



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE SVILUPPO ECONOMICO E SOCIALE
SERVIZIO EDILIZIA

EDIFICIO - ATTIVITA':
Via Canevari, 47- Genova
I.I.S.S. "Firpo- Buonarroti"

COMMESSA: Riqualificazione impiantistico-sportiva palestra scolastica
e adeguamento alla prevenzione incendi

CODICE

EDIFICIO ATTIVITA'

45 A

CODICE COMMESSA

LAS.18.00003

FASE: ESECUTIVO

STATO:

OGGETTO DELLA TAVOLA:
RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE

PROGETTISTI: ARCH. ROBERTA BURRONI

N° TAVOLA

REL005

SCALA

REVISIONE A B C D E F

DATA 11/2018

RIF. FILE ANAGEDIL:

STAFF di PROGETTAZIONE

coord. staff	Geom. A.Larghetti
progetto strutturale	
tec. progetto elettrico	P.I. E.Siri
tec. progetto termico	Ing.M. Gotta, P.R.Schenone
assistente	
grafica CAD	Geom. A. Larghetti

APPROVAZIONE DOCUMENTO

RESP. UFFICIO	
Arch. Roberta Burroni	
DIRIGENTE TECNICO	
Ing. Gianni Marchini	
R.U.P.	
Ing. Gianni Marchini	



Città Metropolitana
di Genova

Direzione Sviluppo Economico e Sociale

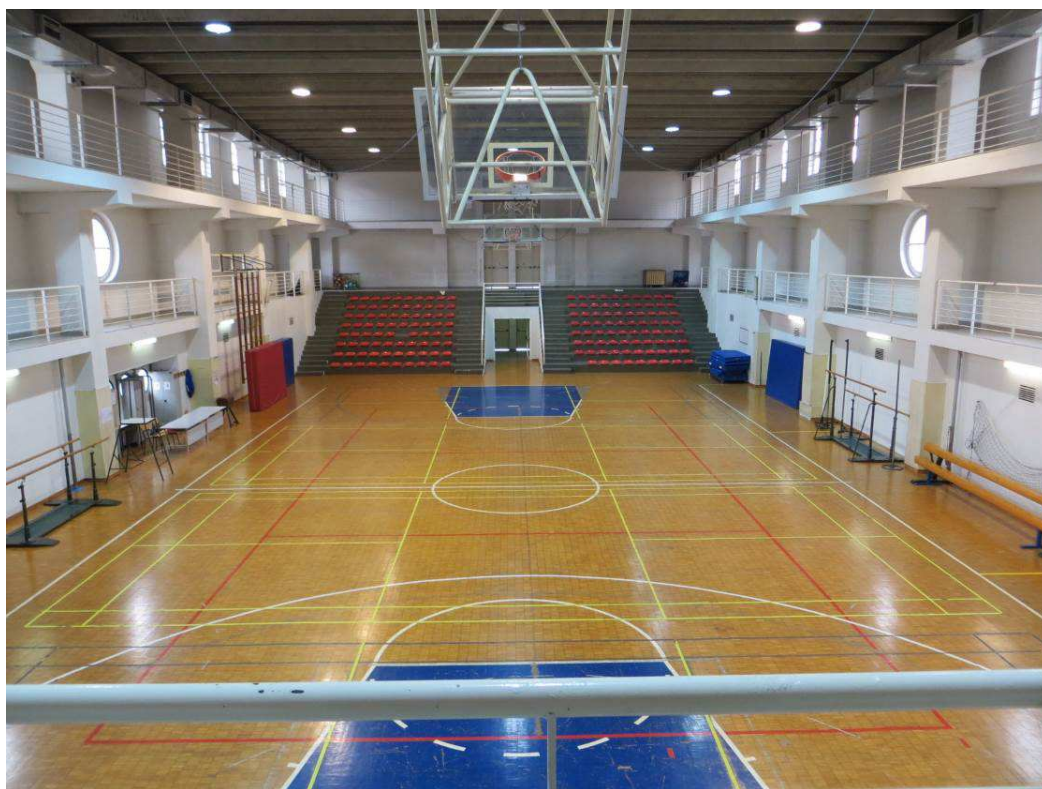
Servizio Edilizia

Oggetto : Commessa **LAS.18.00003**

**Messa a norma impianto sportivo per riqualificazione impiantistico/sportive e
adeguamento alle normative di prevenzione incendi**

Istituto FIRPO-BUONARROTI Via Canevari 47-51 Genova

RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE



SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI E CRITERI DI INTERVENTO	3
2.1	GRADINATE	3
2.2	SCALE DI ACCESSO ALLE GRADINATE.....	3
2.3	CHIUSURA VARCHI SCALE.....	3
3	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI A PROGETTO.....	4
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
5	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	5
5.1	ACCIAIO LAMINATO DA CARPENTERIA METALLICA.....	5
5.2	ACCIAIO COSTITUENTE LA LAMIERA GRECATA.....	5
6	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	6
7	VERIFICA DELLE STRUTTURE	6
7.1	SCALE DI ACCESSO ALLE GRADINATE.....	6
7.2	ADEGUAMENTO DELLE GRADINATE	9
7.3	CHIUSURA VARCHI SCALE.....	14
8	CONCLUSIONI	21

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo è finalizzata a verificare sotto il profilo strutturale gli interventi di adeguamento da realizzare all'interno della struttura scolastica denominata "I.S.S.S. E. Firpo - M. Buonarroti" sito in Via Canevari 51 nel Comune di Genova.-

2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI E CRITERI DI INTERVENTO

Gli interventi a progetto consistono essenzialmente in:

- adeguamento delle gradinate esistenti alle prescrizioni CONI;
- la realizzazione di n. 2 scale in carpenteria metallica di accesso alle gradinate;
- la chiusura di n.2 varchi scala per l'adeguamento alla normativa VVF.

2.1 GRADINATE

Allo stato attuale le gradinate sono interamente realizzate in c.c.a. costituite da una soletta poggianti su travi rampanti facenti parte della struttura portante dell'edificio. La necessità di rettifica delle gradinate ed il contenimento dei nuovi carichi sovrastrutturali derivanti dagli interventi ha indirizzato la progettazione verso una struttura portante in profilati metallici della serie HEA100. Le sedute saranno realizzate in lamiera grecata e successivo getto di completamento in LECA CLS1400 mentre la parte anteriore della gradinata potrà essere realizzata in lamierino preforato collegato direttamente alle strutture metalliche di sostegno delle gradinate.-

Per una maggiore descrizione degli interventi occorre fare riferimento agli elaborati grafici esecutivi di cui la presente relazione è parte integrante.-

2.2 SCALE DI ACCESSO ALLE GRADINATE

Le scale di accesso alle gradinate saranno anch'esse realizzate in carpenteria metallica e posizionate ai margini dell'area destinata alle attività sportive.-

La forma della scala prevede una unica rampa di larghezza pari a 120cm finalizzata a superare un dislivello di circa 88cm con pianerottolo di sbarco quadrato.-

Sotto il profilo costruttivo la scala sarà realizzata in cosciali metallici della serie CNP200 e gradini metallici prefabbricati a piatti metallici. La struttura portante sarà invece realizzata a mezzo di traversi serie IPE200 con colonne metalliche della serie HEA100.-

Per una maggiore descrizione degli interventi occorre fare riferimento agli elaborati grafici esecutivi di cui la presente relazione è parte integrante.-

2.3 CHIUSURA VARCHI SCALE

I varchi per i quali è prevista la chiusura hanno dimensioni pari a 210cm per 190cm. Sotto

il profilo struttura, anche in questo caso, si prevede l'utilizzo di una struttura interamente realizzata in carpenteria metallica e nello specifico da n.2 profili i CNP120 da collegare al solaio esistente e da un profilo in HEA100 da posizionare in corrispondenza della mezzeria con soprastante lamiera grecata e getto di completamento in calcestruzzo tipo LECA CLS1400.-

Anche in quest'ultimo caso per una maggiore descrizione occorre fare riferimento agli elaborati grafici esecutivi di cui la presente relazione è parte integrante.-

3 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI A PROGETTO

Trattandosi di "*Edificio esistente*" la classificazione della tipologia di intervento, ai sensi del D.M. 17/01/18, si classifica come INTERVENTI DI RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE.-

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progettista strutturale delle opere, per i calcoli statici e dinamici ha utilizzato la seguente normative di settore:

- D.M. Infrastrutture Interni e Protezione Civile 17/01/2018 "Aggiornamento della Norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. Infrastrutture Interni e Protezione Civile 14/01/2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008".
- D.G.R. n. 1362 del 19/11/2010 ed Allegato circa la nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria;
- UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo";
- Specifiche normative di settore.

5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Si riportano nel seguito i valori di riferimento dei materiali da adoperare per la realizzazione delle opere ed utilizzati nelle verifiche contenute nella presente relazione.-

5.1 ACCIAIO LAMINATO DA CARPENTERIA METALLICA

Si stabilisce di utilizzare acciaio laminato di qualità S275 JR EN 10027 (EX FE 430 EN 10025) o superiore.-

Tipo nominale di acciaio	Spessore t (mm)			
	$t < 40$ mm		$40 \text{ mm} < t < 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	490

5.2 ACCIAIO COSTITUENTE LA LAMIERA GRECATA

Si prevede l'impiego dell'acciaio del tipo Fe 280G definito dalla norma UNI EN 10147 ed equivalente per le prestazioni meccaniche al tipo Fe 510 prescritto dalle norme UNI CNR 10022, il cui valore della tensione caratteristica allo snervamento si assume pari a $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$.-

Si stabilisce di fare riferimento all'acciaio laminato di qualità S355 JR EN 10027 (EX FE 510 EN 10025).-

Tipo nominale di acciaio	Spessore t (mm)			
	$t < 40$ mm		$40 \text{ mm} < t < 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	490

6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi saranno eseguite con riferimento ai soli SLU ed applicando le Norme Tecniche di cui al D.M. 17/01/2018. Gli obiettivi fondamentali saranno quelli di:

- stabilire se la struttura a seguito degli interventi a progetto è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC;
- determinare l'entità massima delle azioni, nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è in grado di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC.

Ai fini delle verifiche saranno considerate solamente le combinazioni di carico statiche (non sismiche).-

7 VERIFICA DELLE STRUTTURE

7.1 SCALE DI ACCESSO ALLE GRADINATE

Individuata la tipologia degli elementi resistenti definiamo i carichi agenti sulla struttura riferiti a unità di superficie.-

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso grigliato elettroforgiato maglia 15x76 piatto 30x2	30daN/mq
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
<u>TOTALE CARICHI</u>	<u>530daN/mq</u>

Combinando opportunamente le azioni tipo permanente ed accidentali con i coefficienti di combinazione imposti dalla normativa di settore si ottiene che le azioni di calcolo risultano:

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso grigliato elettroforgiato maglia 15x76 piatto 30x2	$1,30 \times 30\text{daN/mq} = 40\text{daN/mq}$
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	$1,50 \times 500\text{daN/mq} = 750\text{daN/mq}$
<u>TOTALE CARICHI</u>	<u>790daN/mq</u>

Per esigenza di sintesi verrà trascurato il calcolo manuale ed analizzata la struttura mediante opportuno elaboratore agli elementi finiti.- La struttura sarà modellata assegnando agli elementi le idonee caratteristiche meccaniche e materiche.-

Si riportano i risultati delle analisi e le relative verifiche di resistenza.-

Dalla elaborazione FEM risultano le seguenti caratteristiche di sollecitazione suddivise per i vari elementi:

COSCIALE IN CNP200

$M_{ED} = 1.003e+04 \text{ daNcm} = 10030 \text{ daNcm}$

$V_{ED} = 475 \text{ daN}$

$N_{ED} = 269 \text{ daN}$

TRAVERSO IN IPE200

$M_{ED} = 9235 \text{ daNcm}$

$V_{ED} = 942 \text{ daN}$

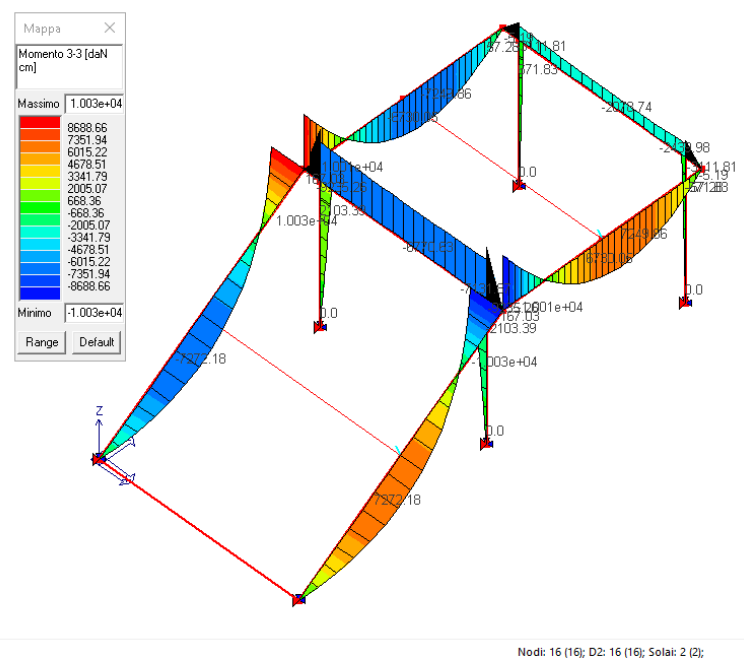
$N_{ED} = 0 \text{ daN}$

COLONNE IN HEA100

$M_{ED} = 210 \text{ daNcm}$

$V_{ED} = 24 \text{ daN}$

$N_{ED} = 975 \text{ daN}$



Eseguiamo adesso le verifiche di resistenza delle membrature.-

CNP200 – classe 1 – $W_{pl}=228\text{cm}^3$

Ai fini delle verifiche si adotta il metodo plastico (cfr. par.4.2.3.2)

la tensione di calcolo vale $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 262\text{N/mm}^2$

il momento resistente vale $M_{Rd} = W_{pl} \times f_{yd} = 597360\text{daNcm}$, quindi:

$$M_{ED} / M_{RD} = 0,02 < 1$$

In termini di resistenza alla flessione retta il momento resistente risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

La resistenza di calcolo a taglio V_{CRd} vale $A_v f_{yd} / 1,73$

Per il profilo in esame $A_v=17,71\text{cm}^2$ e quindi risulta:

$$V_{CRd} = 17,71 \times 2620 / 1,73 = 26821\text{daN}$$

$$V_{ED} / V_{CRD} = 0,02 < 1$$

In termini di resistenza allo sforzo di taglio la resistenza offerta dal doppio profilo risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

Anche sotto il profilo della deformazione la struttura risulta ampiamente sotto i limiti.-

IPE200 – classe 1 – $W_{pl}=220,6\text{cm}^3$

Ai fini delle verifiche si adotta il metodo plastico (cfr. par.4.2.3.2)

la tensione di calcolo vale $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 262\text{N/mm}^2$

il momento resistente vale $M_{Rd} = W_{pl} \times f_{yd} = 577972\text{daNcm}$, quindi:

$$M_{ED} / M_{RD} = 0,02 < 1$$

In termini di resistenza alla flessione retta il momento resistente risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

La resistenza di calcolo a taglio V_{CRd} vale $A_v f_{yd} / 1,73$

Per il profilo in esame $A_v=14\text{cm}^2$ e quindi risulta:

$$V_{CRd} = 14 \times 2620 / 1,73 = 21202\text{daN}$$

$$V_{ED} / V_{CRD} = 0,02 < 1$$

In termini di resistenza allo sforzo di taglio la resistenza offerta dal doppio profilo risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

Anche sotto il profilo della deformazione la struttura risulta ampiamente sotto i limiti.-

HEA100 – classe 1 – $A=21,24\text{cm}^2$

Ai fini delle verifiche si adotta il metodo plastico (cfr. par.4.2.3.2)

la tensione di calcolo vale $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 262\text{N/mm}^2$

il momento resistente vale $N_{Rd} = A \times f_{yd} = 55649\text{daN}$, quindi:

$$N_{ED} / N_{RD} = 0,02 < 1$$

In termini di resistenza alla flessione retta il momento resistente risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

Anche sotto il profilo della deformazione la struttura risulta ampiamente sotto i limiti.-

7.2 ADEGUAMENTO DELLE GRADINATE

Individuata la tipologia degli elementi resistenti definiamo i carichi agenti sulla struttura riferiti a unità di superficie.-

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso proprio lamiera grecata	10daN/mq
Peso getto di completamento in LECA CLS1400	90daN/mq
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
Finitura superiore sedute	50daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
TOTALE CARICHI	650daN/mq

Combinando opportunamente le azioni tipo permanente ed accidentali con i coefficienti di combinazione imposti dalla normativa di settore si ottiene che le azioni di calcolo risultano:

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso proprio lamiera grecata	10daN/mq
Peso getto di completamento in LECA CLS1400	90daN/mq
	1,30 x 100daN/mq = 130daN/mq
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
Finitura superiore sedute	50daN/mq
	1,50 x 50daN/mq = 75daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
	1,50 x 500daN/mq = 750daN/mq
TOTALE CARICHI	955daN/mq

Determiniamo le caratteristiche di sollecitazioni agenti sulle strutture maggiormente sollecitate.-

Eseguiamo la verifica dei traversi nell'ipotesi cautelativa di trave semplicemente appoggiata. La luce massima del traverso è pari a 250cm e la massima area di influenza è pari a $116\text{cm}/2 = 58\text{cm}$. Sotto tali ipotesi il carico agente sul traverso è pari a $955\text{daN/mq} \times 0,56\text{m} = 540\text{daN/m}$.- Applicando le note formule della Scienza delle Costruzioni determiniamo le caratteristiche di sollecitazione.-

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = 422\text{daNm} = 42200\text{daNcm}$$

$$T_{\max} = q L / 2 = 675\text{daNm}$$

Eseguiamo adesso le verifiche di resistenza delle membrature.-

HEA100 – classe 1 – $W_{pl}=83\text{cm}^3$

Ai fini delle verifiche si adotta il metodo plastico (cfr. par.4.2.3.2)

la tensione di calcolo vale $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 262\text{N/mm}^2$

il momento resistente vale $M_{Rd} = W_{pl} \times f_{yd} = 217460 \text{ daNcm}$, quindi:

$$M_{ED} / M_{RD} = 0,20 < 1$$

In termini di resistenza alla flessione retta il momento resistente risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

La resistenza di calcolo a taglio V_{CRd} vale $A_v f_{yd} / 1,73$

Per il profilo in esame $A_v = 7,56 \text{ cm}^2$ e quindi risulta:

$$V_{CRd} = 7,56 \times 2620 / 1,73 = 11450 \text{ daN}$$

$$V_{ED} / V_{CRD} = 0,05 < 1$$

In termini di resistenza allo sforzo di taglio la resistenza offerta dal doppio profilo risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

Determiniamo adesso la freccia massima in SLE rare.-

Facendo riferimento agli schemi sopra riportati risulta che la freccia massima è pari a 0,25cm che corrisponde a $L/990$ mentre sotto carichi accidentali la freccia massima risulta pari a 0,20cm che corrisponde a $L/1286$. Anche a deformabilità la struttura è verificata.-

Verifichiamo adesso il massimo sforzo verticale agente sulle colonne metalliche. A tal fine, data la limitata lunghezza libera, sarà trascurato il carico critico euleriano.-

La massima area di influenza delle colonne metalliche è pari a $0,68 \text{ m} \times 2,50 \text{ m} = 1,70 \text{ m}^2$ e conseguentemente la massima azione verticale è pari a 1623daN.-

Risulta quindi che la resistenza a compressione del profilo è pari a $21,24 \text{ cm}^2 \times 2620 \text{ daN/cm}^2 = 55650 \text{ daN}$. Quindi anche trascurando il peso proprio della colonna metallica la resistenza offerta dal profilo risulta abbondantemente sufficiente a sopportare il carico agente.-

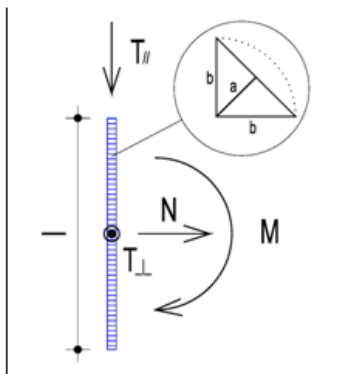
Per quanto riguarda la pressione di contatto tra la base delle colonne metalliche e la struttura in c.c.a. esistente risulta una tensione pari a $7,21 \text{ daN/cm}^2$, abbondantemente inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo esistente.-

Determiniamo adesso la resistenza dei cordoni di saldatura per il collegamento dei profili metallici. In via del tutto cautelativa verranno unicamente considerati i cordoni d'anima.-

Il massimo taglio agente sul profilo è pari a 675daN.-

Sollecitazioni	
N (N)	0
T (N)	6750
T _⊥ (N)	0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	5
l (mm)	70
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

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

β _w	0.85
f _{w,d} (N/mm ²)	233.657
F _T (N/mm)	48.214
F _{T⊥} (N/mm)	0.000

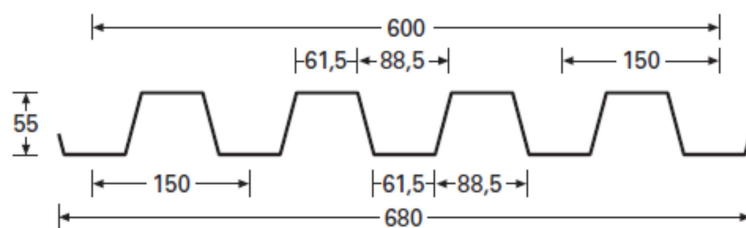
F _{T TOT} (N/mm)	48.214
F _{⊥ N} (N/mm)	0.000
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.000

F _{w,Ed} (N/mm)	48.214
F _{w,Rd} (N/mm)	826.102

S/R	OK
0.058	

Verifichiamo adesso la lamiera grecata.-

Si adotta una lamiera di tipo HI-BOND TIPO A 55/P600 con spessore 6/10, caratteristiche geometriche di figura e snervamento $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$. La lamiera è da considerare in semplice appoggio con luce massima pari a 1.10 m.-



La verifica della lamiera grecata è stata svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

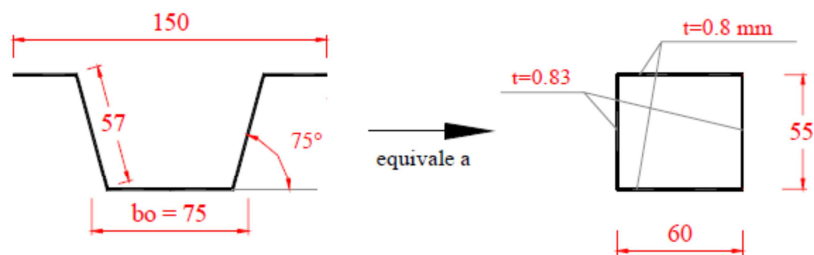
Sotto tali ipotesi le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$M_{ed} = 144 \text{ daNm} = 1,44 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 525 \text{ daN} = 5,25 \text{ KN}$$

La generica nervatura di larghezza pari a 150 mm può essere assimilata ad una sezione scatolare con spessore delle anime pari a $t = 0,80 / \sin 75^\circ = 0,83 \text{ mm}$ come riportato nella figura

seguente:



Determiniamo le caratteristiche statiche. Si ha dunque:

$$A_1 = 2 \times (60 \times 0,80 + 55 \times 0,83) = 187 \text{ mm}^2$$

$$I_1 = 2 \times (60 \times 0,80 \times 27,5^2 + 1/12 \times 0,83 \times 55^3) = 95615 \text{ mm}^4$$

$$W_1 = 95615 / 27,5 = 3476 \text{ mm}^3$$

Per metro di lamiera si hanno le seguenti proprietà della sezione lorda della lamiera grecata:

$$A = A_1 \times 1000 / 150 = 1247 \text{ mm}^2$$

$$I = 637433 \text{ mm}^4$$

$$W = 23173 \text{ mm}^3$$

Verifichiamo adesso la struttura.-

Trattandosi di sezione di classe 4, le verifiche allo SLU vanno eseguite sulla sezione efficace.-

Per la flangia compressa si ha:

Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)	Larghezza efficace b_{eff}				
	<p>$\psi = +1$:</p> $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$ <table border="1"> <tr> <td>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$</td><td>+ 1</td></tr> <tr> <td>Coefficiente di imbozzamento k_σ</td><td>4,0</td></tr> </table>	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+ 1	Coefficiente di imbozzamento k_σ	4,0
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+ 1				
Coefficiente di imbozzamento k_σ	4,0				

$$\psi = 1$$

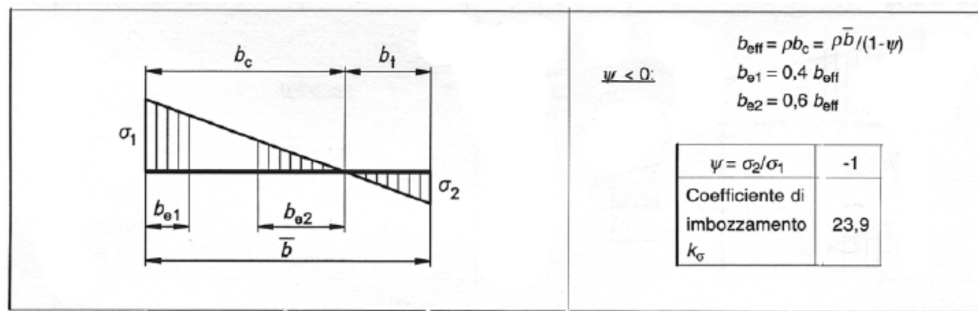
$$k_\sigma = 4.0$$

$$\lambda_p = 1.54$$

$$\rho = 0.56$$

$$b_{eff} = 34 \text{ mm}$$

Per le anime (da considerare con spessore 0.80 e lunghezza 57mm si ha:



$$\psi = -1$$

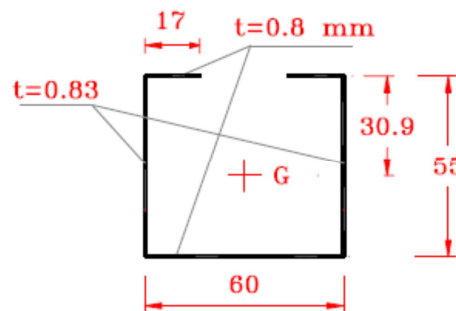
$$k_G = 23.9$$

$$\lambda_p = 1.54$$

$$\rho = 0.599 < 0.673 = 1$$

$$b_{eff} = 57 \text{ mm}$$

La sezione efficace è quindi assimilabile a quella riportata nella figura sottostante e si ha per ogni nervatura:



$$A_{1,eff} = 164 \text{ mm}^2$$

$$I_{1,eff} = 74357 \text{ mm}^4$$

$$W_{1,inf} = 3091 \text{ mm}^3$$

$$W_{1,sup} = 2403 \text{ mm}^3$$

$$y_{G,sup} = 30.9 \text{ mm}$$

e per metro di larghezza:

$$W_{eff} = W_{sup} = 2403 \times 1000 / 150 = 16020 \text{ mm}^3/\text{m}$$

Il momento resistente è pertanto:

$$M_{rd} = W_{eff} \times f_y / \gamma_{M0} = 16020 \times 320 / 1.1 \times 10^{-6} = 4.66 \text{ kNm} > M_{ed}$$

Eseguiamo adesso la verifica a taglio.-

Come abbiamo visto il taglio massimo in SLU è pari a 5,25 kN.

Affidiamo il taglio alle anime, come in una trave a doppio T. In un metro di larghezza si hanno 13.3 anime. Le anime sono inclinate e quindi il taglio andrebbe scomposto nelle loro direzioni. In modo equivalente si può considerare la proiezione verticale delle anime:

Area di taglio: $A_v = 13.3 \times 55 \times 0.80 = 585 \text{ mm}^2$

Determiniamo quindi il taglio resistente.-

$$V_{pl,rd} = 585 \times 185 / 1.1 \times 10^{-3} = 98.4 \text{ kN} \gg V_{ed}$$

Eseguiamo anche la verifica di resistenza all'instabilità per taglio essendo:

$$d/t_w = 57/0.8 = 71 > 69 \text{ e } = 59.$$

Dato il valore elevato di $V_{pl,rd}$ la verifica è superflua.-

Le rimanenti verifiche da eseguire sul resto delle membrature seguono quelle sopra riportate e per tale ragione sono da ritenersi soddisfatte in quanto le sollecitazioni agenti sulle membrature risultano abbondantemente inferiori a quelle riportate nelle verifiche precedenti.-

In merito alla compatibilità della struttura esistente il limitato incremento dei carichi derivante dalla struttura metallica è pari a 150daN/mq e quindi tale da non pregiudicare la stabilità della struttura costituente le gradinate esistenti.-

7.3 CHIUSURA VARCHI SCALE

Individuata la tipologia degli elementi resistenti definiamo i carichi agenti sulla struttura riferiti a unità di superficie.-

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso proprio lamiera grecata	10daN/mq
Peso getto di completamento in LECA CLS1400	120daN/mq
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
Pavimentazione e sottofondo	100daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
TOTALE CARICHI	730daN/mq

Combinando opportunamente le azioni tipo permanente ed accidentali con i coefficienti di combinazione imposti dalla normativa di settore si ottiene che le azioni di calcolo risultano:

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso proprio lamiera grecata	10daN/mq
Peso getto di completamento in LECA CLS1400	90daN/mq
	$1,30 \times 130 \text{ daN/mq} = 170 \text{ daN/mq}$
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
Pavimentazione e sottofondo	100daN/mq
	$1,50 \times 100 \text{ daN/mq} = 150 \text{ daN/mq}$
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
	$1,50 \times 500 \text{ daN/mq} = 750 \text{ daN/mq}$
TOTALE CARICHI	1070daN/mq

Determiniamo le caratteristiche di sollecitazioni agenti sulle strutture maggiormente sollecitate.-

Eseguiamo la verifica della struttura principale di appoggio costituita dal profilo in HEA120 dal nell'ipotesi cautelativa di trave semplicemente appoggiata. La luce massima della membratura è pari a 210cm e la area di influenza è pari a 95cm. Sotto tali ipotesi il carico agente sul traverso è pari a $1070\text{daN/mq} \times 0,95\text{m} = 1020\text{daN/m}$.- Applicando le note formule della Scienza delle Costruzioni determiniamo le caratteristiche di sollecitazione.-

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = 562\text{daNm} = 56200\text{daNcm}$$

$$T_{\max} = q L / 2 = 1071\text{daNm}$$

Eseguiamo adesso le verifiche di resistenza delle membrature.-

$$\text{HA100} - \text{classe 1} - W_{\text{pl}}=83\text{cm}^3$$

Ai fini delle verifiche si adotta il metodo plastico (cfr. par.4.2.3.2)

$$\text{la tensione di calcolo vale } f_{\text{yd}} = f_{\text{yk}} / \gamma_{\text{M0}} = 275 / 1,05 = 262\text{N/mm}^2$$

$$\text{il momento resistente vale } M_{\text{Rd}} = W_{\text{pl}} \times f_{\text{yd}} = 217460\text{daNcm, quindi:}$$

$$M_{\text{ED}} / M_{\text{RD}} = 0,25 < 1$$

In termini di resistenza alla flessione retta il momento resistente risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

$$\text{La resistenza di calcolo a taglio } V_{\text{CRd}} \text{ vale } A_v f_{\text{yd}} / 1,73$$

Per il profilo in esame $A_v=7,56\text{cm}^2$ e quindi risulta:

$$V_{\text{CRd}} = 7,56 \times 2620 / 1,73 = 11450\text{daN}$$

$$V_{\text{ED}} / V_{\text{CRD}} = 0,09 < 1$$

In termini di resistenza allo sforzo di taglio la resistenza offerta dal doppio profilo risulta più che sufficiente a garantire ampi margini di sicurezza alla struttura in opera.-

Determiniamo adesso la freccia massima in SLE rare.-

Facendo riferimento agli schemi sopra riportati risulta che la freccia massima è pari a 0,25cm che corrisponde a $L/833$ mentre sotto carichi accidentali la freccia massima risulta pari a 0,17cm che corrisponde a $L/1216$.-

Anche a deformabilità la struttura è verificata.-

Verifichiamo adesso il nodo di collegamento tra il profilo in HEA100 ed il solaio esistente.-

Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{\text{M0}} = 1.05$$

$$\gamma_{\text{M1}} = 1.10$$

$$\gamma_{\text{M2}} = 1.25$$

Tipo di profilo: HEA 100

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{\text{ov}} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 148.4 x 152.4 x 8.0 mm

Bullonature:

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

Diametro $\varnothing = 10 \text{ mm}$ $A_{res} = 58.9 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 11 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 4 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
3.1	3407.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.2	10889.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.3	2268.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.4	9749.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 33929.2 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 88185.8 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	10633.8	10633.8
2	10633.8	10633.8
3	10633.8	10633.8
4	10633.8	10633.8

Legenda

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

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

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 22619.5 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bf,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	18273.3	18273.3	18273.3	18273.3
2	18273.3	18273.3	18273.3	18273.3
3	18273.3	18273.3	18273.3	18273.3
4	18273.3	18273.3	18273.3	18273.3

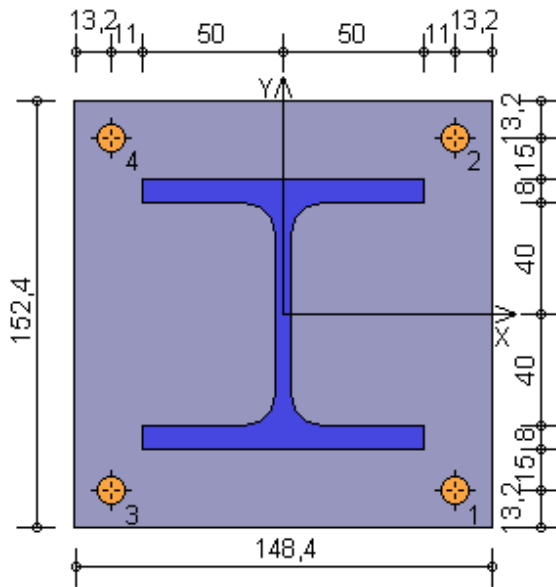
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 3, CMB n. 2)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	61.00	-63.00	2722.3	18273.3	0.0	10633.8	0.148974	Ok
2	61.00	63.00	2722.3	18273.3	0.0	10633.8	0.148974	Ok
3	-61.00	-63.00	2722.3	18273.3	0.0	10633.8	0.148974	Ok
4	-61.00	63.00	2722.3	18273.3	0.0	10633.8	0.148974	Ok

2-Trazione (Elemento non caricato)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	61.00	-63.00	0.0	10633.8	0.000000	Ok
2	61.00	63.00	0.0	10633.8	0.000000	Ok
3	-61.00	-63.00	0.0	10633.8	0.000000	Ok
4	-61.00	63.00	0.0	10633.8	0.000000	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

VER $\rightarrow FV_1 \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 2.828$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm^2 .

Verifica formula (4.2.78) (Nodo n. 3, CMB n. 2)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Ala inferiore esterno	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala inferiore interno lato destro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Anima lato destro	0.00	0.00	34.37	34.37	Ok
Anima lato sinistro	0.00	0.00	34.37	34.37	Ok
Ala superiore interno lato destro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok

Ala superiore interno lato sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala superiore esterno	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
<u>Verifica formula (4.2.79) (Elemento non caricato)</u>					
Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER_2
Ala inferiore esterno	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala inferiore interno lato destro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Anima lato destro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Anima lato sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala superiore interno lato destro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok
Ala superiore esterno	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok

Legenda

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

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

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

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

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

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della trave

Le zone superiore ed inferiore della piastra non sono sollecitate a compressione

Sezione parallela a Y a filo della trave

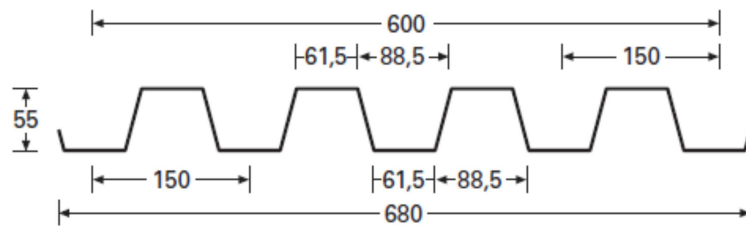
Le zone laterali della piastra non sono sollecitate a compressione

Verifichiamo adesso il collegamento tra i profili CNP120 ed il solaio esistente. Facendo riferimento ai calcoli precedentemente risulta che la massima reazione di appoggio agente sul profilo è pari a $1070 \text{ daN/mq} \times 0,95 \text{ m} / 2 = 510 \text{ daN/m}$.-

Considerando di unire il profilo con una barra filettata diametro 10mm da inghisare nel solaio esistente ogni 33cm risulta che sulla singola barra agisce uno sforzo tagliante pari a $510 \text{ daN} / 3 = 170 \text{ daN}$. In considerazione che la resistenza della singola barra è pari a 2260daN la verifica è da ritenersi soddisfatta.-

Verifichiamo adesso la lamiera grecata.-

Si adotta una lamiera di tipo HI-BOND TIPO A 55/P600 con spessore 6/10, caratteristiche geometriche di figura e snervamento $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$. La lamiera è da considerare in semplice appoggio con luce massima pari a 1.10 m.-



La verifica della lamiera grecata è stata svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

Sotto tali ipotesi le caratteristiche di sollecitazione valgono:

$$M_{ed} = 134 \text{ daNm} = 1,34 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 535 \text{ daN} = 5,35 \text{ KN}$$

Facendo riferimento ai calcoli di verifica eseguiti precedentemente risulta che la resistenza della lamiera grecata è pari a:

$$M_{rd} = 4,66 \text{ KNm} > M_{ed}$$

$$V_{pl,rd} = 98,4 \text{ KN} \gg V_{ed}$$

Determiniamo adesso la compatibilità della chiusura dei varchi esistenti in relazione alle strutture portanti di ambito costituite dalle travi a spessore.-

Eseguiamo l'analisi dei carichi riferita al solaio esistente.-

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso solaio in getto pieno spessore 25cm	625daN/mq
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
Pavimentazione e sottofondo	100daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
TOTALE CARICHI	1300daN/mq

Combinando opportunamente le azioni tipo permanente ed accidentali con i coefficienti di combinazione imposti dalla normativa di settore si ottiene che le azioni di calcolo risultano:

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE	
Peso solaio in getto pieno spessore 25cm	625daN/mq
	1,30 x 700daN/mq = 815daN/mq
CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE	
Pavimentazione e sottofondo	100daN/mq
	1,50 x 100daN/mq = 150daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	
Accidentale variabile (cat. C4)	500daN/mq
	1,50 x 500daN/mq = 750daN/mq
TOTALE CARICHI	1715daN/mq

Determiniamo adesso le caratteristiche di sollecitazione in considerazione dei 3 schemi statici di cui la struttura si compone. La luce netta delle travi è pari a 6,70m.-

TRAVE PARZIALMENTE INCASTRATA CON CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO

Trattasi della porzione di trave di bordo.-

$$M_{ed1} = 10906 \text{ daNm} = 109 \text{ KNm}$$

$$V_{ed1} = 9767 \text{ daN} = 97,7 \text{ KN}$$

TRAVE PARZIALMENTE INCASTRATA CON CARICHI RIPARTITI SIMMETRICI

Trattasi delle porzioni di ambito di scarico provenienti dalla chiusura dei solaio agenti sulle travi in spessore.-

$$M_{ed2} = 1644 \text{ daNm} = 16,5 \text{ KNm}$$

$$V_{ed2} = 2134 \text{ daN} = 21,3 \text{ KN}$$

TRAVE PARZIALMENTE INCASTRATA CON CARICHI UNIFORME IN ZONA CENTRALE

Trattasi della porzione di ambito di scarico proveniente dal ballatoio presente tra le due scale ed agenti sulle travi in spessore.-

$$M_{ed3} = 2688 \text{ daNm} = 26,9 \text{ KNm}$$

$$V_{ed3} = 2494 \text{ daN} = 25 \text{ KN}$$

Applicando il principio di sovrapposizione degli effetti risultano le seguenti caratteristiche di sollecitazione totali.-

$$M_{TOT} = 152,4 \text{ KNm}$$

$$V_{TOT} = 144 \text{ KN}$$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The 'Materiali' section is highlighted, showing properties for FeB44k and C25/30. The 'Sezione' section shows a rectangular section with dimensions b=170 cm, h=25 cm, and d=20 cm. The 'Sollecitazioni' section shows the applied moment M_{Ed} = 152,4 kNm and shear force V_{Ed} = 144 kN. The 'Metodo di calcolo' section shows the S.L.U. method selected. The 'Tipo flessione' section shows the 'Retta' method selected. The 'Calcolo MRd' section shows the calculated moment resistance M_{Rd} = 164,1 kNm, which is greater than the applied moment M_{Ed} = 152,4 kNm, indicating that the section is verified.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm²]	d [cm]
1	170	25	1	28,27	20
			2	22,12	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 152,4 kNm
V_{Ed} 144 kN

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali
FeB44k C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 409,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 201.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
ε_{syd} 2,037 ‰ ε_{c,adm} 9,75 ‰
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
τ_{c1} 1,829 ‰

Sezione
Tipo Sezione: Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
b 170 cm h 25 cm d 20 cm

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Calcolo MRd
M_{Ed} -164,1 kNm
M_{Rd} 164,1 kNm
N° rett. 100
L_o 0 cm Col. modello

Come si evince dal calcolo la sezione offre un momento resistente pari a 164KNm che risulta superiore al momento agente. La struttura è verificata.-

Effettuiamo la verifica a taglio in considerazione di sezione priva di armature specifiche. Si sottolinea con in corrispondenza dell'appoggio la trave possiede una armatura di appoggio pari a 4 ferri diametro 24mm.-

V_{Ed}	[kN]	144.00			
N_{Ed}	[kN]	0.00			
$V_{Rd} = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \alpha_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \alpha_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
b_w	[cm]	165.00			
d	[cm]	20			
A_s	[cm ²]	18.1			
A_c	[cm ²]	3,300.00			
classe calcestruzzo		c25/30	f_{ck}	[N/mm ²]	24.90
γ_c		1.50	f_{cd}	[N/mm ²]	14.11
$\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) \leq 0,02$					
		0.0055			
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$					
		2.00			
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$					
		0.49		1630.147	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}$					
	[N/mm ²]	0.00			
V_{Rd}	[kN]	189.31			
$V_{Rd} / V_{Ed} > 1 : \text{verifica soddisfatta}$					

Come si evince il taglio resistente è pari a 189kN e per tale ragione anche a taglio la struttura è verificata.-

8 CONCLUSIONI

Le verifiche di sicurezza risultano ampiamente soddisfatte in quanto la resistenza offerta dalle membrature e dai collegamenti risultano ampiamente superiori alle azioni e sollecitazioni agenti.-

Per una maggiore descrizione degli interventi occorre fare riferimento agli elaborati grafici esecutivi di cui la presente relazione è parte integrante.-

Quanto sopra ad esaurimento dell'incarico ricevuto e confermando la massima disponibilità per eventuali chiarimenti e/o integrazioni.-

Chiavari, li settembre 2018.

Il tecnico incaricato