



AZIENDA CON SISTEMA QUALITA' CERTIFICATO
NORMA UNI-EN-ISO 9001:2008
CERT. SGS ITALIA s.r.l. NTT03/0043

localizzazione

REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA
PROVINCIA DI PORDENONE
COMUNE DI SAN GIORGIO DELLA RICHINVELDA

tavola

D.02

committente

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI SAN GIORGIO DELLA RICHINVELDA

lavoro

MESSA IN SICUREZZA E VALORIZZAZIONE DI VIABILITA'
COMUNALE IN VIA DEL SILE
CUP: E15F23000070006 - CIG: B6EAEAF6EB
FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

oggetto

scala

RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE

S.c.r.l.
- ingegneria
- urbanistica
- ambiente
- architettura
- ricerca

Sede
Via Montereale n. 10/C
33170 Pordenone
Telefono 0434-21085
Telefax 0434-520336
E-mail info@coprogetti.it

responsabile di progetto

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ing. Giuseppe Ligammari



gruppo di progettazione

PROGETTO INFRASTRUTTURALE

ing. Giuseppe Ligammari

PROGETTO STRUTTURALE

ing. Giacomo Cadelli

AMBIENTE

arch. Massimo Fadel

COORD. SICUREZZA

arch. Natasha Masuli

ambito progettuale

PROGETTO STRUTTURALE

ing. Giacomo Cadelli



collaborazione e aspetti specialistici

C.C.I.A. PN 19501
P.IVA 00170010938

data progetto	rev.	data	motivo	riferimenti
Dicembre 2025	1	01/2026	VALIDAZIONE	redatto KND
				controll. FLC
				archivio 2203P_DR02_R1

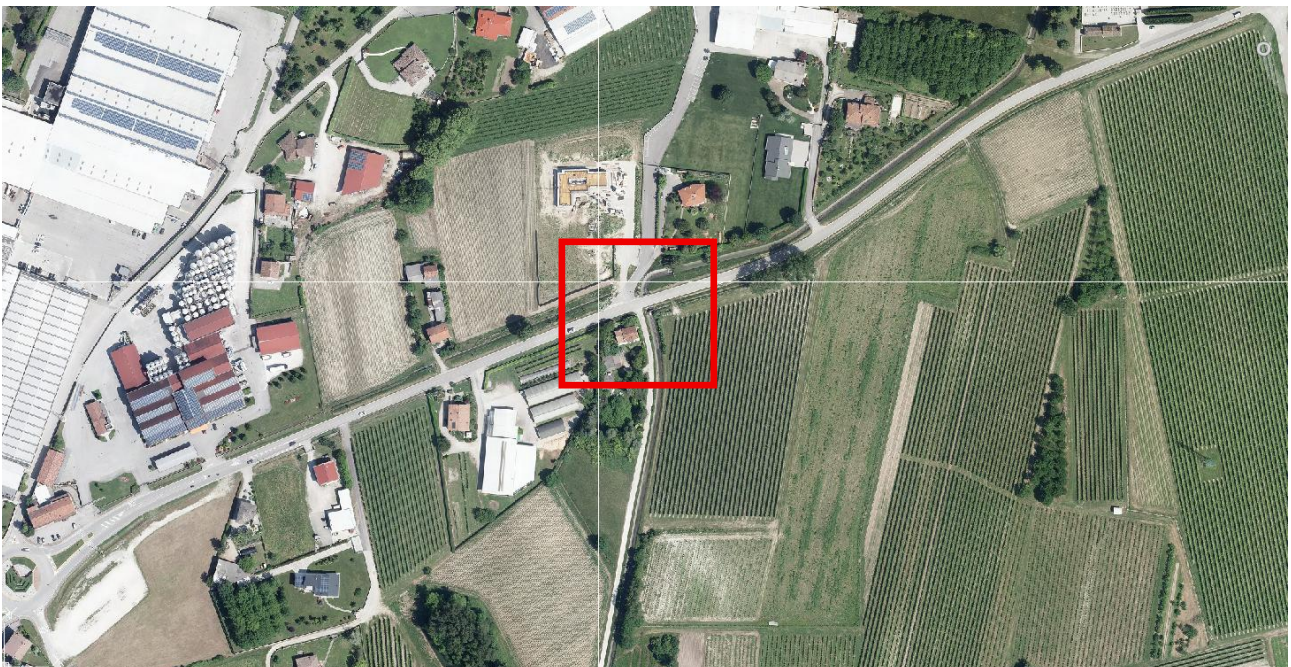
INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI	5
4	DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI	7
5	AZIONI DI PROGETTO	8
5.1	CARICHI PERMANENTI	8
5.2	LOAD MODEL 5	8
5.3	CARICO DA MANUTENZIONE O DI SOCCORSO	8
5.4	CARICO DA VENTO	8
5.5	EFFETTI REOLOGICI	8
5.6	AZIONE SISMICA	8
5.7	AZIONE DI MANUTENZIONE	8
5.8	AZIONE SUI PARAPETTI	8
6	MATERIALI	9
7	ANALISI DEI CARICHI	11
7.1	FASE I	11
7.2	FASE II	11
8	MODELLAZIONE SISMICA E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	12
10	VERIFICHE STRUTTURALI	15
10.1	VERIFICHE STRUTTURALI FASE I	15
10.1.1	Verifica della lamiera	15
10.1.2	Verifica delle travi principali HEA360	16
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI FASE II	24
10.2.1	Verifica sezione mista acciaio cls	24
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	41

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica riguarda il progetto di fattibilità della passerella ciclabile rientrante nei lavori di “Messa in sicurezza e valorizzazione di viabilità comunale in via del Sile. Incarico professionale di progettazione e direzione lavori a Cooprogetti srl. Cup: E15F23000070006 CIG: B6EAEAF6EB”.

Più nel dettaglio, la presente relazione riguarda i calcoli di fattibilità della passerella prevista a lato di via del Sile.



Inquadramento itinerario ciclabile e localizzazione passerella di Google Maps della zona

Nella presente relazione di fattibilità verranno riportate le verifiche strutturali utili al dimensionamento complessivo dell'opera. Più nello specifico, le verifiche riportate sono le seguenti:

- verifiche di resistenza degli elementi di impalcato;
- verifiche allo stato di servizio dell'opera;
- verifica di capacità portante delle fondazioni profonde.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge n.1086 del 05.11.1971**, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- **D.M. 17.01.2018** "Norme Tecniche per le Costruzioni", richiamate nel documento come N.T.C.;
- **Circolare 21.01.2019, n.7 C.S.LL.PP.** - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018;
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio UNI EN 1992 - 1 – 2;
- **Allegato DM 204 17.04.2020** - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.

3 MATERIALI

Travi, traversi e parapetti

carpenteria metallica

tab. 11.3.IX

S275 ▼

t_{max}	15	mm	spessore massimo acciaio
f_{yk}	2750	daN/cm ²	tensione di snervamento
f_{tk}	4300	daN/cm ²	tensione di rottura
E	2100000	daN/cm ²	modulo elastico
G	807692,3077	daN/cm ²	modulo di elasticità trasversale
ν	0,30	adim	coefficiente di Poisson
α	0,0000120	°C ⁻¹	coefficiente di dilatazione termica
ρ	7850	daN/m ³	densità
γ_M	1,05	tab. 4.2.V	coefficiente di sicurezza
f_{yd}	2619	4.2.4 - N.T.C	resistenza di calcolo

bulloni

giunzioni

classe - tab.11.3.XII.a

8.8 ▼

f_{yb}	6490	daN/cm ²	tensione di snervamento
f_{tb}	8000	daN/cm ²	tensione di rottura
dado	8		secondo UNI EN 20898-2 : 1994
viti			secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001
rosette			acciaio C50 UNI EN 10083-2 : 2006
piano di taglio	1		piano di taglio su filetto
α_v	0,6		coefficiente - 4.2.63-64 NTC
γ_{M2}	1,25		tab. 4.2.XII - coefficiente di sicurezza
f_{td}	6400	daN/cm ²	resistenza di calcolo per giunzioni

acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata

getti in c.a.

B450C

$f_{y\ nom}$	4500	daN/cm ²	tensione nominale di snervamento
$f_{t\ nom}$	5400	daN/cm ²	tensione nominale di rottura
f_{yk}	\geq	$f_{y\ nom}$	tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}	\geq	$f_{t\ nom}$	tensione caratteristica di rottura
$(f_t / f_y)_k$	\geq	1,15	rapporti geometrici
$(f_t / f_y)_k$	$<$	1,35	
$(f_y / f_{y\ nom})_k$	\leq	1,25	
$(A_{gt})_k$	\geq	7,5	% allungamento
ϕ		mm	diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche
4 ϕ	$\phi < 12$ mm		
5 ϕ	$12 \leq \phi \leq 16$ mm		
8 ϕ	$16 < \phi \leq 25$ mm		
10 ϕ	$25 < \phi \leq 40$ mm		
n	15		coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo

Getti in calcestruzzo

Spalle e soletta

classe

C28/35

γ_c		1,50	coefficiente di sicurezza
R_{ck}		350,0 daN/cm ²	resistenza cubica a compressione
f_{ck}	$0.83 \cdot R_{ck}$	290,5 daN/cm ²	resistenza cilindrica a compressione
f_{cm}	$f_{ck} + 8$	370,5 daN/cm ²	resistenza media cilindrica a compressione
γ_c		1,50	coefficiente di sicurezza per cls
α_{cc}		0,85	coefficiente riduttivo resistenze a lunga durata
f_{cd}	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	164,6 daN/cm ²	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctm}	$0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq 50/60$	28,3 daN/cm ²	resistenza media a trazione semplice
f_{ctk}	$0.7 \cdot f_{ctm}$	19,8 daN/cm ²	resistenza caratteristica a trazione semplice
f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	13,2 daN/cm ²	resistenza di calcolo a trazione semplice
f_{ctm}	$1.2 \cdot f_{ctm}$	34,0 daN/cm ²	resistenza media a trazione per flessione
f_{bk}	$2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$	44,7 daN/cm ²	resistenza caratteristica tangenziale di aderenza
η		1,0	per barre di diametro $\phi \leq 32$
f_{bd}	f_{bk} / γ_c	29,8 daN/cm ²	resistenza di calcolo tangenziale di aderenza
E_c	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$	325881 daN/cm ²	modulo elastico istantaneo secante
ν		0,2	coefficiente di poisson per cls non fessurato
α		0,00006	coefficiente di dilatazione termica

4 DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI

Le opere strutturali previste sono le seguenti:

- quattro micropali con anima metallica in acciaio S355 da posizionare al di sotto dei plinti spalla e aventi sezione $\phi 152.4 \times 8$ mm. I micropali avranno lunghezza di 5 m ;
- travi longitudinali HEA360 in acciaio S275 realizzate in elementi interi appoggiate alle spalle in c.a.;
- traversi HEA180 in acciaio S275 incastrati alle estremità alle travi longitudinali e aventi interasse $i = 160$ cm;
- mensole aventi sezione HEA180 e uscenti per 100 cm a sbalzo posizionate in asse con i traversi;
- soletta collaborante $s = 12$ cm in acciaio gettata su lamiera COFRASTRA 40 P 0.75 AMC fissata ai traversi. La soletta sarà in calcestruzzo C28/35 e sarà armata con refe $\phi 10$ 20x20;
- la soletta sarà resa collaborante alle travi longitudinali mediante pioli tipo Nelson $\phi 16 \times 75$ mm posizionati a passo 20 cm nei due terzi di estremità della trave e a passo 30 cm nel terzo centrale.

Per una migliore descrizione si rimanda alle tavole grafiche.

5 AZIONI DI PROGETTO

Nel seguito vengono descritte le azioni considerate ai fini del dimensionamento della passerella. Oltre ai carichi descritti, ovviamente sono da tenere in considerazione anche i pesi propri di calcestruzzo e acciaio.

Inoltre, essendo le due sponde accessibili senza servirsi della passerella, nel seguito la classe d'uso sarà la classe d'uso II.

5.1 CARICHI PERMANENTI

Al di sopra della soletta è previsto un rivestimento di asfalto che, però, non sarà superiore a 4 cm. Per cui, il peso permanente portato risulta pari a

$$g_2 = 1500 \times 0.04 = 60 \text{ daN/m}^2.$$

5.2 LOAD MODEL 5

Il carico accidentale da applicare alla passerella è lo Schema di carico 5 descritto al §5.1.3.3.3:

$$q = 500 \text{ daN/m}^2.$$

5.3 CARICO DA MANUTENZIONE O DI SOCCORSO

Sulla passerella è stato considerato anche un carico da manutenzione del peso totale di 120 kN. Le impronte considerate sono quelle descritte al §5.1.8 della Circolare alle Norme Tecniche.

Si osserva che l'applicazione di questo carico è a favore di sicurezza in quanto i mezzi di soccorso hanno la possibilità di raggiungere la sponda abitata senza transitare sulla passerella.

5.4 CARICO DA VENTO

La struttura in oggetto offre poca superficie al vento e il parapetto sarà privo di schermature e lascerà attraversare il vento senza offrire resistenza. Per questo motivo, nel seguito si trascurerà tale azione.

5.5 EFFETTI REOLOGICI

Dal momento che la struttura dell'impalcato è costituita da una sezione mista acciaio-calcestruzzo, nel seguito è stato considerato l'effetto del ritiro sulla soletta di calcestruzzo e sulla trave in acciaio.

5.6 AZIONE SISMICA

L'azione sismica non è dimensionante per la struttura in esame. Tuttavia, essa è stata considerata per la verifica strutturale della spalla ove sono presenti gli appoggi fissi.

5.7 AZIONE DI MANUTENZIONE

Considerata come indicato al §5.1.8 della Circolare alle Norme Tecniche.

5.8 AZIONE SUI PARAPETTI

I parapetti sono verificati considerando l'azione prevista al §5.1.3.10, pari a 1.50 kN/m e applicata ad un'altezza sopra l'impalcato pari a 1.10 m.

6 MATERIALI

calcestruzzo

Cordolo e ripristini

classe

C32/40

γ_c		1,50	coefficiente di sicurezza
R_{ck}		400,0 daN/cm ²	resistenza cubica a compressione
f_{ck}	$0.83 \cdot R_{ck}$	332,0 daN/cm ²	resistenza cilindrica a compressione
f_{cm}	$f_{ck} + 8$	412,0 daN/cm ²	resistenza media cilindrica a compressione
γ_c		1,50	coefficiente di sicurezza per cls
α_{cc}		0,85	coefficiente riduttivo resistenze a lunga durata
f_{cd}	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	188,1 daN/cm ²	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctm}	$0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq 50/60$	31,0 daN/cm ²	resistenza media a trazione semplice
f_{ctk}	$0.7 \cdot f_{ctm}$	21,7 daN/cm ²	resistenza caratteristica a trazione semplice
f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	14,5 daN/cm ²	resistenza di calcolo a trazione semplice
f_{ctm}	$1.2 \cdot f_{ctm}$	37,2 daN/cm ²	resistenza media a trazione per flessione
f_{bk}	$2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$	48,8 daN/cm ²	resistenza caratteristica tangenziale di aderenza
η		1,0	per barre di diametro $\phi \leq 32$
f_{bd}	f_{bk} / γ_c	32,5 daN/cm ²	resistenza di calcolo tangenziale di aderenza
E_c	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$	336428 daN/cm ²	modulo elastico istantaneo secante
ν		0,2	coefficiente di poisson per cls non fessurato
α		0,00006	coefficiente di dilatazione termica

acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata

getti in c.a.

			B450C
$f_{y \text{ nom}}$		4500 daN/cm ²	tensione nominale di snervamento
$f_{t \text{ nom}}$		5400 daN/cm ²	tensione nominale di rottura
f_{yk}	\geq	$f_{y \text{ nom}}$	tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}	\geq	$f_{t \text{ nom}}$	tensione caratteristica di rottura
$(f_t / f_y)_k$	\geq	1,15	rapporti geometrici
$(f_t / f_y)_k$	$<$	1,35	
$(f_y / f_{y \text{ nom}})_k$	\leq	1,25	
$(A_{gt})_k$	\geq	7,5	% allungamento
ϕ		mm	diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche
4 ϕ		$\phi < 12$ mm	
5 ϕ		$12 \leq \phi \leq 16$ mm	
8 ϕ		$16 < \phi \leq 25$ mm	
10 ϕ		$25 < \phi \leq 40$ mm	
n		15	coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo

bulloni**Ancoraggi prapetto**

classe - tab.11.3.XII.a

8.8 ▼

f_{yb}	6490	daN/cm ²	tensione di snervamento
f_{tb}	8000	daN/cm ²	tensione di rottura
dado	8		secondo UNI EN 20898-2 : 1994
viti			secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001
rosette			acciaio C50 UNI EN 10083-2 : 2006
piano di taglio	1		piano di taglio su filetto
α_v	0,6		coefficiente - 4.2.63-64 NTC
γ_{M2}	1,25		tab. 4.2.XII - coefficiente di sicurezza
f_{td}	6400	daN/cm ²	resistenza di calcolo per giunzioni

bulloni**Tirafondi barriera stradale**

classe - tab.11.3.XII.a

10.9 ▼

f_{yb}	9000	daN/cm ²	tensione di snervamento
f_{tb}	10000	daN/cm ²	tensione di rottura
dado	10		secondo UNI EN 20898-2 : 1994
viti			secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001
rosette			acciaio C50 UNI EN 10083-2 : 2006
piano di taglio	1		piano di taglio su filetto
α_v	0,5		coefficiente - 4.2.63-64 NTC
γ_{M2}	1,25		tab. 4.2.XII - coefficiente di sicurezza
f_{td}	8000	daN/cm ²	resistenza di calcolo per giunzioni

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 FASE I

Nella prima fase la resistenza ai carichi è affidata solamente alle travi in acciaio. I carichi da considerare sono il peso proprio degli elementi in acciaio e il peso della soletta in c.a., che in questo caso è un peso permanente portato. Di seguito si riporta l'analisi dei carichi per questa fase:

Impalcato	g_1	g_2	q
Travi longitudinali HEA360 $i = 180$ cm	65		daN/m ²
Traversi HEA180 $i = 160$ cm	30		daN/m ²
Soletta c.a. spessore $s = 12$ cm	300		daN/m ²
Totale permanenti strutturali	395		daN/m²
Totale permanenti non strutturali		0	daN/m²

7.2 FASE II

Nella seconda fase, a maturazione del getto avvenuta, l'impalcato viene completato con la stesura della pavimentazione ed è predisposto all'applicazione del carico previsto dallo schema di carico 5 dell'attuale Normativa.

Impalcato	g_1	g_2	q
Travi longitudinali HEA360 $i = 180$ cm	65		daN/m ²
Traversi HEA180 $i = 160$ cm	30		daN/m ²
Soletta c.a. spessore $s = 12$ cm	300		daN/m ²
Pavimentazione asfalto		60	daN/m ²
Totale permanenti strutturali	395		daN/m²
Totale permanenti non strutturali		60	daN/m²
Carico accidentale Load Model 5			500 daN/m²

Oltre ai carichi di area è presente un carico di linea pari a 45 daN/ml dovuto al peso proprio del corrimano.

8 MODELLAZIONE SISMICA E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Sulla base della relazione geologica, firmata dalla dott.ssa Geol. Paola Parente, sono state definite le caratteristiche sismiche del sito in esame.

Sulla base dei risultati delle prove eseguite, il sottosuolo può essere inserito nella categoria di sottosuolo B, definita: "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*"

Per natura dell'opera in oggetto, il sisma non rappresenta l'azione maggiormente gravosa ai fini del dimensionamento e verifica degli elementi strutturali.

Inoltre, essendo le due sponde accessibili senza servirsi della passerella, nel seguito la classe d'uso sarà la classe d'uso II.

I seguenti risultati vengono riportati considerando la struttura in **campo elastico**, quindi il fattore di comportamento adottato per determinare l'azione sismica è $q = 1$.

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche dell'opera per la definizione dell'azione sismica:

Coordinate WGS84:	Lat. 46.043004	Long. 12.841653
Classe d'uso:	II	
Vita nominale:	VN = 50 anni	
Coeff. d'uso:	CU = 1.0	
Vita di riferimento:	VR = VN x CU = 50 anni	

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag	0.056g	0.073g	0.204g	0.272g
Fo	2.466	2.453	2.447	2.481
Tc*	0.241 sec	0.265 sec	0.334 sec	0.348 sec

Parametri all'interno della relazione geologica.

Nel seguito si riportano i parametri di definizione dell'azione sismica come dedotti dal software Spettri.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 12.88886 LATTITUDINE: 46.04867

Ricerca per comune
 REGIONE: Friuli-Venezia Giulia PROVINCIA: Pordenone COMUNE: San Giorgio della f

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n : 50 info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_u : 2 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 100 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:
 SLO - $P_{VR} = 81\%$
 SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU:
 SLV - $P_{VR} = 10\%$
 SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO:
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: B info
 Categoria topografica: T1 info
 $S_s = 1,136$ $C_s = 1,359$ info
 $h/H = 1,000$ $S_r = 1,000$ info
(Inquinata sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): 5 $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s : 1 Regol. in altezza: no info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v : 1,5 $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni:
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,080	2,453	0,270
SLD	101	0,103	2,443	0,286
SLV	949	0,266	2,485	0,348
SLC	1950	0,352	2,459	0,366

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,266 g
$F_{0,1}$	2,485
$T_{0,1}$	0,348 s
S_a	1,136
C_v	1,359
S_v	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,136
η	1,000
$T_{0,1}$	0,157 s
$T_{0,2}$	0,472 s
$T_{0,3}$	2,664 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_0 \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_{0,1} = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_c = C_v \cdot T_c^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_{0,3} = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_{0,1} \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_{0,1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_{0,1}} \right) \right]$

$T_{0,1} \leq T < T_{0,2} \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

$T_{0,2} \leq T < T_{0,3} \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_{0,2}}{T} \right)$

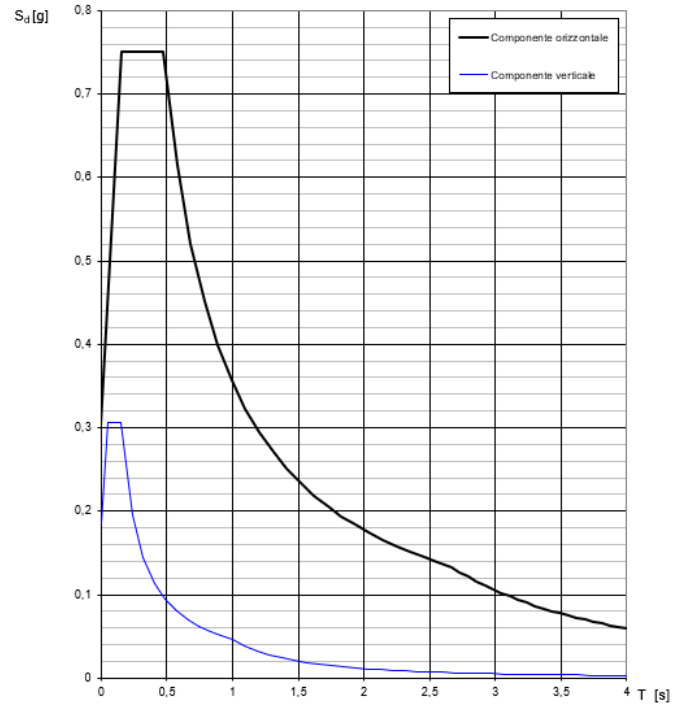
$T_{0,3} \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_{0,2} \cdot T_{0,3}}{T} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,302
0,157	0,751
0,472	0,751
0,577	0,615
0,681	0,521
0,785	0,452
0,890	0,399
0,994	0,357
1,099	0,323
1,203	0,295
1,307	0,271
1,412	0,251
1,516	0,234
1,620	0,219
1,725	0,206
1,829	0,194
1,934	0,183
2,038	0,174
2,142	0,166
2,247	0,158
2,351	0,151
2,456	0,144
2,560	0,139
2,664	0,133
2,728	0,127
2,791	0,121
2,855	0,116
2,919	0,111
2,982	0,106
3,046	0,102
3,110	0,098
3,173	0,094
3,237	0,090
3,300	0,087
3,364	
3,428	0,080
3,491	0,078
3,555	0,075
3,618	0,072
3,682	0,070
3,746	0,067
3,809	0,065
3,873	0,063
3,936	0,061
4,000	0,059

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



10 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente Capitolo sono riportate le verifiche strutturali svolte. Queste hanno riguardato le verifiche di resistenza e le verifiche allo stato limite di esercizio. Infine, si riportano brevemente le verifiche allo stato limite di servizio nei confronti delle vibrazioni.

Per quanto riguarda la verifica delle strutture di impalcato, trattandosi di sezione composta acciaio – cls, le verifiche di resistenza sono svolte in Fase I (resistenza affidata solo all'acciaio e assenza di carichi da normativa) e in Fase II (resistenza affidata alla sezione mista e carichi da Normativa).

10.1 VERIFICHE STRUTTURALI FASE I

Nella prima fase la resistenza ai carichi è affidata solamente alle travi in acciaio. I carichi da considerare sono il peso proprio degli elementi in acciaio e il peso della soletta in c.a., che in questo caso è un peso permanente portato. Considerato che la larghezza dell'impalcato è pari a 355 cm, nel seguito è stata considerata una larghezza di influenza pari a 180 cm per le travi principali e pari all'interasse $i = 160$ cm per quanto riguarda i trasversi.

10.1.1 Verifica della lamiera

Si riporta la verifica della lamiera grecata collaborante con la soletta in c.a. in condizioni di stato limite ultimo. Il dimensionamento viene eseguito secondo il metodo tabellare che riporta il carico utile massimo in funzione dello spessore della lamiera e dell'interasse degli appoggi.

L'interasse fra gli appoggi risulta essere di 1.60 m. Il sovraccarico in condizioni di stato limite ultimo risulta essere:

$$q = 1.35 \times 0.65 + 1.35 \times 3 + 1.35 \times 5 = 11.68 \text{ kN/mq} < 18.2 \text{ kN/mq, verifica soddisfatta.}$$

Nominal concrete consumption

	Thickness of the slab [cm]									
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Concrete volume [l/m ²]	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
Theoretical weight* of the composite slab [kg/m ²]	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425

Concrete density 2500 kg/m³

Maximum recommended slab thickness $d = 20$ cm

*Additional weight due to pounding effect is not included

Cofrastra® 40 P:

Pre-punched version, compatible with shear connectors, welded in advance or in shop to the composite beams.



Multiple spans **L1** **L2** with L1 – L2 and internal width support 100mm

Thickness of the slab [cm]	Span [m]																				
	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00
18	26,22	24,78	23,46	22,27	21,17	20,16	19,22	18,36	17,56	16,81	16,12	15,46	14,85	13,72	12,69	11,75	10,88	10,08	9,34	8,66	8,03
17	25	23,62	22,37	21,23	20,18	19,22	18,33	17,51	16,75	16,04	15,37	14,75	13,74	12,69	11,73	10,85	10,04	9,3	8,62	7,99	7,4
16	23,73	22,43	21,24	20,16	19,17	18,26	17,41	16,63	15,91	15,24	14,61	13,69	12,62	11,65	10,77	9,95	9,21	8,52	7,89	7,31	6,77
15	22,43	21,2	20,08	19,06	18,12	17,26	16,46	15,73	15,04	14,41	13,57	12,49	11,51	10,62	9,8	9,06	8,38	7,75	7,17	6,63	6,13
14	21,08	19,92	18,87	17,91	17,03	16,22	15,47	14,78	14,14	13,35	12,27	11,28	10,39	9,58	8,84	8,16	7,54	6,97	6,44	5,95	5,5
13	19,67	18,59	17,61	16,72	15,9	15,14	14,45	13,8	13,03	11,94	10,97	10,08	9,28	8,55	7,88	7,27	6,71	6,19	5,72	5,28	4,87
12	18,2	17,21	16,3	15,47	14,71	14,01	13,37	12,58	11,5	10,54	9,67	8,88	8,16	7,51	6,92	6,37	5,87	5,41	4,99	4,6	4,24
11	16,87	15,75	14,92	14,17	13,47	12,83	11,97	10,92	9,98	9,13	8,37	7,68	7,05	6,48	5,96	5,48	5,04	4,64	4,27	3,92	-
10	13,99	13,00	11,64	10,45	9,41	8,49	7,68	6,96	6,31	5,72	5,2	4,72	4,29	3,9	3,54	3,21	2,91	-	-	-	-
9	12,16	10,84	9,69	8,69	7,81	7,04	6,35	5,74	5,19	4,7	4,26	3,85	3,49	-	-	-	-	-	-	-	-

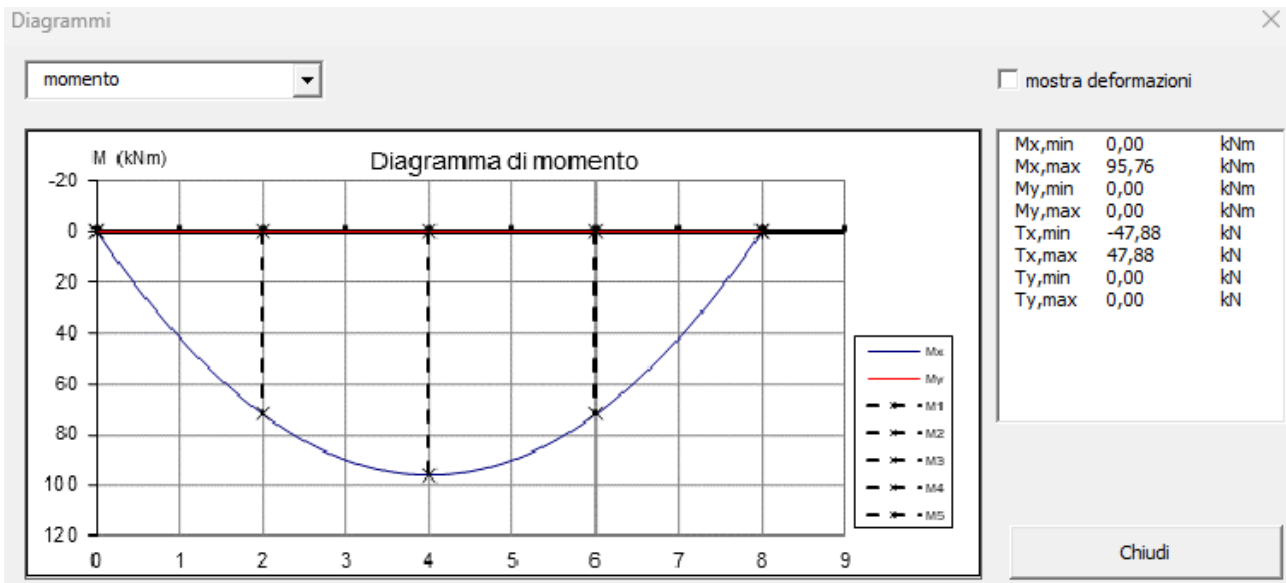
Key	Thickness [mm]
Installation without propping	0,75
	0,88
	1,00
With propping	0,75

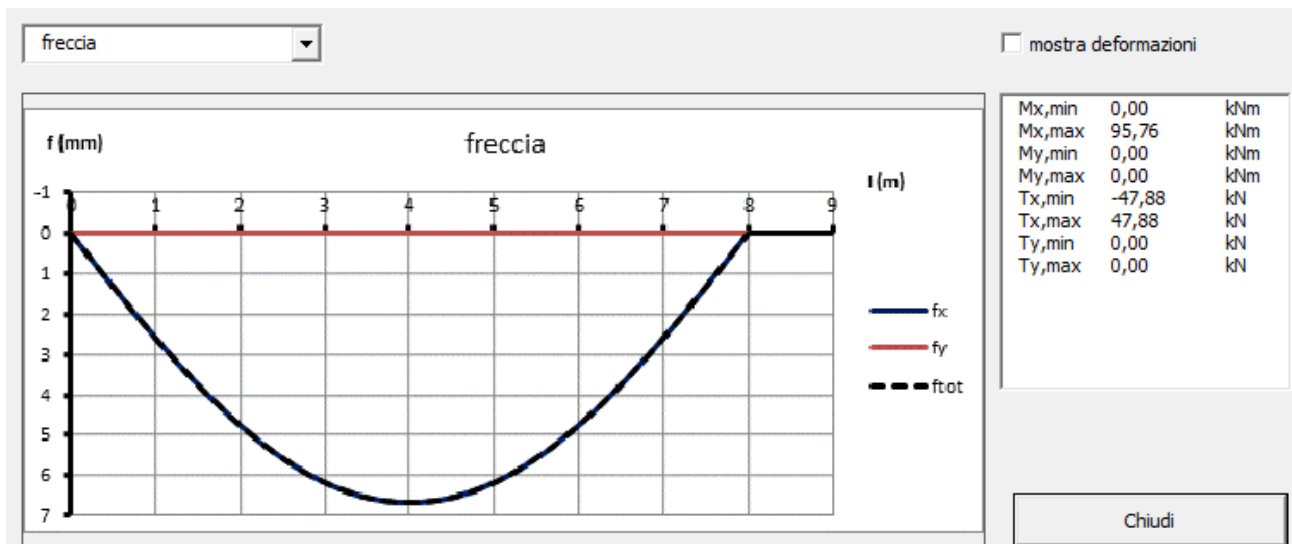
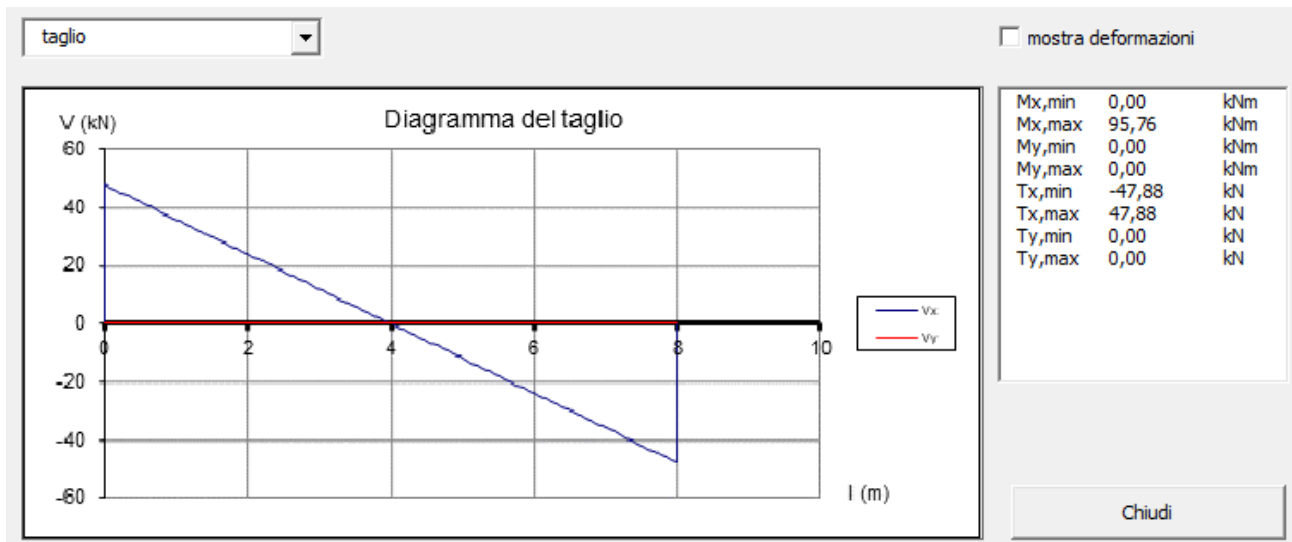
Assumptions

- Concrete C25/30 (density: 25 kN/m3)
- Fire resistance REI30
- Deflection while pouring L / 180
- Deflection in service L [cm] / 350 if L < 3.5 m or (0.5 cm + L / 700) if L > 3.5 m
- Materials safety factors : $\gamma_M=1.0$, $\gamma_C=1.5$, $\gamma_S=1.15$

10.1.2 Verifica delle travi principali HEA360

Nel seguito si riporta la verifica delle travi principali HEA360 durante la fase I.





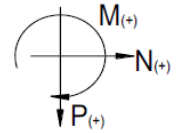
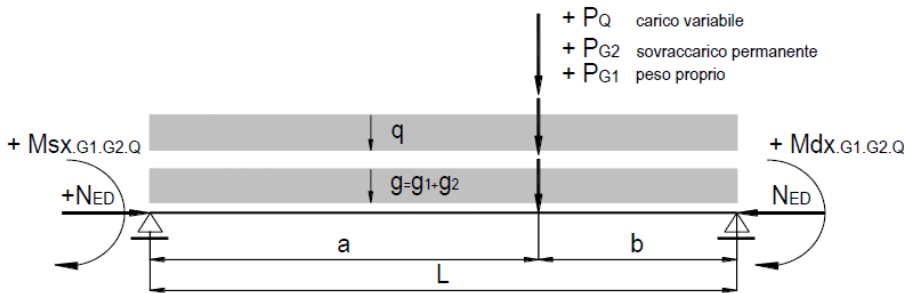
Per cui si ha:

$$M_{Rd} = (f_{yk} \times W_{el,min}) / \gamma_{M0} = 4952619 < 957600 \text{ daN*cm}, \quad \text{verifica soddisfatta,}$$

$$V_{Rd} = (A_v \times f_{yk}) / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 50655 \text{ daN} < 4788 \text{ daN}, \quad \text{verifica soddisfatta.}$$

Verifica dei traversi HEA180

n.lav.	2203	2203 - VERIFICA TRAVERSI FASE 1
o.pera	PASSERELLA	Verifica traversi



L	1,80 m
a	0,90 m
b	0,90 m

luce trave
 distanza del carico da A
 distanza del carico da B

verifica sezione abbassamenti massimi	δ_{max} / L	h_{sez}	0,82%	verificato
verifica sezione abbassamenti accidentali	δ_2 / L	h_{sez}	#DIV/0!	#DIV/0!
verifica in campo elastico della sezione 4.2.4.1.2				
sezione $M_{ED,max}$ - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	0,19%	sezione verificata
sezione $M_{ED,max}$ - verifica attacco ala anima - daN/cm ²		h_{sez}	0,15%	sezione verificata
sezione appoggio sx - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	0,19%	sezione verificata
sezione appoggio sx - verifica attacco ala anima - daN/cn		h_{sez}	0,36%	sezione verificata
sezione appoggio dx - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	0,19%	sezione verificata
sezione appoggio dx - verifica attacco ala anima - daN/cn		h_{sez}	0,36%	sezione verificata
verifica a pressoflessione		h_{sez}	4,40%	profilo verificato
verifica instabilità flessotorsionale 4.2.4.1.3.2		h_{sez}	4,40%	profilo verificato

profilo A		HE 180 A	acciaio		S275
h	17,1 cm		S_{pmin}	1,0	sp. minimo
b	18,0 cm		f_{yk}	2750	daN/cm ²
t_w	0,6 cm		f_{tk}	4300	daN/cm ²
t_f	1,0 cm		γ_M	1,05	tab. 4.2.XII
r	1,5 cm		E	2100000	daN/cm ²
h_1	15,2 cm		G	807700	daN/cm ²
d	12,2 cm				
caratteristiche della sezione			A	45,25	cm ²
J_x	2510,28 cm ⁴	J_y	924,60	cm ⁴	
W_x	293,60 cm ³	W_y	102,73	cm ³	
W_{plx}	324,85 cm ⁴	W_{ply}	156,49	cm ⁴	
i_x	7,45 cm	i_y	4,52	cm	
A_{vx}	14,47 cm ²	A_{vy}	34,20	cm ²	
J_T	14,80 cm ⁴	inerzia torsionale			
J_{ω}	60210,87 cm ⁶	inerzia torsionale ingobbamento			
carichi lineari			positivi verso il basso		
P_{pt}	36 daN/m	peso proprio trave			
P_{pp}	daN/m	peso proprio portato			
g_1	36 daN/m	$P_{pt} + P_{pp}$	totale peso proprio		
g_2	480 daN/m	carico permanente di progetto			
g	516 daN/m	$g_1 + g_2$	totale carico permanente		
q	daN/m	aliquota carico variabile			
carichi concentrati			positivi verso il basso		
P_{G1}	0 daN	aliquota peso proprio			
P_{G2}	0 daN	aliquota carico permanente			
P_Q	0 daN	aliquota carico variabile			
N_{ED}	0 daN	$\gamma_{G1} \cdot N_{ED..G1} + \gamma_{G2} \cdot N_{ED..G2} + \gamma_Q \cdot N_{ED..Q}$	azione assiale combinata		
coppie di estremità			positive in senso orario		
$M_{G1.sx}$	0 daNm	$M_{G1.dx}$	0 daNm	aliquota peso proprio	
$M_{G2.sx}$	-251 daNm	$M_{G2.dx}$	251 daNm	aliquota carico permanente	
$M_{Q.sx}$	0 daNm	$M_{Q.dx}$	0 daNm	aliquota carico variabile	
combinazione delle azioni			γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
coefficienti di combinazione			1,35	1,35	1,35
			2.6.1 - N.T.C. 2018		
			Tab 2.6.1 - N.T.C		

c.c.c.	carico totale			stato limite		combinazione carichi
q_1	516	daN/m			s.l.e.	$g_1 + g_2 + q$
P_1	0	daN			s.l.e.	$P_{G1} + P_{G2} + P_Q$
$M_{sx,1}$	-251	$M_{dx,1}$	251	daNm	s.l.e.	$M_{G1} + M_{G2} + M_Q$
q_2	696	daN/m			s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_Q \cdot q$
P_2	0	daN			s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot P_{G1} + \gamma_{G2} \cdot P_{G2} + \gamma_Q \cdot P_Q$
$M_{sx,2}$	-338	$M_{dx,2}$	338	daNm	s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot M_{G1} + \gamma_{G2} \cdot M_{G2} + \gamma_Q \cdot M_Q$

verifica stati limite di esercizio - 4.2.4.2 - N.T.C.

		freccia in C	freccia a L/2	freccia a xo	s.l.e. - c.c.c.1
		δ_c	$\delta_{L/2}$	δ_{xo}	
g_{g1+g2}	516 daN/m	0,013	0,013	0,013	aliquota per $g_1 + g_2$
P_{G1+G2}	0 daN	0,000	0,000	0,000	aliquota per P_{G1+G2}
$M_{G1+G2.sx}$	-251 daNm	-0,010	-0,010	-0,010	aliquota per $M_{G1+G2.sx}$
$M_{G1+G2.dx}$	251 daNm	-0,010	-0,010	-0,010	aliquota per $M_{G1+G2.dx}$
		δ_c	$\delta_{L/2}$	δ_{xo}	
q	0 daN/m	0,000	0,000	0,000	aliquota per q
P_Q	0 daN	0,000	0,000	0,000	aliquota per P_Q
$M_{Q.sx}$	0 daNm	0,000	0,000	0,000	aliquota per $M_{Q.sx}$
$M_{Q.dx}$	0 daNm	0,000	0,000	0,000	aliquota per $M_{Q.dx}$



spostamenti compromettenti aspetti dell'edificio

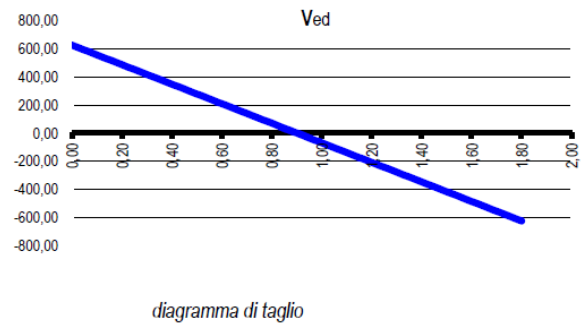
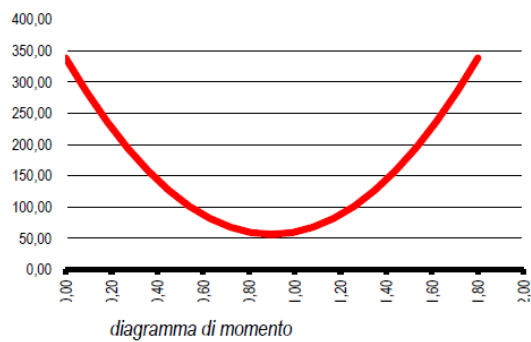
δ_c			0,000	0,000	0,000	controfreccia
δ_1	$\sum_i \delta_i^{(G)}$	cm	-0,006	-0,006	-0,006	freccia per $g_1 + g_2$
δ_2	$\sum_i \delta_i^{(Q)}$	cm	0,000	0,000	0,000	freccia q
δ_{tot}	$\delta_1 + \delta_2$	cm	-0,006	-0,006	-0,006	freccia totale

δ_{max}	$\delta_{tot} - \delta_c$	cm	-0,006	-0,006	-0,006	freccia massima
δ_{max} / L	30605	>	250	δ_{amm} / L	rapporto luce abbassamento massimo per carichi totali	
δ_2 / L	#DIV/0!	#DIV/0!	500	δ_{amm} / L	rapporto luce abbassamento per carichi accidentali	
η_{sez}	0,8%		verificato		utilizzo sezione abbassamenti massimi	
η_{sez}	#DIV/0!		#DIV/0!		utilizzo sezione abbassamenti accidentali	

parametri di sollecitazione - diagrammi di momento e taglio

s.l.u. - c.c.c.2

$R_{A,ed}$	-626,36 daN	reazione appoggio in A
$R_{B,ed}$	-626,36 daN	reazione appoggio in B
$V_{C,sx}$	0,00 daN	taglio sx in C
$V_{C,dx}$	0,00 daN	taglio dx in C
$X_{V=0}$	0,90 m	annullamento del taglio
$M_{ED,V=0}$	-56,37 daNm	momento massimo sollecitante (per $V_{ed} = 0$)
M_{sx}	-338,23 daNm	momento estremità destra
M_{dx}	338,23 daNm	momento estremità sinistra
$M_{ED,max}$	338,23	momento sollecitante massimo estremità destra
N_{ED}	0,00 daN	sforzo assiale



verifica in campo elastico della sezione

§ 4.2.4.1.2 NTC

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

critero di verifica - 4.2.4 N.T.C

sezione M_{ED,max} - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	115	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
-----------------	-----	-------------	------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	13272	$(f_{yk} / \gamma_{M1})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M1})^2$	η_{sez}	0,19%
-----------------	-------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

sezione M_{ED,max} - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	102,40	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
-----------------	--------	-------------	------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	10486	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,15%
-----------------	-------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

sezione appoggio sx - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	115,20	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
-----------------	--------	-------------	------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	13272	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,19%
-----------------	-------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

sezione appoggio sx - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	102,40	τ_{Ed}	68,68			sezione verificata
-----------------	--------	-------------	-------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	24637	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,36%
-----------------	-------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

sezione appoggio dx - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	115	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
-----------------	-----	-------------	------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	13272	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,19%
-----------------	-------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

sezione appoggio dx - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	102	τ_{Ed}	68,68			sezione verificata
-----------------	-----	-------------	-------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	24637	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,36%
-----------------	-------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

verifiche di instabilità - ricerca X_{min}

§ 4.2.4.1.3.1 NTC

β_x **1,00** coefficiente lunghezza libera inflessione dir.x

β_y **1,00** coefficiente lunghezza libera inflessione dir.y

l_{0x} 1,80 cm luce libera di inflessione dir.x

l_{0y} 1,80 cm luce libera di inflessione dir.y

λ_x 24,17 snellezza dir. x

λ_y 39,82 snellezza dir. y

λ 39,82 < **200** snellezza minima

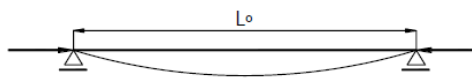
λ_1 86,81 $\pi \cdot (E / fy)^{0,5}$ snellezza euleriana

$\bar{\lambda}$ 0,459 $\lambda / \lambda_1 \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$ (4.2.45) NTC

α 0,340 fattore di imperfezione - tab. 4.2.VI

Φ 0,649 $\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ (4.2.44) NTC

X_{min} 0,902 $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$ (4.2.44) NTC



verifica a pressoflessione

NTC 2018

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

criterio di verifica

$N_{cr,x}$	1605820 daN	$N_{Ed} / N_{cr,x}$	0,00000	X_{\min}	0,902	parametri di verifica
$\alpha_{m,Ed}$	0,85	consigliato	0,85			fattore di momento medio utilizzato
$M_{m,Ed}$	28750 daNcm	$M_{Ed,max} \cdot \alpha_{m,Ed}$				momento medio
$M_{yeq,Ed}$	37375 daNcm	$1,3 \cdot M_{m,Ed}$				momento equivalente
$M_{yeq,Ed}$	33823 daNcm	$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$				limitazione

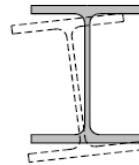
$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,04 < 1,00$$

profilo verificato

verifica instabilità flessione torsionale

4.2.4.1.3.2 - NTC

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$



criterio di verifica

C_1	0,712			fattore per momento critico
k	0,500	incastro incastro		coefficiente di rotazione alle estremità
k_{ω}	1,000	cerniera cerniera		coefficiente di ingobbamento alle estremità
L_{rt}	200 cm	L_{brave}	1,80	lunghezza tra due ritegni torsionali
M_{cr}	6474604 daNcm			momento critico flessotorsionale
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,353	$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$		snellezza adimensionale - (4.2.51) NTC
β	1,00			
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,40			
α_{LT}	0,340			Tab. - 4.2.VII NTC
Φ_{LT}	0,554	$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$		
K_C	0,910			Tab. - 4.2.VIII NTC
f	0,973	$f = 1 - 0,5 (1 - k_c) [1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT,0} - 0,8)^2]$		(4.2.52) NTC

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f}$$

(4.2.50) NTC

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,04 < 1,00$$

profilo verificato

10.2 VERIFICHE STRUTTURALI FASE II

10.2.1 Verifica sezione mista acciaio cls

Come prima cosa è calcolata la larghezza efficace della soletta. Con riferimento allo schema riportato al §4.3.2.3 delle Norme Tecniche, si ha:

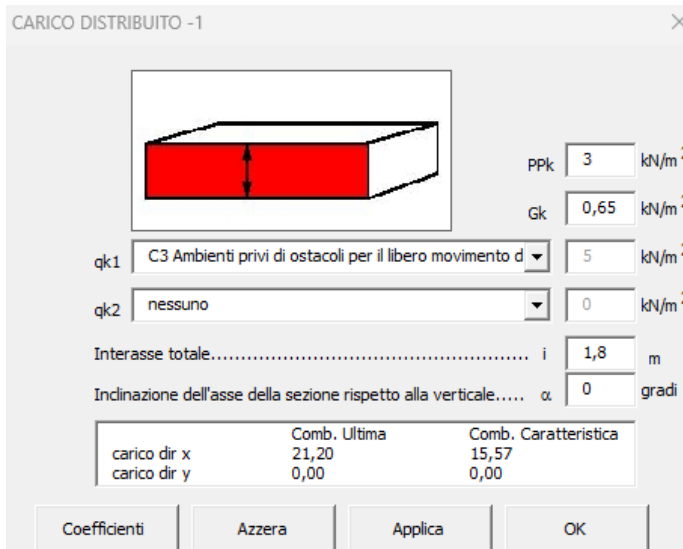
luce campata	L	= 8.00 m,
interasse travi longitudinali	i	= 1.80 m,
larghezza soletta in sinistra	b_{e1}	= 0.90 m;
larghezza soletta in destra	b_{e2}	= 0.70 m;
interasse connettori	b_0	= 0.0 m;
larghezza efficace in campata	b_{eff}	= $b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0.90+0.70 \text{ m} = 1.60 \text{ m}$;

In corrispondenza degli appoggi si considera una larghezza efficace ridotta della soletta collaborante:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 0.675 \times 160 \text{ cm} = 108 \text{ cm}.$$

Nel seguito si riporta la verifica delle travi principali in sezione mista acciaio-cls. La verifica riportata è eseguita con un programma di calcolo elaborato dallo scrivente in ottemperanza alle attuali Norme Tecniche.

The screenshot displays the software interface for structural analysis. On the left, material properties for S275 steel are listed: $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$, $f_{yd} = 262 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$, $\gamma_{M1} = 1.05$, and $\gamma_{M2} = 1.25$. The section is identified as HEA360 with dimensions: $h = 350 \text{ mm}$, $B = 300 \text{ mm}$, $sw = 10 \text{ mm}$, and $sa = 17.5 \text{ mm}$. The cross-section diagram shows a central web with a height of $i_y = 74.3 \text{ mm}$ and flanges with a width of $b_f = 152.1 \text{ mm}$. The right side of the interface shows boundary conditions (VINCOLATO, LIBERO) and a table of load effects (fdu, fse, ftdo, ftdo-pso, fd - fase 1) with values ranging from 21.20 to 5.40. Below the table are input fields for moments and displacements (Msk, Msl, Vsk, Vsl).



Definizione dei parametri di calcolo.

Tenuto presente che la soletta è soggetta a coazioni quali il ritiro, nel seguito si riporta il calcolo della deformazione per ritiro:

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA' secondo EC2

Umidità ambientale	RH		60	%
Rapporto area/perimetro esposto	h_0	$[2 \cdot A_c / u]$	219	mm
Tempo di maturazione all'applicazione del carico	t_0		5	gg
Tempo di maturazione corretto in funzione della temperatura	t_T		30	gg
Tempo di maturazione fittizio funzione del tipo di cemento	$t_{0,eff}$		5	gg
Tempo a cui calcolare la viscosità	t		10000	gg
	ψ_{RH}		1.55	
	$\beta(f_{cm})$	$16.8 / (\sqrt{f_{cm}})$	2.56	
	$\beta(t_0)$	$1 / (0.1 + t_0^{0.2})$	0.68	
	β_H		555	
	β_c	$[(t-t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3}$	0.98	
Fattore di viscosità a tempo infinito	Φ_0	$\psi_{RH} \cdot \beta_{(f_{cm})} \cdot \beta_{(t_0)}$	2.69	
Fattore di viscosità a tempo t	Φ	$[\Phi_0 \cdot \beta_c]$	2.64	
Modulo di elasticità tangente	E_c	$[1.05 \cdot E_{cm}]$	35781	N/mm ²
Modulo di elasticità a lungo termine	E_{cLT}	$[E_c / (1 + \psi)]$	9822	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{cLT}		21.0	

CALCOLO DEL RITIRO secondo EC2

Deformazione da ritiro per essiccamento	β_{RH}	$1.55 \cdot [1 - (RH/100)^3]$	1.2	
Deformazione di base da ritiro per essiccamento	$\epsilon_{cd,0}$	$0.85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1})^{-0.25} \cdot t_{cm}^{10}] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$	4.07E-04	
	$\beta_{ds}(t, t_0)$	$[(t-t_0) / (t-t_0 + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3})]$	0.99	
	K_h		0.827	
	$\epsilon_{cd}(t)$		3.32E-04	
Deformazione da ritiro autogeno	$\epsilon_{ca}(int)$		6.25E-05	
	β_{as}		1.0	
	$\epsilon_{ca}(t)$		6.25E-05	
totale deformazione per ritiro	$\epsilon_{cc}(t)$		3.95E-04	

Sulla soletta, dunque, agisce una tensione di compressione dovuta la ritiro pari a:

$$\sigma_{cs} = \epsilon_{cs} E_{eff} = \epsilon_{cs} E_c / (1 + \psi_L \Phi) = 3.95 \cdot 10^{-4} \times 32308 / (1 + 0.55 \times 2.64) = 5.20 \text{ N/mm}^2,$$

essendo $\psi_L = 0.55$ (EC4 – 5.4.2.2).

Considerando un coefficiente riduttivo per l'area totale della soletta pari a 0.90 dovuto alle creste della lamiera, si ottiene una forza totale pari a

$$F_{cs} = 5.20 \times (0.90 \times 120 \times 1600) = 899 \text{ kN.}$$

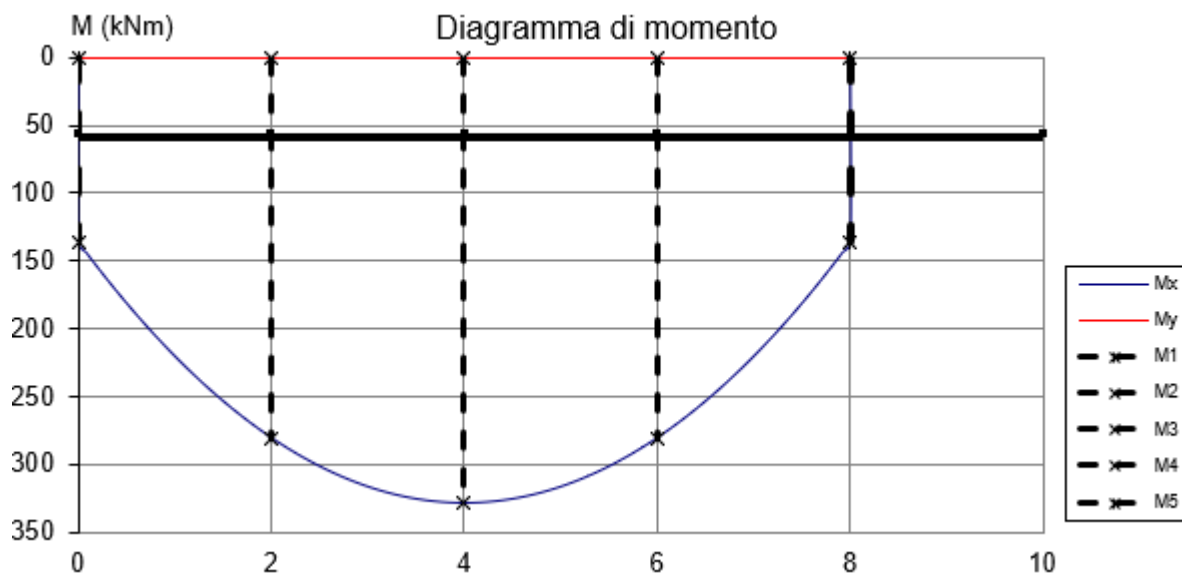
EFFETTO DEL RITIRO

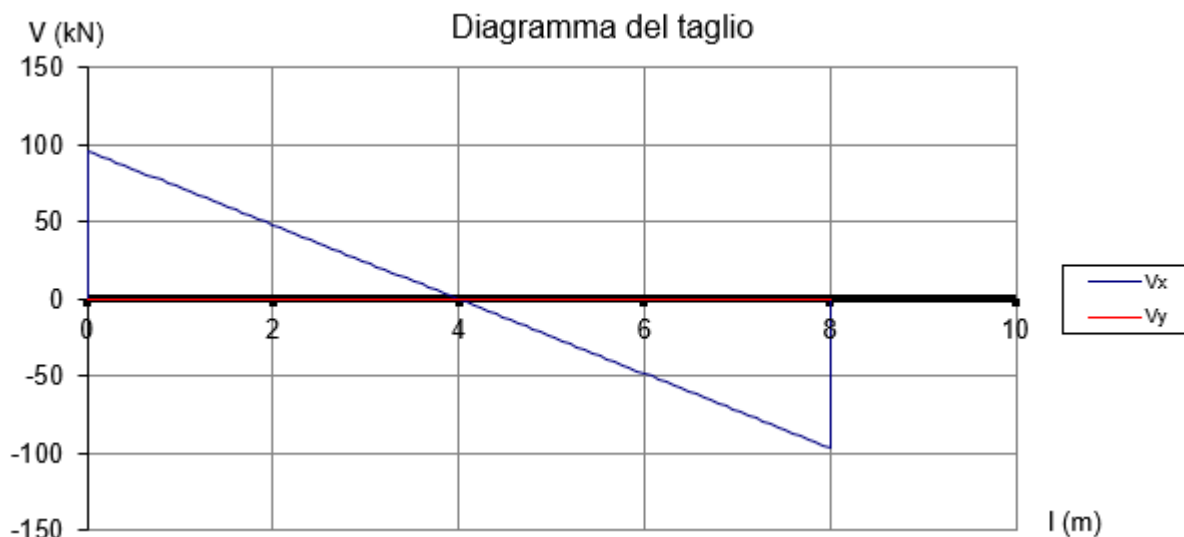
deformazione per ritiro soletta libera	ϵ_{cs}	3,95E-04	
tensione equivalente cls	σ_{cs}	5,20	N/mm ²
forza totale per accorciamento soletta	F_{cs}	899	kN
Rigidezza assiale soletta	$A_c E_{c,eff}$	2,53E+09	Nmm
Rigidezza assiale profilo	$A_p E_s$	2,95E+09	Nmm
aliquota acciaio	η_s	0,54	
forza sul profilo	F_{ss}	484	kN
accorciamento profilo	ϵ_{ss}	1,64E-04	
accorciamento cls	ϵ_{cs}	1,64E-04	

Il momento aggiuntivo dovuto alla coazione allo SLU risulta pari a

$$M_{cs} = \gamma \times F_{ss} \times (h_c + h_s)/2 = 1.20 \times 484 \times (350 + 120)/2 = 136 \text{ kN m.}$$

Le sollecitazioni sugli elementi sono dunque le seguenti:





Per quanto riguarda la verifica a flessione si ha quanto segue:

RESISTENZA SLU

Momento iniziale	M0 (kNm)	95	
Carico assiale iniziale	N0 (kN)	484	
rapporto xc/h	ζ	0,2477901	
altezza soletta compressa	xc (mm)	116	mm
deformazione lembo compresso	ϵ_c	-0,35%	
deformazione armatura superiore	$\epsilon_{s'}$	-0,23%	
deformazione armatura inferiore	ϵ_s	-0,11%	
deformazione piattabanda superiore	ϵ_{sps}	0,00%	
deformazione piattabanda inferiore	ϵ_{spi}	1,04%	
altezza anima compressa snervata	hy- (mm)	117,9426061	anima
altezza anima tesa snervata	hy+ (mm)	308	

Calcola M+

Ned

0

N (kN)	M (kNm)
1,5	797,9

$$\eta = M_{Ed}/M_{Rd} = 329/797 = 0.41 < 1, \quad \text{verifica soddisfatta.}$$

Verifica a taglio considerando solo il contributo dell'anima metallica:

$$V_{Rd} = (A_v \times f_{yk})/(\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 476 \text{ kN} < 96 \text{ kN}, \quad \text{verifica soddisfatta.}$$

Dimensionamento dei pioli

Per quanto riguarda il dimensionamento dei pioli vale quanto segue.

DIMENSIONAMENTO CONNETTORI

Resistenza soletta	C	2589	kN
Resistenza profilo	Z	3747	kN
	Rd	2589	kN
PIOLI	tipo	S235J2 + C450	
resistenza ultima	ftk	450	N/mm ²
diametro	d	16	mm
altezza	hsc	75	mm
coefficiente di sicurezza	γ_v	1,25	
coefficiente α	α	1	
modulo di elasticità medio	Ecm	32308	N/mm ²
Resistenza lato acciaio	PRd,a	57,9	kN
Resistenza lato cls	PRd,c	56,5	kN
	PRd	56,5	kN

Si prevede di collocare i pioli necessari per garantire la resistenza a scorrimento ai terzi estremi della trave e incrementare il passo nel terzo centrale. La forza di scorrimento che deve essere assorbita dai pioli è relativa ai carichi permanenti e accidentali applicati dopo la presa del calcestruzzo oltre alle coazioni da ritiro dello stesso.

La massima forza di scorrimento è comandata dal calcestruzzo, pertanto, si sceglie di non prevedere il completo ripristino e si calcola la forza di scorrimento con la formula di Jurawsky in condizioni istantanee:

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	23,2		
	f	208,3		y0
	h0	294,0		
altezza porzione compressa	y	199,3	mm	
area cls	Ac	192000	mm ²	1920
inerzia soletta	Jc	230400000	mm ⁴	23040
inerzia sezione acciaio	Ja	330897514	mm ⁴	33090
momento d'inerzia	Jid	632328006	mm ⁴	63233
momento statico trave acciaio	Sa	3739999	mm ³	3740
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	496361	mm ³	496
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	1890843	mm ³	1891
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	73644384	mm ³	73644
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	2335704	mm ³	2336
modulo di resistenza lato acciaio	Wss	7976149	mm ³	7976

Forza di scorrimento data dal taglio alle estremità:

$$V_{Ed} = (R_{Ed} S_{C,id}) / J_{id} = 96000 \times 496361 / 632328006 = 75 \text{ N/mm.}$$

Posti i connettori ad interasse di 20 cm, si ha che la forza del piolo più sollecitato è $P_{Ed} = V_{Ed} \times 200 = 15 \text{ kN.}$

Sommando la componente data dalla coazione per ritiro, che corrisponde a $V_{Ed,s} = 1.2 \cdot 484 = 581$ kN, avendo posto nei terzi estremi della trave connettori aventi passo 20 cm e nel terzo centrale connettori passo 30 cm, si distribuisce tale sollecitazione su $n = 2 \cdot 800 / (3 \cdot 20) + 800 / (3 \cdot 30) = 37$ connettori.

La sollecitazione massima totale risulta quindi: $P_{Ed,tot} = 15 + 581/36 = 31$ kN < $P_{Rd} = 56.5$ kN, **verifica soddisfatta**.

Il calcolo effettuato non fa affidamento sulla duttilità dei pioli dal momento che non vi è redistribuzione uniforme della forza di scorrimento indotta dall'applicazione dei carichi esterni, pertanto non è necessaria la verifica di duttilità.

Verifica sezione trasversale soletta

Armatura trasversale minima: $A_s \geq 0.002 A_c = 0.002 \cdot 120 \cdot 1000 = 240$ mm² → $1 \phi 10/20$ cm = 392 mm²

Come sezione trasversale di verifica si considera quella depurata della altezza della lamiera grecata, ossia 80 mm.

Contributo dell'armatura: $V_{Rd,a} = A_s \cdot f_{yd} = 392 \cdot 391 = 153$ kN/m,

Contributo della lamiera grecata: $V_{Rd,p} = A_p \cdot f_{yp} / \sqrt{3} = 1000 \cdot 0.75 \cdot 350 / 1.05 / \sqrt{3} = 144$ kN/m.

Si vede che il piolo trasferisce un carico massimo di 31 kN/20 cm ripartendolo sulle sezioni trasversali della soletta ai lati, la forza di scorrimento sollecitante è pertanto: $V_{Ed} = 31/2 = 15.5$ kN/20 cm < $0.2 \cdot (V_{Rd,p} + V_{Rd,a}) = 59.4$ kN/20 cm.

Verifica sotto carico di manutenzione

Immaginando a favore di sicurezza che il carico di 12 t sia applicato in mezzeria, il momento agente vale:

$$M_{Ed} = QL/4 = (120 \times 1.35 \times 8)/4 = 324 \text{ kNm.}$$

Si evince, pertanto, che con un momento resistente $M_{Rd} = 797$ kN m, la verifica è soddisfatta.

Verifiche tensionali in esercizio

Tenendo presente i coefficienti di combinazione riportati in Tabella 5.1.VI delle Norme Tecniche, si evince che nel caso delle passerelle pedonali, la combinazione quasi permanente e frequente coincidono.

Momento flettente fase I $M_{Ed, fase I} = 96$ kNm,

Momento flettente in condizione rara per effetto della coazione da ritiro: $M_{Ed,s} = 136/1.2 = 113$ kNm,

Momento flettente LM5: $M_{Ed, LM5} = (500 \times 1.8) \times 8^2/8 = 72$ kNm,

Momento flettente SLE in condizione rara totale $M_{Ed, SLE} = 72 + 96 + 113 = 281$ kNm.

	f	208,3		y0
	h0	294,0		
altezza porzione compressa	y	199,3	mm	
area cls	Ac	192000	mm ²	1920
inerzia soletta	Jc	230400000	mm ⁴	23040
inerzia sezione acciaio	Ja	330897514	mm ⁴	33090
momento d'inerzia	Jid	632328006	mm ⁴	63233
momento statico trave acciaio	Sa	3739999	mm ³	3740
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	496361	mm ³	496
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	1890843	mm ³	1891
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	73644384	mm ³	73644
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	2335704	mm ³	2336
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	7976149	mm ³	7976

Tensione calcestruzzo lembo superiore condizione rara:

$$\sigma_c = (M_{Ed,SLE})/W_c = 281 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 73644384 \text{ mm}^3 = 3.81 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 16.8 \text{ N/mm}^2,$$

Tensione calcestruzzo lembo superiore condizione rara:

$$\sigma_c = (M_{Ed,SLE} - M_{Ed,LM5})/W_c = 209 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 73644384 \text{ mm}^3 = 2.83 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ N/mm}^2$$

Tensione acciaio lembo inferiore:

$$\sigma_s = (M_{Ed,SLE})/W_s + (M_{Ed,fasel})/W_{s,a} = 281 \cdot 10^6 / W_s + 96 \cdot 10^6 / W_{s,a} = 86 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times 275 = 220 \text{ N/mm}^2.$$

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto della forza di compressione sul profilo risultante dalla coazione per ritiro.

Verifiche di deformazione

Freccia in fase I $\rightarrow f = 7 \text{ mm} = L/1142 < L/250$, **verifica soddisfatta.**

Freccia in esercizio istantanea (g_2 e q):

$$\text{combinazione di carico: } f_{g_2+q} = 1.80 \cdot (0.65+5) + 0.45 = 10.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{freccia corrispondente: } f_{ist} = 5/384 \times f_{g_2+q} \times L^4 / (EJ)$$

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	6,4		
	f	57,2		y0
	h0	294,0		
altezza porzione compressa	y	135,0	mm	
area cls	Ac	192000	mm ²	1920
inerzia soletta	Jc	230400000	mm ⁴	23040
inerzia sezione acciaio	Ja	330897514	mm ⁴	33090
momento d'inerzia	Jid	902494026	mm ⁴	90249
momento statico trave acciaio	Sa	4782510	mm ³	4783
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	1806753	mm ³	1807
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	1890843	mm ³	1891
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	42616291	mm ³	42616
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	2694234	mm ³	2694
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	60055852	mm ³	60056

$$EJ = 2060000 \times 90249 = 1.86 \cdot 10^{11} \text{ kg cm}^2,$$

$$f_{ist} = 5/384 \times 10.6 \times 800^4 / (1.86 \cdot 10^{11}) = 3.0 \text{ mm} = L/2285 < L/250, \text{ verifica soddisfatta.}$$

Freccia a lungo termine (g₂):

$$\text{combinazione di carico: } f_{g2} = 1.80 \times (0.65) + 0.45 = 1.62 \text{ kN/m,}$$

$$\text{freccia corrispondente: } f = f_1 + f_{inf} + f^* = f_1 + 5/384 \times f_{g2} \times L^4 / (EJ) + M_s \times L^2 / (8 \cdot EJ).$$

Per il contributo f_{inf} vale quanto segue:

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	20,7		
	f	186,0		y0
	h0	294,0		
altezza porzione compressa	y	193,7	mm	
area cls	Ac	192000	mm ²	1920
inerzia soletta	Jc	230400000	mm ⁴	23040
inerzia sezione acciaio	Ja	330897514	mm ⁴	33090
momento d'inerzia	Jid	654381943	mm ⁴	65438
momento statico trave acciaio	Sa	3829195	mm ³	3829
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	555924	mm ³	556
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	1890843	mm ³	1891
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	70005200	mm ³	70005
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	2368407	mm ³	2368
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	8878536	mm ³	8879

$$EJ = 2060000 \times 65438 = 1.35 \cdot 10^{10} \text{ kg cm}^2,$$

$$f_{inf} = (5/384 \times 0.35 \times 800^4) / (1.35 \cdot 10^{10}) = 0.64 \text{ cm.}$$

Per quanto riguarda il contributo f^* vale quanto segue:

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	14,7		
	f	131,6		y0
	h0	294,0		
altezza porzione compressa	y	176,4	mm	
area cls	Ac	192000	mm ²	1920
inerzia soletta	Jc	230400000	mm ⁴	23040
inerzia sezione acciaio	Ja	330897514	mm ⁴	33090
momento d'inerzia	Jid	725155651	mm ⁴	72516
momento statico trave acciaio	Sa	4112689	mm ³	4113
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	785545	mm ³	786
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	1890843	mm ³	1891
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	60301017	mm ³	60301
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	2469499	mm ³	2469
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	12867595	mm ³	12868

$$f^* = M_s \times L^2 / (8 \cdot EJ) = (1360000 \times 800^2) / (8 \cdot E \cdot J) = 0.72 \text{ cm.}$$

La freccia totale a lungo termine vale $f_1 + f_{inf} + f^* = 0.7 + 0.64 + 0.72 = 2.08 \text{ cm} = L/385 < L/250$, **verifica soddisfatta.**

Verifica alle vibrazioni

Nei confronti delle vibrazioni la Norma EN 1990 al § A2.4.3.2 dispone che il criterio di comfort del transito pedonale sulla passerella debba essere stabilito in termini di accelerazione massima accettabile. Essendo le vibrazioni dei pedoni autoindotte, la massa da attribuire alla struttura per il calcolo dell'analisi modale è quella già considerata ai fini sismici, i.e. $G_1 + G_2$. I modi ottenuti vengono riportati nuovamente di seguito. Nei casi in cui la frequenza propria del modo laterale e torsionale sia inferiore a 2.5 Hz e/o nel caso in cui la frequenza propria del modo fondamentale verticale sia inferiore a 5 Hz si deve procedere ad una verifica diretta volta a stimare le massime accelerazioni sull'impalcato.

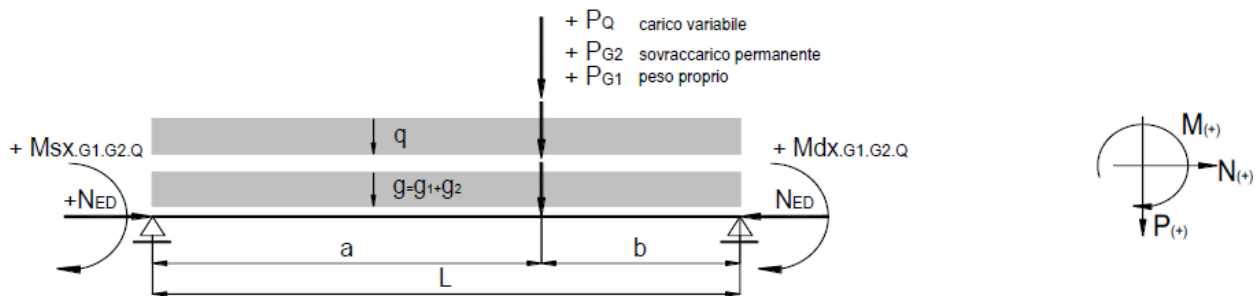
$$\begin{aligned}
 f_d &= g_k + \psi_{1j} q_{kj} = 112 + 1.80 \times (275 + 65) + 45 + 0 \times 1.80 \times 500] &= & 769 \text{ daN/ml,} \\
 EJ &= 2.06 \cdot 10^{11} \times 7.72 \cdot 10^{-3} &= & 1.59 \cdot 10^{11} \text{ kg cm}^2 &= & 1.59 \cdot 10^8 \text{ N m}^2, \\
 T &= 2 L^2 / \pi \times \sqrt{(f_d / EJ)} &= & 2 \times 8^2 / 3.14 \times \sqrt{(769 / 1.59 \cdot 10^8)} &= & 0.09 \text{ s,} \\
 f &= 1/T &= & 11.11 \text{ Hz}
 \end{aligned}$$

Nel caso della passerella in oggetto, il modo verticale fondamentale ha frequenza pari a 11 Hz e, pertanto, non si deve procedere a verifica diretta sulle accelerazioni.

Essendo la frequenza superiore a 5 Hz, la verifica risulta soddisfatta.

Verifica dei traversi in fase II

n _{lav.}	2203	2203 - VERIFICA TRAVERSI FASE 1
o _{pera}	PASSERELLA	Verifica traversi



L	1,80 m
a	0,90 m
b	0,90 m

luce trave
 distanza del carico da A
 distanza del carico da B

verifica sezione abbassamenti massimi	δ_{max} / L	h_{sez}	2,25%	verificato
verifica sezione abbassamenti accidentali	δ_2 / L	h_{sez}	5,76%	verificato
verifica in campo elastico della sezione 4.2.4.1.2				
sezione $M_{ED,max}$ - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	1,47%	sezione verificata
sezione $M_{ED,max}$ - verifica attacco ala anima - daN/cm ²		h_{sez}	1,16%	sezione verificata
sezione appoggio sx - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	1,47%	sezione verificata
sezione appoggio sx - verifica attacco ala anima - daN/cm		h_{sez}	2,72%	sezione verificata
sezione appoggio dx - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	1,47%	sezione verificata
sezione appoggio dx - verifica attacco ala anima - daN/cm		h_{sez}	2,72%	sezione verificata
verifica a pressoflessione		h_{sez}	12,11%	profilo verificato
verifica instabilità flessotorsionale 4.2.4.1.3.2		h_{sez}	12,11%	profilo verificato

profilo A		HE 180 A	acciaio		S275
h	17,1 cm		S_{pmin}	1,0	sp. minimo
b	18,0 cm		f_{yk}	2750	daN/cm ²
t_w	0,6 cm		f_{tk}	4300	daN/cm ²
t_f	1,0 cm		γ_M	1,05	tab. 4.2.XII
r	1,5 cm		E	2100000	daN/cm ²
h_1	15,2 cm		G	807700	daN/cm ²
d	12,2 cm				
caratteristiche della sezione			A	45,25	cm ²
J_x	2510,28 cm ⁴	J_y	924,60	cm ⁴	
W_x	293,60 cm ³	W_y	102,73	cm ³	
W_{plx}	324,85 cm ⁴	W_{ply}	156,49	cm ⁴	
i_x	7,45 cm	i_y	4,52	cm	
A_{vx}	14,47 cm ²	A_{vy}	34,20	cm ²	
J_T	14,80 cm ⁴	inerzia torsionale			
J_{ω}	60210,87 cm ⁶	inerzia torsionale ingobbamento			
carichi lineari			positivi verso il basso		
P_{pt}	36 daN/m	peso proprio trave			
P_{pp}	480 daN/m	peso proprio portato			
g_1	516 daN/m	$P_{pt} + P_{pp}$	totale peso proprio		
g_2	104 daN/m	carico permanente di progetto			
g	620 daN/m	$g_1 + g_2$	totale carico permanente		
q	800 daN/m	aliquota carico variabile			
carichi concentrati			positivi verso il basso		
P_{G1}	0 daN	aliquota peso proprio			
P_{G2}	0 daN	aliquota carico permanente			
P_Q	0 daN	aliquota carico variabile			
N_{ED}	0 daN	$\gamma_{G1} \cdot N_{ED..G1} + \gamma_{G2} \cdot N_{ED..G2} + \gamma_Q \cdot N_{ED..Q}$	azione assiale combinata		
coppie di estremità			positive in senso orario		
$M_{G1.sx}$	0	daNm	$M_{G1.dx}$	0	daNm
$M_{G2.sx}$	-690	daNm	$M_{G2.dx}$	690	daNm
$M_{Q.sx}$	0	daNm	$M_{Q.dx}$	0	daNm

combinazione delle azioni	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	2.6.1 - N.T.C. 2018
coefficienti di combinazione	1,35	1,35	1,35	Tab 2.6.1 - N.T.C

c.c.c.	carico totale		stato limite		combinazione carichi	
q_1	1420	daN/m		s.l.e.	$g_1 + g_2 + q$	
P_1	0	daN		s.l.e.	$P_{G1} + P_{G2} + P_Q$	
$M_{sx,1}$	-690	$M_{dx,1}$	690	daNm	s.l.e.	$M_{G1} + M_{G2} + M_Q$
q_2	1916	daN/m		s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_Q \cdot q$	
P_2	0	daN		s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot P_{G1} + \gamma_{G2} \cdot P_{G2} + \gamma_Q \cdot P_Q$	
$M_{sx,2}$	-931	$M_{dx,2}$	931	daNm	s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot M_{G1} + \gamma_{G2} \cdot M_{G2} + \gamma_Q \cdot M_Q$

verifica stati limite di esercizio - 4.2.4.2 - N.T.C.

freccia in C freccia a L/2 freccia a x0 s.l.e. - c.c.c.1

		δ_c	$\delta_{L/2}$	δ_{x0}	
g_{g1+g2}	620 daN/m	0,016	0,016	0,016	aliquota per $g_1 + g_2$
P_{G1+G2}	0 daN	0,000	0,000	0,000	aliquota per P_{G1+G2}
$M_{G1+G2,sx}$	-690 daNm	-0,027	-0,027	-0,027	aliquota per $M_{G1+G2,sx}$
$M_{G1+G2,dx}$	690 daNm	-0,027	-0,027	-0,027	aliquota per $M_{G1+G2,dx}$

		δ_c	$\delta_{L/2}$	δ_{x0}	
q	800 daN/m	0,021	0,021	0,021	aliquota per q
P_Q	0 daN	0,000	0,000	0,000	aliquota per P_Q
$M_{Q,sx}$	0 daNm	0,000	0,000	0,000	aliquota per $M_{Q,sx}$
$M_{Q,dx}$	0 daNm	0,000	0,000	0,000	aliquota per $M_{Q,dx}$



spostamenti compromettenti aspetti dell'edificio

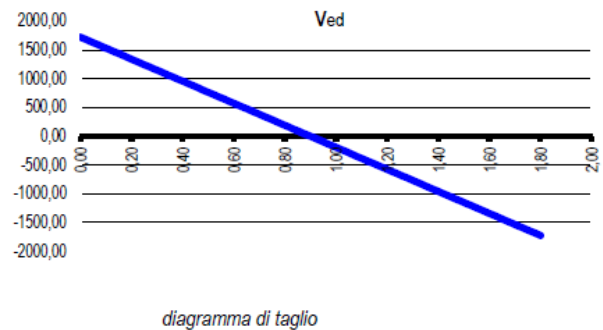
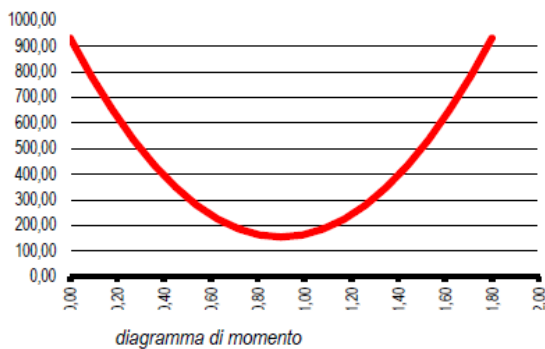
δ_c			0,000	0,000	0,000	controfreccia
δ_1	$\sum_i \delta_i^{(G)}$	cm	-0,037	-0,037	-0,037	freccia per $g_1 + g_2$
δ_2	$\sum_i \delta_i^{(Q)}$	cm	0,021	0,021	0,021	freccia q
δ_{tot}	$\delta_1 + \delta_2$	cm	-0,016	-0,016	-0,016	freccia totale
δ_{max}	$\delta_{tot} - \delta_c$	cm	-0,016	-0,016	-0,016	freccia massima

δ_{max} / L	11115	>	250	δ_{amm} / L	rapporto luce abbassamento massimo per carichi totali
δ_2 / L	8678	>	500	δ_{amm} / L	rapporto luce abbassamento per carichi accidentali
η_{sez}	2,2%			verificato	utilizzo sezione abbassamenti massimi
η_{sez}	5,8%			verificato	utilizzo sezione abbassamenti accidentali

parametri di sollecitazione - diagrammi di momento e taglio

s.l.u. - c.c.c.2

$R_{A,ed}$	-1724,72 daN	reazione appoggio in A
$R_{B,ed}$	-1724,72 daN	reazione appoggio in B
$V_{C,sx}$	0,00 daN	taglio sx in C
$V_{C,dx}$	0,00 daN	taglio dx in C
$X_{V=0}$	0,90 m	annullamento del taglio
$M_{ED,V=0}$	-155,22 daNm	momento massimo sollecitante (per $V_{ed} = 0$)
M_{sx}	-931,35 daNm	momento estremità destra
M_{dx}	931,35 daNm	momento estremità sinistra
$M_{ED,max}$	931,35	momento sollecitante massimo estremità destra
N_{ED}	0,00 daN	sforzo assiale



verifica in campo elastico della sezione

§ 4.2.4.1.2 NTC

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

criterio di verifica - 4.2.4 N.T.C

sezione $M_{ED,max}$ - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	317	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	100626	$(f_{yk} / \gamma_{M1})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M1})^2$	η_{sez}	1,47%

sezione $M_{ED,max}$ - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	281,97	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	79507	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	1,16%

sezione appoggio sx - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	317,22	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	100626	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	1,47%

sezione appoggio sx - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	281,97	τ_{Ed}	189,11			sezione verificata
σ_{id}^2	186799	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	2,72%

sezione appoggio dx - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	317	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	100626	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	1,47%

sezione appoggio dx - verifica attacco ala anima - daN/cm²

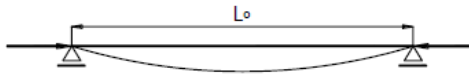
$\sigma_{x,Ed}$	282	τ_{Ed}	189,11			sezione verificata
-----------------	-----	-------------	--------	--	--	--------------------

σ_{id}^2	186799	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	2,72%
-----------------	--------	----------------------------	---------	--	--------------	-------

verifiche di instabilità - ricerca X_{min}

§ 4.2.4.1.3.1 NTC

β_x	1,00			coefficiente lunghezza libera inflessione dir.x
β_y	1,00			coefficiente lunghezza libera inflessione dir.y
l_{0x}	1,80 cm			luce libera di inflessione dir.x
l_{0y}	1,80 cm			luce libera di inflessione dir.y
λ_x	24,17			snellezza dir. x
λ_y	39,82			snellezza dir. y
λ	39,82	<	200	snellezza minima
λ_1	86,81	$\pi \cdot (E / f_y)^{0,5}$		snellezza euleriana
$\bar{\lambda}$	0,459	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\Lambda \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$		(4.2.45) NTC
α	0,340			fattore di imperfezione - tab. 4.2.VI
Φ	0,649	$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$		(4.2.44) NTC
X_{min}	0,902	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$		(4.2.44) NTC



verifica a pressoflessione

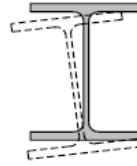
NTC 2018

$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$				critero di verifica
$N_{cr,x}$	1605820 daN	$N_{Ed} / N_{cr,x}$	0,00000	X_{min} 0,902
$\alpha_{m,Ed}$	0,85	consigliato	0,85	parametri di verifica
$M_{m,Ed}$	79165 daNcm	$M_{Ed,max} \cdot \alpha_{m,Ed}$		fattore di momento medio utilizzato
$M_{y_{eq,Ed}}$	102914 daNcm	$1,3 \cdot M_{m,Ed}$		momento medio
$M_{y_{eq,Ed}}$	93135 daNcm	$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$		momento equivalente
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,12 < 1,00$				profilo verificato

verifica instabilità flessione torsionale

4.2.4.1.3.2 - NTC

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$



critero di verifica

C ₁	0,712
k	0,500
k _ω	1,000
L _{rt}	200 cm
M _{cr}	6474604 daNcm
λ _{LT}	0,353
β	1,00
λ _{LT,0}	0,40
α _{LT}	0,340
Φ _{LT}	0,554
K _C	0,910
f	0,973

incastro incastro	▼
cerniera cerniera	▼
L _{trave}	1,80

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

fattore per momento critico
 coefficiente di rotazione alle estremità
 coefficiente di ingobbamento alle estremità
 lunghezza tra due ritegni torsionali
 momento critico flessotorsionale
 snellezza adimensionale - (4.2.51) NTC

Tab. - 4.2.VII NTC

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Tab. - 4.2.VIII NTC

$$f = 1 - 0,5 (1 - k_c) [1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT,0} - 0,8)^2]$$

(4.2.52) NTC

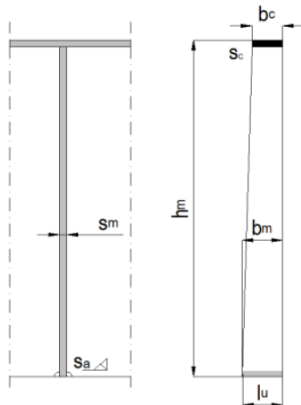
X _{LT}	1,000	$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$	(4.2.50) NTC
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}$	=	0,12 < 1,00	profilo verificato

Verifica del parapetto

n.lav. 2203

2203 - VERIFICA PARAPETTO

o.pera PASSERELLA

verifica parapetto montanti per $M_{Ed}V_{Ed}$ **verifica elastica dei piatti - 4.2.4.1.2 (4.2.4)**montante η_{sez} 41,13% sezione verificata**verifiche della saldatura secondo 4.2.8.2.4 N.T.C. 2018** η_{u2} 61,68% verificato η_{u2} 50,79% verificato**dati di progetto**

Ponti

H_K	150	daN/ml	spinta orizzontale sul corrimano 3.1.4 N.T.C - tab. 3.1.II
0		categoria	3.1.4 N.T.C - tab. 3.1.II
γ_Q	1,50	coefficiente di combinazione	2.6.1 - N.T.C. 2008
l_m	1,50	m	interasse montanti
h_m	1,30	m	altezza montante
b_m	14,00	cm	base piatto montante
s_m	0,80	cm	spessore piatto montante

acciaio S_{pmin} 1 S275

f_{yk}	2750	daN/cm ²	β_1	0,70	tab. 4.2.XIV
f_{tk}	4300	daN/cm ²	β_2	0,85	tab. 4.2.XIV
β	0,85	4.2.81 NTC	γ_M	1,05	tab. 4.2.XII

spessori saldatura trave

resistenze saldatura

s_{sa}	0,80	cm	$\beta_1 \cdot f_{yk}$	1925	daN/cm ²
			$\beta_2 \cdot f_{yk}$	2338	daN/cm ²

spessori sezioni di gola			lunghezze saldatura		
s_u	0,566	cm	l_u	14,00	cm

parametri sollecitazioni

$M_{ED,c}$	6328,125	daNcm	momento sollecitante corrimano		
$V_{ED,c}$	0	daN	taglio sollecitante corrimano		
$M_{ED,m}$	43875	daNcm	momento sollecitante montanti (sezione forata)		
$V_{ED,m}$	337,5	daN	taglio sollecitante montanti (sezione forata)		

verifica in campo elastico piatti - 4.2.4.1.2 (4.2.4)

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

criterio di verifica - 4.2.4 N.T.C

$W'_{x,m}$	26,1	cm ³	montante	A_c	11,20	cm ²
------------	------	-----------------	----------	-------	-------	-----------------

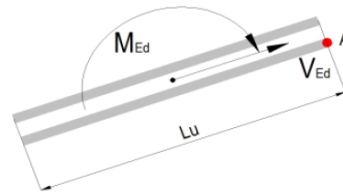
montante

$\sigma_{x,Ed}$	1678,89	τ_{Ed}	30,13	sezione verificata		
σ_{id}^2	2821397	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410,431	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	41,13%

verifiche della saldatura piatto ancoraggio secondo 4.2.8.2.4 N.T.C. 2018

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

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



criterio di verifica - 4.2.84 N.T.C

criterio di verifica - 4.2.85 N.T.C

$M_{ED,m}$	43875	daNcm	momento sollecitante saldatura		
$V_{ED,m}$	337,5	daN	taglio sollecitante saldatura		

valori statici saldatura

A_u	15,84	cm ²	area saldatura		
W_{xu}	36,96	cm ³	modulo di resistenza saldatura		

$\sigma_{\perp A}$	1187,15	daN/cm ²	$\tau_{\perp A}$	0,00	daN/cm ²	τ_{IIA}	21,31	daN/cm ²
(4.2.84) NTC	1187,35	daN/cm ²			η_{u1}	61,68%	verificato	
(4.2.85) NTC	1187,15	daN/cm ²			η_{u2}	50,79%	verificato	

10.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguito si riporta la verifica delle opere componenti la spalla. Trattandosi di un elemento tozzo, per la sua natura geometrica e geotecnica, la spalla diffonde le sollecitazioni al terreno e ai pali senza indurre uno stato di apprezzabile sollecitazione interna.

Pertanto, nel seguito si ritiene di dover procedere alla verifica solo delle fondazioni profonde. I pali sono soggetti a flessione e compressione. L'azione di compressione viene scaricata in parti uguali tra le due spalle e proviene dall'applicazione alla struttura della combinazione statica SLU. L'azione di flessione, invece, viene scaricata sulla spalla ove è presente il vincolo fisso e deriva dalla combinazione sismica.

Massima azione assiale

$$N_{Ed,max} = (1.35 \times (0.95 + 3 + 0.65 + 5) \times 3.20 \times 8) / 2 = 332 / 2 = 166 \text{ kN},$$

Massimo tagliante

La massa sismica vale:

$$M = ((0.95 + 3 + 0.65) \times 3.20 \times 8) / 2 = 59 \text{ kN},$$

Il tagliante sulla pila fissa trasferito agli ancoraggi e alle fondazioni vale:

$$V_{Ed} = a_g / g \times M = 0.30 \times 59 = 18 \text{ kN},$$

dove a_g è l'accelerazione di attacco dello spettro elastico. Non essendo, infatti, l'opera in elevazione, l'accelerazione impressa può essere considerata ragionevolmente uguale a quella impressa al terreno.

Tenendo in considerazione che su ciascuna spalla ci sono quattro pali, il taglio agente su un palo vale $4.5 \text{ kN} = 450 \text{ daN}$. **Come anticipato, la sollecitazione ricavata è minima e non si ritiene che sia necessario procedere ad una verifica diretta a taglio-flessione del palo.**

Nel seguito, dunque, si riporterà solo la verifica a capacità portante del palo sotto l'azione della massima compressione agente sul singolo palo. I parametri del terreno sono stati individuati sulla base di quanti riportato nella Relazione Geologica.

n_{lav} 2203
 o_{pera} PASSERELLA

2203 E ST RLC 01A - CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PALO SINGOLO
 § 6.4.3 N.T.C. - calcolo della capacità portante di un palo

numero verticali indagate

Tab. 6.4.IV - fattori di correlazione

numero dei sondaggi geologiche

ξ_3 1,65 ξ_4 1,55

2

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

(A1+ M1 + R3)

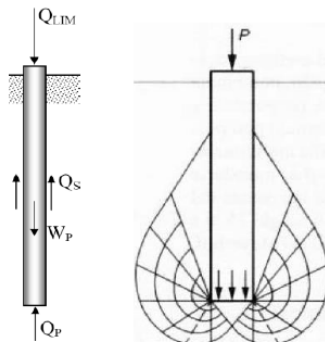
Approccio 2 - Combinazione 1

caratteristiche del palo

tipo di palo

materiale palo

D_p 0,25 m
 L_p 5,00 m
 A_p 0,05 m²
 C_p 0,79 m
 γ_p 2,50 t/m³
 W_p 0,61 t



pali trivellati

c.l.s.

diametro del palo
 lunghezza del palo
 area della punta del palo
 perimetro del palo
 peso per unità di volume del palo
 peso del palo

carichi

effetto

sfavorevole?

Tab. 6.2.I - combinazione dei carichi

N _{G1}	1,44	t	SFAVOREVOLE	si	γ _{G1}	1,30	permanenti
N _{G2}	0,22	t	SFAVOREVOLE	si	γ _{G2}	1,50	permanentinon strutturali
N _Q	1,82	t	SFAVOREVOLE	si	γ _{Q1}	1,50	variabili

combinazione delle azioni

Tab. 6.2.I - N.T.C. 2008

N _{ED}	5,7	t	γ _{G1} ·(N _{G1} +W _p) + γ _{G2} ·N _{G2} + γ _{Q1} ·N _{Q1}	azione caratteristica
-----------------	-----	---	---	-----------------------

coefficienti di sicurezza geotecnici

Tab. 6.2.II - coefficienti parziali per parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)	tan φ' k	angente dell'angolo di attrito a taglio
γ _{φ'}		γ _{φ'}	1,0	1,25	c' _k	coesione efficace
γ _{c_k}		γ _{c_k}	1,0	1,25	c _{uk}	resistenza non drenata
γ _{c_{uk}}		γ _{c_{uk}}	1,0	1,4	γ	peso per unità di volume
γ _γ		γ _γ	1,0	1,0		

coefficienti di sicurezza geotecnici

Tab. 6.4.II - coefficienti parziali gr da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua			
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	
γ _b	1,35	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3	resistenza di base
γ _s	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	resistenza laterale in compressione
γ _t	1,30	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25	resistenza totale
γ _{st}	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	resistenza laterale in trazione

stratigrafia del terreno								parametri geotecnici		
spessore m	falda?	γ t/m ³	φ °	c_u t/m ²	μ	k	α			
1,80	no	1,85	30,0	0,0	0,577	0,400	0,900	sciolto	▼	strato 1
1,60	no	1,90	33,0	0,0	0,649	0,400	0,900	sciolto	▼	strato 2
1,00	no	1,80	27,0	0,0	0,510	0,400	0,900	sciolto	▼	strato 3
0,60	no	2,00	41,0	0,0	0,869	0,700	0,900	addensato	▼	strato 4
1,00	no	2,00	40,0	0,0	0,839	0,700	0,900	addensato	▼	base palo

$$Q_{lim} = q'_z N_q A_p + \pi d \sum_{i=1}^n K_i \sigma'_{vi} \mu_i \Delta z_i - P'$$

	γ' t/m ³	$k' \tan' (f)$ t/m ²	c'_u	
terreni incoerenti	1,85	0,40	0,00	strato 1
	1,90	0,40	0,00	strato 2
terreni coesivi	1,80	0,40	0,00	strato 3
	2,00	0,70	0,00	strato 4
	2,00	0,70	0,00	strato 5 base palo

resistenza laterale								portanza per attrito laterale	
L_{PALO} m	$A_{LATERALE}$ m ²	γ' t/m ³	$\alpha c'_u$ t/m ²	σ'_{vo} t/m ²	$\mu k' \tan' (f)$ t/m ²	ESCLUSO?	q_L strato t		
1,80	1,41	1,85	0,00	1,67	0,23	no	0,54		strato 1
1,60	1,26	1,90	0,00	4,85	0,26	no	1,58		strato 2
1,00	0,79	1,80	0,00	7,27	0,20	no	1,16		strato 3
0,60	0,47	2,00	0,00	8,77	0,61	no	2,51		strato 4
$Q_{LAT.}$							5,81		totale portanza per attrito

resistenza di punta							portanza per resistenza della punta		
Q_P m ²	$\rho (9 c'_u + \gamma L)$ t/m ²	$A_P N_q \gamma L$ t/m ²	σ'_{vo} t/m ²	φ' °	φ'_{rad} rad	N_q -	Q_P t		
0,049	0,00	9,37	40,000	0,698	81,27	37,84			strato 5 base palo

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$a = e^{\left(0,75\pi - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi}$$

portanza terreni coesivi

portanza terreni granulari

portanza limite del palo			Tab. 6.4.IV	
$R_{c,calc}$	43,65 t	$Q_P + Q_L$		resistenza del palo con metodo analitico
ξ_A	1,55			coefficiente di sicurezza
$R_{c,k}$	28,16 t	$R_{c,calc} / \xi_A$		portanza limite del palo
η_{PALO}	20,32%	$R_{c,k} / N_{ED}$	verificato	utilizzo del palo