Università degli Studi di Roma Tre

Facoltà di Architettura

Laboratorio di Costruzioni dell'Architettura 2

Prof. Camillo Nuti
Ing. Tommaso Albanesi
Ing. Fabrizio Paolacci

Progetto di una passerella in acciaio

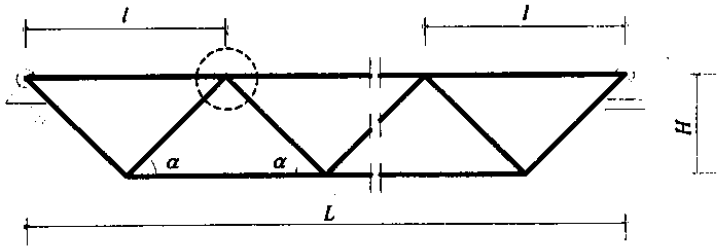
Studenti: Emiliano Ricotta
Alexandros Theocharopoulos

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ROMA TRE FACOLTA' DI ARCHITETTURA	*LABORATORIO DI COSTRUZIONI DELL'ARCHITETTURA 2*
	Prof. Camillo Nuti Ing. Tommaso Albanesi Ing. Fabrizio Paolacci

Passerella pedonale in acciaio con travi principali di tipo reticolare ed impalcato realizzato con lamiera grecata e soletta in cemento armato.

1. Progettare e verificare le membrature costituenti le travi principali
2. Progettare e verificare il nodo interno bullonato indicato in figura
3. Progettare e verificare i traversi

modello geometrico delle travi principali



Dati progettuali

geometria

- luce travi principali: $L = \begin{cases} 10.00\,m & gruppi\ 1 \div 15 \\ 15.00\,m & gruppi\ 16 \div 30 \\ 20.00\,m & gruppi\ 31 \div 50 \end{cases}$
- altezza travi principali (H) a scelta in modo che $\frac{H}{L} = \frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$
- interasse travi principali: B=2.00 m
- inclinazione delle aste diagonali: $\alpha = 45°$
- interasse traversi: l

materiali

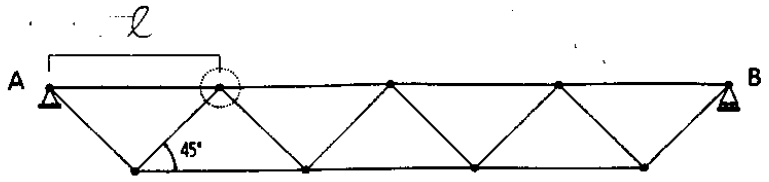
- acciaio da carpenteria Fe360
- bulloni normali classe 5.6

carichi mobili

- $q_{1e}+q_2$=4.00+1.60=5.60 kNm^{-2} (ponte di 3ª categoria)

Studenti: EMILIANO RICOTTA ALEXANDROS THEOCHAROPOULOS	Gruppo: 37
SCHEMA ELABORATO PROGETTUALE STRUTTURA IN ACCIAIO	

MODELLO GEOMETRICO DELLE TRAVI PRINCIPALI



DATI DI PROGETTO

geometria

luce travi principali L = 20,00 m

Per determinare l'altezza delle travi principali si sceglie 1/8 = H /L da cui H = L/8 = 20 m/8 = 2,50 m, ovvero:

altezza travi principali H = 2,50 m
interasse travi principali B = 2,0 m
inclinazione delle aste diagonali α = 45°
interasse traversi l = 5,0 m

materiali

acciaio da carpenteria Fe 360
bulloni normali Classe 5.6

modello delle azioni

solaio Tipo C3
carichi mobili q + Dq = 4,00 + 1,60 = 5,60 kN / m² (ponte di 3ª categoria)

parametri materiali

parametri Fe360 :
Tensione ammissibile $\sigma_{amm} = 1600\, kg / cm^2$

Modulo elastico	$E_a = 2100000\ kg/cm^2 = 21.000\ kN/cm^2$
Tensione tangenziale ammissibile	$\tau_{amm} = 920\ kg/cm^2$
Tensione di snervamento	$f_{y_k} = 2350\ kg/cm^2 = 23,5\ kN/cm^2$
Tensione di rottura	$f_t = 3600\ kg/cm^2$

parametri bulloni classe 5,6 :

Tensione ammissibile a trazione	$\sigma_{b,amm} = 2000\ kg/cm^2$
Tensione ammissibile tangenziale	$\tau_{b,amm} = 1410\ kg/cm^2$

ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI DEL SOLAIO IN LAMIERA GRECATA

ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI E D'ESERCIZIO

carichi permanenti

peso proprio acciaio : P.P.a = 0,4 kN / m²
peso permanente solaio : P.P.s = 4,05 kN / m²

area d'influenza dei carichi dei nodi estremi (0 , 0) :
A_0 = (B x 0,5) x (l x 0,5) = (2 x 0,5) x (5 x 0,5) = 2,5 m^2

area d'influenza dei carichi dei nodi interni (1, 1, 1) :
A_1 = (B x 0,5) x (l x 1,0) = 5 m²

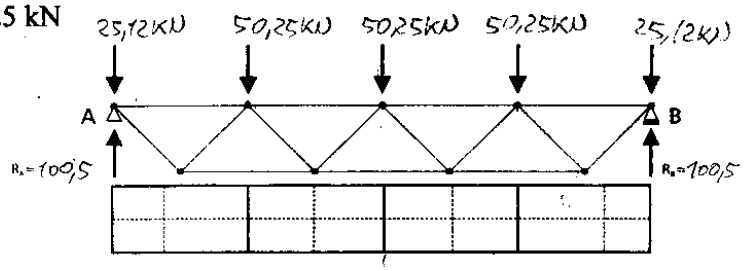
Fg_0 = (P.P.a + P.P.s) x A_0 = (0,4 + 4,05) x 2,5 = 11,12 kN
Fg_1 = (P.P.a + P.P.s) x A_1 = (0,4 + 4,05) x 5 = 22,25 kN

carichi d'esercizio

q = 4 kN / m^2 locali suscettibili di grande affollamento
Dq = 1,60 kN / m^2 carico da neve al suolo
q_{tot} = q + Dq = 5,60 kN / m^2
Fq_0 = q_{tot} x A_0 = 5,60 x 2,5 = 14 kN
Fq_1 = q_{tot} x A_1 = 5,60 x 5,0 = 28 kN

combinazioni dei carichi

$Fg_0 + Fq_0$ = 11,12 + 14 = 25,12 kN
$Fg_1 + Fq_1$ = 22,25 + 28 = 50,25 kN



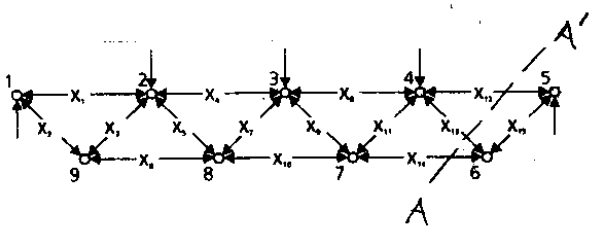
reazioni vincolari esterne

$\sum$ Fy = Ra + Rb - 201 = 0

Ra + Rb = 201 kN
Ra = Rb = 100,5 kN

DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI NORMALI NELLE ASTE

I nodi più sollecitati sono il 2,3,4.



calcolo manuale

Metodo dei nodi:

nodo 1

$\sum Fx = 0$ $\quad$ x1 + x2 x cos 45° = 0

$\sum Fy = 0$ $\quad$ 25,125 = 100,5 + x2 x sen 45°

x2 = (25,125 - 100,5) / 0,707 = - 106,61 kN
x1 = 106,612 x cos 45° = 75,39 kN

nodo 9

$\sum Fx = 0$ $\quad$ x6 + x3 x sen 45° + 106,612 x cos 45° = 0

$\sum Fy = 0$ $\quad$ x3 x cos 45° = 106,612 x sen 45°

x3 = 106,63 kN
x6 = -75,386 - (106,628 x sen 45°) = -150,78 kN

nodo 2

$\sum Fx = 0$ $\quad$ 75,386 + 106,628 x cos 45° = x4 + x5 x cos 45°

$\sum Fy = 0$ $\quad$ 50,25 = 106,628 x sen 45° + x5 x sen 45°

x4 = 175,92 kN
x5 = -35,56 kN

nodo 8

$\sum Fx = 0$ 150,78 + x10 + 35,563 x cos 45° + x7 x sen 45° = 0

$\sum Fy = 0$ 35,563 x sen 45° = x7 x cos 45°

x7 = 35,56 kN
x10 = -201,07 kN

nodo 3

$\sum Fx = 0$ 175,92 + 35,563 x sen 45° = x8 + x9 x sen 45°

$\sum Fy = 0$ 50,25 = 35,563 x cos 45° + x9 x cos 45°

x9 = 35,5 kN
x8 = 175,96 kN

nodo 4

$\sum Fx = 0$ 175,96 + x11 x cos 45° = 75,386 + 106,628 x cos 45°

$\sum Fy = 0$ x11 x sen 45° + 106,628 x sen 45° = 50,25

x11 = - 35,56 kN

Metodo delle sezioni di Ritter :

sezione A-A'

momenti rispetto al nodo 6 :
M(x12) = x12 x 2,5 kN m
M(100,5) = 100,5 x 2,5 = 251,25 kN m
M(25,125) = 25,125 x 2,5 = 62,812 kN m

$\sum M = 0$ 2,5 x x12 + 62,812 = 251,25

x12 = 75,37 kN

momenti rispetto al nodo 4 :
M(x14) = x14 x 2,5 kN m
M(25,125) = 25,125 x 5 = 125,625 kN m
M(100,5) = 100,5 x 5 = 50,25 kN m

$\sum M = 0$ $\quad$ x14 x 2,5 + 50,25 = 125,625

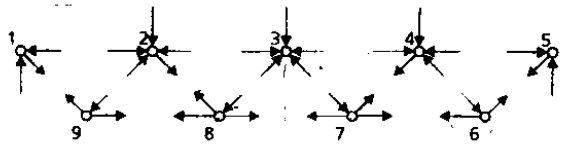
x14 = -150,75 kN

ora trovo x13

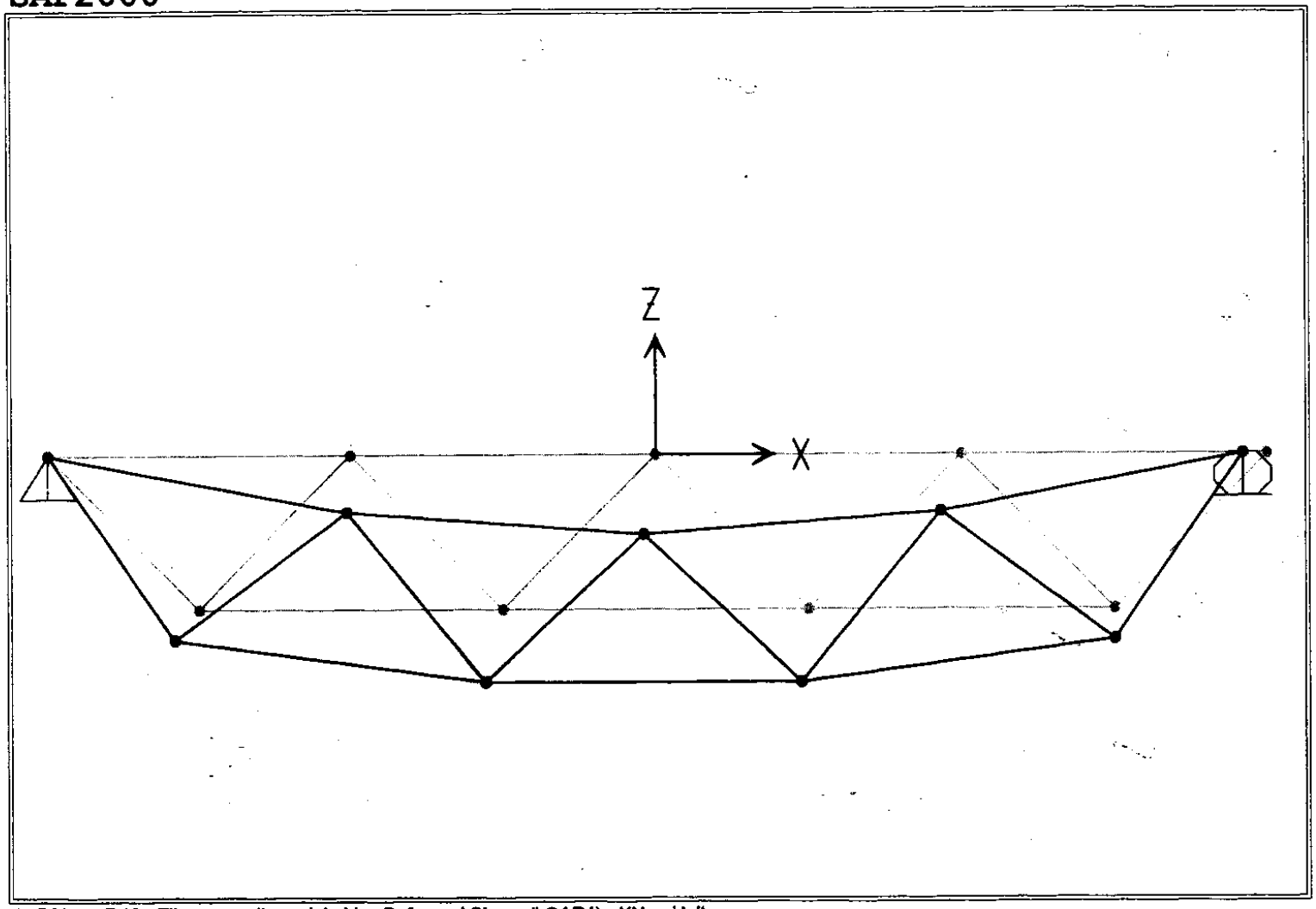
$\sum fy = 0$ $\quad$ 100,5 = x13 x cos 45 + 25,125

x13 = 106,61 kN

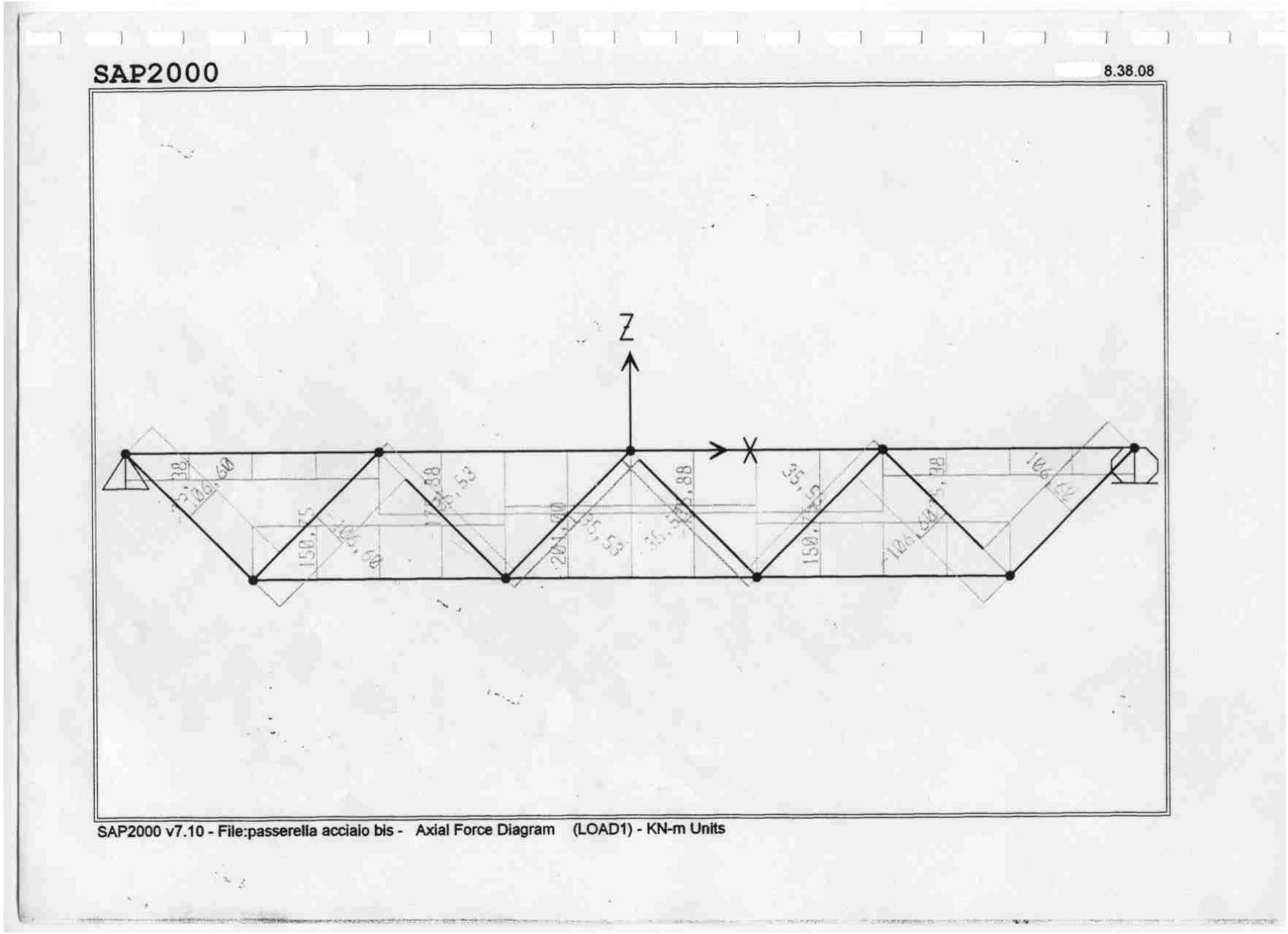
Le aste maggiormente compresse sono la 2-3 e la 3-4
L'asta maggiormente tesa è la 7-8
Le aste diagonali maggiormente compresse sono la 2-9 e la 4-6
Le aste diagonali maggiormente tese sono la 1-9 e la 5-6
Nelle pagine che seguono sono raffigurati i valori di sollecitazione calcolati al SAP 2000, cioè i valori effettivi che sono stati utilizzati per il progetto.



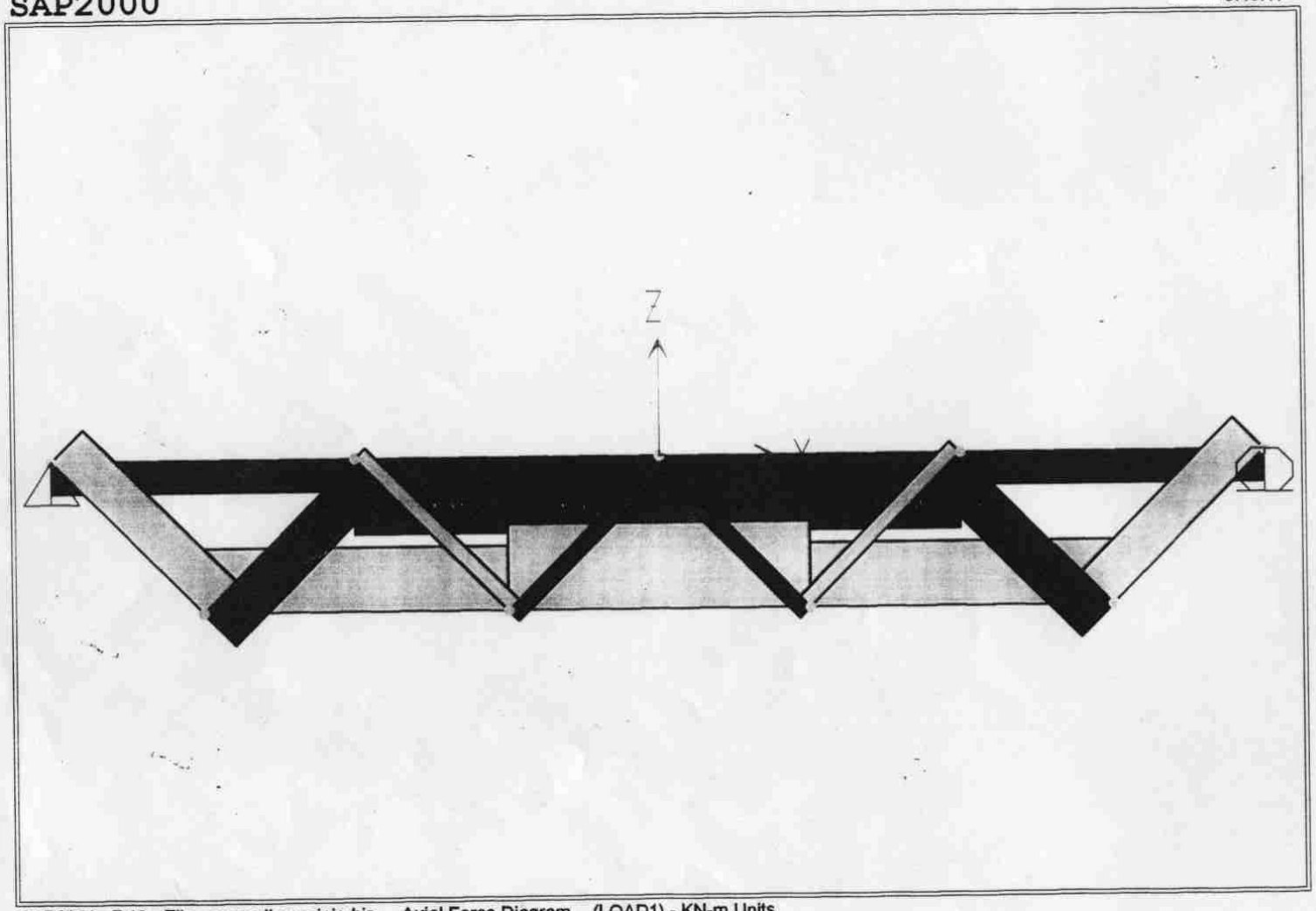
SAP2000 8.47.37



SAP2000 v7.10 - File:passerella acciaio bis - Deformed Shape (LOAD1) - KN-m Units


SAP2000
8.38.08
Z
X
SAP2000 v7.10 - File:passerella acciaio bis - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN-m Units

SAP2000 8.40.17



SAP2000 v7.10 - File:passerella acciaio bis - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN-m Units

ANALISI DEL CORRENTE COMPRESSO

Le aste più sollecitate del corrente compresso sono l'asta 2-3 e l'asta 3-4 con N = -175,88 kN

MPa ⟶ KN/cm² DIVIDO PER 10

KN/cm² ⟶ MPa MOLTIPLICO PER 10

progetto

L'area necessaria è

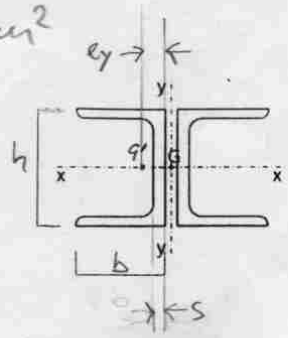
$$A_{tot} \geq N / \sigma_{amm} \cdot \omega = 175{,}88 / 16 \; x \; 2{,}01 = 22{,}095 \; cm^2$$

dove $\sigma_{amm} = 160 \; MPa = 16 \; kN/cm^2$ e il ω è stato scelto in base ad una snellezza λ = 100 dalla tabella 7-IIc della normativa CNR per acciaio Fe360.

Avendo deciso di utilizzare due profili accoppiati, l'area per il singolo profilo dovrà valere al minimo A = 11,047 cm².
Sono stati scelti due profilati accoppiati UPN 160 con Atot = 48 cm², dopo aver verificato che profili di dimensioni inferiori non vanno bene.

Caratteristiche del singolo profilato: A=24 cm²

h = 160 mm = 16 cm
b = 65 mm = 6,5 cm
s = 7,5 mm = 0,75 cm
J'x = 925 cm⁴
J'y = 85,1 cm⁴
I'x = 6,21 cm
I'y = 1,88 cm
ey = 1,84 cm



Caratteristiche dei due profilati accoppiati:

Atot = 48 cm²
Jx = 1850 cm⁴
Jy = 2 x [85,1 + 24 x (2,59)²] = 492,18 cm⁴

$\overline{G'G} = e_y + \frac{1}{2}$ fazzoletto = = 1,84 + 0,75 = 2,59 cm

$$Ix = \sqrt{\frac{J_x}{A_{tot}}} = \sqrt{\frac{1850}{48}} = 6{,}208 \text{ cm}$$

$$Iy = \sqrt{\frac{J_y}{A_{tot}}} = \sqrt{\frac{492{,}18}{48}} = 3{,}20 \text{ cm}$$

Emiliano Ricotta - http://web.tiscali.it/emilianoricotta/

verifica di stabilità

perpendicolare
⊥ strutture

snellezza nel piano X-Z :

l = 5,00 m

$$\lambda_y = \frac{l}{I_y} = \frac{500}{3{,}20} = 156{,}25$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{I_{min}} = \frac{50}{1{,}88} = 26{,}59$$

dove l_0 è l'interasse dei calastrelli calcolato come da NI : $l_0 \leq 50 \cdot I_{min}$, in cui I_{min} è il giratore d'inerzia minimo del singolo profilato. Nel nostro caso è $l_0 \leq 94\ cm$ e si è scelto $l_0 = 50\ cm$ di interasse calastrelli ovvero 8 calastrelli per asta orizzontale da 5,00 m.

$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = 158{,}49$ che corrisponde a $\omega = 3{,}79$

snellezza piano Y-Z : (piano strutture)

$\lambda_x = \frac{l}{I_x} = \frac{500}{6{,}208} = 80{,}54$ che corrisponde a $\omega = 1{,}72$

Quindi il σ_c è, secondo il metodo omega,

$$\sigma_c = \omega_{max} \frac{N}{A_{tot}} = 3{,}79 \frac{175{,}88}{48} = 138{,}87\ MPa < \sigma_{amm} = 160\ MPa$$

Per il corrente superiore è stata assunta definitivamente la scelta dei due profilati accoppiati UPN 160.

ANALISI DEL CORRENTE TESO

L'asta più sollecitata del corrente teso è l'asta 7-8
con N = 201,00 kN

progetto

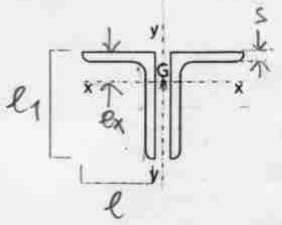
L'area necessaria è

$$A_{tot} \geq \frac{N}{\sigma_{amm}} = \frac{201,00}{16} = 12,56\ cm^2$$

dove $\sigma_{amm} = 160\ MPa = 16\ kN/cm^2$.

Avendo deciso di utilizzare due profili accoppiati, l'area per il singolo profilo dovrà valere al minimo A = 6,28 cm².
Dopo aver verificato che i due profilati ad L 40 x 60 x 7 non verificavano l'analisi della sezione netta, sono stati assunti due profilati ad L 50 x 75 x 6 con un'area per profilo pari a $7,18\ cm^2$ e quindi Atot = 14,36 cm^2.

l = 50 mm = 5 cm
$l_1 = 75\ mm = 7,5\ cm$
s = 6 mm = 0,6 cm
$e_x = 2,44\ cm$



QUESTA ORA NON HA SENSO!

NO È GIUSTA? OPPURE DEVE ESSERE $\boxed{\sigma_c = \frac{N}{A_{n\,TOT}}}$

verifica della sezione netta

Gli effettivi bulloni assunti per il corrente inferiore sono:
∅ bulloni = 12 mm
∅ fori = 13 mm
l'area della sezione dei fori è
Afori = 2 x (1,3 x 0,6) = 1,56 cm2
con un'area netta
An = Atot - Afori = 14,36 - 1,56 = 12,8 cm2

Quindi è $\boxed{\sigma_{eff} = \frac{N}{A_n} = \frac{201,00}{12,8} = 157,03\,MPa < 160\,MPa}$

Per il corrente inferiore sono perciò stati definitivamente scelti due profilati ad L 50 x 75 x 6 accoppiati.

ANALISI DELLE ASTE DIAGONALI COMPRESSE

Le aste diagonali più compresse sono la 2-9 e la 4-6 con N = -106,60 kN.

progetto

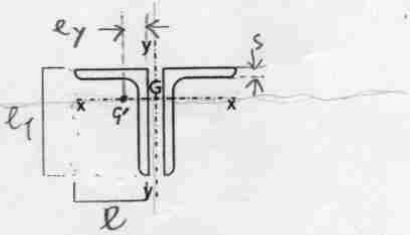
L'area necessaria è

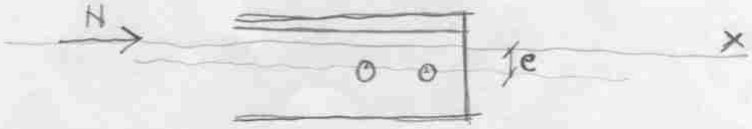
$$A_{tot} \geq \omega \frac{N}{\sigma_{amm}} = 2,01 \frac{106,60}{16} = 13,39\ cm^2$$

dove $\sigma_{amm} = 160\ MPa = 16\ kN/cm^2$ e il ω è stato scelto in base ad una snellezza $\lambda = 100$ dalla tabella 7-IIc della normativa CNR per acciaio Fe360.
Avendo deciso di utilizzare due profilati accoppiati, l'area minima di ciascun profilo è A = 6,69 cm², quindi sono stati analizzati i seguenti profilati possibili :
due profilati accoppiati ad L 40 x 80 x 8 area per profilo A= 9,01 cm2
due profilati accoppiati ad L 50 x 100 x8 area per profilo A= 11,5 cm2
ma sono stati scartati in quando non verificavano la condizione di stabilità.
Mentre per i seguenti profilati possibili la stabilità era verificata ma c'era un certo spreco di materiale in quanto il σ_c era troppo minore rispetto al σ_{amm}) :
due profilati accoppiati ad L 65 x 130 x12 area per profilo A = 22,1 cm²
due profilati accoppiati ad L 60 x 120 x10 area per profilo A= 17,1 cm²

Sono stati allora assunti due profilati accoppiati ad L 60 x 80 x10
con area per profilo A= 13,1 cm² e A_{tot} = 26,2 cm² .

Caratteristiche del singolo profilo:
l = 60 mm = 6 cm
l_1 = 80 mm = 8 cm
s = 10 mm = 1 cm
J'_x = 80,2 cm⁴
J'_y = 38,3 cm⁴
I'_x = 2,48 cm
I'_y = 1,71 cm
ey = 1,64 cm





Caratteristiche dei due profilati accoppiati:
$A_{tot} = 26,2\ cm^2$
$J_x = 160,4\ cm^4$
$J_y = 2 \times [\ 38,3 + 13,1 \times (\ 2,39\ )^2] = 226,257\ cm^4$

$$I_x = \sqrt{\frac{J_x}{A_{tot}}} = \sqrt{\frac{160,4}{26,2}} = 2,47\,cm$$

$$I_y = \sqrt{\frac{J_y}{A_{tot}}} = \sqrt{\frac{226,257}{26,2}} = 2,94\,cm$$

verifica di stabilità

snellezza nel piano X-Z :

$$\lambda_y = \frac{l}{I_y} = \frac{353}{2,94} = 120,07$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{I_{\min}} = \frac{50,428}{1,71} = 29,49$$

dove $l = 3,53\,m$ è la lunghezza delle aste diagonali e l_0 l'interasse delle imbottiture calcolato come dalla NI : $l_0 \le 50 \cdot I_{\min}$, in cui $I_{\min}$ è il giratore d'inerzia minimo del singolo profilato. Nel nostro caso è $l_0 \le 85,5\ cm$ e si è scelto $l_0 = 50,43\ cm$ di interasse che deriva dall'aver calcolato 7 passi, ovvero 5 imbottiture sulla lunghezza delle aste diagonali.

$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{120,07^2 + 29,49^2} = 123,64$ che corrisponde a $\omega = 2,61$

snellezza nel piano Y-Z :

$\lambda_x = \frac{l}{I_x} = \frac{353}{2,47} = 143$ che corrisponde a $\omega = 3,21$

Quindi il σ_c è, secondo il metodo omega,

$$\sigma_c = \omega_{\max} \frac{N}{A_{tot}} = 3,21 \frac{106,6}{26,2} = 130,6\,MPa < \sigma_{amm} = 160\,MPa$$

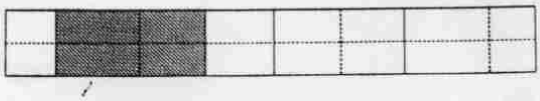
Per le aste diagonali compresse è stata assunta definitivamente la scelta dei due profilati accoppiati ad L 60 x 80 x 10.
Inoltre è stata condotta l'analisi delle aste diagonali maggiormente tese (la 1-9 e la 5-6) per le quali si potrebbero assumere tranquillamente dei profili accoppiati ad L 30 x 60 x 5, ma per omogeneità strutturale sono stati assunti gli stessi profilati delle aste compresse.

ANALISI DEI TRAVERSI SUPERIORI

I traversi maggiormente sollecitati sono i 2, 3 e 4.
Per l'analisi scegliamo, ad esempio, il traverso 2.

carichi permanenti

area d'influenza dei carichi del traverso 2: $A_2 = l \times B = 5 \times 2 = 10\ m^2$
$F_{g2} = A_2 \times P.P.s = 10 \times 4{,}05 = 40{,}5\ kN$

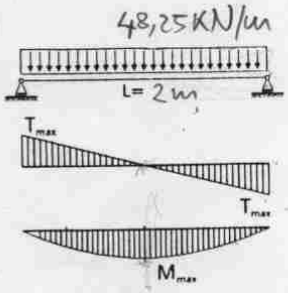


carichi d'esercizio

$F_{q2} = (q + D_q) \times A_2 = 5{,}60 \times 10 = 56\ KN$

combinazione dei carichi

$(F_{g2} + F_{q2}) / B = (40{,}5 + 56) / 2 = 48{,}25\ KN / m$



sollecitazioni

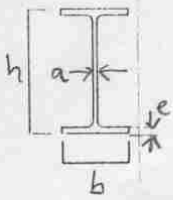
$$T_{max} = \frac{Q \cdot l}{2} = (48{,}25 \times 2) / 2 = 48{,}25\ kN$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l^2}{8} = (48{,}25 \times 4) / 8 = 24{,}125\ kN\,m$$

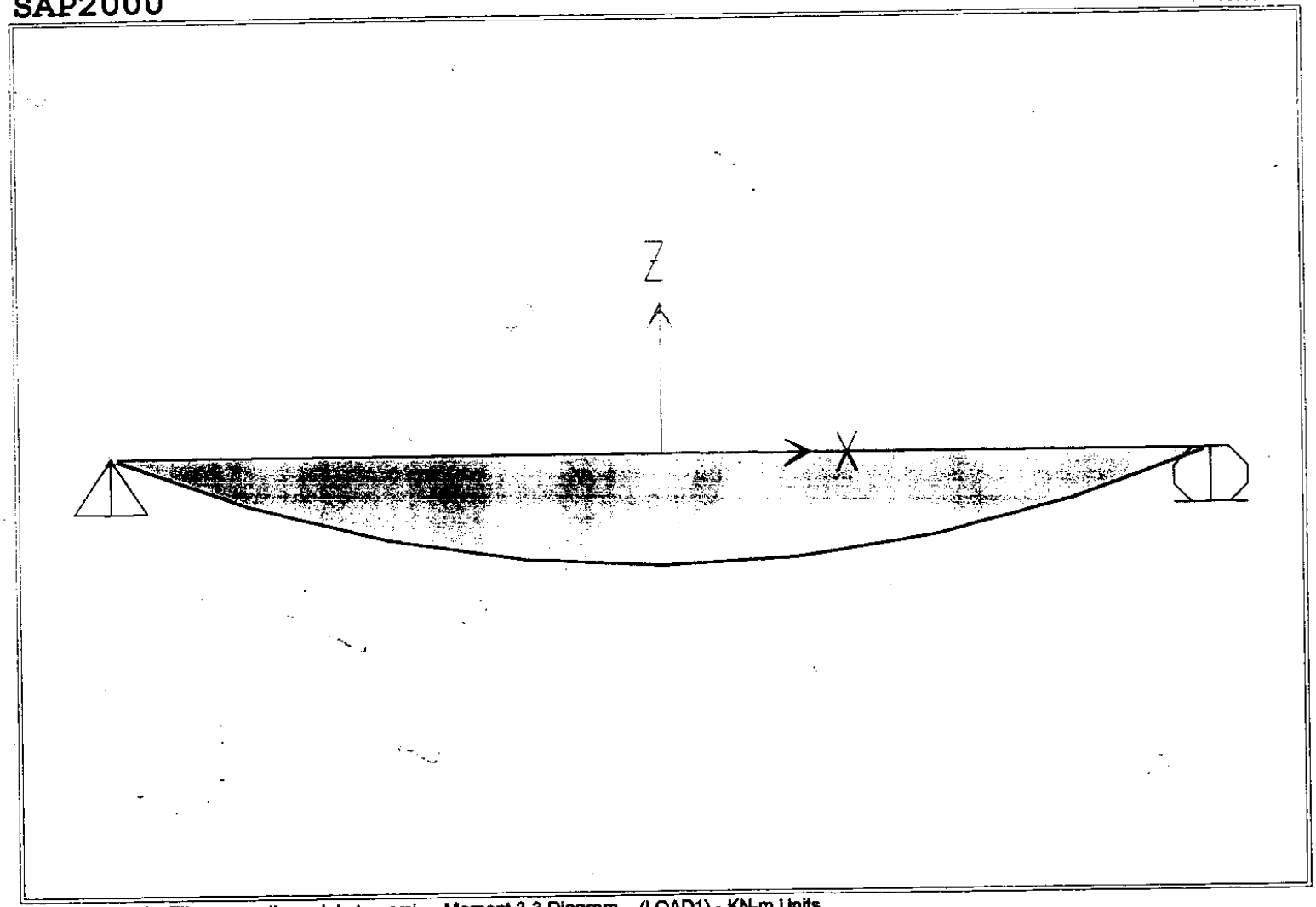
dove Q è il carico a metro applicato.
Il modulo di resistenza massima deve essere

$$W_{xx} \geq \frac{M_{max}}{\sigma_{amm}} = 2412{,}5 / 16 = 150{,}78\ cm^3$$

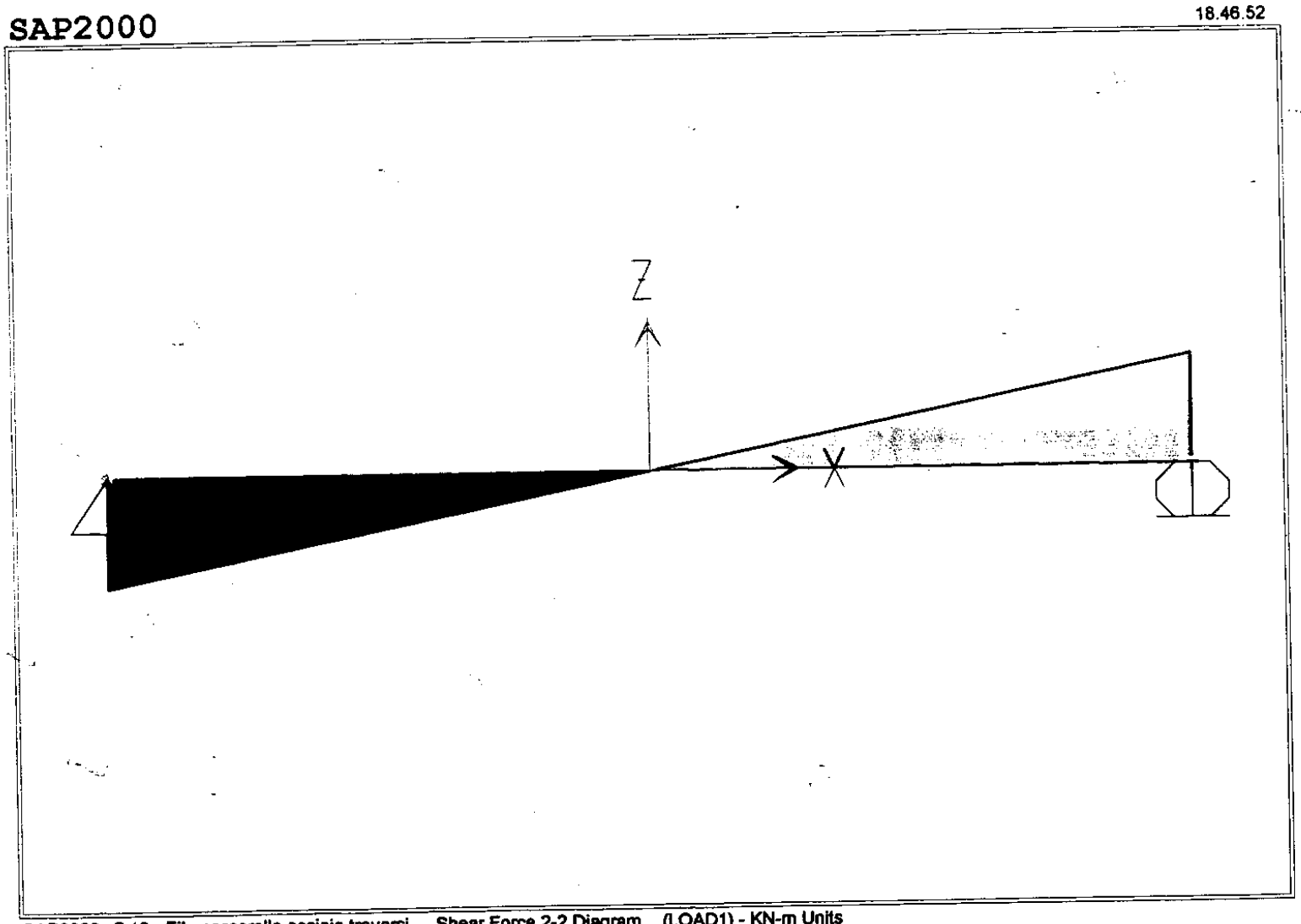
Scegliamo un IPE 200 con $W_{xx} = 194\ cm^3$



SAP2000 18.48.52



SAP2000 v7.10 - File:passerella acciaio traversi - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN-m Units


SAP2000
18.46.52
Z
X
SAP2000 v7.10 - File:passerella acciaio traversi - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN-m Units

verifica a flessione

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_{xx}} = 2412,5 \ / \ 194 \ = \ 124,35 \ MPa \ < \ \sigma_{amm} \ = \ 160 \ MPa$$

la sezione è verificata

verifica a taglio

$A_s = 28,5 \ cm^2$
$e = 8,5 \ mm = 0,85 \ cm$
$b = 100 \ mm = 10 \ cm$

L'area dell'anima è

$A_{anima} = A_s - 2 \times A_l = 28,5 - 17 = 11,5 \ cm^2$

dove $A_l = e \times b = 8,5 \ cm^2$

per cui il τ_{max} risulta essere

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_{anima}} = 48,25 \ / \ 11,5 \ = \ 41,96 \ MPa \ < \ \tau_{amm} \ = \ 92,4 \ MPa$$

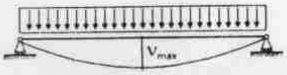
essendo

$$\tau_{amm} = \frac{\sigma_{amm}}{\sqrt{3}} = 160 \ / \ \sqrt{3} = \ 92,4 \ MPa$$

La sezione è verificata.

verifica di deformabilità

$$v_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E_a \cdot J_x} \leq \alpha \cdot l$$



dove è:
$E_a = 2100000 \ kg / cm^2 = 21000 \ kN / cm^2$
$J_x = 1,943 \ cm^4$
$a = \frac{1}{400} \div \frac{1}{200}$ secondo l'Eurocodice 3
Nel nostro caso q = 48,25 kN / m, l = 200 cm, per cui con α = 1/200 si ha

$$v_{max} = \frac{5}{384} \frac{0,4825 \cdot 16 \cdot 10^8}{21000 \cdot 1943} = 0,246 \ cm < 1 \ cm$$

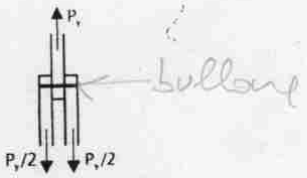
Inoltre con α = 1/400 si ha $\alpha \cdot l = 0,5$ cm e quindi
$v_{max} = 0,246 \ cm < 0,5 \ cm$
La sezione è comunque verificata.

PROGETTO E VERIFICA DEL NODO INTERNO BULLONATO

Consideriamo il nodo 2 (il più sollecitato insieme al 3 e al 4)

Deve essere

$$n_b \geq \frac{F_v}{n_v \cdot A_{res} \cdot \tau_{b,amm}}$$



La classe dei bulloni è 5.6, per cui:

$\tau_{b,amm}$ = 1410 kg / cm² = 14,1 kN / cm²

$\sigma_{b,amm}$ = 2000 kg / cm² = 20 kN / cm²

Inoltre è:

A_{res} = area resistente del bullone (al netto della eventuale filettatura)

n_v = numero dei profilati accoppiati, ovvero delle sezioni a taglio del bullone, nel nostro caso $n_v = 2$

n_b = numero dei bulloni

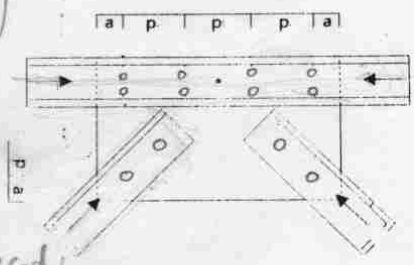
$F_v \equiv N$ valore netto (ΔN)

Secondo la NI deve verificarsi che: (DM 9/1/96)

$1,5 \cdot d \leq a, a_1 \leq 6 \cdot s_{min}$ p. 7.2.4

$3 \cdot d \leq p_1, p_2 \leq 15 \cdot s_{min}$ per elementi compressi

$3 \cdot d \leq p_1, p_2 \leq 25 \cdot s_{min}$ per elementi tesi



dove d = diametro bullone

s_{min} = il più piccolo degli spessori collegati

Deve anche essere

$1,5d \leq a, a_1 \leq 3d$

$3d \leq p_1, p_2 \leq 10d$ p. 7.2.4

Inoltre la Normativa Italiana raccomanda l'utilizzo di bulloni tra i 12 mm e i 27 mm di diametro. (anche 30 mm CNR 1997)

collegamento dell'asta diagonale compressa

Si tratta dei profilati accoppiati ad L 60 x 80 x 10, per i quali abbiamo assunto bulloni da 20 mm di diametro con fori da 21 mm, disposti su una singola fila.

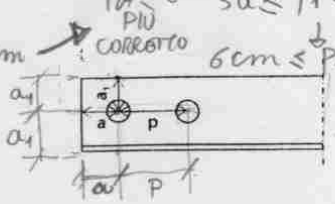
Per la Normativa risulta

$3\ cm \le a, a_1 \le 6\ cm$ → $1{,}5d \le a, a_1 \le 3d$

$6\ cm \le p_1 \le 15\ cm$ → $3d \le P_1 \le 15 \cdot S_{min} = 1cm$

MA È PIÙ CORRETTO $3d \le P_1 \le 10d$

$6cm \le P_1 \le 20cm$



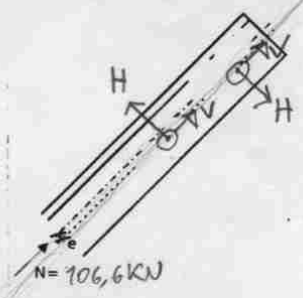
Il numero di bulloni di calcolo risulta essere

$$n_b \ge \frac{106{,}60}{2 \times 2{,}45 \times 14{,}1} = 1{,}54$$

dove A_{res} = 2,45 cm² per bulloni da Ø20 mm

Abbiamo assunto definitivamente due bulloni da 20 mm ad una sola fila con *a1* superiore = 3cm, *a1* inferiore = 5 cm, *a* = 4 cm, *p1* = 8 cm.
Inoltre, per quanto riguarda l'asta diagonale tesa, è stata verificata la possibilità di una scelta di bulloni da 16 mm di diametro con 17 mm di foro, ma la scelta definitiva è stata la stessa dei bulloni dell'asta compressa, dato che abbiamo gli stessi profilati.

verifica a taglio



Si ha, in generale,

$$\tau_b = \frac{R_{max}}{n_v \cdot A_{res}} \le \tau_{b.amm}$$

dove $R_{max} = \sqrt{H^2 + V^2}$

essendo R_{max} la forza totale agente su ciascun bullone, V la componente parallela a N e H la componente ortogonale a V.

n_V = numero delle sezioni e taglio del singolo bullone

Nel nostro caso si ha, per bulloni da Ø20 mm disposti su una singola fila,

Ares = 245 mm² = 2,45 cm²

nv = 2

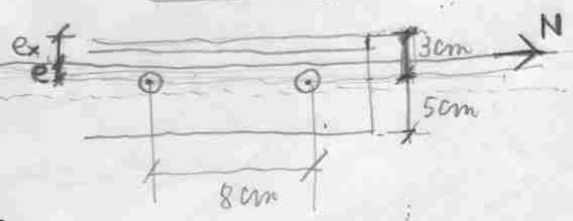
$$V = \frac{N}{n_b} = \frac{106{,}60}{2} = 53{,}30\ kN$$

$e = 0{,}37cm$

$$H = \frac{N \times e}{p} = \frac{106{,}60 \times 1{,}37\ cm}{8cm} = 18{,}25\ kN$$

4,9

con $e_x = 2{,}63cm$



$\sqrt{24 + 2840{,}89} = 53{,}52\ kN$

dove e rappresenta l'eccentricità del bullone, ossia la distanza del suo centro dall'asse baricentrale del profilato, $N \times e$ è il momento agente sul bullone, mentre p è la distanza tra i bulloni estremi della fila (in questo caso $p = p_1$)

Si ha 54,34 53,52 kN → COMUNQUE L'ERRORE È PICCOLISSIMO!

$$R_{max} = \sqrt{18{,}25^2 + 53{,}30^2} = 53{,}609 \text{ kN}$$

che è la forza totale agente sulle due sezioni a taglio di ciascun bullone e da cui ho

entrambe

$n_v = 2$

109,22

$$\tau_b = \frac{53{,}609}{2 \times 2{,}45} = 109{,}4 \text{ MPa} < \tau_{b,amm} = 141 \text{ MPa}$$

I bulloni sono verificati a taglio.

verifica a rifollamento

In generale abbiamo

$$\sigma_{rif} = \frac{R_{max}}{s_{min} \cdot d} \leq \alpha \cdot \sigma_{amm}$$

$\alpha \leq 2{,}5$ per le N.T.

Nel nostro caso si ha che la verifica a rifollamento più critica riguarda il fazzoletto, per cui si ha

$s_{fazzoletto} = 1{,}5$ cm

$R_{max} = 53{,}609$ kN

d = 20 mm = 2 cm è il diametro dei bulloni

$$\alpha = \frac{a}{d} = \frac{4}{2} = 2$$

dove a è la distanza del centro del bullone dal bordo del profilato lungo la retta d'azione della sollecitazione $N = 106{,}60$.

Si ha quindi

$$\sigma_{rif} = \frac{53{,}609}{1{,}5 \times 2} = 178{,}7 \, MPa < 2 \times 160 = 320 \, MPa$$

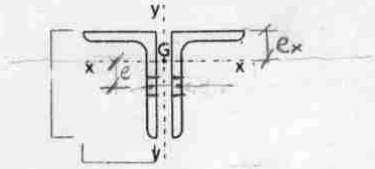
e il fazzoletto è verificato a rifollamento.

verifica a sezione netta

Con $N = 106,60\ kN$ e $A_n = A_{tot} - A_{fori} = 26,2 - (2 \times 2,1) = 22\ cm^2$ si ha

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{106,60}{22\ cm^2} = 48,45\ MPa < \sigma_{amm} = 160\ MPa$$

QUESTO È SOLO RISPETTO AD N



vanno quindi bene i bulloni da 20 mm per le aste diagonali.

POI ANCHE σ RISPETTO AL MOMENTO!

con $\tau_{med} = 0$ con $T = 0$

$$\sigma_{max} = \frac{F_v \cdot e}{I_{x\,n\,tot.}} \cdot \frac{h}{2} = \frac{106,6 \cdot 0,37}{160} \cdot 4 = 9,86\ MPa$$

$$I_{x\,n\,tot.} = I_{x\,n\,tot.} = (160,4\,cm^4) - \left[2 \cdot (2,1\,cm^2) \cdot (0,37\,cm)^2\right] \cong 160\ cm^4$$

$$\boxed{\sigma_{tot.} = 58,31\ MPa < \sigma_{amm}}$$

È COMUNQUE UN CONTRIBUTO MODESTISSIMO RISPETTO DI M

collegamento del corrente superiore

Si tratta dei profilati accoppiati UPN 160 con uno sforzo normale di $N = 175,88 - 75,38 = 100,5\ kN$

Secondo una prima ipotesi, erano stati scelti bulloni da 20 mm di diametro con fori da 21 mm con le seguenti limitazioni di passi e distanze previste dalla Normativa:

$3\ cm \le a, a_1 \le 4,5\ cm$

$6\ cm \le p_1, p_2 \le 11,25\ cm$

Il numero di bulloni doveva essere

$$n_b \ge \frac{F_v}{n_v \cdot A_{res} \cdot \tau_{b,amm}} = \frac{100,5}{2 \times 2,45 \times 14,1} = 1,45$$

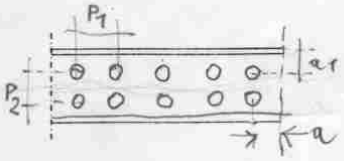
dove $A_{res} = 2,45\ cm^2$ per i bulloni da 20 mm

nv = 2 numero dei profilati accoppiati ovvero delle sezioni resistenti

$\tau_{b,amm} = 14,1\ kN\ /\ cm^2 = 141\ MPa$

Inizialmente si è assunto il minimo possibile di calcolo, e cioè due bulloni, ma per poter rispettare i passi e le distanze dai bordi previste dalla Normativa e a causa dei vincoli della geometria delle aste diagonali sul fazzoletto, vincoli dettati dalle loro dimensioni e dalle simmetrie da rispettare, si sono dovuti infine assumere <u>dieci bulloni diminuendo però il loro diametro da 20 mm a 12 mm .</u>

Riverificando in queste condizioni si è ottenuto



$$n_b \ge \frac{100,5}{2 \cdot 0,843 \cdot 14,1} = 4,23$$

dove $A_{res} = 84,3\ mm^2 = 0,843\ cm^2$ per bulloni da 12 mm

e si ha inoltre

$1,8\ cm \le a, a_1 \le 4,5\ cm$

$3,6\ cm \le p_1, p_2 \le 11,25\ cm$

verifica a taglio

Nel nostro caso si ha

$A_{res} = 84,3\ mm^2 = 0,843\ cm^2$

$n_v = 2$

$$V = \frac{N}{n_b} = \frac{100,5}{10} = 10,05\ kN$$

$$H = \frac{\frac{N}{2} \cdot e}{p} = \frac{50,25 \cdot 4}{43,44\ cm} = 4,63\ kN$$

in realtà $H=0$ in quanto N passa nel baricentro del sistema di bulloni cfr. p. 123 Dispense sui Bulloni.

dove $e = p_2 / 2 = 8 / 2 = 4\ cm = H / 2 - a_1$

mentre $p = 4 \times p_1 = 4 \times 10,86 = 43,44\ cm$

$$R_{max} = \sqrt{10,05^2 + 4,63^2} = 11,06 kN$$

che è la forza totale agente sulle due sezioni resistenti di ciascun bullone.

da cui ho

$$\tau_b = \frac{11,06}{2 \cdot 0,843} = 65,6\ MPa < \tau_{b,amm} = 141\ MPa$$

con $H=0$ SAREBBE $\tau_B = 59,6\ MPa < \tau_{B,AMM}$

(È DI POCHISSIMO MINORE!)

verifica a rifollamento

Nel nostro caso si ha, per il fazzoletto,

$s_{fazzoletto} = 1,5\ cm$

$R_{max} = 11,06\ kN$

$d = 12\ mm = 1,2\ cm$

$\alpha = \frac{a}{d} = \frac{4}{1,2} = 3,3$ le NT prevede che $\alpha \leq 2,5$

dove a è la distanza dal bordo del profilato lungo la retta d'azione $N = 100,5\ kN$

Si ha quindi

$2,5 \times 160 = 400\ MPa$

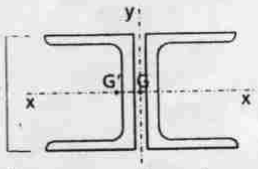
$$\sigma_{rif} = \frac{11,06}{1,5 \times 1,2} = 61,4\ MPa < \cancel{3,3}\ 2,5 \cdot 160 = \cancel{528}\ 400\ MPa$$

e il fazzoletto è verificato.

verifica a sezione netta

Con $N = 100,5\ kN$ e $A_n = A_{tot} - A_{fori} = 24 - (4 \times 0,9) = 20,4\ cm^2$ si ha

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{100,5}{20,4\ cm^2} = 49,3\ MPa < \sigma_{amm} = 160\ MPa$$



vanno quindi bene i bulloni da 12 mm per il corrente superiore, assunti anche per gli altri nodi.

collegamento del corrente inferiore

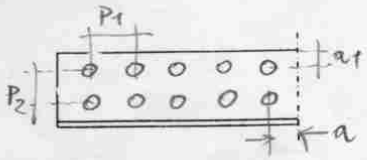
Si tratta dei profilati accoppiati ad L 50 x 75 x 6.
I nodi più sollecitati sono il nodo 6 e il nodo 9.
Per l'analisi scegliamo, ad esempio, il nodo 9.
Con $s = 6\ mm = 0{,}6\ cm$ e, secondo la prima ipotesi, assumendo una fila di bulloni, avrei, traendo le conseguenze delle diseguaglianze della Normativa,
$a_1 = H / 2 = 7{,}5 / 2 = 3{,}75\ cm$
$d \leq H/ 3 = 7{,}5 / 3 = 2{,}5\ cm$
$a_{1max} = 6 \times s_{min} = 3{,}6\ cm$
il che non va bene dato che l'a_1 di calcolo risulta maggiore di a_{1max}.

Sono state assunte quindi due file di bulloni da 12 mm di diametro e 13 mm di foro; le limitazioni, calcolate sempre secondo la Normativa, sono
$1{,}8\ cm \leq a, a_1 \leq 3{,}6\ cm$
$3{,}6\ cm \leq p_1, p_2 \leq 15\ cm$
Le implicazioni delle diseguaglianze della Normativa conducono al seguente vincolo per il diametro dei bulloni: $d \leq \frac{H - p_2}{3}$.
Scelto un $p_2 = 3{,}7\ cm$ deve essere $d \leq (7{,}5 - 3{,}7) / 3 = 1{,}27\ cm$, il che rende valida la scelta dei 12 mm di diametro.

Il numero dei bulloni di calcolo, per i nodi 6 e 9, risulta essere

$$n_b \geq \frac{150{,}75}{2 \cdot 0{,}843 \cdot 14{,}1} = 6{,}34$$

Come prima ipotesi è stata fatta la scelta di otto bulloni



Mentre per i nodi 7 e 8 ho

$$n_b \geq \frac{201 - 150{,}75}{2 \cdot 0{,}843 \cdot 14{,}1} = 2{,}11$$

Come prima ipotesi anche per questi è stata fatta la scelta di otto bulloni, ma si sarebbero avuti fazzoletti diversi rispetto ai nodi 6 e 9, oppure si sarebbero dovuti assumere sedici bulloni dato che ai nodi 6 e 9 il corrente si ferma a metà fazzoletto. Si è deciso infine di prolungare il corrente fino alla fine dei fazzoletti di estremità e assumere dieci bulloni, con otto bulloni si sarebbe stati al limite massimo del passo orizzontale p_1.

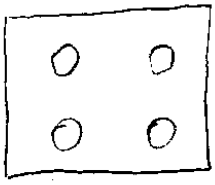
Quindi, come scelta definitiva, che rispettasse inoltre anche la geometria delle aste diagonali sul fazzoletto, sono stati assunti dieci bulloni da 12 mm di diametro e 13

mm di foro, a doppia fila, per tutti i nodi del corrente inferiore. Quindi si è dovuto, comunque, prolungare il corrente inferiore fino alla fine dei fazzoletti di estremità (ossia i nodi 6 e 9).

CALASTRELLI

I calastrelli sono stati assunti al corrente superiore (due profilati accoppiati UPN 160) con i seguenti dati :

spessore = 1,5 cm
interasse = 50 cm
numero per asta = 8
bulloni = 12 mm
numero bulloni = 4
fori = 13 mm
dimensioni = 14,5 x 14,5 = 210,25 cm²

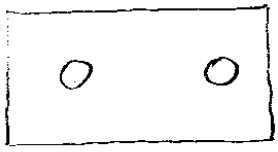


IMBOTTITURE

Le imbottiture sono state assunte alle aste diagonali (profilati accoppiati ad L 60 x 80 x 10) e al corrente inferiore (profilati accoppiati ad L 50 x 75 x 6)

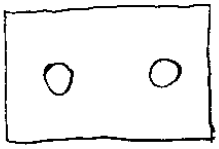
aste diagonali

spessore = 1,5 cm
interasse = 50,43 cm
numero per asta = 5
bulloni = 20 mm
numero bulloni = 2
fori = 21 mm
dimensioni = 16 x 8 = 128 cm²



corrente inferiore

spessore = 1,5 cm
interasse = 50 cm
numero per asta = 5
bulloni = 12 mm
numero bulloni = 4
fori = 13 mm
dimensioni = 12 x 7,5 = 90 cm²



APPENDICE 1

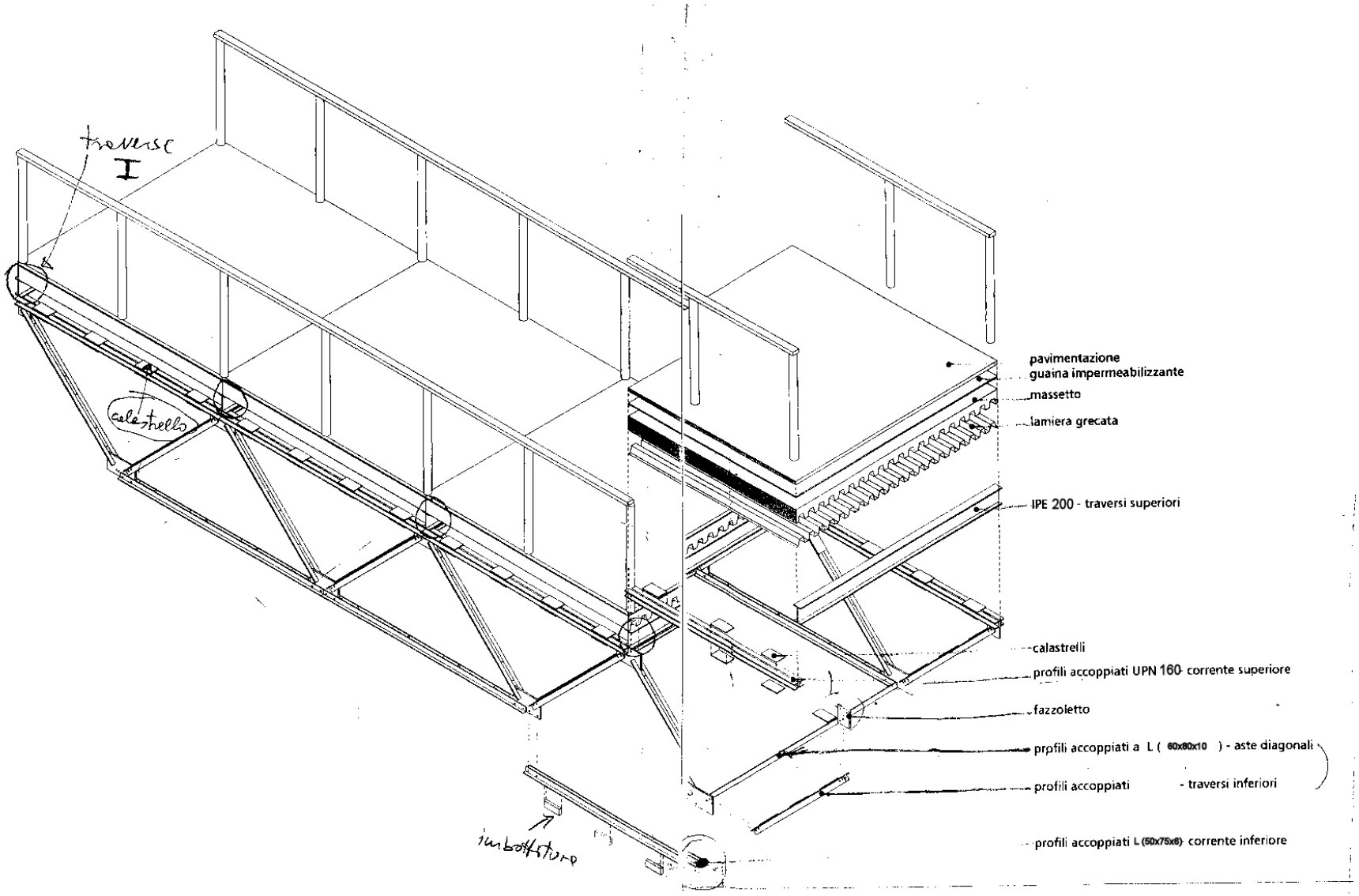
<u>peso della passerella e delle travi principali</u>

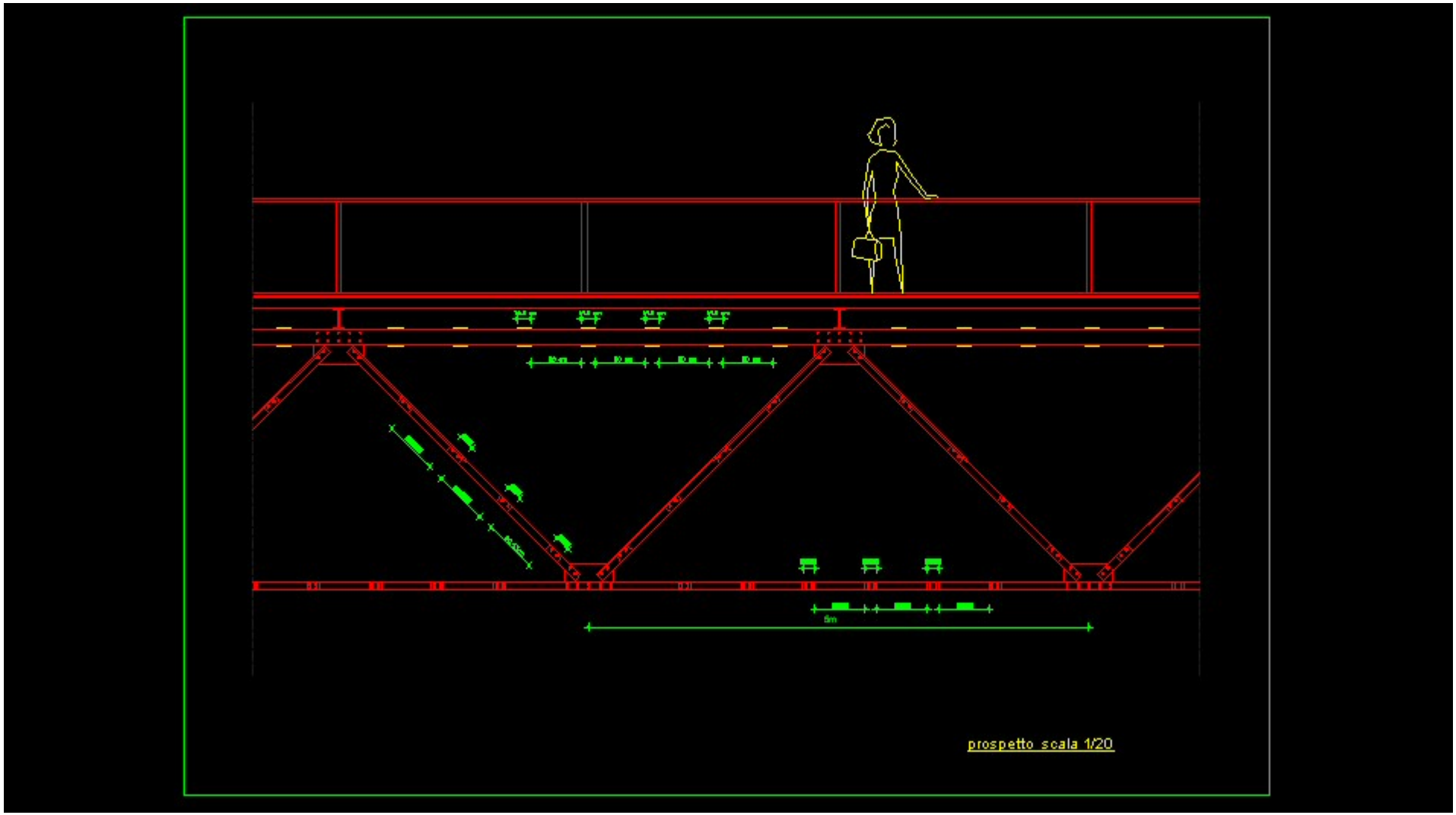
corrente superiore	2 UPN160: 2 x 18,8 = 37,8 kg/m Quantità: 40 m Peso = 1512 kg
corrente inferiore	2 L 50 x 75 x 6: 2 x 5,63 = 11,26 kg/m Quantità: 30 m Peso = 337,8 kg
aste diagonali	2 L 60 x 80 x 10: 2 x 10,3 = 20,6 kg/m Quantità: 3,53 x 16 = 56,48 m Peso = 1163,49 kg
traversi superiori	IPE 200: 22,4 kg/m Quantità: 10 m Peso = 224 kg
solaio completo	405 kg/m² Quantità: 40 m² Peso = 16200 kg

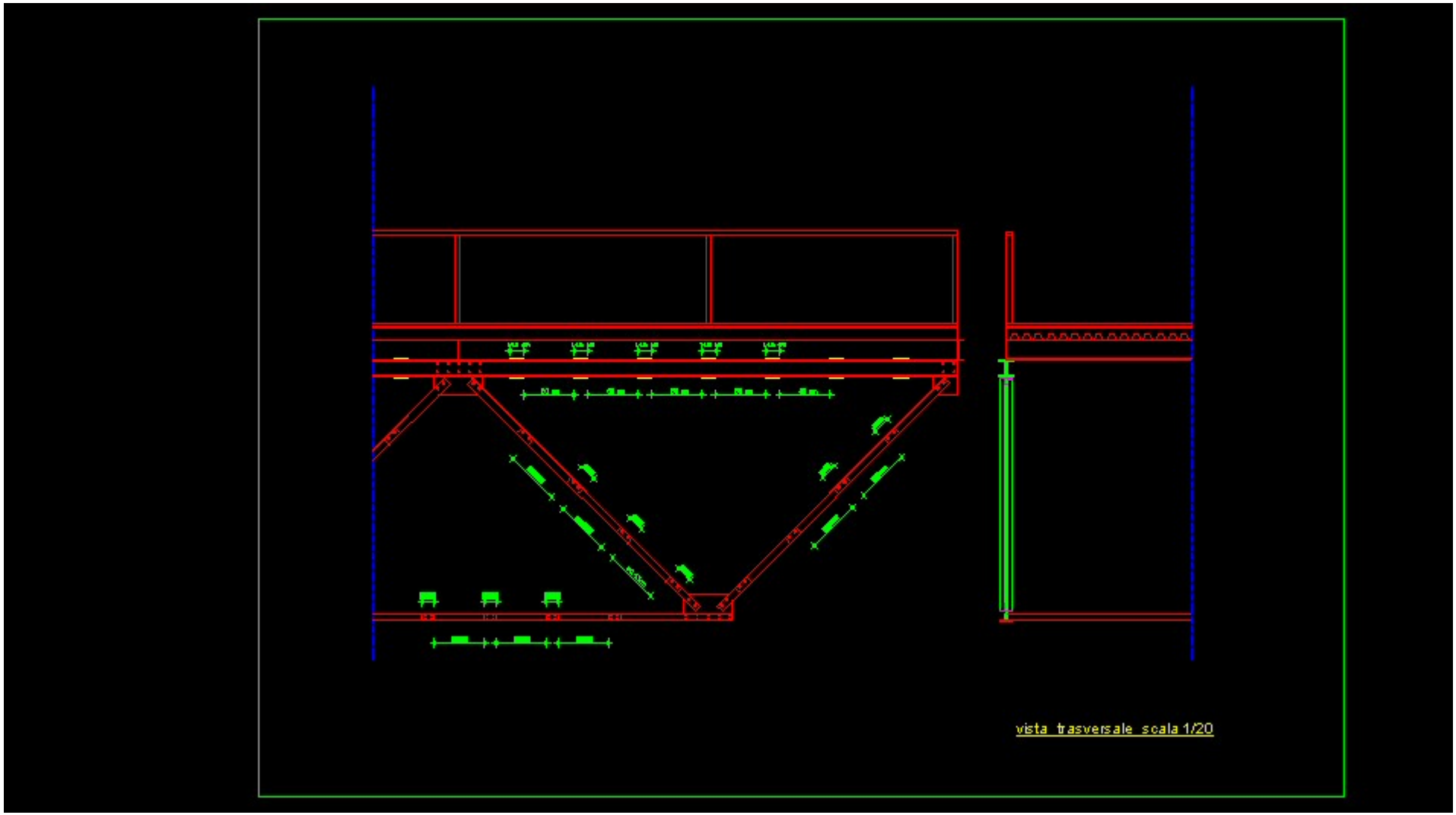
peso totale della passerella P_{tot} = 19437 kg

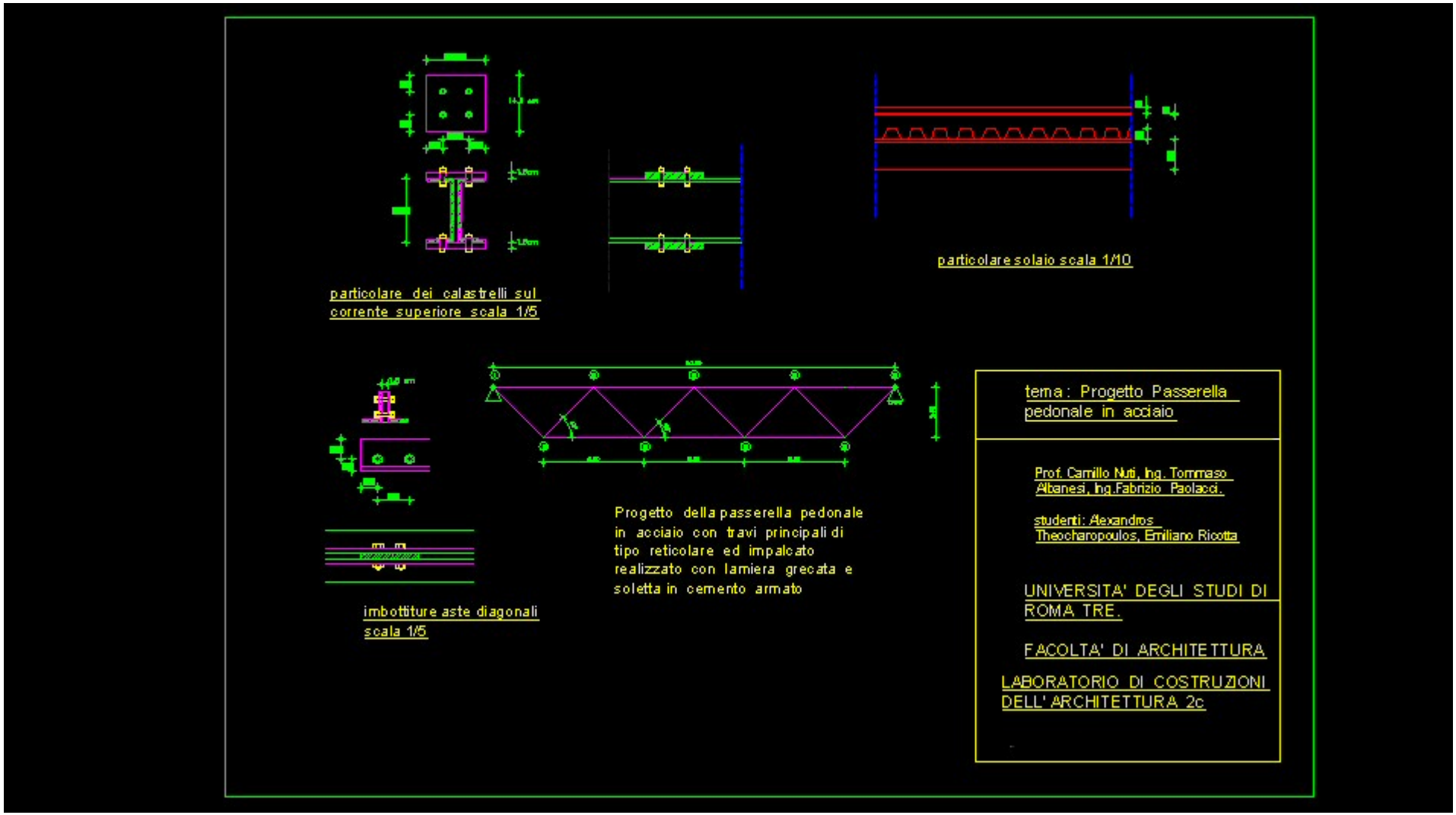
Nota: Non sono stati computati i traversi inferiori.

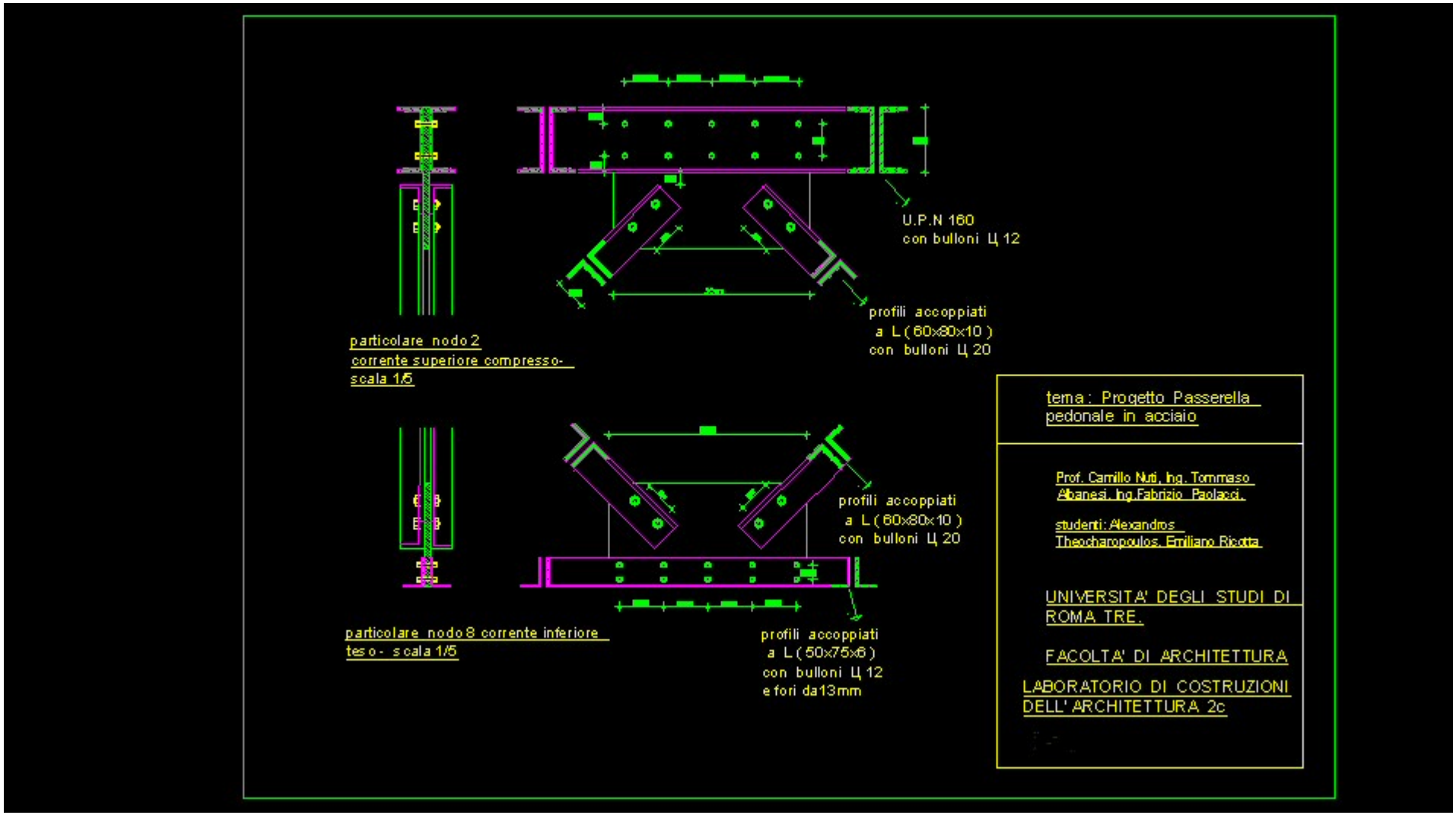
peso delle travi principali + traversi superiori P = 3237 kg


traverse
I
calestrello
imbottitura
pavimentazione
guaina impermeabilizzante
massetto
lamiera grecata
IPE 200 - traversi superiori
calastrelli
profili accoppiati UPN 160 corrente superiore
fazzoletto
profili accoppiati a L (60x80x10) - aste diagonali
profili accoppiati - traversi inferiori
profili accoppiati L (50x75x6) corrente inferiore


prospetto scala 1/20


vista trasversale scala 1/20


particolare dei calastrelli sul corrente superiore scala 1/5
particolare solaio scala 1/10
imbottiture aste diagonali scala 1/5
Progetto della passerella pedonale in acciaio con travi principali di tipo reticolare ed impalcato realizzato con lamiera grecata e soletta in cemento armato
tema: Progetto Passerella pedonale in acciaio
Prof. Camillo Nuti, Ing. Tommaso Albanesi, Ing.Fabrizio Paolacci.
studenti: Alexandros Theocharopoulos, Emiliano Ricotta
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ROMA TRE.
FACOLTA' DI ARCHITETTURA
LABORATORIO DI COSTRUZIONI DELL' ARCHITETTURA 2c


U.P.N 160
con bulloni Ц 12
profili accoppiati
a L (60x80x10)
con bulloni Ц 20
particolare nodo 2
corrente superiore compresso-
scala 1/5
profili accoppiati
a L (60x80x10)
con bulloni Ц 20
particolare nodo 8 corrente inferiore
teso - scala 1/5
profili accoppiati
a L (50x75x6)
con bulloni Ц 12
e fori da13mm
tema : Progetto Passerella
pedonale in acciaio
Prof. Camillo Nuti, Ing. Tommaso
Albanesi, Ing.Fabrizio Paolacci,
studenti: Alexandros
Theocharopoulos, Emiliano Ricotta
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI
ROMA TRE.
FACOLTA' DI ARCHITETTURA
LABORATORIO DI COSTRUZIONI
DELL' ARCHITETTURA 2c

APPENDICE 2

In questa relazione le verifiche sono state condotte con il metodo delle tensioni ammissibili nel quale si applica un coefficiente di sicurezza esclusivamente alle tensioni sopportabili dal materiale, infatti si ha che $\sigma_{amm} \sim \frac{2}{3} f_y$, mentre i carichi rimangono quelli caratteristici. In questo modo si ha il vantaggio di poter assumere, almeno per l'acciaio, un diagramma $\sigma - \varepsilon$ lineare e utilizzare il formulario inerente alle travi con tale comportamento.
Le verifiche possono essere condotte anche con il più recente metodo degli stati limite, da noi utilizzato nell'analisi di un edificio in calcestruzzo. In questo metodo si applicano dei coefficienti di sicurezza sia alle resistenze dei materiali che ai carichi. I carichi permanenti e variabili vengono amplificati rispetto ai loro valori caratteristici mediante dei coefficienti, rispettivamente $\gamma_g = 1,4$ per i permanenti e $\gamma_q = 1,5$ per i variabili. Per la resistenza dell'acciaio si fa uso, ad esempio, di un valore di calcolo pari a $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$, dove $\gamma_{M0} = 1,05$ per il NAD Italiano. Lo svantaggio è che i diagrammi $\sigma - \varepsilon$ dei materiali sono non-lineari (comportamento elasto-plastico) e quindi il comportamento dei materiali è più difficile da modellare.
Nel caso in esame, in base al metodo agli stati limite, avremmo avuto per i carichi:

carichi di calcolo

$Fg_{0d} = Fg_0 \times \gamma_g = 15,58$ kN
$Fg_{1d} = Fg_1 \times \gamma_g = 31,15$ kN
$Fq_{0d} = Fq_0 \times \gamma_q = 21$ kN
$Fq_{1d} = Fq_1 \times \gamma_q = 42$ kN

combinazioni dei carichi di calcolo

$Fg_{0d} + Fq_{0d} = 36,58$ kN
$Fg_{1d} + Fq_{1d} = 73,15$ kN

Infine per la resistenza di calcolo dell'acciaio si ha $f_{yd} = 2238\, kg/cm^2$.

Per le verifiche agli stati limite si dispone del seguente formulario:

verifica a trazione (NOTA: Se oltre alla trazione che produce $\sigma_s = \frac{N_d}{A_{netta}}$ c'è il che produce $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ deve essere $\sigma_{id} + \sigma_s \leq f_{yd}$)

$N_{Rd} = A_{netta} f_{yd} \geq N_{sd}$

dove N_{Rd} è la resistenza ultima a trazione, N_{sd} la sollecitazione normale di calcolo, A_{netta} l'area netta della sezione del profilato. Per il progetto dovrà essere $A \geq \frac{N_{sd}}{f_{yd}}$.

verifica a flessione semplice

$M_{Rd} = W_{pl} f_{yd} \geq M_{sd}$

dove M_{Rd} è il momento resistente ultimo, $W_{pl} = 2S_{1/2sezione}$ è il modulo di resistenza plastico, $S_{1/2sezione}$ è il momento statico di mezza sezione, M_{sd} è il momento di calcolo. NOTA: In luogo di W_{pl} si può usare W_x.

verifica a tenso presso-flessione (NOTA: Per la presso-flessione è meglio usare il metodo descritto a p 92, Bollettino CNR n.182 - 1997)

Si fa riferimento a dei domini N_{Rd}, M_{Rd} nei quali M_{Rd} coincide con quello in assenza di sollecitazione normale fino a che $N_{sd} < \frac{1}{10} N_{Rd}$ e poi decresce linearmente.

verifica a taglio

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{sd}$ $\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$

dove V_{Rd} è la resistenza ultima a taglio, $A_v = 1{,}04 \cdot h \cdot t_w$ è l'area di taglio, h è l'altezza del profilato, t_w lo spessore dell'anima e V_{sd} il taglio di calcolo.

Nota: Le verifiche a taglio e flessione si possono eseguire separatamente fino a che $V_{sd} \leq 0{,}5 \cdot V_{Rd}$.

verifica a sola compressione NOTA: Occorre anche eseguire un'analisi di stabilità λ, ω

$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \geq N_{sd}$

dove χ è l'inverso dell'ω utilizzato nella Normativa Italiana e gli altri simboli hanno il significato già noto.

Per la verifica agli stati limite dei bulloni, secondo la Normativa Italiana, si ha:

verifica a taglio

$$V_{Rd} = A_{res} \frac{f_{k,N}}{\sqrt{2}} = A_{res} \cdot f_{d,V} \geq F_V = \frac{R_{max}}{n_V}$$

dove A_{res} è l'area resistente del bullone, $f_{d,V}$ è la resistenza di calcolo al taglio del bullone mentre $f_{k,N}$ è il suo valore caratteristico e si deduce dalle tabelle, F_V è la forza totale applicata sulla singola sezione resistente a taglio di un bullone.

verifica a rifollamento della lamiera

Secondo la Normativa Italiana deve essere, nel limite elastico,

$$\alpha \cdot f_{yd} \geq \frac{\cancel{F_V}\ R_{max}}{t \cdot d} \quad t \geq s$$

$$\alpha = \frac{e_1}{d} \leq 2,5$$

dove f_{yd} è la resistenza di progetto della lamiera, F_V è già noto, e_1 è la distanza, lungo la retta d'azione della sollecitazione normale, del centro del bullone dal bordo della lamiera, d è il diametro del bullone, t è lo spessore della lamiera considerata