico n°3

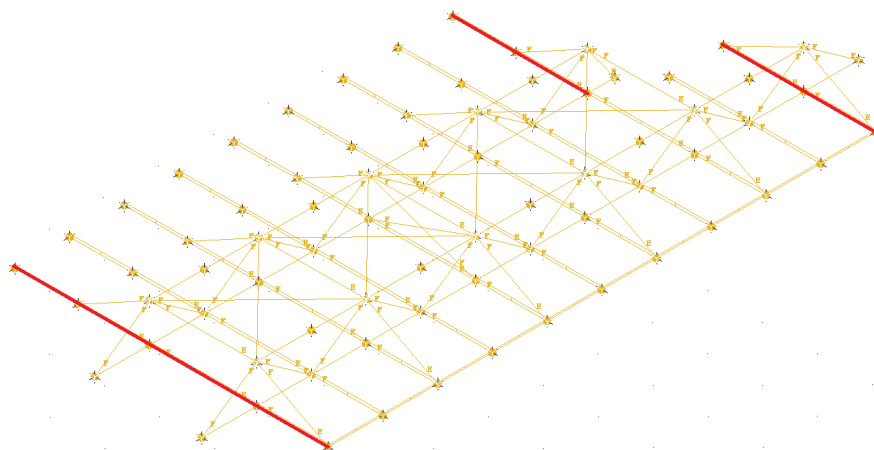


Sulle travi IPE 100 poste adiacenti alle pareti perimetrali, a causa di un possibile incremento dei carichi accidentali tale carico è stato maggiorato come di seguito:

Permanente non strutturale = 100 daN/ml

Accidentale = 400 daN/ml

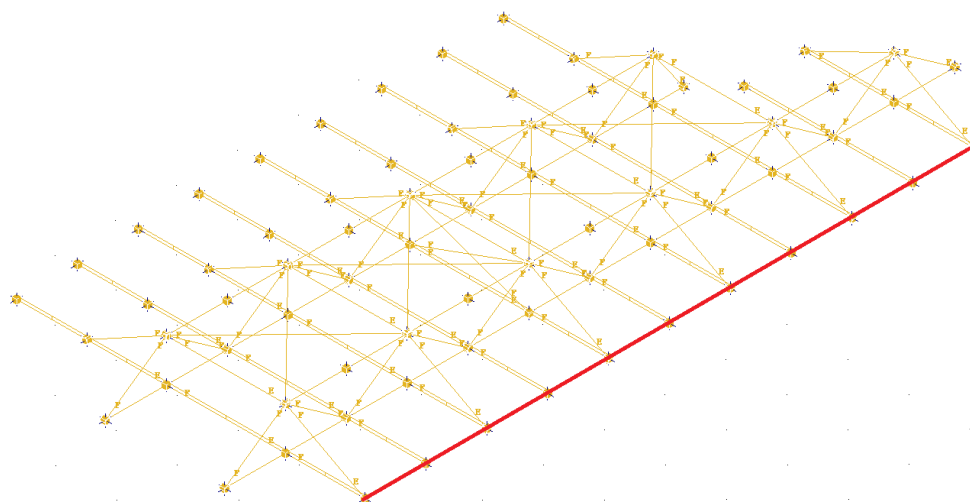
Condizione di carico n°3



Sulle travi UPN100 poste in corrispondenza della punta dello sbalzo è stato applicato un carico su unità di lunghezza pari a:

Accidentale = 150 daN/ml

Condizione di carico n°4



3.4.3 Combinazioni di calcolo

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.				
DESCRIZIONI	1	2	3	4
Peso Strutturale	1.30	1.30	1.30	1.00
PERMANENTE	1.50	1.50	1.50	1.00
ACCIDENTALE	1.50	0.00	1.50	1.00
accidentale2	1.50	1.50	0.00	1.00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
PERMANENTE	1.00
ACCIDENTALE	1.00
accidentale2	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
PERMANENTE	1.00
ACCIDENTALE	0.70
accidentale2	0.70

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
PERMANENTE	1.00
ACCIDENTALE	0.60
accidentale2	0.60

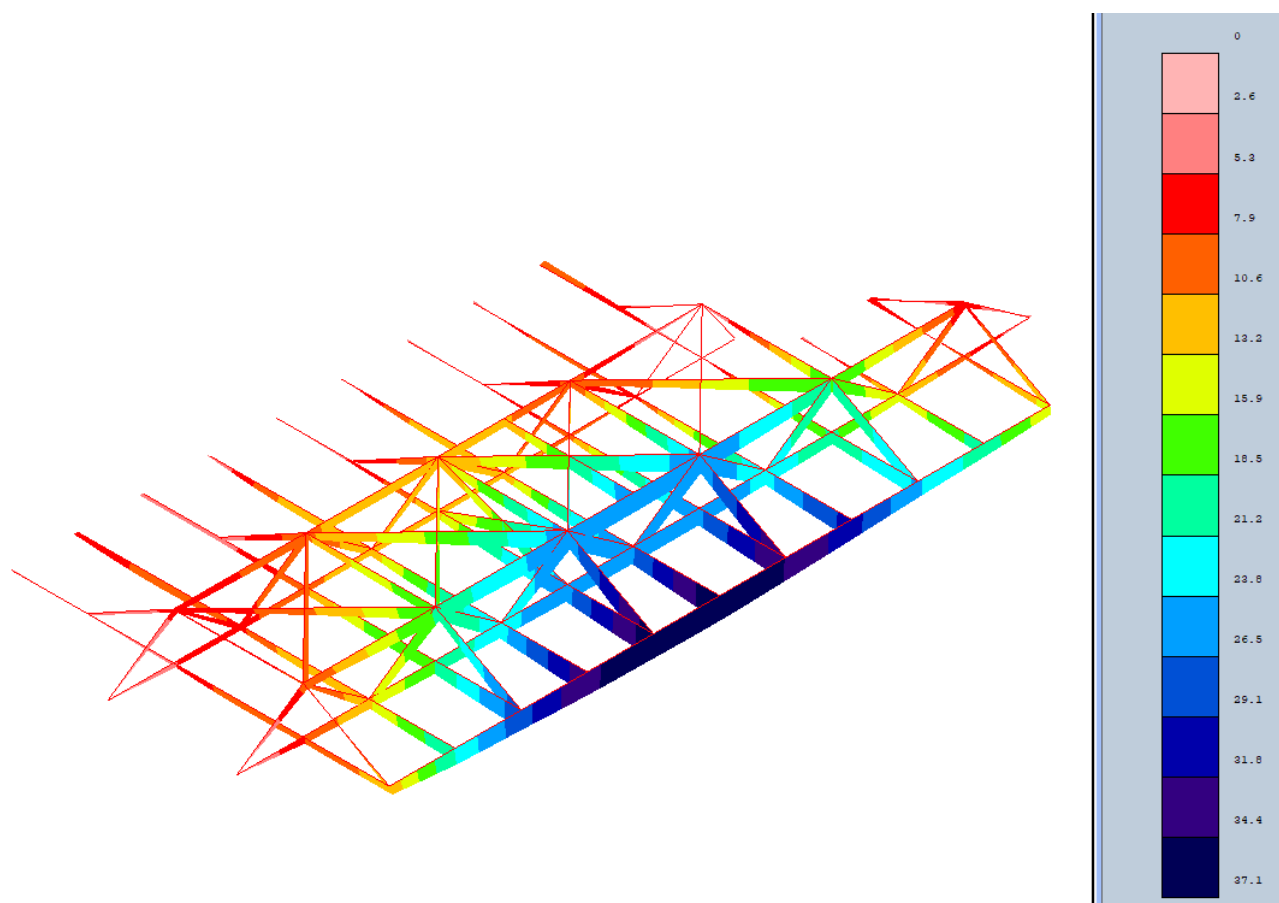
3.4.4 Configurazione delle deformate

Si riporta di seguito la configurazione della deformata in combinazione 4.

Peso proprio 1

Permanente 1

Accidentale 1



Deformata combinazione 4

La struttura subisce uno spostamento massimo pari a 37,1 mm.

3.4.5 Diagrammi delle sollecitazioni

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni legate all'involuppo delle diverse combinazioni di carico.

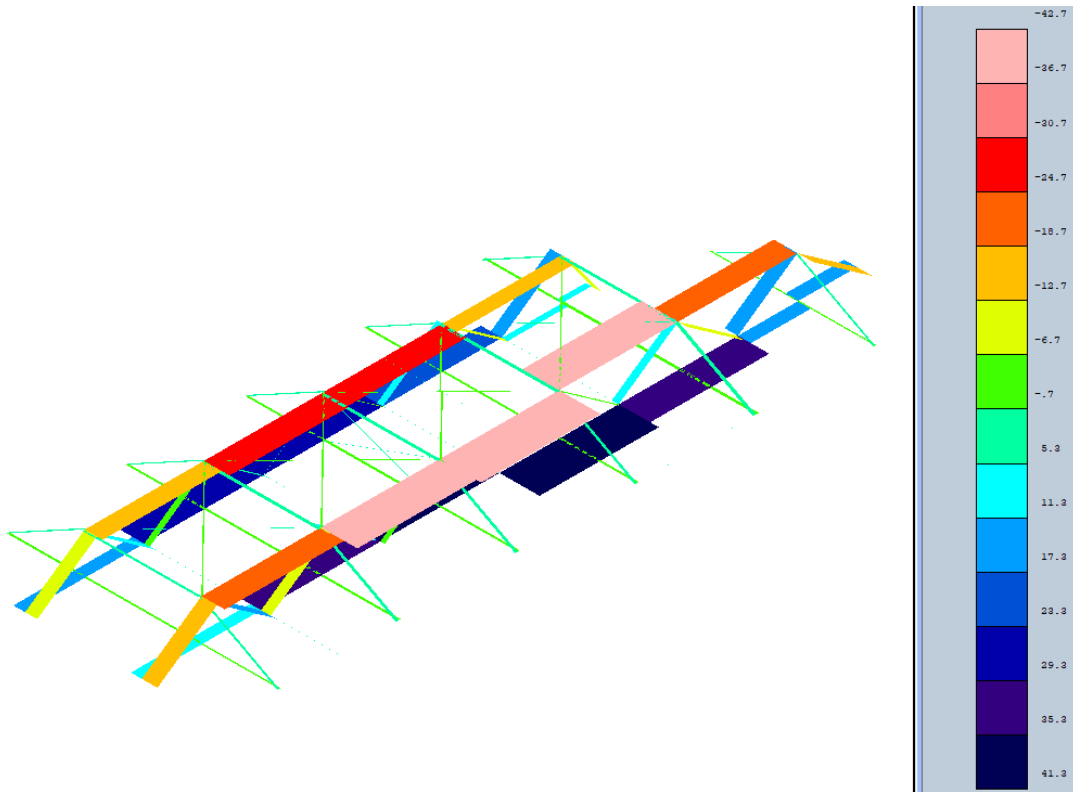


Diagramma sforzo normale – MAX -42,7 t

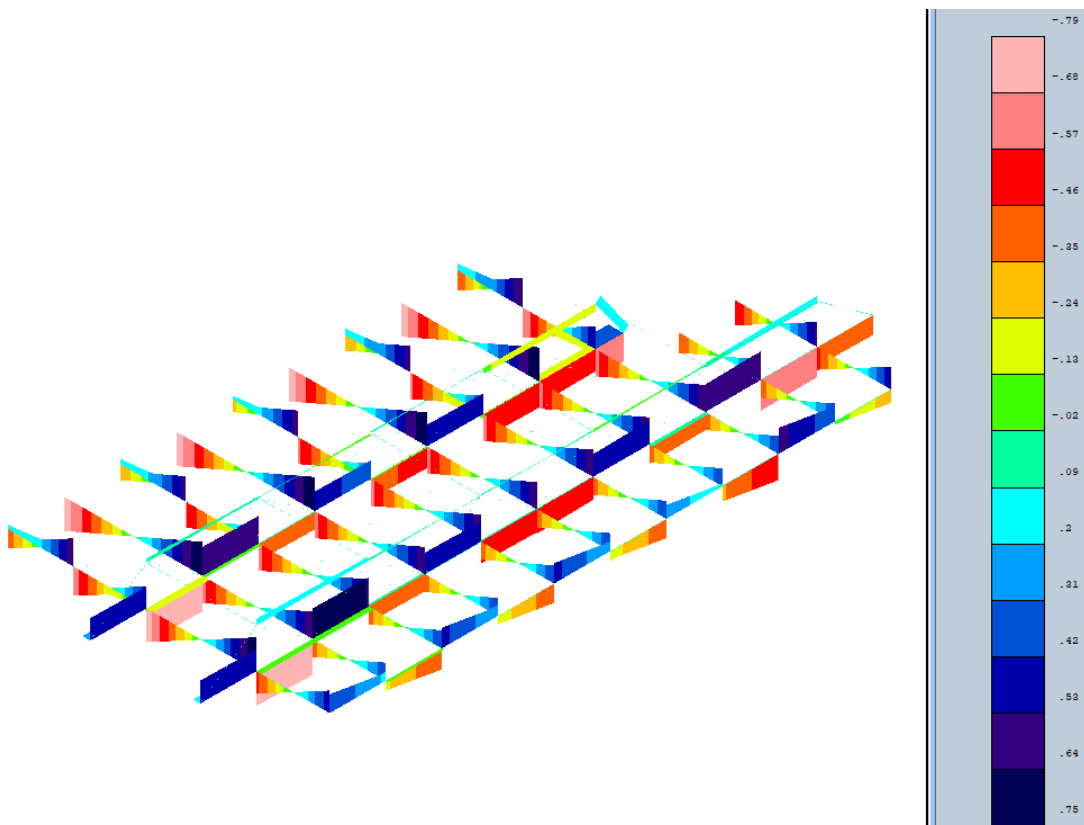


Diagramma del taglio – MAX = -0,79 t

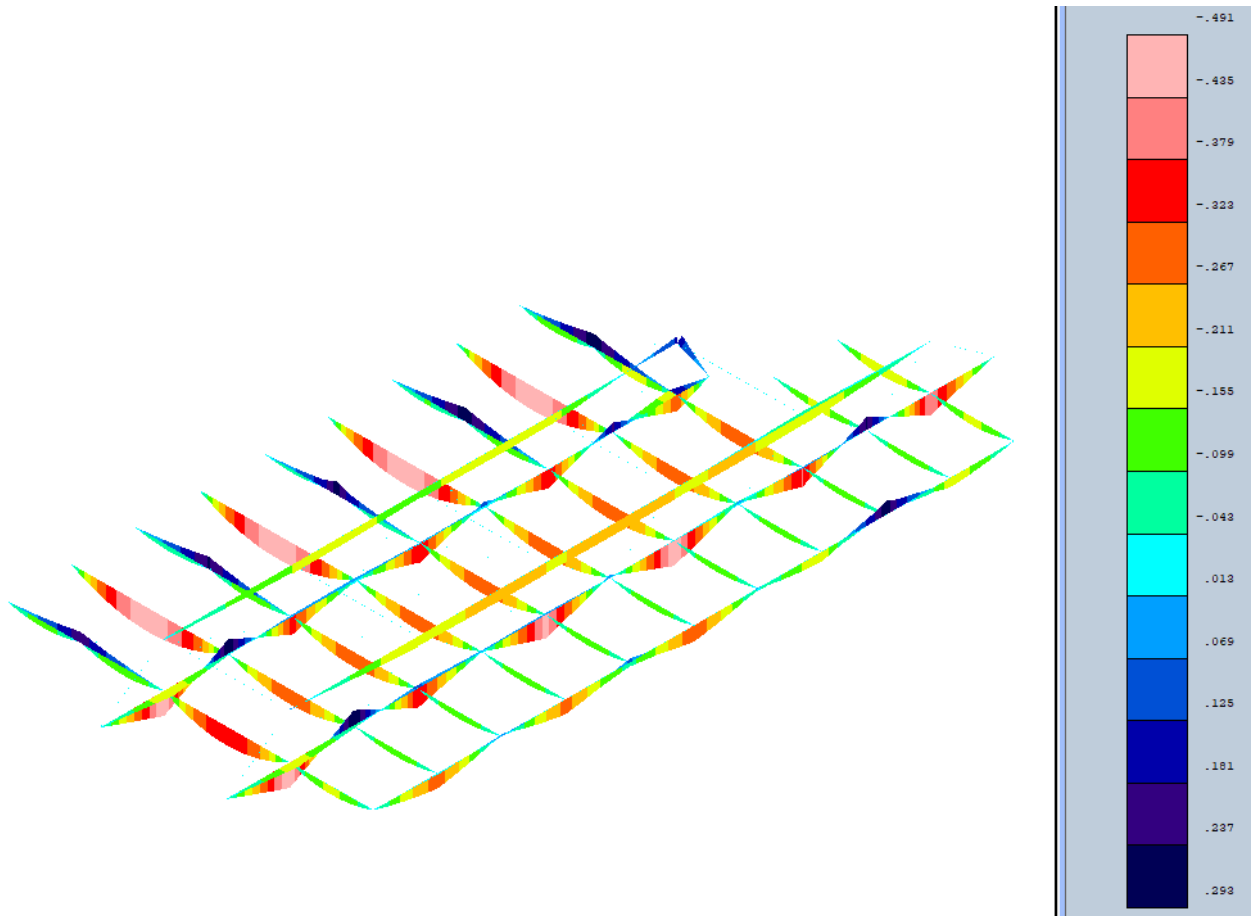
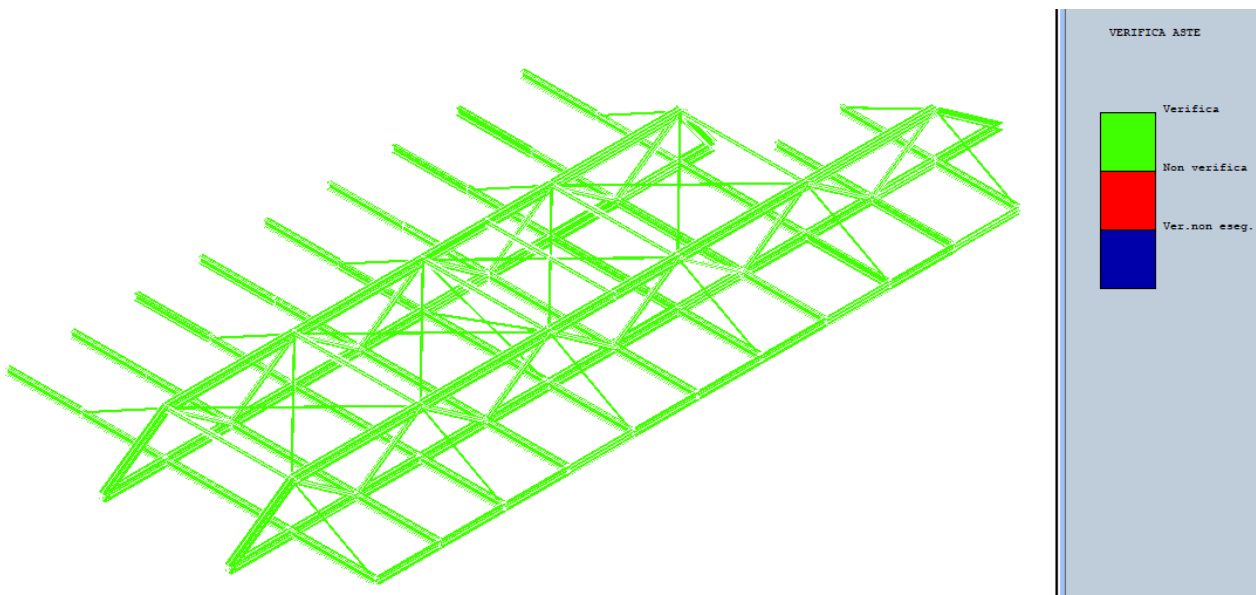


Diagramma momento flettente – MAX = -0,491 t

3.4.6 Verifica aste



STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpI.Rd Kg	VypI.Rd Kg	T Rd kg/m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 1077	4	5.00	1	-9961	0	0	0	0	4	1	18043	188	188	6632	6632	366	2619	55
TUB 76,1x3	qn=	-4	1	-9958	1	0	0	0	0	1	18043	188	188	6632	6632	366	2619	55
Asta: 1	5	5.70	1	-9956	0	0	0	0	-4	1	18043	188	188	6632	6632	366	2619	55
Instab.: =	122.1	β* =	122.1	-9961	1	0	0	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 47	Rpf= 61	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	17.2	0.0	4.9	mm	
Sez.N. 30	3	5.00	1	11306	491	-185	-130	-758	0	70452	2568	1116	25616	18698	154	2619	52	

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r.	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpRd Kg	VypRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Instab.:=	195.0	β*:=	195.0		-2513	252	0	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 157	Rpf= 62	Rft= 82	Wmax/rel/lim=	25.4	2.1	7.8	mm	
Sez.N. 177	8	5.00	1		-65	0	0	0	595	0	27036	1032	240	10116	7688	38	2619	0
IPE100	qn=	-408	3		-43	290	0	0	-15	0	27036	1032	240	10116	7688	38	2619	28
Asta: 59	19	5.00	1		-65	0	0	0	-595	0	27036	1032	240	10116	7688	38	2619	0
Instab.:=	195.0	β*:=	195.0		-65	252	0	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 157	Rpf= 25	Rft= 45	Wmax/rel/lim=	26.0	2.1	7.8	mm	

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																				
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																				
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpI.Rd Kg	VypI.Rd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %		
F116 mm Asta: 96 Instab.:l=	qn= 5 279.3	0 5.70 β*l=	2 2 195.5	53 53 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 3	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	5264 5264 0	11 11 0	11 11 0	2279 2279 Wmax/rel/lim=	2279 2279 18.3	12 12 1.9	2619 2619 11.2	2 3 mm	
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 97 Instab.:l=	qn= 0 16 279.3	0 5.70 β*l=	0 0 195.5	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 10.2	0 0 0.6	0 0 11.2	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 98 Instab.:l=	qn= 0 7 279.3	0 5.70 β*l=	0 0 195.5	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 25.0	0 0 1.1	0 0 11.2	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 99 Instab.:l=	qn= 0 18 279.3	0 5.70 β*l=	0 0 195.5	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 18.8	0 0 0.4	0 0 11.2	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 100 Instab.:l=	qn= 0 56 139.7	0 5.70 β*l=	0 0 97.8	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 18.4	0 0 0.7	0 0 5.6	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 101 Instab.:l=	qn= 0 56 139.7	0 5.70 β*l=	0 0 97.8	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 18.5	0 0 0.7	0 0 5.6	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 102 Instab.:l=	qn= 0 12 279.3	0 5.70 β*l=	0 0 195.5	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 18.4	0 0 1.4	0 0 11.2	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 103 Instab.:l=	qn= 0 20 279.3	0 5.70 β*l=	0 0 195.5	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 Wmax/rel/lim=	0 0 25.1	0 0 2.2	0 0 11.2	0 0 mm
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 104 Instab.:l=	qn= 0 1 147.6	0 5.70 β*l=	1 1 147.6	2664 2664 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	5264 5264 0	11 11 0	11 11 0	2279 2279 Wmax/rel/lim=	2279 2279 5.4	12 12 0.1	2619 2619 5.9	51 51 mm	
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 105 Instab.:l=	qn= 0 16 147.6	0 5.70 β*l=	1 1 147.6	2388 2388 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	5264 5264 0	11 11 0	11 11 0	2279 2279 Wmax/rel/lim=	2279 2279 9.9	12 12 0.3	2619 2619 5.9	47 46 mm	
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 106 Instab.:l=	qn= 0 18 147.6	0 5.70 β*l=	1 1 147.6	2478 2478 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	5264 5264 0	11 11 0	11 11 0	2279 2279 Wmax/rel/lim=	2279 2279 10.8	12 12 0.3	2619 2619 5.9	49 48 mm	
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 107 Instab.:l=	qn= 0 25 147.6	0 5.70 β*l=	1 1 147.6	2457 2457 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	5264 5264 0	11 11 0	11 11 0	2279 2279 Wmax/rel/lim=	2279 2279 7.6	12 12 0.3	2619 2619 5.9	49 48 mm	
Sez.N. 177 IPE100 Asta: 108 Instab.:l=	qn= -508 55 130.0	3 5.00 β*l=	3 2 130.0	-2441 -1696 -1197 -2441	0 166 -273 175	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 -315 0	0 0 0 104	0 0 0 lmd=	27036 27036 27036 27036	1032 1032 1032 1032	240 240 240 240	10116 10116 10116 10116	7688 7688 7688 7688	38 38 38 38	2619 2619 2619 26	9 16 26 mm	
Sez.N. 1078 F116 mm Asta: 109 Instab.:l=	qn= 0 55 147.6	0 5.70 β*l=	1 1 147.6	2772 2772 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 ε=	0 0 0.92	0 0 lmd=	5264 5264 0	11 11 0	11 11 0	2279 2279 Wmax/rel/lim=	2279 2279 6.2	12 12 0.9	2619 2619 5.9	59 56 mm	
Sez.N. 28 UPN100 Asta: 110 Instab.:l=	qn= -161 22 100.0	1 5.00 β*l=	1 1 70.0	7 7 294 294	-1 176 -29 29	9 -10 38 29	38 38 38 29	414 294 175 0	-1 -1 -1 0	0 0 0 47	0 0 0 lmd=	35226 35226 35226 35226	1284 1284 1284 1284	397 397 397 397	14426 14426 14426 14426	9348 9348 9348 9348	77 77 77 77	2619 2619 2619 30	2 16 30 mm	
Sez.N. 28 UPN100 Asta: 111 Instab.:l=	qn= -161 23 100.0	1 5.00 β*l=	1 1 70.0	3 3 -47 294	-34 153 31 34	-65 -1 -65 34	-221 -341 -460 0	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 47	0 0 0 lmd=	35226 35226 35226 35226	1284 1284 1284 1284	397 397 397 397	14426 14426 14426 14426	9348 9348 9348 9348	77 77 77 77	2619 2619 2619 12	31 12 22 mm	
Sez.N. 28 UPN100 Asta: 112 Instab.:l=	qn= -161 26 100.0	1 5.00 β*l=	1 1 70.0	-4 -4 284 -4	-47 148 213 13	21 11 20 13	20 20 212 0	451 331 212 0	0 0 0 0	0 0 0 47	0 0 0 lmd=	35226 35226 35226 35226	1284 1284 1284 1284	397 397 397 397	14426 14426 14426 14426	9348 9348 9348 9348	77 77 77 77	2619 2619 2619 22	9 14 22 mm	
Sez.N. 28 UPN100 Asta: 113 Instab.:l=	qn= -161 27 100.0	1 5.00 β*l=	1 3 70.0	-4 -5 78 -5	284 161 208 0	2 7 11 8	-7 -9 -9 0	-185 -161 -168 0	0 0 0 0	0 0 0 47	0 0 0 lmd=	35226 35226 35226 35226	1284 1284 1284 1284	397 397 397 397	14426 14426 14426 14426	9348 9348 9348 9348	77 77 77 77	2619 2619 2619 9	23 14 22 mm	
Sez.N. 28 UPN100 Asta: 114 Instab.:l=	qn= -161 28 100.0	3 5.00 β*l=	3 1 70.0	-3 -3 309 -1	78 172 309 309	14 5 -7 12	18 18 19 12	192 185 209 0	0 0 0 0	0 0 0 47	0 0 0 lmd=	35226 35226 35226 35226	1284 1284 1284 1284	397 397 397 397	14426 14426 14426 14426	9348 9348 9348 9348	77 77 77 77	2619 2619 2619 26	10 15 26 mm	

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 884	56	5.70	1	82	4	0	0	0	1	13	29001	650	650	10661	10661	554	2619	0
TUBOC75,5*	qn=	-9	1	82	5	0	0	0	0	13	29001	650	650	10661	10661	554	2619	0
Asta: 134	8	5.70	1	82	0	0	0	0	-10	13	29001	650	650	10661	10661	554	2619	0
Instab.:l=	97.5	β*=	97.5	0	0	0	0	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	26.0	0.0	3.9	mm	
Sez.N. 1078	7	5.70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F116 mm	qn=	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Asta: 135	56	5.70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Instab.:l=	139.7	β*=	97.8	0	0	0	0	cl= 0	ε= 0.92	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	25.2	0.4	5.6	mm	
Sez.N. 1078	56	5.70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F116 mm	qn=	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Asta: 136	14	5.70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Instab.:l=	139.7	β*=	97.8	0	0	0	0	cl= 0	ε= 0.92	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	25.1	0.3	5.6	mm	

3.4.7 Verifica unioni

3.4.7.1 Verifica unione sezione accoppiata 2xUPN100

La verifica di aste composte costituite da due profilati, posti ad un intervallo pari alle spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella C4.2.III.

Tabella C4.2.III Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili.

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti ^(*)
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	15 i_{min}
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	70 i_{min}

(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e i_{min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

Asta composta tipo (1)

$$i_{min} (UPN100) = 1,47 \text{ cm}$$

$$\text{spaziatura massima dei collegamenti} = 15 \times 1,47 = 22 \text{ cm}$$

3.4.7.2 Verifica unioni TUB 76 x 3 mm –UPN 100

Tali aste risultano sollecitate principalmente a sforzi assiali si riportano di seguito le sollecitazioni del nodo maggiormente sollecitato.

$$N = 14992 \text{ daN}$$

Sul nodo sono presenti n°4 bulloni M12 con n°2 superfici di contatto

Pertanto l'azione di taglio sul singolo bullone è pari a

$$T = \text{daN}14992/4/2 = 1874 \text{ daN}$$

Verifica bulloni e piastre

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	18740
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	12
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	113
A_{res} (mm ²)	84

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	13
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.581
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali	

e_1 (mm)	30
e_2 (mm)	20
p_1 (mm)	50
p_2 (mm)	36

15.6	≤	e_1	≤	64
15.6	≤	e_2	≤	64
28.6	≤	p_1	≤	84
31.2	≤	p_2	≤	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato
 $\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato
 $k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo \perp al carico applicato
 $k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni \perp al carico applicato

α MIN	0.769
K MIN	2.177

$F_{b,Rd}$ (N)	41475
----------------	-------

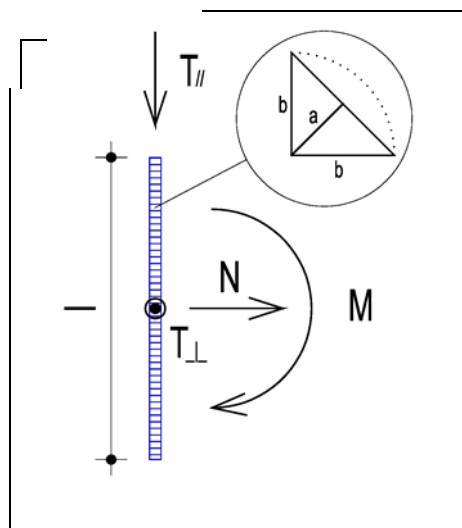
$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.452
-------------------------------	-------

Si riporta di seguito la verifica della saldatura posta tra il tubolare 76x3 mm e le due piastre di ancoraggio.

Verifica saldature

Sollecitazioni	
N (N)	0
$T_{//}$ (N)	74960
T_{\perp} (N)	0
M (Nmm)	1424240

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	5
l (mm)	100
n° cordoni	2
γ_{M2}	1.25
a (mm)	3.54



f_{yk} (N/mm ²)	275
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica con formula 4.2.76

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0.85
$f_{w,d}$ (N/mm ²)	233.657
$F_{T//}$ (N/mm)	374.800
$F_{T\perp}$ (N/mm)	0.000

$F_{T\text{ TOT}}$ (N/mm)	374.800
$F_{\perp N}$ (N/mm)	0.000
$F_{\perp M}$ (N/mm)	427.272
$F_{\perp\text{ TOT}}$ (N/mm)	427.272

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	568.363
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	826.102

S/R	OK
0.688	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0.7
β_2	0.85
$t_{//}$ (N/mm ²)	106.0094
t_{\perp} (N/mm ²)	0.0000

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	0.0000
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	120.8508
n_{\perp} (N/mm ²)	120.8508

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	160.7573
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192.5000

S/R	OK
0.84	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	120.8508
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233.7500

S/R	OK
0.52	

Si riporta di seguito la verifica dei n°12 bulloni necessari al collegamento della piastra centrale ai due profilati UPN 100

Verifica bulloni e piastra

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	17840
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	12
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	113
A_{res} (mm ²)	84

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	13
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.553
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali

e_1 (mm)	25	15.6	$\leq e_1 \leq$	64
e_2 (mm)	25	15.6	$\leq e_2 \leq$	64
p_1 (mm)	50	28.6	$\leq p_1 \leq$	84
p_2 (mm)	50	31.2	$\leq p_2 \leq$	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α_{MIN}	0.641
k_{MIN}	2.500

$F_{b,Rd}$ (N)	39692
----------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.449
-------------------------------	-------

3.4.7.3 Verifica unioni IPE100 –UPN 100

L'unione di tali profilati avviene mediante un giunto bullonato di tipo flangiato.

Le sollecitazioni massime al nodo risultano le seguenti:

N = 2450 daN

T = 840 daN

Verifica bulloni e piastra

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	2100

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)

$F_{t,Ed}$ (N)	6130
----------------	------

4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	12
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	113
A_{res} (mm ²)	84

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	13
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{cc} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.156
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.127
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali

e_1 (mm)	30
e_2 (mm)	20
p_1 (mm)	40
p_2 (mm)	40

15.6	≤	e_1	≤	64
15.6	≤	e_2	≤	64
28.6	≤	p_1	≤	84
31.2	≤	p_2	≤	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo $_ _$ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni $_ _$ al carico applicato

α_{MIN}	0.769
k_{MIN}	2.500

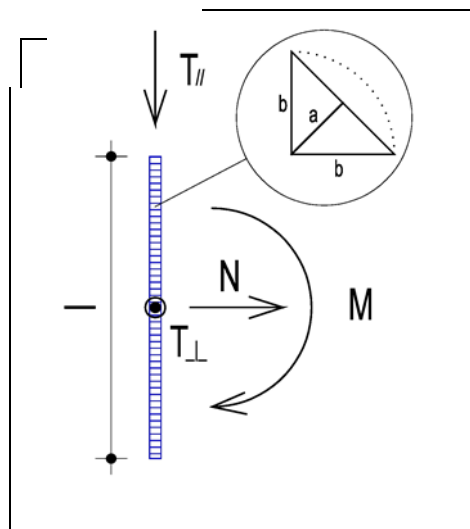
$F_{b,Rd} (N)$	47631
----------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.044
-------------------------------	-------

Verifica saldature

Sollecitazioni	
N (N)	24500
$T_{//}$ (N)	0
T_{\perp} (N)	8400
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	5
l (mm)	80
n° cordoni	2
γ_{M2}	1.25
a (mm)	3.54



$f_{yk} (N/mm^2)$	275
$f_{tk} (N/mm^2)$	430

Verifica con formula 4.2.76

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0.85
$f_{w,d} (N/mm^2)$	233.657
$F_{T//} (N/mm)$	0.000
$F_{T\perp} (N/mm)$	52.500

$F_{T\text{TOT}} (N/mm)$	52.500
$F_{\perp N} (N/mm)$	153.125
$F_{\perp M} (N/mm)$	0.000
$F_{\perp\text{TOT}} (N/mm)$	153.125

$F_{w,Ed} (N/mm)$	161.875
$F_{w,Rd} (N/mm)$	826.102

S/R	OK
0.196	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_l^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$

$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

β_1	0.7
β_2	0.85

$n_{\perp N} (N/mm^2)$	43.3103
------------------------	---------

$t_{//}$ (N/mm ²)	0.0000	$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	0.0000
t_{\perp} (N/mm ²)	14.8492	n_{\perp} (N/mm ²)	43.3103
$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	45.7852	S/R	OK
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192.5000	0.24	
$ n_{\perp} + t_{\perp} $	58.1595	S/R	OK
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233.7500	0.25	

3.4.7.4 Verifica unioni 2XUPN 100 – 2XUPN 100 _ Giunto a coprigiunto

<u>Profilo da giuntare e relativi coprigiunti</u>		S 275
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	430 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E_s	210,000 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25 [-]
<u>Bulloni d'ala</u>		Classe 8.8
Valore di snervamento dell'acciaio del bullone	$f_{yb,f}$	649 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del bullone	$f_{ub,f}$	800 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25 [-]
<u>Bulloni d'anima</u>		Classe 8.8
Valore di snervamento dell'acciaio del bullone	$f_{yb,w}$	649 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del bullone	$f_{ub,w}$	800 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25 [-]

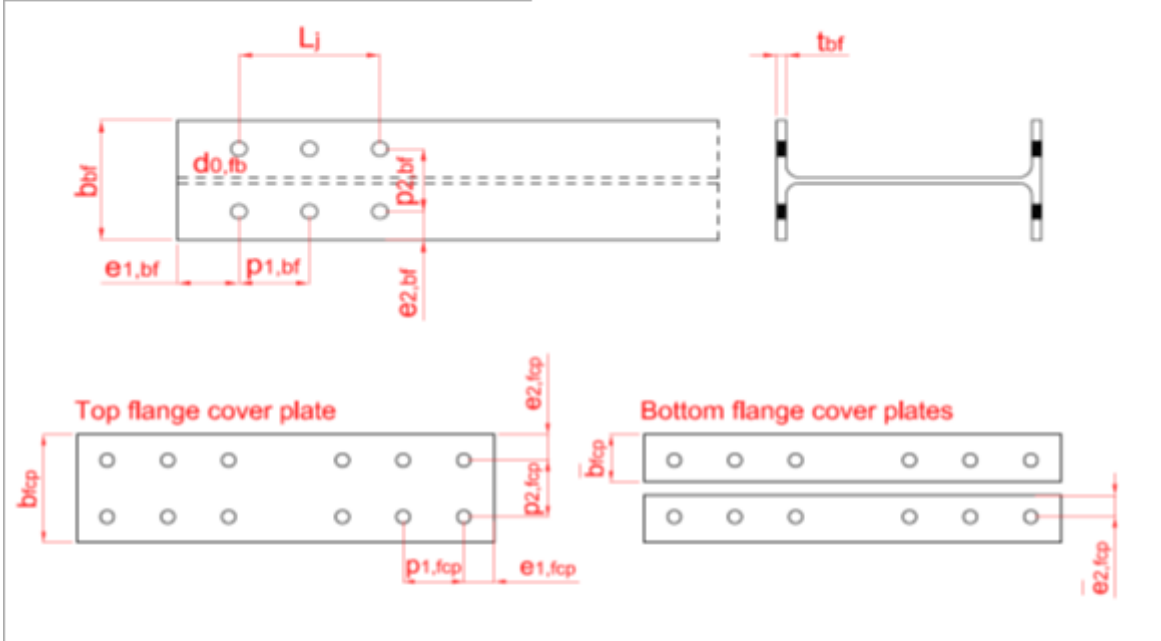
Distanza reciproca tra le travi da giuntare	g	0.00 [mm]
Altezza della sezione trasversale	h_a	100 [mm]
Larghezza della sezione trasversale	b_a	100 [mm]
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	5 [mm]
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	8 [mm]
Raggio di raccordo	r_a	12 [mm]
Area della sezione trasversale	A_a	2120 [mm ²]
Altezza della sezione trasversale al netto delle ali	$h_{i,a}$	80 [mm]
Altezza dell'anima	$h_{w,a}$	56 [mm]
Diametro massimo consentito dei bulloni d'ala	$d_{bf,max}$	10 [mm]
Passo minimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,min}$	54 [mm]
Passo massimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,max}$	58 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	$I_{a,y}$	3.492E+06 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{a,el,y}$	7.276E+04 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{a,pl,y}$	8.301E+04 [mm ³]
Area resistente a taglio	$A_{a,V}$	756 [mm ²]

<u>Classificazione del profilo</u>		
Valore di snervamento dell'acciaio delle ali	$f_{yf,a}$	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio delle ali	$f_{uf,a}$	430 [N/mm ²]
Larghezza di metà ala al netto del raggio di raccordo	c	35.5 [mm]
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	8 [mm]
Rapporto di resistenza	ϵ	0.92 [-]
Rapporto c/t	$(c/t_{f,a})/\epsilon$	4.80 [-]
Classificazione delle ali (tensioni di compressione costanti)	$CL_{f,compressione}$	1 [-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'anima	$f_{yw,a}$	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio dell'anima	$f_{uw,a}$	430 [N/mm ²]
Altezza dell'anima	$h_{w,a}$	56 [mm]
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	5 [mm]
Rapporto di resistenza	ϵ	0.92 [-]
Rapporto h_w/t	$(h_{w,a}/t_{w,a})/\epsilon$	12.12 [-]
Classificazione dell'anima (distribuzione tensioni a farfalla)	$CL_{w,flessione}$	1 [-]
Classificazione dell'anima (distribuzione tensioni costanti)	$CL_{w,compressione}$	1 [-]
		1
<u>Momento resistente del profilo</u>		
Momento resistente plastico	$M_{p,Rd}$	22 [kNm]
Momento resistente elastico	$M_{el,Rd}$	19 [kNm]
Coefficiente di imbozzamento	$k_{\sigma,ali}$	0.43 [-]
Snellezza delle ali	$\lambda_{p,ali}$	0.258 [-]
Coefficiente riduttivo dell'area delle ali	ρ_{ali}	1.000 [-]
Area di un'ala	A_{ali}	800 [mm ²]
Area efficace di un'ala	$A_{ali,eff}$	800 [mm ²]
Larghezza efficace dell'ala	$b_{a,eff}$	100.00 [mm]
Larghezza della parte non efficace dell'ala	Δb_a	0.00 [mm]
Momento d'inerzia efficace della sezione	$I_{a,y,eff}$	3.492E+06 [mm ⁴]
Modulo di resistenza efficace	$W_{a,eff,y}$	6.984E+04 [mm ³]
Momento resistente efficace	$M_{eff,Rd}$	18 [kNm]

Taglio resistente del profilo

Taglio resistente del profilo	$V_{pl,Rd}$	114 [kN]
-------------------------------	-------------	----------

Resistenza a taglio dei bulloni d'ala



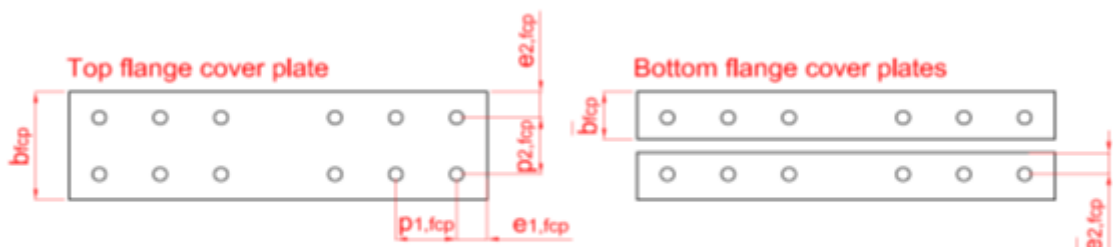
Numero di bulloni presenti sull'ala	n_{fb}	4.00 [-]
Numero di coprigiunti presenti sull'ala	n_{fcg}	2.00 [-]
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcg}	6.00 [mm]
Passo longitudinale dei bulloni d'ala	$p_{1,fb}$	40.00 [mm]
Passo trasversale dei bulloni d'ala	$p_{2,fb}$	55.00 [mm]
Distanza longitudinale dal bordo libero della trave	$e_{1,fb}$	40.00 [mm]
Distanza longitudinale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,fcg}$	40.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'ala	d_{fb}	10.00 [mm]
Diametro del foro dei bulloni d'ala	$d_{o,fb}$	11.00 [mm]

Diametro massimo dei bulloni d'ala	$d_{fb,max}$	10.00 [mm]
Distanza trasversale dal bordo libero della trave	$e_{2,bf}$	22.50 [mm]
Passo minimo longitudinale	$p_{1,fb,min}$	24.20 [mm]
Passo massimo longitudinale	$p_{1,fb,max}$	84.00 [mm]
Passo minimo trasversale (da normativa)	$p_{2,fb,min}$	26.40 [mm]
Passo massimo trasversale (da normativa)	$p_{2,fb,max}$	84.00 [mm]
Passo minimo trasversale (da profilario)	$p'_{2,fb,min}$	54.00 [mm]
Passo massimo trasversale (da profilario)	$p'_{2,fb,max}$	58.00 [mm]
Distanza minima longitudinale dal bordo	$e_{1-2,min}$	13.20 [mm]
Distanza massima longitudinale dal bordo	$e_{1-2,max}$	64.00 [mm]
Distanza tra i primo e l'ultimo bullone	l_j	40.00 [mm]
Area della parte filettata del gambo del bullone	A_{fb}	58.00 [mm ²]
Coefficiente riduttivo β che tiene in conto di l_j	β	1.00 [-]
Coefficiente riduttivo α	α	0.60 [-]
Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,fb,Rd}$	22.27 [kN]
Resistenza a taglio della bullonatura d'ala	$F_{Rd,1}$	178.18 [kN]

Resistenza a rifollamento dell'ala

Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	8.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'ala	d_{fb}	10.00 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale	$\alpha_{bf,1}$	1.21 [-]
	$\alpha_{bf,2}$	0.96 [-]
	$\alpha_{bf,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{bf,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{bf,min}$	0.96 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale	$k_{bf,1}$	4.03 [-]
	$k_{bf,2}$	2.50 [-]
	$k_{bf,min}$	2.50 [-]
Resistenza a rifollamento dell'ala	$F_{b,bf,Rd}$	66.19 [kN]
Resistenza complessiva a rifollamento dell'ala	$F_{Rd,2}$	264.78 [kN]

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti



Larghezza del coprigiunto superiore d'ala	b_{fcp}	100.00 [mm]
Distanza trasversale dal bordo del coprigiunto inferiore	$e'_{2,fcp}$	16.00 [mm]

Larghezza del coprighiunto superiore d'ala	b_{fcp}	100.00 [mm]
Distanza trasversale dal bordo del coprighiunto inferiore	$e'_{2,fcp}$	16.00 [mm]
Numero di coprighiunti presenti sull'ala	n_{fcp}	2.00 [-]
Distanza longitudinale dal bordo libero del coprighiunto	$e_{1,fcp}$	40.00 [mm]
Spessore dei coprighiunti d'ala	t_{fcp}	6.00 [mm]
Larghezza massima del coprighiunto inferiore d'ala	$b'_{fcp,max}$	35.50 [mm]
Larghezza del coprighiunto inferiore d'ala	b'_{fcp}	38.50 [mm]
Distanza trasversale dal bordo del coprighiunto superiore	$e_{2,fcp}$	22.50 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale	$\alpha_{fcp,1}$	1.21 [-]
	$\alpha_{fcp,2}$	0.96 [-]
	$\alpha_{fcp,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{fcp,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{fcp,min}$	0.96 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale	$k_{fcp,1}$	2.37 [-]
	$k_{fcp,2}$	5.30 [-]
	$k_{fcp,3}$	2.50 [-]
	$k_{fcp,min}$	2.37 [-]
	Resistenza a rifollamento dei coprighiunti	$F_{b,fcp,Rd}$
Resistenza complessiva a rifollamento dei coprighiunti	$F_{Rd,3}$	376.94 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione		
Larghezza della sezione trasversale	b_a	100.00 [mm]
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	8.50 [mm]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,4}$	222.62 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,5}$	205.26 [kN]

Resistenza dei coprigiunti in trazione

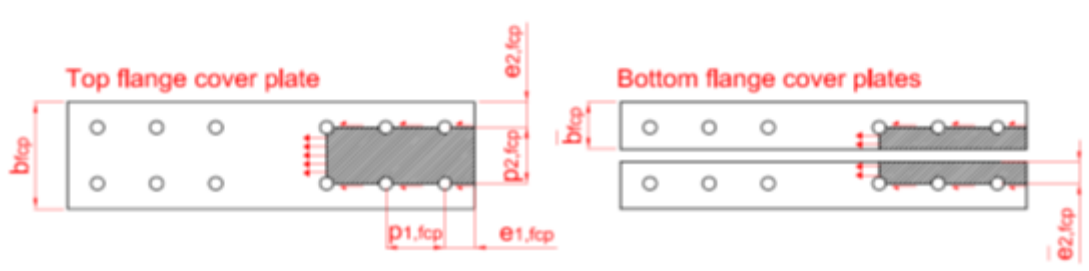
Larghezza del coprigiunto superiore d'ala	b_{fcp}	100.00 [mm]
Larghezza del coprigiunto inferiore d'ala	b'_{fcp}	38.50 [mm]
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcp}	6.00 [mm]
Area netta del coprigiunto superiore	$A_{fcp,net}$	468.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto inferiore	$A'_{fcp,net}$	330.00 [mm ²]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,6}$	278.14 [kN]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,7}$	247.06 [kN]

Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)



Area netta dell'ala soggetta a trazione	$A_{nt,bf}$	272.00 [mm ²]
Area netta dell'ala soggetta a taglio	$A_{nv,bf}$	1016.00 [mm ²]
Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)	$F_{Rd,8}$	247.20 [kN]

Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)

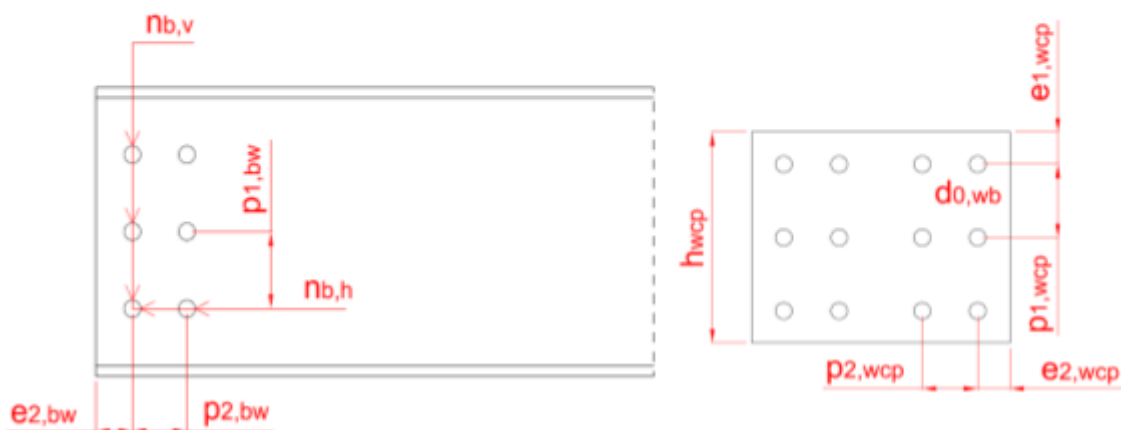


Area netta del coprigiunto superiore soggetta a trazione	$A_{nt,fcg}$	264.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto inferiore soggetta a trazione	$A'_{nt,fcg}$	126.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto superiore soggetta a taglio	$A_{nv,fcg}$	762.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto inferiore soggetta a taglio	$A'_{nv,fcg}$	762.00 [mm ²]
Resistenza del coprigiunto in trazione (block tearing)	$F_{Rd,9}$	364.61 [kN]

Resistenza del giunto d'ala

Resistenza a taglio della bullonatura d'ala	$F_{Rd,1}$	178.18 [kN]
Resistenza complessiva a rifollamento dell'ala	$F_{Rd,2}$	264.78 [kN]
Resistenza complessiva a rifollamento dei coprigiunti	$F_{Rd,3}$	376.94 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,4}$	222.62 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,5}$	205.26 [kN]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,6}$	278.14 [kN]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,7}$	247.06 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)	$F_{Rd,8}$	247.20 [kN]
Resistenza del coprigiunto in trazione (block tearing)	$F_{Rd,9}$	364.61 [kN]
	$F_{j,f,Rd}$	178.18 [kN]

Resistenza a taglio dei bulloni d'anima



Numero di colonne verticali	$n_{v,col}$	4.00 [-]
Numero di righe orizzontali	$n_{h,rig}$	2.00 [-]
Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	6.00 [mm]
Distanza verticale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,wcp}$	30.00 [mm]
Distanza orizzontale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{2,wcp}$	30.00 [mm]
Passo verticale dei bulloni d'anima	$p_{1,bw}$	30.00 [mm]
Passo orizzontale dei bulloni d'anima	$p_{2,bw}$	40.00 [mm]
Distanza orizzontale dal bordo libero della trave	$e_{2,bw}$	40.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	10.00 [mm]
Diametro del foro dei bulloni d'anima	$d_{0,wb}$	11.00 [mm]
Numero totale dei bulloni d'anima	n_{wb}	8.00 [-]
Numero di bulloni presenti in una colonna	$n_{b,v}$	2.00 [-]
Numero di bulloni presenti in una riga	$n_{b,h}$	4.00 [-]
Altezza massima del coprigiunto d'anima	$h_{wcp,max}$	56.00 [mm]
Altezza del coprigiunto d'anima	h_{wcp}	90.00 [mm]
Passo minimo verticale e orizzontale	$p_{bw,min}$	24.20 [mm]
Passo massimo verticale e orizzontale	$p_{bw,max}$	70.00 [mm]
Distanza minima dal bordo	$e_{1-2,min}$	13.20 [mm]
Distanza massima dal bordo	$e_{1-2,max}$	60.00 [mm]
Momento d'inerzia polare della bullonatura	J_b	17800.00 [mm ²]
Eccentricità tra il baricentro della bullonatura e l'asse giunto	e_x	100.00 [mm]
Area della parte filettata del gambo del bullone	A_{wb}	58.00 [mm ²]
Coefficiente riduttivo α	α	0.60 [-]
Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,wb,Rd}$	22.27 [kN]

Distanza orizzontale massima del bullone più esterno da G	x_{max}	60.00 [mm]
Distanza verticale massima del bullone più esterno da G	y_{max}	15.00 [mm]
Resistenza a taglio della bullonatura d'anima	$V_{Rd,1}$	94.84 [kN]
Resistenza a forza normale della bullonatura d'anima	$F_{w,Rd,1}$	356.35 [kN]
Resistenza a rifollamento dell'anima		
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	5.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	10.00 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione x	$\alpha_{x,bw,1}$	1.21 [-]
	$\alpha_{x,bw,2}$	0.96 [-]
	$\alpha_{x,bw,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{x,bw,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{x,bw,min}$	0.96 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione x	$k_{x,bw,1}$	2.12 [-]
	$k_{x,bw,2}$	2.50 [-]
	$k_{x,bw,min}$	2.12 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione y	$\alpha_{y,bw,1}$	0.66 [-]
	$\alpha_{y,bw,2}$	1.00 [-]
	$\alpha_{y,bw,3}$	1.86 [-]
	$\alpha_{y,bw,min}$	0.66 [-]
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione y	$k_{y,bw,1}$	8.48 [-]
	$k_{y,bw,2}$	3.39 [-]
	$k_{y,bw,3}$	2.50 [-]
	$k_{y,bw,min}$	2.50 [-]
Resistenza a rifollamento orizzontale dell'anima	$F_{x,b,bw,Rd}$	35.05 [kN]
Resistenza a rifollamento verticale dell'anima	$F_{y,b,bw,Rd}$	28.34 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dell'anima	$V_{Rd,2}$	60.68 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dell'anima	$F_{w,Rd,2}$	280.42 [kN]

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti		
Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	6.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	10.00 [mm]
Coefficients di rifollamento longitudinale per la direzione x	$\alpha_{x,wcp,1}$	0.91 [-]
	$\alpha_{x,wcp,2}$	0.96 [-]
	$\alpha_{x,wcp,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{x,wcp,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{x,wcp,min}$	0.91 [-]
Coefficients di rifollamento trasversale per la direzione x	$k_{x,wcp,1}$	5.94 [-]
	$k_{x,wcp,2}$	2.12 [-]
	$k_{x,wcp,3}$	2.50 [-]
	$k_{x,wcp,min}$	2.12 [-]
Coefficients di rifollamento trasversale per la direzione y	$\alpha_{y,wcp,1}$	0.91 [-]
	$\alpha_{y,wcp,2}$	0.66 [-]
	$\alpha_{y,wcp,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{y,wcp,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{y,wcp,min}$	0.66 [-]
Coefficients di rifollamento longitudinale per la direzione y	$k_{y,wcp,1}$	5.94 [-]
	$k_{y,wcp,2}$	3.39 [-]
	$k_{y,wcp,3}$	2.50 [-]
	$k_{y,wcp,min}$	2.50 [-]
Resistenza a rifollamento orizzontale dei coprigiunti	$F_{x,b,wcp,Rd}$	79.49 [kN]
Resistenza a rifollamento verticale dei coprigiunti	$F_{y,b,wcp,Rd}$	68.02 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dei coprigiunti	$V_{Rd,3}$	145.44 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dei coprigiunti	$F_{w,Rd,3}$	635.92 [kN]
Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio		
Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	6.00 [mm]
Altezza dei coprigiunti d'anima	h_{wcp}	90.00 [mm]
Area lorda della sezione trasversale	A_{wcp}	1080.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione lorda)	$V_{Rd,4}$	127.58 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione lorda)	$F_{w,Rd,4}$	282.86 [kN]

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio

Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	2.00 [-]
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	816.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione netta)	$V_{Rd,5}$	162.06 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione netta)	$F_{w,Rd,5}$	252.63 [kN]

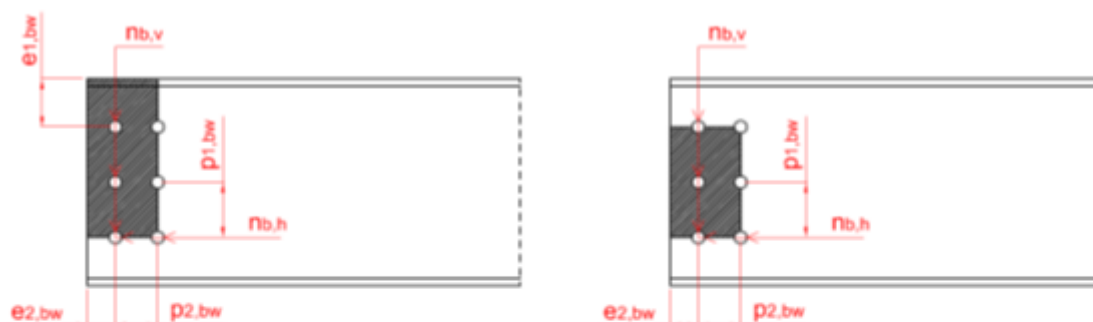
Resistenza dell'anima a trazione e taglio

Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	12.00 [mm]
Altezza dell'anima pari a quella del coprigiunto	h_{wcp}	90.00 [mm]
Area lorda della sezione trasversale	A_{bw}	1080.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione lorda)	$V_{Rd,6}$	128.59 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione lorda)	$F_{w,Rd,6}$	282.86 [kN]

Resistenza dell'anima a trazione e taglio

Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	2.00 [-]
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	816.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	162.06 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	252.63 [kN]

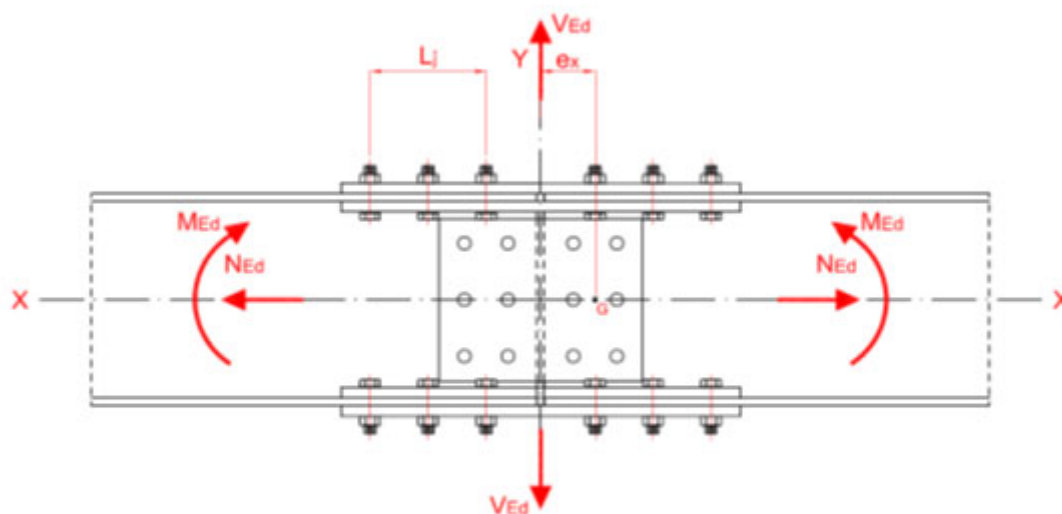
Resistenza dell'anima a trazione e taglio



Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	2.00 [-]
Numero bulloni orizzontali	$n_{b,h}$	4.00 [-]
Distanza verticale del bullone più esterno dall'ala	$e_{1,bw}$	35.00 [mm]
Area netta soggetta a trazione (block tearing verticale)	$A_{nt,bw}$	607.50 [mm ²]
Area netta soggetta a taglio (block tearing verticale)	$A_{nv,bw}$	242.50 [mm ²]
Area netta soggetta a trazione (block tearing orizzontale)	$A'_{nt,bw}$	95.00 [mm ²]
Area netta soggetta a taglio (block tearing orizzontale)	$A'_{nv,bw}$	1215.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (block tearing)	$V_{Rd,9}$	141.16 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (block tearing)	$F_{w,Rd,9}$	216.40 [kN]

Resistenza del giunto d'anima

Resistenza a taglio della bullonatura d'anima	$V_{Rd,1}$	94.84 [kN]
Resistenza a forza normale della bullonatura d'anima	$F_{w,Rd,1}$	356.35 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dell'anima	$V_{Rd,2}$	60.68 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dell'anima	$F_{w,Rd,2}$	280.42 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dei coprigiunti	$V_{Rd,3}$	145.44 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dei coprigiunti	$F_{w,Rd,3}$	635.92 [kN]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione lorda)	$V_{Rd,4}$	127.58 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione lorda)	$F_{w,Rd,4}$	282.86 [kN]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione netta)	$V_{Rd,5}$	162.06 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione netta)	$F_{w,Rd,5}$	252.63 [kN]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione lorda)	$V_{Rd,6}$	128.59 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione lorda)	$F_{w,Rd,6}$	282.86 [kN]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	162.06 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	252.63 [kN]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (block tearing)	$V_{Rd,8}$	309.07 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (block tearing)	$F_{w,Rd,8}$	483.07 [kN]
Resistenza a taglio dell'anima (block tearing)	$V_{Rd,9}$	141.16 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (block tearing)	$F_{w,Rd,9}$	216.40 [kN]



Sollecitazioni di progetto		
Forza normale di progetto	N_{Ed}	240.00 [kN]
Forza di taglio di progetto	V_{Ed}	8.00 [kN]
Momento flettente	M_{Ed}	5.00 [kNm]

Forza normale assorbita da una singola ala	$N_{f,Ed}$	90.57 [kN]
Forza di scorrimento competente alla singola ala	$F_{bf,Ed}$	144.91 [kN]
Resistenza della giunzione d'ala	$F_{j,f,Rd}$	178.18 [kN]
	$F_{bf,Ed}/F_{j,f,Rd}$	0.81 [-]
Forza normale assorbita dall'anima	$N_{w,Ed}$	58.87 [kN]
Forza di taglio assorbita dall'anima	V_{Ed}	8.00 [kN]
Resistenza plastica delle travi collegate	$V_{pl,Rd}$	114.32 [kN]
Rapporto di resistenza a taglio	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	0.07 [-]
Coefficiente riduttivo di resistenza per la presenza di N e V	$1 - \rho$	1.00 [-]
Resistenza minima a taglio per taglio o rifollamento dell'anima	$V_{j,Rd,1-3}$	60.68 [kN]
Resistenza minima a taglio per altri meccanismi	$V_{j,Rd,4-9}$	127.58 [kN]
Resistenza minima a trazione per taglio o rifollamento dell'anima	$F_{j,w,Rd,1-3}$	280.42 [kN]
Resistenza minima a trazione per altri meccanismi	$F_{j,w,Rd,4-9}$	216.40 [kN]
Verifica a taglio dei bulloni e a rifollamento	$P_{w,1-3}$	0.25 [-]
Resistenza a taglio della giunzione d'anima	$V_{j,w,Rd}$	127.58 [kN]
Resistenza a trazione della giunzione d'anima	$N_{j,w,Rd}$	216.40 [kN]
	$V_{Ed}/V_{j,w,Rd}$	0.06 [-]
	$N_{w,Ed}/N_{j,w,Rd}$	0.27 [-]

3.4.7.5 Verifica collegamento 2xUPN 100 – piastra di appoggio

L'azione massima proveniente dalle aste 2 x UPN100 è pari a

$$N = 15928 \text{ daN}$$

Si procede pertanto alla verifica dell'unione bullonata tra i due profilati e la piastra di spessore pari a 12 mm.

Azione sul singolo bullone

$$N_{bull} = N/n^{\circ}_b = 15928/6 = 2655 \text{ daN}$$

Azione di taglio sul bullone

$$T = N_{bull} / \text{sup. cont.} = 2655 / 2 = 1328 \text{ daN}$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	13280
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	12
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	113
A_{res} (mm ²)	84

6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	13
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.412
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali	

e_1 (mm)	40	15.6	$\leq e_1 \leq$	64
e_2 (mm)	25	15.6	$\leq e_2 \leq$	64
p_1 (mm)	40	28.6	$\leq p_1 \leq$	84
p_2 (mm)	40	31.2	$\leq p_2 \leq$	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α_{MIN}	0.776
k_{MIN}	2.500

$F_{b,Rd}$ (N)	48028
----------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.277
-------------------------------	-------

Si riporta di seguito la verifica dell'anima dell'UPN 100

L'azione sul singolo UPN è pari a

$$N/2 = 15828/2 = 7914 \text{ daN}$$

Resistenza dell'anima a trazione e taglio

Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	2.00 [-]
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	768.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	152.53 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	237.77 [kN]

$$(N/2) / F_{w,Rd} = 7914 / 23777 = 0,33 < 1 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

3.4.7.6 Verifica piastra di appoggio delle reticolari

Ogni reticolare presenta un appoggio posto interno alla muratura mediante una piastra di spessore pari a 16 mm ed ancoraggi chimici M16.

Tu tale nodo è stata determinata la seguente sollecitazione massima

$$N = 10300 \text{ daN}$$

$$T = 460 \text{ daN}$$

DATI PIASTRA

Base	B =	240.00 mm
Altezza	H =	380.00 mm
Spessore	t =	16.00 mm
Diametro Fori	d0 =	17.00 mm
Distanza X Bullone - Bordo Piastra	e1 =	40.00 mm
Interasse Bulloni	p1 =	160.00 mm
Distanza Y Bullone - Bordo Piastra	e2 =	40.00 mm
Interasse Bulloni	p2 =	300.00 mm

DATI BULLONI / TIRAFONDI

Classe della Vite	=	8.8
Dado	=	8
Resistenza a Snervamento	f_{yb} =	640.00 N/mm ²
Resistenza a Rottura	f_{tb} =	800.00 N/mm ²
Diametro dei Bulloni	d =	16 mm
Area Resistente	A_{res} =	157 mm ²
Lunghezza di Ancoraggio	L =	100 mm

DATI CALCESTRUZZO

Classe	=	C25/30
Resistenza Car. Cubica	R_{ck} =	30.00 N/mm ²

Resistenza Car. Cilindrica	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza cls	$\gamma_c = 1.50$
Coeff. per effetti di Lungo Termine	$\alpha_{cc} = 0.85$
Valore Medio Resistenza compressione cls	$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
Valore Medio Resistenza trazione cls	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico cls	$E_c = 31447.16 \text{ N/mm}^2$
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.:	Parabola Rettangolo (CEB)
Deformazione limite elasto-plastico cls	$\epsilon_{c2} = 0.20\%$
Deformazione Ultima cls	$\epsilon_{cu} = 0.35\%$
Resistenza di Progetto a Compressione	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di Progetto a Trazione	$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$

DATI ACCIAIO

Tipo di Acciaio	= S275 t<40 UNI EN 10025-2
Resistenza caratteristica di Snervamento	$f_{yk} = 275.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica di Rottura	$f_{tk} = 430.00 \text{ N/mm}^2$

DATI COLONNA

Profilo (HE : Profili HE ad ali larghe par...)	= HE100-B
Base profilo	B = 100.00 mm
Altezza profilo	H = 100.00 mm

SOLLECITAZIONI

Sforzo Assiale	N = 103.00 kN
Taglio	T = 46.00 kN

VERIFICA

Verifica Calcestruzzo a Compressione Centrata

Valore di Calcolo Sforzo Assiale Resistente $N_{rd} = B_p \cdot H_p \cdot f_{cd} = 1286.83 \text{ kN}$
 $N_{ed} = 103.00 \text{ kN} < N_{rd}$ - VERIFICA

Verifica Piastra

Tensione di Contatto Piastra - Cls.	$\sigma_c = 1.13 \text{ N/mm}^2$
Distanza Bordo Piastra - Bordo Colonna	L1 = 70.00 mm
Distanza Bordo Piastra - Bordo Colonna	L2 = 140.00 mm
Valore di Calcolo Taglio Resistente Direzione 1	$V_{prd1} = B_p \cdot s_p \cdot f_{vd} = 580.65 \text{ kN}$
Valore di Calcolo Taglio Resistente Direzione 2	$V_{prd2} = H_p \cdot s_p \cdot f_{vd} = 919.36 \text{ kN}$
Valore di Calcolo Momento Resistente Direzione 1	$M_{prd1} = (B_p \cdot s_p^2 / 6) \cdot f_{yd} = 2.68 \text{ kNm}$
Valore di Calcolo Momento Resistente Direzione 2	$M_{prd2} = (H_p \cdot s_p^2 / 6) \cdot f_{yd} = 4.25 \text{ kNm}$
$V_{ed1} = \sigma_c \cdot B_p \cdot L2 = 37.95 \text{ kN} < V_{prd1}$ - VERIFICA	
$V_{ed2} = \sigma_c \cdot H_p \cdot L1 = 30.04 \text{ kN} < V_{prd2}$ - VERIFICA	
$M_{ed1} = \sigma_c \cdot B_p \cdot L2^2 / 2 = 2.66 \text{ kNm} < M_{prd1}$ - VERIFICA	
$M_{ed2} = \sigma_c \cdot H_p \cdot L1^2 / 2 = 0.66 \text{ kNm} < M_{prd2}$ - VERIFICA	

Verifica Taglio

Valore di Calcolo Resistenza a Taglio Unione

Resistenza a taglio singolo Bullone $F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 60.29 \text{ kN}$
 $V_{rd} = 4 \cdot F_{vRd} = 241.15 \text{ kN}$
 $V_{ed} = T = 46.00 \text{ kN} < V_{rd}$ - VERIFICA

Verifica Taglio Tirafondi

Resistenza a taglio singolo Bullone $F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 60.29 \text{ kN}$
 $F_{v,Ed} = T/4 = 11.50 \text{ kN} < F_{v,Rd}$ - VERIFICA

3.4.7.7 Verifica ancoraggio stralli e controventi $\varnothing 16 \text{ mm}$

L'ancoraggio di tale elementi avviene mediante giunto bullonato. L'asta subisce una sollecitazione massima pari a

N= 2675 daN

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed} \text{ (N)}$	26750
$F_{t,Ed} \text{ (N)}$	0

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	$f_{yb} \text{ (N/mm}^2)$	$f_{tb} \text{ (N/mm}^2)$
4.6	240	400

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	201
A_{res} (mm ²)	157

5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	17
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.444
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali

e_1 (mm)	25	20.4	$\leq e_1 \leq$	64
e_2 (mm)	25	20.4	$\leq e_2 \leq$	64
p_1 (mm)	50	37.4	$\leq p_1 \leq$	84
p_2 (mm)	50	40.8	$\leq p_2 \leq$	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α_{MIN}	0.490
k_{MIN}	2.418

$F_{b,Rd}$ (N)	39137
----------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.683
-------------------------------	-------

3.4.7.8 Verifica locale della muratura

La verifica viene svolta in corrispondenza dell'appoggio delle travi reticolari sulla muratura esistente. In particolare viene considerata una porzione di muratura sottostante all'appoggio delle nuovi travi, con lunghezza $l = 1$ ml e spessore della muratura $t = 0.80$ ml

Dati di verifica

V (N)	4600
M (Nm)	12360
P (N)	455000
Verifica fuori dal piano	
t (m)	0.8
l (m)	1
γ_m	2
f_k (N/mm ²)	1.8
f_{vk0} (N/mm ²)	0.03

e_b (m)	0.0272
l' (m)	0.7457

($l' = l - 2e_b$)

Verifica a pressoflessione

$$\sigma_0 = P/(l \cdot t) = 568750.00 \text{ N/mq}$$

$$f_d = k \cdot f_k / \gamma_m = 765000.00 \text{ N/mq}$$

($k=0,85$)

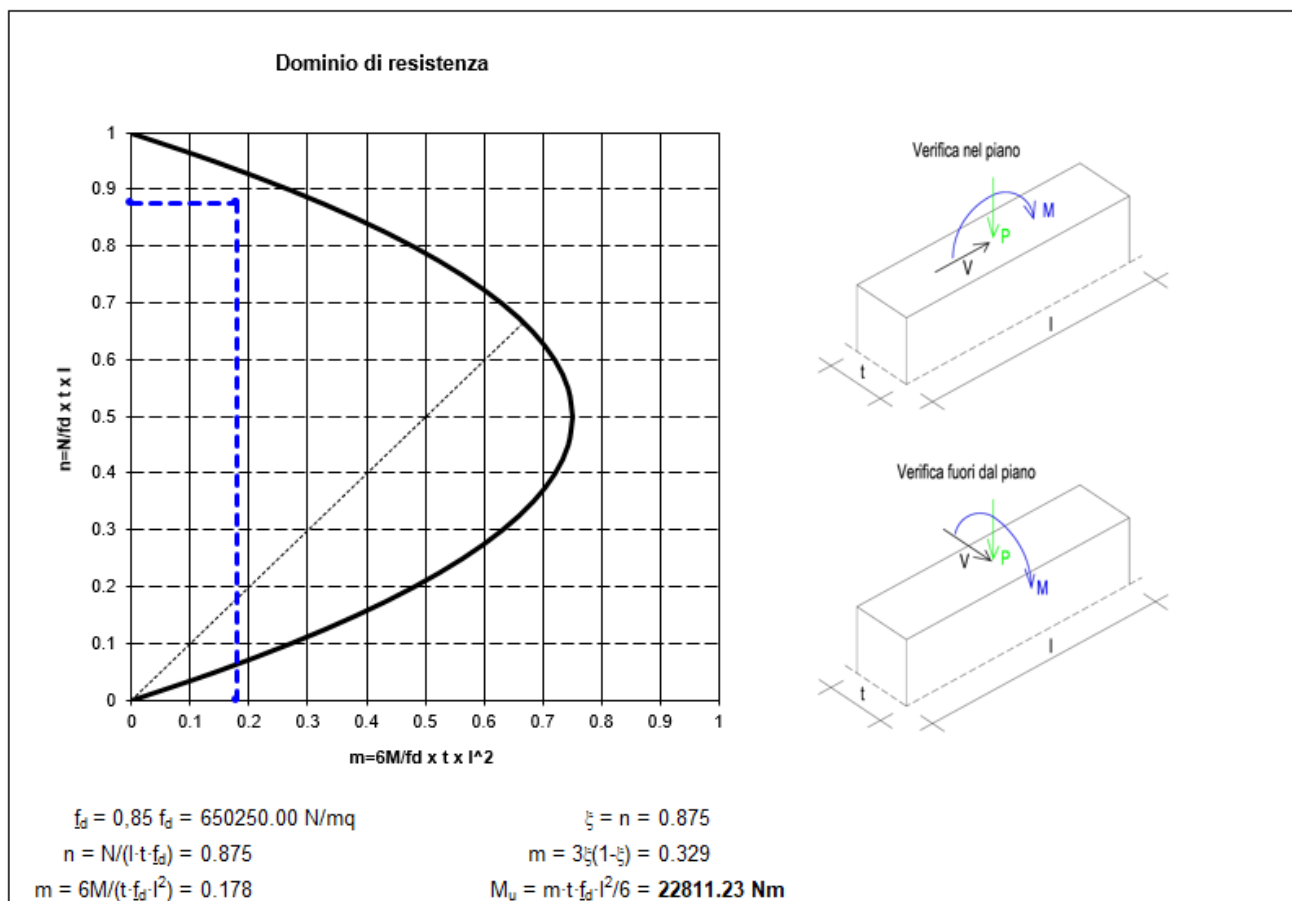
$$M_u = 1/2(l'^2 \cdot t \cdot \sigma_0) \cdot [1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d)] = 22811.23 \text{ Nm}$$

Verifica a taglio

$$\sigma_n = P/(l' \cdot t) = 610189.22 \text{ N/mq}$$

$$f_{vd} = (f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n) / \gamma_m = 137037.84 \text{ N/mq}$$

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} = 102185.1 \text{ N}$$



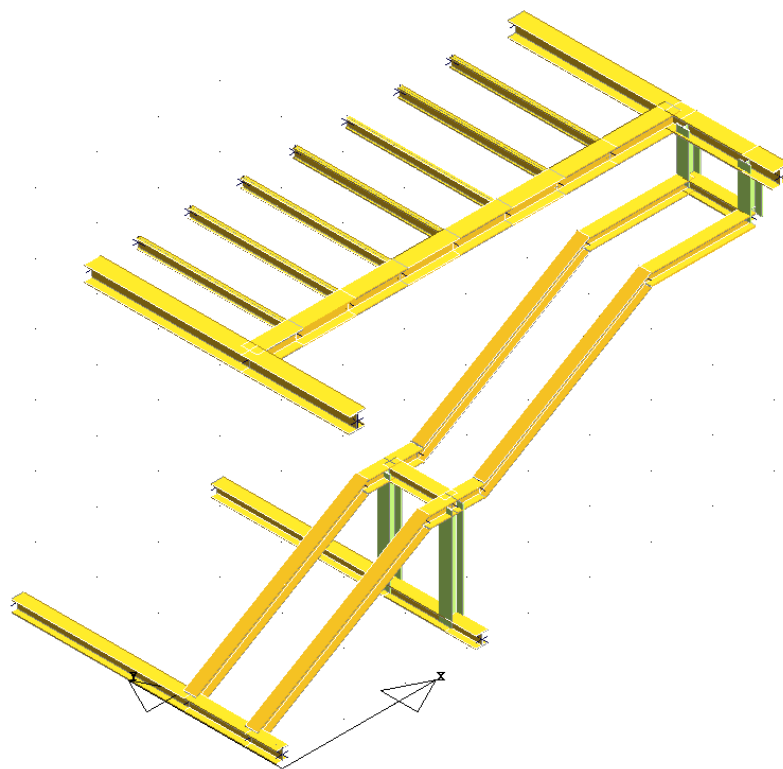
3.5 REALIZZAZIONE VANO SCALA DI COLLEGAMENTO TRA IL PIANO GALLERIA ED IL PIANO TERRA

3.5.1 Descrizione

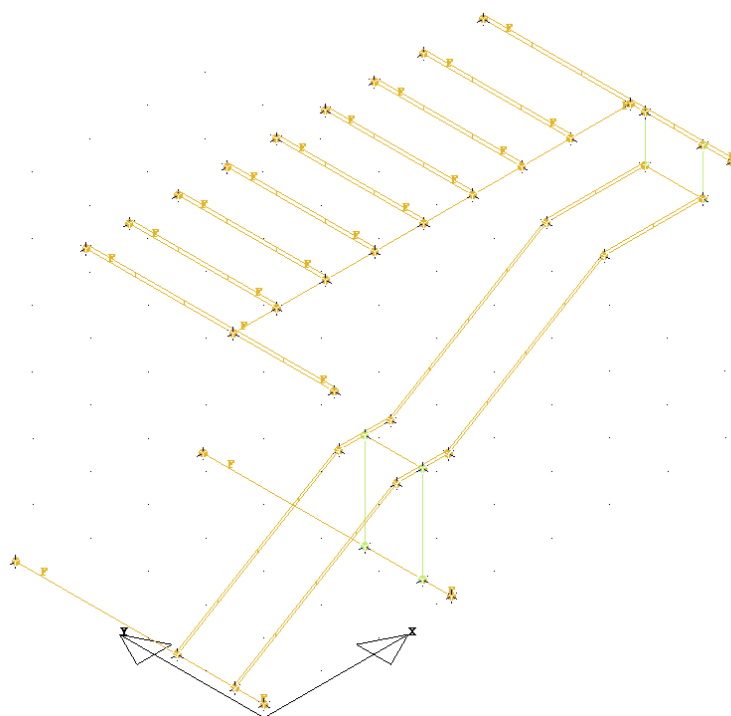
L'intervento prevede il taglio del solaio esistente, formato da travi in profilati metallici e sovrastante soletta in c.a. collaborante, ed il successivo inserimento di travi rompi tratta in acciaio. La nuova scala sarà realizzata mediante dei cosciali in profilati metallici e sovrastante lamiera.

La nuova scala metallica è ricollegata alle strutture verticali mediante travi in profilati metallici, poste, sia in corrispondenza del piano primo (galleria), sia al piano terra.

3.5.2 Schemi posti a base di calcolo



Modello di calcolo



Schema vincoli e carichi

I carichi permanenti strutturali previsti per tale scala risultano i seguenti:

Lamiera sp. 4 mm	31 daN/m ²
Incidenza struttura in acciaio	53 daN/m ²
Totale	= 84 daN/m²

I carichi permanenti non strutturali previsti per tale scala risultano i seguenti:

Pavimentazione in legno	30 daN/m ²
Incidenza impianti	20 daN/m ²
Rivestimenti scala	160 daN/m ²
Totale	= 210 daN/m²

I carichi accidentali previsti per tale scala risultano i seguenti:

Scale comuni	400 daN/m ²
Totale	= 400 daN/m²

3.5.3 Verifica lamiera di calpestio

Si riporta di seguito la verifica a deformazione della lamiera in acciaio.

La verifica viene effettuata sui pianerottoli, situazione più sfavorevole.

Si prevedono irrigidimenti, formati da piatti di dimensioni pari a 0.4x6 cm posti con un interasse di 30 cm, direttamente saldati alla sovrastante lamiera di calpestio e alle travi di appoggio.

$$f = 5 \cdot p \cdot l^4 / 384 E I$$

$$p = (30 + 400) \cdot 3 = 130 \text{ daN/ml}$$

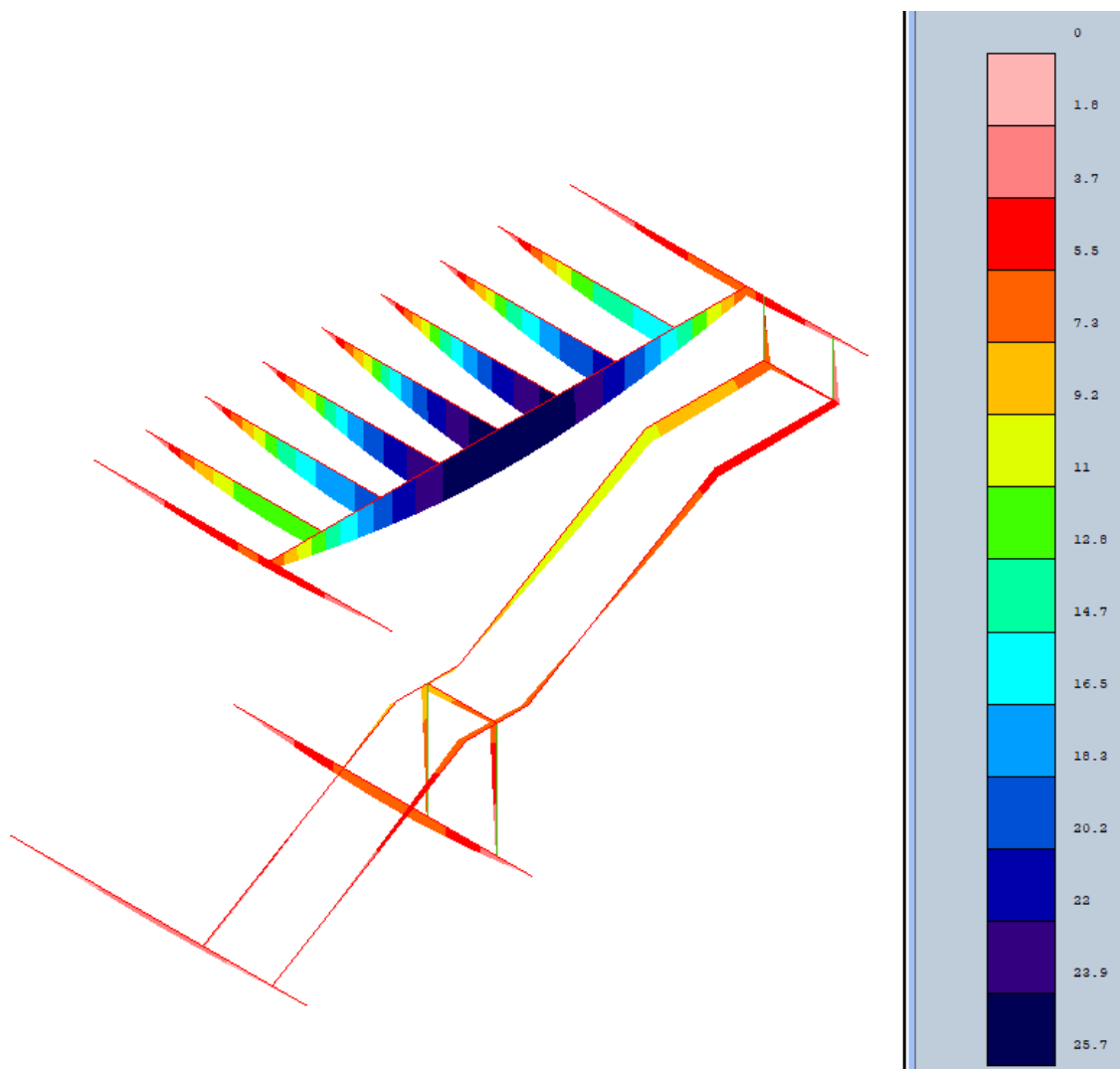
$$l = 120 \text{ cm}$$

$$I_{(0.4 \times 6 \text{ cm})} = 7,2 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = l/300 = 120/300 = 0,4 \text{ cm}$$

$$f = 0,24 < 0,4 \text{ cm verificato}$$

3.5.4 Configurazione delle deformate



Deformata combinazione 2

3.5.5 Diagrammi delle sollecitazioni

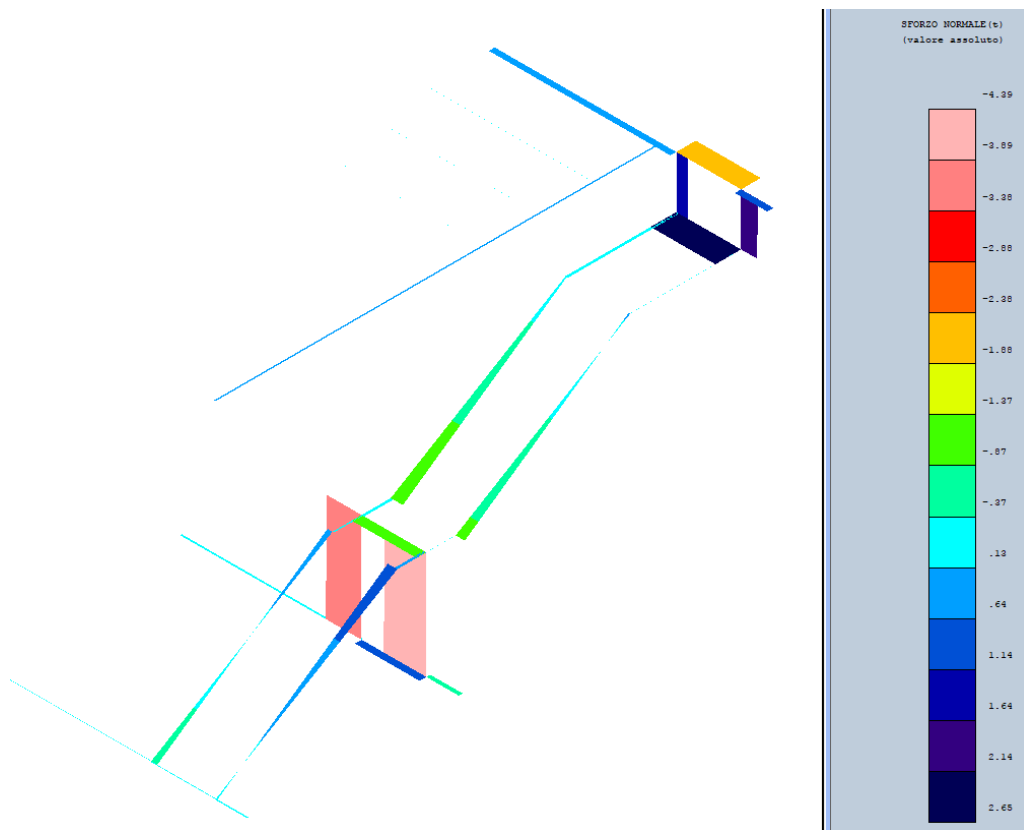


Diagramma sforzo normale - involuppo

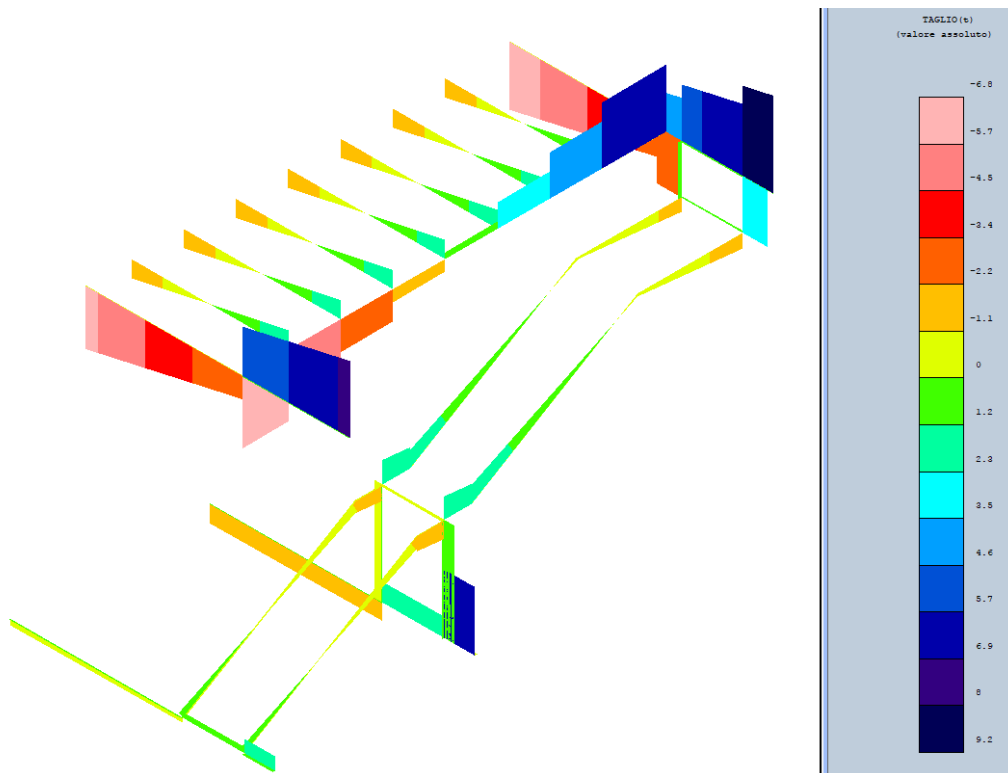


Diagramma taglio - involuppo

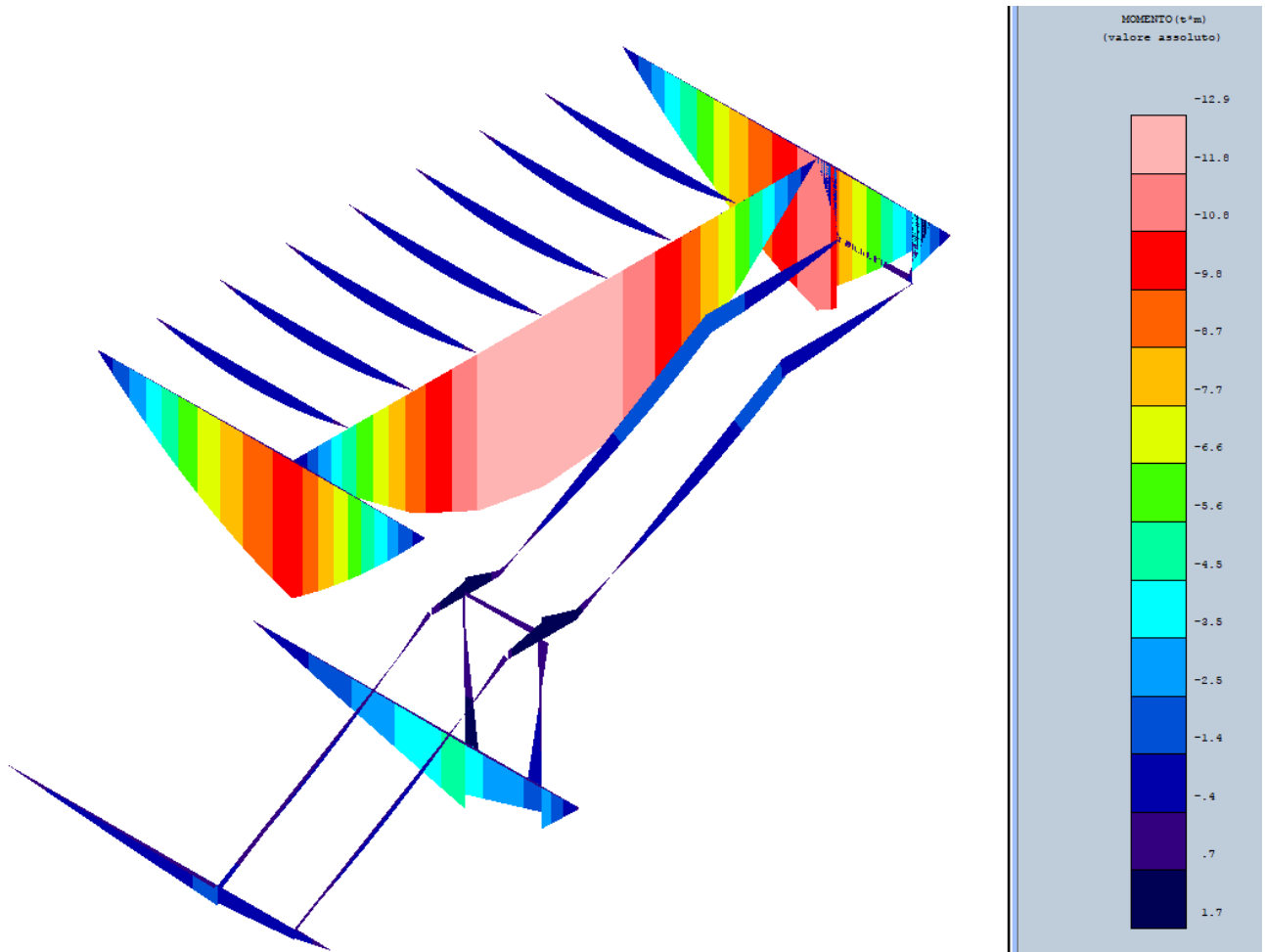
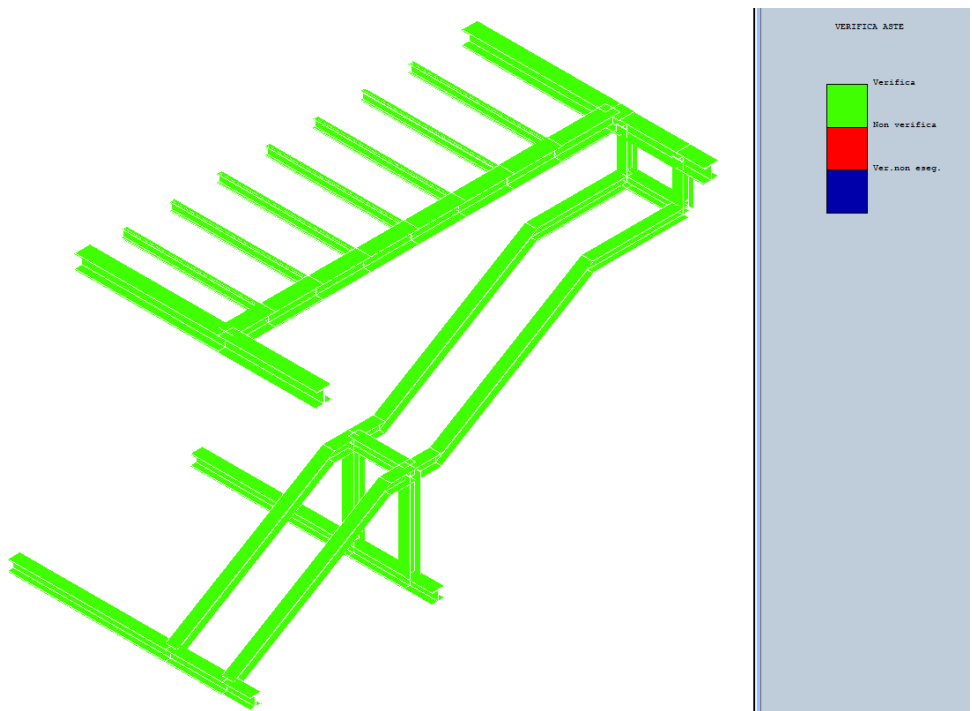


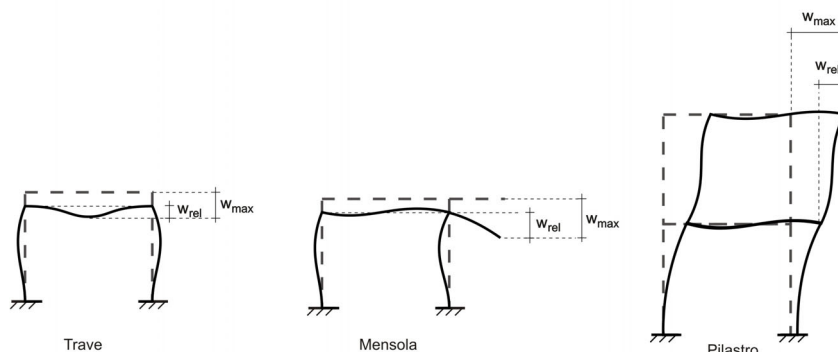
Diagramma momento – involucro

3.5.6 Verifica aste



Gli spostamenti W_{max} e W_{rel} , essendo legati alle verifiche di esercizio, sono calcolati combinando i canali di carico con i coefficienti delle matrici SLE.

Per una più agevole comprensione del significato dei dati W_{max} e W_{rel} , si può fare riferimento alla figura seguente:



Quindi ai fini della verifica è sufficiente che risulti $W_{rel} \leq W_{lim}$, essendo del tutto normale che l'asta possa risultare verificata anche con $W_{max} > W_{lim}$.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpI.Rd Kg	VypI.Rd Kg	T Rd kg/m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 71	3	0.00	1	-650	-3	-387	-124	795	3	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	9	
HEA200	qn=	-404	1	-176	532	-219	-124	-4	3	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	10	
Asta: 1	6	1.66	1	491	-545	18	-124	-1129	3	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	6	
Instab.:l=	325.5	$\beta^*l=$	227.9	-650	409	225	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 45	Rpf= 10	Rft= 10	Wmax/rel/lim= 8.0		0.8	13.0	mm		
Sez.N. 71	6	1.66	1	-153	-545	17	-124	-1221	-7	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	6	
HEA200	qn=	-469	1	-153	-837	45	-124	-1376	-7	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	10	
Asta: 2	34	1.66	1	-153	-1164	73	-124	-1530	-7	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	14	
Instab.:l=	45.0	$\beta^*l=$	31.5	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim= 8.3		0.0	1.8	mm		
Sez.N. 71	8	1.66	1	-1301	-471	52	20	1575	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	6	
HEA200	qn=	-403	1	-353	1630	-3	20	-15	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	17	
Asta: 3	10	3.27	1	-195	1564	-12	20	-280	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	17	
Instab.:l=	314.4	$\beta^*l=$	220.1	-1301	1342	26	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 44	Rpf= 16	Rft= 16	Wmax/rel/lim= 9.5		1.3	12.6	mm		
Sez.N. 71	10	3.27	1	-311	1564	-10	20	-141	6	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	16	
HEA200	qn=	-469	1	-311	1192	-28	20	-728	6	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	13	
Asta: 4	12	3.27	1	-311	318	-45	20	-1316	6	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	4	
Instab.:l=	171.0	$\beta^*l=$	119.7	-311	1441	31	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 24	Rpf= 16	Rft= 16	Wmax/rel/lim= 9.2		0.4	6.8	mm		
Sez.N. 71	12	4.07	1	1343	0	0	17	399	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	1	
HEA200	qn=	0	1	1321	160	-7	17	399	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	2	
Asta: 5	12	3.27	1	1299	320	-14	17	399	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	4	
Instab.:l=	80.0	$\beta^*l=$	80.0	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim= 3.6		0.0	3.2	mm		
Sez.N. 71	2	0.00	1	-205	-2	-168	-57	770	2	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	4	
HEA200	qn=	-404	1	269	499	-92	-57	-29	2	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	7	
Asta: 6	5	1.66	1	936	-626	16	-57	-1153	2	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	7	
Instab.:l=	325.5	$\beta^*l=$	227.9	-205	469	95	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 45	Rpf= 7	Rft= 7	Wmax/rel/lim= 6.3		0.5	13.0	mm		
Sez.N. 71	5	1.66	1	217	-626	15	-57	-1469	-7	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	7	
HEA200	qn=	-469	1	217	-974	28	-57	-1624	-7	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	11	
Asta: 7	33	1.66	1	217	-1357	40	-57	-1779	-7	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	15	
Instab.:l=	45.0	$\beta^*l=$	31.5	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim= 6.4		0.0	1.8	mm		
Sez.N. 71	7	1.66	1	-1005	-816	48	19	1627	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	10	
HEA200	qn=	-403	1	-22	1426	-6	19	-22	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	15	
Asta: 8	9	3.27	1	101	1383	-12	19	-228	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	15	
Instab.:l=	314.4	$\beta^*l=$	220.1	-1005	1070	24	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 44	Rpf= 13	Rft= 13	Wmax/rel/lim= 6.1		1.0	12.6	mm		
Sez.N. 71	9	3.27	1	-30	1383	-11	19	-248	6	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	15	
HEA200	qn=	-469	1	-30	920	-27	19	-835	6	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	10	
Asta: 9	11	3.27	1	-30	-46	-43	19	-1423	6	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	1	
Instab.:l=	171.0	$\beta^*l=$	119.7	-30	1087	30	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 24	Rpf= 12	Rft= 12	Wmax/rel/lim= 5.3		0.3	6.8	mm		
Sez.N. 71	11	4.07	1	1538	0	0	22	-58	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	1	
HEA200	qn=	0	1	1516	-23	-9	22	-58	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	1	
Asta: 10	11	3.27	1	1494	-47	-18	22	-58	0	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	1	
Instab.:l=	80.0	$\beta^*l=$	80.0	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim= 3.2		0.0	3.2	mm		
Sez.N. 71	35	0.00	1	-399	0	0	-318	6441	-2	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	0	
HEA200	qn=	-42	1	-399	1609	80	-318	6427	-2	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	18	
Asta: 11	33	0.00	1	-399	3214	159	-318	6414	-2	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	37	
Instab.:l=	50.0	$\beta^*l=$	50.0	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim= 2.6		0.0	2.0	mm		
Sez.N. 71	33	0.00	1	698	1962	158	-84	2016	-1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	24	

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpI.Rd Kg	Vypl.Rd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 181	16	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	-1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	-1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 31	26	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	-1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	15.2	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 181	17	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	-1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	-1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 32	27	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	-1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	21.2	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 181	18	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 33	28	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	24.9	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 181	19	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 34	29	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	25.8	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 181	20	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 35	30	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	0	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	23.8	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 181	21	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 36	31	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	19.1	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 181	22	4.07	1	0	0	0	0	0	1781	1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
IPE140	qn=-978	1	0	1135	0	0	0	0	-35	1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	57
Asta: 37	32	4.07	1	0	0	0	0	0	-1781	1	36763	1977	431	13560	9875	63	2238	0
Instab.:l=	255.0	β*=	255.0	0	1135	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 154	Rpf= 0	Rft= 99	Wmax/rel/lim=	12.7	4.7	10.2	mm	
Sez.N. 71	34	1.66	1	-311	-1449	53	20	2328	-26	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	16	
HEA200	qn=-469	1	-311	-943	49	20	2174	-26	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	11		
Asta: 38	8	1.66	1	-311	-471	44	20	2019	-26	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	6	
Instab.:l=	45.0	β*=	31.5	0	0	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	8.7	0.0	1.8	mm	
Sez.N. 71	33	1.66	1	-30	-1746	50	19	2221	-25	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	19	
HEA200	qn=-469	1	-30	-1263	46	19	2067	-25	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	14		
Asta: 39	7	1.66	1	-30	-816	41	19	1912	-25	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	9	
Instab.:l=	45.0	β*=	31.5	0	0	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	6.2	0.0	1.8	mm	
Sez.N. 71	34	1.66	1	-1021	-307	20	12	-252	-1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	4	
HEA200	qn=-42	1	-1021	-440	14	12	-279	-1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	5		
Asta: 40	33	1.66	1	-1021	-587	8	12	-307	-1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	6	
Instab.:l=	100.0	β*=	70.0	0	0	0	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	6.3	0.0	4.0	mm	
Sez.N. 71	34	0.00	1	-178	5078	241	86	-1737	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	58	
HEA200	qn=-42	1	-178	2593	120	86	-1814	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	30		
Asta: 41	36	0.00	1	-178	0	0	86	-1890	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	0	
Instab.:l=	280.0	β*=	280.0	-178	3808	144	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 56	Rpf= 43	Rft= 43	Wmax/rel/lim=	6.7	2.3	11.2	mm		
Sez.N. 71	34	1.66	1	-3607	-284	-327	-876	170	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	10	
HEA200	qn=0	1	-3651	-147	378	-876	170	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	10		
Asta: 42	34	0.00	1	-3698	-2	1127	-876	170	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	25	
Instab.:l=	166.0	β*=	116.2	-3698	171	546	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 23	Rpf= 17	Rft= 17	Wmax/rel/lim=	5.7	6.0	6.6	mm		
Sez.N. 71	33	1.66	1	-4306	-390	569	1096	235	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	17	
HEA200	qn=0	1	-4350	-201	-314	1096	235	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	9		
Asta: 43	33	0.00	1	-4397	-1	-1252	1096	235	1	120479	9612	4562	55282	23364	305	2238	27	
Instab.:l=	166.0	β*=	116.2	-4397	234	524	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 23	Rpf= 18	Rft= 18	Wmax/rel/lim=	5.7	5.7	6.6	mm		

3.5.7 Verifica Unioni

3.5.7.1 Unione HEA 260 – HEA 260

L'unione tra le due travi avviene mediante un giunto bullonato tipo flangiato

N°6 bulloni M16

Piastre flange sp. 10 mm

Azioni sul nodo

N = 142 daN

T = 6800 daN

M = 500 daN m

Azione sul singolo bullone:

$$T_b = 6800/6 = 1134 \text{ daN}$$

$$N_b = (N/6) + ((M/d)/2) = 1587 \text{ daN}$$

Sollecitazioni	
F _{v,Ed} (N)	11340
F _{t,Ed} (N)	15870

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ _{M2}	1.25
f _{yb} (N/mm ²)	640
f _{tb} (N/mm ²)	800
A _n (mm ²)	201
A _{res} (mm ²)	157

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
γ _{M2}	1.25
d ₀ (mm)	17
f _{tk} (N/mm ²)	430

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f _{yb} (N/mm ²)	f _{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A _n (mm ²)	A _{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.313
--	-------

F _{v,Rd} (N)	60288
F _{t,Rd} (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.175
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione			
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali			
e ₁ (mm)	45	20.4	≤ e ₁ ≤ 80
e ₂ (mm)	60	20.4	≤ e ₂ ≤ 80
p ₁ (mm)	80	37.4	≤ p ₁ ≤ 140
p ₂ (mm)	140	40.8	≤ p ₂ ≤ 140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo __ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni __ al carico applicato

α MIN	0.882
k MIN	2.500

F _{b,Rd} (N)	121412
-----------------------	--------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.093
-------------------------------	-------

3.5.7.2 Unione HEA 200 – HEA 260

L'unione tra le due travi avviene mediante un giunto bullonato tipo flangiato

N°6 bulloni M16

Piastre flange sp. 10 mm

Azioni sul nodo

N = 400 daN

T = 1540 daN

Azione sul singolo bullone:

T_b = 1540/6= 257 daN

N_b = 400/6 = 67 daN

Sollecitazioni	
F _{v,Ed} (N)	2570
F _{t,Ed} (N)	670

Bulloni

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f _{yb} (N/mm ²)	f _{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600

Classe	8.8
d (mm)	16
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	201
A_{res} (mm ²)	157

8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	17
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.048
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.007
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione

Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali

e_1 (mm)	45	20.4	$\leq e_1 \leq$	80
e_2 (mm)	40	20.4	$\leq e_2 \leq$	80
p_1 (mm)	80	37.4	$\leq p_1 \leq$	140
p_2 (mm)	120	40.8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato
 $\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato
 $k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato
 $k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α MIN	0.882
k MIN	2.500

$F_{b,Rd}$ (N)	121412
----------------	--------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.021
-------------------------------	-------

3.5.7.3 Unione HEA 200 – HEA 200

L'unione tra le due travi avviene mediante un giunto bullonato tipo flangiato

N°4 bulloni M16

Piastre flange sp. 10 mm

Azioni sul nodo

$N = -4400$ daN

$T = 1100$ daN

Azione sul singolo bullone:

$N_b = 4400/4 = 1100$ daN

$T_b = 1100/4 = 275$ daN

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	2750
$F_{t,Ed}$ (N)	11000

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	201
A_{res} (mm ²)	157

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	17
f_{tk} (N/mm ²)	430

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \quad 0.132$$

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \quad 0.122$$

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali

e_1 (mm)	45	20.4	$\leq e_1 \leq$	80
e_2 (mm)	40	20.4	$\leq e_2 \leq$	80
p_1 (mm)	100	37.4	$\leq p_1 \leq$	140
p_2 (mm)	120	40.8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α_{MIN}	0.882
k_{MIN}	2.500

$F_{b,Rd}$ (N)	121412
----------------	--------

$$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}} \quad 0.023$$

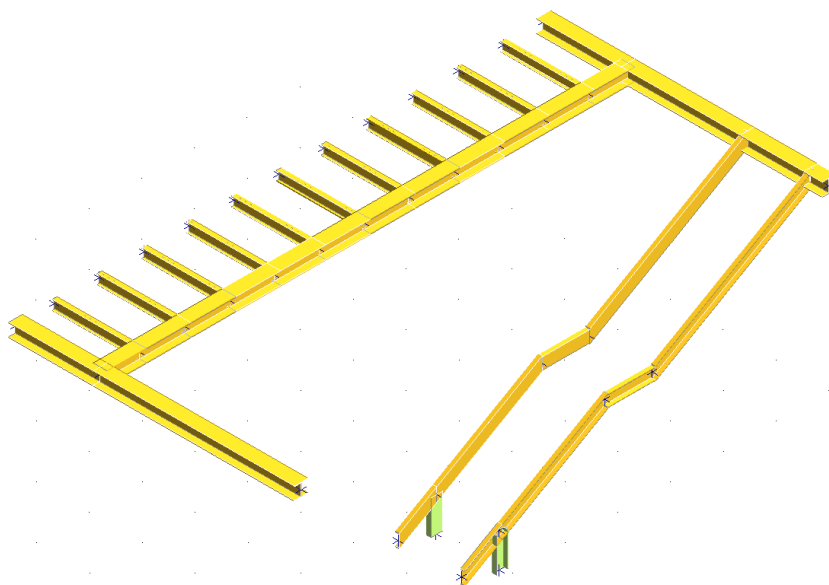
3.6 REALIZZAZIONE SCALA METALLICA DI COLLEGAMENTO TRA IL PIANO -2 E -1

3.6.1 Descrizione

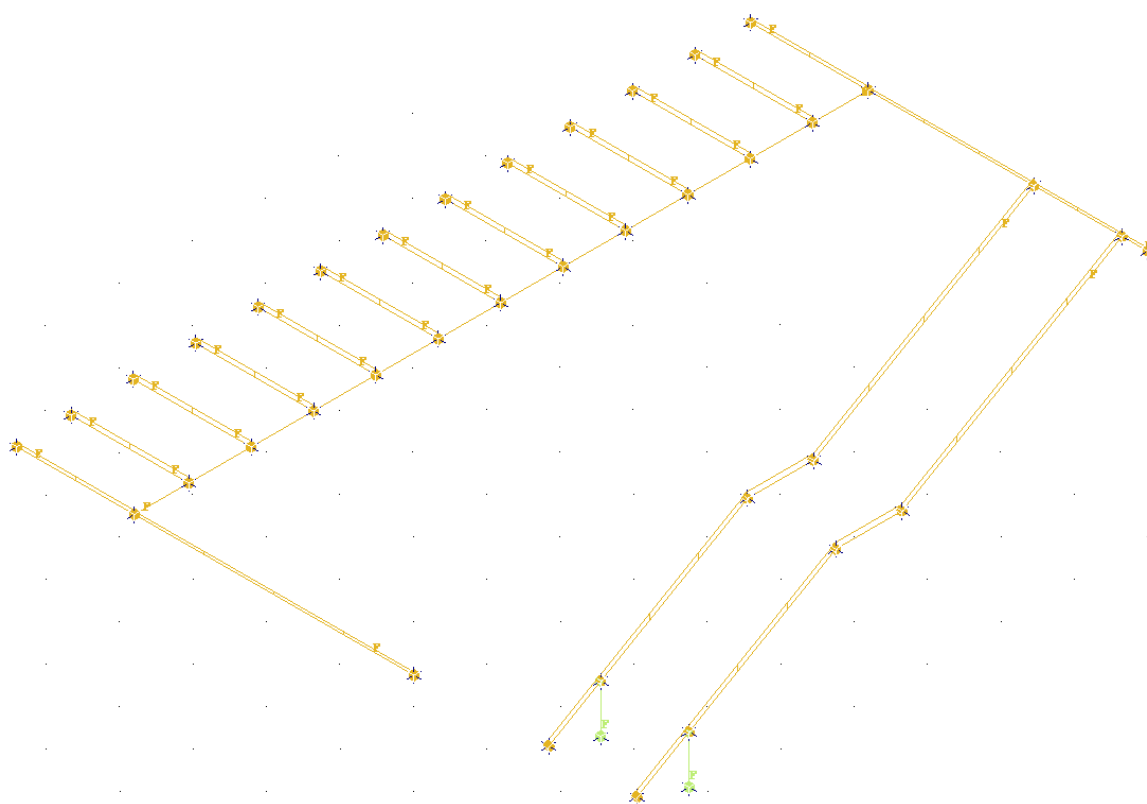
L'intervento prevede l'istallazione di una scala metallica su un vano già presente sul solaio posto tra il piano -2 ed il piano -1. La nuova scala di collegamento è prevista in profilati metallici e sovrastante grigliato metallico. I cosciali principali della scala saranno collegati alle travi già presenti dell'edificio.

Di seguito sono riportate le verifiche dei nuovi elementi della scala e le travi esistenti dell'edificio che subiranno una variazione dello stato tensionale.

3.6.2 Schemi posti a base di calcolo



Modello di calcolo



Schema vincoli e carichi

I carichi permanenti strutturali previsti per tale scala risultano i seguenti:

Gradini in grigliato metallici	30 daN/m ²
Totale	= 30 daN/m²

I carichi permanenti non strutturali previsti per tale scala risultano i seguenti:

Incidenza ringhiera	50 daN/m ²
Totale	= 50 daN/m²

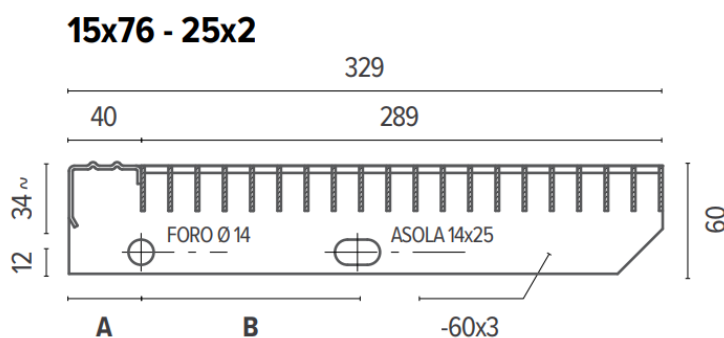
I carichi accidentali previsti per tale scala risultano i seguenti:

Scale comuni	400 daN/m ²
Totale	= 400 daN/m²

3.6.3 Verifica gradino in grigliato

Si riporta di seguito la verifica del gradino realizzato mediante un grigliato metallico

Dati gradino



Si procede alla verifica a deformazione del gradino

$$f = 5 \cdot p \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

$$p = 120 \text{ daN/ml}$$

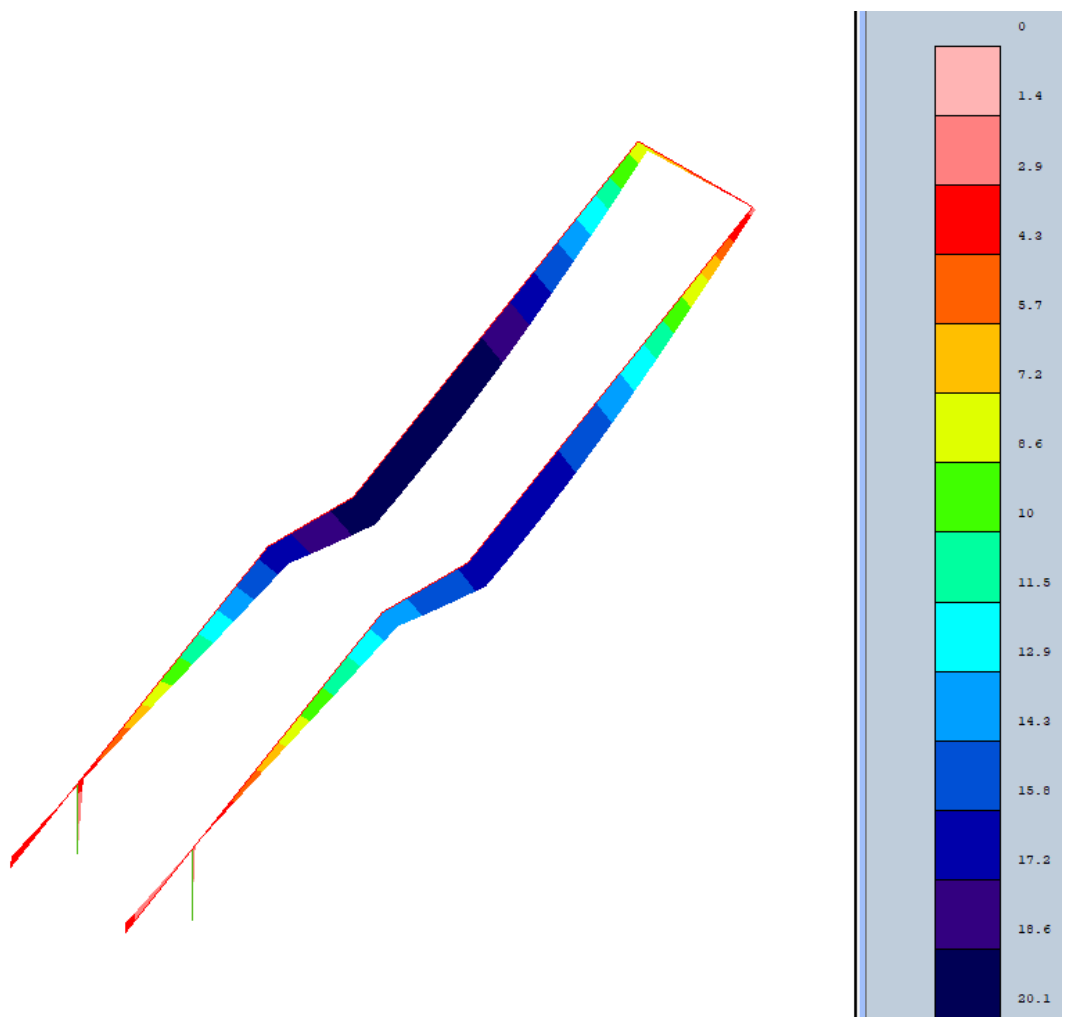
$$l = 120 \text{ cm}$$

$$I_{\text{gradino}} = 5,2 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{max}} = l/300 = 120/300 = 0,4 \text{ cm}$$

$$f = 0,29 < 0,4 \text{ cm verificato}$$

3.6.4 Configurazione delle deformate



Deformata combinazione 2 SLE – (mm)

3.6.5 Diagrammi delle sollecitazioni

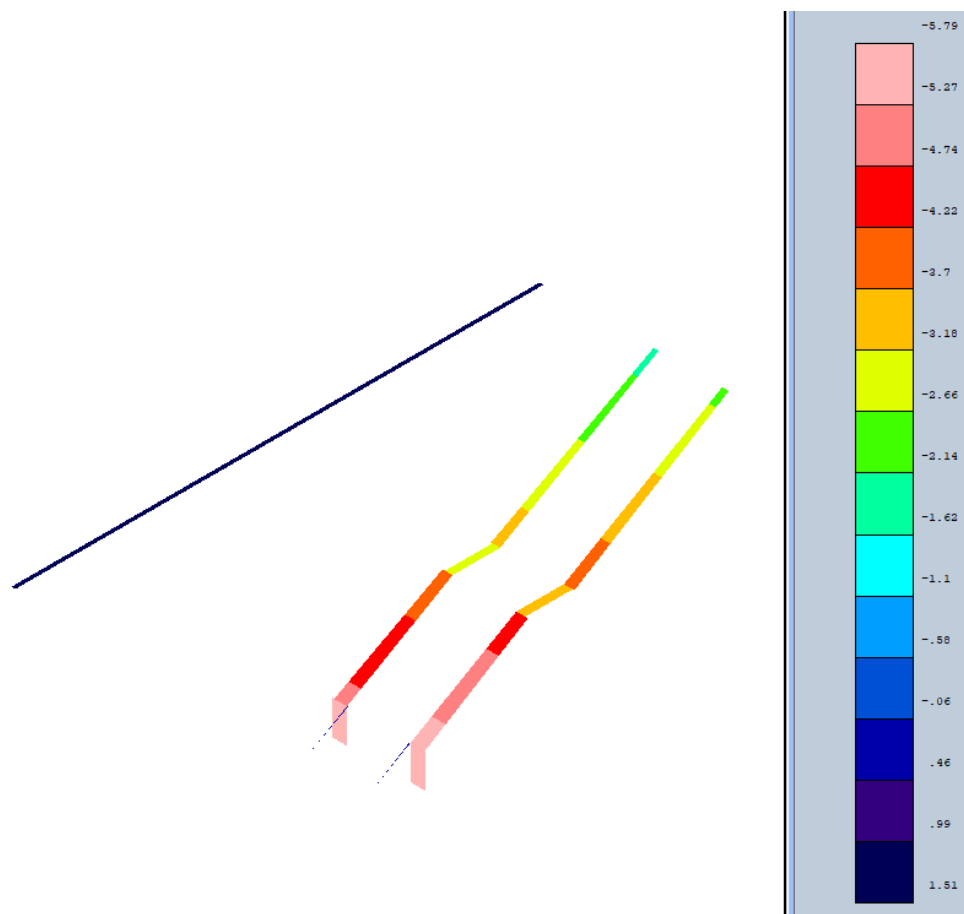


Diagramma sforzo normale – involucro (t)

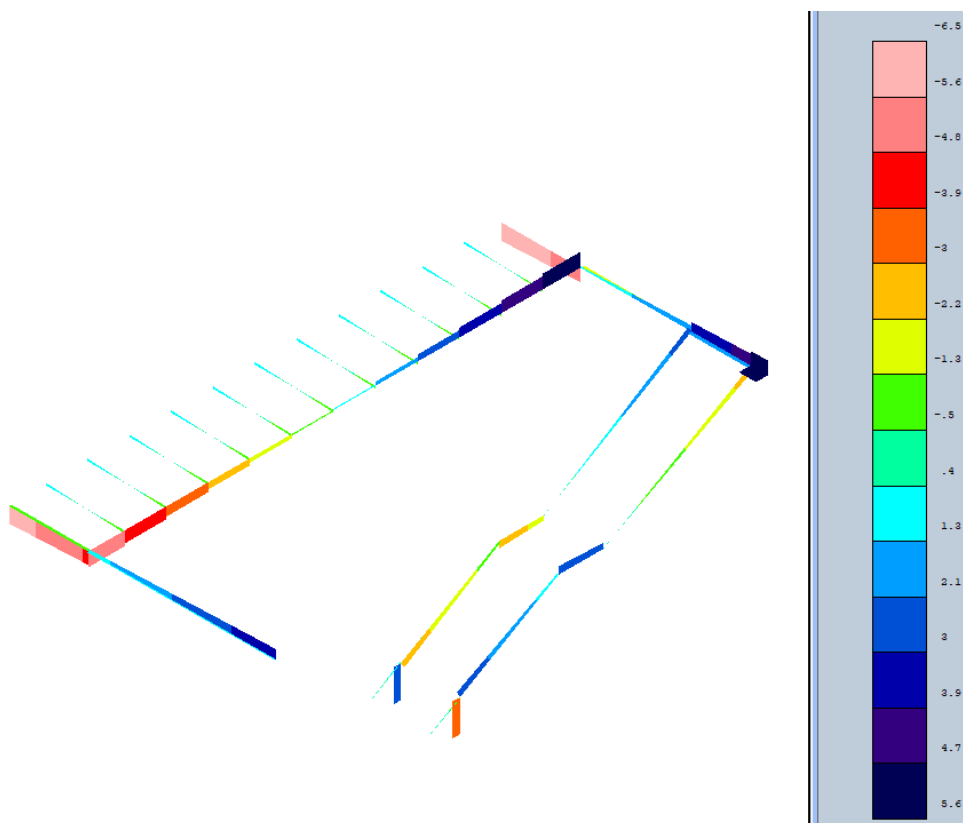


Diagramma taglio – involucro (t)

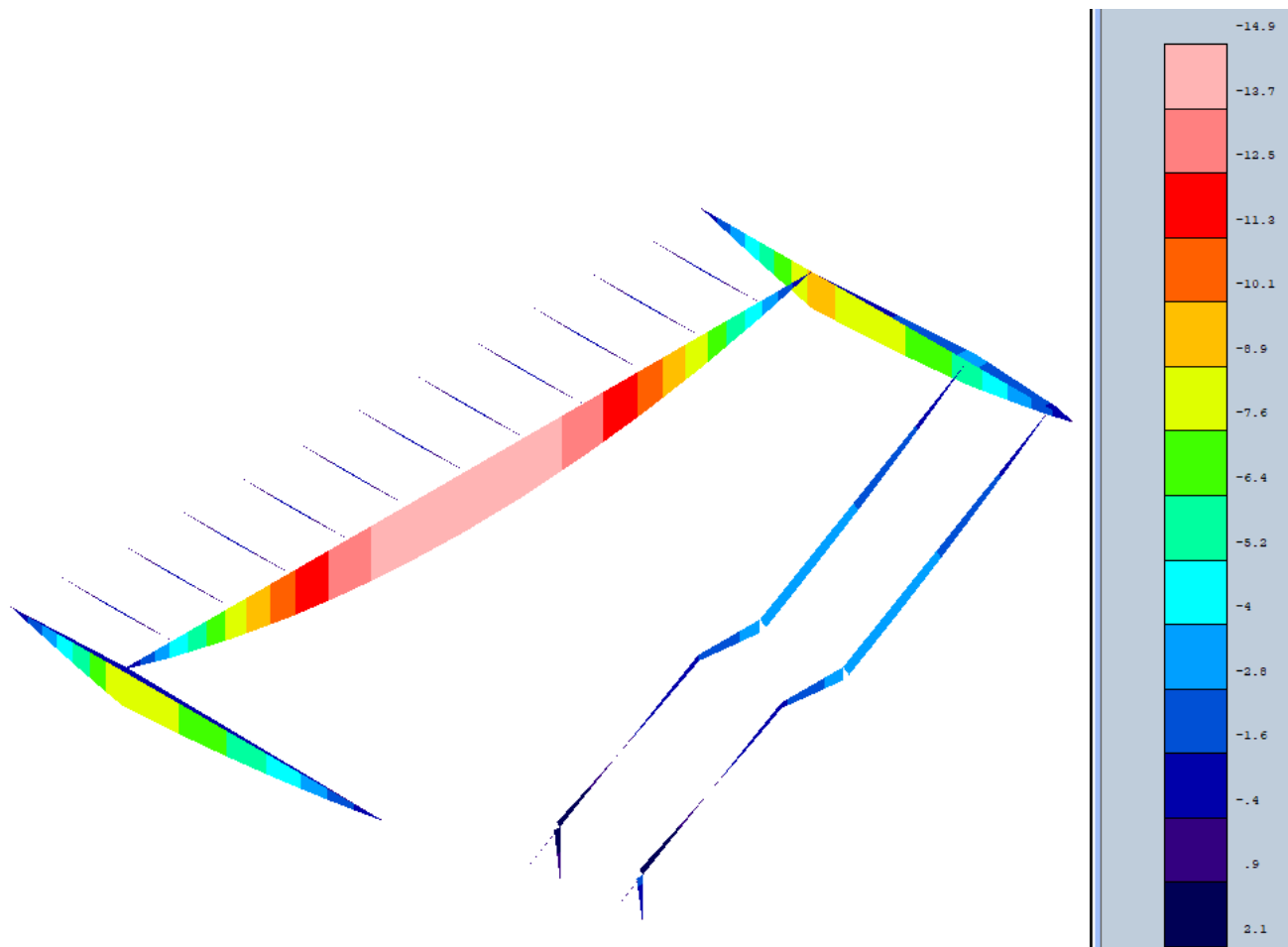
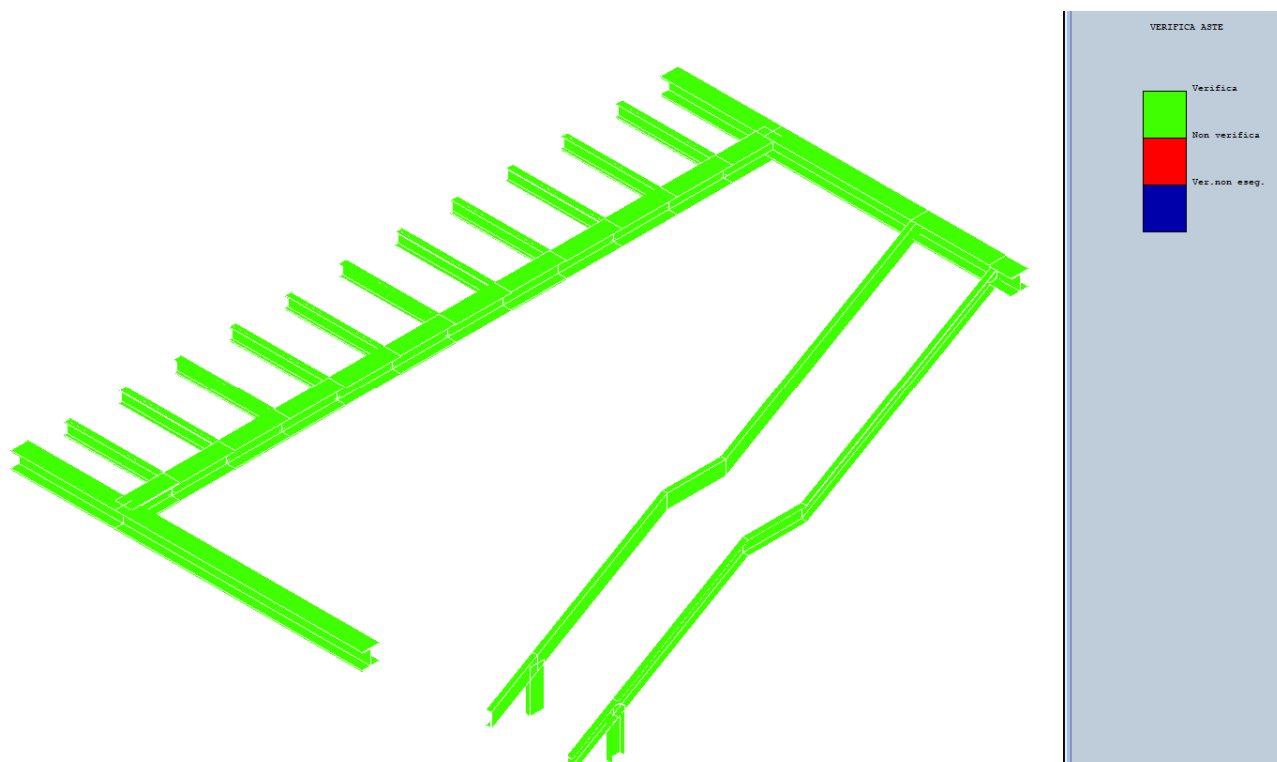


Diagramma momento – involucro (t m)

3.6.6 Verifica aste



STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpI.Rd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %	
Instab.: =	160.0	β* =	160.0		0	375	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 77	Rpf= 0	Rft= 12	Wmax/rel/lim=	41.1	0.2	6.4	mm		
Sez.N.	185	16	3.35	1	0	0	0	0	0	939	-4	53596	3725	774	19713	14539	105	2238	0
IPE180	qn=	-806	1	0	375	0	0	0	0	-4	53596	3725	774	19713	14539	105	2238	10	
Asta:	38	17	3.35	1	0	0	0	0	0	-939	-4	53596	3725	774	19713	14539	105	2238	0
Instab.: =	160.0	β* =	160.0		0	375	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 77	Rpf= 0	Rft= 12	Wmax/rel/lim=	30.7	0.2	6.4	mm		
Sez.N.	185	9	3.35	1	0	0	0	0	0	939	-5	53596	3725	774	19713	14539	105	2238	0
IPE180	qn=	-806	1	0	375	0	0	0	0	-5	53596	3725	774	19713	14539	105	2238	10	
Asta:	39	10	3.35	1	0	0	0	0	0	-939	-5	53596	3725	774	19713	14539	105	2238	0
Instab.: =	160.0	β* =	160.0		0	375	0	cl= 1	ε= 1.00	lmd= 77	Rpf= 0	Rft= 12	Wmax/rel/lim=	18.7	0.2	6.4	mm		

3.6.7 Verifica unioni

3.6.7.1 Unione UPN220 – HEA 260

L'unione tra le due travi avviene mediante un giunto bullonato tipo flangiato

N°3 bulloni M16

Piastre flange sp. 10 mm

Azioni sul nodo

N = -2600 daN

T = 940 daN

Azione sul singolo bullone:

$T_b = 940/3 = 314$ daN

$N_b = (2600/3) + ((940 \cdot 0.13)/0.12) = 1885$ daN

Sollecitazioni	
F _{v,Ed} (N)	3140
F _{t,Ed} (N)	18850

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ _{M2}	1.25
f _{yb} (N/mm ²)	640
f _{tb} (N/mm ²)	800
A _n (mm ²)	201
A _{res} (mm ²)	157

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f _{yb} (N/mm ²)	f _{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A _n (mm ²)	A _{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245

t (mm)	10	22	380	303
γ_{M2}	1.25	24	452	353
d ₀ (mm)	17	27	572	459
f _{tk} (N/mm ²)	430	30	706	561

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.201
--	-------

F _{v,Rd} (N)	60288
F _{t,Rd} (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.208
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali	

e ₁ (mm)	50	20.4	≤ e ₁ ≤	80
e ₂ (mm)	40	20.4	≤ e ₂ ≤	80
p ₁ (mm)	60	37.4	≤ p ₁ ≤	140
p ₂ (mm)	50	40.8	≤ p ₂ ≤	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α MIN	0.926
k MIN	2.418

F _{b,Rd} (N)	123283
-----------------------	--------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.025
-----------------------------	-------

3.6.7.2 Unione UPN220 – trave in c.a.

L'unione tra le due travi avviene mediante un giunto bullonato

N°4 bulloni M16

Piastre sp. 10 mm

Azioni sul nodo

N = -4840 daN

T = 2870 daN

UNIONE COLONNA PLINTO**DATI PIASTRA**

Base	B =	200.00 mm
Altezza	H =	340.00 mm
Spessore	t =	10.00 mm
Diametro Fori	d0 =	17.00 mm
Distanza X Bullone - Bordo Piastra	e1 =	40.00 mm
Interasse Bulloni	p1 =	120.00 mm
Distanza Y Bullone - Bordo Piastra	e2 =	40.00 mm
Interasse Bulloni	p2 =	260.00 mm

DATI BULLONI / TIRAFONDI

Classe della Vite	=	8.8
Dado	=	8
Resistenza a Snervamento	fyb =	640.00 N/mm ²
Resistenza a Rottura	ftb =	800.00 N/mm ²
Diametro dei Bulloni	d =	16 mm
Area Resistente	Ares =	157 mm ²
Lunghezza di Ancoraggio	L =	200 mm

DATI CALCESTRUZZO

Classe	=	C25/30
Resistenza Car. Cubica	Rck =	30.00 N/mm ²
Resistenza Car. Cilindrica	fck =	24.90 N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza cls	γc =	1.50
Coeff. per effetti di Lungo Termine	αcc =	0.85
Valore Medio Resistenza compressione cls	fcm =	32.90 N/mm ²
Valore Medio Resistenza trazione cls	fctm =	2.56 N/mm ²
Modulo Elastico cls	Ec =	31447.16 N/mm ²
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.:	=	Parabola Rettangolo (CEB)
Deformazione limite elasto-plastico cls	εc2 =	0.20%
Deformazione Ultima cls	εcu =	0.35%
Resistenza di Progetto a Compressione	fcd =	14.11 N/mm ²
Resistenza di Progetto a Trazione	fctd =	1.19 N/mm ²

DATI ACCIAIO

Tipo di Acciaio	=	S275 t<40 UNI EN 10025-2
Resistenza caratteristica di Snervamento	fyk =	275.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica di Rottura	ftk =	430.00 N/mm ²

DATI COLONNA

Profilo (IPE: Profili IPE ad ali parallele)	=	IPE 220
Base profilo	B =	110.00 mm
Altezza profilo	H =	220.00 mm

SOLLECITAZIONI

Sforzo Assiale	N =	-49.00 kN
Taglio	T =	29.00 kN

VERIFICA

Verifica Tirafondi a Trazione Centrata

Valore di Calcolo Sforzo Assiale Resistente Nrd = 4·Ares·fyd = 321.54 kN
Ned = 49.00 kN < Nrd - VERIFICA

Verifica Piastra

Tensione di Trazione singolo Bullone $N_b = 12.25 \text{ kN}$
 Distanza Tirafondi - Bordo Colonna $c = 20.00 \text{ mm}$
 Valore di Calcolo Taglio Resistente $V_{prd} = B_p \cdot s_p \cdot f_{vd} = 302.42 \text{ kN}$
 Valore di Calcolo Momento Resistente $M_{prd} = (B_p \cdot s_p^2 / 6) \cdot f_{yd} = 0.87 \text{ kNm}$
 $V_{ed} = 2 \cdot N_b = 24.50 \text{ kN} < V_{prd} - \text{VERIFICA}$
 $M_{ed} = 2 \cdot N_b \cdot c = 0.49 \text{ kNm} < M_{prd} - \text{VERIFICA}$

Verifica Taglio

Valore di Calcolo Resistenza a Taglio Unione
 Resistenza a taglio singolo Bullone $F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 60.29 \text{ kN}$
 $V_{rd} = 4 \cdot F_{vRd} = 241.15 \text{ kN}$
 $V_{ed} = T = 29.00 \text{ kN} < V_{rd} - \text{VERIFICA}$

Verifica Taglio / Trazione Tirafondi

Resistenza a taglio singolo Bullone $F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 60.29 \text{ kN}$
 Resistenza a trazione singolo Bullone $F_{tRd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 90.43 \text{ kN}$
 $F_{v,Ed} = T/4 = 7.25 \text{ kN} < F_{v,Rd} - \text{VERIFICA}$
 $F_{t,Ed} = N/4 = 12.25 \text{ kN} < F_{t,Rd} - \text{VERIFICA}$
 $F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1.4 \cdot F_{t,Rd} = 0.22 \text{ kN} < 1 - \text{VERIFICA}$

Verifica Ancoraggio Tirafondi

Valore di Calcolo Resistenza di Aderenza Tirafondo
 $N_{brd} = f_{bd} \cdot \pi \cdot D \cdot L = (2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c) \cdot \pi \cdot D \cdot L = 26.99 \text{ kN}$
 $N_b = N/4 = 12.25 \text{ kN} < N_{brd} - \text{VERIFICA}$

3.6.7.3 Unione parapetto della scala

L'unione dei montanti della scala avviene mediante un giunto di tipo bullonato.

Determinazione delle sollecitazioni

Peso della ringhiera 50 daN/ml

Azione orizzontale sul parapetto della ringhiera $= H_k = 200 \text{ daN/ml}$

Altezza parapetto = $1,20 \text{ ml}$

Passo dei montanti = $1,00 \text{ ml}$

Azioni sul bullone più sollecitato

$T_{by} = (50 \cdot 1,5) / 3 = 25 \text{ daN}$

$T_{bx} = (200 \cdot 1,5) / 3 + (200 \cdot 1,5) \cdot 1,2 / 0,12 = 3100 \text{ daN}$

$T_{tot} = 3200 \text{ daN}$

Giunto

n°3 bulloni M16

Piastra sp. 6 mm

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed} \text{ (N)}$	32000
$F_{t,Ed} \text{ (N)}$	0

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ_{M2}	1.25

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	201
A_{res} (mm ²)	157

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	17
f_{tk} (N/mm ²)	430

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.531
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione
Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali

e_1 (mm)	50	20.4	$\leq e_1 \leq$	64
e_2 (mm)	40	20.4	$\leq e_2 \leq$	64
p_1 (mm)	60	37.4	$\leq p_1 \leq$	84
p_2 (mm)	50	40.8	$\leq p_2 \leq$	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

α_{MIN}	0.926
k_{MIN}	2.418

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.433
-----------------------------	-------

$F_{b,Rd}$ (N)	73970		
----------------	-------	--	--

3.6.7.4 Montante parapetto della scala

Sollecitazioni montante sul nodo

$$N_{ed} = 75 \text{ daN}$$

$$T_{ed} = 300 \text{ daN}$$

$$M_{ed} = 360 \text{ daN m} = 36000 \text{ daN cm}$$

Sezione montante 0.6x8 cm

$$W_{pl} = 9.6 \text{ cm}^3$$

$$f_u = 36000/10 = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{MO} = 9.6 \cdot 4300 / 1.05 = 39314 \text{ daN cm}$$

$$M_{ed} / M_{c,Rd} = 0,91 < 1 \text{ verificato}$$

4 ALLEGATI

- Prove e indagini sulla muratura



1° DIVISIONE

Controlli Strutture e Fabbricati

PROVE CON MARTINETTI PIATTI



Determinazione delle caratteristiche meccaniche e tensionali di strutture in muratura
Fabbricato sito in Subiaco (RM) Piazza della Resistenza - Antico Teatro Narzio -

COMMITTENTE: CO.GE.AP. srl

Rapporto di prova n° 2404/08

Guidonia Montecelio, 17/12/2008



1. PREMESSA

Il presente rapporto di prova contiene i risultati delle indagini eseguite "in situ" il giorno 15 e 16/12/2008 mediante l'utilizzo di martinetti piatti, in corrispondenza di alcune strutture murarie del fabbricato sito in Subiaco (RM) Piazza della Resistenza - Antico Teatro Narzio - .

Le prove sono state eseguite al piano seminterrato a quota -6.28, alla presenza del Geom. Marco Tozzi, rappresentante della Committente .

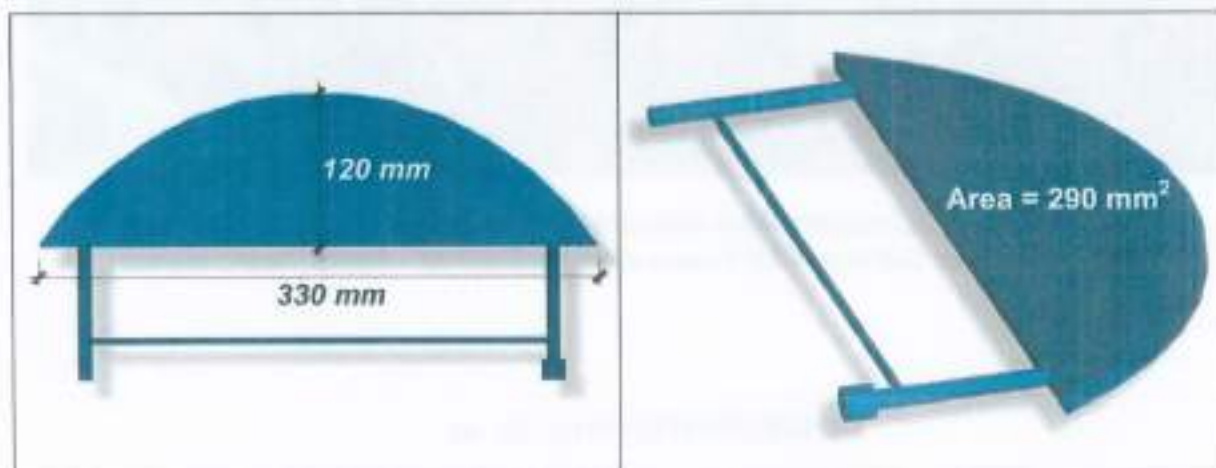
Le indagini svolte tendono a definire i valori relativi alle caratteristiche meccaniche e tensionali della struttura muraria esaminata, i cui risultati sono sintetizzati nelle tabelle riepilogative di seguito riportate, assieme alle ubicazioni delle zone di prova ed alla relativa documentazione fotografica.

2. TECNOLOGIA APPLICATA

2.1 Misura dello stato di sollecitazione

La misura della sollecitazione agente è basata sulla variazione dello stato tensionale generato in una zona della struttura per effetto di un taglio eseguito in direzione normale alla superficie. Il rilascio delle tensioni provoca una chiusura del taglio che può essere rilevata attraverso misure di convergenza fra punti posti in posizione simmetrica rispetto al taglio.

Uno speciale martinetto piatto semicircolare viene inserito all'interno del taglio e la pressione viene gradualmente aumentata, fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata.



Caratteristiche geometrico-costruttive martinetti piatti

In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di una costante che tiene conto del rapporto tra l'area



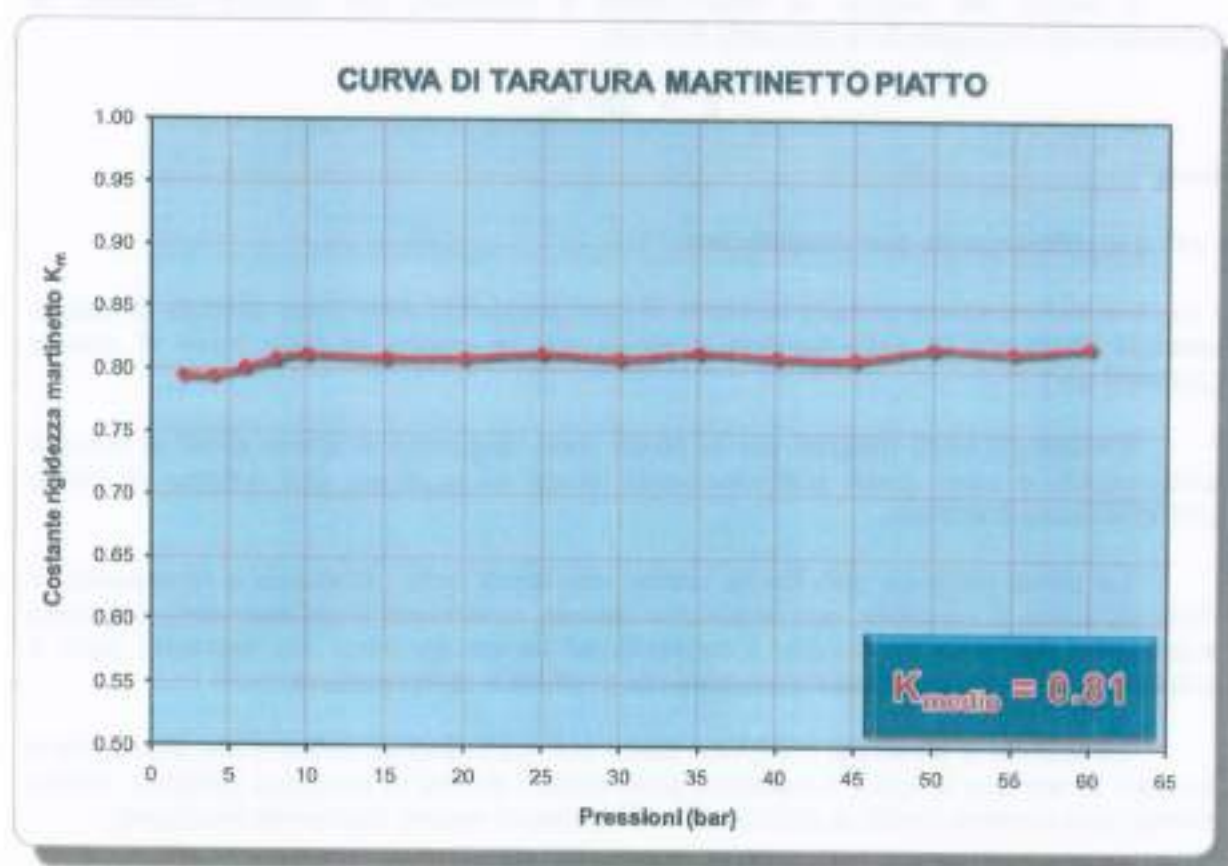
del martinetto di carico e quella del taglio. Il valore di tensione (σ) nella zona di prova è dato dalla relazione:

$$\sigma = K_m \cdot K_a \cdot P \quad K_{tot} = K_m \cdot K_a$$

dove:

- K_m è una costante che tiene conto delle caratteristiche geometriche del martinetto e della rigidità della saldatura di bordo;
- K_a è data dal rapporto fra area del martinetto e area del taglio ($K_a = A_{martinetto}/A_{taglio}$);
- $K_{tot} = K_m \times K_a$ è il coefficiente correttivo globale;
- P è la pressione che ripristina le condizioni originarie della muratura.

In particolare, la costante K_m viene determinata mediante taratura in laboratorio dei martinetti utilizzati, in base ad una curva di calibrazione, come di seguito riportato.



Curva di taratura martinetti piatti

Le misure di convergenza sono eseguite in corrispondenza di n° 3 basi di misura verticali (basi A, B e C), costituite da piastrine metalliche di diametro 5 mm, incollate sulla superficie della muratura, utilizzando un deformometro meccanico millesimale di tipo amovibile.



Al termine della prova il martinetto piatto può essere facilmente estratto e lo spessore di malta ripristinato in modo da riportare la muratura alle condizioni originarie.

2.2 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità e resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità vengono utilizzati due martinetti piatti paralleli, i quali delimitano un campione significativo di muratura sul quale viene eseguita una prova di compressione monoassiale in direzione normale al piano di posa, senza l'asportazione del campione.

Le basi di misura per estensimetro rimovibile, applicate sulla faccia libera del campione, permettono di ottenere un quadro completo deformativo del setto murario in direzione assiale (basi A, B e C) e trasversale (base D).

Il valore del modulo di deformabilità è calcolato, per ciascun intervallo di sollecitazione, impiegando la seguente formula:

$$E = \Delta P / \Delta \varepsilon_d$$

dove:

- ΔP è la differenza tra due sollecitazioni;

- $\Delta \varepsilon_d$ è la deformazione unitaria misurata in corrispondenza della base centrale di misura ottenuta dividendo la deformazione misurata per la lunghezza della base di misura (200.000 μm).

I martinetti piatti utilizzati per la prova sono dispositivi di carico dotati di elevata deformabilità e sono quindi particolarmente idonei ad applicare uno schema di carico uniformemente distribuito.

La prova proposta può fornire anche una stima della resistenza a compressione della muratura. È possibile, con opportune cautele, avvicinarsi al collasso della muratura esaminata attraverso progressivi incrementi del carico applicato dai martinetti piatti e valutare in tal modo una probabile resistenza a rottura a compressione.

La tecnica di prova del martinetto piatto può praticamente definirsi non distruttiva in quanto, al termine di essa, i martinetti piatti inseriti dentro la muratura possono essere rimossi con estrema facilità e gli strati di malta possono essere facilmente reintegrati.

3. ELABORAZIONE DATI E RISULTATI

3.1 Stato di sollecitazione, modulo di deformazione e modulo di Poisson

Come già accennato lo stato tensionale nella zona di prova è dato dalla misura della pressione fornita alla cella di carico tale da annullare la deformazione indotta dal taglio stesso.



La deformazione considerata è quella della base centrale di misura (B). Le basi di misura laterali (A e C) forniscono un quadro più completo del comportamento deformativo della muratura e in genere presentano deformazioni minori, risentendo della maggior rigidità dei martinetti e della muratura ai lati del taglio.

I dati relativi a questo tipo di prova sono raccolti in schede dove sono anche indicate, sia in forma tabellare che grafica, le letture al deformometro millesimale con le relative deformazioni,.

Sempre nella stessa scheda, le prime due letture sono effettuate prima e dopo il taglio, mentre il valore di pressione in corrispondenza della terza rappresenta lo stato tensionale rilevato.

I valori del modulo di deformazione E e del modulo di Poisson, calcolati nei vari intervalli di pressione, sono riportati nella tabella riepilogativa.

3.2 Carico di rottura

La prova di deformabilità viene effettuata caricando il martinetto fino alla pressione in cui lo stesso non prende più carico e si possono notare nel campione di muratura i primi segni di crisi, quali fessurazione degli elementi resistenti e/o dello schiacciamento degli strati di malta.

Le caratteristiche geometrico-costruttive dei martinetti utilizzati permettono di raggiungere pressioni comprese tra 55 e 60 bar, valori oltre i quali l'elemento subisce danni irreversibili in corrispondenza delle saldature di bordo.

I dati desunti da tali prove sono riportati nelle relative schede.

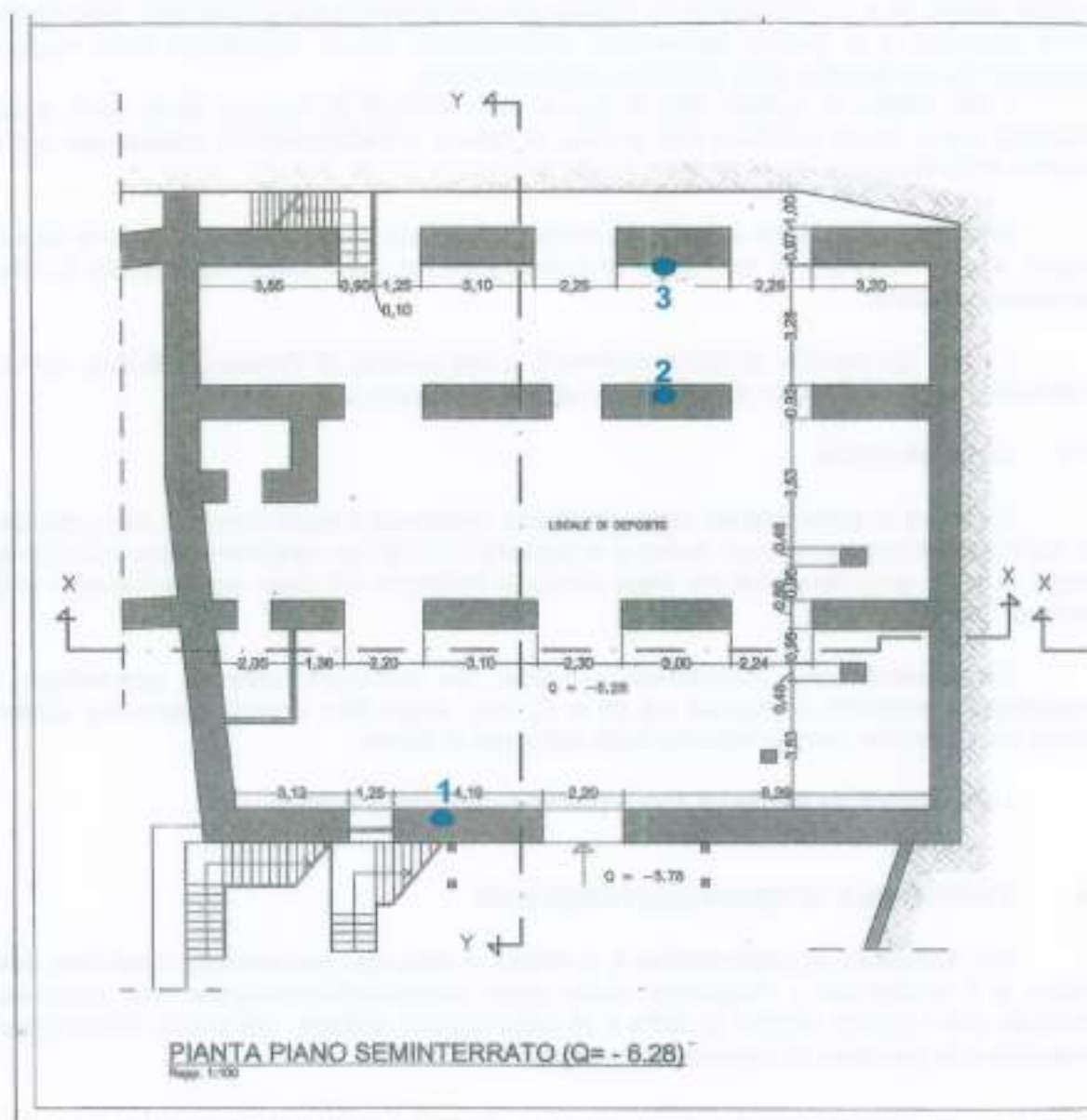
4. DIAGRAMMA TENSIONI-DEFORMAZIONI

Per semplicità di elaborazione e di lettura e dato che l'andamento qualitativo delle curve è il medesimo, i diagrammi delle curve tensione-deformazione non sono stati costruiti con i carichi effettivi in MPa e le deformazioni unitarie, ma con le deformazioni misurate e le pressioni al manometro espresse in bar.

LO SPERIMENTATORE
 Geom. Antonio CODISPOTI




LA DIREZIONE
 Dott. Ing. Stefano SPINA



Prova n° 1 (Martinetto piatto singolo)



Prova n° 1 (Martinetto piatto doppio)



**SCHEDA DATI
 MARTINETTO PIATTO SINGOLO**

Prova N° 1

Tipo di prova: **SEMPLICE** **STATO TENSIONALE RILEVATO : 0.41 Mpa**

Martinetto N° 12

Area taglio	(cm ²)	290	<p>Disposizione basi di misura</p>
Area martinetto	(cm ²)	290	
K _{sc}	—	0.81	
K _s	—	1.00	
K _{tot} = K _s x K _{sc}	—	0.81	
Distanza basi di misura verticali	(cm)	20	

(1) Prima del taglio (2) Dopo il taglio (3) Ripristino

Pressione manometro		Tensione effettiva	Letture basi verticali (µm)			Deformazioni verticali (µm)		
(bar)	(MPa)	(MPa)	A	B	A	A	B	C
0.0 ⁽¹⁾	0.00	0.00	-330	2364	1356	0	0	0
0.0 ⁽²⁾	0.00	0.00	-381	2286	1300	-51	-78	-56
5.0 ⁽³⁾	0.50	0.41	-330	2364	1354	0	0	-2

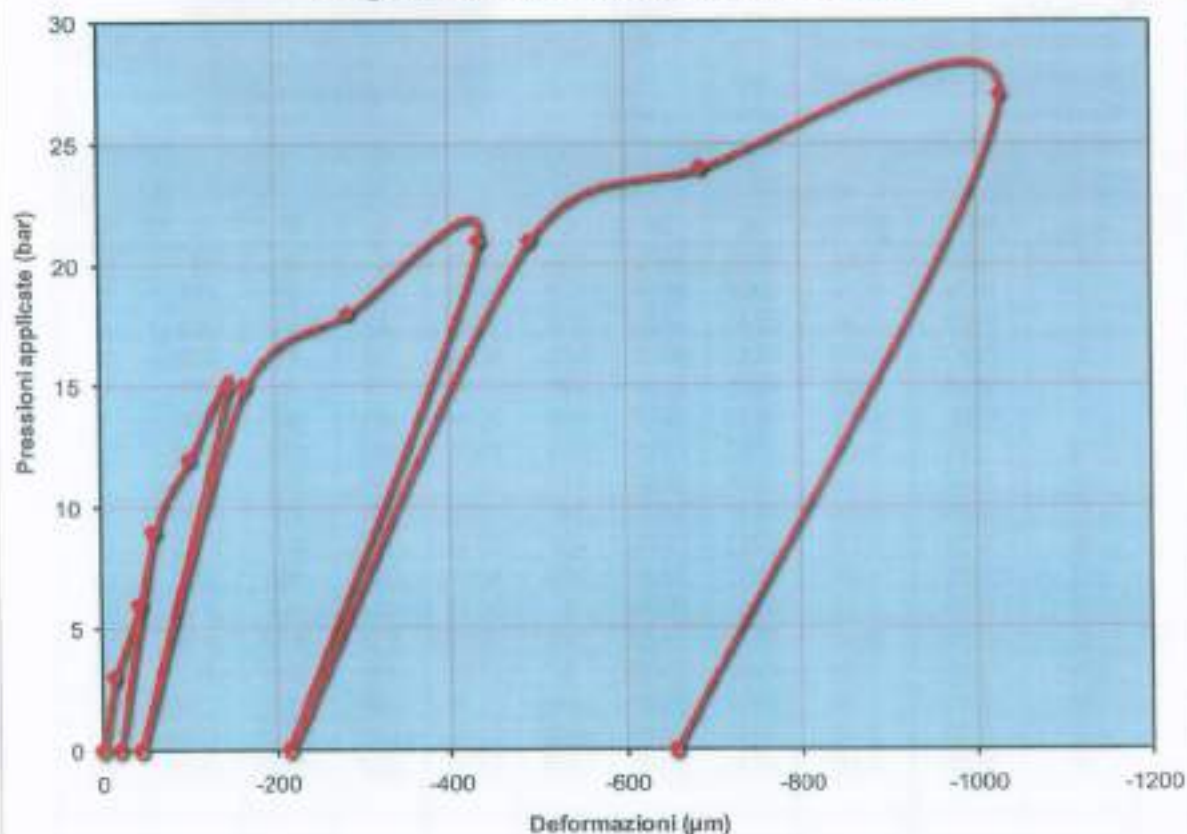
MARTINETTO PIATTO SINGOLO
Diagramma deformazioni taglio

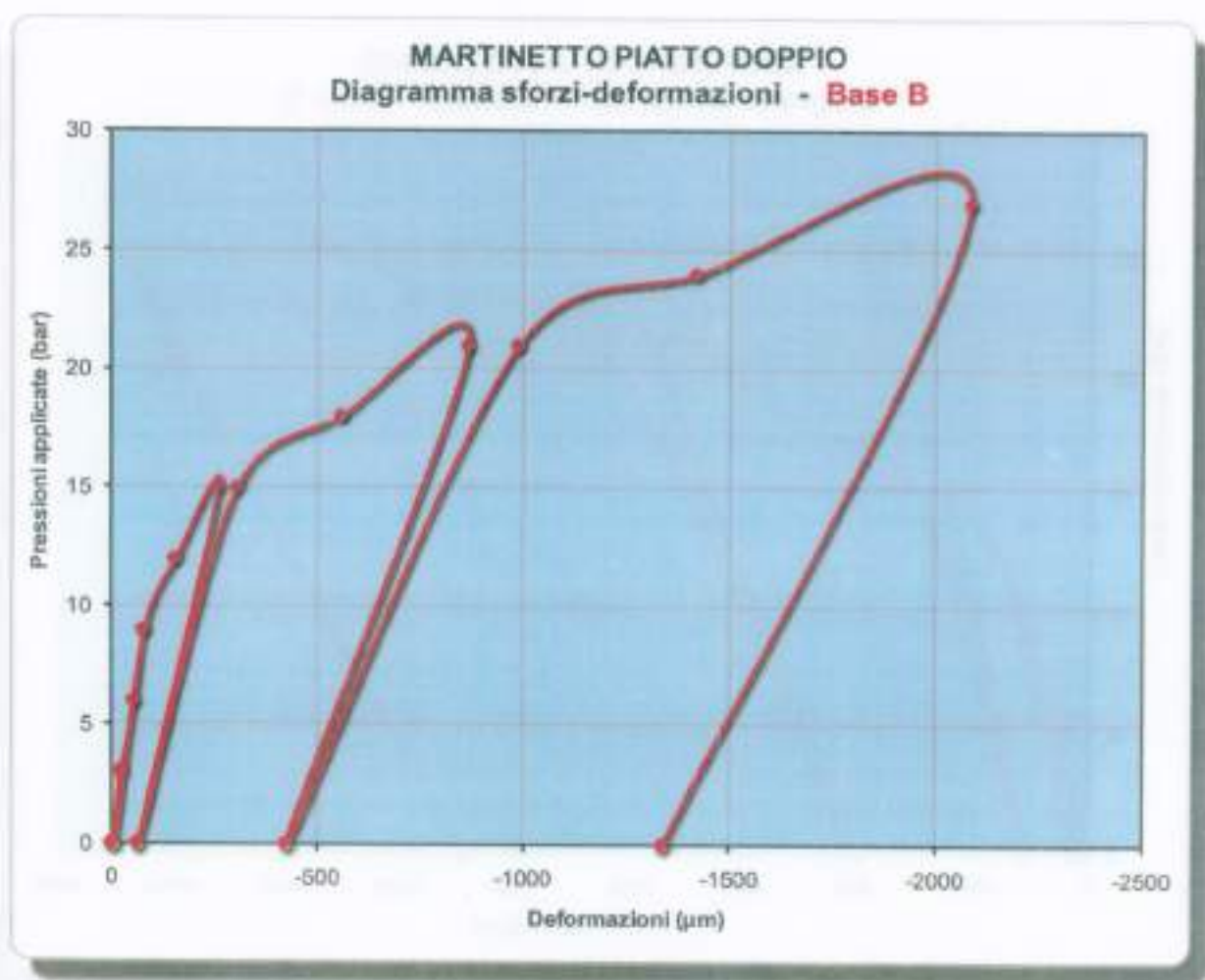
	Base "A"	Base "B"	Base "C"
—●— Prima del taglio	0	0	0
—■— Dopo il taglio	-51	-78	-56
—▲— Ripristino	0	0	-2

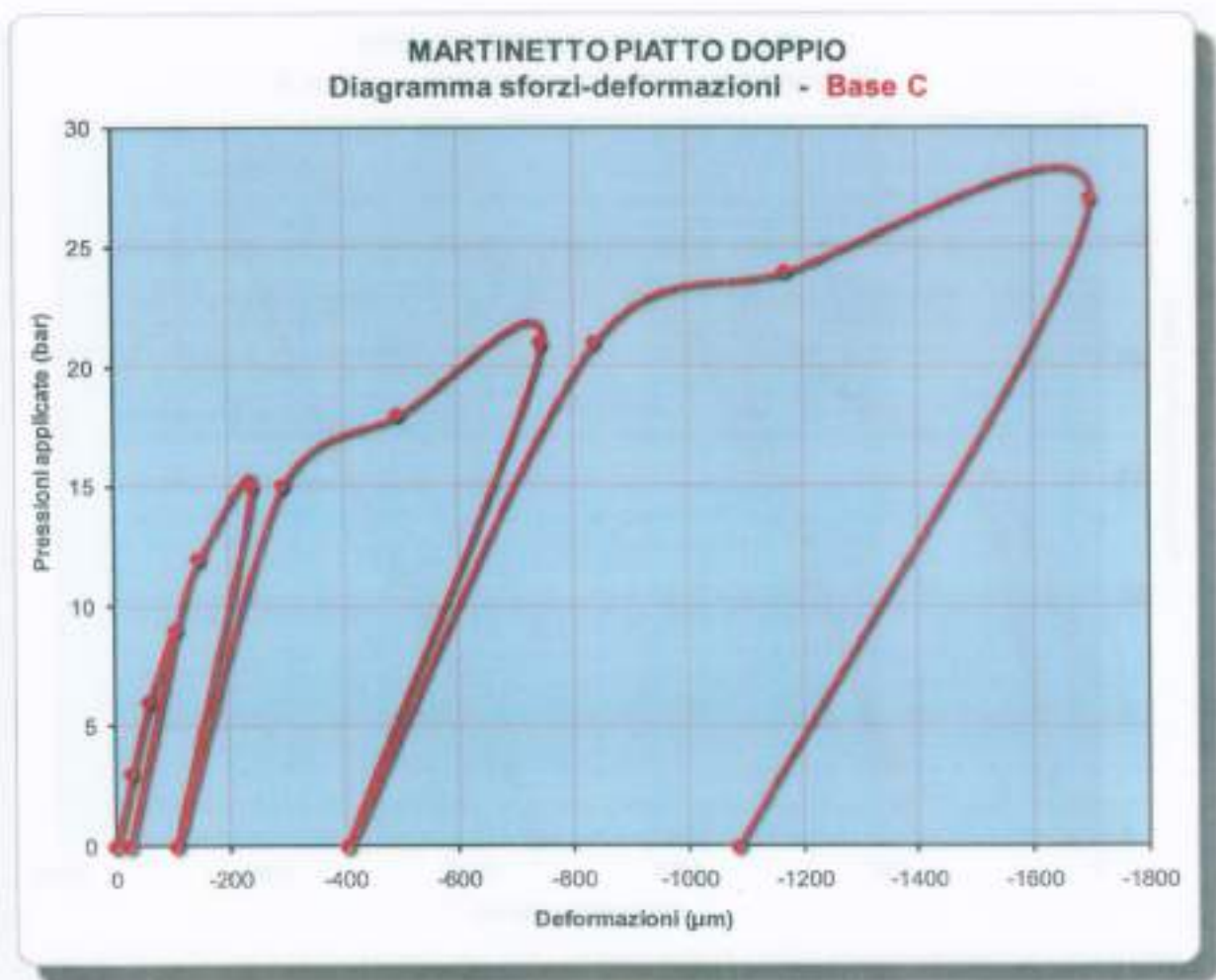


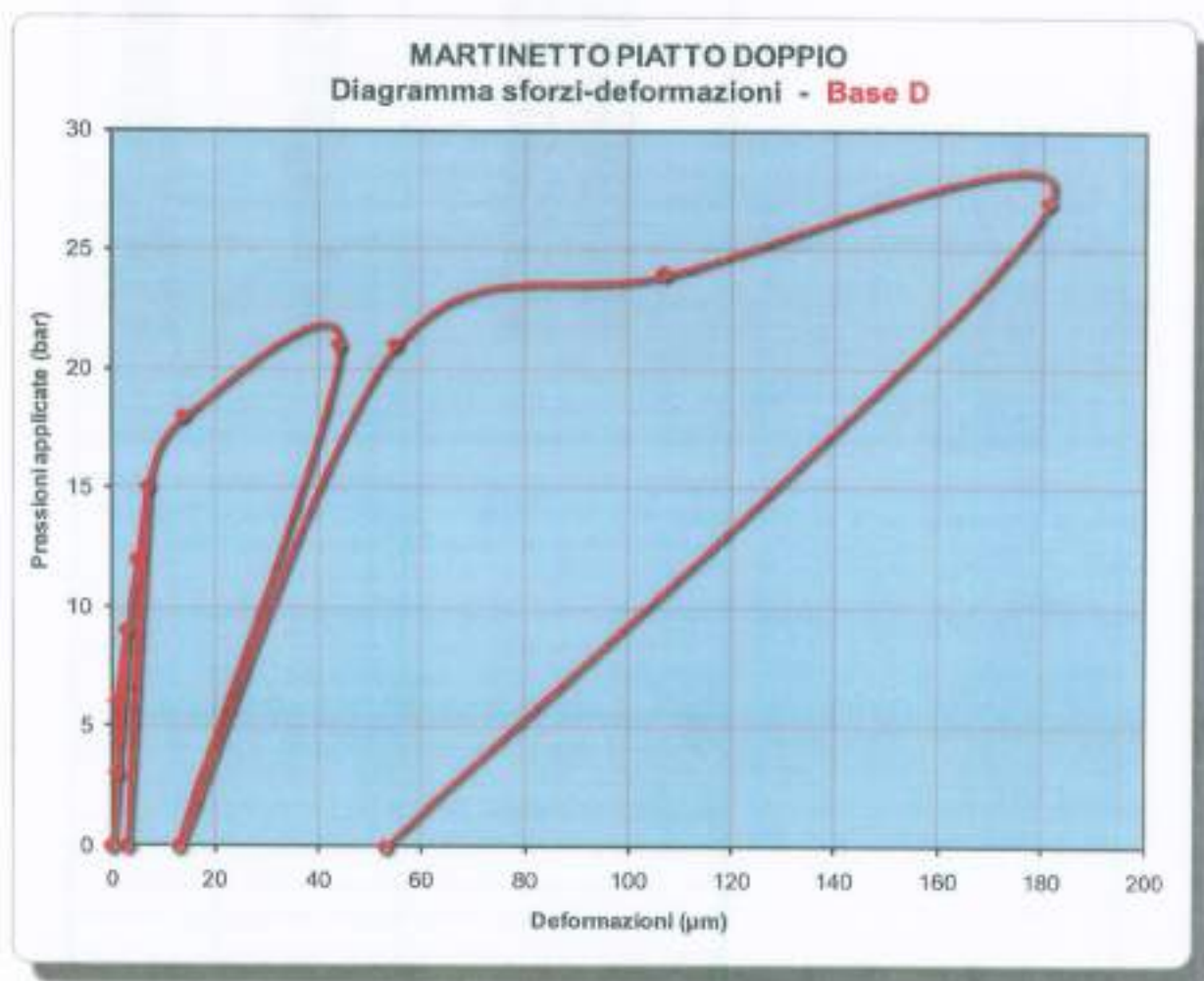
SCHEDA DATI										
MARTINETTO PIATTO DOPPIO										
Prova N° 1										
Tipo di prova: DOPPIA										
TENSIONE MASSIMA RILEVATA : 2.19 Mpa										
Martinetto NN° 12 e 13										
Area taglio superiore	(cm ²)	290	<p style="text-align: center;">Disposizione basi di misura</p>							
Area taglio inferiore	(cm ²)	290								
Area martinetto	(cm ²)	290								
K _m	—	0.81								
K _a	—	1.00								
K _{tot} = K _a x K _m	—	0.81								
Distanza basi di misura verticali	(cm)	20								
Distanza basi di misura orizzont.	(cm)	10								
Distanza tagli	(cm)	40								
Pressione manometro		Tensione effettiva	Lecture basi vert. e orizz. (µm)				Deformazioni vert. e orizz. (µm)			
(bar)	(MPa)	(MPa)	A	B	C	D	A	B	C	D
0	0.00	0.00	4890	3552	750	3067	0	0	0	0
3	0.30	0.24	4876	3529	722	3068	-14	-23	-28	1
6	0.60	0.49	4848	3498	692	3068	-42	-54	-58	1
9	0.90	0.73	4832	3475	645	3070	-58	-77	-105	3
0	0.00	0.00	4871	3546	726	3067	-19	-6	-24	0
9	0.90	0.73	4830	3472	644	3070	-60	-80	-106	3
12	1.20	0.97	4790	3394	604	3072	-100	-158	-146	5
15	1.50	1.22	4745	3290	510	3074	-145	-262	-240	7
0	0.00	0.00	4847	3487	644	3070	-43	-65	-106	3
15	1.50	1.22	4725	3245	457	3074	-165	-307	-293	7
18	1.80	1.46	4607	2994	255	3081	-283	-558	-495	14
21	2.10	1.70	4456	2685	5	3111	-434	-867	-745	44
0	0.00	0.00	4677	3128	346	3080	-213	-424	-404	13
21	2.10	1.70	4399	2562	-87	3122	-491	-990	-837	55
24	2.40	1.94	4204	2130	-419	3174	-686	-1422	-1169	107
27	2.70	2.19	3863	1470	-948	3248	-1027	-2082	-1898	181
0	0.00	0.00	4235	2212	-335	3120	-655	-1340	-1085	53

MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base A











SCHEDA DATI MARTINETTO PIATTO DOPPIO					
NUMERO PROVA	TENSIONE DI ESERCIZIO	TENSIONE MASSIMA	INTERVALLO DI TENSIONE APPLICATO	MODULO DI DEFORMABILITÀ	MODULO DI POISSON
N°	σ_e	σ_m	$\Delta\sigma$	E	ν
---	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	---
1	0.41	2.19	0.00 - 0.24	2087	0.04
			0.24 - 0.49	1613	0.02
			0.49 - 0.73	2087	0.04
			0.00 - 0.73	1973	0.04
			0.73 - 0.97	615	0.03
			0.97 - 1.22	481	0.03
			0.00 - 1.22	1008	0.02
			1.22 - 1.46	191	0.03
			1.46 - 1.70	155	0.05
			0.00 - 1.70	601	0.06
			1.70 - 1.94	111	0.08
			1.94 - 2.19	76	0.09
			Rapporto $\frac{\sigma_m}{\sigma_e}$		5.40



Certificato n° 833-01 - SEDE LEGALE, UFF. E LAB.: 00012 Galdoria M. (Roma) Loc. Sottavilla - Via Tiberina Km. 16,300 - Tel. 0774032880 - e - Fax 0774032762

Certificato n° 833-02 - PERUGIA - 06100 S. Sisto Loc. S. Andrea delle Fratte - Via P. Sorani, 50a - Tel. 0755271717 - Fax 0755271708

Certificato n° 833-03 - LATINA SCALO - 04012 Loc. Tor Tre Ponti - Via Carrara, 100a - Tel. 0773822157 - Tel. e Fax 0773823217

Certificato n° 833-04 - BASSANO - 07100 Loc. Ponte S. Maria - Strada 25 - Tel. 079382380 - Fax 079382008

www.istedil.it
E-mail: info@istedil.it



Prova n° 2 (Martinetto piatto singolo)



Prova n° 2 (Martinetto piatto doppio)




**SCHEDA DATI
 MARTINETTO PIATTO SINGOLO**

Prova N° 2

Tipo di prova: SEMPLICE **STATO TENSIONALE RILEVATO: 0.65 Mpa**

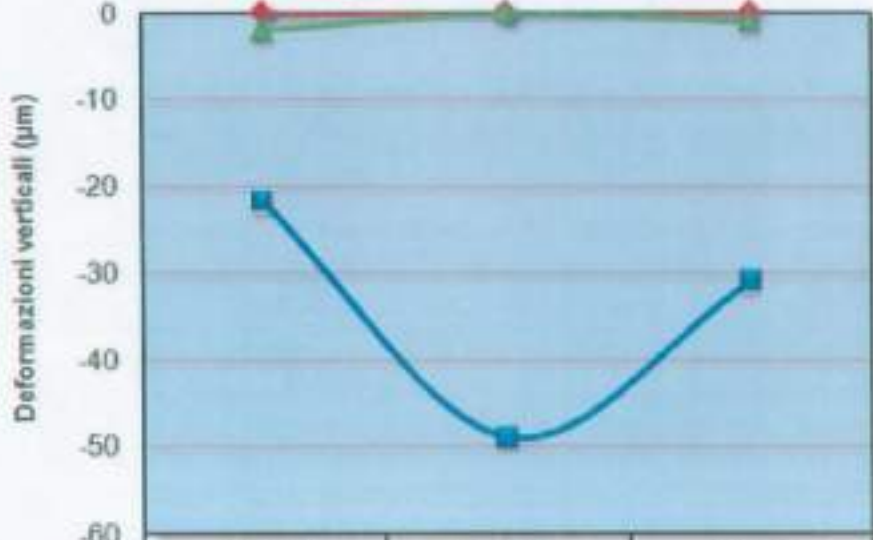
Martinetto N° 12

Area taglio	(cm ²)	290	 <p>Disposizione basi di misure</p>
Area martinetto	(cm ²)	290	
K _m	---	0.81	
K _b	---	1.00	
K _{tot} = K _b x K _m	---	0.81	
Distanza basi di misura verticali	(cm)	20	

(1) Prima del taglio (2) Dopo il taglio (3) Ripristino

Pressione manometro		Tensione effettiva	Lecture basi verticali (µm)			Deformazioni verticali (µm)		
(bar)	(MPa)	(MPa)	A	B	A	A	B	C
0.0	0.00	0.00	-1934	103	2099	0	0	0
0.0	0.00	0.00	-1956	54	2068	-22	-49	-31
8.0	0.80	0.65	-1936	103	2098	-2	0	-1

MARTINETTO PIATTO SINGOLO
Diagramma deformazioni taglio



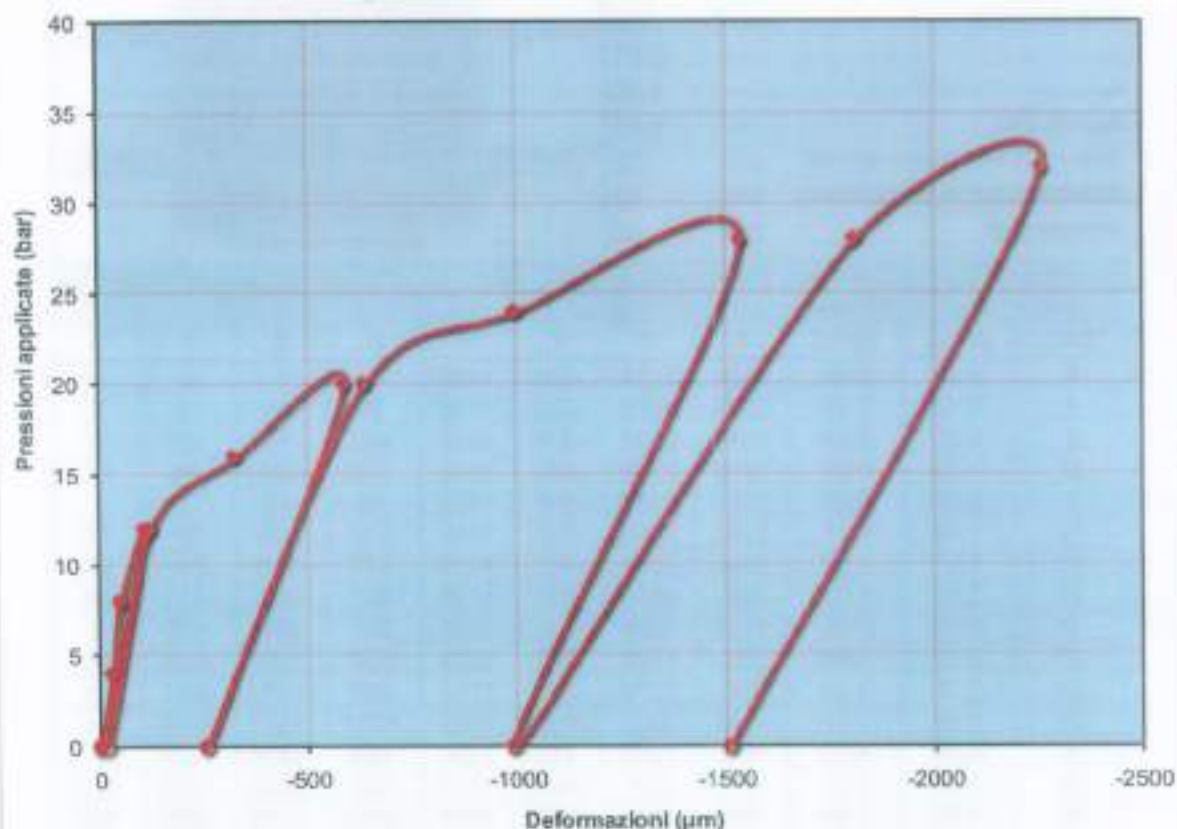
	Base "A"	Base "B"	Base "C"
◆ Prima del taglio	0	0	0
■ Dopo il taglio	-22	-49	-31
▲ Ripristino	-2	0	-1



SCHEDA DATI MARTINETTO PIATTO DOPPIO										
Prova N° 2										
Tipo di prova: DOPPIA		TENSIONE MASSIMA RILEVATA : 2.59 Mpa								
Martinetto NN° 12 e 13										
Area taglio superiore	(cm ²)	290	<p style="text-align: center;">Disposizione basi di misura</p>							
Area taglio inferiore	(cm ²)	290								
Area martinetto	(cm ²)	290								
K ₉₀	—	0.81								
K ₀	—	1.00								
K _{tot} = K ₉₀ x K ₀	—	0.81								
Distanza basi di misura verticali	(cm)	20								
Distanza basi di misura orizzont.	(cm)	10								
Distanza tagli	(cm)	40								
Pressione manometro		Tensione effettiva	Letture basi vert. e orizz. (µm)				Deformazioni vert. e orizz. (µm)			
(bar)	(MPa)	(MPa)	A	B	C	D	A	B	C	D
0	0.00	0.00	1392	2494	-240	1488	0	0	0	0
4	0.40	0.32	1363	2475	-242	1490	-29	-19	-2	2
8	0.80	0.65	1343	2441	-258	1494	-49	-53	-18	6
12	1.20	0.97	1282	2369	-305	1499	-110	-125	-65	11
0	0.00	0.00	1374	2481	-242	1489	-18	-13	-2	1
12	1.20	0.97	1270	2349	-321	1499	-122	-145	-81	11
16	1.60	1.30	1065	2134	-459	1508	-327	-360	-219	20
20	2.00	1.62	805	1830	-651	1518	-587	-664	-411	30
0	0.00	0.00	1135	2210	-412	1493	-257	-284	-172	5
20	2.00	1.62	755	1744	-702	1523	-637	-750	-462	35
24	2.40	1.94	395	1271	-921	1533	-997	-1223	-681	45
28	2.80	2.27	-142	582	-1285	1569	-1534	-1912	-1045	81
0	0.00	0.00	403	1268	-863	1496	-989	-1226	-623	8
28	2.80	2.27	-415	251	-1496	1577	-1807	-2243	-1256	89
32	3.20	2.59	-864	-290	-1925	1644	-2256	-2784	-1685	156
0	0.00	0.00	-115	645	-1300	1526	-1507	-1849	-1060	38

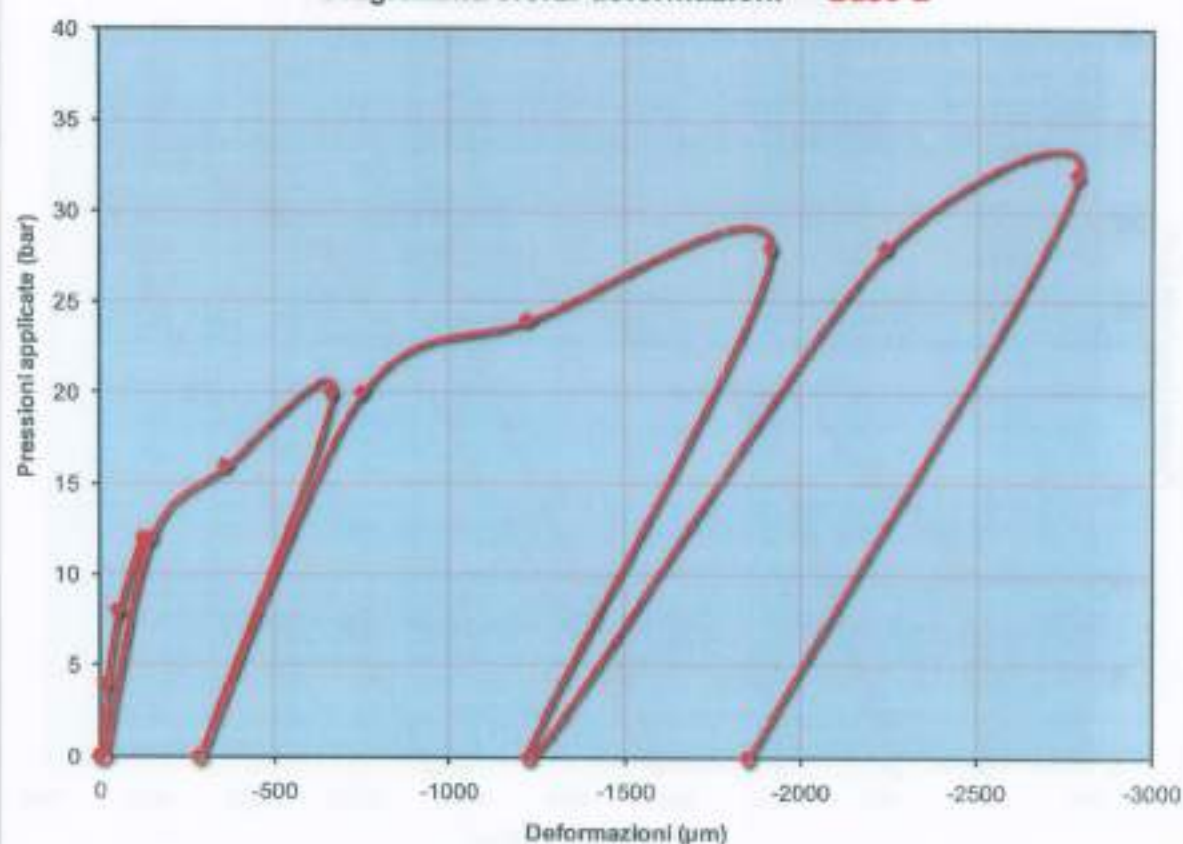


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base A



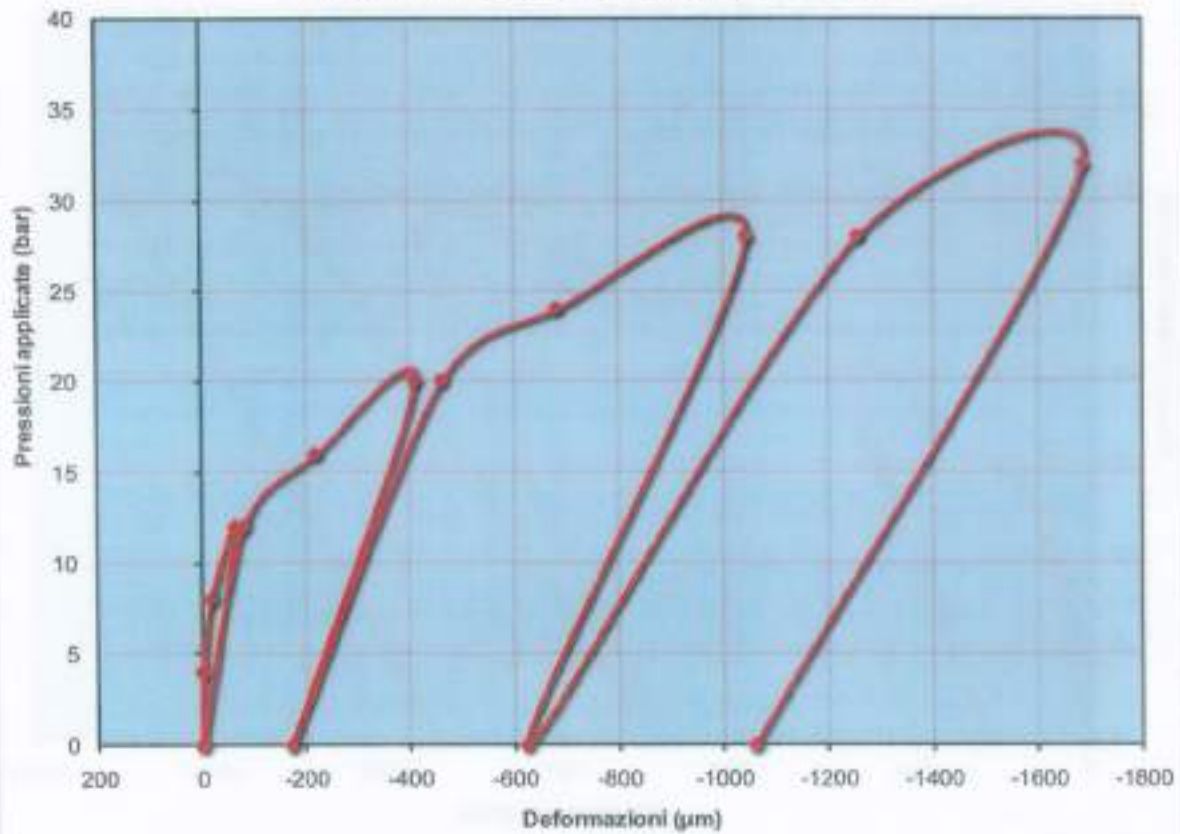


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base B



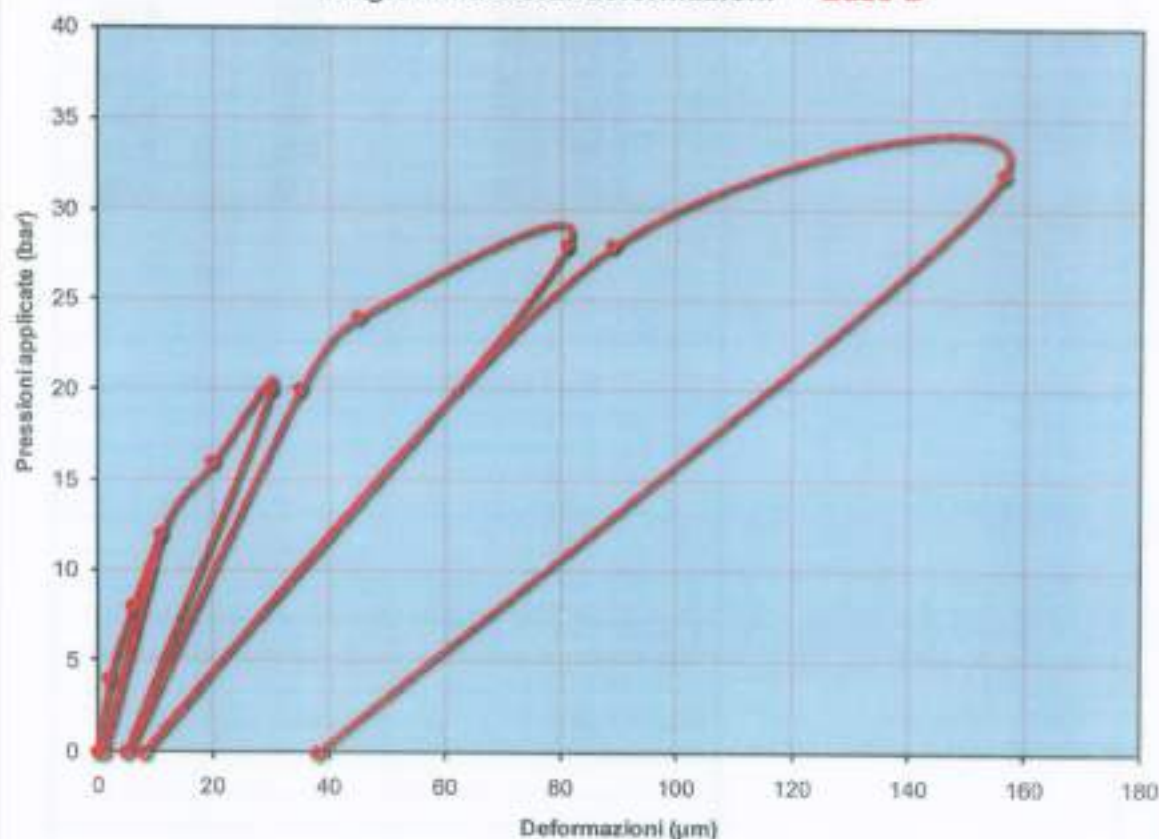


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base C



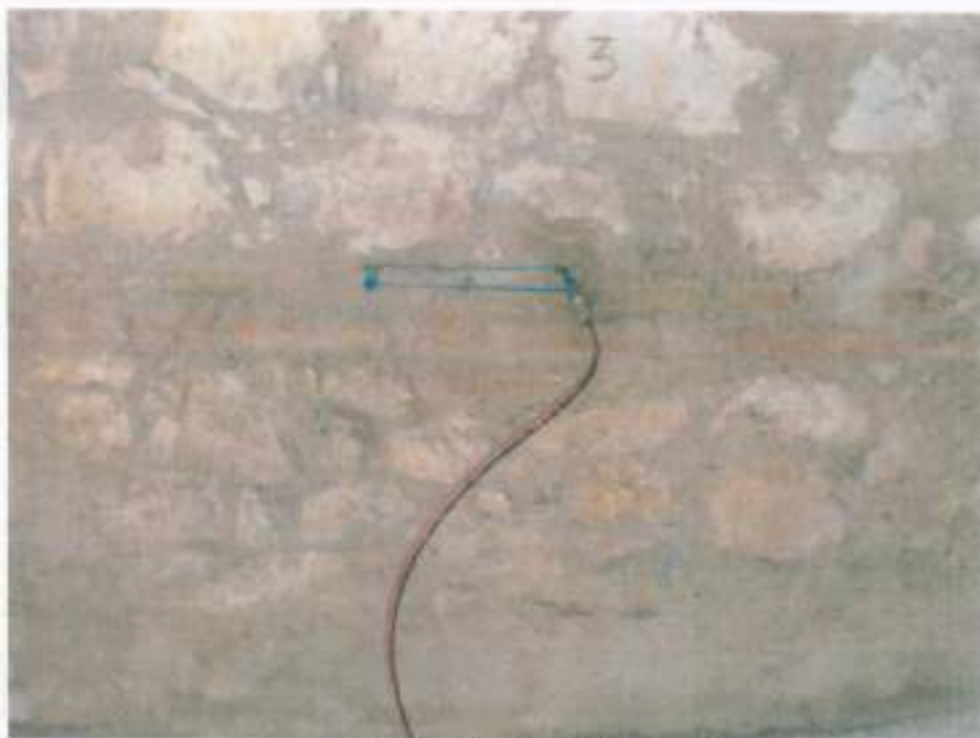


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base D





SCHEMA DATI MARTINETTO PIATTO DOPPIO					
NUMERO PROVA	TENSIONE DI ESERCIZIO	TENSIONE MAXIMA	INTERVALLO DI TENSIONE APPLICATO	MODULO DI DEFORMABILITÀ	MODULO DI POISSON
N°	σ_e	σ_m	$\Delta\sigma$	E	ν
---	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	---
2	0.65	2.59	0.00 - 0.32	3368	0.11
			0.32 - 0.65	1941	0.11
			0.65 - 0.97	889	0.09
			0.00 - 0.97	1470	0.08
			0.97 - 1.30	307	0.06
			1.30 - 1.62	211	0.05
			0.00 - 1.62	695	0.05
			1.62 - 1.94	135	0.04
			1.94 - 2.27	96	0.04
			0.00 - 2.27	446	0.04
			2.27 - 2.59	118	0.06
			Rapporto $\frac{\sigma_m}{\sigma_e}$		



Prova n° 3 (Martinetto piatto singolo)



Prova n° 3 (Martinetto piatto doppio)



**SCHEDA DATI
 MARTINETTO PIATTO SINGOLO**

Prova N° 3

Tipo di prova: **SEMPLICE** **STATO TENSIONALE RILEVATO : 0.57 Mpa**

Martinetto N° 12

Area taglio	(cm ²)	290
Area martinetto	(cm ²)	290
K_{sc}	—	0.81
K_b	—	1.00
$K_{tot} = K_b \times K_{sc}$	—	0.81
Distanza basi di misura verticali	(cm)	20

Disposizione basi di misura

Pressione manometro		Tensione effettiva	Letture basi verticali (µm)			Deformazioni verticali (µm)		
(bar)	(MPa)	(MPa)	A	B	A	A	B	C
0.0	0.00	0.00	2535	3192	2176	0	0	0
0.0	0.00	0.00	2498	3135	2146	-37	-57	-30
7.0	0.70	0.57	2533	3192	2172	-2	0	-4

**MARTINETTO PIATTO SINGOLO
 Diagramma deformazioni taglio**

	Base "A"	Base "B"	Base "C"
Prima del taglio	0	0	0
Dopo il taglio	-37	-57	-30
Ripristino	-2	0	-4



**SCHEDA DATI
 MARTINETTO PIATTO DOPPIO**

Prova N° 3

Tipo di prova: **DOPPIA**

TENSIONE MASSIMA RILEVATA : 2.43 Mpa

Martinetto NN° 12 e 13

Area taglio superiore	(cm ²)	290
Area taglio inferiore	(cm ²)	290
Area martinetto	(cm ²)	290
K _{0a}	---	0.81
K ₀	---	1.00
K _{0tot} = K ₀ x K _{0a}	---	0.81
Distanza basi di misura verticali	(cm)	20
Distanza basi di misura orizzont.	(cm)	10
Distanza tagli	(cm)	40

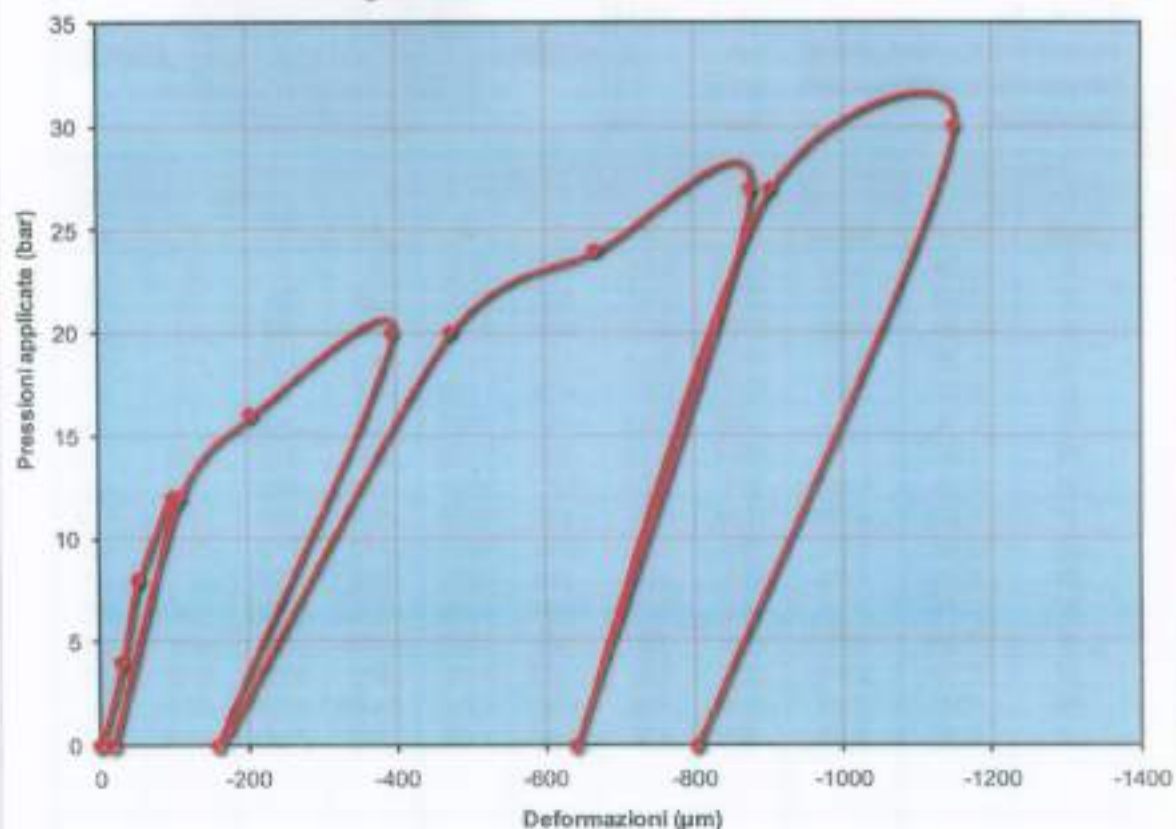


Disposizione basi di misura

Pressione manometro		Tensione effettiva	Letture basi vert. e orizz. (µm)				Deformazioni vert. e orizz. (µm)			
(bar)	(MPa)	(MPa)	A	B	C	D	A	B	C	D
0	0.00	0.00	1268	1683	-403	1180	0	0	0	0
4	0.40	0.32	1238	1640	-423	1156	-30	-23	-20	-24
8	0.80	0.65	1216	1600	-444	1130	-52	-63	-41	-50
12	1.20	0.97	1167	1525	-478	1118	-101	-138	-75	-82
0	0.00	0.00	1250	1655	-416	1103	-18	-8	-13	-77
12	1.20	0.97	1159	1518	-480	1081	-109	-145	-77	-99
16	1.60	1.30	1064	1388	-538	1069	-204	-275	-135	-111
20	2.00	1.62	874	1129	-652	1081	-394	-534	-249	-99
0	0.00	0.00	1109	1465	-484	1066	-159	-198	-81	-114
20	2.00	1.62	795	1044	-681	1081	-473	-619	-278	-99
24	2.40	1.94	600	806	-774	1093	-688	-857	-371	-87
27	2.70	2.19	392	503	-988	1100	-876	-1160	-595	-80
0	0.00	0.00	628	906	-804	1050	-640	-757	-401	-130
27	2.70	2.19	366	448	-1012	1105	-902	-1215	-609	-75
30	3.00	2.43	119	198	-1362	1214	-1149	-1465	-959	34
0	0.00	0.00	466	582	-966	1106	-802	-1081	-583	-72

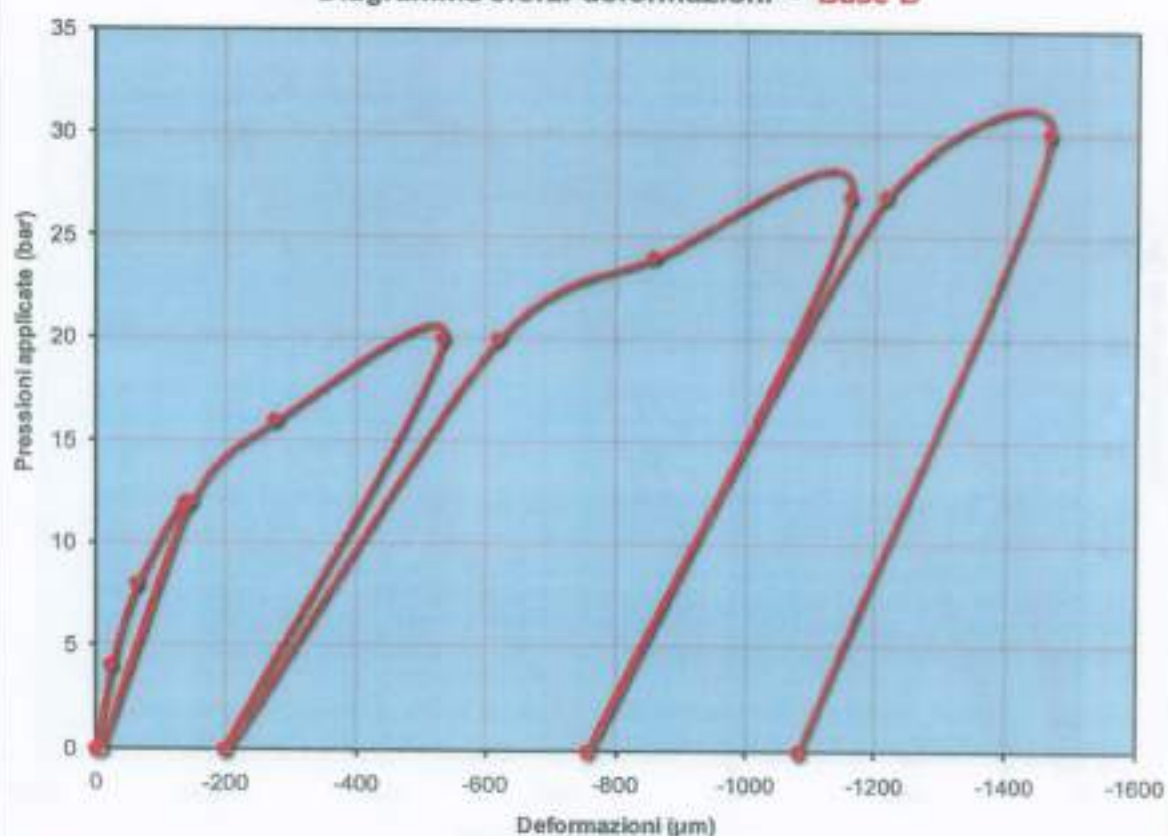


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base A



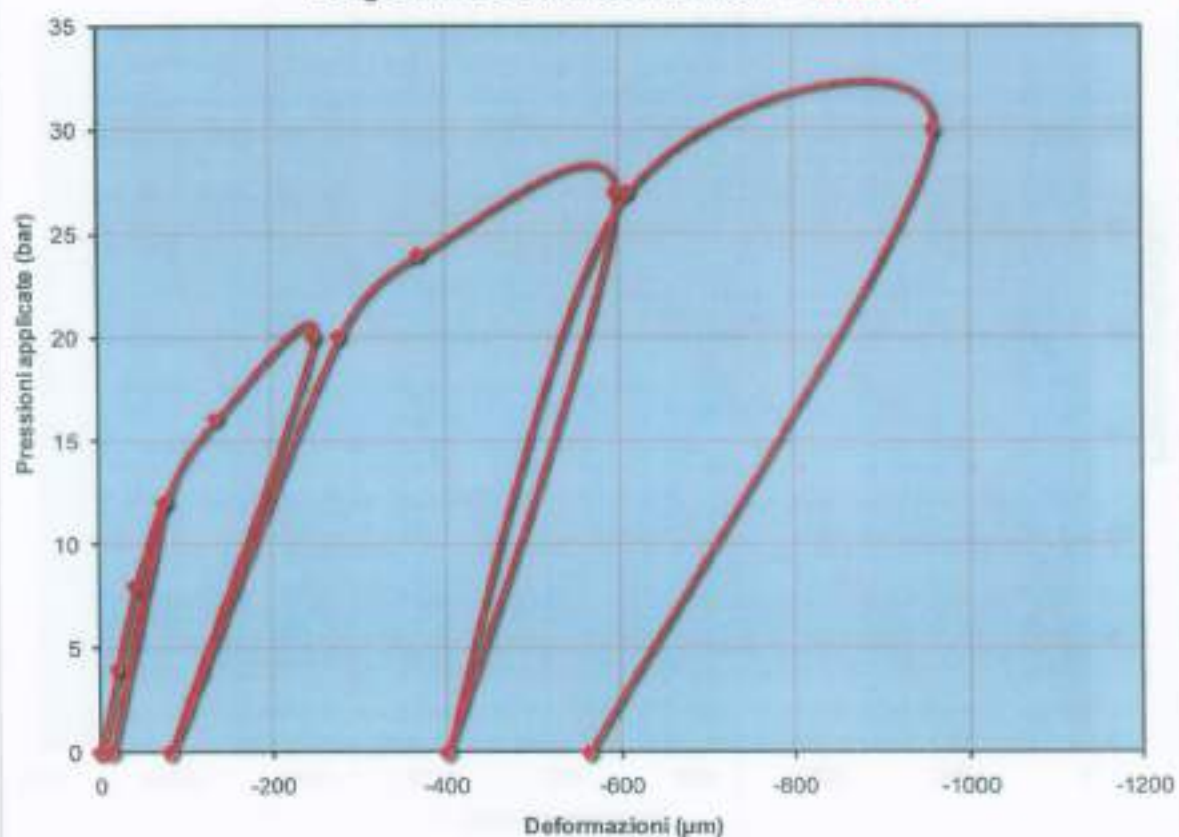


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base B



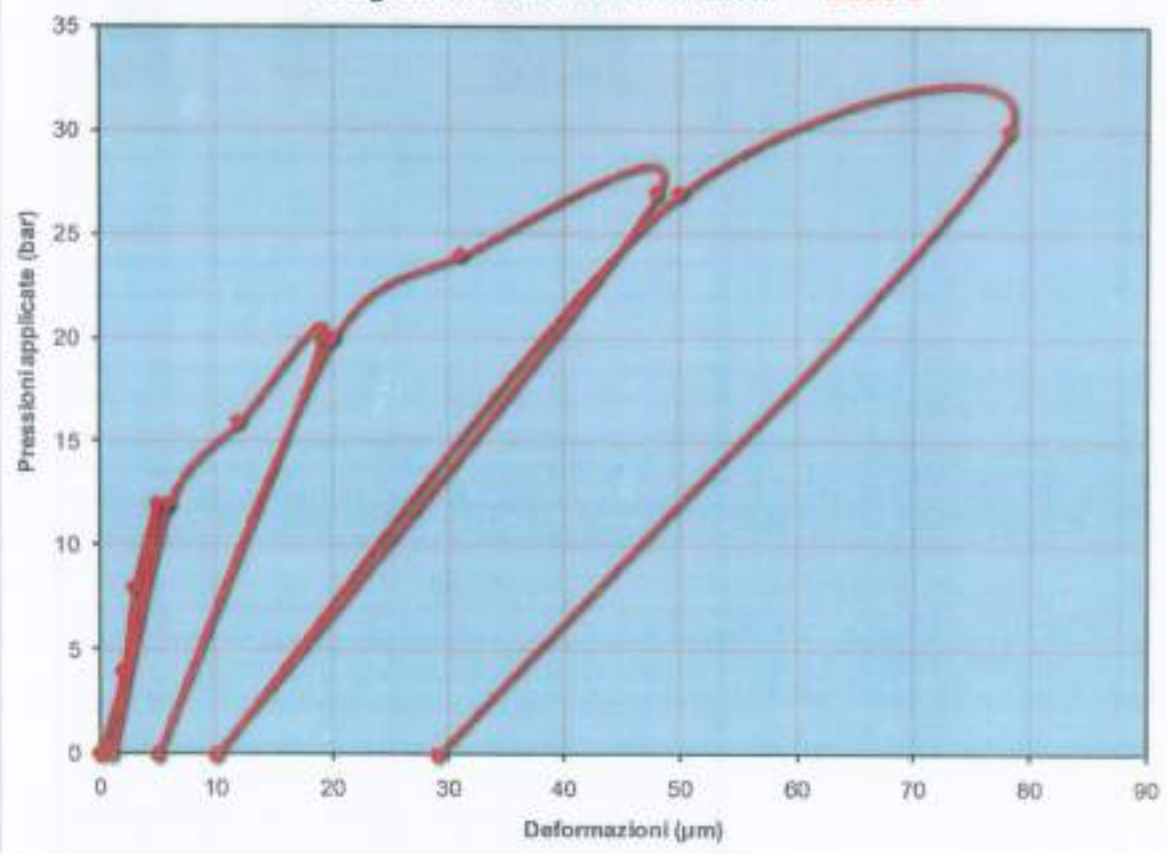


MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base C





MARTINETTO PIATTO DOPPIO
Diagramma sforzi-deformazioni - Base D





SCHEDA DATI MARTINETTO PIATTO DOPPIO					
NUMERO PROVA	TENSIONE DI ESERCIZIO	TENSIONE MASSIMA	INTERVALLO DI TENSIONE APPLICATO	MODULO DI DEFORMABILITÀ	MODULO DI POISSON
N°	σ_e	σ_m	$\Delta\sigma$	E	ν
---	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	---
3	0.57	2.43	0.00 - 0.32	2783	1.04
			0.32 - 0.65	1650	0.79
			0.65 - 0.97	853	0.45
			0.00 - 0.97	1416	0.68
			0.97 - 1.30	508	0.40
			1.30 - 1.62	247	0.19
			0.00 - 1.62	770	0.16
			1.62 - 1.94	269	0.10
			1.94 - 2.19	165	0.07
			0.00 - 2.19	956	0.06
			2.19 - 2.43	192	0.02
Rapporto $\frac{\sigma_m}{\sigma_e}$		4.29			



1° DIVISIONE

Controlli Strutture e Fabbricati

INDAGINE ENDOSCOPICHE



Determinazione qualitativa delle caratteristiche di composizione e compattezza di strutture murarie. Fabbricato sito in Subiaco (RM) Piazza della Resistenza - Antico Teatro Nazario -

COMMITTENTE: CO.GE.AP. srl

Rapporto di prova n° 2404/08-2

Guidonia Montecelio, 17/12/2008



1. PREMESSA

Il presente rapporto di prova contiene i risultati dell'indagine eseguita "in situ" il giorno 15/12/2008 mediante l'utilizzo dell'endoscopio, in corrispondenza di alcune strutture murarie del fabbricato sito in Subiaco (RM) Piazza della Resistenza - Antico Teatro Narzio.

Le ubicazioni delle prove sono state concordate con il Geom. Marco Tozzi, rappresentante della Committente, presente durante l'esecuzione delle stesse. Nella planimetria seguente sono indicate le zone di indagine.

2. ENDOSCOPIE SU MURATURA

L'indagine endoscopica consiste in una tecnica lievemente distruttiva applicata principalmente per la valutazione delle principali proprietà di elementi murari e lignei, in particolar modo la compattezza (presenza di vuoti), la composizione (tipo di elementi resistenti e di tipo di malta), le caratteristiche geometriche e la disposizione spaziale. Viene eseguita mediante l'effettuazione di fori del diametro di circa 25 mm, leggermente inclinati ed opportunamente "pullti" mediante aria compressa e/o acqua, all'interno dei quali viene inserito un endoscopio rigido che permette di individuare la composizione della muratura o del legno, lo stato della malta, eventuali cavità, fessurazioni interne, percorsi seguiti dalle miscele cementizie iniettate, ecc.

L'attrezzatura utilizzata per le indagini è costituita da:

- endoscopio Cophos con sonda rigida a fibre ottiche;
- fotocamera digitale Canon;
- sistema computerizzato d'acquisizione immagini digitali.

L'endoscopio consente il collegamento ad apparecchi video e/o fotografici per la caratterizzazione della stratigrafia della massa muraria e dello stato degli elementi resistenti e della malta. Di seguito si riportano le schede riassuntive per ciascuna endoscopia effettuata, con l'esame descrittivo effettuato e la relativa ricostruzione stratigrafica.

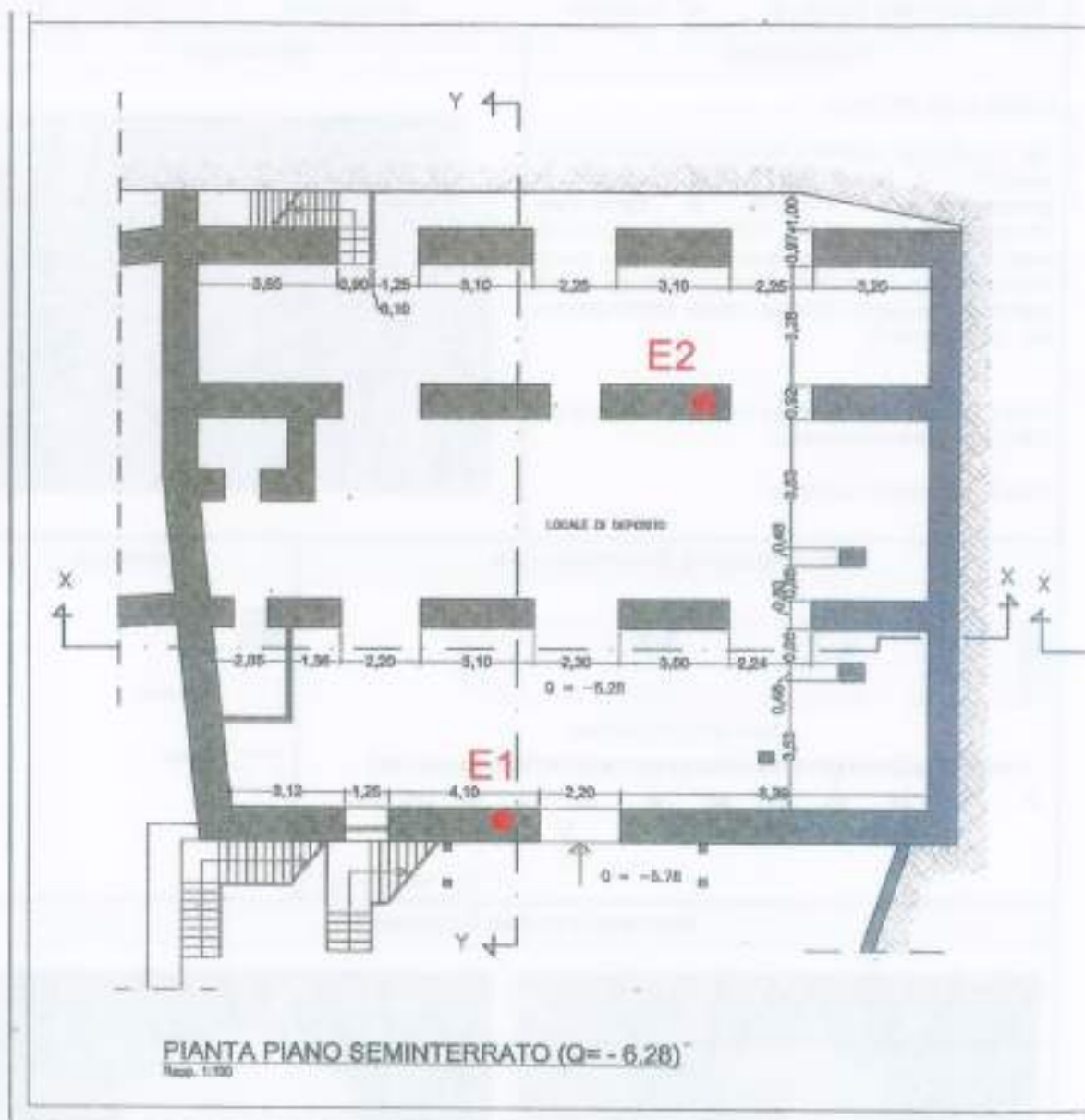
LO SPERIMENTATORE

Dott. Paolo Crescenzi



LA DIREZIONE

Dott. Ing. Stefano Spina



Ubicazione delle endoscopie

mi



Certificato n° 823-01 SEDE LEGALE UFF. E LAB.: 00012 Guidonia M. (Roma) Loc. Betteseille - Via Tiburtina Km 18,000 - Tel. 0774/323883 Ca. - Fax 0774/323792
 Certificato n° 823-02 PERUGIA - 06100 S. Stefano 2. Aniba della Fratta - Via P. Saraceni, 5/a - Tel. 075/8271717 - Fax 075/8271700
 Certificato n° 823-03 LATINA SCALO - 34023 Loc. Tor Va Ponte - Via Camera, 12/a - Tel. 0773/620137 - Tel. e Fax 0773/620217
 Certificato n° 823-04 BASSANO - 37100 Loc. Poggio Neri - Strada 28 - Tel. 0445/27300 - Fax 0445/27300
 www.istedil.it
 Email: info@istedil.it

INDAGINE ENDOSCOPICA "1"			
DIREZIONE DEL FORO	<input checked="" type="checkbox"/> Orizzontale	<input type="checkbox"/> Verticale	<input type="checkbox"/> Inclinato _{per}
TIPOLOGIA DEL FORO	<input checked="" type="checkbox"/> Passante	<input type="checkbox"/> Non passante	Profondità = 90 cm
DESCRIZIONE		UBICAZIONE	
<p>Da 0 a 1 cm: intonaco</p> <p>Da 1 a 90 cm: elementi litoidi in calcare bianco compatto, di forma per lo più irregolare o grossolanamente sbazzata e dimensioni comprese tra 15 e 30 cm. Presenza di legante di malta di calce, grigia a grana medio-fine, poco aderente, che non sempre riempie gli spazi tra gli elementi, lasciando piccole cavità centimetriche per sgretolamento.</p> <p>Foto 1 = Cavità per carenza di malta - sbazzatura inferiore elemento calcareo</p> <p>Foto 2 = Elemento calcareo</p>			
RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA		LEGENDA	
 <p>Scala delle profondità (cm)</p> <p>0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110</p> <p>1 2</p> <p>↓ Rilasciamento foto</p>		<ul style="list-style-type: none"> <input checked="" type="checkbox"/> Intonaco <input type="checkbox"/> Malta grigia <input type="checkbox"/> Calcareo 	
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA			
 <p>Foto 1</p>		 <p>Foto 2</p>	

Certificato n° 323/01 SEDE LEGALE, UFF. E LAB.: 00012 Guidonia M. (Roma) Loc. Sottaville - Via Taurina km. 16/301 - Tel. 0774/655502 r.a. - Fax 0774/322702
 Certificato n° 323/02 PERUGIA - 06132 S. Benedetto S. Andrea della Fratte - Via P. Semino, 54 - Tel. 075/3271717 - Fax 075/3271730
 Certificato n° 323/03 LATINA SCALO - 04013 Loc. Tor Tre Porte - Via Canale, 124a - Tel. 0773/930127 - Tel. e Fax 0773/930217
 Certificato n° 323/04 SASSANO - 07100 Loc. Fagnola Nuova - Spazio 25 - Tel. 0773/930258 - Fax 0773/930261

www.istedil.it
 E-mail: info@istedil.it

INDAGINE ENDOSCOPICA "2"			
DIREZIONE DEL FORO	<input checked="" type="checkbox"/> Orizzontale	<input type="checkbox"/> Verticale	<input type="checkbox"/> Inclinato _{per}
TIPOLOGIA DEL FORO	<input checked="" type="checkbox"/> Passante	<input type="checkbox"/> Non passante	Profondità = 90 cm
DESCRIZIONE		UBICAZIONE	
<p>Da 0 a 2 cm: intonaco</p> <p>Da 2 a 88 cm: elementi litoidi in calcare bianco od ocra compatto, di forma per lo più irregolare e dimensioni fino a 20 cm. Abbondante legante di malta di calce grigia a grana medio-fine, a debole grado di coesione. Cavità per sgretolamento si rilevano tra 27 e 33 cm di profondità e tra 60 e 65 cm di profondità. Elemento in laterizio tra 75 e 88 cm di profondità.</p> <p>Da 88 a 90 cm: intonaco</p> <p>Foto 1 = cavità a 30 cm di profondità Foto 2 = contatto malta - elemento calcareo</p>			
RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA		LEGENDA	
<p>Scala delle profondità (cm)</p> <p>0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110</p> <p>1 2</p> <p>↳ Ritenimento foto</p>		<ul style="list-style-type: none"> Intonaco Malta grigia Calcareo Laterizio 	
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA			
Foto 1		Foto 2	

Mi



1^a DIVISIONE

Controlli Strutture e Fabbricati

Guidonia Montecelio, 17/12/2008

RAPPORTO DI PROVA N° 2404/08-1

Il presente rapporto di prova contiene i risultati dei controlli non distruttivi effettuati sulle strutture in c.a. del fabbricato sito in Subiaco (RM) Piazza della Resistenza - Antico Testro Narzio -.

Committente : CO.GE.AP. srl

Date dei controlli : 16/12/2008.

I controlli sono stati effettuati dai ns. Tecnici in corrispondenza di due pilastri e di una trave, secondo le indicazioni fornite sul posto dal Geom. Marco Tozzi, per conto della Committente e sono consistiti nella stima della presenza delle armature tramite un pacometro PROFOMETER 5 - PROCEQ, dotato di sonda universale e basato sul principio della corrente di Foucault ad induzione di impulsi.

L'indagine ha evidenziato la presenza di armature principali (longitudinali) e di staffature all'interno degli elementi esaminati, i cui risultati sono riportati nella tabella di seguito riportata; in particolare, per quanto riguarda la trave, l'indagine si è limitata alle zone intradossali e si precisa che la misura del copriferro è la minima rilevata in corrispondenza di ogni elemento esaminato.

Per l'ubicazione degli elementi esaminati, si rimanda al disegno contenuto nell'allegato n° 1.

Nell'allegato n° 2, sono riportate alcune fotografie prodotte nel corso dei controlli.

N° ORD.	STRUTTURA ESAMINATA	RILIEVO
1	Pilastro n° 1 piano terra (platea)	Armatura n° 6 ferri ϕ 20 mm, staffe ϕ 7 mm passo 22 cm., copriferro 1.0 cm.
2	Pilastro n° 2 piano terra (platea)	Armatura n° 6 ferri ϕ 20 mm, staffe ϕ 7 mm passo 25 cm., copriferro 1.2 cm.
3	Trave n° 3 copertura piano terra (platea)	Armatura n° 8 ferri ϕ 32 mm, staffe passo 55 cm., copriferro 0.8 cm.

LO SPERIMENTATORE
 Geom. Antonio Codispoti

Antonio Codispoti



LA DIREZIONE

Dott. Ing. Stefano Spina

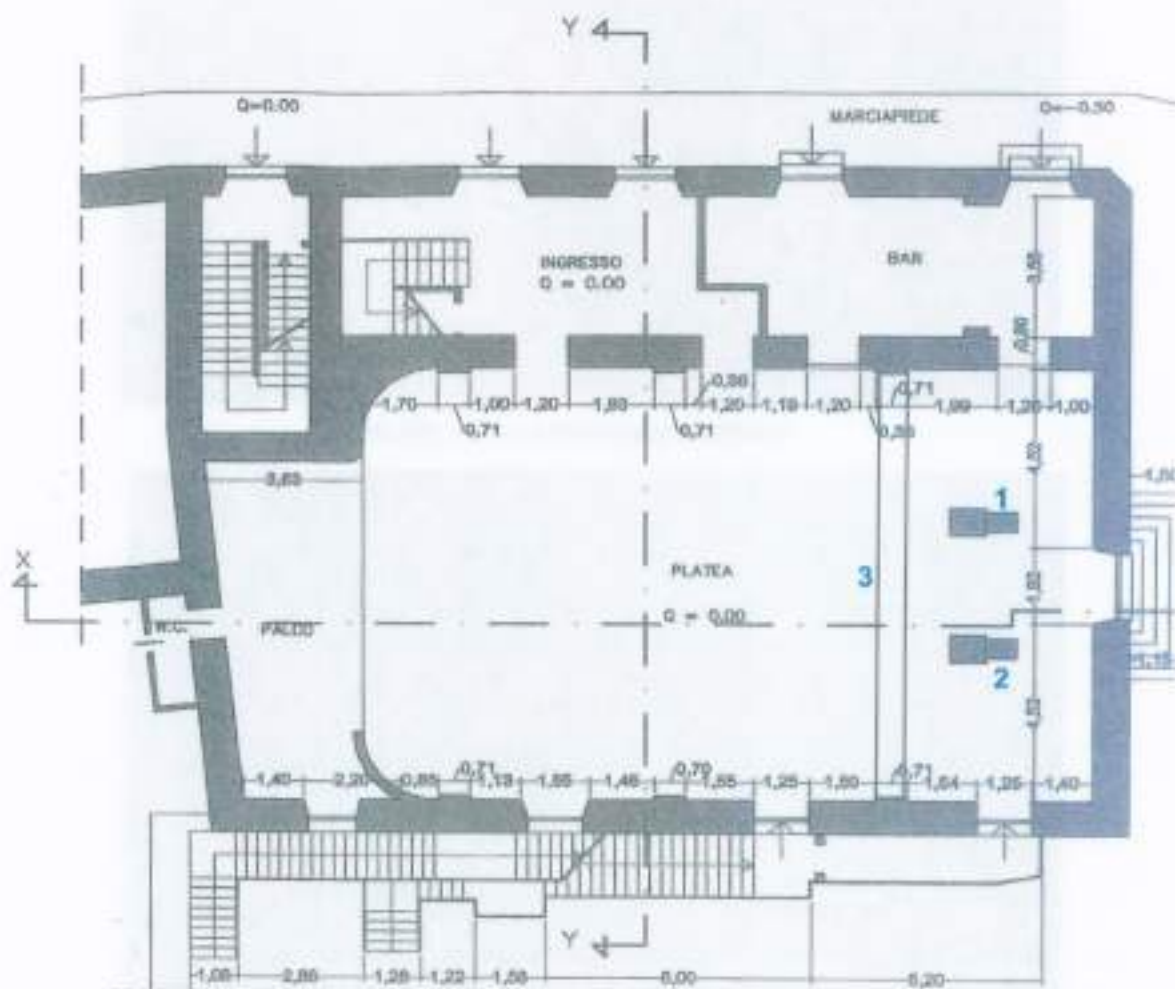
Stefano Spina



ALLEGATO N° 1 AL RAPPORTO DI PROVA N° 2404/08-1

UBICAZIONE CONTROLLI

Repp. 1/100



PIANTA PIANO TERRA (PLATEA)

Repp. 1/100





ALLEGATO N° 2 AL RAPPORTO DI PROVA N° 2404/08-1



Verifiche pacometriche su pilastro



Verifiche pacometriche su pilastro

②



RAPPORTO DI PROVA n° 2404/08-3

Guidonia Montecelio 18/12/2008

Risultato degli esami non distruttivi delle travi in acciaio ubicate all'interno del fabbricato sito
 in Subiaco (RM) Piazza della Resistenza - Antico Teatro Nartzio.

Committente:	CO.GE.AP. srl
Tipologia di prova	Misure di durezza Vickers.
Parti esaminate:	Travi a doppio T in Acciaio
Data degli esami	18 Dicembre 2008

PREMESSA

Le travi a doppio T esaminate sono state ubicate al 1° piano nella zona del ballatoio che collega la Galleria del teatro, al 2° piano in prossimità della scala di accesso all'ex appartamento superiore e infine nei locali bagni del teatro.

Gli esami non distruttivi eseguiti sono del tipo Microdurezza Vickers consentono di valutare mirato in base al valore rilevato con lo Strumento impiegato (Durometro) il carico di rottura dell'acciaio costituente le strutture esaminate.

Le misure sono state rilevate sia sulla piattabanda che sull'anima delle travi.

RISULTATO DELLE PROVE

I valori medi di durezza Vickers rilevati sono risultati pari a HV 145+185 con corrispondenza "Indicativa" del carico di rottura pari a 465-595 Mpa, utilizzando come riferimento la normativa DIN 50150, di cui si riporta in allegato la tabella con i valori di Conversione.

LO SPERIMENTATORE

P.I. Stefano Dezi
 H° Livello EN 473

**LA DIREZIONE**

Dott. Ing. Stefano Spina

RAPPORTO DI PROVA N. 2404/2008-4

Guidonia Montecelio, 18/12/2008

Composizione chimica campioni di malte consegnati il 11/12/2008.

Committente: CO.GE.AP. srl

Analisi eseguita a partire dal 16/12/2008.

DATI DICHIARATI

Materiale: N. 3 campioni di malte, così contrassegnati:

- CAMPIONE 1
- CAMPIONE 2
- CAMPIONE 3

Provenienza: TEATRO NARZIO IN SUBIACO

MODALITA' DI PROVA

La determinazione della massa volumica è stata effettuato mediante l'uso di un adatto picnometro.

La porosità accessibile all'acqua è stata determinata per differenza di peso tra il campione saturato con acqua per immersione ed il campione secco.

Il contenuto di legante è stato determinato tramite la misura dell'ossido di calcio e della silice solubile solubile da leganti, secondo ASTM C 85.

RISULTATO DELLE PROVE

Determinazione	CAMPIONE 1	Risultato
• Tipo di malta		Malta pozzolanica
• Massa volumica a secco		1390 Kg/m ³
• Porosità accessibile all'acqua		22,2 %
• Contenuto di calce, come Ca(OH) ₂		13,2 %
		(183,5 Kg/m ³)

Considerando una massa volumica apparente della calce idrata in polvere pari a 650 Kg/m³ ed un titolo in idrossido di calcio del 85 %, si ottiene il seguente rapporto in volume:

1 parti di calce idrata + 3 parti di pozzolana

per il confezionamento di una malta equivalente a quella esaminata.

La malta è classificabile come M4, ai fini del DM 20/11/87 e pertanto la sua resistenza a compressione può essere assunta pari a 2,5 N/mm².



RAPPORTO DI PROVA N. 2404/2008-4

CAMPIONE 2

• Tipo di malta	Malta pozzolanica
• Massa volumica a secco	1430 Kg/m ³
• Porosità accessibile all'acqua	28.8 %
• Contenuto di calce, come Ca(OH) ₂	16.1 %
	(230.2 Kg/m ³)

Considerando una massa volumica apparente della calce idrata in polvere pari a 650 Kg/m³ ed un titolo in idrossido di calcio del 85 %, si ottiene il seguente rapporto in volume:

1.25 parti di calce idrata + 3 parti di pozzolana

per il confezionamento di una malta equivalente a quella esaminata.

La malta è classificabile come M4, ai fini del DM 20/11/87 e pertanto la sua resistenza a compressione può essere assunta pari a 2,5 N/mm².

CAMPIONE 3

• Tipo di malta	Malta pozzolanica
• Massa volumica a secco	1420 Kg/m ³
• Porosità accessibile all'acqua	28.5 %
• Contenuto di calce, come Ca(OH) ₂	13.6 %
	(193.1 Kg/m ³)

Considerando una massa volumica apparente della calce idrata in polvere pari a 650 Kg/m³ ed un titolo in idrossido di calcio del 85 %, si ottiene il seguente rapporto in volume:

1.05 parti di calce idrata + 3 parti di pozzolana

per il confezionamento di una malta equivalente a quella esaminata.

La malta è classificabile come M4, ai fini del DM 20/11/87 e pertanto la sua resistenza a compressione può essere assunta pari a 2,5 N/mm².

LO SPERIMENTATORE

Dott. Enzo CORSI



LA DIREZIONE

Dott. Ing. Stefano SPINA

