

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Festa</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Asse principale
VI.03 – Viadotto Mari Dir. GROSSETO
Relazione di calcolo

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p>	<p>NOME FILE</p> <p>P01VI03STRRE01_B</p>	<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA</p>
<p>DPFI508 D 23</p>	<p>CODICE ELAB. P01VI03STRRE01</p>	<p>B</p>	<p>-</p>
<p>D</p> <p>C</p>			
<p>B</p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Cassarini</p>
<p>A</p>	<p>Emissione</p>	<p>Agosto '23</p>	<p>Cassarini</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>
<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>	<p>Bordugo</p>	<p>Guiducci</p>
<p>Bordugo</p>	<p>Guiducci</p>		

INDICE

1. PREMESSA.....	4
1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA.....	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
3. CARATTERISTICHE MATERIALI.....	6
3.1. CALCESTRUZZO PER IMPALCATO.....	6
3.1. CALCESTRUZZO SOTTOTRUTTURE.....	8
3.2. ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE.....	9
3.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	10
3.4. ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI.....	10
3.5. PIOLI CON TESTA TIPO "NELSON".....	10
3.6. GIUNZIONI SALDATE.....	11
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	11
5. CLASSE DI ESECUZIONE.....	11
5.1. CLASSE DI IMPORTANZA.....	11
6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	14
6.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1).....	15
6.2. PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2).....	16
6.3. EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2).....	17
6.4. EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3).....	19
6.4.1. <i>Variazioni termiche uniformi ΔTN</i>	19
6.4.2. <i>Variazioni termiche differenziali ΔTM</i>	20
6.5. EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4).....	20
6.6. EFFETTI DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI (E5).....	22
6.7. CARICHI MOBILI (Q1).....	22
6.7.1. <i>Schema di carico</i>	23
6.7.2. <i>Disposizione delle corsie di carico</i>	23
6.8. CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA.....	26
6.8.1. <i>Metodi di verifica</i>	26
6.8.2. <i>Verifica dei dettagli di fatica</i>	27
6.9. AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3).....	27
6.10. AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	27
6.11. AZIONE VENTO (Q5).....	27

6.11.1.	<i>Velocità di riferimento</i>	27
6.11.2.	<i>Pressione del vento</i>	28
6.11.3.	<i>Coefficiente di esposizione</i>	28
6.11.4.	<i>Azione da vento</i>	31
6.12.	AZIONE SISMICA (Q6).....	33
7.	<u>COMBINAZIONI DI CARICO</u>	42
7.1.	COMBINAZIONI PER GLI SLU.....	42
7.2.	COMBINAZIONI PER GLI SLE.....	44
8.	<u>CODICE DI CALCOLO</u>	44
9.	<u>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO</u>	45
10.	<u>FASI DI COSTRUZIONE</u>	46
11.	<u>SEZIONI MEMBRATURE IMPALCATO</u>	49
12.	<u>STATO DI SOLLECITAZIONE</u>	60
12.1.	TRAVI D'IMPALCATO.....	60
13.	<u>ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA</u>	66
14.	<u>APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI</u>	71
15.	<u>STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO</u>	71
16.	<u>VERIFICHE STRUTTURALI</u>	73
16.1.	VERIFICA DI RESISTENZA.....	74
16.1.1.	<i>Verifica a flessione</i>	76
16.1.2.	<i>Verifica a sforzo di taglio</i>	78
16.1.3.	<i>Verifica all'instabilità flessione torsionale</i>	79
16.1.4.	<i>Verifica connessione trave-soletta</i>	81
16.1.	VERIFICHE ESTESE.....	85
16.1.1.	<i>sezione di pila</i>	85
16.1.2.	<i>sezione di spalla</i>	94
16.1.1.	<i>sezione di mezzera</i>	103
16.1.	STIMA DEGLI EFFETTI DEL VARO.....	113
17.	<u>VERIFICHE A FATICA</u>	114
17.1.	INTRODUZIONE.....	114
17.2.	MODELLO DI CARICO A FATICA.....	114
17.3.	COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA.....	116
17.4.	METODI DI VERIFICA.....	116
17.5.	VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA.....	117

18. SOLETTA D'IMPALCATO.....	120
19. TRAVERSI.....	135
19.1. TRAVERSO CORRENTE.....	135
19.2. TRAVERSI IN APPOGGIO.....	139
20. SPALLA.....	142
20.3. VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE.....	156
20.4. VERIFICA DEL MURO FRONTALE.....	157
20.5. VERIFICA DEL PARAGHIAIA.....	160
20.6. VERIFICA DEL MURO DI RISVOLTO.....	163
21. PILA167	
21.1. PULVINO.....	186
21.1. FUSTO PILA.....	188
22. Giudizio motivato di accettabilità.....	189

1. PREMESSA

La presente relazione contiene il progetto del nuovo viadotto VI03 nell'ambito della progettazione per l'adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto per il completamento della E78 GROSSETO – FANO - Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45).

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA

La struttura dell'impalcato ha uno schema statico a trave continua con la seguente scansione di luci 52+52 per complessivi 104 m con un andamento planimetrico rettilineo.

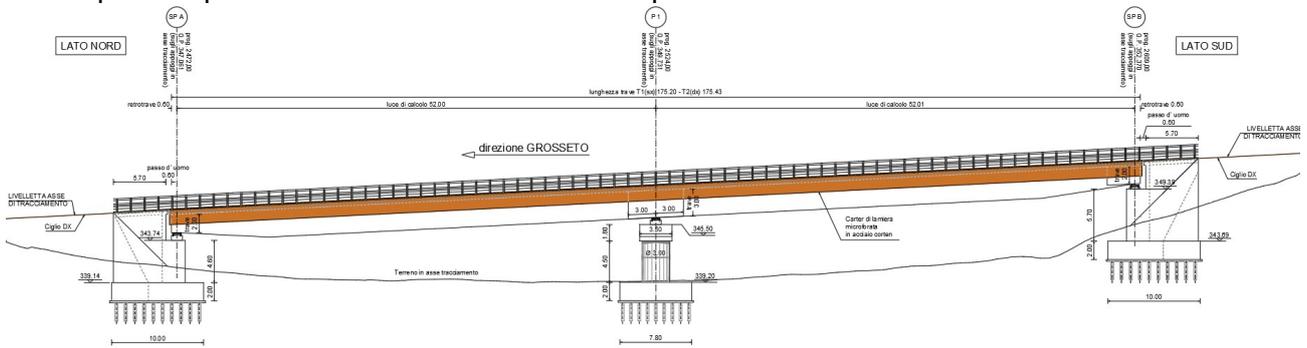


Figura 1.1 prospetto

L'impalcato è ripartito in due cordoli di lato 75cm ed una carreggiata di 9.92 m, per una larghezza complessiva di 11.41 m.

L'impalcato ha un retrotrave pari a 0.60m.

La sezione resistente è affidata ad una coppia di travi in sistema misto acciaio-clc poste a 7,5 m di interasse con una altezza variabile da 2 m in spalla a 3 m in pila e nella campata centrale. La soletta ha uno spessore complessivo di 32cm costituito da 7cm di predalle e da 25cm di spessore gettato in opera.

PILA 1
VISTA FRONTALE

SCALA 1:100

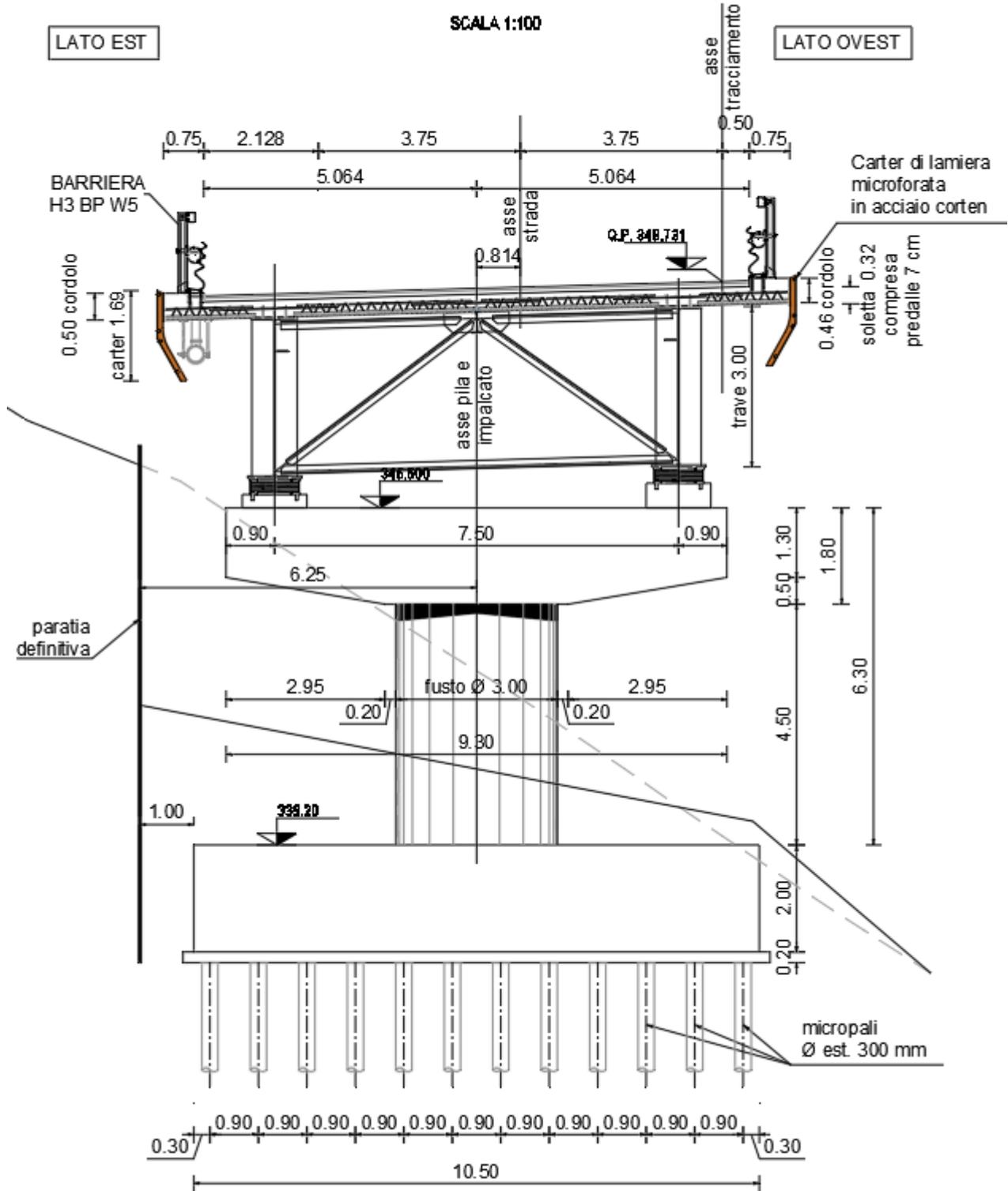


Figura 1.2 sezione tipo.

La collaborazione della soletta è affidata a pioli Nelson saldati alla piattabanda superiore.
La soletta è supportata da una trave rompitratta HEA500 sostenuta dai traversi reticolari disposti con passo tipico di 6m.
Le pile sono costituite da fusti circolari con diametro 3m con un pulvino superiore con uno spessore di 1.8m.
Alla base la fondazione è costituita da plinti di spessore 2m e dimensioni in pianta 7.8mx10.5m su micropali.
Le spalle sono realizzate su fondazioni C su micropali, il muro frontale ha uno spessore di 2.5m e supporta un paraghiaia di spessore 40cm.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:
D.M. 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC18]
UNI EN1991-2 “Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti” [EC1-2]
UNI EN1991-1-5 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche” [EC1-1-5]
UNI EN1991-1-7 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni eccezionali” [EC1-1-7]
UNI EN1992-1-1 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici” [EC2-1]
UNI EN1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio: regole generali e regole per gli edifici” [EC3-1]
UNI EN1993-1-5 “Progettazione delle strutture in acciaio: elementi strutturali a lastra” [EC3-1-5]
UNI EN1993-1-8 “Progettazione delle strutture in acciaio: progettazione dei collegamenti” [EC3-1-8]
UNI EN1993-1-9 “Progettazione delle strutture in acciaio: fatica” [EC3-1-9]
UNI EN1993-2 “Progettazione delle strutture in acciaio: Ponti di acciaio” [EC3-1-8]
UNI EN1994-1-1 “Progettazione delle strutture in composte acciaio-calcestruzzo: progettazione dei collegamenti” [EC4-1-1]

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO PER IMPALCATO

SOLETTA 35/45

CALCESTRUZZO		NTC 2018		
Classe		C35/45		
	<i>coefficiente di sicurezza</i>	γ_c	1.5	<i>par. 4.3.3</i>
	<i>resistenza a compressione cilindrica caratteristica</i>	f_{ck}	35 MPa	<i>par. 11.2.10.1 (11.2.1)</i>
	<i>resistenza a compressione cubica caratteristica</i>	R_{ck}	45 MPa	<i>par. 11.2.10.1</i>
	<i>resistenza a compressione cilindrica media</i>	f_{cm}	43.00 MPa	<i>par. 11.2.10.1 (11.2.2)</i>
	<i>resistenza a trazione semplice media</i>	f_{ctm}	3.21 MPa	<i>par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)</i>
	<i>resistenza a trazione semplice caratteristica</i>	f_{ctk}	2.25 MPa	<i>par. 11.2.10.2</i>
	<i>resistenza a trazione per flessione media</i>	f_{ctm}	3.85 MPa	<i>par. 11.2.10.2 (11.2.4)</i>
	<i>resistenza a trazione per flessione caratteristica</i>	f_{ctk}	2.70 MPa	<i>par. 11.2.10.2</i>
	<i>modulo elastico</i>	E_{cm}	34077 MPa	<i>par. 11.2.10.3 (11.2.5)</i>
	<i>coefficiente di Poisson (cls non fessurato)</i>	ν_{NF}	0.2 -	<i>par. 11.2.10.4</i>
	<i>coefficiente di Poisson (cls fessurato)</i>	ν_F	0 -	<i>par. 11.2.10.4</i>
	<i>coefficiente di dilatazione termica</i>	α	1.00E-05 1/°C	<i>par. 11.2.10.5</i>
	<i>densità</i>	ρ	2500 kg/m³	
	<i>resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU</i>	f_{cd}	19.83 MPa	<i>par. 4.1.2.1.1.1</i>
	<i>resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU</i>	f_{ctd}	1.50 MPa	<i>par. 4.1.2.1.1.2</i>
	<i>tensione limite allo SLE nella comb. rara</i>	$\sigma_{c,rara}$	21.00 MPa	<i>par. 4.1.2.2.5.1</i>
	<i>tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.</i>	$\sigma_{c,q.per.}$	15.75 MPa	<i>par. 4.1.2.2.5.1</i>

Tali valori sono coerenti con quanto indicato nei quaderni tecnici Anas per strade non di montagna

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Classe di resistenza minima	Rapporto A/C massimo	Classe di consistenza S (siump)	Dosaggio minimo di cemento (kg/m ³)	Cemento	inerte max (mm)	copriferro su barre B450C (mm)
Solette in c.a. gettate in opera (1)	XC3 + XD1	C32/40	0,55	S4	320	-----	22	35
Predalles collaboranti con la soletta	XC3 + XD1	C40/50	0,45	(2)	350	-----	16	25
Impalcati in c.a. o in c.a.p. gettati in opera (1)	XC4 + XD1	C32/40	0,50	S5	340	-----	22	35
Elementi prefabbricati di impalcato (conci, travi, solette, ecc.)	XC4 + XD1	C40/50	0,50	(2)	340	-----	22	30
Parti in elevazione delle Pile:								
- pile a setti	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S4	320	-----	22	40
- pile a setti costruite con casseri rampanti	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S3	320	-----	22	40
- pile piene	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S4	320	CEM IV	22	40
- pulvini "a mensola" (6)	XC4 + XD1	C32/40	0,50	S4	340	CEM IV	22	40
Parti in elevazione delle Spalle e dei Muri (muri di sostegno, muri d'ala, muri andatori e muri di sottoscarpa)								
	XC4 + XD1 + XC2	C28/35	0,55	(4)	320	-----	22	35
Parti in elevazione dei Muri di controripa:								
- muri dotati di rivestimento protettivo sul lato di valle	XC3 + XC2	C28/35	0,55	(4)	320	-----	22	35
- muri non dotati di rivestimento protettivo sul lato di valle	XD3 + XC4 + XC2	C32/40	0,50	(4)	340	-----	32	45
Plinti di fondazione, pareti di pozzi aventi funzione strutturale definitiva ed eseguiti per sottomurazione								
	XC2	C25/30	0,60	S4	300	CEM IV	32	45
	XC2 + XA1	C28/35	0,55	S4	320	CEM IV	32	45
	XC2 + XA2	C32/40	0,50	S4	320	(5)	32	45
Pali (esclusi quelli prefabbricati), diaframmi e riempimento di pozzi armati								
	XC2	C25/30	0,60	S5	300	CEM IV	32	75
	XC2 + XA1	C28/35	0,55	S5	320	CEM IV	32	75
	XC2 + XA2	C32/40	0,50	S5	320	(5)	32	75
Sottofondazioni ("magroni"), cls per riempimenti pozzi non armati o debolmente armati								
	-----	C12/15	-----	-----	-----	-----	-----	-----
cls per opere aventi funzioni provvisoriali								
	-----	C20/25	-----	-----	-----	-----	-----	(6)

Valutando il copriferro minimo secondo quanto indicato nell'eurocodice 2 si ottiene un copriferro nominale minimo di 34mm.

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		50	anni
Copriferro estradosso			
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC3	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		XC3	par. 4.2, prosp. 4.1
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		No	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale S		2	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$C_{min,b,sup}$	24	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$C_{min,dur}$	15	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta C_{dur,y}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta C_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta C_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore		$C_{nom,sup}$	34 mm
Margine di progetto per gli scostamenti		$\Delta C_{dev,sup}$	10 mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo		$C_{min,sup}$	24 mm par. 4.4.1.2(2)
max		$C_{min,b,sup}$	24 mm
		$C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	15 mm
			10 mm

Per quanto sopra esposto si considera un valore minimo di 35mm, tenuto conto la posizione e l'aggressività ambientale.

All'intradosso, essendo la soletta protetta dalla predalle collaboranti con la soletta pari a 25mm

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Conglomerato cementizio per predalle collaboranti con la soletta:

- Classe di resistenza C40/50
- Diam. massimo inerte 16 mm
- Classe di consistenza secondo le specifiche di produzione del processo di prefabbricazione

3.2. CALCESTRUZZO SOTTOTRUTTURE

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza C12/15

Conglomerato cementizio per pali di fondazione:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S5

Conglomerato cementizio per platee di fondazione di spalle e pile:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle spalle:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle pile:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per baggioli:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S5

3.3. ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450$ MPa

tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540$ MPa

modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$

$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$

$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$f_{yd} = 391$ N/mm² con $\gamma_s = 1.15$

- tensioni allo stato limite esercizio

$\sigma_c = 0.8 f_{yk} = 360$ N/mm² (nella c.c. rara)

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



3.4. ACCIAIO PER CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio patinabile a resistenza alla corrosione migliorata:

tipo S355J2W - per elementi saldati per spessori $t \leq 40$ mm;

tipo S355K2W per elementi saldati per spessori $t > 40$ mm;

tipo S355J2W - per elementi non saldati, piastre sciolte ed angolari

Gli acciai con spessori $t \leq 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione
S355 ft ≥ 510 MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
S355 $f_y \geq 355$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Gli acciai con spessori $t > 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione
S355 ft ≥ 470 MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
S355 $f_y \geq 335$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Vengono considerati elementi di carpenteria, quindi caratterizzati dalle specifiche soprariportate anche le predalle metalliche, gli elementi di interfaccia e collegamento degli apparecchi di appoggio.

L'assemblaggio dei conci delle travi principali sarà realizzato mediante giunzioni saldate, secondo quanto riportato negli elaborati progettuali.

3.5. ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.6.2 del D.M. 17.1.2018 e nella UNI EN 14399-1

- vite classe 10.9 (UNI EN 14399-4)
- dado classe 10 (UNI EN 14399- 4)
- rosette classe C50 UNI EN 10083-5/6)

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado, inoltre dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore, la classe di resistenza e la marcatura CE.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

3.6. PIOLI CON TESTA TIPO "NELSON"

I pioli devono essere conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.7 del D.M. 17.01.2018 e nella UNI EN 10025.

Vengono adottati pioli tipo Nelson $\Phi 19$ con altezza $H=200$ mm in acciaio S235J2G3+C450 caratterizzato da:

- resistenza a snervamento dell'acciaio $f_y \geq 350$ MPa;
- resistenza a rottura dell'acciaio $f_u \geq 450$ MPa;
- allungamento a rottura dell'acciaio maggiore del 15%;
- strizione a rottura dell'acciaio maggiore del 50%.

3.7. GIUNZIONI SALDATE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni del D.M. 17.1.2018

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per quanto riguarda la vita nominale, con riferimento al par. 2.4.1 e alla tabella 2.4.I del D.M. 17/1/2018, qui riportata, si farà riferimento alla cat. 3, assumendo una vita nominale pari a $V_N = 50$ anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso è la IV cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU=2$

5. CLASSE DI ESECUZIONE

La determinazione della classe di esecuzione avviene nella fase di progettazione strutturale in cui vengono valutate le specifiche per la progettazione e la realizzazione della struttura.

La determinazione della classe di esecuzione viene fatta tenendo conto delle disposizioni nazionali, consultando, e collaborando in tale processo decisionale con tutte le figure che intervengono nella realizzazione dell'opera (costruttore, proprietario, responsabile del progetto) e seguendo le disposizioni nazionali nel luogo di utilizzo della struttura.

La procedura raccomandata per la determinazione della classe di esecuzione avviene in tre fasi: Selezione di una classe di importanza, espressa in termini di conseguenze prevedibili sia umane, che economiche o ambientali, di un guasto o di un cedimento di una componente.

Selezione di una categorie di servizio e di una di categoria di produzione.

Determinazione della classe di esecuzione dei risultati delle due scelte sopra riportate secondo il prospetto B3 della UNI EN 1090-2.

Fattori di amministrazione per la scelta della classe di esecuzione

5.1. CLASSE DI IMPORTANZA

Nell'Eurocodice 0_EN 1990 "Criteri generali di progettazione" all'appendice B Tabella B1 "differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni" vengono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE

CC3	Impatto elevato	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente
CC2	impatto medio	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.
CC1	basso impatto	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.

Rischi connessi con l'esecuzione

Tali pericoli possono derivare dalla complessità dell'esecuzione dei lavori e dalla incertezza nella esposizione e nella azioni della struttura che possono evidenziare difetti nella struttura durante il suo utilizzo.

Rischi potenziali sono connessi in particolari con:

- fattori di servizio derivanti dalle azioni di cui la struttura e le sue parti possono essere esposte durante il montaggio, l'utilizzo, e i livelli di sollecitazione nei componenti in relazione alla loro resistenza
- fattori di produzione derivanti dalla complessità della realizzazione della struttura e delle sue componenti, per esempio, applicazione di particolari tecniche, procedure o controlli.

Per spiegare questa differenziazione dei rischi in categorie di servizio sono state introdotte le categorie di produzione.

La categoria di produzione può essere determinata sulla base del prospetto B.2. delle UNI EN 1090:2

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)		
PC1	no saldature e acciai con grado < S355	- Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio
		- Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355
PC2	componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355	- Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore
		- Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ
		- Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione
		- Componenti di tralicci CHS che richiedono taglie profilature

Categoria di servizio - Rischi connessi con l'utilizzo della struttura

La categoria di servizio può essere determinata sulla base del prospetto B.1. delle UNI EN 1090:2

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)		DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)	ESEMPI
SC1	sollecitazione statica	- Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche	(Esempio:Edifici)
		- Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni simiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL	DCL:Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)
		- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)	
SC2	sollecitazione dinamica a fatica	- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993	(Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale)
		- Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH	Comportamento strutturale (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCM:mediamente dissipativo DCH: Altamente dissipativo

Determinazione della classe di esecuzione per la carpenteria metallica

- CLASSE DI CONSEGUENZA = CC2
- CLASSE DI SERVIZIO = SC2
- CATEGORIA DI PRODUZIONE = PC2

CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione è deducibile dalla tabella riportata nella 1090-2 appendice B

Tabella di determinazione della classe di esecuzione B.3. UNI EN 1090:2							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Per la carpenteria metallica della dell'impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo la classe di esecuzione può essere assunta pari a EXC3.

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Elenco delle condizioni Elementari di Carico

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- g1 peso proprio delle strutture: Acciaio-cls. di soletta
- g2 carichi permanenti portati: pavimentazione, guardrails, marciapiedi, parapetti, cordoli
- $\epsilon 1$ distorsioni di progetto
- $\epsilon 2$ ritiro del calcestruzzo
- $\epsilon 3$ variazioni termiche differenziali: Acciaio-cls.
- $\epsilon 4$ effetti viscosi
- $\epsilon 5$ cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 carichi mobili
- q2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q3 azioni longitudinali di frenamento
- q4 azione centrifuga
- q5 azioni del vento
- q8 azioni sui parapetti – urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

6.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1)

La sezione tipo dell'impalcato ha le seguenti caratteristiche

SPALLA B VISTA FRONTALE

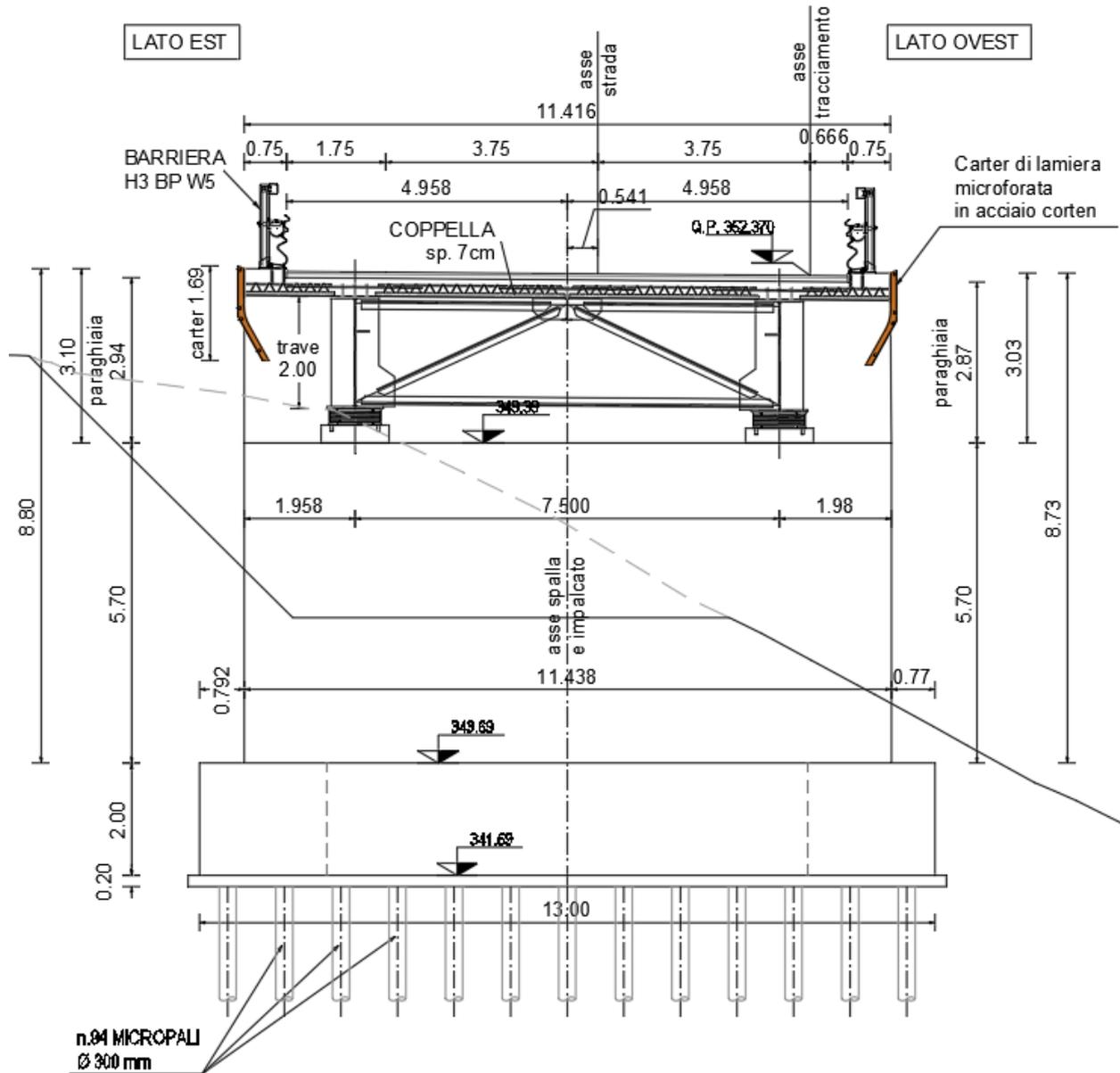


Figura 6.3 sezione tipo.

Larghezza impalcato (interasse travi)	7,5 m
Cordoli	0,75 m
h marciapiede carreggiata	0,16 m
	9,75 m

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



La soletta è eseguita su predalle metallica con spessore complessivo di 320mm comprensivo dello spessore del fondello della predalle di 70mm.

Per la determinazione dei carichi permanenti si sono adottati i seguenti pesi specifici dei materiali:

Peso getto cls	25	kN/mc
Peso pavimentazione	24	kN/mc
acciaio	78.5	kN/mc

Di seguito si riporta l'entità dei carichi a mq:

Soletta (getto+predalle) $25 \times 0.32 = 8 \text{ kN/m}^2$

Predalle $25 \times 0.07 = 1.75 \text{ kN/m}^2$

La carpenteria metallica delle travi è applicata sugli elementi che costituiscono la trave, si adotta una incidenza di 2.5 kN/mq, pertanto il carico applicato sulla singola trave è pari a $11.25 \times 2.5 / 2 = 14 \text{ kN/m}$

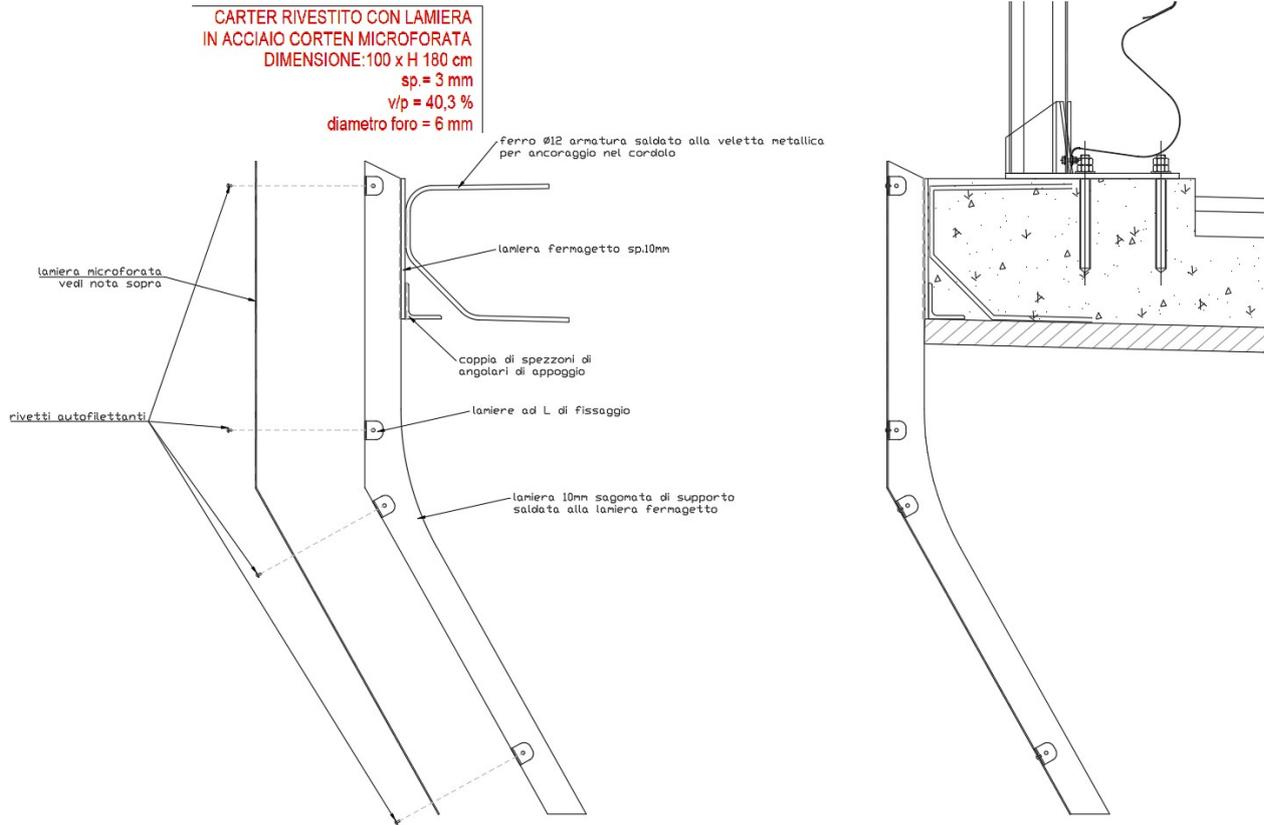
Il getto della soletta è stato considerato per tutta la larghezza del tratto carrabile. Il getto della rimanente parte e dei cordoli viene considerato nella fase G2.

6.2. PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2)

In questa condizione di carico viene considerato il getto della rimanente parte dei cordoli e dei seguenti carichi permanenti così definiti ed applicati ai traversi:

I carichi unitari permanentemente portati così definiti sulla sezione tipica

- Pavimentazione tratto carrabile: $24 \times 0.11 = 2.64 \text{ kN/m}^2$ considerando uno spessore di 11cm
- Cordolo spessore 16cm e getto soletta rimanente 25cm : $25 \times (0.16 + 0.25) = 10.25 \text{ kN/m}^2$
- Guardrail 1.5 kN/m
- Smaltimento acque (tubo $\phi 300$ riempito al 50%): $0.2 + 0.5 \times 0.07 \times 10 = 0.55 \text{ kN/m}$
- Carter metallico (vedi schema sotto) : 0.8 kN/m



6.3. EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2)

La deformazione totale da ritiro si può esprimere, in sede di progettazione, come una contrazione termica derivante da un Δt differenziale.

Soletta				
Larghezza	[mm]	11250	Area getto [mm ²]	2812500
spessore di getto	[mm]	250	h0 [mm]	500
Perimetro	[mm]	11250		

RITIRO			
RH - umidità relativa	70%		
f_{ck}	35	MPa	
f_{cm}	43	MPa	resistenza media cilindrica
f_{ctm}	3.21	MPa	resistenza media a trazione assiale
f_{ctf}	3.85	MPa	resistenza media a trazione per flessione
E_c	34077	MPa	modulo elastico istantaneo
Classe cemento	N	-	cemento standard
ϵ_{cd}	3.41E-04		deformazione di base di ritiro per essiccamento
K_h	0.700		
$\epsilon_{cd,inf}$	2.39E-04		deformazione di ritiro per essiccamento
$\epsilon_{ca,inf}$	6.25E-05		deformazione per ritiro autogeno
α	1.00E-05		coefficiente di dilatazione termica del cls ($^{\circ}C^{-1}$)
ϵ_{cs}	3.01E-04		deformazione totale per ritiro
il ritiro è equivalente ad una contrazione termica derivante da un Δt pari a :			
Δt	30.1	$^{\circ}C$	

L'azione di ritiro è applicata alla soletta dell'elemento sezione considerando il modulo elastico differito del cls della soletta per la fase di ritiro.

Per la modellazione dell'azione viene considerato il momento flettente primario dovuto dall'eccentricità dello sforzo normale fittizio dovuto alla contrazione della soletta moltiplicato per la distanza tra il baricentro della soletta e la media dei baricentri della sezione composta dei conci presenti nel tratto in campata non fessurato,

Lo sforzo normale fittizio è pari a :

$N = \text{Area totale cls} \times \alpha \times D_{tr} \times E_r$ dove:

$\alpha =$ coefficiente di dilatazione termica

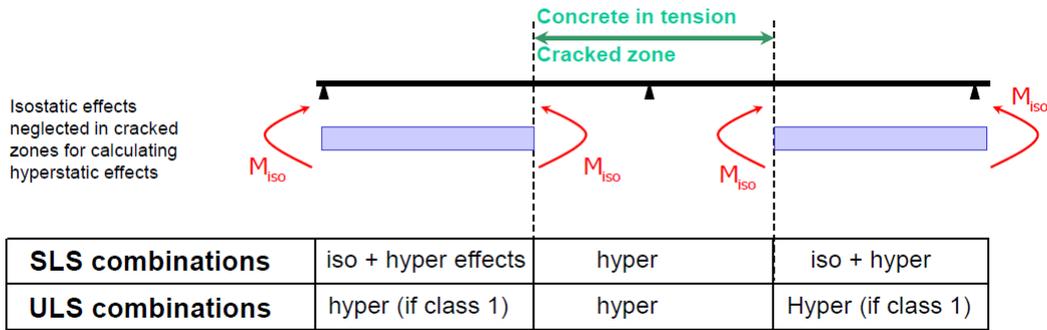
$E_r =$ modulo elastico omogeneizzato al ritiro

Cui corrisponde un momento isostatico pari a:

$M_{iso} = N \times \text{distanza baricentro dalla soletta}$



Le coppie sono applicate alle estremità del tratto di campata non fessurata, il diagramma delle sollecitazioni flettenti che si ottiene è da considerarsi una sommatoria tra quello derivante tra il ritiro primario o isostatico ed il ritiro secondario o iperstatico.
In questo modo viene considerato per affetto del ritiro un momento positivo nei tratti non fessurati ed un momento negativo nei tratti fessurati, conforme con quanto riportato ai punti 7 e 8 del par.5.4.2.2 EN 1994-2.



Le azioni da applicare per il momento isostatico sono

RITIRO (singola trave)		
N_{rit} [kN]	5492	
	campata 1	campata 2
yg_mista [m]	0.649	0.834
$e_{g,mista-cl}$ [m]	0.809	0.994
M_{iso} [kNm]	4441	5460

6.4. EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3)

6.4.1. VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ΔT_N

Il range di temperature indicato nelle NTC 2018 per il sito in esame è il seguente

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Cui corrisponde un range, essendo la zona di Arezzo a quota di 450m:
 $T_{min} = -8 - 6 \cdot 450 / 1000 = -10.7^\circ$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$T_{max} = 42 - 2 \times 450 / 1000 = 41.1^\circ$$

Fissando T_0 a 15.0°C , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice coerente con il valore indicato dal D.M. 17.1.2018 par. 3.5.4, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

- $\Delta T_{Ncomp} = T_0 - T_{min} = 15 - (-10.7) = 25.7^\circ\text{C}$
- $\Delta T_{Nexp} = T_{max} - T_0 = 41.64 - 15 = +26.1^\circ\text{C}$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 51.8^\circ\text{C}$$

6.4.2. VARIAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI ΔT_M

Valutazione con eurocodice 1991-1-5 – parag. 6.1.4

Per la determinazione del gradiente di temperatura si farà riferimento all'approccio 1.

Per ponti di tipo 2 a sezione composta i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

Type of Deck ^(a)	Top warmer than bottom $\Delta T_{M,heat} [^\circ\text{C}]$	Bottom warmer than top $\Delta T_{M,cool} [^\circ\text{C}]$
Type 1. Steel deck	18	13
Type 2. Composite deck	15	18
Type 3. Concrete deck:		
- concrete box girder	10	5
- concrete beam	15	8
- concrete slab	15	8

$$\Delta T_{M,heat} = 15.0^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18.0^\circ\text{C}$$

Il coefficiente riduttivo di $\Delta T_{M,heat}$ concesso per tenere conto dello spessore del manto di asfaltatura (ponti di tipo 2 - $k_{sur} = 1.0$ per spessore compreso tra 100mm e 150mm) non apporta variazioni ai valori caratteristici:

$$k_{sur} \times \Delta T_{M,heat} = 15.0^\circ\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$k_{sur} \times \Delta T_{M,cool} = -18.0^\circ\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

6.5. EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4)

Dei fenomeni viscosi si tiene conto nella definizione delle sezioni. Ciò porta alla caratterizzazione delle differenti rigidità che la struttura mista assume nelle diverse fasi temporali di lavoro (fase 2 a lungo termine e fase 3 a breve termine). Le NTC, al paragrafo 11.2.10.7, rimandano all'UNI EN 1992-1-1 per valutazioni accurate del coefficiente di viscosità a tempo infinito; i coefficienti di viscosità a tempo infinito vengono dunque valutati secondo il procedimento descritto nell'appendice B.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Coefficiente di viscosità

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Coefficiente nominale di viscosità

per $f_{cm} \leq 35\text{MPa}$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{\left[1 - \frac{RH}{100}\right]}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{\left[1 - \frac{RH}{100}\right]}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per fcm} > 35 \text{MPa}$$

Con:

RH umidità relativa in %;

$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$ coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità

$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$ coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità.

$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$ coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo

l'applicazione del carico

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

t₀ età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico; t - t₀ la durata non corretta del carico, in giorni;

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h₀ in millimetri):

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per fcm} \leq 35 \text{MPa (B.8)}$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per fcm} \geq 35 \text{MPa}$$

L'effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità può essere considerato modificando l'età del carico t₀ nell'espressione (B.5) secondo la seguente espressione:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5$$

Con:

t_{0,T} età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico

α esponente che dipende dal tipo di cemento:

= -1 per cemento di classe S;

= 0 per cemento di classe N;

= 1 per cemento di classe R.

il valori di Ac ed u sono stati considerati per la valutazione del valore della dimensione fittizia di h₀ nella valutazione del parametro frh. I valori di Ac e u utilizzati fanno riferimento alla sezione di mezzera nelle campate tipiche con luce 24.5 con spessore del getto maggiore di 245mm e predalle metallica che forniscono un valore di h₀ pari a:

Soletta			
Larghezza	[mm]	9900	Area getto [mm ²] 2465100
spessore di getto	[mm]	249	h ₀ [mm] 498
Perimetro	[mm]	9900	

RH-umidità relativa = 70%

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE - CARICHI PERMANENTI				UNI EN 1994-2:2006, UNI EN 1992-1-1:2005			
t	1.00E+15	giorni - età del calcestruzzo al momento considerato					
t ₀	28	giorni - tempo di messa in carico					
tipo di carico	carichi permanenti						
ψ _L	1.1	moltiplicatore del fattore di viscosità					
n	17.83	coefficiente di omogeneizzazione					
E _{cinf}	11780	MPa modulo elastico modificato					
φ(t,t ₀)	1.721	φ ₀	1.721	β _c (t,t ₀)	1.000	Influenza temperatura	
		φ _{Rh}	1.314	β _H	783	T(Δti) [°C]	15
		α ₁	0.866	α ₃	0.902	tT	22.05
		α ₂	0.960			α	0.00
		β _{fc}	2.562			t _{0,corr}	22.05
		β _{t0}	0.511				

COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE - RITIRO				UNI EN 1994-2:2006, UNI EN 1992-1-1:2005			
t	1.00E+15	giorni - età del calcestruzzo al momento considerato					
t ₀	1	tempo di messa in carico					
tipo di carico	ritiro						
ψ _L	0.55	moltiplicatore del fattore di viscosità					
n	17.00	coefficiente di omogeneizzazione					
E _{cinf}	12356	MPa modulo elastico modificato					
φ(t,t ₀)	3.196	φ ₀	3.196	β _c (t,t ₀)	1.000	Influenza temperatura	
		φ _{Rh}	1.314	β _H	1353	T(Δti) [°C]	15
		α ₁	0.866	α ₃	0.902	tT	0.79
		α ₂	0.960			α	0.00
		β _{fc}	2.562			t _{0,corr}	0.79
		β _{t0}	0.949				

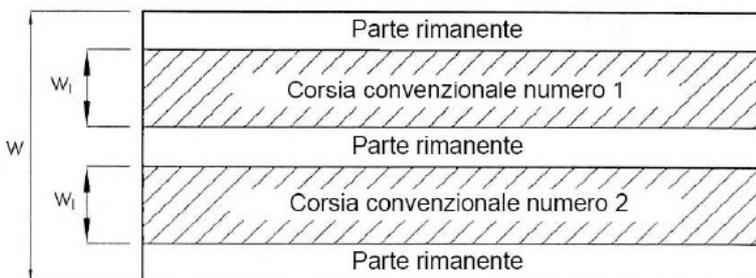
6.6. EFFETTI DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI (E5)

Le fondazioni sono di tipo profondo e pertanto cedimenti di significativa entità non sono attesi, in ogni caso si applica cautelativamente un cedimento differenziale di entità pari ad 1/5000 della luce maggiore che afferisce alla sottostruttura.

6.7. CARICHI MOBILI (Q1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 NTC18, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.1 NTC18.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

6.7.1. SCHEMA DI CARICO

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

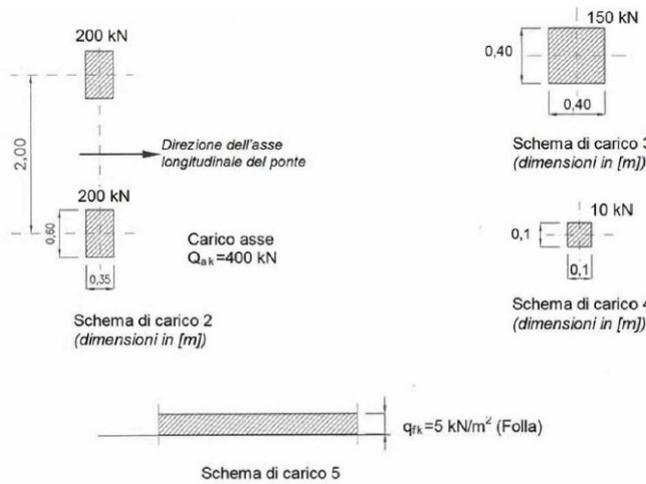
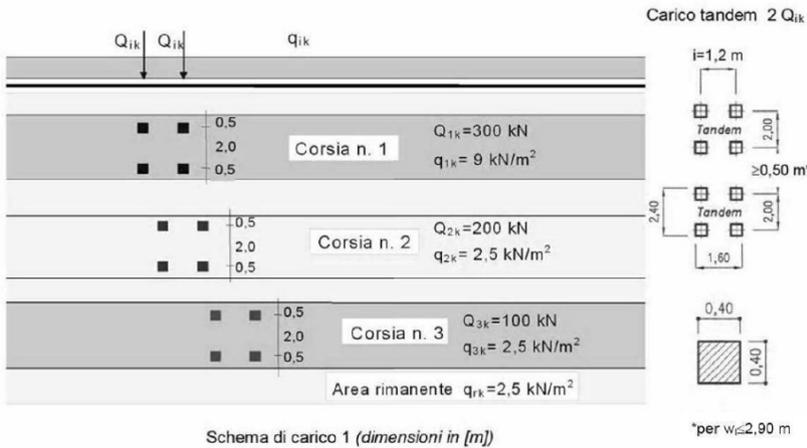
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Categoria stradale

Il ponte in oggetto è definito di Categoria 1°.

6.7.2. DISPOSIZIONE DELLE CORSIE DI CARICO

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a e 2a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

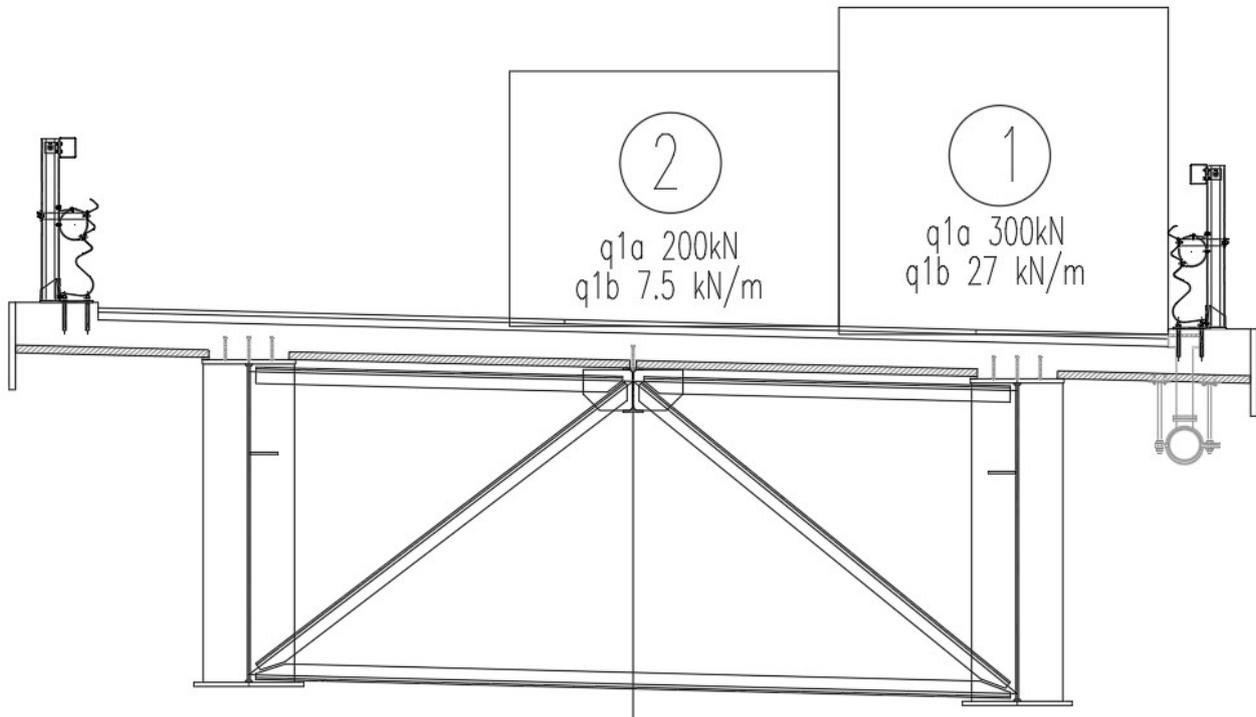


La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

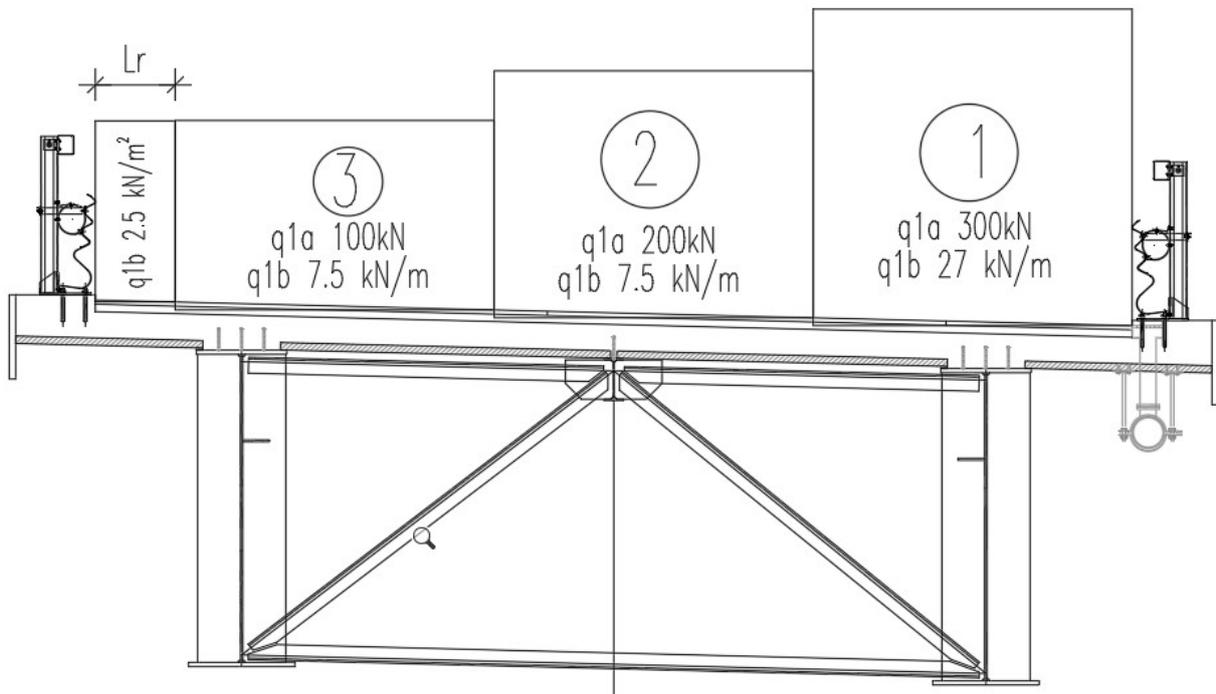
Per i ponti di 1° Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC18):

Posizione carico asse	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia numero 1	300	9.00
Corsia numero 2	200	2.50
Corsia numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

L'analisi della disposizione in senso longitudinale dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni su ogni singolo elemento strutturale principale è automaticamente svolta dal programma di calcolo attraverso l'analisi della linea di influenza, una volta assegnate le caratteristiche in termini di geometria, posizione e pesi di ciascuna colonna di carico. Per quanto riguarda la disposizione trasversale dei carichi, tenuta in considerazione che la struttura portante dell'impalcato è costituita da una coppia di travi con uno schema di ripartizione a graticcio si considerano le seguenti disposizioni di carico trasversale..



condizione di carico eccentrico



condizione con carico centrato

Per il viadotto in oggetto L_r è pari a 0.75m cui corrisponde un carico lineare di 1.875 kN/m.
Per il calcolo della soletta è stata considerate ulteriore condizioni, si veda il capitolo specifico.

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

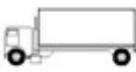
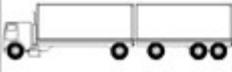


cooprogetti



6.8. CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA

Con riferimento a quanto prescritto dalle NTC 2018, in funzione del limitato carico di traffico previsto per il ponte, si fa riferimento al modello di carico a fatica 2 previsto al punto 5.1.4.3 del DM 17/1/2018. Si adotta pertanto il più gravoso dei mezzi riportati in tabella 5.1.VII, considerato viaggiante da solo sulla corsia convenzionale (massima eccentricità trasversale) per la verifica sulla trave principale.

SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
		1,30	110	C

Veicolo schema di carico a fatica 2

Coefficienti parziali per la resistenza a fatica

I valori dei coefficienti γ_{Mf} adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC18.

Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_f = 1$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

6.8.1. METODI DI VERIFICA

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

dove $\Delta\sigma_C$ è il valore della classe del dettaglio.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$$

dove $\Delta\sigma_D$ sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

6.8.2. VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio.

Si veda capitolo specifico della presente relazione.

6.9. AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3)

Secondo quanto riportato nel DM 17 gennaio 2018 paragrafo 5.1.3.5, la forza orizzontale dovuta al frenamento dei veicoli per l'impalcato in questione diviene:

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1ª categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2ª categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

da cui:

$$H_{\text{fren}} = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 104 = 640.8 \text{ kN}$$

6.10. AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

Non rilevante.

6.11. AZIONE VENTO (Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale e verticale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano delle superfici direttamente investite.

6.11.1. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_b assunta nei calcoli è il valore caratteristico della velocità del vento a 20 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_s sono parametri forniti nella norma e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

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

La Toscana è in zona 3 cui corrisponde una $v_{b,0} = 27$ m/sec

Pressione cinetica di riferimento

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

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

6.11.2. PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 D.M. 14/01/08;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 D.M. 14/01/08;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8 D.M. 14/01/08.

6.11.3. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

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

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla relazione:

$$ce(z) = kr^2 ct \ln(z/z_0) [7 + ct \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

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

dove:

kr, z_0, z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II D.M. 14/01/08 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

ct è il coefficiente di topografia.

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

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 D.M. 14/01/08 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III D.M. 14/01/08.

ZONE 1,2,3,4,5						
		costa		500m	750m	
		mare				
		2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Nel caso in esame, vista l'ubicazione del sito posto oltre 30 km dalla costa ad una quota inferiore a 500m, si è considerata una categoria di esposizione II.

Il coefficiente di topografia ct è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

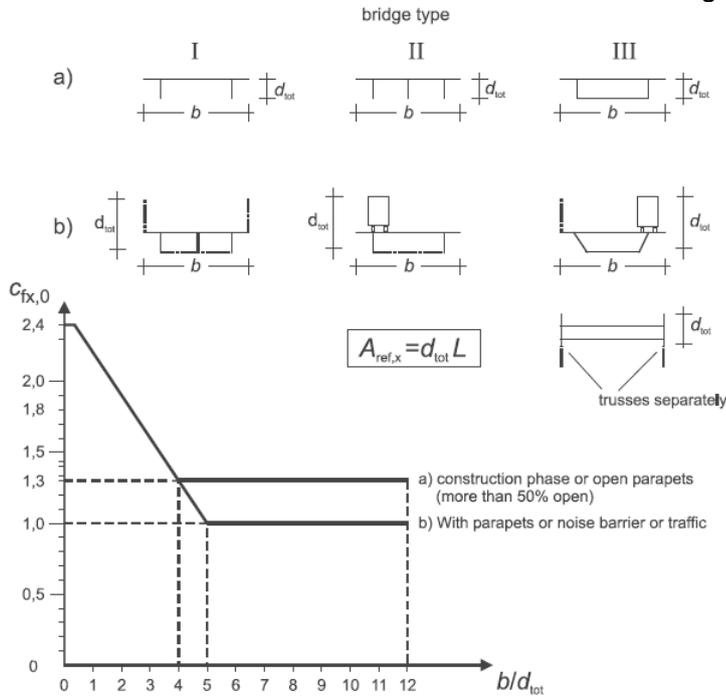
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità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

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

Si adotta per la zona del ponte una Classe D.

Coefficienti di forma

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito dalla UNI-EN 1991-1-4:2005.



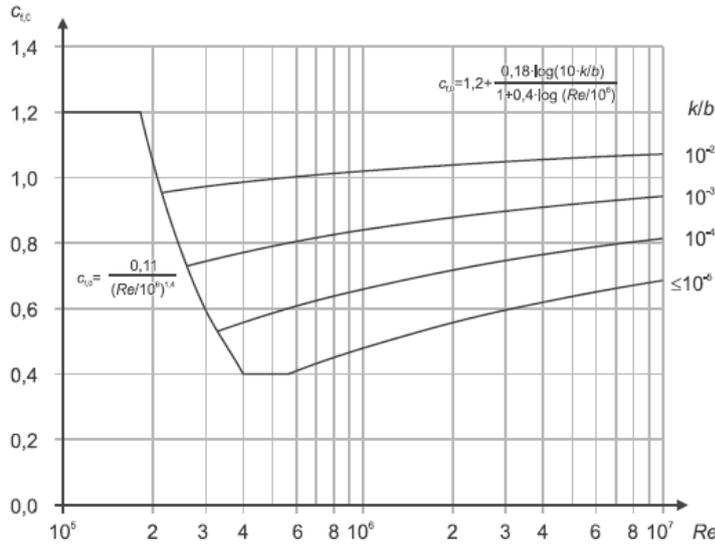
Per il ponte in oggetto, conforme alla tipologia b perché soggetto al traffico, il coefficiente di forma è assunto pari a:

Ponte scarico = 1.463, essendo il rapporto $b/d = 11.25 / (3.54) = 3.18$.

Ponte carico = 1.914, essendo il rapporto $b/d = 11.25 / (3.17 + 3) = 1.82$.

Il guardrail aperto è fattorizzato per 0.3 così come indicato nella EN 1991-1-4 al paragrafo 8.3.1 al punto 4.a.4

Per il fusto circolare della pila il coefficiente di forma può essere valutato dalla formulazione seguente (UNI ENV 1991-2-4:2010) in base al numero di Reynolds



Essendo il numero di Reynolds pari a :

$$Re = \frac{b \cdot v(z_0)}{v}$$

diametro =	
b	3
v	1.50E-05
qp	76.62
ce(z)	2.73
Vpicco	11.07
Re	1476269.55

Da cui si ottiene un coefficiente di forma pari a 1.29.

coefficiente per sezione circolari		
Reynolds	Re	1.48E+06
	k	1
	k/b	0.33
Controlla nella tabella a fianco	Cf,0	1.29

6.11.4. AZIONE DA VENTO

L'azione da vento può essere convenzionalmente assimilata ad una carico statico diretto ortogonalmente e/o verticalmente all'asse del ponte. Come superficie investita orizzontalmente è stata presa in considerazione la situazione con ponte sia carico (con sagoma veicolare) sia scarico, mentre la superficie verticale non risente del traffico veicolare.

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Le superfici di esposizione dell'impalcato al vento sono state calcolate in accordo all'Eurocodice UNI EN 1991-1-4:2005 par. 8.3.

Tenuta in considerazione la bassa altezza del suolo e l'ingombro limitato dei telai delle sottostrutture, l'azione su di essi viene trascurata.

Di seguito vengono riportati i parametri considerati con riferimento agli elaborati grafici di progetto. Per la determinazione dell'area di riferimento si è valutata graficamente la sagoma.

CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO			
Pressione cinetica di riferimento			
NORMATIVA NTC2008			
Altitudine sito	a_s	450	m
Zona		3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)
Velocità di riferimento	$V_{ref, o}$	27	m/s
	a_o	500	m
	K_a	0.02	1/s
Velocità di riferimento	V_b	27	m/s
Tempo di ritorno	Tr	100	
§ 3.3.2 C.M. 02/02/09:	cr	1.04	$\alpha_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]} = 1.039$
	$Vr(Tr)$	28.06	
Pressione cinetica di riferimento	q_b	492.08	N/mq
Classe di rugosità			
Distanza dalla costa	Classe	D	Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati
Terra oltre 30 Km e h < 500 m			
Coefficiente topografico	c_t	1	
Altezza dal suolo	z	20	m
Categoria di Esposizione			
		II	
Parametri per la determinazione del coef. di esposizione	z_o	0.05	m
	z_{mn}	4	m
	K_r	0.19	
Coefficiente di esposizione	c_e	2.81	$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_o) [7 + c_t \ln(z/z_o)]$
Coefficiente dinamico	c_p	1	$c_e(z) = c_e(z_{mn})$

La pressione di picco di progetto, senza coefficiente di forma, è pari a:

$$p = q_b c_e c_p = 492.08 \times 2.81 \times 1 = 1382.73 \text{ N/m}^2$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 D.M. 14/01/08;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 D.M. 14/01/08;
- c_p è il coefficiente dinamico

le pressioni sono pertanto pari a :

$$p \text{ scarico} = 1382.73 \times 1.46 = 2022 \text{ N/m}^2$$

$$p \text{ carico} = 1382.73 \times 1.91 = 2647 \text{ N/m}^2$$

La distribuzione dell'azione del vento possono essere di seguito riassunte secondo i seguenti schemi:

Ponte scarico con applicazione sulla trave esterna.

L'azione complessiva per metro di impalcato è pari a $P = 2022 \times (3.54) = 7160 \text{ N/m}$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Applicato sulla trave sopra vento.

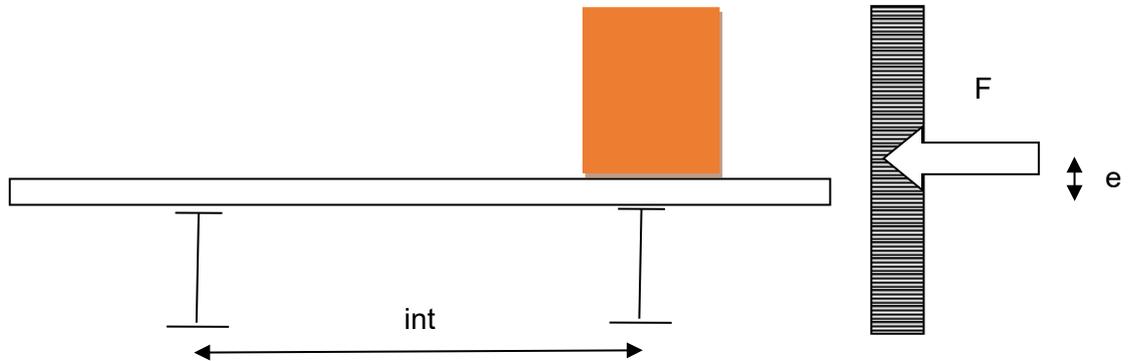
Ponte carico con applicazione sulla trave esterna e sulla sagoma di traffico.

L'azione per metro di impalcato è pari a $P=2647 \times (3.17+3)=16330$ N/m applicato sulla trave più esposta.

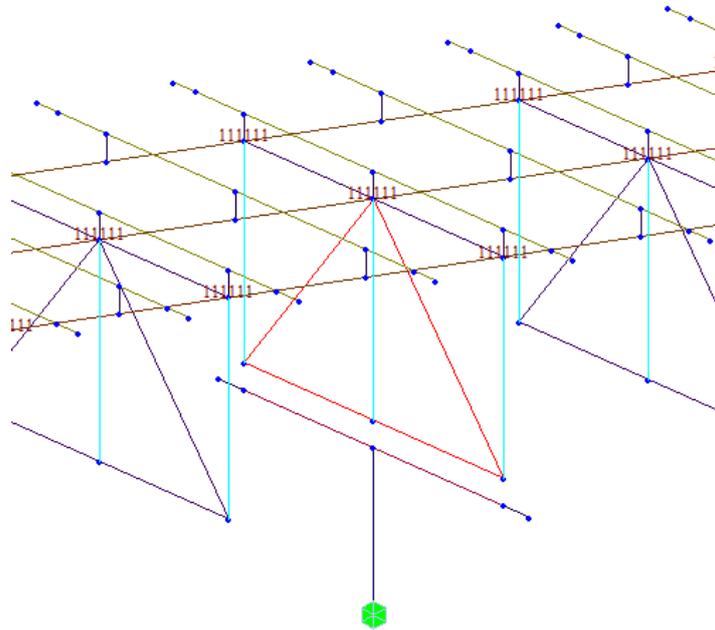
Sul fusto della pila la pressione è pari a $1.382 \times 1.29 = 1.781$ kN/m²

L'azione lineare è pari a $1.781 \times 3 = 5.33$ kN/m

Lo spessore dell'impalcato (trave+soletta+pavimentazione) è sostanzialmente equivalente alla sagoma di carico dei mobili, pertanto la risultante è applicata a quota impalcato. Lievi eccentricità comportano effetti torsionali risibili sulle travi di impalcato quando trasformati attraverso la divisione per l'interasse delle travi in coppie di forze, in quanto il rapporto tra e/int risulta di lieve entità.



L'eccentricità sulla sottostruttura è schematizzata grazie alla presenza di bracci rigidi pari alla distanza tra la soletta ed il piano di appoggi in modo da garantire una corretta ripartizione del momento trasversale trasmesso alla sottostruttura.



6.12. AZIONE SISMICA (Q6)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU.

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento: $VR = VN \times CU = 50 \times 2 = 100$ anni

Per il terreno e le caratteristiche topografiche si sono assunti seguenti parametri:

Terreno tipo B

Classe topografica T1

La struttura si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta |>
- Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

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 info
 Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

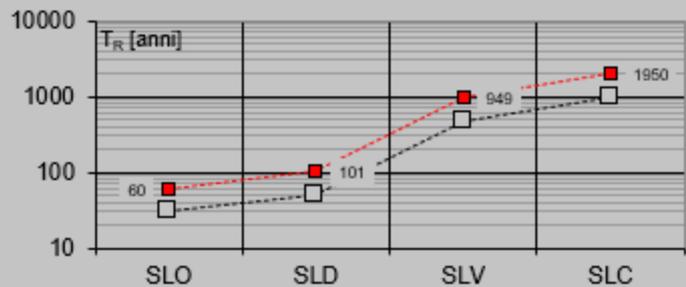
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

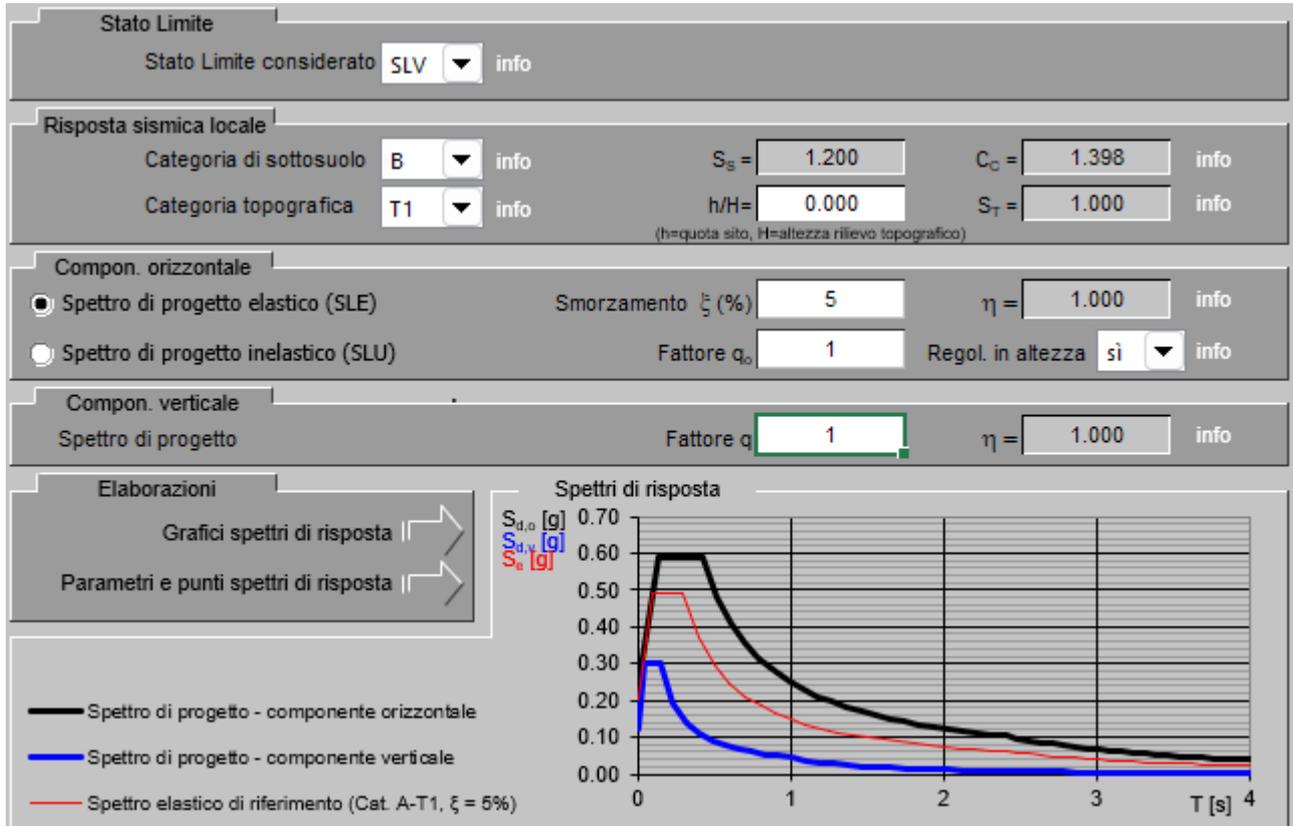
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SL'

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.202 g
F_o	2.434
T_c	0.301 s
S_s	1.200
C_c	1.398
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.421 s
T_D	2.408 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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]	Se [g]
	0.000	0.243
$T_B \leftarrow$	0.140	0.590
$T_C \leftarrow$	0.421	0.590
	0.516	0.482
	0.611	0.407
	0.705	0.353
	0.800	0.311
	0.894	0.278
	0.989	0.251
	1.084	0.230
	1.178	0.211
	1.273	0.195
	1.368	0.182
	1.462	0.170
	1.557	0.160
	1.651	0.151
	1.746	0.142
	1.841	0.135
	1.935	0.129
	2.030	0.123
	2.125	0.117
	2.219	0.112
	2.314	0.107
$T_D \leftarrow$	2.408	0.103
	2.484	0.097
	2.560	0.091
	2.636	0.086
	2.712	0.081
	2.787	0.077
	2.863	0.073
	2.939	0.069
	3.015	0.066
	3.091	0.063
	3.166	0.060
	3.242	0.057
	3.318	0.054
	3.394	0.052
	3.469	0.050
	3.545	0.048
	3.621	0.046
	3.697	0.044
	3.773	0.042
	3.848	0.040
	3.924	0.040
	4.000	0.040

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lin\$LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gr}	0.123 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.477
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \right.$$

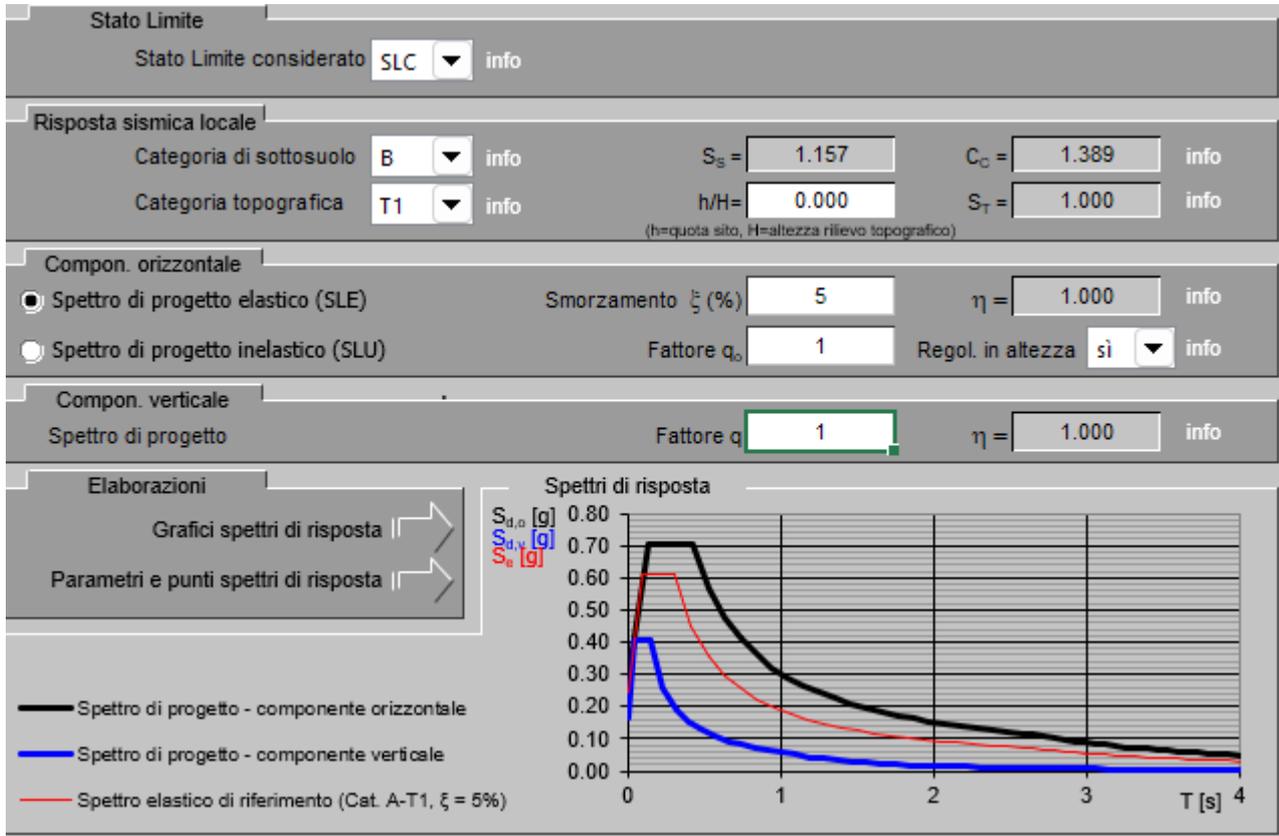
$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \right.$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.123
$T_B \leftarrow$	0.050	0.299
$T_C \leftarrow$	0.150	0.299
	0.235	0.191
	0.320	0.140
	0.405	0.111
	0.490	0.091
	0.575	0.078
	0.660	0.068
	0.745	0.060
	0.830	0.054
	0.915	0.049
$T_D \leftarrow$	1.000	0.045
	1.094	0.037
	1.188	0.032
	1.281	0.027
	1.375	0.024
	1.469	0.021
	1.563	0.018
	1.656	0.016
	1.750	0.015
	1.844	0.013
	1.938	0.012
	2.031	0.011
	2.125	0.010
	2.219	0.009
	2.313	0.008
	2.406	0.008
	2.500	0.007
	2.594	0.007
	2.688	0.006
	2.781	0.006
	2.875	0.005
	2.969	0.005
	3.063	0.005
	3.156	0.004
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

SLC



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.247 g
F_o	2.463
T_c	0.312 s
S_s	1.157
C_o	1.389
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.157
η	1.000
T_B	0.144 s
T_C	0.433 s
T_D	2.588 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_o \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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]	Se [g]
	0.000	0.286
T_B	0.144	0.704
T_C	0.433	0.704
	0.535	0.569
	0.638	0.477
	0.741	0.411
	0.843	0.361
	0.946	0.322
	1.049	0.290
	1.151	0.265
	1.254	0.243
	1.356	0.224
	1.459	0.209
	1.562	0.195
	1.664	0.183
	1.767	0.172
	1.869	0.163
	1.972	0.154
	2.075	0.147
	2.177	0.140
	2.280	0.134
	2.383	0.128
	2.485	0.123
T_D	2.588	0.118
	2.655	0.112
	2.722	0.106
	2.790	0.101
	2.857	0.097
	2.924	0.092
	2.991	0.088
	3.059	0.084
	3.126	0.081
	3.193	0.077
	3.260	0.074
	3.328	0.071
	3.395	0.068
	3.462	0.066
	3.529	0.063
	3.597	0.061
	3.664	0.059
	3.731	0.057
	3.798	0.055
	3.866	0.053
	3.933	0.051
	4.000	0.049

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lirSLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{ov}	0.166 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.652
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_v}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
T_B	0.050	0.408
T_C	0.150	0.408
	0.235	0.260
	0.320	0.191
	0.405	0.151
	0.490	0.125
	0.575	0.106
	0.660	0.093
	0.745	0.082
	0.830	0.074
	0.915	0.067
T_D	1.000	0.061
	1.094	0.051
	1.188	0.043
	1.281	0.037
	1.375	0.032
	1.469	0.028
	1.563	0.025
	1.656	0.022
	1.750	0.020
	1.844	0.018
	1.938	0.016
	2.031	0.015
	2.125	0.014
	2.219	0.012
	2.313	0.011
	2.406	0.011
	2.500	0.010
	2.594	0.009
	2.688	0.008
	2.781	0.008
	2.875	0.007
	2.969	0.007
	3.063	0.007
	3.156	0.006
	3.250	0.006
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.005
	3.625	0.005
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.004

L'impalcato è vincolato con 8 isolatori, inoltre le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, temperatura, storia di carico. Questa variabilità è tenuta in conto (come richiesto per le costruzioni in classe d'uso III e IV al paragrafo 7.10.5.1 del D.M. 14.01.2008) in accordo alla EN1998-2 [punto 7.5.2.4(2)P], tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori [upper bound design properties (UBDP)]

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- proprietà di progetto limiti inferiori [lower bound design properties (LBDP)]

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, una usando l'UBDP, ed un'altra usando l'LBDP. L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento.

I valori di progetto UBDP e LBDP sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ) e la UNI EN 15129, secondo quanto riportato di seguito attraverso la definizione di un parametro λ che tengono conto di alcuni effetti come bassa temperatura e invecchiamento che aumentano la rigidità di progetto della gomma.

A questo va aggiunta una variabilità del 20% per la produzione.

Tenuto conto che il rapporto tra i parametri UBDP e LBDP deve essere almeno maggiore di 1.8, si considera un fattore di 1.5 per l'UBDP e di 0.8 per LBDP.

7. COMBINAZIONI DI CARICO

7.1. COMBINAZIONI PER GLI SLU

Con riferimento al §5.1.3.12 del NTC 2018, ed alle tabelle riportate nel seguito, si sono impiegate nei calcoli di verifica le seguenti combinazioni allo SLU.

Combinazione tipo:

$$1.35 g_1 + 1.5 g_2 + 1.35 q_{1A,i} + 0.9 q_{5vento2} + 1.2 \epsilon_2$$

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 17 gennaio 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i "gruppi di azioni" definiti nella tabella seguente.

Ognuno dei "gruppi di azioni", indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

PROGETTAZIONE ATI:

GP INGENGERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q ₃	Forza centrifuga q ₄	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G, γ_P, γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni agli SLU;
- ψ₀, ψ₂ sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

I valori dei coefficienti ψ₀, γ_G, γ_P, γ_Q sono riportati nelle tabelle sottostanti:

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

		Coefficiente	$EQU^{(1)}$	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

7.2. COMBINAZIONI PER GLI SLE

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE, sono invece espresse dalla seguente relazione di limitazione delle tensioni, in combinazione di carico caratteristica

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

8. CODICE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2020 ver.3.2.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

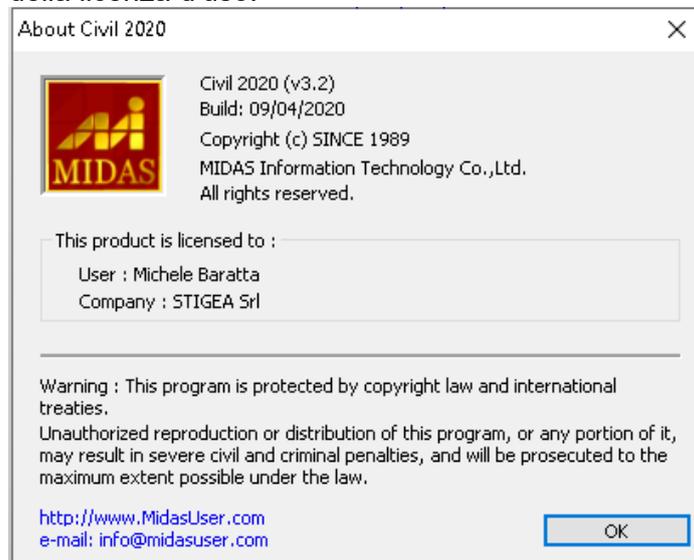


cooprogetti



- n. di serie della licenza: U001-09640
- intestato alla Ditta : STIGEA S.r.l., Bologna

Si allegano gli estremi della licenza d'uso:



Affidabilità del codice utilizzato

La documentazione di validazione a corredo del software, fornita dal distributore del prodotto e preliminarmente esaminata dal progettista, è disponibile presso STIGEA S.r.l., via Inrnerio n.10, Bologna.

9. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la modellazione dell'impalcato si è considerato uno schema strutturale a travi, costituito da n.2 travi a sezione composta (trave "a doppia T" in acciaio e soletta in c.a. s=0.32 m).

La modellazione dell'impalcato è completata dai traversi a sezione generica con inerzia equivalente ai traversi reticolari (diaframmi), costituiti da profili a L accoppiati in acciaio, posti a un interasse medio i=6.00m.

Solo i diaframmi in appoggio sono modellati tridimensionalmente per tenere in conto della distanza ed eccentricità dal piano di appoggio.

Nel modello è rappresentato il piano della soletta costituito da elementi con passo 2m collegati con elementi rigidi solo assialmente (quindi non in grado di influenzare la deformabilità della trave) sui cui viene fatto viaggiare il carico mobile che trasferisce alle travi la quotaparte di carico

Delle sottostrutture sono modellate solo le elevazioni delle pile, le spalle sono considerate come punti fissi essendo il ponte vincolato tramite isolatori elastomerici.

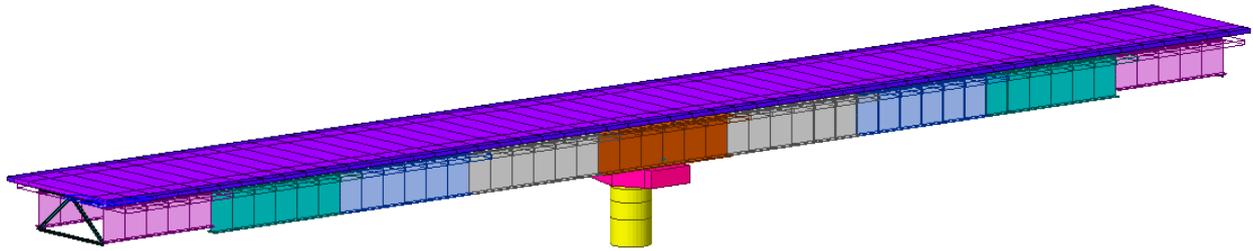


Figura 4 Modello di calcolo Fase 2 - vista estrusa

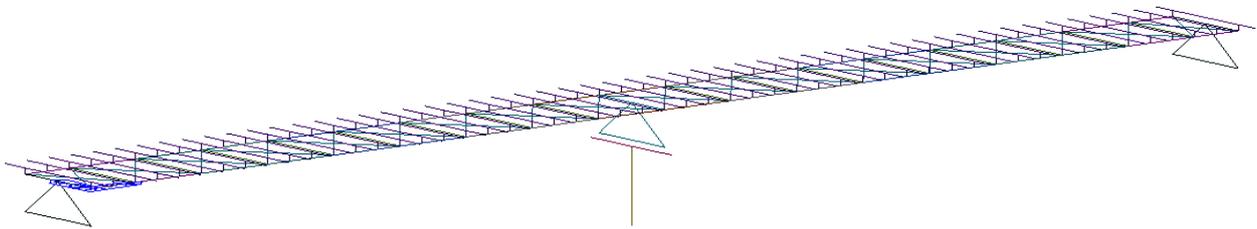


Figura 5 Modello di calcolo impalcato – vista unifilare

10. FASI DI COSTRUZIONE

Le varie fasi esecutive dell'impalcato e i differenti tempi di applicazione del carico sono determinate attraverso la construction stage analysis secondo il metodo:

SEQUENTIAL ANALYSIS + LONG-TERM MODULAR RATIO

In cui vengono definite delle caratteristiche inerziali con coefficienti di omogenizzazione del cls all'acciaio differenti a seconda della natura temporale dell'azione agente, sostanzialmente raggruppate nelle seguenti fasi:

- Fase 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, il peso delle lastre prefabbricate e del getto fluido della soletta (che in questa fase non è ancora reagente).
- Fase 2: Considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, cordoli, barriere di sicurezza, velette prefabbricate in cls, parapetti metallici), i carichi dovuti al ritiro del cls ed eventuali cedimenti vincolari.

In questa fase viene considerato un coefficiente $n=Es/Ec$ pari a 18 così come definito nel par.7.5

- Fase 3: Considera il transito dei carichi mobili (comprese le azioni centrifughe e di avviamento/frenamento ad essi imputabili), l'azione del vento, le azioni sismiche e l'effetto della differenza di temperatura tra la soletta in cls e le travi metalliche.

La sezione resistente è completamente reagente; le sue caratteristiche statiche sono calcolate con modulo istantaneo ($n = Es / Ec$) in virtù della breve durata delle sollecitazioni.

Per il calcolo della larghezza collaborante efficace di soletta (B_{eff}), si è fatto riferimento a quanto prescritto al paragrafo 4.3.2.3 delle NTC.

4.3.2.3 Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti, deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa o utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (4.3.2)$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

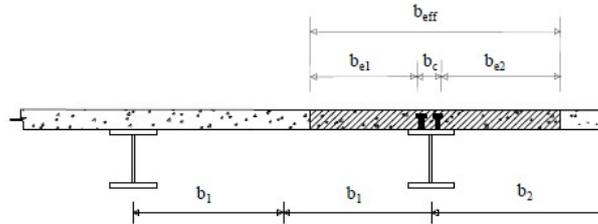


Figura 4.3.1 - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.3.2.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \quad (4.3.3)$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_{e_i}}{b_{e_i}}\right) \leq 1,0$.

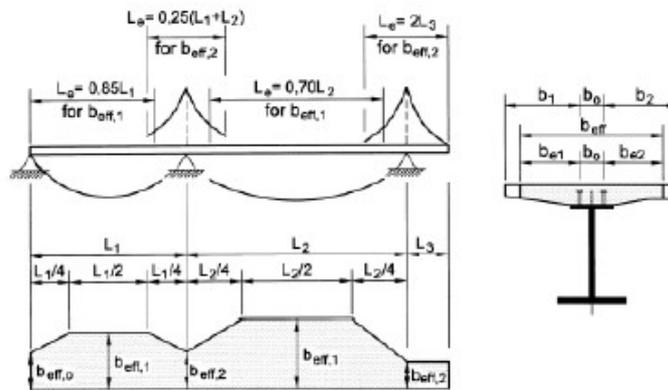
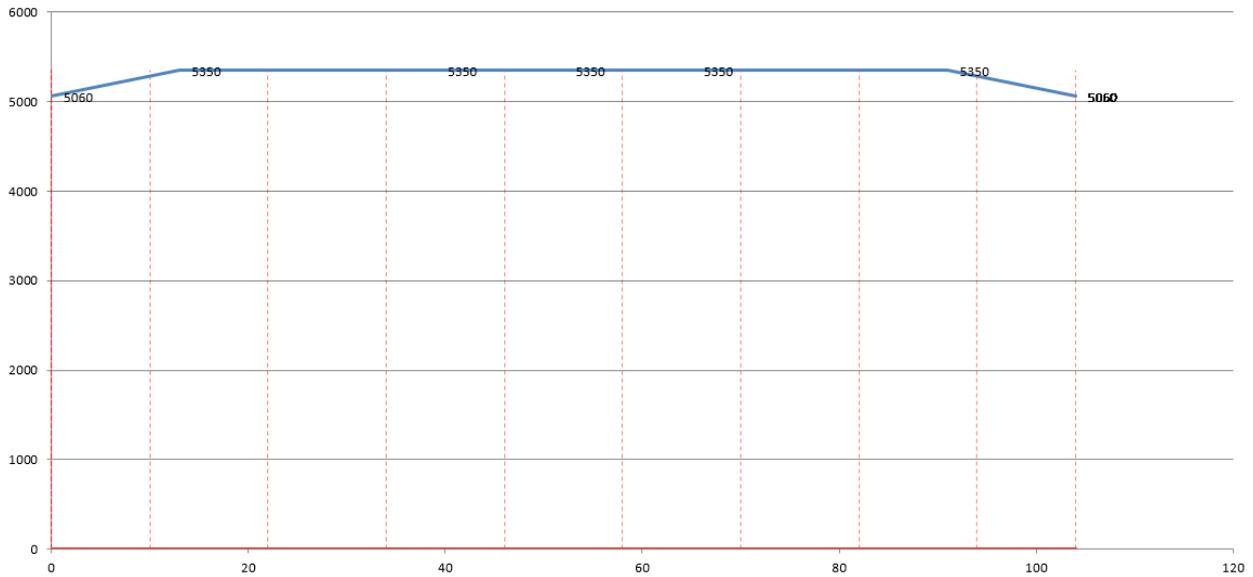


Figura 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Si riporta di seguito il grafico dell'andamento della larghezza collaborante nello sviluppo dell'impalcato.



Per quasi tutte le travi il valore è pari a 5330mm, per i tratti variabili che interessano i conci 1 e 2 si adotta un valore medio dei valori all'estremità del conccio stesso.

Per le sezioni comprese nelle zone adiacenti alle pile per una estensione pari al 15% della luce della campata la sezione viene considerata fessurata.

11. SEZIONI MEMBRATURE IMPALCATO

Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti 8 sezioni della trave principale, di seguito si riportano le caratteristiche geometriche e le caratteristiche inerziali secondo le fasi di calcolo considerate.

Prospetto corrispondenza delle sezioni strutturali con i conci rappresentati negli elaborati grafici.

Sezione strutturale trave metallica

tipo sezione	1		2		3		4		5	
Pbsup (L - spess.)	700	30	800	30	700	40	900	30	1200	70
spessore anima	20		18		20		22		26	
Pbinf (L - spess.)	900	40	900	50	900	50	1000	40	1200	70

Corrispondenza conci -sezioni

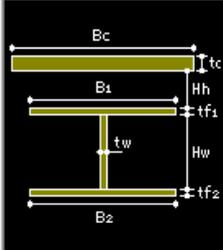
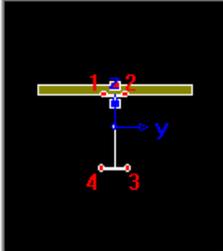
Concio	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Tipo sezione	1	2	3	4	5	4	3	2	1

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 1 Name: C1

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc: 5.205 m
tc: 0.32 m
Hh: 0 m

Girder

Hw: 2.45 m tw: 0.02 m
B1: 0.7 m B2: 0.9 m
Bf1: 0 m Bf2: 0 m
tf1: 0.03 m tf2: 0.04 m
Bf3: 0 m tfp: 0 m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec: 6.16251 Ds / Dc: 3.0792
Ps: 0.3 Pc: 0.2
Ts / Tc: 1.2

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep): 18
Es/Ec (Shrinkage): 18

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Top
Change Offset ...

Display Centroid

FEM Equation

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Section Properties X

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.060000e-01	3.762795e-01	1.985333e-01	1.985333e-01	m^2
Asy	4.571261e-02	2.655587e-01	9.705897e-02	9.705897e-02	m^2
Asz	4.849365e-02	5.416470e-02	5.004122e-02	5.004122e-02	m^2
Ixx	3.212667e-05	5.029294e-03	1.742965e-03	1.742965e-03	m^4
Iyy	1.092798e-01	3.045995e-01	2.353113e-01	2.353113e-01	m^4
Izz	3.289133e-03	6.134907e-01	2.121987e-01	2.121987e-01	m^4
Cyp	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Cym	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Czp	1.432170e+00	2.885230e-01	6.900839e-01	6.900839e-01	m
Czm	1.087830e+00	2.231477e+00	1.829916e+00	1.829916e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	8.200000e+00	1.925000e+01	1.925000e+01	1.925000e+01	m
Peri:I	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.500000e-01	2.602500e+00	2.602500e+00	2.602500e+00	m
Center:z	1.087830e+00	2.231477e+00	1.829916e+00	1.829916e+00	m
y1	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	m
z1	1.432170e+00	2.885230e-01	6.900839e-01	6.900839e-01	m
y2	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	m
z2	1.432170e+00	2.885230e-01	6.900839e-01	6.900839e-01	m
y3	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z3	-1.087830e+00	-2.231477e+00	-1.829916e+00	-1.829916e+00	m
y4	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z4	-1.087830e+00	-2.231477e+00	-1.829916e+00	-1.829916e+00	m

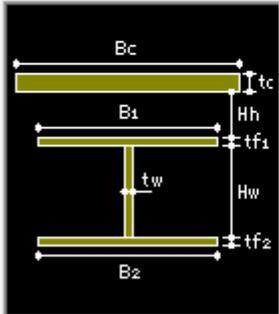
Close

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 2 Name: C2

Section Type: Steel-I (Type 1)



Slab

Bc	5.35	m
tc	0.32	m
Hh	0	m

Girder

Hw	2.93	tw	0.018	m
B1	0.8	B2	0.9	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.03	tf2	0.04	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	18
Es/Ec (Shrinkage)	18

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect (7th DOF)

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Section Properties



	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.127400e-01	3.905489e-01	2.078511e-01	2.078511e-01	m^2
Asy	4.978795e-02	2.757915e-01	1.017440e-01	1.017440e-01	m^2
Asz	5.228232e-02	5.745516e-02	5.418212e-02	5.418212e-02	m^2
Ixx	3.216396e-05	5.168541e-03	1.790663e-03	1.790663e-03	m^4
Iyy	1.668402e-01	4.331381e-01	3.374341e-01	3.374341e-01	m^4
Izz	3.711424e-03	6.663435e-01	2.305712e-01	2.305712e-01	m^4
Cyp	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Cym	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Czp	1.654127e+00	3.636853e-01	8.239962e-01	8.239962e-01	m
Czm	1.345873e+00	2.636315e+00	2.176004e+00	2.176004e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	9.364000e+00	2.070400e+01	2.070400e+01	2.070400e+01	m
Peri:I	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.500000e-01	2.675000e+00	2.675000e+00	2.675000e+00	m
Center:z	1.345873e+00	2.636315e+00	2.176004e+00	2.176004e+00	m
y1	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	m
z1	1.654127e+00	3.636853e-01	8.239962e-01	8.239962e-01	m
y2	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
z2	1.654127e+00	3.636853e-01	8.239962e-01	8.239962e-01	m
y3	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z3	-1.345873e+00	-2.636315e+00	-2.176004e+00	-2.176004e+00	m
y4	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z4	-1.345873e+00	-2.636315e+00	-2.176004e+00	-2.176004e+00	m

Close

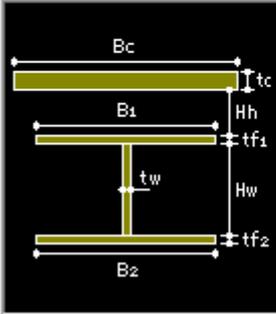
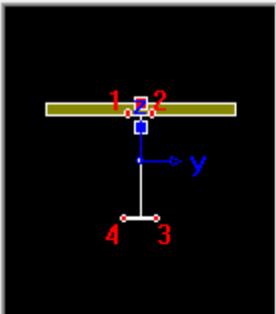


Section Data

DB/User Composite

Section ID: 3 Name: C3

Section Type: Steel-I (Type 1)

Slab

Bc	5.35	m
tc	0.32	m
Hh	0	m

Girder

Hw	2.93	tw	0.02	m
B1	0.7	B2	0.9	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.03	tf2	0.04	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 18

Es/Ec (Shrinkage) 18

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Display Centroid

FEM Equation

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Section Properties X

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.156000e-01	3.934089e-01	2.107111e-01	2.107111e-01	m ²
Asy	4.566065e-02	2.722728e-01	9.923886e-02	9.923886e-02	m ²
Asz	5.782036e-02	6.309316e-02	5.912817e-02	5.912817e-02	m ²
Ixx	3.340667e-05	5.169784e-03	1.791905e-03	1.791905e-03	m ⁴
Iyy	1.629831e-01	4.443157e-01	3.421093e-01	3.421093e-01	m ⁴
Izz	3.289453e-03	6.659215e-01	2.301493e-01	2.301493e-01	m ⁴
Cyp	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Cym	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Czp	1.688599e+00	3.831957e-01	8.541753e-01	8.541753e-01	m
Czm	1.311401e+00	2.616804e+00	2.145825e+00	2.145825e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Peri:O	9.160000e+00	2.050000e+01	2.050000e+01	2.050000e+01	m
Peri:I	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.500000e-01	2.675000e+00	2.675000e+00	2.675000e+00	m
Center:z	1.311401e+00	2.616804e+00	2.145825e+00	2.145825e+00	m
y1	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	m
z1	1.688599e+00	3.831957e-01	8.541753e-01	8.541753e-01	m
y2	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	m
z2	1.688599e+00	3.831957e-01	8.541753e-01	8.541753e-01	m
y3	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z3	-1.311401e+00	-2.616804e+00	-2.145825e+00	-2.145825e+00	m
y4	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z4	-1.311401e+00	-2.616804e+00	-2.145825e+00	-2.145825e+00	m

Close

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 4 Name: C4

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	5.35	m
tc	0.32	m
Hh	0	m

Girder

Hw	2.92	tw	0.022	m
B1	0.9	B2	1	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.04	tf2	0.04	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	18
Es/Ec (Shrinkage)	18

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Top
Change Offset ...

Display Centroid

FEM Equation

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Section Properties ✕

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.402400e-01	4.180489e-01	2.353511e-01	2.353511e-01	m ²
Asy	6.322609e-02	2.850722e-01	1.072050e-01	1.072050e-01	m ²
Asz	6.380903e-02	6.970718e-02	6.574188e-02	6.574188e-02	m ²
Ixx	5.103936e-05	5.187417e-03	1.809538e-03	1.809538e-03	m ⁴
Iyy	2.118753e-01	4.842802e-01	3.769027e-01	3.769027e-01	m ⁴
Izz	5.765924e-03	6.683980e-01	2.326257e-01	2.326257e-01	m ⁴
Cyp	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	m
Cym	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	m
Czp	1.542213e+00	4.110299e-01	8.543075e-01	8.543075e-01	m
Czm	1.457787e+00	2.588970e+00	2.145692e+00	2.145692e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Peri:O	9.756000e+00	2.109600e+01	2.109600e+01	2.109600e+01	m
Peri:I	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	5.000000e-01	2.675000e+00	2.675000e+00	2.675000e+00	m
Center:z	1.457787e+00	2.588970e+00	2.145692e+00	2.145692e+00	m
y1	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z1	1.542213e+00	4.110299e-01	8.543075e-01	8.543075e-01	m
y2	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z2	1.542213e+00	4.110299e-01	8.543075e-01	8.543075e-01	m
y3	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	m
z3	-1.457787e+00	-2.588970e+00	-2.145692e+00	-2.145692e+00	m
y4	-5.000000e-01	-5.000000e-01	-5.000000e-01	-5.000000e-01	m
z4	-1.457787e+00	-2.588970e+00	-2.145692e+00	-2.145692e+00	m

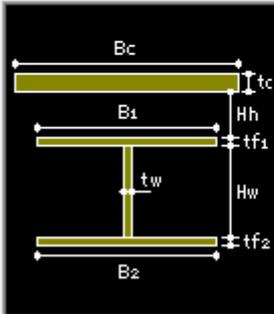
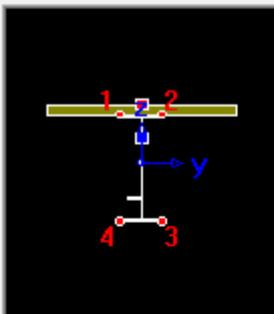
Close

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 5 Name: C5

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	5.35	m
tc	0.32	m
Hh	0	m

Girder

Hw	2.895	tw	0.026	m
B1	1.2	B2	1.2	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.07	tf2	0.07	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	18
Es/Ec (Shrinkage)	18

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top
Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Section Properties X

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	2.512700e-01	5.290789e-01	3.463811e-01	3.463811e-01	m^2
Asy	1.438044e-01	3.242620e-01	1.342188e-01	1.342188e-01	m^2
Asz	7.660960e-02	8.305910e-02	7.941376e-02	7.941376e-02	m^2
Ixx	2.917709e-04	5.428148e-03	2.050270e-03	2.050270e-03	m^4
Iyy	4.274334e-01	8.131154e-01	6.286936e-01	6.286936e-01	m^4
Izz	2.062230e-02	6.832544e-01	2.474821e-01	2.474821e-01	m^4
Cyp	6.067815e-01	6.032207e-01	6.049194e-01	6.049194e-01	m
Cym	5.932185e-01	5.967793e-01	5.950806e-01	5.950806e-01	m
Czp	1.544483e+00	6.494926e-01	1.076457e+00	1.076457e+00	m
Czm	1.490517e+00	2.385507e+00	1.958543e+00	1.958543e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	1.161800e+01	2.295800e+01	2.295800e+01	2.295800e+01	m
Peri:I	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	5.932185e-01	2.671779e+00	2.670081e+00	2.670081e+00	m
Center:z	1.490517e+00	2.385507e+00	1.958543e+00	1.958543e+00	m
y1	-5.932185e-01	-5.967793e-01	-5.950806e-01	-5.950806e-01	m
z1	1.544483e+00	6.494926e-01	1.076457e+00	1.076457e+00	m
y2	6.067815e-01	6.032207e-01	6.049194e-01	6.049194e-01	m
z2	1.544483e+00	6.494926e-01	1.076457e+00	1.076457e+00	m
y3	6.067815e-01	6.032207e-01	6.049194e-01	6.049194e-01	m
z3	-1.490517e+00	-2.385507e+00	-1.958543e+00	-1.958543e+00	m
y4	-5.932185e-01	-5.967793e-01	-5.950806e-01	-5.950806e-01	m
z4	-1.490517e+00	-2.385507e+00	-1.958543e+00	-1.958543e+00	m

Close

12. STATO DI SOLLECITAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano gli involuipi delle componenti di sollecitazione delle travi principali per le condizioni di carico principali considerate.

12.1. TRAVI D'IMPALCATO

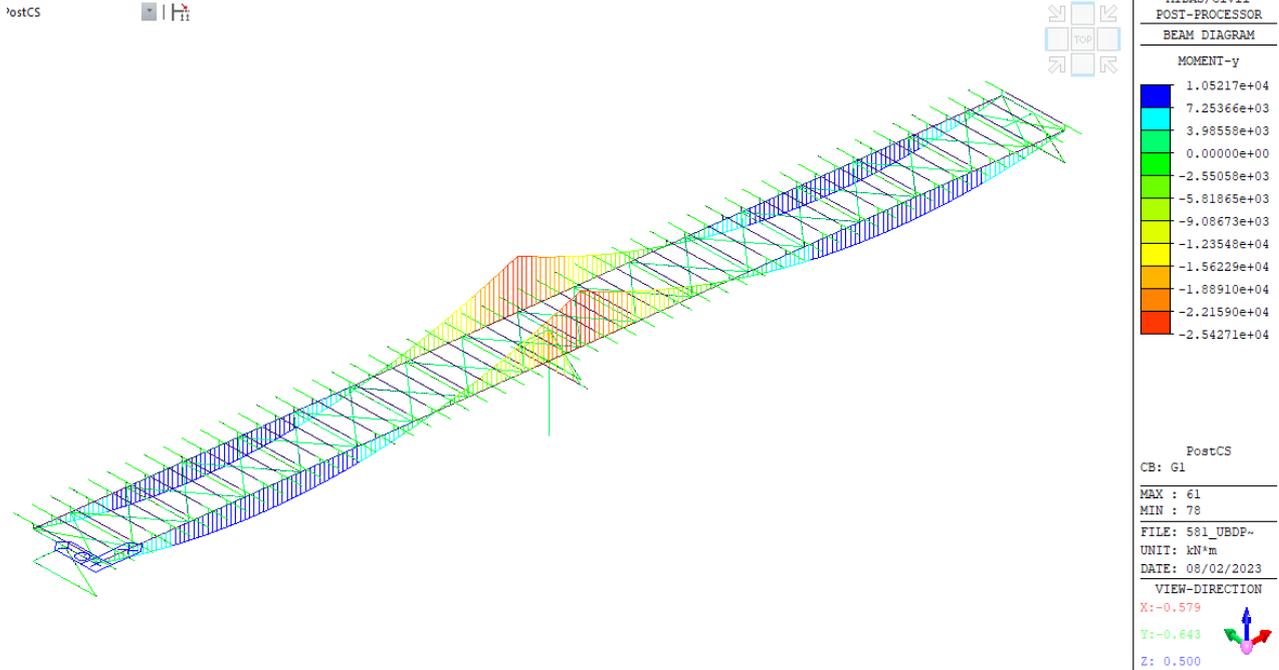


Figure 1 g1- momento flettente

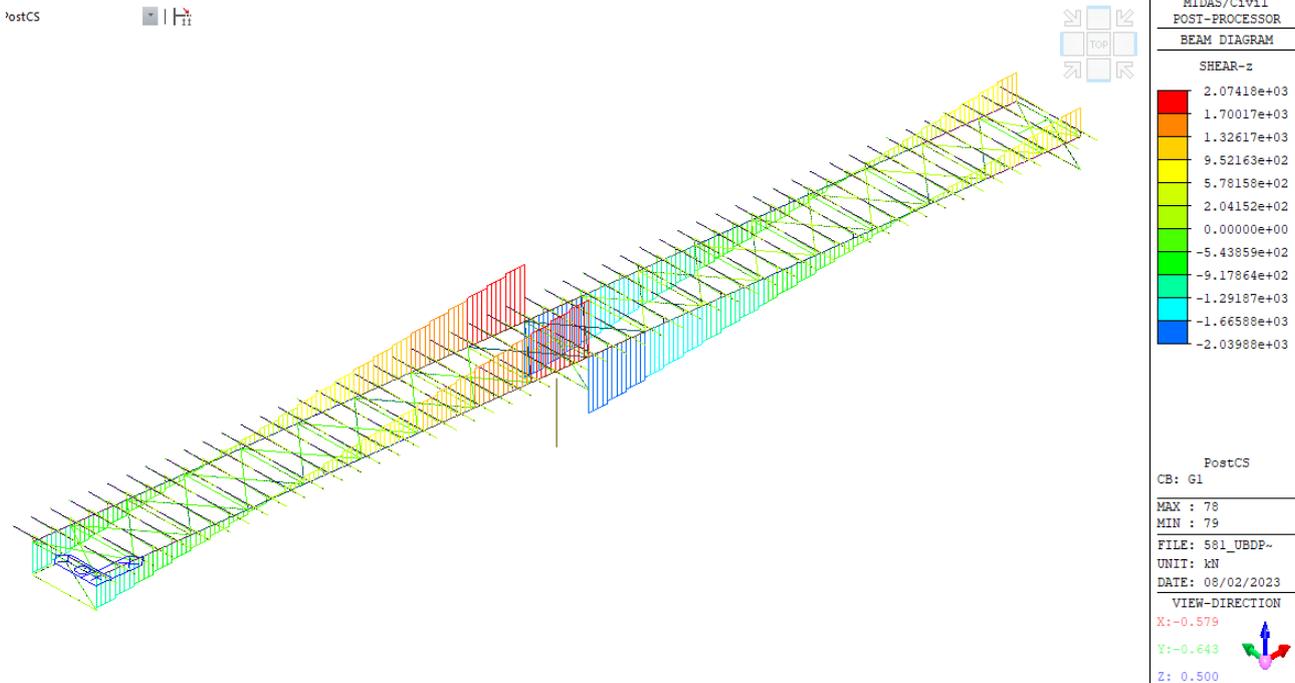
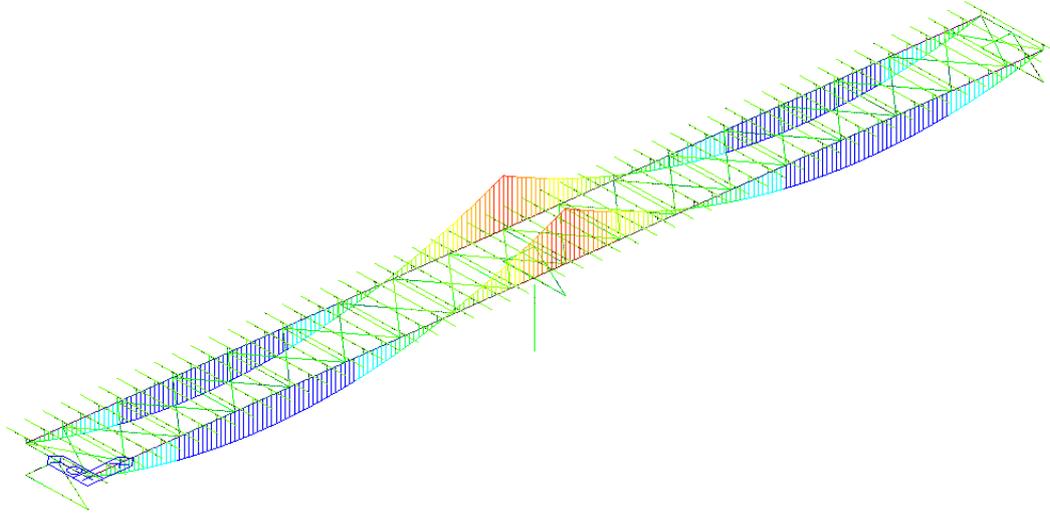


Figure 2 g1- sforzo di taglio

PostCS

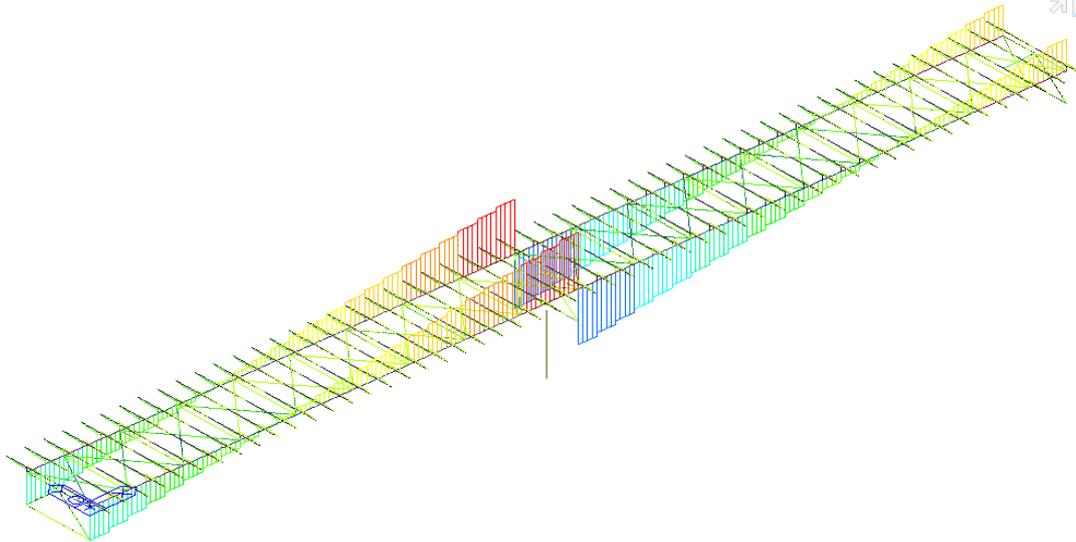


MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
4.68785e+03	
3.48964e+03	
2.29143e+03	
1.09322e+03	
0.00000e+00	
-1.30321e+03	
-2.50142e+03	
-3.69963e+03	
-4.89784e+03	
-6.09605e+03	
-7.29427e+03	
-8.49248e+03	

PostCS	
CB: G2	
MAX : 10	MIN : 26
FILE: 581_UBDP~	
UNIT: kN*m	
DATE: 08/02/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.579	Y: -0.643
Z: 0.500	

Figure 3 g2 – momento flettente

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
7.84487e+02	
6.42842e+02	
5.01196e+02	
3.59551e+02	
2.17906e+02	
7.62607e+01	
0.00000e+00	
-2.07030e+02	
-3.48675e+02	
-4.90320e+02	
-6.31966e+02	
-7.73611e+02	

PostCS	
CB: G2	
MAX : 26	MIN : 27
FILE: 581_UBDP~	
UNIT: kN	
DATE: 08/02/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.579	Y: -0.643
Z: 0.500	

Figure 4 g2 – sforzo di taglio

PostCS

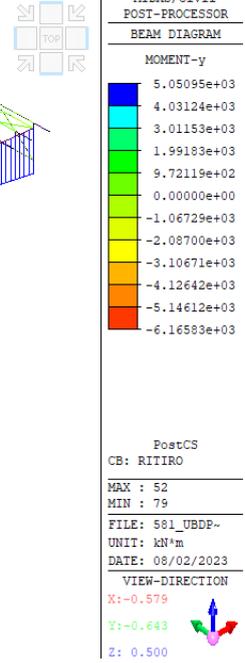
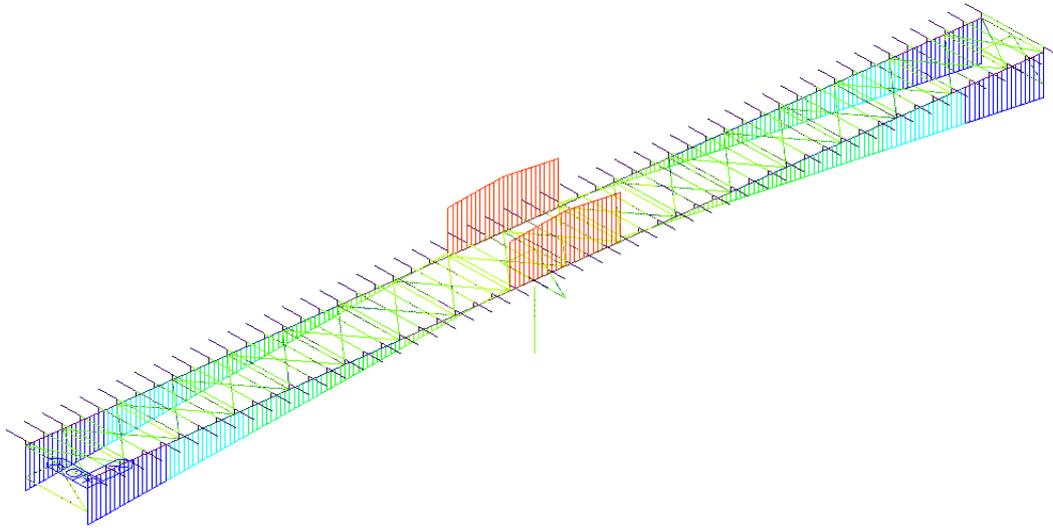


Figure 5 ritiro – momento flettente

PostCS

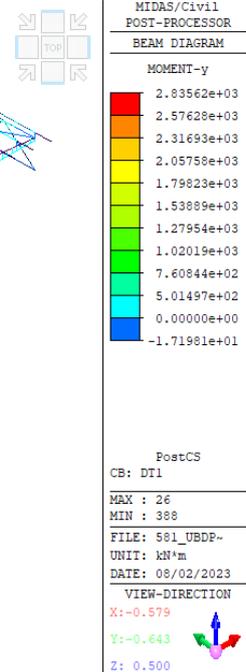
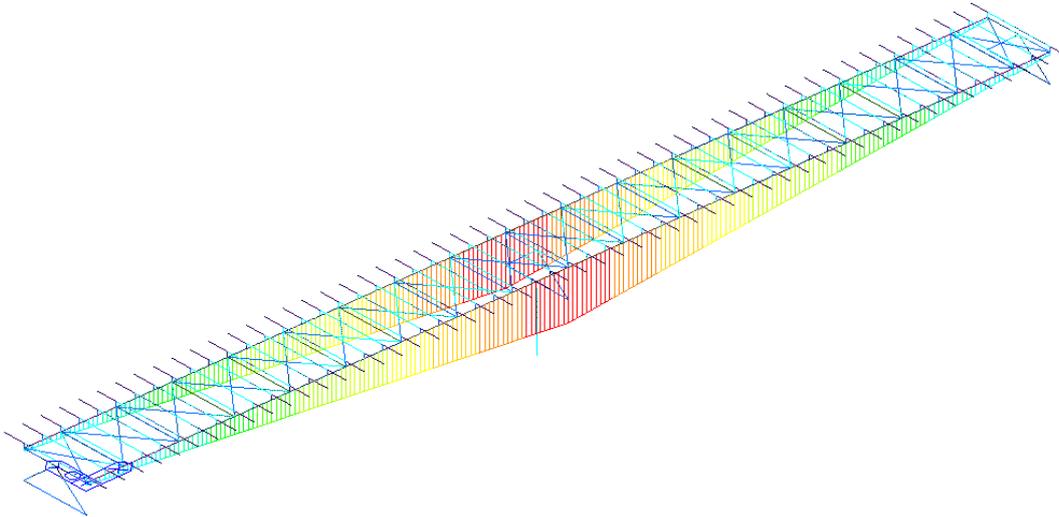


Figure 6 variazione termica positiva – momento flettente

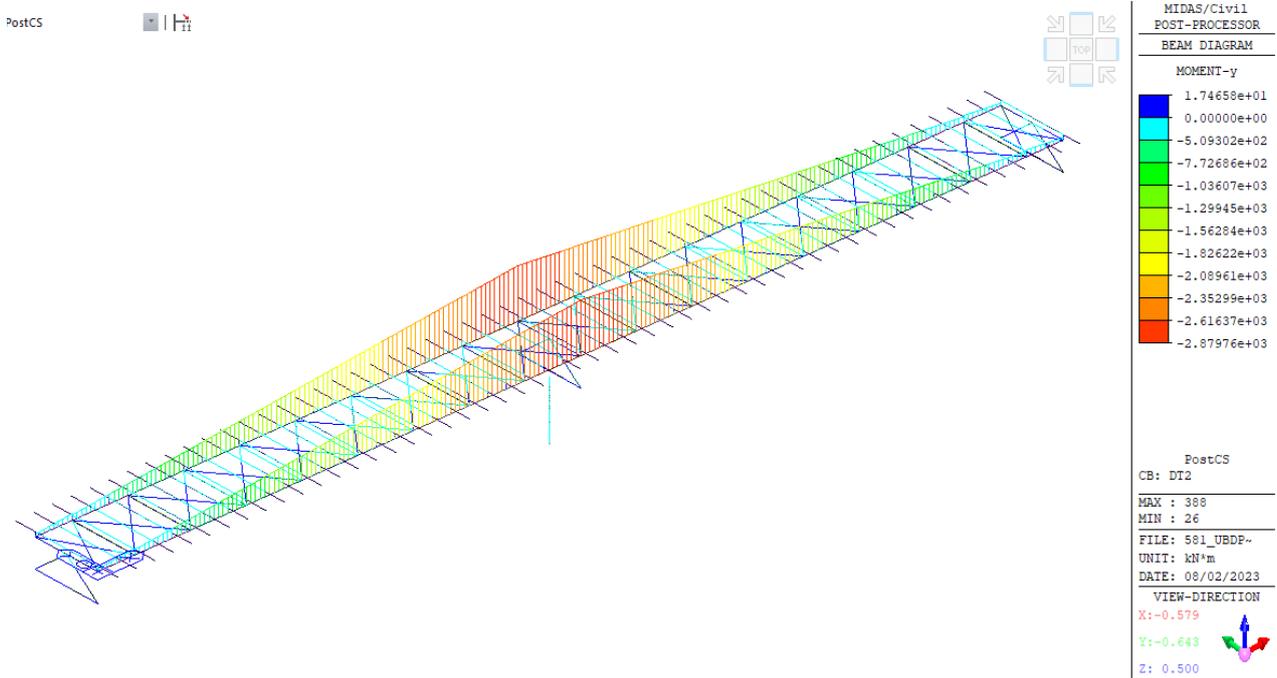


Figure 7 variazione termica negativa – momento flettente

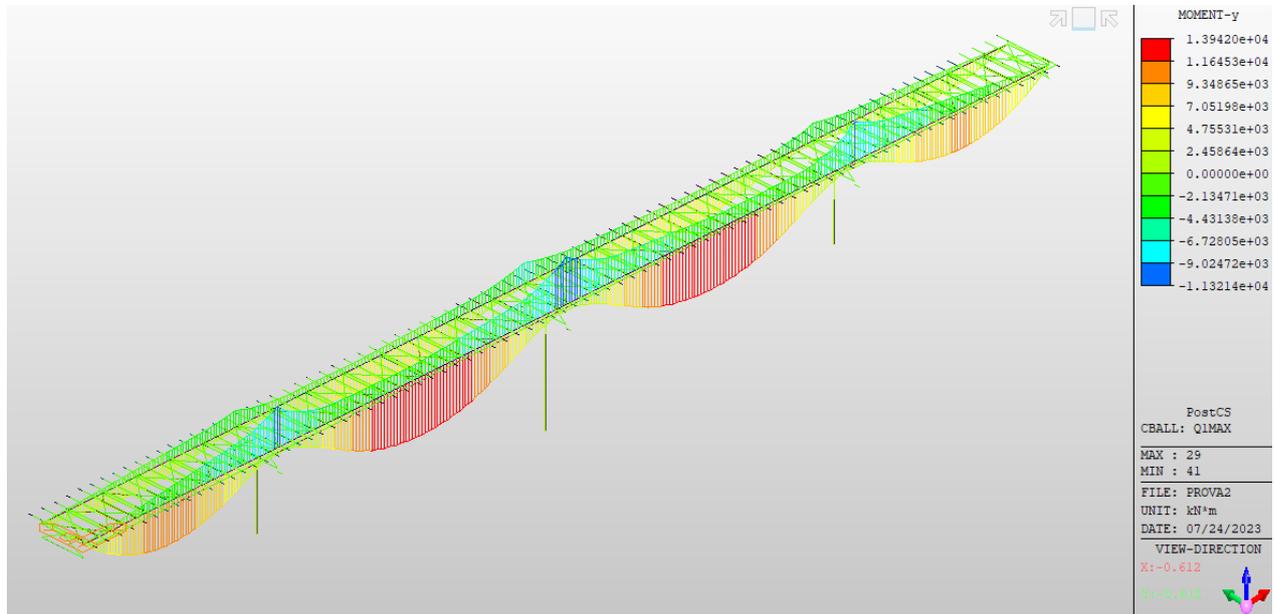


Figure 8 involucro dei carichi mobili – massimo carico – momento flettente

PostCS

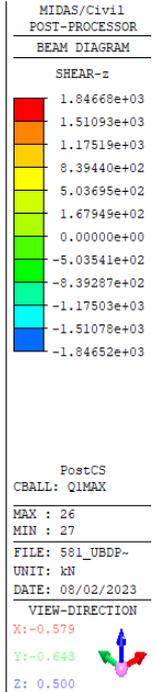
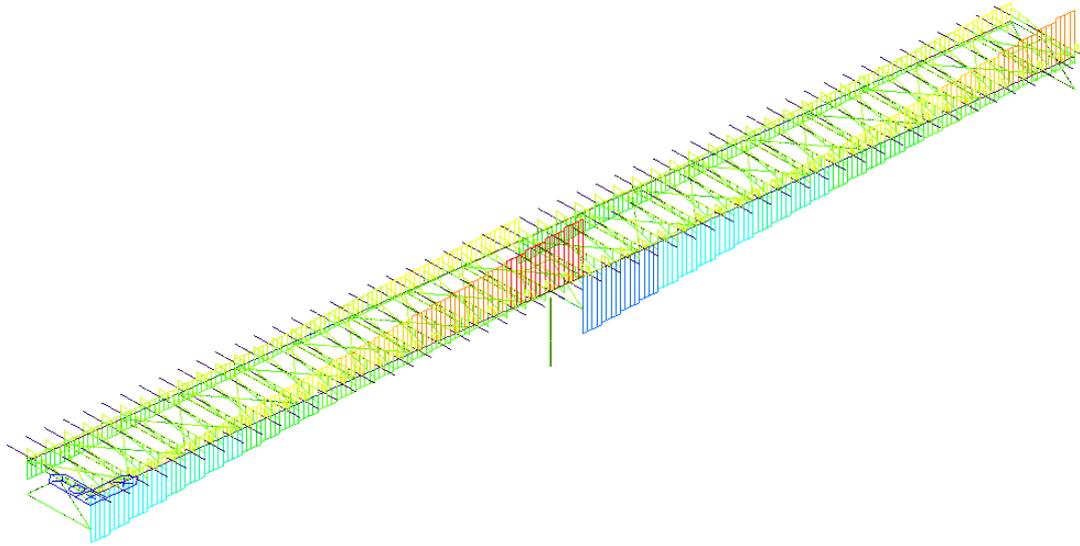


Figure 9 involucro dei carichi mobili – massimo carico – sforzo di taglio

PostCS

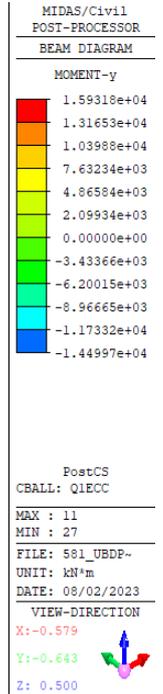
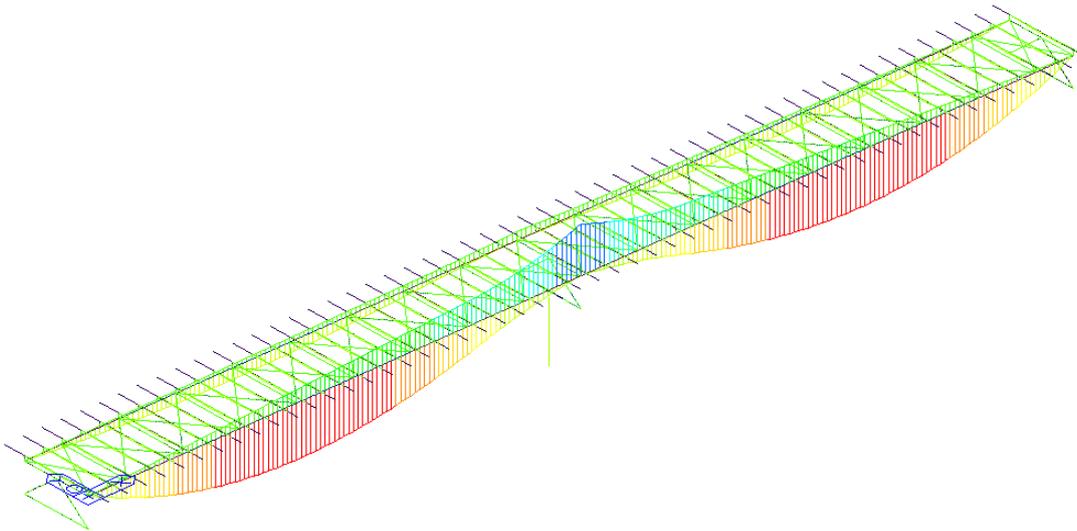
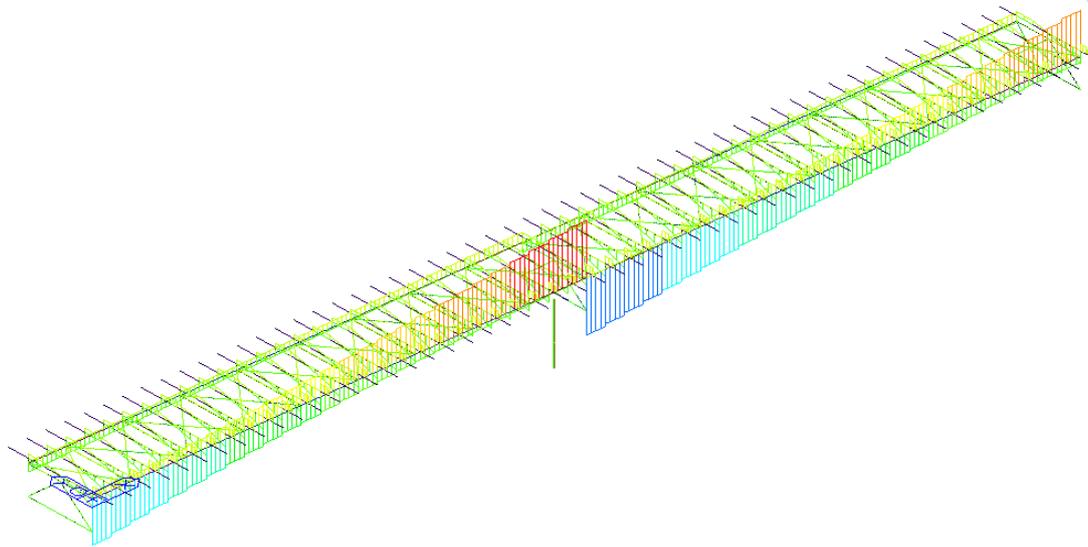


Figure 10 involucro dei carichi mobili – massimo carico eccentrico– momento flettente

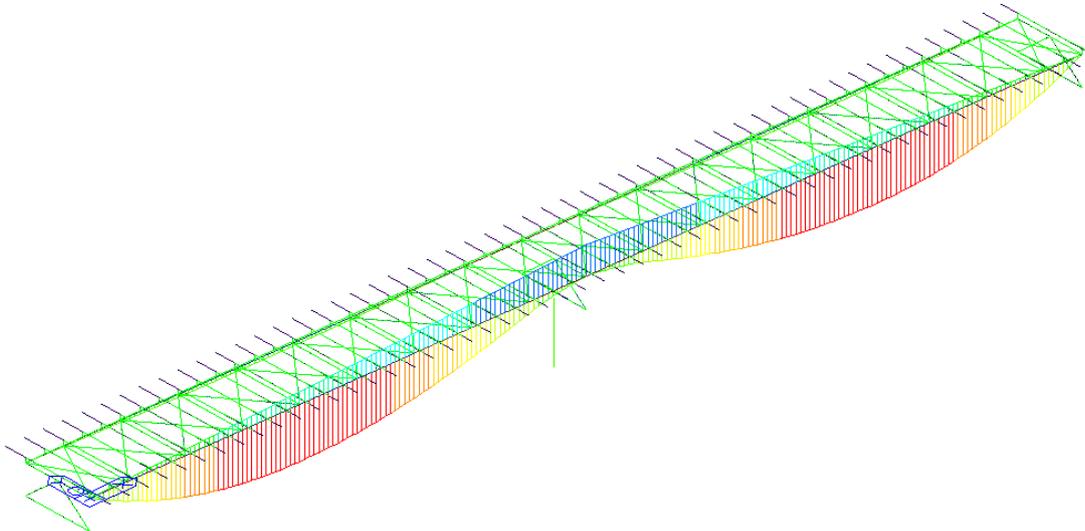
PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
1.76472e+03	1.44387e+03
1.12302e+03	8.02175e+02
4.81325e+02	1.60476e+02
0.00000e+00	-4.81222e+02
-8.02072e+02	-1.12292e+03
-1.44377e+03	-1.76462e+03
PostCS CBALL: QIECC	
MAX : 26	MIN : 27
FILE: 581_UBDP-	UNIT: kN
DATE: 08/02/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.579	Y: -0.643
Z: 0.500	

Figure 11 involucro dei carichi mobili – massimo carico eccentrico – sforzo di taglio

ostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
5.40987e+03	4.64437e+03
3.87888e+03	3.11339e+03
2.34790e+03	1.58240e+03
8.16912e+02	0.00000e+00
-7.14073e+02	-1.47957e+03
-2.24506e+03	-3.01055e+03
PostCS CBALL: FATICA	
MAX : 11	MIN : 27
FILE: 581_UBDP-	UNIT: kN*m
DATE: 08/02/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.579	Y: -0.643
Z: 0.500	

Figure 12 involucro dei carichi mobili di fatica – momento flettente

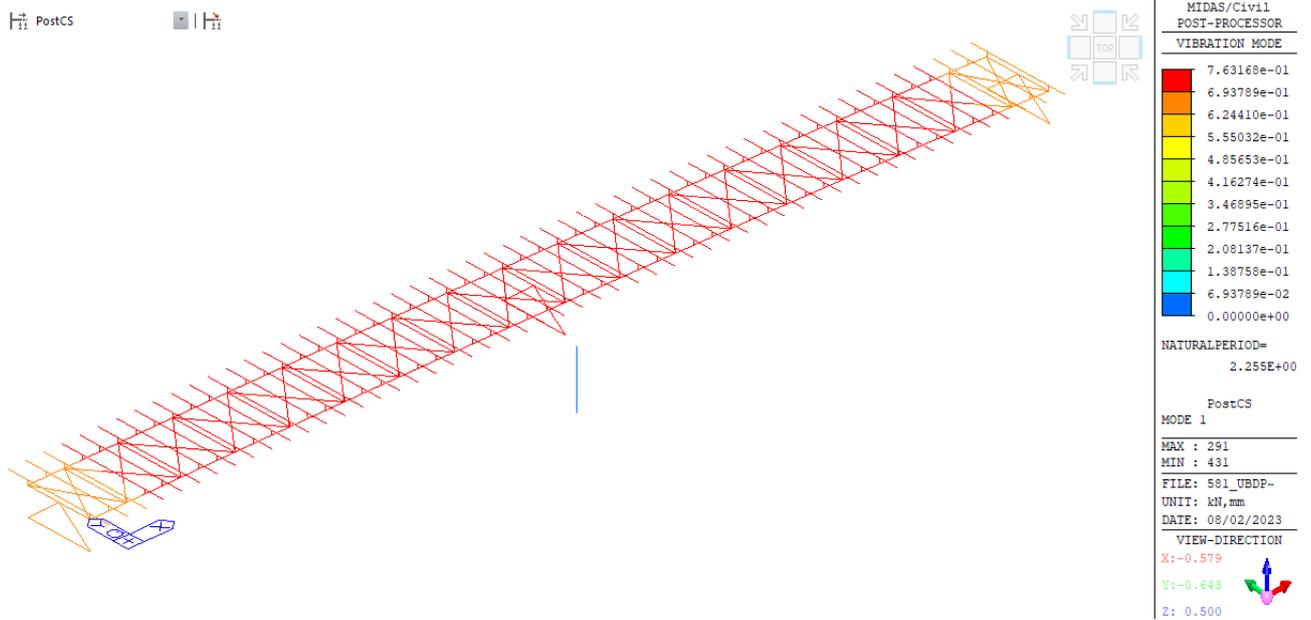
13. ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA

Come indicato nel paragrafo 7.12, l'analisi è stata effettuata tramite la definizione della modifica delle proprietà dei dispositivi di vincolo attraverso le due soglie limiti UBDP (Upper bound design properties) ed LBDP (lower bound design properties),

Rigidezza	pila	spalla	
Rigidezza eq.appoggio	1.55	1.77	kN/mm
Rigidezza eq.appoggio LBDP	1.24	1.416	kN/mm
Rigidezza eq.appoggio UBDP	2.325	2.655	kN/mm

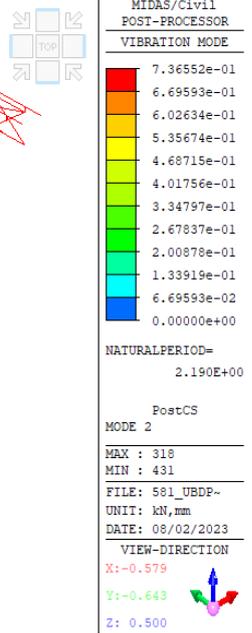
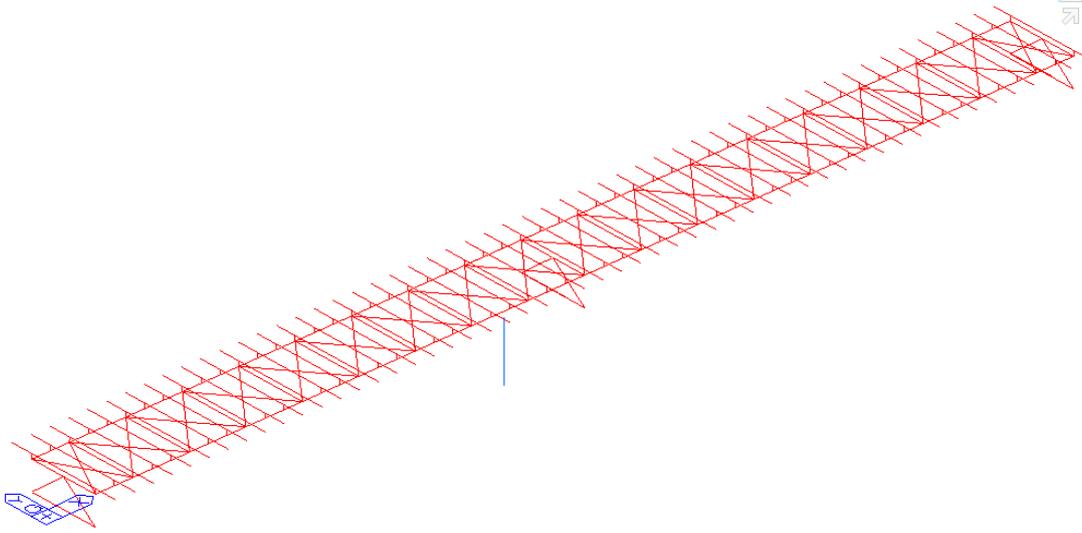
L'analisi UBDP è associata allo spettro SLV per rendere massima la sollecitazione sulle strutture, La condizione LBDP invece è associata allo spettro SLC per valutare lo spostamento massimo dei dispositivi.

Si illustrano le deformate associate ai modi di vibrare piani più significativi, determinati mediante l'analisi modale:

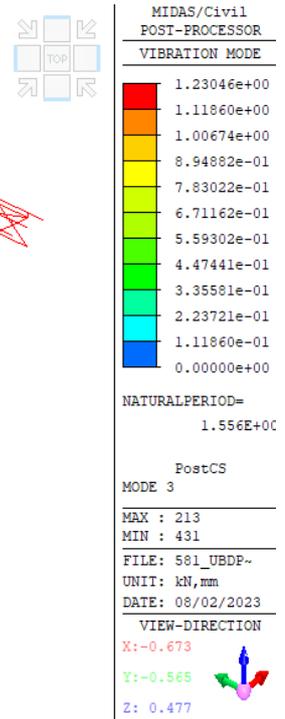
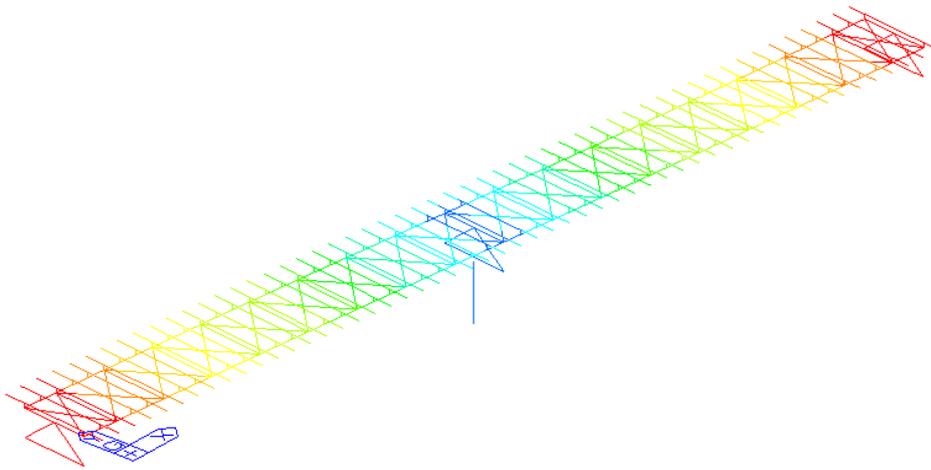


UBDP - Modo di vibrare n.1 - Traslazionale in Y - T=2.25 s

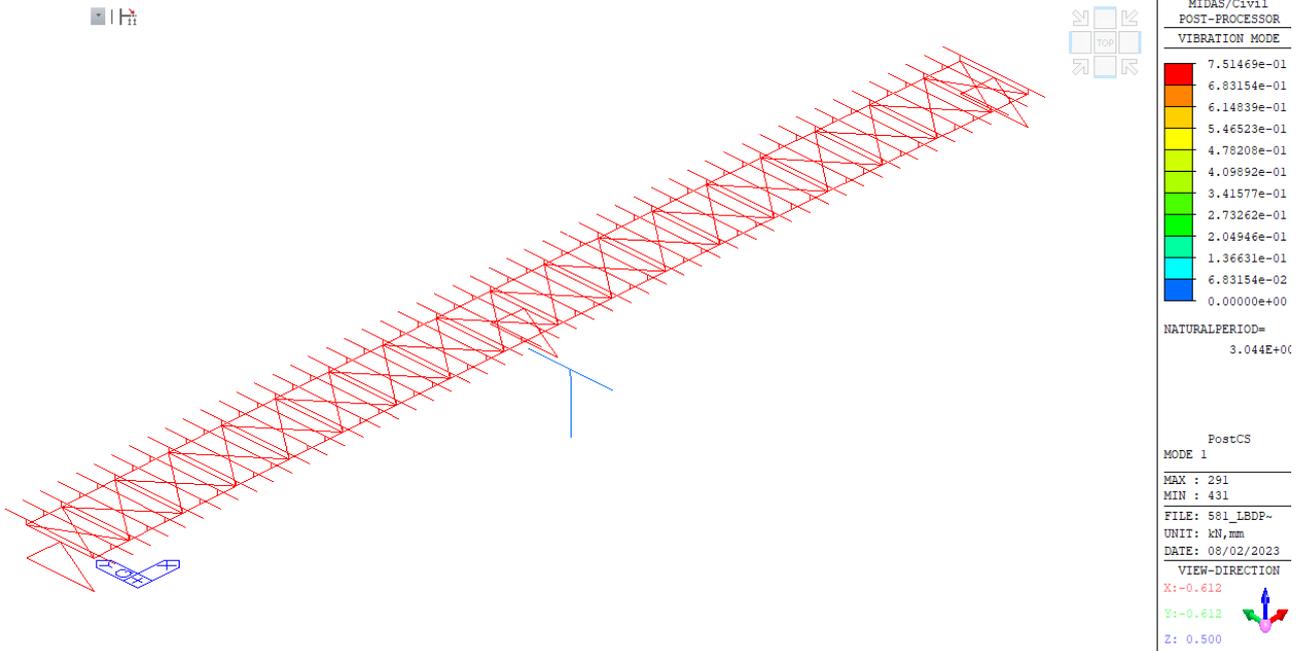
PostCS



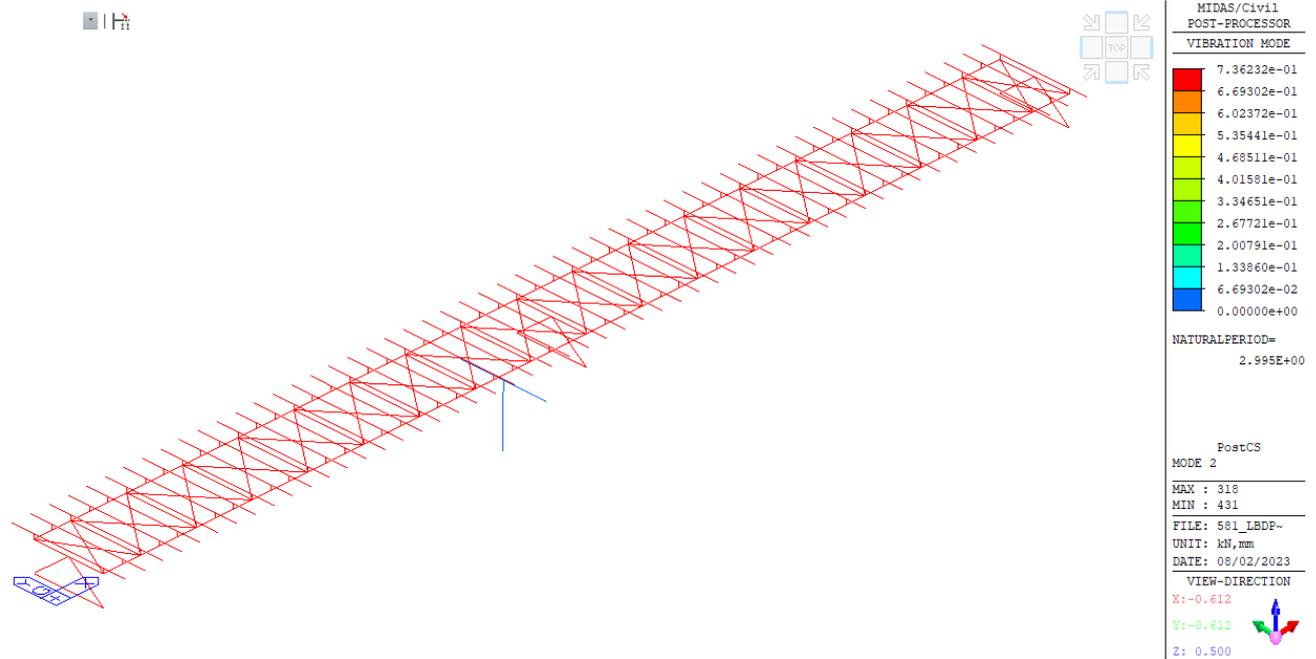
UBDP - Modo di vibrare n.2 - Traslazionale in X - T=2.19 s



UBDP- Modo di vibrare n.3 - Rotazionale in Z - T=1.556 s

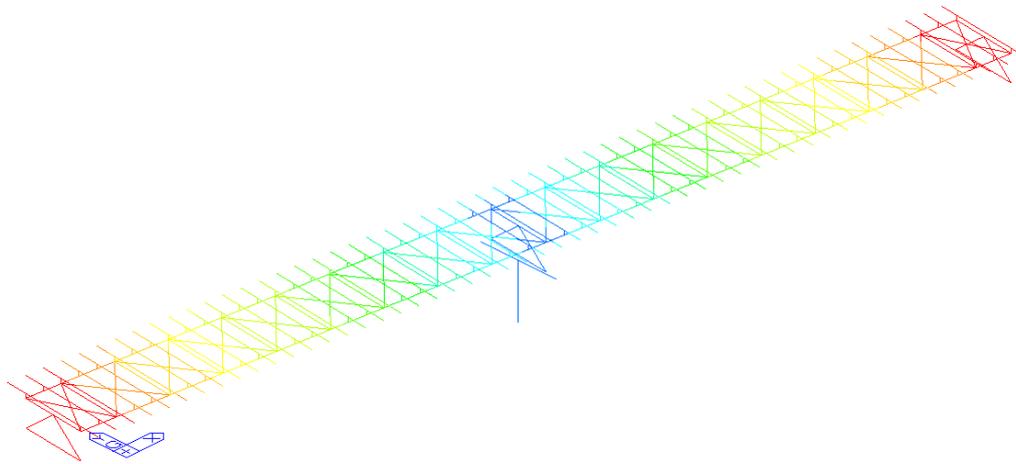


LBDP - Modo di vibrare n.1 - Traslazionale in Y - T=3.044 s



LBDP - Modo di vibrare n.2 - Traslazionale in X - T=2.99 s

PostCS



MIDAS/Civil11 POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
1.25023e+00	
1.13657e+00	
1.02292e+00	
9.09259e-01	
7.95602e-01	
6.81944e-01	
5.68287e-01	
4.54630e-01	
3.40972e-01	
2.27315e-01	
1.13657e-01	
0.00000e+00	
NATURALPERIOD=	
2.107E+00	
PostCS	
MODE 3	
MAX : 213	
MIN : 431	
FILE: 501_LBDP-	
UNIT: kN,mm	
DATE: 08/02/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

LBDP - Modo di vibrare n.5 - Rotazionale in Z - T=2.107 s

Come prescritto dalle NTC2018 al par.7.3.3.1, si è determinato, tramite calcolo agli autovalori, un numero di modi di vibrare sufficiente da attivare l'85% della massa delle strutture in elevazione.

MODAL				
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.00	0.00	89.14	89.14
2	89.23	89.23	0.00	89.14
3	0.00	89.23	0.00	89.14
4	0.00	89.23	0.00	89.14
5	0.00	89.23	0.00	89.14
6	0.00	89.23	0.09	89.24
7	0.00	89.23	0.03	89.27
8	0.00	89.23	0.00	89.27
9	0.00	89.23	0.00	89.27
10	0.00	89.23	0.23	89.49
11	0.00	89.23	0.00	89.49
12	0.00	89.23	0.04	89.53
13	0.00	89.23	0.00	89.53
14	0.00	89.23	0.00	89.53
15	0.00	89.23	0.00	89.53
16	0.00	89.23	0.00	89.53
17	0.00	89.23	0.71	90.25
18	0.00	89.23	0.00	90.25
19	0.00	89.23	0.00	90.25
20	0.00	89.23	0.00	90.25
21	0.00	89.23	0.00	90.25
22	0.00	89.23	0.00	90.25
23	0.00	89.23	0.00	90.25
24	0.00	89.23	0.01	90.26
25	0.00	89.23	0.00	90.26
26	0.00	89.23	0.00	90.26
27	0.00	89.23	0.00	90.26
28	0.00	89.23	0.00	90.26
29	0.00	89.23	0.00	90.26
30	0.00	89.23	0.01	90.26
31	0.00	89.23	0.00	90.26
32	0.00	89.23	0.00	90.26
33	0.00	89.23	0.00	90.26
34	0.00	89.23	0.00	90.26
35	0.00	89.23	0.00	90.26
36	0.00	89.23	0.00	90.26
37	0.00	89.23	0.00	90.26
38	0.00	89.23	0.00	90.26
39	0.00	89.23	0.00	90.26
40	0.00	89.23	0.00	90.26

14. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

Per la presente opera si adottano isolatori elastomerici, con schema appoggi che prevede l'isolamento delle sottostrutture.

Tali apparecchi sono stati scelti alla luce dei valori massimi delle reazioni vincolari verticali massime (COMB. SLU e SISMICHE) sugli appoggi emersi dal calcolo, e precisamente:

$$N_{\max} \text{ (spalla)} = 4569.51 \text{ kN (COMB.SLU)}$$

$$N_{\max} \text{ (pila)} = 12549.1 \text{ kN (COMB.SLU)}$$

Si adottano apparecchi tipo FIP SI S 800-130 ($K_e=1.55 \text{ kN/mm}$, $K_v=2086 \text{ kN/mm}$) sulle pile e SI H 450/126 ($K_e=1.77 \text{ kN/mm}$, $K_v=1111 \text{ kN/mm}$) sulle spalle.

Riguardo al dimensionamento dei giunti, si è considerata la combinazione dello spostamento relativo spalla-impalcato e della dilatazione termica lineare combinata al 50% dell'impalcato stesso.

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)			Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DX (mm)	DY (mm)	$\Delta_{\text{tot}}(\text{mm})$	temperat	$\Delta_{\text{max}}(\text{mm})$
431	sismax	0.0	0.0	0.0	0.0	425	sismax	195.1	0.0	195.4	55.5	203.1	18.5	221.6
	sismay	0.0	0.0	0.0	0.0		sismay	1.0	185.0	59.5	185.0	194.3	18.5	212.8
434	sismax	0.0	0.0	0.0	0.0	428	sismax	195.1	0.0	195.4	55.5	203.1	18.5	221.6
	sismay	0.0	0.0	0.0	0.0		sismay	1.0	185.0	59.5	185.0	194.3	18.5	212.8
432	sismax	0.4	0.0	0.4	0.2	429	sismax	195.6	0.0	195.6	59.3	204.0	0.0	204.0
	sismay	0.0	0.6	0.1	0.6		sismay	0.0	197.6	58.7	197.6	205.5	0.0	205.5
435	sismax	0.4	0.0	0.4	0.2	429	sismax	195.6	0.0	195.6	59.3	204.0	0.0	204.0
	sismay	0.0	0.6	0.1	0.6		sismay	0.0	197.6	58.7	197.6	205.5	0.0	205.5
433	sismax	0.0	0.0	0.0	0.0	427	sismax	195.1	0.0	195.4	55.5	203.1	18.5	221.6
	sismay	0.0	0.0	0.0	0.0		sismay	1.0	185.0	59.5	185.0	194.3	18.5	212.8
436	sismax	0.0	0.0	0.0	0.0	430	sismax	195.1	0.0	195.4	55.5	203.1	18.5	221.6
	sismay	0.0	0.0	0.0	0.0		sismay	1.0	185.0	59.5	185.0	194.3	18.5	212.8

Si è pertanto ottenuto:

$$\delta_{\text{SIS}} = \pm 203.1 \text{ mm} \quad \text{SISMA SLC}$$

$$0.50 \times \delta_T = \pm 18.5 \text{ mm}$$

da cui:

$$\delta_{\text{TOT}} = \delta_{\text{SIS}} + 0.50\delta_T = \pm 221.6 \text{ mm}$$

Si adottano pertanto giunti con capacità di scorrimento superiore a $\pm 250 \text{ mm}$.

15. STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Analizzando i valori degli spostamenti verticali delle travi principali dell'impalcato, si ottiene:

$$\delta_{z2} = 72\text{mm} < L/400=130\text{mm} \quad (\text{soli carichi da traffico})$$

spostamenti compatibili con la tipologia di struttura in esame.

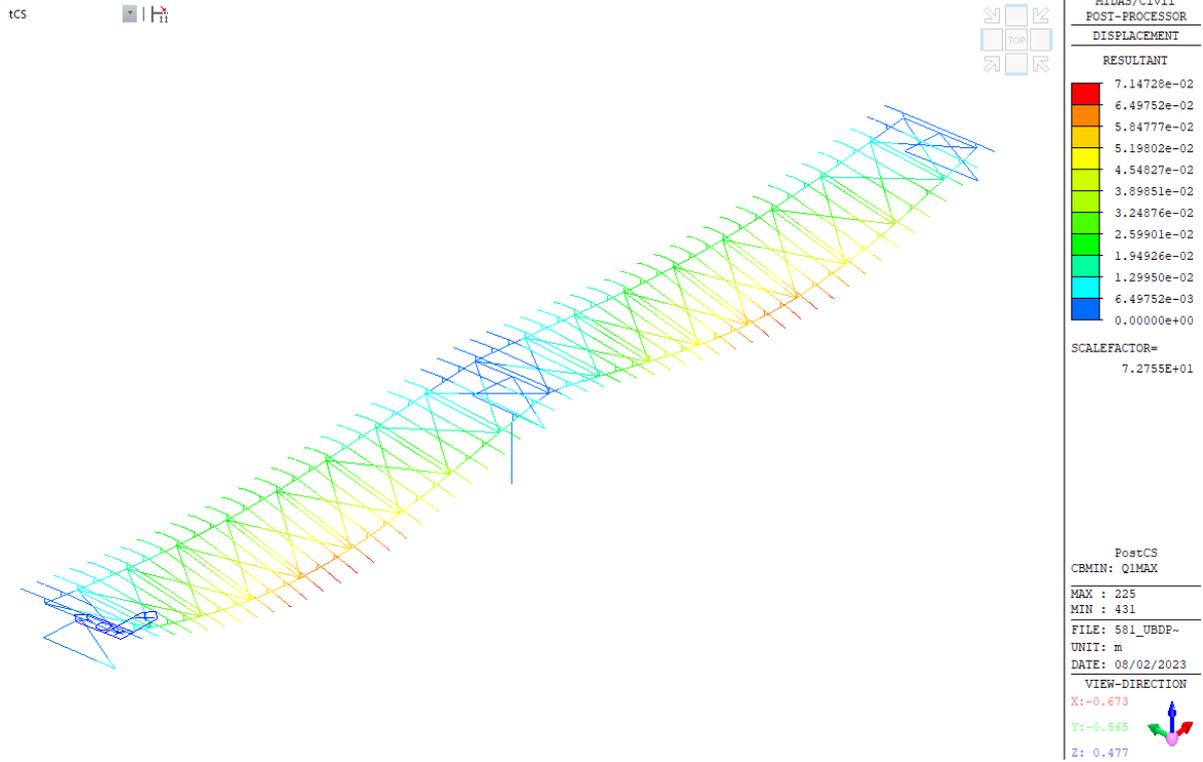


Figura 6 DZ2 Carichi traffico

16. VERIFICHE STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU effettuate per gli elementi caratteristici dei conci strutturali che compongono la travata.

Per effettuare la verifica, viene prima fatta la classificazione della sezione in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \frac{\theta_r}{\theta_y} - 1$$

essendo θ_r e θ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

Classe1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;

Classe2: la sezione può sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$;

Classe3: sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;

Classe4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi viene fornita dalla NTC2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima). Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi e dallo stato tensionale; quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

La tipologia di verifica da eseguire dipende dalla classificazione della sezione:

- Per le classi 1 e 2 si esegue una verifica plastica;
- Per la classe 3 si esegue una verifica elastica con la geometria reale della sezione;
- Per la classe 4 si esegue una verifica elastica con la geometria efficace della sezione;

Nell'eventualità in cui la sezione sia passibile di fenomeni di instabilità locale (classe 4), tali effetti vengono implicitamente incorporati nella definizione della cosiddetta "geometria efficace" della sezione. Non è quindi più richiesto dalla norma il rispetto di criteri geometrico/tensionali (si veda

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



procedura illustrata in UNI EN 1993-1-5:2007). Per le sezioni ricadenti in classe 3 o inferiore il fenomeno è scongiurato, poiché la sezione è in grado di raggiungere il almeno il momento resistente elastico della intera sezione senza decurtazioni.

16.1. VERIFICA DI RESISTENZA

Si riportano di seguito delle tabelle sintetiche di verifica, per i concetti più significativi di mezzera di campata e in appoggio viene riportata la verifica estesa.

La dicitura delle condizioni di azioni è la seguente

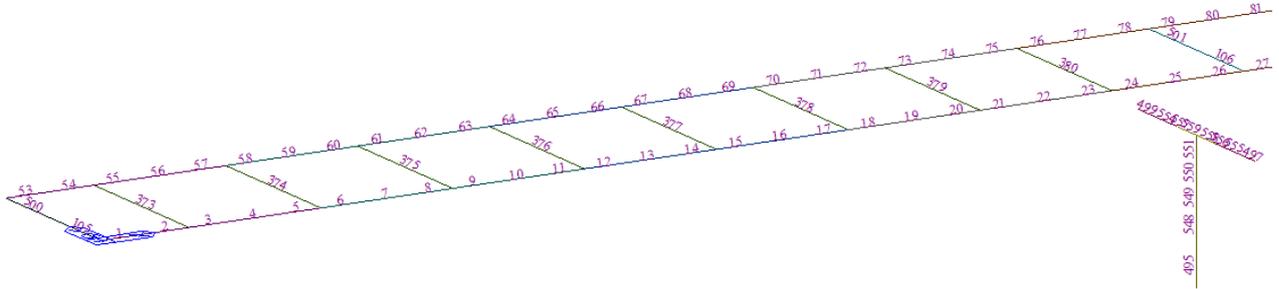
- g1 peso proprio delle strutture
- g2 carichi permanenti portati
- Cedimenti distorsioni di progetto
- Ritiro ritiro del calcestruzzo
- dt variazioni termiche differenziali: Acciaio-clc.
- $\epsilon 4$ effetti viscosi
- Cedimenti cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 : carichi mobili
- freno: azioni longitudinali di frenamento
- vento azioni del vento

Si riportano di seguito le combinazioni di verifica adottate:

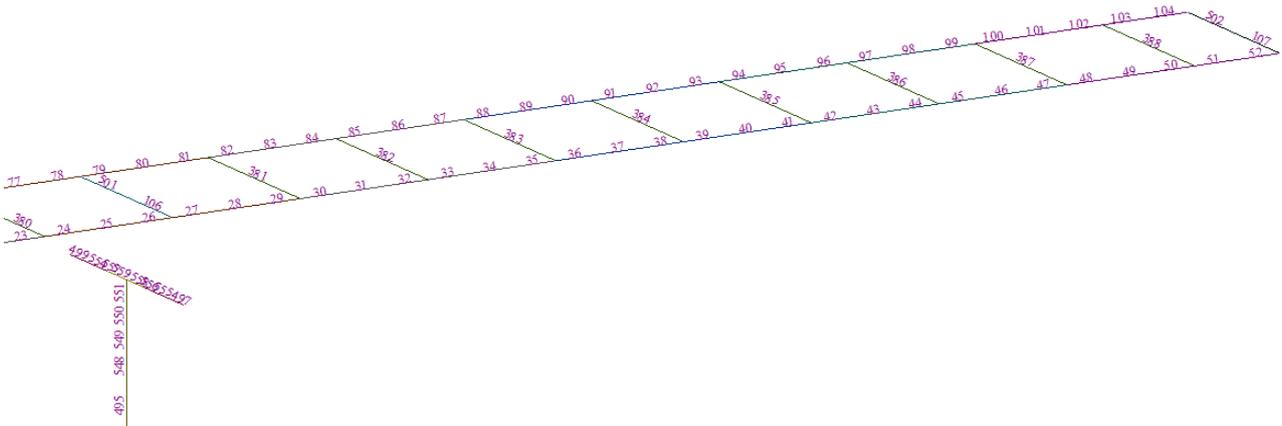
```
NAME=SLU1, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU2, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU3, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU4, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU5, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU6, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU7, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU8, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU9, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, dt1, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU10, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, dt2, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU11, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
```

CBS, dt1, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU12, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt2, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU13, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
CBS, dt1, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU14, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
CBS, dt2, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU15, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt1, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU16, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt2, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU17, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
CBS, vento, 1.5
NAME=SLU18, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, 1.5
NAME=SLE1_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, 0.6, CBS, dt1, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE2_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, 0.6, CBS, dt2, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE3_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, -0.6, CBS, dt1, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE4_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, -0.6, CBS, dt2, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE1_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt1, 0.6
MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBS, vento, 0.2
NAME=SLE2_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt1, 0.6
MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
CBS, vento, 0.2
NAME=SLE3_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt2, 0.6
MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBS, vento, 0.2
NAME=SLE4_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt2, 0.6
MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
CBS, vento, 0.2
NAME=SLE1_QP, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt1, 0.5
NAME=SLE2_QP, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt2, 0.5

Si riportano di seguito le schermate con la posizione degli elementi di impalcato.



Prima campata



Seconda campata

16.1.1. VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta una tabella sintetica della verifica di resistenza flessione per le sezioni significative dei conci strutturali che compongono la travata con valutazione del tasso di sfruttamento della sezione.

Elem	Part	Positive/Negative	L.com	Type	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	Ma,Ed (kN*m)	Mc,Ed (kN*m)	Mpl,Rd (kN*m)	Mel,Rd (kN*m)	M_Rd (kN*m)	Sezione	(Ma,ed + Mc,ed)/M_Rd	(Ma,ed + Mc,ed)/Mel_Rd
1	I[1]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
1	I[1]	Pos	SLU9	MY-MAX	1	1	1	1	-32	6542	56603	4616 2	56603	C 1	0.12	0.14
5	J[6]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	10958	27036	56603	4221 9	56603	C 1	0.67	0.90
6	I[6]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
6	I[6]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	10905	26951	68467	5200 0	68467	C 2	0.55	0.73
8	J[9]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	13602	33170	68467	5112 2	68467	C 2	0.68	0.91
9	I[9]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
9	I[9]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	13548	33126	68467	5114 0	68467	C 2	0.68	0.91
11	J[12]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	9752	-411	49971	4392 7	43927	C 2	0.21	0.21
11	J[12]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	13165	34749	68467	5126 5	68467	C 2	0.70	0.93
12	I[12]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	9781	-381	49886	4244 2	42442	C 3	0.22	0.22
12	I[12]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	13204	34727	71402	5257 1	71402	C 3	0.67	0.91
14	J[15]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	7222	-3977	49886	4244 2	42442	C 3	0.08	0.08
14	J[15]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	9750	32049	71402	5383 6	71402	C 3	0.59	0.78
15	I[15]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	7363	-3956	49886	4244 2	42442	C 3	0.08	0.08
15	I[15]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	9940	32080	71402	5376 6	71402	C 3	0.59	0.78
17	J[18]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	3	4	4	2537	-8461	49886	4244 2	42442	C 3	0.14	0.14
17	J[18]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	3425	25307	71402	5615 2	71402	C 3	0.40	0.51
18	I[18]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	4	4	4	2757	-8446	63733	4829 0	48290	C 4	0.12	0.12
18	I[18]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	3722	25367	78407	6217 4	78407	C 4	0.37	0.47
20	J[21]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-5843	-14167	63733	4850 8	48508	C 4	0.41	0.41
20	J[21]	Pos	SLU15	MY-MAX	1	1	1	1	-4328	14869	78407	6448 5	78407	C 4	0.13	0.16
21	I[21]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-5508	-14166	63733	4852 5	48525	C 4	0.41	0.41
21	I[21]	Pos	SLU15	MY-MAX	1	1	1	1	-4080	14941	78407	6441 4	78407	C 4	0.14	0.17
23	J[24]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-18111	-24117	63733	4800 5	48005	C 4	0.88	0.88
23	J[24]	Pos	SLU1	MY-MAX	1	4	4	4	-18111	1102	78407	7608 8	76088	C 4	0.22	0.22
24	I[24]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	3	4	4	-18370	-30103	119298	9057 4	90574	C 5	0.54	0.54
26	J[27]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	3	4	4	-34002	-45562	111050	8901 0	89010	C 5	0.89	0.89
26	J[27]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
27	I[27]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	3	4	4	-33953	-45566	119298	8989 4	89894	C 5	0.88	0.88

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



29	I[29]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	J[30]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	3	4	4	-18611	-30193	111050	8941 0	89410	C 5	0.55	0.55	
29	J[30]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	I[30]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-18351	-24207	63733	4799 6	47996	C 4	0.89	0.89	
30	I[30]	Pos	SLU1	FZ-MAX	1	4	4	4	-18351	337.8	78407	7619 5	76195	C 4	0.24	0.24	
32	J[33]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-5990	-14340	63733	4850 6	48506	C 4	0.42	0.42	
32	J[33]	Pos	SLU15	MY- MAX	1	1	1	1	-4437	14809	78407	6451 6	78407	C 4	0.13	0.16	
33	I[33]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-6316	-14341	63733	4848 9	48489	C 4	0.43	0.43	
33	I[33]	Pos	SLU15	MY- MAX	1	1	1	1	-4679	14738	78407	6458 5	78407	C 4	0.13	0.16	
35	J[36]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	4	4	4	2258	-8609	63733	4837 4	48374	C 4	0.13	0.13	
35	J[36]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	3048	25105	78407	6236 8	78407	C 4	0.36	0.45	
36	I[36]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	3	4	4	2051	-8623	49886	4244 2	42442	C 3	0.15	0.15	
36	I[36]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	2769	25046	71402	5639 2	71402	C 3	0.39	0.49	
38	J[39]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	6775	-4152	49886	4244 2	42442	C 3	0.06	0.06	
38	J[39]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	9146	31772	71402	5405 7	71402	C 3	0.57	0.76	
39	I[39]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	6636	-4172	49886	4244 2	42442	C 3	0.06	0.06	
39	I[39]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	8959	31741	71402	5412 6	71402	C 3	0.57	0.75	
41	J[42]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	9156	-589.9	49886	4244 2	42442	C 3	0.20	0.20	
41	J[42]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	12360	34403	71402	5288 0	71402	C 3	0.65	0.88	
42	I[42]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	9124	-619.5	49971	4392 7	43927	C 2	0.19	0.19	
42	I[42]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	12318	34425	68467	5154 0	68467	C 2	0.68	0.91	
44	J[45]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	12754	32823	68467	5139 8	68467	C 2	0.67	0.89	
45	I[45]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
45	I[45]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	12803	32867	68467	5138 2	68467	C 2	0.67	0.89	
47	J[48]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	10284	26716	68467	5220 2	68467	C 2	0.54	0.71	
48	I[48]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
48	I[48]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	10331	26801	56603	4244 3	56603	C 1	0.66	0.87	
50	J[51]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	4868	15923	56603	4440 4	56603	C 1	0.37	0.47	
51	I[51]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
51	I[51]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	5228	16126	56603	4427 5	56603	C 1	0.38	0.48	
52	J[53]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	-45.57	6264	56603	4616 7	56603	C 1	0.11	0.13	

16.1.2. VERIFICA A SFORZO DI TAGLIO

La verifica al taglio viene effettuata secondo la seguente formulazione>

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.43)$$

EN1994-2:
6.2.2.3
EN1993-1-1
(5.1)

Elem	Part	Lcom	Type	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	N_Ed (kN)	M_Ed (kN*m)	V_Ed (kN)	Vpl,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	Sezione	(V_ed)/Vb_rd	
1	I[1]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	192	6107	-4172	11478	5777	C1	0.72	ok
5	J[6]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	540	177223	-2595	11478	5340	C1	0.49	ok
6	I[6]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	602	153096	-2283	12354	4753	C2	0.48	ok
8	J[9]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	586	190513	-1510	12354	4753	C2	0.32	ok
9	I[9]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	646	188142	-1217	12354	4753	C2	0.26	ok
11	J[12]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-160	175772	1444	12354	4753	C2	0.30	ok
12	I[12]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-185	181110	1727	13726	5711	C3	0.30	ok
14	J[15]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-147	134690	2467	13726	5711	C3	0.43	ok
15	I[15]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-210	138910	2758	13726	5711	C3	0.48	ok
17	J[18]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-181	52045	3509	13726	5711	C3	0.61	ok
18	I[18]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-261	44498	3806	15048	6731	C4	0.57	ok
20	J[21]	SLU14	FZ-MAX	1	4	4	4	-244	51559	4565	15048	6722	C4	0.68	ok
21	I[21]	SLU14	FZ-MAX	1	4	4	4	-352	46991	4870	15048	6722	C4	0.72	ok
23	J[24]	SLU14	FZ-MAX	1	4	4	4	-346	39289	5633	15048	6743	C4	0.84	ok
24	I[24]	SLU14	FZ-MAX	1	3	4	4	-407	47759	5939	17631	10543	C5	0.56	ok
26	J[27]	SLU14	FZ-MAX	1	3	4	4	-403	82577	6701	17631	9856	C5	0.68	ok
27	I[27]	SLU14	FZ-MIN	1	3	4	4	-404	93383	-6627	17631	9856	C5	0.67	ok
29	J[30]	SLU14	FZ-MIN	1	3	4	4	-407.99	44510	-5866	17631	10573	C5	0.55	ok
30	I[30]	SLU14	FZ-MIN	1	4	4	4	-348.43	41069	-5576	15048	6722	C4	0.83	ok
32	J[33]	SLU14	FZ-MIN	1	4	4	4	-353.75	52636	-4818	15048	6722	C4	0.72	ok
33	I[33]	SLU10	FZ-MIN	1	4	4	4	-89.478	55934	-4473	15048	6722	C4	0.67	ok
35	J[36]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-262.14	37470	-3765	15048	6814	C4	0.55	ok
36	I[36]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-182.02	42904	-3473	13726	5711	C3	0.61	ok
38	J[39]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-210.92	128247	-2733	13726	5711	C3	0.48	ok
39	I[39]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-148.88	124063	-2448	13726	5711	C3	0.43	ok
41	J[42]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-187.46	170004	-1723	13726	5711	C3	0.30	ok
42	I[42]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-162.25	164812	-1447	12354	4753	C2	0.30	ok
44	J[45]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	646.57	178924	1196	12354	4753	C2	0.25	ok
45	I[45]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	587.08	181239	1479	12354	4753	C2	0.31	ok
47	J[48]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	603.64	145817	2232	12354	4753	C2	0.47	ok

48	I[48]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	541.85	168602	2533	11478	5340	C1	0.47	ok
50	J[51]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	540.91	82682	3313	11478	5340	C1	0.62	ok
51	I[51]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	197.86	88367	3631	11478	5586	C1	0.65	ok
52	J[53]	SLU13	FZ-MAX	1	1	1	1	194.89	6097.1	4059	11478	5777	C1	0.70	ok

La verifica viene estesa nelle sezioni in cui il tasso superi 0.5 controllando l'interazione con il momento controllando la verifica della seguente formula.

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 \leq 1.0 \quad (3.52)$$

EN1993-1-7.1(1)

16.1.3. VERIFICA ALL'INSTABILITÀ FLESSO TORSIONALE

La verifica viene effettuata secondo la seguente formulazione per i conci di trave compresi tra diaframmi, con la valutazione di un coefficiente di riduzione χ_{LT} che dipende dalla snellezza della sezione λ_{LT}

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (3.56)$$

EN1994-2: 6.4.2(1)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (3.57)$$

EN1993-1-6.3.2.2

Elem	Part	Lcom	Type	Sect. Class	N_Ed (kN)	M_Ed (kN*m)	Nb,Rd (kN)	Mb,Rd (kN*m)	Mcr (kN*m)	Interaction Ratio	Sezione	
1	I[1]	SLU9	FZ-MAX	1	248	6498	113209	54540	112	0.12	C1	ok
5	J[6]	SLU13	MY-MAX	1	777	37995	97514	48288	65	0.79	C1	ok
6	I[6]	SLU13	MY-MAX	1	842	37856	107784	60736	64	0.63	C2	ok
8	J[9]	SLU13	MY-MAX	1	859	46773	107784	60588	63	0.78	C2	ok
9	I[9]	SLU13	MY-MAX	1	949	46674	107784	60544	62	0.78	C2	ok
11	J[12]	SLU13	MY-MAX	1	955	47914	107784	60510	61	0.80	C2	ok
12	I[12]	SLU13	MY-MAX	1	942	47931	99935	60254	63	0.80	C3	ok
14	J[15]	SLU4	FX-MIN	4	-1023	9527	36995	13769	31	0.72	C3	ok
15	I[15]	SLU4	FX-MIN	4	-1241	9805	36995	13902	33	0.74	C3	ok
17	J[18]	SLU13	MY-MAX	1	795	28732	99935	60779	67	0.48	C3	ok

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



18	I[18]	SLU13	MY-MAX	1	543	29088	122048	72358	101	0.41	C4	o
20	J[21]	SLU14	MY-MIN	4	-518	-20011	47430	45184	56	0.45	C4	k
21	I[21]	SLU14	MY-MIN	4	-702	-19674	47430	45048	55	0.45	C4	k
23	J[24]	SLU14	MY-MIN	4	-673	-42229	47430	44417	53	0.96	C4	k
24	I[24]	SLU14	MY-MIN	4	-410	-48472	96282	87832	0	0.56	C5	k
26	J[27]	SLU14	MY-MIN	4	-357	-79564	88695	86325	0	0.93	C5	k
27	I[27]	SLU14	MY-MIN	4	-711	-79519	96282	87086	0	0.92	C5	k
29	J[30]	SLU14	MY-MIN	4	-737	-48803	88695	86780	0	0.5707	C5	k
30	I[30]	SLU14	MY-MIN	4	-688	-42557	47430	44396	53	0.9731	C4	k
32	J[33]	SLU14	MY-MIN	4	-717	-20330	47430	45001	54	0.4669	C4	k
33	I[33]	SLU14	MY-MIN	4	-538	-20658	47430	45120	56	0.4692	C4	k
35	J[36]	SLU13	MY-MAX	1	523.4	28153	122048	72379	102	0.3933	C4	k
36	I[36]	SLU13	MY-MAX	1	768.3	27814	99935	60793	68	0.4652	C3	k
38	J[39]	SLU4	MX-MIN	4	-1255	9078	36995	13925	34	0.6858	C3	k
39	I[39]	SLU13	MY-MAX	1	912.7	40700	99935	60377	64	0.6832	C3	k
41	J[42]	SLU13	MY-MAX	1	913.1	46763	99935	60255	63	0.7852	C3	k
42	I[42]	SLU13	MY-MAX	1	926.7	46743	107784	60510	61	0.7811	C2	k
44	J[45]	SLU13	MY-MAX	1	921	45577	107784	60543	62	0.7613	C2	k
45	I[45]	SLU13	MY-MAX	1	833	45670	107784	60587	63	0.7615	C2	k
47	J[48]	SLU13	MY-MAX	1	816.6	37000	107784	60735	64	0.6168	C2	k
48	I[48]	SLU13	MY-MAX	1	752	37133	97514	48287	65	0.7767	C1	k
50	J[51]	SLU13	MY-MAX	1	721.4	20790	97514	48759	69	0.4338	C1	k
51	I[51]	SLU13	MY-MAX	1	188.1	21354	113209	54486	110	0.3936	C1	k
52	J[53]	SLU13	MX-MAX	1	149.7	6217	113209	54585	113	0.1152	C1	k

16.1.4. VERIFICA CONNESSIONE TRAVE-SOLETTA

La resistenza del connettore è valutata secondo la seguente formulazione

$$P_{Rd} = \min[P_{Rd1}, P_{Rd2}] \quad (2.58)$$

EN1994-2:2005
6.6.3.1(1)

$$P_{Rd1} = \frac{0.8 f_y \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (2.59)$$

$$P_{Rd2} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ct} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (2.60)$$

Lo sforzo resistente è pari alla somma delle resistenze

$$V_{L,Rd} = \frac{P_{Rd} N}{s_c} \quad (2.61)$$

Con:

N : numero dei connettori.

s_c : spazio tra i connettori.

L'azione sollecitante è valutata:

- Se la sezione è di classe 1 o 2

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{L_v} \quad (2.62)$$

Dove

$$V_{L,Ed} = \frac{(N_{c,f} - N_{c,el})(M_{ED} - M_{el,Rd})}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} \quad (2.63)$$

Considerando come L_v una lunghezza pari alla larghezza collaborante della soletta.

- Se la sezione è di classe 3 o 4

Lo scorrimento è valutato con Jourawsky, essendo Q_z il momento statico della sezione nel punto di collegamento trave-soletta.

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} Q_z}{I_y} \quad (2.64)$$

Elem	Part	Lcom	Type	V_L,Ed (kN)	v_L,Ed (kN/m)	P_Rd (kN)	v_L,Rd (kN/m)	v_L,Ed/v_L,Rd

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



1	I[1]	SLU13	FZ-MIN	-2666	1058	82	1633	0.65	ok
5	J[6]	SLU13	FZ-MIN	-1827	725	82	1633	0.44	ok
6	I[6]	SLU13	FZ-MIN	-1638	549	82	1225	0.45	ok
8	J[9]	SLU13	FZ-MIN	-1256	421	82	1225	0.34	ok
9	I[9]	SLU13	FZ-MIN	-1085	364	82	1225	0.30	ok
11	J[12]	SLU14	FZ-MAX	1185	397	82	1225	0.32	ok
12	I[12]	SLU14	FZ-MAX	1346	456	82	1225	0.37	ok
14	J[15]	SLU14	FZ-MAX	1697	575	82	1225	0.47	ok
15	I[15]	SLU14	FZ-MAX	1866	632	82	1225	0.52	ok
17	J[18]	SLU14	FZ-MAX	2229	756	82	1225	0.62	ok
18	I[18]	SLU14	FZ-MAX	2406	786	82	1225	0.64	ok
20	J[21]	SLU14	FZ-MAX	2778	908	82	1225	0.74	ok
21	I[21]	SLU14	FZ-MAX	2963	968	82	1225	0.79	ok
23	J[24]	SLU14	FZ-MAX	3339	1091	82	1225	0.89	ok
24	I[24]	SLU14	FZ-MAX	3527	973	82	1225	0.79	ok
26	J[27]	SLU14	FZ-MAX	3905	1078	82	1225	0.88	ok
27	I[27]	SLU14	FZ-MIN	-3888	1073	82	1225	0.88	ok
29	J[30]	SLU14	FZ-MIN	-3511	969	82	1225	0.79	ok
30	I[30]	SLU14	FZ-MIN	-3324	1086	82	1225	0.89	ok
32	J[33]	SLU14	FZ-MIN	-2949	964	82	1225	0.79	ok
33	I[33]	SLU14	FZ-MIN	-2765	904	82	1225	0.74	ok
35	J[36]	SLU14	FZ-MIN	-2395	783	82	1225	0.64	ok
36	I[36]	SLU14	FZ-MIN	-2220	752	82	1225	0.61	ok
38	J[39]	SLU14	FZ-MIN	-1860	630	82	1225	0.51	ok
39	I[39]	SLU14	FZ-MIN	-1692	573	82	1225	0.47	ok
41	J[42]	SLU14	FZ-MIN	-1345	456	82	1225	0.37	ok
42	I[42]	SLU14	FZ-MIN	-1186	397	82	1225	0.32	ok
44	J[45]	SLU13	FZ-MAX	1079	362	82	1225	0.30	ok
45	I[45]	SLU13	FZ-MAX	1248	418	82	1225	0.34	ok
47	J[48]	SLU13	FZ-MAX	1624	544	82	1225	0.44	ok
48	I[48]	SLU13	FZ-MAX	1810	719	82	1633	0.44	ok
50	J[51]	SLU13	FZ-MAX	2215	880	82	1633	0.54	ok
51	I[51]	SLU13	FZ-MAX	2419	960	82	1633	0.59	ok
52	J[53]	SLU13	FZ-MAX	2635	1046	82	1633	0.64	ok

Con:

V_{L,Ed}: Sforzo di scorrimento agente nella zona plasticizzata

v_{L,Ed}: Sforzo di scorrimento per unità di lunghezza tra trave-soletta

P_{Rd}: Valore di resistenza del singolo connettore

v_{L,Rd}: valore di resistenza per unità di lunghezza tra trave-soletta

La stessa verifica viene effettuata anche in combinazione allo Stato Limite di Esercizio utilizzando una resistenza limite ridotta del connettore valutata secondo la seguente formulazione tramite l'impiego di un coefficiente di riduzione k_s pari a 0.75

$$v_{L,Rd} = \frac{k_s P_{Rd} N_{conn}}{s_{conn}} \quad (2.76)$$

	Elem	Part	Lcom	Type	$V_{c,Ed}$ (kN)	$v_{L,Ed}$ (kN/m)	$P_{Rd,ser}$ (kN)	$v_{L,Rd}$ (kN/m)	$v_{L,Ed} / v_{L,Rd}$	
	1	I[1]	sle1	Characteristic	-1955.657	776.5664	61.2422	1224.84	0.63	ok
	5	J[6]	sle1	Characteristic	-1356.549	538.6683	61.2422	1224.84	0.44	ok
	6	I[6]	sle1	Characteristic	-1222.131	409.5671	61.2422	918.633	0.45	ok
	8	J[9]	sle1	Characteristic	-950.8725	318.6616	61.2422	918.633	0.35	ok
	9	I[9]	sle1	Characteristic	-829.7828	278.0813	61.2422	918.633	0.30	ok
	11	J[12]	sle2	Characteristic	961.6702	322.2802	61.2422	918.633	0.35	ok
	12	I[12]	sle2	Characteristic	1075.7686	364.5414	61.2422	918.633	0.40	ok
	14	J[15]	sle2	Characteristic	1324.5736	448.853	61.2422	918.633	0.49	ok
	15	I[15]	sle2	Characteristic	1444.4	489.4581	61.2422	918.633	0.53	ok
	17	J[18]	sle2	Characteristic	1702.3889	576.8818	61.2422	918.633	0.63	ok
	18	I[18]	sle2	Characteristic	1827.4031	597.2551	61.2422	918.633	0.65	ok
	20	J[21]	sle2	Characteristic	2091.7379	683.6483	61.2422	918.633	0.74	ok
	21	I[21]	sle2	Characteristic	2223.2594	726.6338	61.2422	918.633	0.79	ok
	23	J[24]	sle2	Characteristic	2491.3233	814.2459	61.2422	918.633	0.89	ok
	24	I[24]	sle2	Characteristic	2624.676	724.2688	61.2422	918.633	0.79	ok
	26	J[27]	sle2	Characteristic	2893.7532	798.5196	61.2422	918.633	0.87	ok
	27	I[27]	sle2	Characteristic	-2882.636	795.4518	61.2422	918.633	0.87	ok
	29	J[30]	sle2	Characteristic	-2613.729	721.2479	61.2422	918.633	0.79	ok
	30	I[30]	sle2	Characteristic	-2481.283	810.9643	61.2422	918.633	0.88	ok
	32	J[33]	sle2	Characteristic	-2214.103	723.6413	61.2422	918.633	0.79	ok
	33	I[33]	sle2	Characteristic	-2083.137	680.8372	61.2422	918.633	0.74	ok
	35	J[36]	sle2	Characteristic	-1820.257	594.9196	61.2422	918.633	0.65	ok
	36	I[36]	sle2	Characteristic	-1696.049	574.7333	61.2422	918.633	0.63	ok
	38	J[39]	sle2	Characteristic	-1440.048	487.9833	61.2422	918.633	0.53	ok
	39	I[39]	sle2	Characteristic	-1321.34	447.7573	61.2422	918.633	0.49	ok
	41	J[42]	sle2	Characteristic	-1075.074	364.3062	61.2422	918.633	0.40	ok
	42	I[42]	sle2	Characteristic	-962.3705	322.5148	61.2422	918.633	0.35	ok
	44	J[45]	sle1	Characteristic	825.819	276.753	61.2422	918.633	0.30	ok
	45	I[45]	sle1	Characteristic	945.1951	316.7589	61.2422	918.633	0.34	ok
	47	J[48]	sle1	Characteristic	1212.7546	406.4249	61.2422	918.633	0.44	ok
	48	I[48]	sle1	Characteristic	1345.1934	534.1591	61.2422	1224.84	0.44	ok
	50	J[51]	sle1	Characteristic	1634.9047	649.1997	61.2422	1224.84	0.53	ok
	51	I[51]	sle1	Characteristic	1780.4088	706.9775	61.2422	1224.84	0.58	ok
	52	J[53]	sle1	Characteristic	1935.42	768.5305	61.2422	1224.84	0.63	ok

16.1. VERIFICHE ESTESE

Si riporta la verifica estesa per le sezioni più significative

16.1.1. SEZIONE DI PILA

Element Number	26
Position Information	J

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa}$ $E_s = 210000.000 \text{ MPa}$

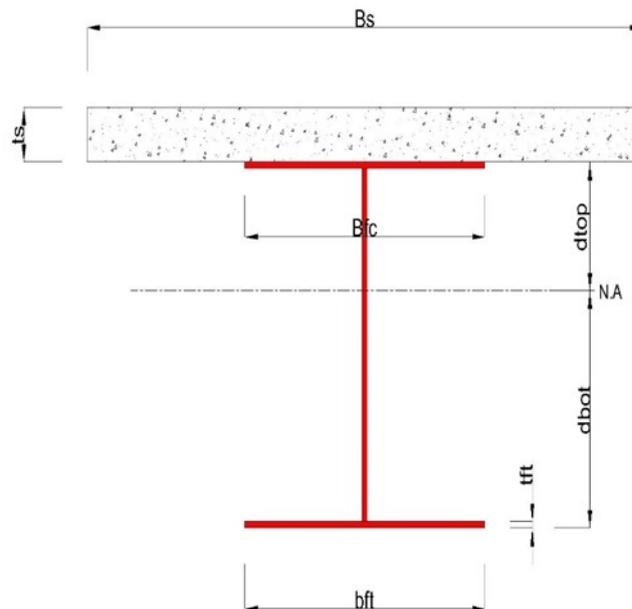
■ Concrete

$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$

■ Reinforcement

$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa}$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	5350.000	mm	t_c	320.000	mm	H_h	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	2895.000	mm	B_1	1200.000	mm	B_2	1200.000	mm
t_w	26.000	mm	t_{f1}	70.000	mm	t_{f2}	70.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	251270.000	mm ²
$I_{y,a}$	427433401735.922	mm ⁴
$I_{z,a}$	20622303115.931	mm ⁴
$C_{y,a}$	593.218	mm
$C_{z,a}$	1490.517	mm

After

A_c	529078.880	mm ²
$I_{y,c}$	813115360516.137	mm ⁴
$I_{z,c}$	683254358344.509	mm ⁴
$C_{y,c}$	596.779	mm
$C_{z,c}$	2385.507	mm

Crack

A_c	274774.000	mm ²
$I_{y,c}$	491263959160.524	mm ⁴
$I_{z,c}$	73507149988.780	mm ⁴
$C_{y,c}$	596.779	mm
$C_{z,c}$	1637.686	mm

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU14

$N_{a,Ed}$	72.260	kN
$N_{c,Ed}$	-429.200	kN
$M_{a,Ed}$	-34002.254	kN · m
$M_{c,Ed}$	-45562.151	kN · m

- Stress

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Top Flange

Left	y ₁	-596.779	mm	Z ₁	1397.314	mm	σ ₁	253.517	MPa
	y ₂	-9.779	mm	Z ₂	1397.314	mm	σ ₂	251.216	MPa
Right	y ₁	603.221	mm	Z ₁	1397.314	mm	σ ₁	248.813	MPa
	y ₂	16.221	mm	Z ₂	1397.314	mm	σ ₂	251.114	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-596.779	mm	Z ₁	-1637.686	mm	σ ₁	-269.397	MPa
	y ₂	-9.779	mm	Z ₂	-1637.686	mm	σ ₂	-271.698	MPa
Right	y ₁	603.221	mm	Z ₁	-1637.686	mm	σ ₁	-274.101	MPa
	y ₂	16.221	mm	Z ₂	-1637.686	mm	σ ₂	-271.800	MPa

Web

Right	y ₁	3.221	mm	Z ₁	1327.314	mm	σ ₁	239.104	MPa
	y ₂	3.221	mm	Z ₂	-1567.686	mm	σ ₂	-259.688	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

- Effective section

- Effective stiffness for N_{Ed}

Before

A _{a,eff}	251270.000	mm ²
I _{y,a,eff}	427433401735.922	mm ⁴
I _{z,a,eff}	20622303115.931	mm ⁴
C _{y,a,eff}	593.218	mm
C _{z,a,eff}	1490.517	mm

After

A _{c,eff}	196387.740	mm ²
I _{y,c,eff}	409167281346.996	mm ⁴
I _{z,c,eff}	683254358344.509	mm ⁴
C _{y,c,eff}	596.779	mm
C _{z,c,eff}	1517.500	mm

- Effective stiffness for M_{Ed}

Before

A _{a,eff}	240271.100	mm ²
I _{y,a,eff}	419580331181.672	mm ⁴
I _{z,a,eff}	20622303115.931	mm ⁴
C _{y,a,eff}	593.218	mm
C _{z,a,eff}	1528.331	mm

After

A _{c,eff}	259344.157	mm ²
I _{y,c,eff}	476094349276.991	mm ⁴
I _{z,c,eff}	73507149988.780	mm ⁴
C _{y,c,eff}	596.779	mm
C _{z,c,eff}	1689.421	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 51.584 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= 250.724 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

$$= -285.348 \text{ MPa}$$

$$k = 1.208 \text{ : the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 89009.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 89009.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 89009.619 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -79564.405 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU14

$$N_{Ed} = -402.781 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = -34002.254 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -39424.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 2796.602 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 3904.826 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 6701.428 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 82577.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 82577.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 74279.542 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-596.779	mm	Z ₁	1397.314	mm	σ ₁	235.722	MPa
	y ₂	-9.779	mm	Z ₂	1397.314	mm	σ ₂	233.848	MPa
Right	y ₁	603.221	mm	Z ₁	1397.314	mm	σ ₁	231.892	MPa
	y ₂	16.221	mm	Z ₂	1397.314	mm	σ ₂	233.765	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-596.779	mm	Z ₁	-1637.686	mm	σ ₁	-249.276	MPa
	y ₂	-9.779	mm	Z ₂	-1637.686	mm	σ ₂	-251.149	MPa
Right	y ₁	603.221	mm	Z ₁	-1637.686	mm	σ ₁	-253.106	MPa

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



	y ₂	16.221	mm	Z ₂	-1637.686	mm	σ ₂	-251.232	MPa
--	----------------	--------	----	----------------	-----------	----	----------------	----------	-----

Web

Right	y ₁	3.221	mm	Z ₁	1327.314	mm	σ ₁	222.621	MPa
	y ₂	3.221	mm	Z ₂	-1567.686	mm	σ ₂	-240.005	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	3
Section	4

■ Plastic resistance moment, M_{pl,Rd}

Plastic NA = 2040.635 mm

N_{slab} = 0.000 kN

N_{rebar,t} = 9197.217 kN (Upper side of PNA)

N_{rebar,b} = 0.000 kN (Lower side of PNA)

N_{g,top} = 34925.606 kN (Upper side of PNA)

N_{g,bot} = 44122.823 kN (Lower side of PNA)

M_{pl,Rd} = 111050.093 kN · m

■ Calculation. V_{bw,Rd}

Web

■ Contribution from the web

α = a/h_w = 2.07253886

k_r = 4.1 + (6.3 + 0.18 · I_{sl} / (t³ · h_w)) / α² + 2.2 · (I_{sl} / (t³ · h_w))^{1/3} = 8.577463548

I_{sl} = 118175444.092 mm⁴

t = 26.000 mm

λ_w = h_w / (37.4 · t · ε · √k_r) = 1.249

X_w = 1.37 / (0.7 + λ_w) = 0.703 λ_w ≥ 1.08

V_{bw,Rd} = (X_w · f_{yw} · h_w · t) / (√3 · γ_{M1}) = 9856.318 kN

V_{Rd} = 9856.318 kN

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 6701.428 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.680 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 81669.280 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1}+A_{f2}) \cdot f_{yf}/\gamma_{M0}} = 0.992$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 81055.570 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \text{ kN}$$

where, $M_{f,Rd} = 81055.570 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 82577.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 1744.453$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.680 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

$$\eta'_3 = 0.680 \geq 0.5$$

$$\eta_1 = 0.744$$

$$\eta_1 + (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd}) \cdot (2 \cdot \eta'_3 - 1)^2 = 0.779 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU14

$$N_{Ed} = -356.940 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -79564.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = 5465.761 \text{ kN}$$

$$V_2 = 6272.600 \text{ kN}$$

$$M_1 = -79564.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = -68271.316 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 111050.093 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 89009.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\begin{aligned}
 L &= 6.000 \text{ m} \\
 c &= C_d / l = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\
 \gamma &= \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.000 \\
 \mu &= V_2 / V_1 = 0.871 \\
 \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.152 \\
 m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.049 \\
 m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.049 \\
 m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.049 \\
 \alpha_{LT} &= 0.760 \\
 \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wo} / (3 \cdot A_r))} = 0.239 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.543 \\
 X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0.969833727 \\
 M_{Rd} &= 89009.619 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 86324.530 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned}
 X_{LT,N} &= 0.955 \\
 N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 88694.660 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.925713781$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

$$\begin{aligned}
 \text{Load combination name :} & \text{ SLU14} \\
 N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= -73427.016 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= 3904.826 \text{ kN} \\
 M_{pl,Rd} &= 111050.093 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{el,Rd} &= 89009.619 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{where, } f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GP INGENGERIA
GESTIONE PROGETTI INGENGERIA srl



cooprogetti



$$\begin{aligned} \alpha &= 1 && \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 3 \\ d &= 19.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 200.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) &= & 1077.521 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} &= & 1224.844 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

7 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name : fatica

$$F_z = 563.897 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\begin{aligned} \Delta\tau &= F_{sc} / A_{sc} &= & 36.588 \text{ MPa} \\ \text{where, } F_{sc} &= V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} &= & 10.374 \text{ kN} \\ A_{sc} &= 283.529 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Damage equivalent factor

$$\begin{aligned} \lambda_v &= \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} &= & 0.000 \\ \text{where, } \lambda_{v,1} &= 1.550 \\ \lambda_{v,2} &= 0.000 \\ \lambda_{v,3} &= 1.000 \\ \lambda_{v,4} &= 0.000 \end{aligned}$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : sle2

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed,ser} &= 235.882 \text{ MPa} && \text{(Bottom-right fiber in the flange)} \\ T_{Ed,ser} &= 65.973 \text{ MPa} && \text{(Neutral axis in the web)} \end{aligned}$$

$\sigma_{Ed,ser}$	235.882 MPa	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$	335.000 MPa	... OK
$T_{Ed,ser}$	65.973 MPa	<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$	204.959 MPa	... OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)}$	262.102 MPa	<	$f_y / \gamma_{M,ser}$	335.000 MPa	... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : sle1

$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$	0.000 MPa	<	21.000 MPa	... OK
----------------------------	-----------	---	------------	--------

- In the reinforcement

Load combination name : sle1

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$	105.840 MPa	<	360.000 MPa	... OK
----------------------------	-------------	---	-------------	--------

9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : sle2

$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	81.656 kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	91.363 kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	81.656 kN
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	61.242 kN

where, $f_u = 450.000$ MPa

$\alpha = 1$ for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

$d = 19.000$ mm

$h_{sc} = 200.000$ mm

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$V_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l)$	=	798.642 kN/m
$V_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space}$	=	918.633 kN/m
$V_{L,Ed}$	<	$V_{L,Rd}$... OK

16.1.2. SEZIONE DI SPALLA

Element Number	1
Position Information	I

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

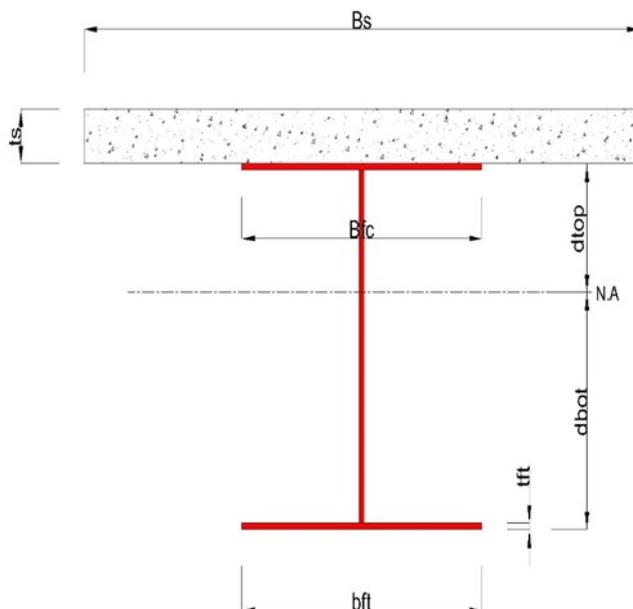
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	5205.000	mm	t_c	320.000	mm	H_h	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	2450.000	mm	B_1	700.000	mm	B_2	900.000	mm
t_w	20.000	mm	t_{f1}	30.000	mm	t_{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	106000.000	mm ²
$I_{y,a}$	109279834276.730	mm ⁴
$I_{z,a}$	3289133333.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	450.000	mm
$C_{z,a}$	1087.830	mm

After

A_c	376279.480	mm ²
$I_{y,c}$	304599492119.194	mm ⁴
$I_{z,c}$	613490669720.292	mm ⁴
$C_{y,c}$	450.000	mm
$C_{z,c}$	2231.477	mm

Crack

A_c	116452.000	mm ²
$I_{y,c}$	133920094924.983	mm ⁴
$I_{z,c}$	26806300616.859	mm ⁴
$C_{y,c}$	450.000	mm
$C_{z,c}$	1231.990	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU9

$N_{a,Ed}$	2.574	kN
$N_{c,Ed}$	234.748	kN
$M_{a,Ed}$	-32.023	kN · m
$M_{c,Ed}$	6542.396	kN · m

- Stress

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Top Flange

Left	y ₁	-350.000	mm	Z ₁	288.523	mm	σ ₁	-5.309	MPa
	y ₂	-10.000	mm	Z ₂	288.523	mm	σ ₂	-5.134	MPa
Right	y ₁	350.000	mm	Z ₁	288.523	mm	σ ₁	-4.950	MPa
	y ₂	10.000	mm	Z ₂	288.523	mm	σ ₂	-5.124	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-450.000	mm	Z ₁	-2231.477	mm	σ ₁	48.028	MPa
	y ₂	-10.000	mm	Z ₂	-2231.477	mm	σ ₂	48.253	MPa
Right	y ₁	450.000	mm	Z ₁	-2231.477	mm	σ ₁	48.489	MPa
	y ₂	10.000	mm	Z ₂	-2231.477	mm	σ ₂	48.264	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	Z ₁	258.523	mm	σ ₁	-4.494	MPa
	y ₂	0.000	mm	Z ₂	-2191.477	mm	σ ₂	47.411	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2514.077 mm

N_{slab} = 33034.400 kN

$N_{g,top}$ = 1401.848 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 34436.248 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 56603.439 kN · m

x_{pl} = 325.923 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 56603.439 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 56603.439 kN · m > M_{Ed} = 6510.373 kN · m ...

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU13

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= 191.504 \text{ kN} \\
 M_{a,Ed} &= -32.023 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{c,Ed} &= 6150.691 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed,a} &= -1506.194 \text{ kN} \\
 V_{Ed,c} &= -2665.654 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= -4171.848 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 6107.178 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Ed,t} &= 5707.630 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{Ed,b} &= 6107.178 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Stress

Top Flange

Left	Y ₁	-350.000	mm	Z ₁	288.523	mm	σ ₁	-5.041	MPa
	Y ₂	-10.000	mm	Z ₂	288.523	mm	σ ₂	-4.878	MPa
Right	Y ₁	350.000	mm	Z ₁	288.523	mm	σ ₁	-4.705	MPa
	Y ₂	10.000	mm	Z ₂	288.523	mm	σ ₂	-4.868	MPa

Bottom Flange

Left	Y ₁	-450.000	mm	Z ₁	-2231.477	mm	σ ₁	45.058	MPa
	Y ₂	-10.000	mm	Z ₂	-2231.477	mm	σ ₂	45.269	MPa
Right	Y ₁	450.000	mm	Z ₁	-2231.477	mm	σ ₁	45.490	MPa
	Y ₂	10.000	mm	Z ₂	-2231.477	mm	σ ₂	45.279	MPa

Web

Right	Y ₁	0.000	mm	Z ₁	258.523	mm	σ ₁	-4.276	MPa
	Y ₂	0.000	mm	Z ₂	-2191.477	mm	σ ₂	44.478	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2514.077 mm

$N_{slab} = 33034.400$ kN
 $N_{rebar,t} = 0.000$ kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b} = 0.000$ kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top} = 1401.848$ kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot} = 34436.248$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 56603.439$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = \frac{h_w}{\sqrt{k_t} \cdot (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon)} = 1.539$$

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.612 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5585.957 \frac{k}{N}$$

$V_{Rd} = 5585.957$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -4171.848 \frac{k}{N}$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.747 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 34903.135$ kN · m

$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 190.689 \frac{k}{N}$$

where

$M_{f,Rd} = 34903.135$ kN · m

$M_{Ed} = 6107.178$ kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$c = a \cdot 1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 = 1033.586$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$(0.25 + \frac{f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}})$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.722 < 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU9

N_{Ed}	=	248.275 kN
M_{Ed}	=	6497.945 kN · m
V_1	=	-1836.789 kN
V_2	=	-1788.189 kN
M_1	=	10174.892 kN · m
M_2	=	6497.945 kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	56603.439 kN · m
$M_{el,Rd}$	=	46161.927 kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

L	=	4.000 m
c	= C_d / I	= 0.000 kN/m ²
γ	= $\frac{c \cdot L^4}{E \cdot I}$	= 0.000
μ	= V_2 / V_1	= 0.974
Φ	= $2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu)$	= 0.366
m_1	= $1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu)$	= 1.192
m_2	= $1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	= 1.192
m	= $\text{Min}(m_1, m_2)$	= 1.192
α_{LT}	=	0.760
λ_{LT}	= $\frac{1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A_f))}}$	= 0.247
Φ_{LT}	= $0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2)$	= 0.548
X_L	= $\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$	= 0.963544283
M_{Rd}	=	56603.439 kN · m
$M_{b,Rd}$	= $X_{LT} \cdot M_{Rd}$	= 54539.920 kN · m

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 0.890$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd} = 113209.047 \frac{k}{N}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,R}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,R}} = 0.12133415$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU13

$$N_{c,el} = 18343.025 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 33034.400 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 6118.668 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -2665.654 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 56603.439 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 46161.927 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \frac{k}{N}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \frac{k}{N}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \frac{k}{N}$$

where $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

$$f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 4$$

$$d = 19.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1058.497 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1633.126 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

7 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name : fatica

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$F_z = -453.537 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 31.759 \text{ MPa}$$

where

$$F_{sc} = v_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 9.005 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$A_{sc} = 283.529 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \frac{\lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4}}{\lambda_{v,4}} = 0.000$$

where

$$\lambda_{v,1} = 1.550$$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 1.000$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : sle1

$$\sigma_{Ed,ser} = -47.826 \frac{\text{MP}}{\text{a}} \quad (\text{Bottom-right fiber in the flange})$$

$$T_{Ed,ser} = 62.676 \frac{\text{MP}}{\text{a}} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\sigma_{Ed,ser} = -47.826 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M,ser} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$T_{Ed,ser} = 62.676 \text{ MPa} < f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) = 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} = 118.626 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M,ser} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : sle1

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



2.093 MPa < 21.000 MPa ... OK

- In the reinforcement

Load combination name : sle1

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$

-9.353 MPa

Rebar is under compression. No need to check.

9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : sle1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \frac{kN}{N}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \frac{kN}{N}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \frac{kN}{N}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 61.242 \frac{kN}{N}$$

where

$$f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1$$

$$f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 4$$

$$d = 19.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.750$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 776.477 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1224.844 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK}$$

16.1.1. SEZIONE DI MEZZERIA

Element Number	12
Position Information	I

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

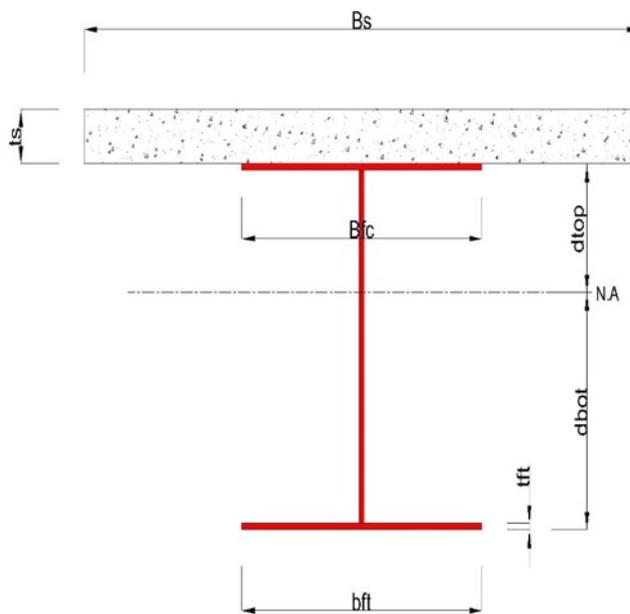
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B _c	5350.000	mm	t _c	320.000	mm	H _h	0.000	mm
----------------	----------	----	----------------	---------	----	----------------	-------	----

Girder

H _w	2930.000	mm	B ₁	700.000	mm	B ₂	900.000	mm
t _w	20.000	mm	t _{f1}	30.000	mm	t _{f2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A _a	115600.000	mm ²
I _{y,a}	162983066309.112	mm ⁴
I _{z,a}	3289453333.333	mm ⁴
C _{y,a}	450.000	mm
C _{z,a}	1311.401	mm

After

A _c	393408.880	mm ²
I _{y,c}	444315700852.528	mm ⁴
I _{z,c}	665921508561.911	mm ⁴
C _{y,c}	450.000	mm
C _{z,c}	2616.804	mm

Crack

A _c	126052.000	mm ²
I _{y,c}	196333724134.202	mm ⁴
I _{z,c}	26806620616.859	mm ⁴
C _{y,c}	450.000	mm
C _{z,c}	1465.845	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU13

N _{a,Ed}	224.782	kN
N _{c,Ed}	717.045	kN
M _{a,Ed}	13204.382	kN · m
M _{c,Ed}	34726.967	kN · m

- Stress

Top Flange

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Left	Y ₁	-350.000	mm	Z ₁	383.196	mm	σ ₁	-163.197	MPa
	Y ₂	-10.000	mm	Z ₂	383.196	mm	σ ₂	-162.994	MPa
Right	Y ₁	350.000	mm	Z ₁	383.196	mm	σ ₁	-162.778	MPa
	Y ₂	10.000	mm	Z ₂	383.196	mm	σ ₂	-162.982	MPa

Bottom Flange

Left	Y ₁	-450.000	mm	Z ₁	-2616.804	mm	σ ₁	314.269	MPa
	Y ₂	-10.000	mm	Z ₂	-2616.804	mm	σ ₂	314.532	MPa
Right	Y ₁	450.000	mm	Z ₁	-2616.804	mm	σ ₁	314.807	MPa
	Y ₂	10.000	mm	Z ₂	-2616.804	mm	σ ₂	314.544	MPa

Web

Right	Y ₁	0.000	mm	Z ₁	353.196	mm	σ ₁	-158.213	MPa
	Y ₂	0.000	mm	Z ₂	-2576.804	mm	σ ₂	308.171	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2989.164 mm

N_{slab} = 33954.667 kN

$N_{g,top}$ = 2564.571 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 36519.238 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 71401.823 kN · m

x_{pl} = 330.836 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 71401.823 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 71401.823 kN · m > M_{Ed} = 47931.349 kN · m ... OK

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU16

$N_{a,Ed}$	166.505	kN
$N_{c,Ed}$	-471.284	kN
$M_{a,Ed}$	9781.024	kN · m
$M_{c,Ed}$	-381.454	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-350.000	mm	z_1	1534.155	mm	σ_1	-95.228	MPa
	y_2	-10.000	mm	z_2	1534.155	mm	σ_2	-100.500	MPa
Right	y_1	350.000	mm	z_1	1534.155	mm	σ_1	-106.082	MPa
	y_2	10.000	mm	z_2	1534.155	mm	σ_2	-100.810	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-450.000	mm	z_1	-1465.845	mm	σ_1	80.532	MPa
	y_2	-10.000	mm	z_2	-1465.845	mm	σ_2	73.709	MPa
Right	y_1	450.000	mm	z_1	-1465.845	mm	σ_1	66.577	MPa
	y_2	10.000	mm	z_2	-1465.845	mm	σ_2	73.399	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	1504.155	mm	σ_1	-98.913	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-1425.845	mm	σ_2	71.231	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

- Effective section

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Effective stiffness for N_{Ed}

Before

$A_{a,eff}$	115600.000	mm ²
$I_{y,a,eff}$	162983066309.112	mm ⁴
$I_{z,a,eff}$	3289453333.333	mm ⁴
$C_{y,a,eff}$	450.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1311.401	mm

After

$A_{c,eff}$	74202.501	mm ²
$I_{y,c,eff}$	145785611196.989	mm ⁴
$I_{z,c,eff}$	665921508561.911	mm ⁴
$C_{y,c,eff}$	450.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1203.393	mm

- Effective stiffness for M_{Ed}

Before

$A_{a,eff}$	102994.789	mm ²
$I_{y,a,eff}$	154570441424.921	mm ⁴
$I_{z,a,eff}$	3289453333.333	mm ⁴
$C_{y,a,eff}$	450.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1044.991	mm

After

$A_{c,eff}$	118021.678	mm ²
$I_{y,c,eff}$	190121541817.843	mm ⁴
$I_{z,c,eff}$	26806620616.859	mm ⁴
$C_{y,c,eff}$	450.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1517.132	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 123.689 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -121.700 \frac{\text{MP}}{\text{a}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 64.069 \frac{\text{MP}}{\text{a}} \end{aligned}$$

$k = 111.588$: the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 42442.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 42442.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 42442.081 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -381.454 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU14

$$N_{Ed} = -185.440 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 13204.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 22484.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = 381.116 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = 1346.105 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$V_{Ed} = 1727.222 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 181110.160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 181110.160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 40524.422 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-350.000	mm	z ₁	383.196	mm	σ ₁	-154.617	MPa
	y ₂	-10.000	mm	z ₂	383.196	mm	σ ₂	-154.721	MPa
Right	y ₁	350.000	mm	z ₁	383.196	mm	σ ₁	-154.830	MPa
	y ₂	10.000	mm	z ₂	383.196	mm	σ ₂	-154.727	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-450.000	mm	z ₁	-2616.804	mm	σ ₁	240.279	MPa
	y ₂	-10.000	mm	z ₂	-2616.804	mm	σ ₂	240.145	MPa
Right	y ₁	450.000	mm	z ₁	-2616.804	mm	σ ₁	240.005	MPa
	y ₂	10.000	mm	z ₂	-2616.804	mm	σ ₂	240.139	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	353.196	mm	σ ₁	-150.775	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-2576.804	mm	σ ₂	234.877	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 2989.164 \text{ mm}$$

$$N_{slab} = 33954.667 \text{ kN}$$

$$N_{rebar,t} = 0.000 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\begin{aligned} N_{\text{rebar,b}} &= 0.000 \text{ kN} && \text{(Lower side of PNA)} \\ N_{\text{g,top}} &= 2564.571 \text{ kN} && \text{(Upper side of PNA)} \\ N_{\text{g,bot}} &= 36519.238 \text{ kN} && \text{(Lower side of PNA)} \end{aligned}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 71401.823 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ Calculation. $V_{\text{bw,Rd}}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = \frac{h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t})}{\sqrt{k_t}} = 1.919$$

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.523 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{\text{bw,Rd}} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5711.482 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$V_{\text{Rd}} = 5711.482 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Edi}} = V_{\text{Ed}} / \text{Num. of Web} = 1727.222 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$\eta'_3 = V_{\text{Edi}} / V_{\text{bw,Rd}} = 0.302 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{\text{f,Rd}} = 40794.173 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{\text{f,Rd}}$ is calculated as $M_{\text{pl,Rd}}$ but neglecting the web contribution.

$$V_{\text{bf,Rd}} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{f,Rd}}} \right)^2 \right) = 0.000 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

where

$$M_{\text{f,Rd}} = 40401.629 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed}} = 181110.160 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{(Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W \text{)}$$

$$c = \frac{a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)}{0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}} = 1535.225$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{\text{Edi}} / (V_{\text{bw,Rd}} + V_{\text{bf,Rd}}) = 0.302 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU13

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 941.827 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 47931.349 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= 855.711 \text{ kN} \\ V_2 &= 459.722 \text{ kN} \\ M_1 &= 47931.349 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 46687.784 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 71401.823 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 52570.873 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 6.000 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.537 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.034 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.004 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.004 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.004 \\ \alpha_{LT} &= 0.760 \\ \lambda_{LT} &= \frac{1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A_f))}}{=} = 0.409 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.663 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0.843865094 \\ M_{Rd} &= 71401.823 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 60253.506 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 0.751 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 99935.490 \frac{\text{k}}{\text{N}} \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,R}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,R}} = 0.804919116$$

6 Resistance to Longitudinal Shear

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Design load

Load combination name : SLU14

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 13339.966 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 33954.667 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 35689.007 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= 1346.105 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 71401.823 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 52570.873 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \frac{\text{kN}}{\text{N}} \end{aligned}$$

where,

$$\begin{aligned} f_u &= 450.000 \text{ MPa} \\ \alpha &= 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \\ \text{Num.} &= 3 \\ d &= 19.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 200.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 456.149 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1224.844 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

7 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name : fatica

$$F_z = 37.280 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 2.970 \text{ MPa}$$

where,

$$\begin{aligned} F_{sc} &= V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 0.842 \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ A_{sc} &= 283.529 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} = 0.000$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\begin{aligned} & \lambda_{v,4} \\ \text{wher} & \\ e, & \lambda_{v,1} = 1.550 \\ & \lambda_{v,2} = 0.000 \\ & \lambda_{v,3} = 1.000 \\ & \lambda_{v,4} = 0.000 \end{aligned}$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

8 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : sle1

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed,ser} &= -253.619 \text{ MPa} && \text{(Bottom-right fiber in the flange)} \\ T_{Ed,ser} &= 23.181 \text{ MPa} && \text{(Neutral axis in the web)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed,ser} &< f_y / \gamma_{M,ser} && \dots \text{ OK} \\ -253.619 \text{ MPa} &< 355.000 \text{ MPa} && \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Ed,ser} &< f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) && \dots \text{ OK} \\ 23.181 \text{ MPa} &< 204.959 \text{ MPa} && \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} &< f_y / \gamma_{M,ser} && \dots \text{ OK} \\ 256.777 \text{ MPa} &< 355.000 \text{ MPa} && \end{aligned}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : sle1

$$\begin{aligned} \sigma_c \leq k_1 f_{ck} & && \dots \text{ OK} \\ 7.977 \text{ MPa} &< 21.000 \text{ MPa} && \end{aligned}$$

- In the reinforcement

Load combination name : sle1

$$\begin{aligned} \sigma_s \leq k_3 f_{yk} & \\ -37.695 \text{ MPa} & \end{aligned}$$

Rebar is under compression. No need to check.

9 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Shear resistance of a single connector

Load combination name : sle2

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 81.656 \frac{kN}{N}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 91.363 \frac{kN}{N}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 81.656 \frac{kN}{N}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 61.242 \frac{kN}{N}$$

where

$$f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 19.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.750$$

- Verification

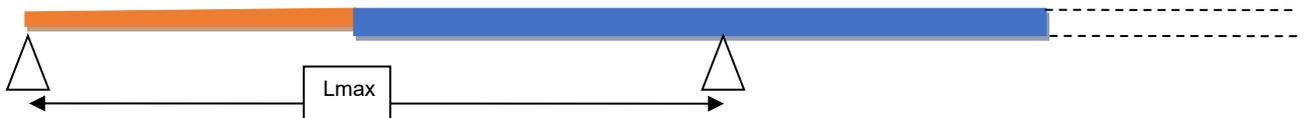
$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 364.651 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 918.633 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

16.2. STIMA DEGLI EFFETTI DEL VARO

Si riporta la verifica sintetica nella condizione di sbalzo massimo considerando un avambecco di lunghezza pari a 21.4m con un pesi dell'impalcato di 19.4x3=58.2 kN/m.



Per la stima dell'azione sullo sbalzo in termini di flessione ed azione di taglio, nella condizione di sbraccio massimo L_{max} pari a 52m, corrispondente alla luce massima della campate si ha:

concio	avambecco	1	2	3
L	22.9	11.6	12	11
prog. Concio (m)	22.9	34.5	46.5	57.5
peso kN/m	15	28	28	28
zavorra (kN)	0	0	0	0
peso tot (kN)	343.5	324.8	336.0	308.0
52	40.55	23.3	11.5	0
	1	1	1	1
Momento indotto	13928.925	7567.8	3864.0	0.0

Si è considerato un peso dell'avambecco di 15 kN/m.

Il momento di sollecitazione di $25360/2=12680$ kNm in corrispondenza della sezione di tipo 3

bp,sup	700	mm	Aacc	106600	mm ²
tp,sup	30	mm			
hw	2480	mm			
tw	20	mm			
bp,inf	900	mm			
tp,inf	40	mm			
H	2550	mm			
	d	W	Atot	106,600	mm ²
	[mm]	[mm ³]			
acc sup	1448	7.752E+07			
an sup	1418	7.916E+07			
an inf	-1062	-			
		1.057E+08			
acc inf	-1102	-			
		1.019E+08			
		Varo SLU		Varo SLE	
M [kNm]		-17118		-12680	
V [kN]		886		656	
N [kN]		0		0	
				sigma ideale	
σ _{s,sup}		220.8			
σ _{w,sup}		216.3		218	
σ _{w,inf}		-161.9		165	

$\sigma_{s,inf}$	-168.0
VRd	9682 kN
VEd	886 kN

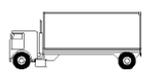
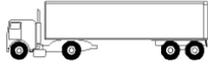
17. VERIFICHE A FATICA

17.1. INTRODUZIONE

Con riferimento al §5.4.3 delle NTC2018, per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche. Vengono svolte le verifiche a fatica per vita illimitata adottando gli spettri di carico associati. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si fa far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

17.2. MODELLO DI CARICO A FATICA

Secondo quanto previsto dalle NTC18 al § 5.1.4.3, per la verifica a vita illimitata si prevede il modello di carico di fatica 2, sulla corsia identificata come lenta. Si riportano le cinque configurazioni di sagoma del veicolo.

SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
			140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
			120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
			140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

I delta di tensione si determinano in base agli effetti più severi dei diversi autocarri, considerati

separatamente, che viaggiano da soli sulla corsia.

In particolare per le verifiche delle componenti strutturali si è assunto il più gravoso dei casi analizzati riportando direttamente le sollecitazioni di involuppo.

Si riportano i grafici delle sollecitazioni.

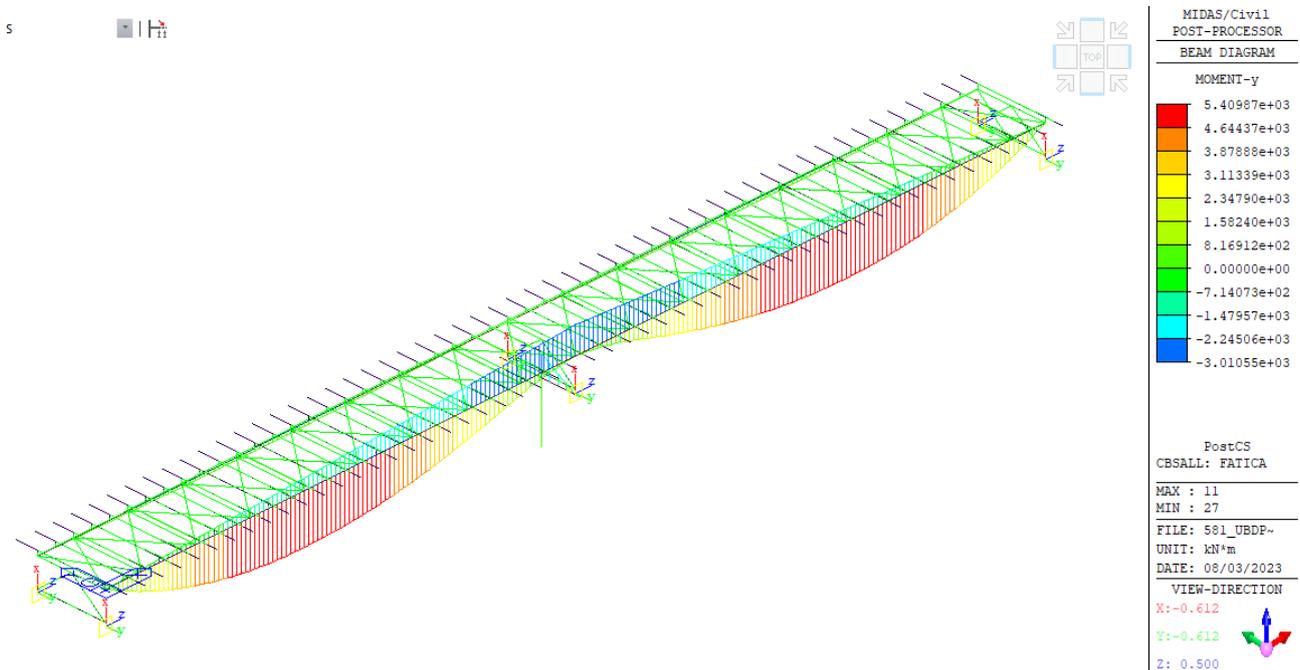


Fig. 1: q1 fatica - involuppo del momento flettente [kNm]

17.3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA

I valori dei coefficienti γ_{Mf} adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC18.

Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_f = 1$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

17.4. METODI DI VERIFICA

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_c$$

dove $\Delta\sigma_c$ è il valore della classe del dettaglio.

Verifica a vita illimitata

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$$

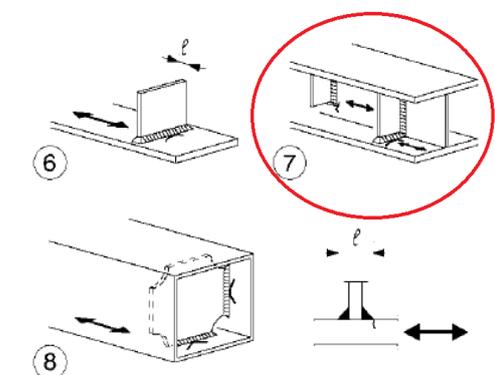
dove $\Delta\sigma_D$ sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

17.5. VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Per le successive verifiche si farà riferimento a tre dettagli tipologici di classe 56, 80 e 90 ritenuti rappresentativi dei dettagli previsti per l'impalcato metallico. A tali dettagli si associa una curva S-N riferita alle tensioni nominali e pertanto ad esse si fa riferimento.

Le resistenze a fatica dei dettagli tipici sono:

Dettaglio 80: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento degli irrigidimenti verticali.

80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
------------------	---	--	---

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



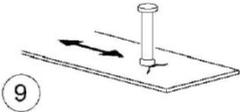
cooprogetti



$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ MPa}$

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 80: effetto saldatura del piolo

80		<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	
----	---	--	--

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

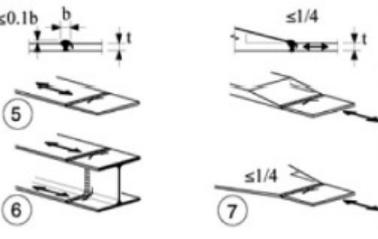
$\Delta\sigma_C = 80 \text{ MPa}$

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ MPa}$

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 90: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le anime e piattabande di due concetti successivi.

90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatti e lamiera</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25 \text{ mm}$, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>
----	--	---	--

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

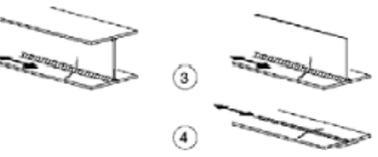
$\Delta\sigma_C = 90 \text{ MPa}$

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 66.33 \text{ MPa}$

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 112 : per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le anime e la piattabanda.

112		<p>3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa.</p> <p>4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa</p>	<p>4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100</p>
-----	---	--	---

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 112 \text{ MPa}$

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 82.54 \text{ MPa}$

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

PROGETTAZIONE ATI:

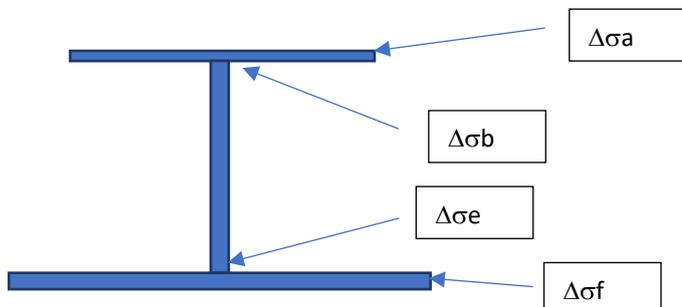
GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Si riportano di seguito le tensioni ed i tassi di sfruttamento a fatica per i dettagli considerati:



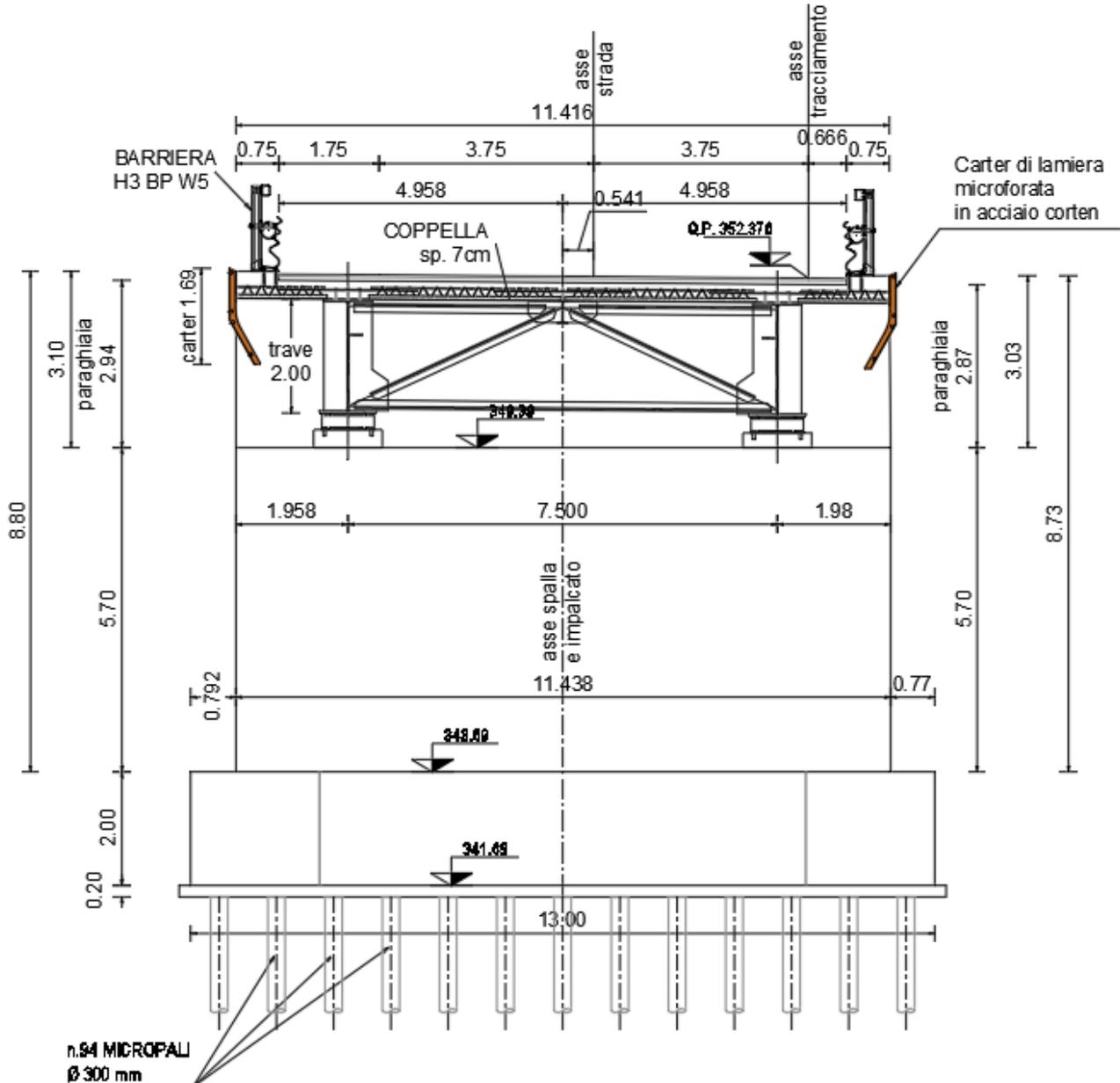
sez.			1		2		3		4		5	
Δσ - piattabande	Δσ(A)	Δσ(F)	12.37	32.91	13.93	40.48	12.93	39.75	8.99	33.05	0.09	10.99
Δσ - anima	Δσ(B)	Δσ(E)	11.92	32.31	13.39	39.76	12.66	39.39	8.67	32.72	-0.16	10.73
FATICA_calcolata Giunto piattabande	ΔσC	90	47.37	44.73	47.37	44.73	47.37	44.73	44.73	44.73	39.99	39.99
	k ampl,sup	k ampl,inf	0.96	0.91	0.96	0.91	0.96	0.91	0.91	0.91	0.81	0.81
		η	0.26	0.74	0.29	0.91	0.27	0.89	0.20	0.74	0.00	0.27
FATICA_calcolata giunto d'anima	ΔσC	90	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	48.75	48.75
	k ampl,sup	k ampl,inf	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99
		η	0.24	0.66	0.27	0.81	0.26	0.80	0.18	0.67	0.00	0.22
FATICA_calcolata collegamento anima piattabanda	ΔσC	112	58.95	55.66	58.95	55.66	58.95	55.66	55.66	55.66	49.76	49.76
	k ampl,sup	k ampl,inf	0.96	0.91	0.96	0.91	0.96	0.91	0.91	0.91	0.81	0.81
		η	0.21	0.59	0.24	0.73	0.22	0.71	0.16	0.59	0.00	0.22
FATICA_calcolata irrigidimenti trasversali	ΔσC	80	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67
		η	0.28	0.75	0.32	0.93	0.30	0.91	0.21	0.76	0.00	0.25

18. SOLETTA D'IMPALCATO

La soletta d'impalcato nella sua configurazione finale ha la seguente geometria:

- Larghezza totale di 11.416 m lato spalla B
- cordoli laterali da 75cm

SPALLA B VISTA FRONTALE



La soletta d'impalcato, avente spessore complessivo pari a 32 cm, viene realizzata mediante getto in opera su predalles collaboranti, aventi spessore 70 mm. Le predalles sono armate con idonei tralci per sostenere la fase di getto.

1.1. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Per la determinazioni degli stati di sollecitazione è stato realizzato il modello della soletta con elementi bidimensionali "plate".

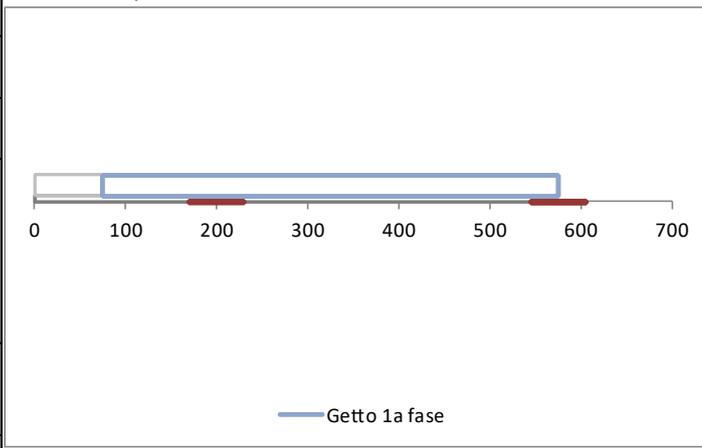
Le travi sono considerate come punti fissi. Di seguito di riporta il modello utilizzato con l'indicazione dei vincoli forniti dalle travi e dai traversi di testata.

I riferimenti normativi per le verifiche condotte sono da individuarsi come segue:

- Le verifiche di resistenza a flessione sono condotte ai sensi del par. 4.1.2.1.2.4 del DM 17.1.2018;

Verifica della fase di getto

Larghezza modulo verifica direzione principale (con tralicci)	B_1					2400	mm
Larghezza modulo verifica direzione secondaria (senza tralicci)	B_2					1000	mm
Spessore totale (incluso predalle)	H					320	mm
Lastra predalle Presente?	VERO	Materiale	cls	H_p		70	mm
Traliccio tipo 1 12/16/10, H205	Corr.inf.	φ12	Corr.sup.	φ16	Parete	φ10	Htot 205 mm

Dati geometrici															
Tipo di schema statico	B									sbalzo + campata					
Larghezza totale	5.75	m													
Larghezza marciapiede/cordolo sx	0.00	m													
Spessore aggiuntivo sx	0	cm													
	0.00	m													
	0	cm													
Sbalzo complessivo soletta sx	2.00	m													
Sbalzo getto sx	MAX 2.00	1.25	m												
Interasse travi		3.75	m												
	MAX 0.00	0.00	m												
		0.00	m												
Spessore totale fondello	7.0	cm													
Materiale fondello	cls														
Spessore totale soletta	32	cm													
Spessore getto	25.0	cm													
Interasse predalles	2.40	m													
Numero tralicci / predalle (campata)	6	-		Tipo	1	H [mm]	205	Φinf	12	Φsup	16	Φpar	10	H utile [mm]	205
Numero tralicci / predalle (appoggio)	6	-		Tipo	1	H [mm]	205	Φinf	12	Φsup	16	Φpar	10	H utile [mm]	205
Larghezza piattabanda superiore	60	cm													
Appoggio predalle sulle pb	5	cm													
										Schema statico transitorio appoggio netto					

Armatura						
Considerare ferro aggiuntivo nel fondello della predalle		no	Predalle collaborante?		no	
Armatura singolo traliccio (campata)						
Corrente superiore	1	Φ16	Af,cs =	201	mm ²	
Correnti inferiori	2	Φ12	Af,ci =	226	mm ²	
Di default mettere 0	0	Φ20	Af,i1 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Predalle metallica		4		0	mm ²	
Di default mettere 0			Parziale	0	mm ²	
Armatura intradosso			Af,inf =	226	mm ²	
Armatura singolo traliccio (appoggio)						
Traliccio, superiore	1	Φ16	Af =	201	mm ²	
Traliccio, inferiore	2	Φ12	Af =	226	mm ²	
Di default mettere 0	0	Φ16	Af,i1 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Predalle metallica		0		0	mm ²	
Di default mettere 0	totale			0	mm ²	
Armatura inferiore	totale			226	mm ²	
				79		
Tralicciatura di parete	2	Φ10.0	passo	200	mm	base 108 mm

Carichi			
	Valori caratt/m ²	Valori caratt/predalle	Valori SLU/predalle
Peso proprio fondello	1.75 kN/m ²	4.20 kN/m	5.67 kN/m
Peso getto integrativo	6.25 kN/m ²	15.00 kN/m	20.25 kN/m
Eventuale carico accidentale	1.00 kN/m ²	2.40 kN/m	3.60 kN/m
Carico totale	9.00 kN/m²	21.60 kN/m	29.52 kN/m
Carico totale z. esterna al getto	2.75 kN/m²	6.60 kN/m	9.27 kN/m

Caratteristiche della sollecitazione (per singola predalle)			
Momento in campata transitorio, SLU	37.8 kNm	<i>calcolato in semplice appoggio sulla luce maggiore</i>	
Momento in campata a getto finito, SLU	24.3 kNm		
Momento sull'appoggio, SLU	-30.0 kNm	Momento sullo sbalzo, SLU	-59.04 kNm
Taglio sull'appoggio, SLU	56.6 kN		

Verifiche di resistenza e stabilità 1a fase					
Campata					
Fmax corr.superiore (singolo traliccio)	-31 kN	$\sigma_{s,sup}$	-153 MPa	σ_s	-99 MPa SLE ($\gamma=1$)
Fmax corr.inferiore (singolo traliccio)	31 kN	$\sigma_{s,inf}$	136 MPa	σ_s	88 MPa SLE ($\gamma=1$)
Barre superiori	N,Ed sup = -30.7 kN	OK!	<	55.2 kN	par. 4.2.4.1.3 DM14/1/2008
Barre inferiori	armatura traliccio 1.000	Coefficients di ripartizione sulle barre inferiori			
	armatura aggiuntiva 1 0.000				
	armatura aggiuntiva 2 0.000				
	predalle metallica 0.000				
	N,Ed traliccio = 15.4 kN	OK!	<	88.5 kN	par.4.2.4.1.2 DM14/1/2008
	N,Ed aggiuntiva 1 = 0.0 kN				
	N,Ed aggiuntiva 2 = 0.0 kN				
	N,Ed predalle = 0.0 kN				
Appoggio					
Fmax corr.superiore (singolo traliccio)	24 kN	σ_s	121 MPa	σ_s	79 MPa SLE ($\gamma=1$)
Fmax corr.inferiore (singolo traliccio)	-24 kN	σ_s	-108 MPa	σ_s	-70 MPa SLE ($\gamma=1$)
Barra superiore	N,Ed sup = 24.4 kN	OK!	<	79 kN	par. 4.2.4.1.2 DM14/1/2008
Barre inferiori	armatura traliccio 1.000	Coefficients di ripartizione sulle barre inferiori			
	armatura aggiuntiva 1 0.000				
	armatura aggiuntiva 2 0.000				
	predalle metallica 0.000				
	N,Ed traliccio = -12.2 kN	OK!	<	12.3 kN	par. 4.2.4.1.3 DM14/1/2008
	N,Ed aggiuntiva 1 = 0.0 kN				
	N,Ed aggiuntiva 2 = 0.0 kN				
	N,Ed predalle = 0.0 kN				
Barra di parete	N,Ed parete = -5 kN	OK!	<	17 kN	par. 4.2.4.1.3 DM14/1/2008

1.1.1 CARICHI PERMANENTI

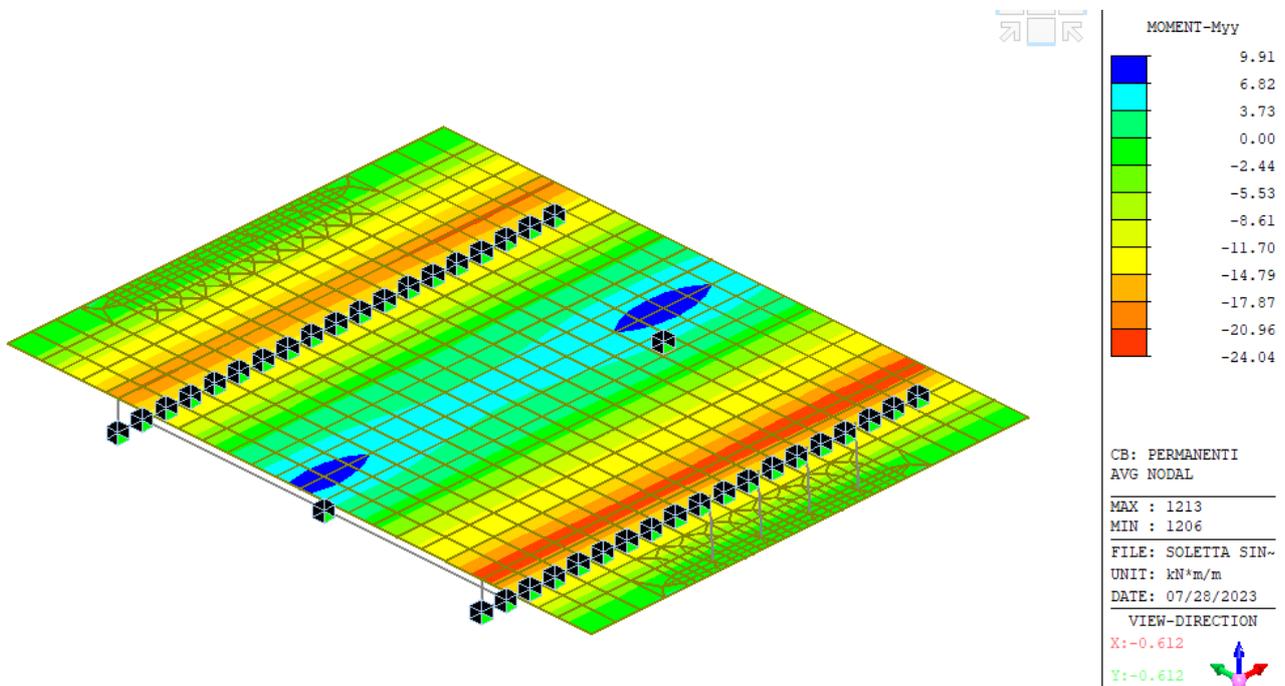
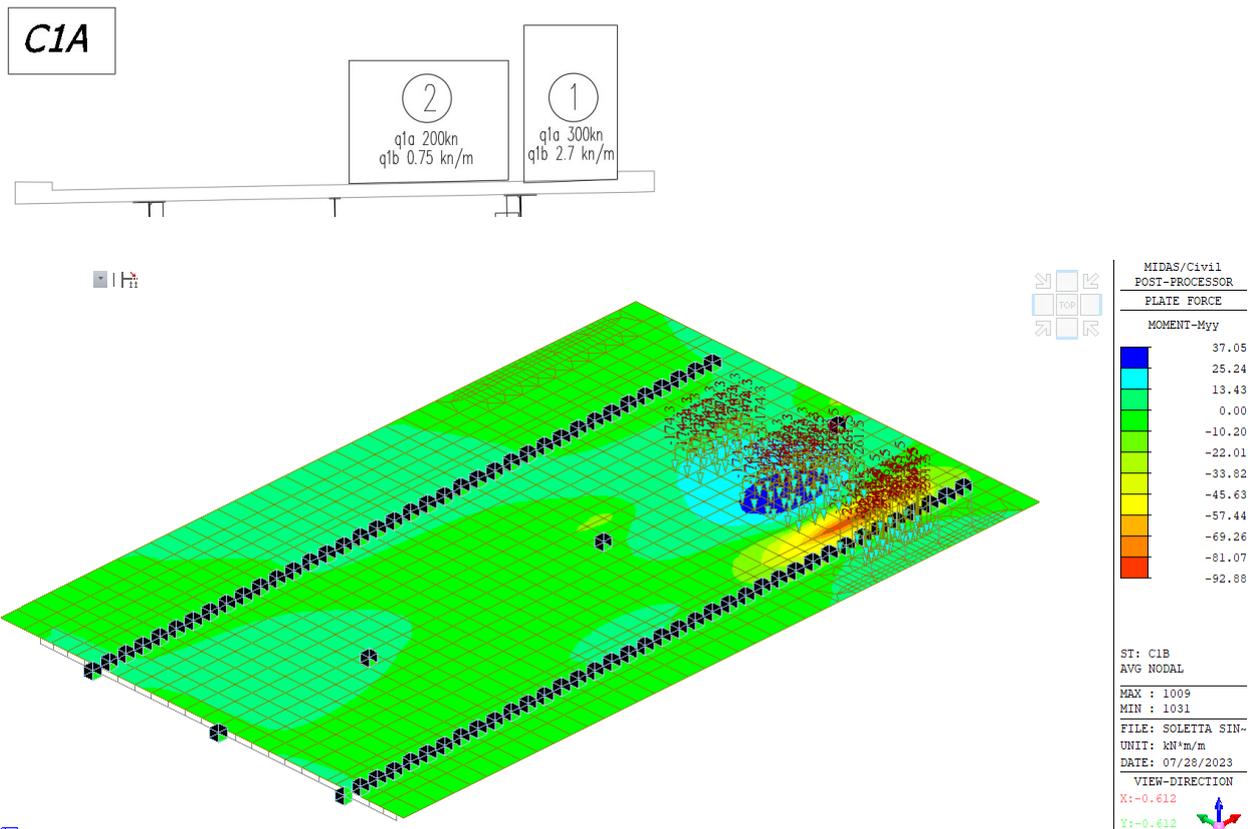


Diagramma dei momenti flettenti per carichi permanenti
-Momento negativo sulla trave esterna: -24.04 kNm/m

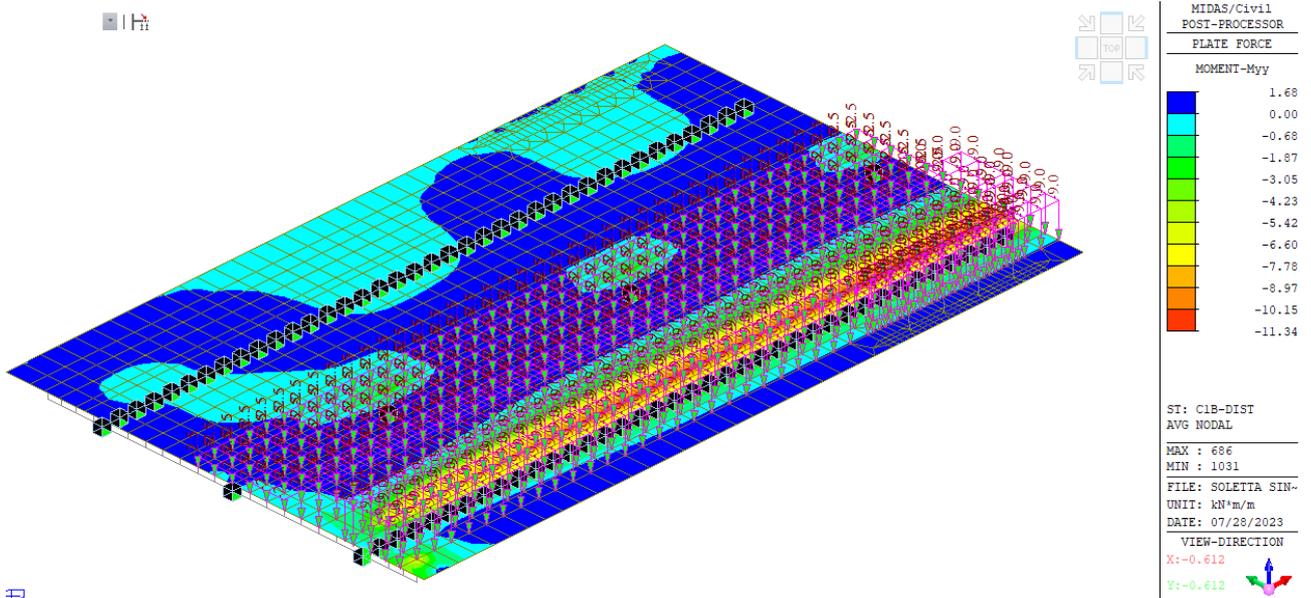
-Momento positivo tra le travi: 9.91 kNm/m

1.1.2 CONDIZIONE DI CARICO A MOMENTO NEGATIVO SULLA TRAVE ESTERNA

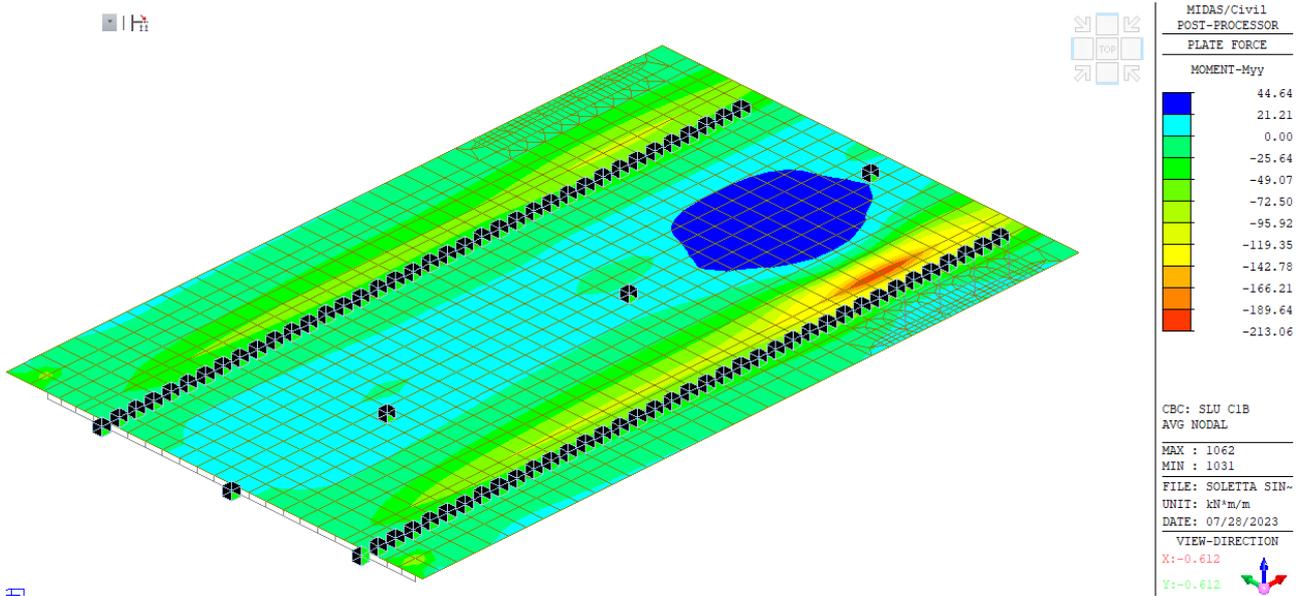
1.1.2.1 Condizione C1b



Andamento del Momento sulla trave esterno, carichi Tandem C1b



Andamento del Momento sulla trave esterno, carichi Distribuito C1b



Andamento del Momento sulla trave esterno, combinazione SLU C1B

1.1.2.1 verifica a momento negativo

Per la verifica è stata considerata la seguente combinazione;

	LoadCase	Factor
▶	Permanenti(CBC)	1.5000
	peso_soletta(ST)	1.3500
	C1b(ST)	1.3500
	c1b-dist(ST)	1.3500

Il momento negativo slu massimo è pari a 213.06 kNm/m

Per la verifica si prevede la seguente armatura;

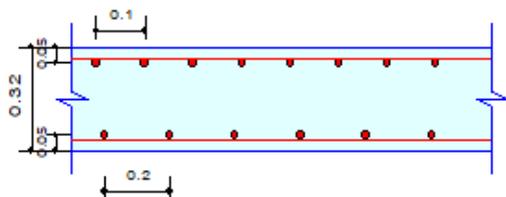
Armatura sup. : $\varnothing 24/15$

Armatura inf. : $\varnothing 20/20$

1. Design Condition

Design Type	: Plate Beam (1D)
Sub-Domain	: soletta 32
Design Code	: Eurocode2-2:05
Unit System	: kN, m, / m
Material Data	: $f_{ck} = 35000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Thickness	: 0.32 m

2. Section Diagram



Element No : 1011

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P24@0.15	P20@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00458333$ m²/m

Using Stirrups Spacing : No Stirrup

3. Bending Moment Capacity

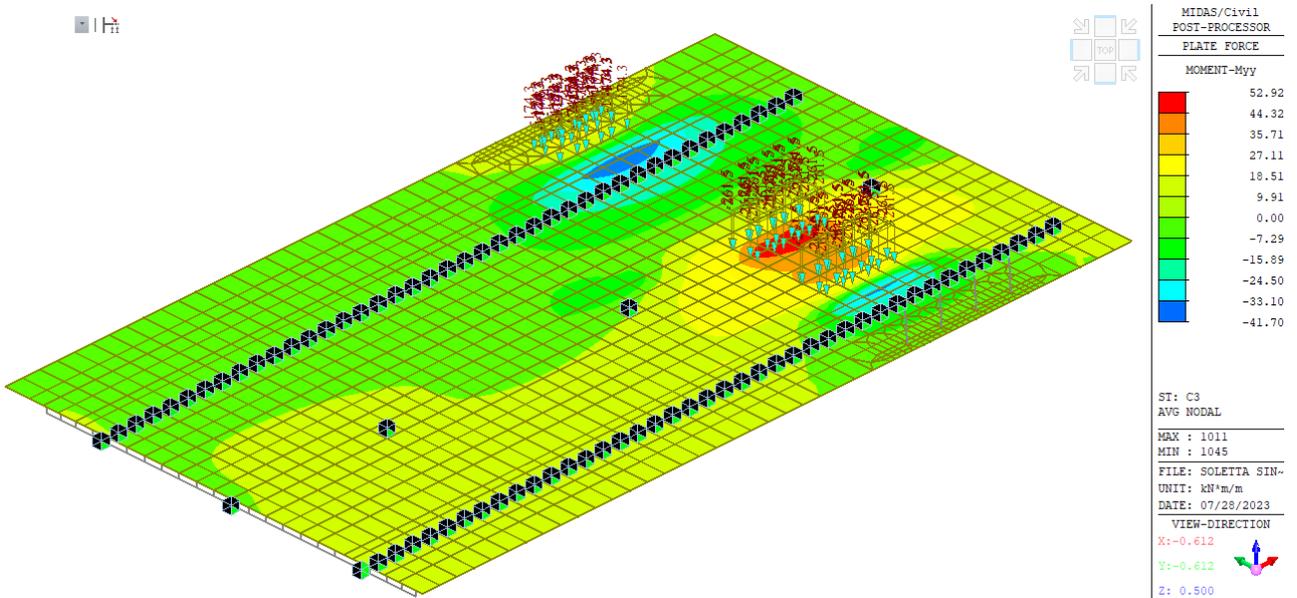
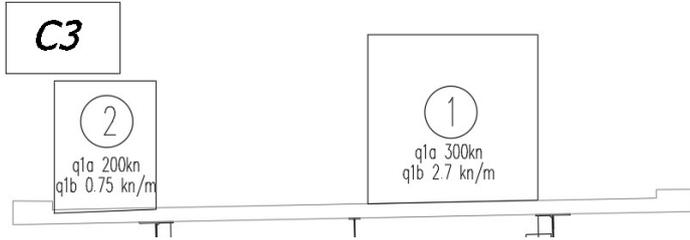
	Top(Negative)
Mu	213.06
Element No.	1031
Load Combination	SLU
Mr	283.08
Check Ratio (Mu/Mr)	0.7527
Using Rebar(As)	0.0030

4. Shear Capacity

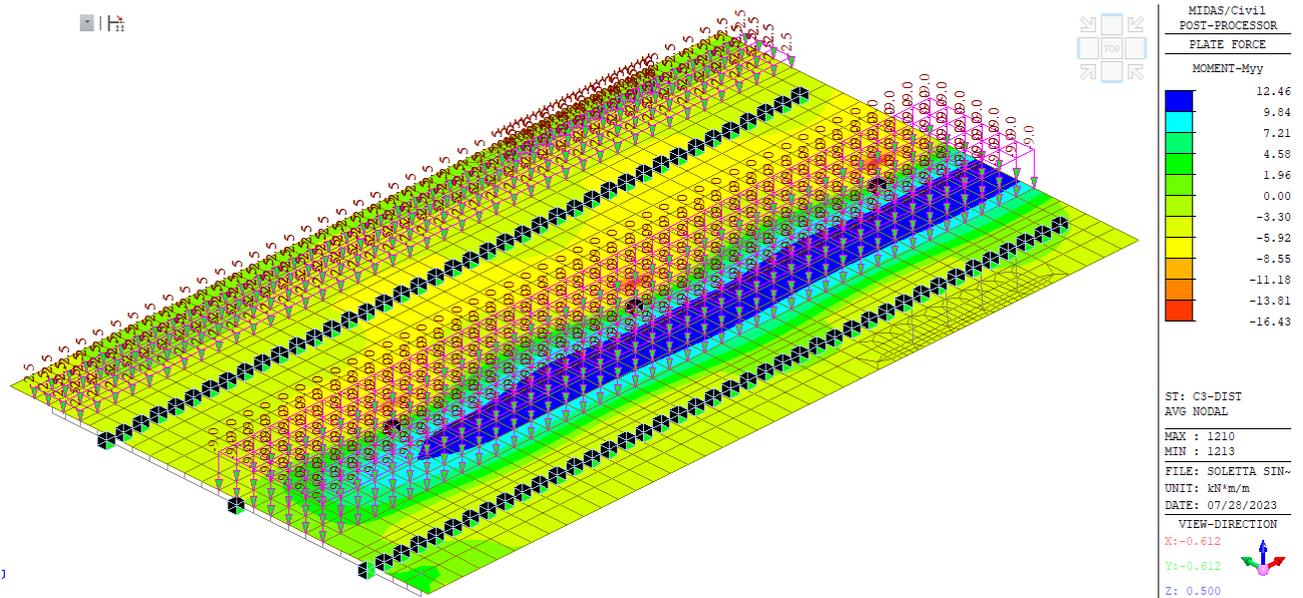
Element No.	1030		
Load Combination	SLU		
Applied Shear Force	V _{Ed}	= 199.404	
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc}	= 204.549	V _{Rds} = 0.00000
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= 199.404 / 204.549	= 0.975 < 1.000 O.K

1.1.3 CONDIZIONE DI CARICO A MOMENTO POSITIVO

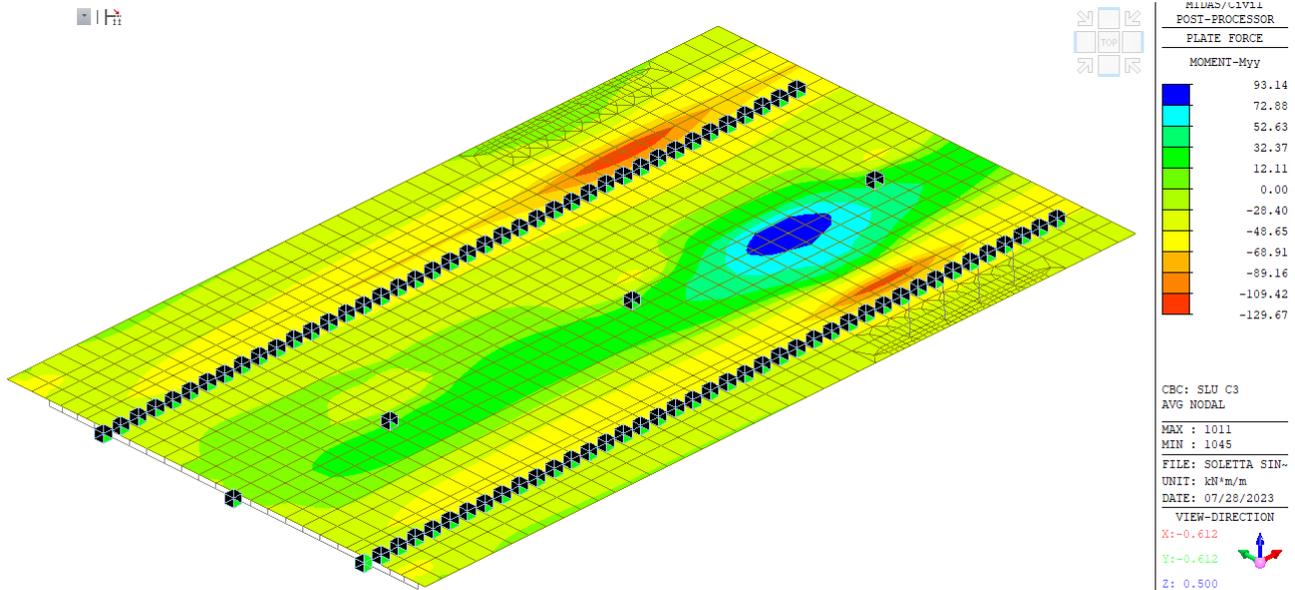
1.1.3.1 Condizione C3



Andamento del Momento sulla trave esterno, carichi Tandem C3



Andamento del Momento sulla trave esterno, carichi C3-dist



Andamento del Momento sulla trave esterno, combinazione SLU C3

1.1.3.2 verifica a momento positivo

Per la verifica è stata considerata la seguente combinazione;

	LoadCase	Factor
▶	Permanenti(CBC)	1.5000
	peso_soletta(ST)	1.3500
	C3(ST)	1.3500
	c3-dist(ST)	1.3500

Il momento positivo slu massimo è pari a 93.14 kNm/m

Per la verifica si prevede la seguente armatura;

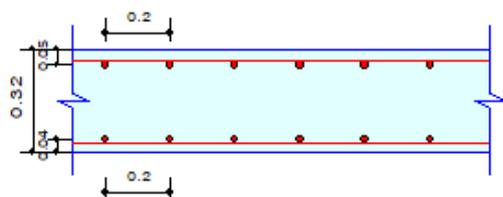
Armatura sup. : $\varnothing 16/20$

Armatura inf. : $\varnothing 22/20$

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : soletta 32 d 22
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 35000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Thickness : 0.32 m

2. Section Diagram



Element No : 1011

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P16@0.20	P22@0.20

Total Rebar Area $A_{st} = 0.002905$ m²/m

Using Stirrups Spacing : No Stirrup

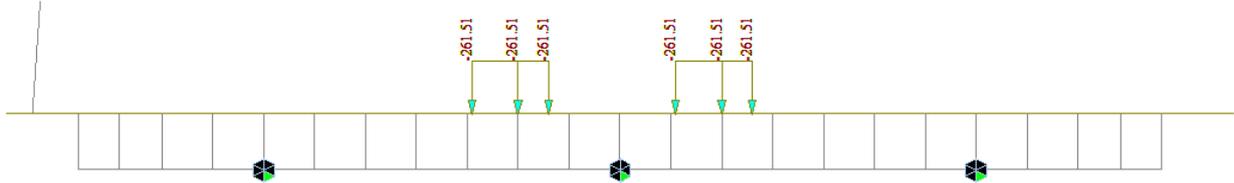
3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu		93.14
Element No.		1011
Load Combination		SLU C3
Mr		194.07
Check Ratio (Mu/Mr)		0.4799
Using Rebar(As)		0.0019

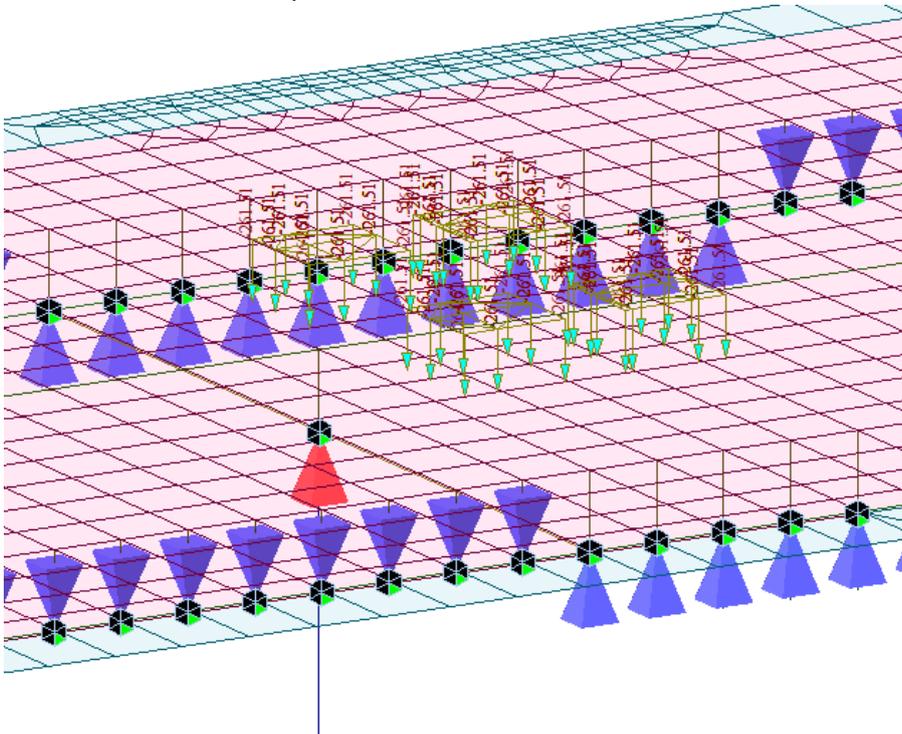
4. Shear Capacity

Element No. : 1012
 Load Combination : SLU C3
 Applied Shear Force $V_{Ed} = 76.0312$
 Shear Strength (Out of plane) $V_{Rdc} = 178.208$ $V_{Rds} = 0.00000$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 76.0312 / 178.208 = 0.427 < 1.000$ O.K

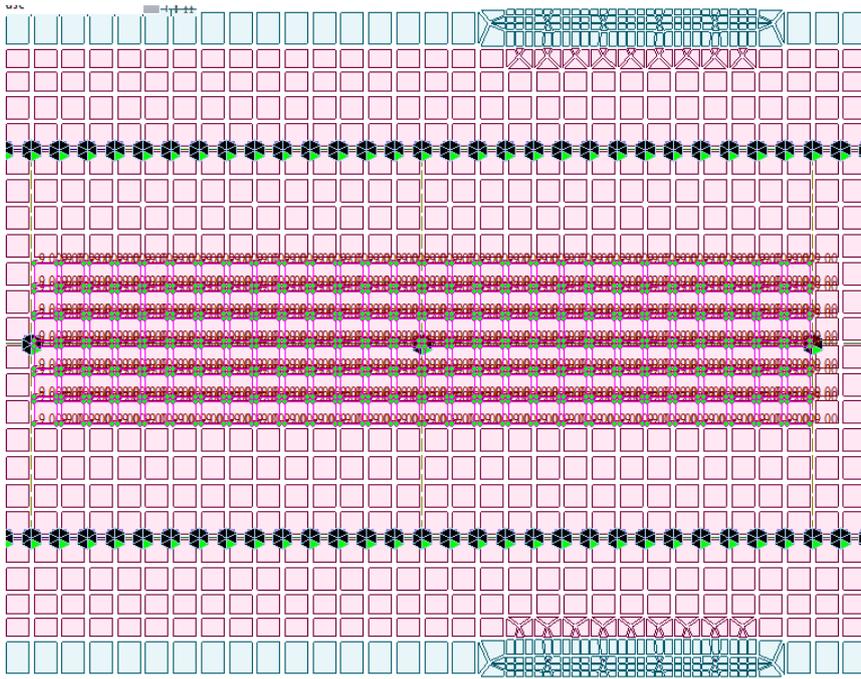
1.1.4 CONDIZIONE DI MASSIMO CARICO IN CORRISPONDENZA DELLA LONGHERINA



Spostando il carico in adiacenza al traverso lo sforzo massimo dei tandem che si trasmette al diaframma inferiore è pari a 451 kN



Spostando il carico in adiacenza al traverso lo sforzo massimo dei carichi distribuiti che si trasmette al diaframma inferiore è pari a 259 kN.



Globalmente l'azione dei carichi mobili da ripartire è pari a $451+259=710$ kN

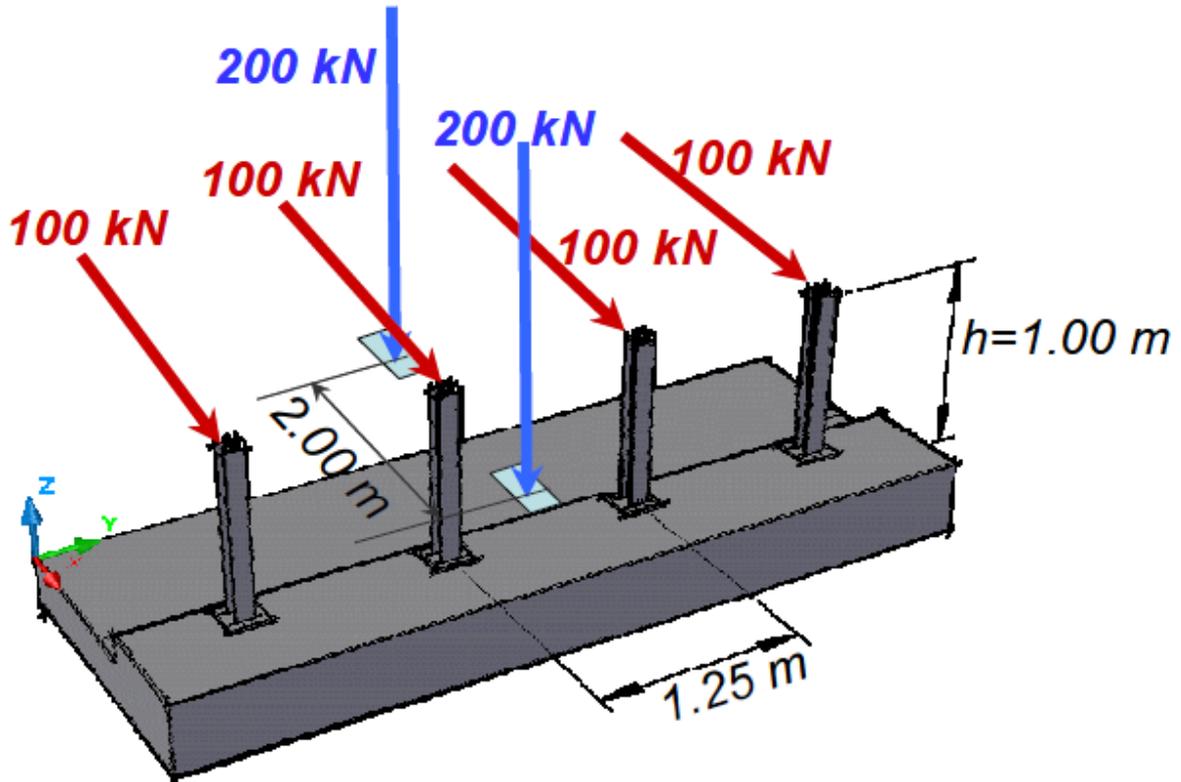
A questa azione si aggiunge il contributo dei carichi permanenti valutati per area di influenza, pari a

Pesi propri: $25 \times 0.32 \times 6 \times (7.5/2) = 180$ kN

Pavimentazione: $24 \times 0.11 \times 6 \times (7.5/2) = 59$ kN

1.1.1. CONDIZIONE DI VEICOLO IN SVIO

Per la verifica del veicolo in svio si adotta il seguente schema di 4 forze da 100kN associate allo schema di carico 2:



Schema di carico per condizioni di progetto più severe.

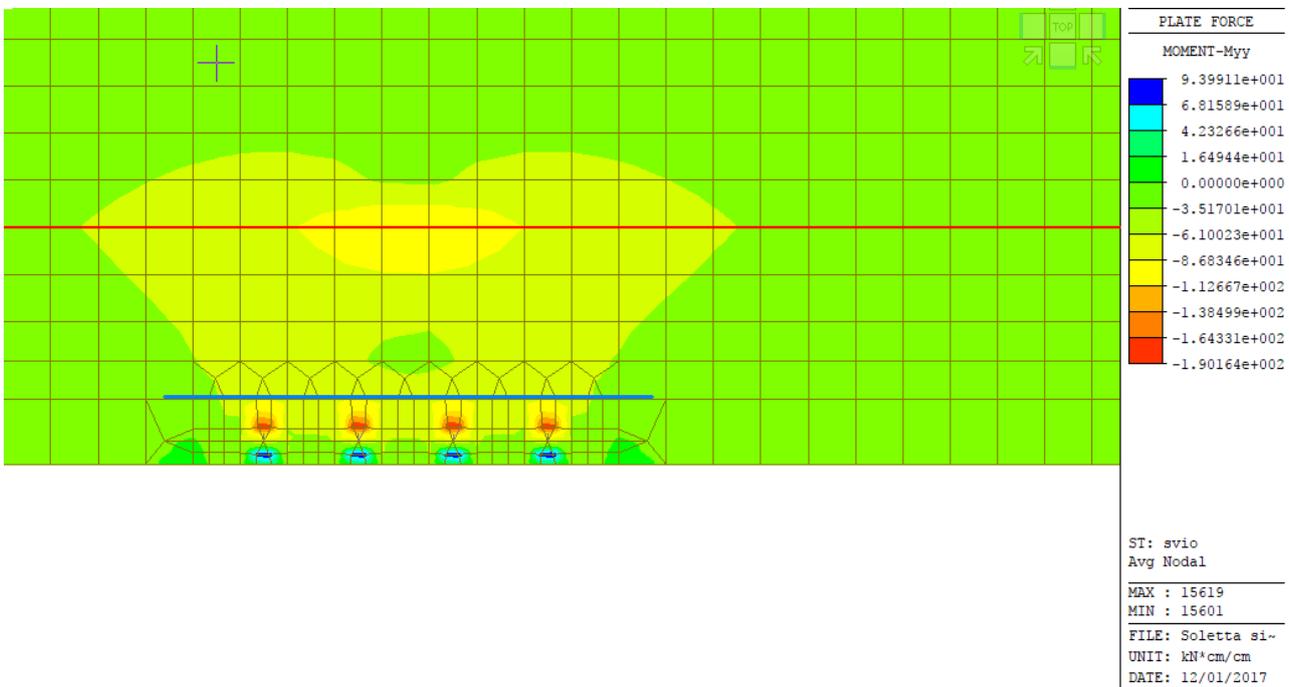


Diagramma del momento flettente (in rosso l'asse trave – in blu la sezione di spiccato del cordolo)

Il valore del momento flettente in corrispondenza della trave è pari a 89 kNm/metro minore del valore utilizzato per verificare lo sbalzo della soletta.

In corrispondenza della sezione di spiccato la sollecitazione flettente è pari a 50 kNm/metro ed una trazione di 1.2 kN/m.

Considerando un momento flettente aggiuntivo di 12 kNm/metro dovuto ai pesi permanenti ed alla barriera si ha la seguente verifica a tenso-flessione.

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	32

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	28

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	<input type="text" value="-1.2"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-62"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="19.83"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="13.5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.257"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

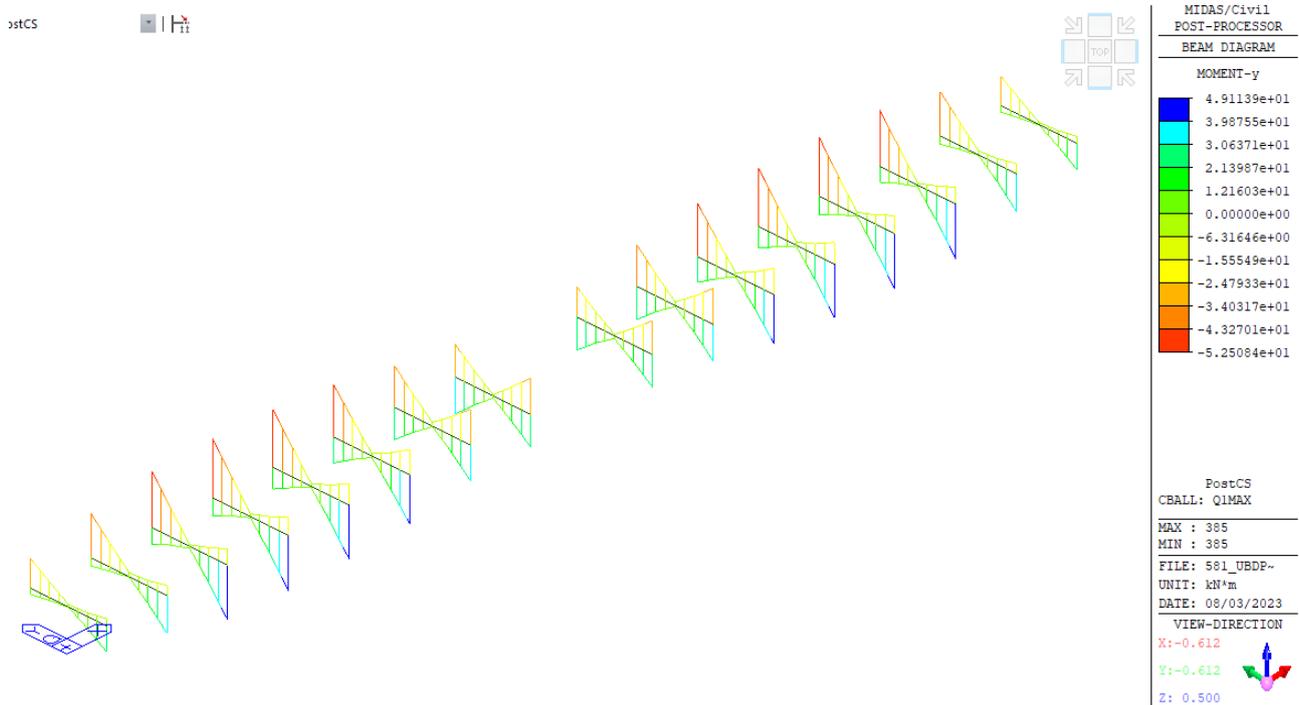
x x/d

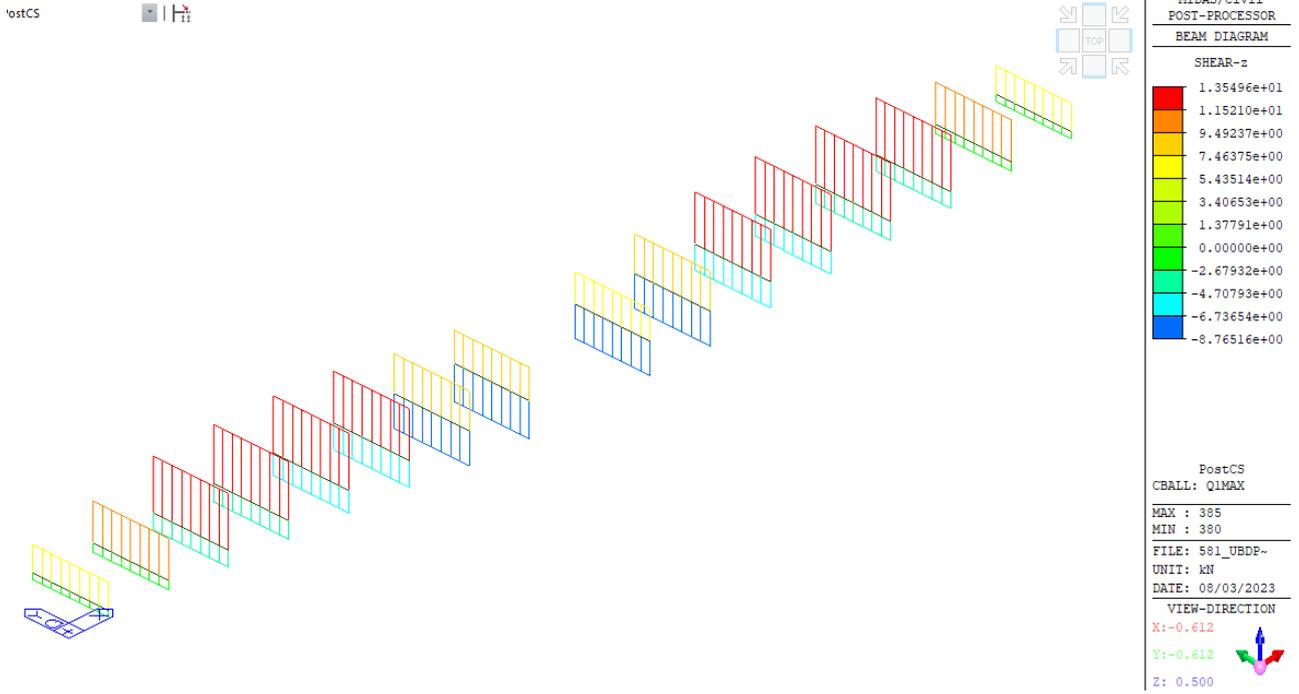
δ

19. TRAVERSI

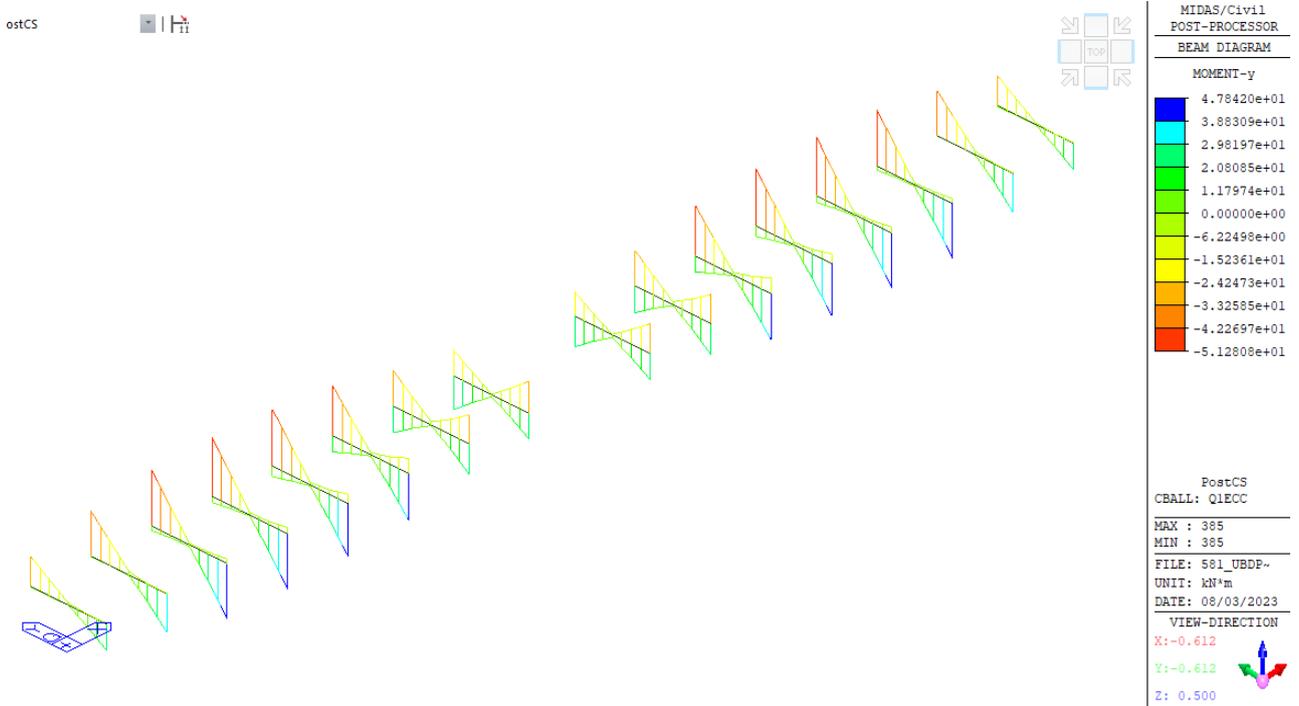
19.1. TRAVERSO CORRENTE

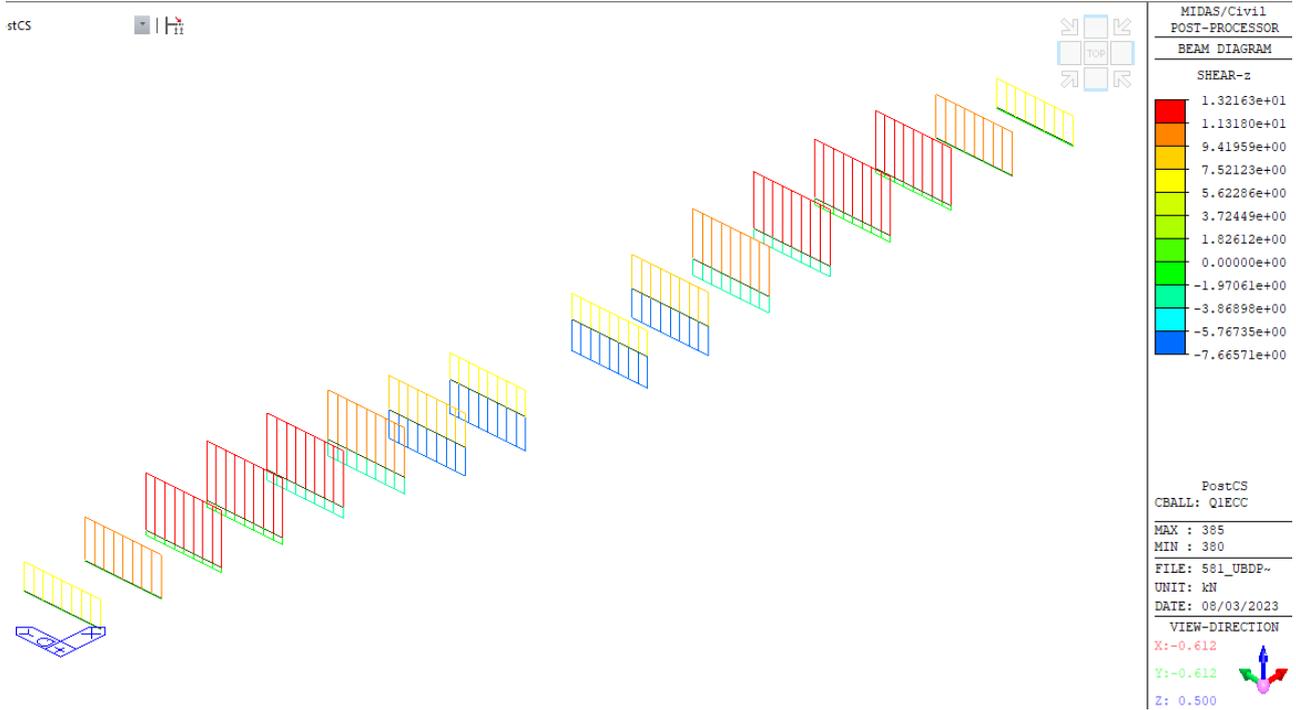
Per il dimensionamento del traverso corrente si considera lo stato di sollecitazione derivante dal comportamento globale sotto l'effetto dei carichi mobili:





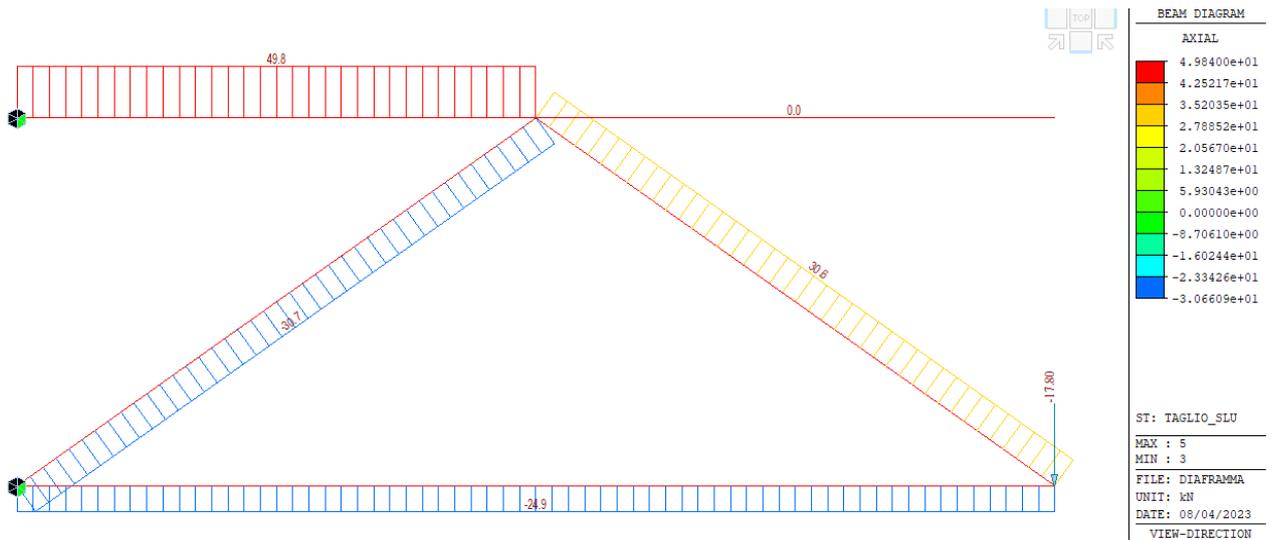
Sforzi di flessione e taglio in condizione di carico mobile massimo



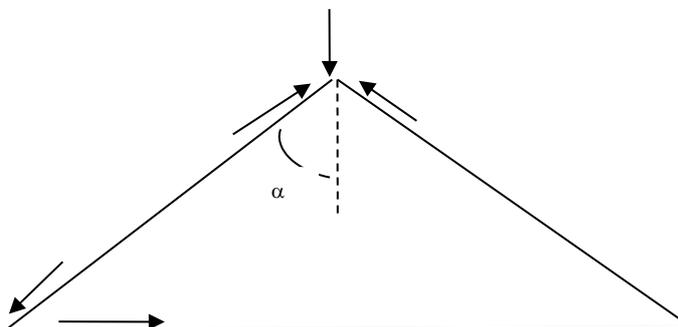


Sforzi di flessione e taglio in condizione di carico mobile eccentrico

Il momento flettente massimo è pari a 51.2 kNm mentre il taglio massimo è pari a 13.2 kN.
Il momento flettente si ripartisce sui correnti, considerando una altezza media di 2.5m si ha:
 $51.2 \times 1.35 / 2.5 = 27.7$ kN di sforzo.
L'azione di taglio $13.2 \times 1.35 = 17.8$ kN viene ripartita nel seguente modo:



Allo sforzo globale si aggiunge quello locale trasmesso dalla longherina, tramite il seguente schema:



Dove, essendo P lo sforzo trasmesso dalla longherina, lo sforzo del diagonale è pari:

- $N_{diag} = (P/2)/\cos(\alpha)$

Lo sforzo di trazione nel corrente inferiore è pari a:

- $N_{corr} = N_{diag} \cos(90-\alpha)$

Per ricapitolare:

Htrave	2.5 sle	corrente	Diag	slu	corrente	Diag
Mslu	51.2	20.5		69.1	27.6	
Tslu	17.8	36.9		24.0	49.8	30.6
longherina	949	586.0	754.0		796.5	1024.9
		643.3	612.7		874.0	1055.5

Si riporta di seguito la verifica dei profili:

CORRENTE SUPERIORE			CORRENTE inferiore			DIAGONALE		
7,745	-7,745	SLU	87,396	-7,745	SLU	105,552	-105,552	SLU
5,737	-5,737	SLE variabile	64,333	5,737	SLE	78,186	-78,186	SLE variabile
RISULTATI			RISULTATI			RISULTATI		
COMPRESSIONE	OK	0.077	COMPRESSIONE	OK	0.134	COMPRESSIONE	OK	0.808
TRAZIONE	OK	0.035	TRAZIONE	OK	0.304	TRAZIONE	OK	0.367
lunghezza dell'asta	350	cm	lunghezza dell'asta	700	cm	lunghezza dell'asta	424	cm
Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera		Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera		Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera	
profilo	L 120 x 15		profilo	L 150 x 15		profilo	L 150 x 15	
Tipo composizione	E		Tipo composizione	E		Tipo composizione	E	
<i>Due angolari accoppiati orizzontalmente</i>			<i>Due angolari accoppiati orizzontalmente</i>			<i>Due angolari accoppiati orizzontalmente</i>		
A (singolo profilo) =	33.93	cm ²	A (singolo profilo) =	43.02	cm ²	A (singolo profilo) =	43.02	cm ²
e _x (singolo profilo) =	3.51	cm	e _x (singolo profilo) =	4.25	cm	e _x (singolo profilo) =	4.25	cm
e _y (singolo profilo) =	3.51	cm	e _y (singolo profilo) =	4.25	cm	e _y (singolo profilo) =	4.25	cm
u (singolo profilo) =		cm	u (singolo profilo) =		cm	u (singolo profilo) =		cm
v (singolo profilo) =		cm	v (singolo profilo) =		cm	v (singolo profilo) =		cm
J _x (singolo profilo) =	444.90	cm ⁴	J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _y (singolo profilo) =	444.90	cm ⁴	J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴
J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴
A (composizione) =	68	cm²	A (composizione) =	86.04	cm²	A (composizione) =	86	cm²
J_x (composizione) =	890	cm⁴	J_x (composizione) =	1,796	cm⁴	J_x (composizione) =	1,796	cm⁴
J_y (composizione) =	2,121	cm⁴	J_y (composizione) =	3,947	cm⁴	J_y (composizione) =	3,947	cm⁴
J_{max} (composizione) =	2,121	cm⁴	J_{max} (composizione) =	3,947	cm⁴	J_{max} (composizione) =	3,947	cm⁴
J_{min} (composizione) =	890	cm⁴	J_{min} (composizione) =	1,796	cm⁴	J_{min} (composizione) =	1,796	cm⁴
Sp. piatto collegamento =	1.5	cm	Sp. piatto collegamento =	1.5	cm	Sp. piatto collegamento =	1.5	cm
Sp. profilo =	1.5	cm	Sp. profilo =	1.5	cm	Sp. profilo =	1.5	cm

Verifiche di stabilità di aste compresse			Verifiche di stabilità di aste compresse			Verifiche di stabilità di aste compresse		
	piano XX	piano YY		piano XX	piano YY		piano XX	piano YY
L0 =	342	342	L0 =	700	700	L0 =	424	424
i_min [cm] =	3.6	5.6	i_min [cm] =	4.6	6.8	i_min [cm] =	4.6	6.8
passo imbottiture =	54.3	cm	passo imbottiture =	68.5	cm	passo imbottiture =	68.5	cm
β =	1	1	β =	1	1	β =	1	1
λ geometrica =	94.3	61.1	λ geometrica =	153.2	103.3	λ geometrica =	92.8	62.6
fy [DaN/cm2] =	3550	3550	fy [DaN/cm2] =	3550	3550	fy [DaN/cm2] =	3550	3550
Ncr [DaN] =	158,136	376997.9	Ncr [DaN] =	75,976	166959.9	Ncr [DaN] =	207,082	455068.2
λ ^a =	1.234	0.8	λ ^a =	2.005	1.4	λ ^a =	1.214	0.8
Curva instabilità	b	b	Curva instabilità	b	b	Curva instabilità	b	b
α =	0.34	0.34	α =	0.34	0.34	α =	0.34	0.3
Φ =	1.438	0.9	Φ =	2.817	1.6	Φ =	1.410	0.9
χ =	0.460	0.7	χ =	0.209	0.4	χ =	0.470	0.7
Nb,Rd [daN] =	100,716	158,742	Nb,Rd [daN] =	57,901	111,733	Nb,Rd [daN] =	130,597	197,840
Nb,Ed [daN] =	7,745	7,745	Nb,Ed [daN] =	7,745	7,745	Nb,Ed [daN] =	105,552	105,552
NEd/NRd [daN] =	0.077	0.049	NEd/NRd [daN] =	0.134	0.069	NEd/NRd [daN] =	0.808	0.534
Verifiche a trazione			Verifiche a trazione			Verifiche a trazione		
n° fori =	2		n° fori =	2		n° fori =	2	
bulloni M	24	mm	bulloni M	24	mm	bulloni M	24	mm
gioco foro bullone	1.5	NTC	gioco foro bullone	1.5	NTC	gioco foro bullone	1.5	NTC
Φ foro =	2.6	cm	Φ foro =	2.6	cm	Φ foro =	2.6	cm
A_net =	60	cm ²	A_net =	78	cm ²	A_net =	78	cm ²
Nt,Rd =	221,091	DaN	Nt,Rd =	287,848	DaN	Nt,Rd =	287,848	DaN
β =	0.5196		β =	0.6137		β =	0.5196	
Nt,Rd prof ad L =	--	DaN	Nt,Rd prof ad L =	--	DaN	Nt,Rd prof ad L =	--	DaN
Nt,Ed =	7,745	DaN	Nt,Ed =	87,396	DaN	Nt,Ed =	105,552	DaN
Nt,Ed/Nt,Rd =	0.035		Nt,Ed/Nt,Rd =	0.304		Nt,Ed/Nt,Rd =	0.367	

Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio			Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio			Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio		
bulloni M	24	10.9	bulloni M	24	10.9	bulloni M	24	10.9
Disposizione bulloni / geo	quinconce	e	Disposizione bulloni	quinconce	d	Disposizione bulloni	quinconce	e
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
e1 [mm]	50	50	e1 [mm]	50	50	e1 [mm]	50	50
	OK	OK		OK	OK		OK	OK
e2 [mm]	55	55	e2 [mm]	45	45	e2 [mm]	55	55
	OK	OK		OK	OK		OK	OK
p1 [mm]	70	70	p1 [mm]	100	100	p1 [mm]	70	70
	OK	OK		OK	OK		OK	OK
p2 [mm]	210	210	p2 [mm]	45	45	p2 [mm]	210	210
	max 210	max 210		OK	OK		max 210	max 210
L [mm]	213	213	L [mm]	67	67	L [mm]	213	213
fub	10000	kg/cm2	fub	10000	kg/cm2	fub	10000	kg/cm2
Fv,s Rd	18,096	daN	Fv,s Rd	18,096	daN	Fv,s Rd	18,096	daN
Fv,s Rd_tot	36,191	daN	Fv,s Rd_tot	36,191	daN	Fv,s Rd_tot	36,191	daN
n° min taglio =	1	bulloni	n° min taglio =	3	bulloni	n° min taglio =	3	bulloni
Verifica a rifollamento piastra e profilo			Verifica a rifollamento piastra e profilo			Verifica a rifollamento piastra e profilo		
piastra	1.5	cm	piastra	1.5	cm	piastra	1.5	cm
profilo	1.5	cm	profilo	1.5	cm	profilo	1.5	cm
sp coprigiunto	0	cm	sp coprigiunto	0	cm	sp coprigiunto	0	cm
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
α _{est} =	0.65	0.65	α _{est} =	0.65	0.65	α _{est} =	0.65	0.65
α _{int} =	0.67	0.67	α _{int} =	1.00	1.00	α _{int} =	0.67	0.67
kest =	2.50	2.50	kest =	2.50	2.50	kest =	2.50	2.50
kint =	2.14	2.14	kint =	2.50	2.50	kint =	2.14	2.14
Fb, Rd (bordo) [DaN] =	24,000	48,000	Fb, Rd (bordo) [DaN] =	24,000	48,000	Fb, Rd (bordo) [DaN] =	24,000	48,000
Fb, Rd (interni) [DaN] =	20,934	41,868	Fb, Rd (interni) [DaN] =	36,720	73,440	Fb, Rd (interni) [DaN] =	20,934	41,868
F Rd, rifollamento =	20,934	DaN	F Rd, rifollamento =	24,000	DaN	F Rd, rifollamento =	20,934	DaN
n° min rifollamento =	1	minimo su piastra	n° min rifollamento =	4	minimo su piastra	n° min rifollamento =	6	minimo su piastra

19.2. TRAVERSI IN APPOGGIO

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



La sollecitazione dei traversi in appoggio deriva dalle azioni orizzontali (vento e sisma) e dalla azione trasmessa dalla longherina della soletta.

Per il sisma la sollecitazione massima nei diagonali è di 489 kN a cui vanno aggiunti le azioni trasmesse dalla longherina .

Mentre per il corrente inferiore la sollecitazione massima è di 584 kN in condizione SLU.

Htrave	2.5	sle	corrente	Diag	slu	corrente	Diag
	SLU/SLV		496.0		244.0	584.0	489.0
	longherina	949	586.0		754.0	796.5	1024.9
			1082.0		998.0	1380.5	1513.9

CORRENTE			DIAGONALE		
138,051	-138,051	SLU	151,392	-151,392	SLU
108,196	-102,260	SLE	99,799	-99,799	SLE variabile
RISULTATI			RISULTATI		
COMPRESSIONE	OK	0.549	COMPRESSIONE	OK	0.363
TRAZIONE	OK	0.273	TRAZIONE	OK	0.291
lunghezza dell'asta	700	cm	lunghezza dell'asta	425	cm
Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera		Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera	
profilo	L 150 x 15		profilo	L 150 x 15	
Tipo composizione	I		Tipo composizione	I	
Quattro angolari a croce			Quattro angolari a croce		
A (singolo profilo) =	43.02	cm ²	A (singolo profilo) =	43.02	cm ²
e _x (singolo profilo) =	4.25	cm	e _x (singolo profilo) =	4.25	cm
e _y (singolo profilo) =	4.25	cm	e _y (singolo profilo) =	4.25	cm
u (singolo profilo) =		cm	u (singolo profilo) =		cm
v (singolo profilo) =		cm	v (singolo profilo) =		cm
J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴
J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴
A (composizione) =	172.08	cm²	A (composizione) =	172	cm²
J_x (composizione) =	9,282	cm⁴	J_x (composizione) =	9,282	cm⁴
J_y (composizione) =	9,282	cm⁴	J_y (composizione) =	9,282	cm⁴
J_{max} (composizione) =	9,282	cm⁴	J_{max} (composizione) =	9,282	cm⁴
J_{min} (composizione) =	9,282	cm⁴	J_{min} (composizione) =	9,282	cm⁴
Sp. piatto collegamento =	3	cm	Sp. piatto collegamento =	3	cm
Sp. profilo =	1.5	cm	Sp. profilo =	1.5	cm

Verifiche di stabilità di aste compresse			Verifiche di stabilità di aste compresse		
	piano XX	piano YY		piano XX	piano YY
L0 =	700	700	L0 =	425	425
i _{min} [cm] =	7.3	7.3	i _{min} [cm] =	7.3	7.3
passo imbottiture =	110.2	cm	passo imbottiture =	110.2	cm
β =	1	1	β =	1	1
λ geometrica =	95.3	95.3	λ geometrica =	57.9	57.9
f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550	f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550
N _{cr} [DaN] =	392,604	392604.2	N _{cr} [DaN] =	1,065,058	1065057.7
λ ^Λ =	1.247	1.2	λ ^Λ =	0.757	0.8
Curva instabilità	b	b	Curva instabilità	b	b
α =	0.34	0.34	α =	0.34	0.3
Φ =	1.456	1.5	Φ =	0.882	0.9
χ =	0.453	0.5	χ =	0.750	0.8
N _{b,Rd} [daN] =	251,619	251,619	N _{b,Rd} [daN] =	416,717	416,717
N _{b,Ed} [daN] =	138,051	138,051	N _{b,Ed} [daN] =	151,392	151,392
N _{Ed} /N _{Rd} [daN] =	0.549	0.549	N _{Ed} /N _{Rd} [daN] =	0.363	0.363

Verifiche a trazione			Verifiche a trazione		
n° fori =	8		n° fori =	8	
bulloni M	27	mm	bulloni M	24	mm
gioco foro bullone	1.5	NTC	gioco foro bullone	1.5	NTC
Φ foro =	2.9	cm	Φ foro =	2.6	cm
A _{net} =	138	cm ²	A _{net} =	141	cm ²
Nt,Rd =	506,295	DaN	Nt,Rd =	519,515	DaN
β =	0.5526		β =	0.6137	
Nt,Rd prof ad L =	--	DaN	Nt,Rd prof ad L =	--	DaN
Nt,Ed =	138,051	DaN	Nt,Ed =	151,392	DaN
Nt,Ed/Nt,Rd =	0.273		Nt,Ed/Nt,Rd =	0.291	
Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio			Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio		
bulloni M	27	10.9	bulloni M	24	10.9
Disposizione bulloni	quinconce	c	Disposizione bulloni	quinconce	d
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
e1 [mm]	50	50	e1 [mm]	50	50
	OK	OK		OK	OK
e2 [mm]	45	45	e2 [mm]	45	45
	OK	OK		OK	OK
p1 [mm]	90	90	p1 [mm]	100	100
	OK	OK		OK	OK
p2 [mm]	45	45	p2 [mm]	45	45
	min 69	min 69		OK	OK
L [mm]	64	64	L [mm]	67	67
fub	10000	kg/cm2	fub	10000	kg/cm2
Fv,s Rd	22,902	daN	Fv,s Rd	18,096	daN
Fv,s Rd _{tot}	45,804	daN	Fv,s Rd _{tot}	36,191	daN
n° min taglio =	4	bulloni	n° min taglio =	5	bulloni

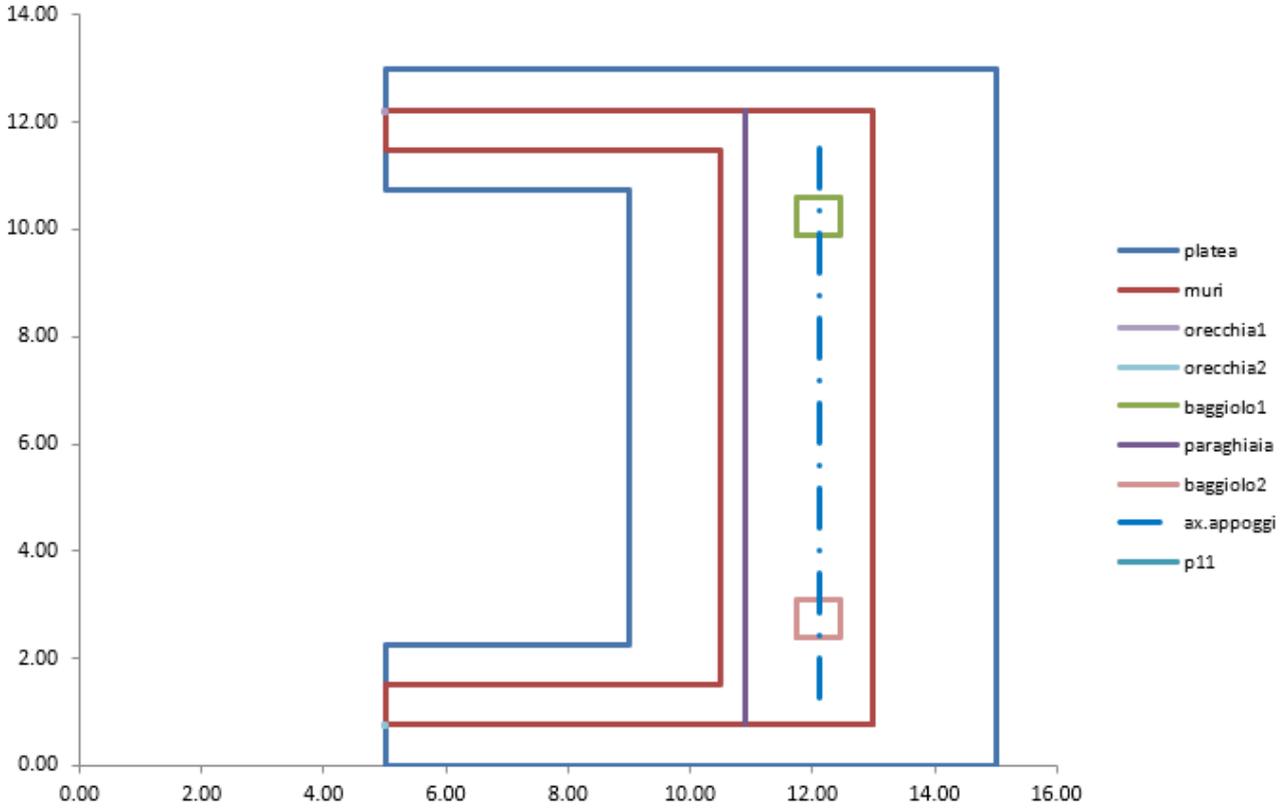
Verifica a rifollamento piastra e profilo			Verifica a rifollamento piastra e profilo		
piastra	3	cm	piastra	3	cm
profilo	1.5	cm	profilo	1.5	cm
sp coprigiunto	0	cm	sp coprigiunto	0	cm
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
α _{est} =	0.58	0.58	α _{est} =	0.65	0.65
α _{int} =	0.80	0.80	α _{int} =	1.00	1.00
k _{est} =	2.50	2.50	k _{est} =	2.50	2.50
k _{int} =	2.50	2.50	k _{int} =	2.50	2.50
Fb, Rd (bordo) [DaN] =	48,316	48,316	Fb, Rd (bordo) [DaN] =	48,000	48,000
Fb, Rd (interni) [DaN] =	66,313	66,313	Fb, Rd (interni) [DaN] =	73,440	73,440
F Rd,rifollamento =	48,316	DaN	F Rd,rifollamento =	48,000	DaN
n° min rifollamento =	3	minimo su piastra	n° min rifollamento =	4	minimo su piastra
Verifica di resistenza dei giunti ad attrito			Verifica di resistenza dei giunti ad attrito		
Verifica agli =	SLE	categoria B	Verifica agli =	SLE	categoria B
μ	0.3		μ	0.3	
A _{res} =	459	mm2	A _{res} =	353	mm2
F _{p,Cd} =	29,209	DaN	F _{p,Cd} =	22,464	DaN
F _{s,Rd} singola superficie =	8,763	DaN	F _{s,Rd} singola superficie =	6,739	DaN
F _{s,Rd} =	17,525	DaN	F _{s,Rd} =	13,478	DaN
Nt,Ed =	108,196	DaN	Nt,Ed =	99,799	DaN
n° min attrito =	7		n° min attrito =	8	

20. SPALLA

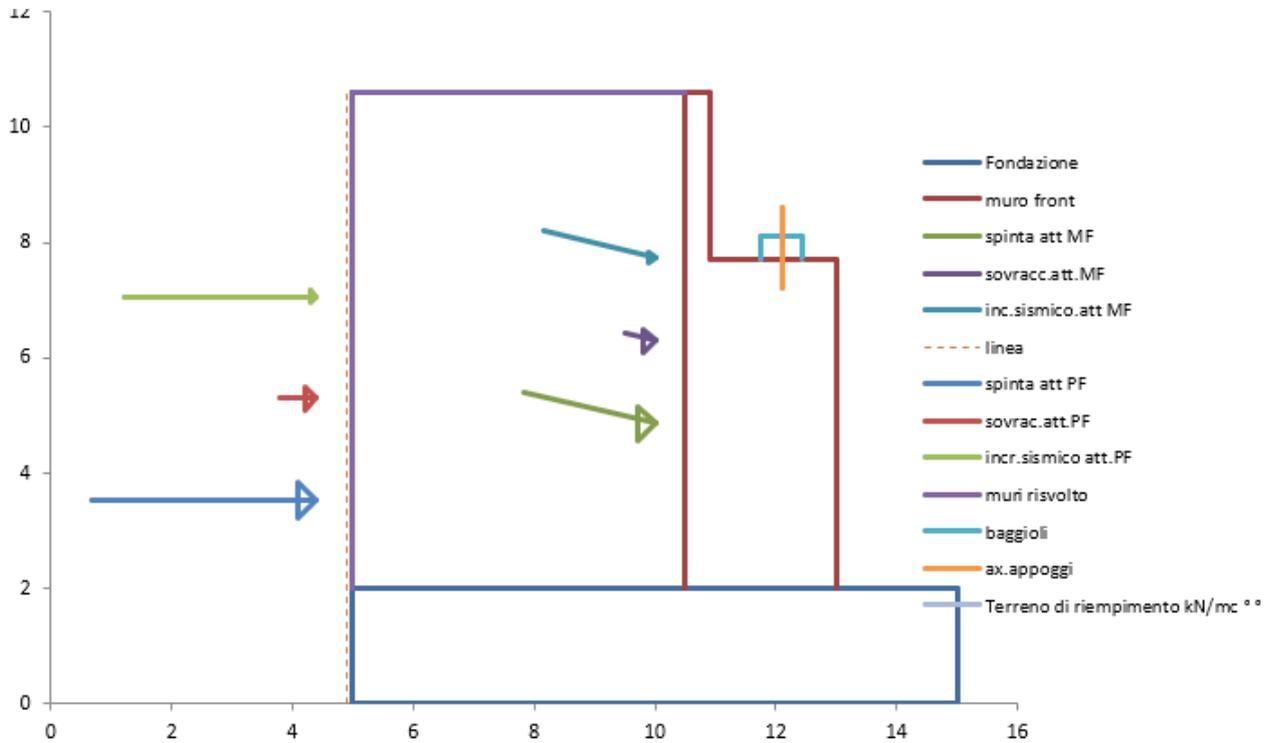
La spalla è costituita da un muro frontale con altezza di 5.7 m e spessore di 2.5m supportato su di un plinto di 2m di spessore fondato su micropali.

Geometria della spalla

Tipo Platea	a 'C'
Dimensione long. X	10.000
Dimensione trasv. Y	13.000
Spessore	2.000
Paraghiaia	
Altezza media	2.900
Spessore	0.400
Muro frontale	
Altezza	5.700
Spessore	2.500
Larghezza	11.440
Dist. bordo ant.	2.000
Baggioli	
N.	2
Altezza	0.400
Lunghezza	0.700
Larghezza	0.700
Pos. X appoggi	0.900
interasse	7.500
Muro andatore	
Altezza	8.600
Spessore testa - altezza	0.750
Spessore base - altezza	0.750
Spessore medio	0.750
Lunghezza	5.500
Terreno di riempimento	
γ	19.000
ϕ	35.000
Ang. attrito terra muro	23.33
Inclinazione terrapieno	0.000
Terreno di ricoprimento	
γ	0.010
Altezza min.	0.000
Carico sul rilevato	
p	20.000



1.2. SPINTE DEL TERRENO



Si considera pertanto un angolo di attrito di 40° per valutare la spinta del terreno.
 Per dimensionare la struttura si adotta la spinta statica a riposo secondo la teoria di wood.

Il coefficiente di spinta attiva risulta pari a:

$$k=1-\text{sen}\emptyset$$

	(Angoli in radianti)	(Angoli in gradi)	Coeff. Par.geotecnici		Caratteristiche terr.	
			M1	M2	M1	M2
g	19.000		1.00	1.00	19.000	19.000
ϕ	0.610865238	35.000	1.00	1.25	0.611	0.511
C'k	0		1.00	1.25	0.000	0.000
Cu	0		1.00	1.40	0.000	0.000
δ	0.407243492	23.333	1.00	1.25	0.407	0.332
$\theta+$	0.269	15.420				
$\theta-$	0.213	12.199				
ψ	1.571	90.000				
β	0.000	0.000				
Analisi	STATICA				M1	M2
	Coefficiente di spinta attiva		Ka		0.244	0.306
	Coefficiente di spinta a riposo		K0		0.426	0.511
	Coefficiente di spinta		Kh		1.245	1.434
	misto cementato					
Analisi sismica	SISMICA		MONONOBE OKABE			
	Coefficiente di spinta attiva		K _{as} (q+)		0.459	0.552
	Coefficiente di spinta attiva		K _{as} (q+)		0.399	0.482
					0.459	0.552

Il carico è applicato come pressione sugli elementi a circa 1/3 dalla fondazione.

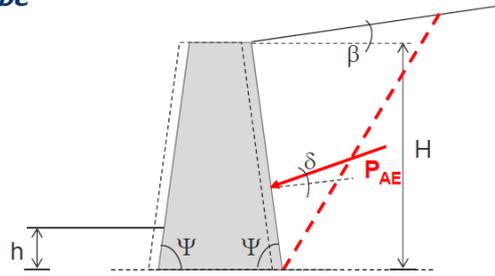
Azione sismica

In condizione sismica viene considerata anche la spinta valutata con la formulazione di Mononobe Okabe.

Soluzione di Mononobe-Okabe

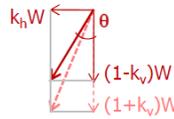
$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per forze dirette verso l'alto



$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$



L'azione sismica sulla struttura della spalla viene applicata con metodo pseudo statico

I coefficienti sismici **orizzontale e verticale, k_h e k_v** , sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ *accelerazione orizzontale massima al sito*
 a_g *accelerazione orizzontale massima al sito su terreno rigido*
 S_S e S_T *coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica*
 g *accelerazione di gravità*

β_m si ricava dalla

Tabella 7.11.II

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,31	0,31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,18

NB: per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi $\beta_m = 1$

Punto di applicazione dell'incremento di spinta dovuto al sisma:

- muro libero di ruotare o traslare → stesso punto di applicazione della spinta statica
- altri casi, in assenza di studi specifici → a metà altezza del muro

Considerando cautelativamente il coefficiente $\beta=1$.

Tabella riassuntiva dei parametri di spinta:

Parametri sismici			
Coefficiente $S=S_s \cdot S_t$	S	1.2	
Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	a_g	0.202	g
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito	a_{max}	0.242	g
Coefficiente di riduzione della accelerazione orizzontale massima	β	1	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.242	
Coefficiente sismico verticale	k_{v+}	0.121	
	k_{v-}	-0.121	
angolo	$\theta+$	15.42	°
	$\theta-$	12.20	°

Parametri desunti da "Spettri-NTOver.1.0.3." per lo SLV

Vale 1 se la struttura non si può spostare altrimenti vedere tabella 7.11.11

Il carico è applicato come pressione sugli elementi a circa 1/2 dalla fondazione.

Tabella riassuntiva delle spinte:

Azione orizzontali	Con spinta attiva				
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta sovr P.F.	592.8	742.9	5.30	3141.6	3937.6
Spinta sovr M.F.	480.9	602.8	4.30	2068.0	2591.9
Spinta sovr base MA	231.2 kN		4.30	994.2	
Spinta sovr sommità MA	177.4 kN		3.30	585.6	
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. P.F.	3391.54	4250.84	3.53	11983.4	15019.6
Incremento sismico PF	2971.08	3414.88	7.07	20995.7	24131.8
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. M.F.	1964.6	2462.3	2.87	5631.7	7058.6
Incremento sismico MF	1721.0	1978.1	5.73	9867.1	11341.0
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. Base.Paragh.	223.4	280.0	0.97	215.9	270.7
Incremento sismico BP	195.7	224.9	1.93	378.3	434.9

Con spinta a riposo					
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta sov P.F.	1034.2	1240.0	5.30	5481.2	6572.1
Spinta sov M.F.	839.1	1006.0	4.30	4326.0	4326.0
Spinta sov base MA	403.4 kN		4.30	1734.6	
Spinta sov sommità MA	309.6 kN		3.30	1021.6	
ATTIVA	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo P.F.	5917.2	7094.8	3.53	20907.6	25068.5
Incremento sismico PF	2971.1	3414.9	7.07	20995.7	24131.8
Spinta riposo. M.F.	3427.581006	4109.7	2.87	9825.7	11781.2
Incremento sismico MF					
Spinta riposo. Base.Paraghi	389.7506255	467.3	0.97	376.8	451.7
Incremento sismico B.P.					

Geometria palificata

Pali

numero pali	94
Diametro (mm)	300
n.file trasv.// asse X	13
n.file long.// Asse Y	10

file long.// Asse Y	n.pali	dist.bordo (m)	interasse (m)	Ascissa della fila (m)
Y1j	13	0.500	1.000	Xi1 0.500
Y2j	13	0.500	1.000	Xi2 1.500
Y3j	13	0.500	1.000	Xi3 2.500
Y4j	13	0.500	1.000	Xi4 3.500
Y5j	13	0.500	1.000	Xi5 4.500
Y6j	13	0.500	1.000	Xi6 5.500
Y7j	2	0.500	1.000	Xi7 6.500
Y8j	2	0.500	1.000	Xi8 7.500
Y9j	2	0.500	1.000	Xi8 8.500
Y10j	2	0.500	1.000	Xi8 9.500
Y11j	2	11.500	1.000	Xi8 6.500
Y12j	2	11.500	1.000	Xi8 7.500
Y13j	2	11.500	1.000	Xi8 8.500
Y14j	2	11.500	1.000	Xi8 9.500

6

Tabella riassuntiva delle masse strutturali della spalla:

Baricentro palificata o fond	3.851	6.500				
Elementi	Volumi (mc)	Pesi (kN)	X (m) - filo ant	Y (m)	Z (m)	MI (kNm)
Platea	192.000	4800.00	3.94	6.50	1.00	-18900.000
Muro frontale	163.020	4075.50	3.25	6.50	4.85	-13245.375
Baggioli	0.392	9.80	2.90	6.50	7.90	-28.420
Paraghiaia	13.270	331.76	4.30	6.50	9.15	-1426.568
Muri andatori	70.950	1773.75	7.25	6.50	6.30	-12859.688
Orecchie	0.000	0.00	10.01	6.50	10.60	-0.001
Terreno di riempimento	177.762	3555.24	6.02	6.50	6.30	-21389.490
Terreno di ricoprimento	10.088	0.10	5.46	6.50	2.50	-0.551
Struttura in c.a.		10990.81	4.23	6.50		-4133.740
Peso totale		14546.15	4.66	6.50		-11831.936
Peso sovraccarico		578.40	6.02	6.50		-1252.389
peso terreno		3555.34	6.02	6.50		-7698.196

CARICHI DERIVANTI DALL'IMPALCATO						
	Carichi	N (kN)	Ht (kN)	HI (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Peso proprio delle strutture	G1	2560.84				0.00
Carichi permanenti non strutturali	G2	1010.00				0.00
Spinte delle terre	G3_M1					
Ritiro e viscosità	ε₂	237.40		17.40		
Variazioni termiche	ε₃	63.80		77.40		0.00
Cedimenti	ε₄	33.00				
Mobili_MaxN	Q_MCmax	2128.53				3895.54
Mobili_Max Mtr	q_MCmax	1767.35				4747.16
Mobili_rilevato	Q_MCmin					
frenatura	q3			222.00		
forza centrifuga	q4		0.00			0.00
azione del vento	q5 (ponte scarico)	194.00	250.00			
azione del vento	q5 (ponte carico)	248.00	320.00			
Azione sismica	q6 (verticale)	356.00				
Azione sismica	q6 (longitudinale)	56.80		714.80		
Azione sismica	q6 (trasversale)	596.80	668.00			
Resistenze parassite vincolo	q7_p			0.00		
Resistenze parassite vincolo	q7_Q			0.00		
Urto di veicoli in svio	q8					
Altre azioni variabili	q9					
tipo di spinta	riposo					

SPALLA	AZIONI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE			(CARICHI NOMINALI)		
	P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
Descrizione	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G1-PP_TOT	13551.65				-4133.74	0.00
G2-PERMANENTI	1010.00				0.00	0.00
Spinta delle terre M1	3377.58		5917.25		17755.16	0.00
Spinta delle terre M2			7094.84		13594.32	
E1-DISTORSIONI						
E2-RITIRO	237.40		17.40		145.29	
E3-TERMICA-U	63.80		77.40		646.29	
E4-CEDIMENTI	33.00		77.40		646.29	
Mobili_MaxN	2128.53				0.00	3895.54
Mobili_Max Mtr	1767.35				0.00	4747.16
Mobili rilevato	578.40		1034.20		4228.85	
Q3-FRENATURA	0.00		222.00		1853.70	
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00				0.00
Q5-VENTO-C	248.00	320.00				2672.00
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	194.00	250.00				2087.50
Q7-ATTRITO-P			0.00		0.00	
Q7-ATTRITO-Q			0.00		0.00	
SLVX_T+	56.80	0.00	4197.70		22088.59	0.00
SLVX_T-	-56.80	0.00	-4197.70		-22088.59	0.00
SLVY_T+	596.80	4150.90	0.00		0.00	19986.84
SLVY_T-	-596.80	-4150.90	0.00		0.00	-19986.84
SLVV_T+	2097.45				684.16	
SLVV_T-	-2097.45				-684.16	

1.3. COMBINAZIONI PER GLI SLU PER LA VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

Con riferimento al §6.2.4.1.1 del NTC 2018, ed alle tabelle riportate nel seguito, si sono impiegate nei calcoli di verifica le seguenti combinazioni allo SLU.

Combinazione tipo A1:

$$1.3 \gamma_1 + 1.5 g_2 + 1.5 q$$

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Si riporta di seguito la tabella dei coefficienti di combinazione:

COND	SLE_COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)															
	SLE_R_P	SLE_T	SLE_VL	SLE_R_VS	SLE_R_VCI	SLE_R_VC2	SLE_R_VC2	SLE_R_1_1	SLE_R_1_2	SLE_R_1_3	SLE_R_2a_1	SLE_R_2a_2	SLE_R_2a_3	SLE_R_2b_1	SLE_R_2b_2	SLE_R_2b_3
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-TOTALE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA-U		1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP					1.00			1.00				1.00			1.00	
Max Mtr						1.00			1.00				1.00			1.00
Mobili rilevato					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q3-FRENATURA	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q5-VENTO-C	0.00			0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Q5-VENTO-LONG		0.60	1.00													
Q5-VENTO-S	0.00			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T-	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T+	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T-	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T+	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T-	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

comb.num.	17	18	19	20	21	22	23	24
	SLE_FREQUENTE E QUASI PERMANENTE							
COND	SLE_F_P	SLE_F_VS	SLE_F_VC1	SLE_F_VC2	SLE_F_VC3	SLE_F_1_1	SLE_F_1_2	SLE_F_1_3
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-TOTALE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA-U		0.50	0.60	0.00	0.50	0.50	0.60	0.50
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP			1.00			1.00		
Max Mtr				1.00			1.00	
Mobili rilevato			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Q5-VENTO-LONG								
Q5-VENTO-S	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

comb.num.	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
	SLU_STR(A1)																
COND	SLU_P1	SLU_P2	SLU_T	SLU_VL	SLU_VS	SLU_VC1	SLU_VC2	SLU_VC3	SLU_1_1	SLU_1_2	SLU_1_3	SLU_2a1	SLU_2a2	SLU_2a3	SLU_2b1	SLU_2b2	SLU_2b3
	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1-TOTALE	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
G2-PERMANENTI	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Spinta delle terre M1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Spinta delle terre M2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E1-DISTORSIONI	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E2-RITIRO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E3-TERMICA-U	0.00	0.00	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
E4-CEDIMENTI	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
MaxP								1.01			1.50			0.90			0.90
Max Mtr									1.01			1.50		0.90			0.90
Mobili rilevato							1.01	1.01	1.01	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Q5-VENTO-LONG			0.90	1.50													
Q5-VENTO-S	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

comb.num.	42	43	44	45	46	47
	SLU_SISMICA					
COND	SLU_SL1	SLU_SL2	SLU_ST1	SLU_ST2	SLU_V1	SLU_V2
	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00
G1-TOTALE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA-U	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP						
Max Mtr						
Mobili rilevato						
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
SLVX_T-	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30
SLVY_T+	0.30	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
SLVY_T-	0.00	0.30		1.00	0.00	0.30
SLVW_T+	0.30	0.00	0.30		1.00	0.00
SLVW_T-	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	1.00

comb.num.	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64
	SLU_GEO (A2)																
COND	SLU_G_P1	SLU_G_P2	SLU_G_T	SLU_G_VL	SLU_G_VS	SLU_G_VC1	SLU_G_VC2	SLU_G_VC3	SLU_G_1_1	SLU_G_1_2	SLU_G_1_3	SLU_G_2a1	SLU_G_2a2	SLU_G_2a3	SLU_G_2b1	SLU_G_2b2	SLU_G_2b3
	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00
G1-TOTALE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta delle terre M2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA-U			1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP								1.15				1.15				1.15	
Max Mtr										1.15				1.15			1.15
Mobili rilevato								1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	1.15	1.15
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	1.30	1.30	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
Q5-VENTO-LONG			0.78	1.30													
Q5-VENTO-S	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVW_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVW_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riporta di seguito le azioni combinate sul piano di fondazione nel baricentro della palificata:

SPALLA		AZIONI INTRADOSSO FOND					
		P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1	SLS_R_P	18210	0	6012	0	14413	0
2	SLS_T	18273	0	6089	0	15059	0
3	SLS_VL	18248	0	6058	0	14801	0
4	SLS_R_VS	18442	250	6058	0	14801	2088
5	SLS_R_VC1	21203	320	7093	0	19030	6568
6	SLS_R_VC2	20842	320	7093	0	19030	7419
7	SLS_R_VC2	19074	320	7093	0	19030	2672
8	SLS_R_1_1	21104	192	7093	0	19030	5499
9	SLS_R_1_2	20742	192	7093	0	19030	6350
10	SLS_R_1_3	18975	192	7093	0	19030	1603
11	SLS_R_2a_1	21104	192	7315	0	20883	5499
12	SLS_R_2a_2	20742	192	7315	0	20883	6350
13	SLS_R_2a_3	18975	192	7315	0	20883	1603
14	SLS_R_2b_1	21104	192	7093	0	19030	5499
15	SLS_R_2b_2	20742	192	7093	0	19030	6350
16	SLS_R_2b_3	18975	192	7093	0	19030	1603
17	SLS_F_P	18210	0	6012	0	14413	0
18	SLS_F_VS	18280	50	6051	0	14736	418
19	SLS_F_VC1	21004	64	7093	0	19030	4430
20	SLS_F_VC2	20605	64	7046	0	18642	5282
21	SLS_F_VC3	18870	64	7085	0	18965	534
22	SLS_F_1_1	20998	64	7085	0	18965	4430
23	SLS_F_1_2	20643	64	7093	0	19030	5282
24	SLS_F_1_3	18870	64	7085	0	18965	534
25	ULS_P1	23847	0	7806	0	18658	0
26	ULS_P2	23847	0	7806	0	18658	0
27	ULS_T	23924	0	7899	0	19433	0
28	ULS_VL	23893	0	7862	0	19123	0
29	ULS_VS	24184	375	7862	0	19123	3131
30	ULS_VC1	27006	480	8909	0	23405	7952
31	ULS_VC2	26640	480	8909	0	23405	8815
32	ULS_VC3	24851	480	8909	0	23405	4008
33	ULS_1_1	28177	288	9413	0	25466	8248
34	ULS_1_2	27635	288	9413	0	25466	9526
35	ULS_1_3	24984	288	9413	0	25466	2405
36	ULS_2a1	26553	288	9126	0	25710	5911
37	ULS_2a2	26228	288	9126	0	25710	6677
38	ULS_2a3	24637	288	9126	0	25710	2405
39	ULS_2b1	26553	288	8793	0	22929	5911
40	ULS_2b2	26228	288	8793	0	22929	6677
41	ULS_2b3	24637	288	8793	0	22929	2405
42	ULS_SL1	19107	1245	10248	0	37030	5996
43	ULS_SL2	17376	-1245	1853	0	-7558	-5996
44	ULS_ST1	19485	4151	7310	0	21568	19987

45	ULS_ST2		16998	-4151	4791	0	7904	-19987
46	ULS_V1		20535	1245	7310	0	22047	5996
47	ULS_V2		15948	-1245	4791	0	7425	-5996
48	ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)	14832	0	7190	0	10252	0
49	ULS_G_P2		14832	0	7190	0	10252	0
50	ULS_G_T		14896	0	7267	0	10898	0
51	ULS_G_VL		14870	0	7236	0	10640	0
52	ULS_G_VS		15123	325	7236	0	10640	2714
53	ULS_G_VC1		18306	416	8425	0	15503	7953
54	ULS_G_VC2		17890	416	8425	0	15503	8933
55	ULS_G_VC3		15858	416	8425	0	15503	3474
56	ULS_G_1_1		18177	250	8425	0	15503	6564
57	ULS_G_1_2		17761	250	8425	0	15503	7543
58	ULS_G_1_3		15729	250	8425	0	15503	2084
59	ULS_G_2a1		18177	250	8681	0	17635	6564
60	ULS_G_2a2		17761	250	8681	0	17635	7543
61	ULS_G_2a3		15729	250	8681	0	17635	2084
62	ULS_G_2b1		18177	250	8425	0	15503	6564
63	ULS_G_2b2		17761	250	8425	0	15503	7543
64	ULS_G_2b3		15729	250	8425	0	15503	2084

Le azioni in testa ai pali sono valutate per ogni combinazione secondo la seguente formulazione:

$$N_{palo} = N / (\text{num pali}) + (M_{t_{trasv}} / W_{trasv}) + (M_{l_{long}} / W)$$

Lo sforzo di taglio viene ripartito tra tutti i pali.

Azioni in testa palo

Azioni sui singoli pali

Comb.	N max (kN)	N min (kN)	T max (kN)		
1	277.077	53.202	63.958	SLS_R_P	SLS_characteristic combination
2	281.494	47.579	64.781	SLS_T	
3	279.727	49.828	64.452	SLS_VL	
4	289.718	43.965	64.507	SLS_R_VS	
5	360.561	15.095	75.531	SLS_R_VC1	
6	359.952	8.019	75.531	SLS_R_VC2	
7	323.123	7.244	75.531	SLS_R_VC2	
8	355.446	18.098	75.482	SLS_R_1_1	
9	354.838	11.022	75.482	SLS_R_1_2	
10	318.009	10.248	75.482	SLS_R_1_3	
11	366.167	0.026	77.843	SLS_R_2a_1	
12	365.559	-7.050	77.843	SLS_R_2a_2	
13	328.730	-7.825	77.843	SLS_R_2a_3	
14	355.446	18.098	75.482	SLS_R_2b_1	
15	354.838	11.022	75.482	SLS_R_2b_2	

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti

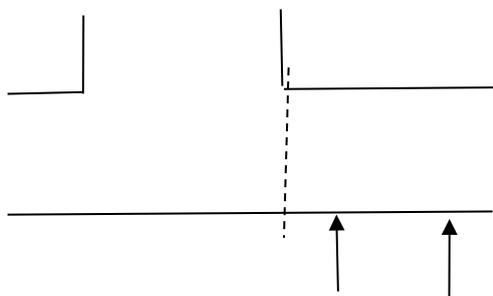


16	318.009	10.248	75.482	SLS_R_2b_3	SLS_frequent and quasi-permanent combination
17	277.077	53.202	63.958	SLS_F_P	
18	281.284	49.218	64.372	SLS_F_VS	
19	350.332	21.102	75.457	SLS_F_VC1	
20	347.074	17.399	74.963	SLS_F_VC2	
21	312.454	13.813	75.375	SLS_F_VC3	
22	349.891	21.664	75.375	SLS_F_1_1	
23	349.724	14.026	75.457	SLS_F_1_2	
24	312.454	13.813	75.375	SLS_F_1_3	
25	361.604	71.795	83.045	ULS_P1	ULS_STR (A1)
26	361.604	71.795	83.045	ULS_P2	
27	366.904	65.049	84.033	ULS_T	
28	364.784	67.747	83.637	ULS_VL	
29	379.771	58.952	83.732	ULS_VS	
30	452.860	28.919	94.914	ULS_VC1	
31	452.244	21.755	94.914	ULS_VC2	
32	414.955	20.970	94.914	ULS_VC3	
33	478.363	20.152	100.187	ULS_1_1	
34	477.450	9.538	100.187	ULS_1_2	
35	422.207	8.376	100.187	ULS_1_3	
36	453.615	9.379	97.130	ULS_2a1	
37	453.068	3.010	97.130	ULS_2a2	
38	419.922	2.313	97.130	ULS_2a3	
39	437.534	36.487	93.589	ULS_2b1	
40	436.986	30.119	93.589	ULS_2b2	
41	403.841	29.422	93.589	ULS_2b3	
42	440.196	-180.527	109.828	ULS_SL1	ULS SEISMIC
43	281.309	118.376	23.751	ULS_SL2	
44	407.921	-78.891	89.429	ULS_ST1	
45	302.449	27.873	67.440	ULS_ST2	
46	368.737	-19.255	78.887	ULS_V1	
47	235.374	74.497	52.666	ULS_V2	
48	217.081	57.836	76.486	ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)
49	217.081	57.836	76.486	ULS_G_P2	
50	221.498	52.213	77.309	ULS_G_T	
51	219.731	54.462	76.980	ULS_G_VL	
52	232.720	46.840	77.057	ULS_G_VS	
53	314.607	13.393	89.741	ULS_G_VC1	
54	313.908	5.255	89.741	ULS_G_VC2	
55	271.555	4.364	89.741	ULS_G_VC3	
56	307.959	17.297	89.671	ULS_G_1_1	
57	307.259	9.159	89.671	ULS_G_1_2	
58	264.906	8.269	89.671	ULS_G_1_3	
59	320.288	-3.486	92.386	ULS_G_2a1	
60	319.589	-11.624	92.386	ULS_G_2a2	
61	277.235	-12.515	92.386	ULS_G_2a3	
62	307.959	17.297	89.671	ULS_G_2b1	
63	307.259	9.159	89.671	ULS_G_2b2	
64	264.906	8.269	89.671	ULS_G_2b3	

Per le verifiche fare riferimento alla relazione delle fondazioni

20.1. VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Per la verifica del plinto di fondazione si adotta il momento indotto sulla mensola anteriore generato dalla sommatoria degli sforzi normali sulle prime due file di micropali.



Lo sforzo massimo sui pali anteriori è generato nella combinazione:

comb. **NMAX SLU**
 33 478.363

Si riporta la distribuzione degli sforzi nella combinazione 33.

		Sollecitazioni su ciascun palo - combinazione 33.000												
Fila trasv 1	P1-1	P1-2	P1-3	P1-4	P1-5	P1-6	P1-7	P1-8	P1-9	P1-10	P1-11	P1-12	P1-13	
N	478	473	468	463	457	452	447	442	437	431	426	421	416	
T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Fila trasv 2	P2-1	P2-2	P2-3	P2-4	P2-5	P2-6	P2-7	P2-8	P2-9	P2-10	P2-11	P2-12	P2-13	
N	434	429	424	419	414	408	403	398	393	387	382	377	372	
T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Fila trasv 3	P3-1	P3-2	P3-3	P3-4	P3-5	P3-6	P3-7	P3-8	P3-9	P3-10	P3-11	P3-12	P3-13	
N	390	385	380	375	370	364	359	354	349	343	338	333	328	
T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Fila trasv 4	P4-1	P4-2	P4-3	P4-4	P4-5	P4-6	P4-7	P4-8	P4-9	P4-10	P4-11	P4-12	P4-13	
N	347	341	336	331	326	320	315	310	305	300	294	289	284	
T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Fila trasv 5	P5-1	P5-2	P5-3	P5-4	P5-5	P5-6	P5-7	P5-8	P5-9	P5-10	P5-11	P5-12	P5-13	
N	303	297	292	287	282	276	271	266	261	256	250	245	240	
T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
Fila trasv 6	P6-1	P6-2	P6-3	P6-4	P6-5	P6-6	P6-7	P6-8	P6-9	P6-10	P6-11	P6-12	P6-13	
N	259	253	248	243	238	233	227	222	217	212	206	201	196	
T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	

La sommatoria delle azioni del primo allineamento è pari a 5812 kN, mentre quelle del secondo sono 5240 kN.

A queste sollecitazioni corrisponde un momento sul plinto di fondazione pari a $5812 \times 1.5 + 5240 \times 0.5 = 11337$ kNm cui corrisponde una sollecitazione per unità di lunghezza pari a $11337/13 = 872$ kNm

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente in una sezione armata con 1Ø20/20 superiore ed 1Ø20/20 superiore ha un momento resistente pari a 1185 kNm > Med=872 kNm.

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	195

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M M_{xRd} 1,185 kN m
 σ_c -16.93 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.874 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 195 cm
 \times 5.267 x/d 0.02701
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

20.2. VERIFICA DEL MURO FRONTALE

AZIONI ALLA BASE DEL MURO FRONTALE

(CARICHI NOMINALI)

SPALLA	P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
SLE_R_1	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G1-PP_TOT	6977.90				551.38	0.00
G2-PERMANENTI	1010.00				353.50	0.00
Spinta delle terre M1	0.00		1964.56		5631.73	0.00
Spinta delle terre M2						
E1-DISTORSIONI						
E2-RITIRO	237.40				83.09	
E3-TERMICA-U	63.80				22.33	
E4-CEDIMENTI	33.00				11.55	
Mobili_MaxN	2128.53				744.99	3895.54
Mobili_Max Mtr	1767.35				618.57	4747.16
Mobili_rilevato	0.00				0.00	
Q3-FRENATURA	0.00		222.00		1265.40	
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00				0.00
Q5-VENTO-C	248.00	320.00				1824.00
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	194.00	250.00				1425.00
Q7-ATTRITO-P			0.00		0.00	

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Q7-ATTRITO-Q			0.00		0.00	
SLVX_T+	56.80	0.00	1785.50		11628.87	0.00
SLVX_T-	-56.80	0.00	-1785.50		-11628.87	0.00
SLVY_T+	596.80	1738.70	0.00		0.00	11230.60
SLVY_T-	-596.80	-1738.70	0.00		0.00	-11230.60
SLVV_T+	891.35				82.80	
SLVV_T-	-891.35				-82.80	

Si riportano le azioni combinate alla base del muro frontale

		P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
SLS_R_P	SLS_characteristic combination	8258	0	1965	0	6631	0
SLS_T		8322	0	1965	0	6654	0
SLS_VL		8297	0	1965	0	6645	0
SLS_R_VS		8491	250	1965	0	6645	1425
SLS_R_VC1		10673	320	1965	0	7390	5720
SLS_R_VC2		10312	320	1965	0	7263	6571
SLS_R_VC2		8545	320	1965	0	6645	1824
SLS_R_1_1		10574	192	1965	0	7390	4990
SLS_R_1_2		10213	192	1965	0	7263	5842
SLS_R_1_3		8445	192	1965	0	6645	1094
SLS_R_2a_1		10574	192	2187	0	8655	4990
SLS_R_2a_2		10213	192	2187	0	8529	5842
SLS_R_2a_3		8445	192	2187	0	7910	1094
SLS_R_2b_1		10574	192	1965	0	7390	4990
SLS_R_2b_2		10213	192	1965	0	7263	5842
SLS_R_2b_3		8445	192	1965	0	6645	1094
SLS_F_P	SLS_frequent and quasi-permanent combination	8258	0	1965	0	6631	0
SLS_F_VS		8329	50	1965	0	6642	285
SLS_F_VC1		10475	64	1965	0	7390	4260
SLS_F_VC2		10075	64	1965	0	7250	5112
SLS_F_VC3		8340	64	1965	0	6642	365
SLS_F_1_1		10468	64	1965	0	7387	4260
SLS_F_1_2		10114	64	1965	0	7263	5112
SLS_F_1_3	8340	64	1965	0	6642	365	
ULS_P1	ULS_STR (A1)	10911	0	2554	0	8682	0
ULS_P2		10911	0	2554	0	8682	0
ULS_T		10987	0	2554	0	8709	0
ULS_VL		10957	0	2554	0	8698	0
ULS_VS		11248	375	2554	0	8698	2138
ULS_VC1		13484	480	2554	0	9452	6680
ULS_VC2		13118	480	2554	0	9324	7543
ULS_VC3		11329	480	2554	0	8698	2736
ULS_1_1		14373	288	2554	0	9815	7485

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



ULS_1_2		13831	288	2554	0	9626	8762
ULS_1_3		11180	288	2554	0	8698	1642
ULS_2a1		13096	288	2887	0	11267	5148
ULS_2a2		12771	288	2887	0	11153	5914
ULS_2a3		11180	288	2887	0	10596	1642
ULS_2b1		13096	288	2554	0	9368	5148
ULS_2b2		12771	288	2554	0	9255	5914
ULS_2b3		11180	288	2554	0	8698	1642
ULS_SL1	ULS SEISMIC	8793	522	3750	0	18296	3369
ULS_SL2		7787	-522	179	0	-5011	-3369
ULS_ST1		9171	1739	2500	0	10156	11231
ULS_ST2		7409	-1739	1429	0	3129	-11231
ULS_V1		9378	522	2500	0	10214	3369
ULS_V2		7203	-522	1429	0	3071	-3369
ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)	8258	0	0	0	1000	0
ULS_G_P2		8258	0	0	0	1000	0
ULS_G_T		8322	0	0	0	1022	0
ULS_G_VL		8297	0	0	0	1013	0
ULS_G_VS		8549	325	0	0	1013	1853
ULS_G_VC1		11067	416	0	0	1870	6851
ULS_G_VC2		10651	416	0	0	1724	7830
ULS_G_VC3		8619	416	0	0	1013	2371
ULS_G_1_1		10938	250	0	0	1870	5903
ULS_G_1_2		10522	250	0	0	1724	6882
ULS_G_1_3		8490	250	0	0	1013	1423
ULS_G_2a1		10938	250	255	0	3325	5903
ULS_G_2a2		10522	250	255	0	3179	6882
ULS_G_2a3		8490	250	255	0	2468	1423
ULS_G_2b1		10938	250	0	0	1870	5903
ULS_G_2b2		10522	250	0	0	1724	6882
ULS_G_2b3		8490	250	0	0	1013	1423

Il momento ultimo massimo è pari a 18296 kNm su tutta la larghezza del muro cui corrisponde un momento specifico di $18296/11.44=1599.3$ kNm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente in una sezione armata co 1Ø20/20 anteriore ed 1Ø24/20 posteriore ha un momento resistente pari a 2142 kNm > Med=1599 kNm.

Titolo: _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	22.62	245

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd 2,142 kN m
 σ_c -16.94 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.881 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 245 cm
 x 6.641 x/d 0.02711
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

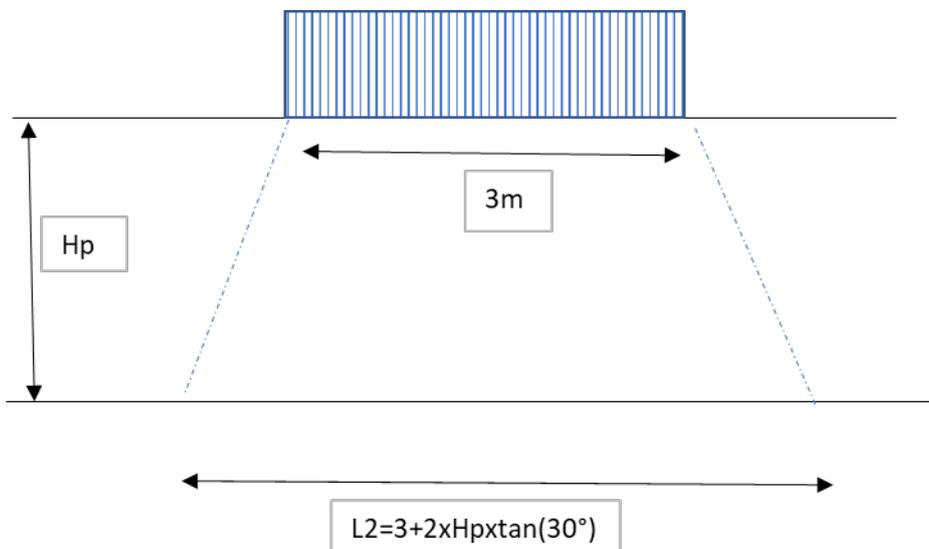
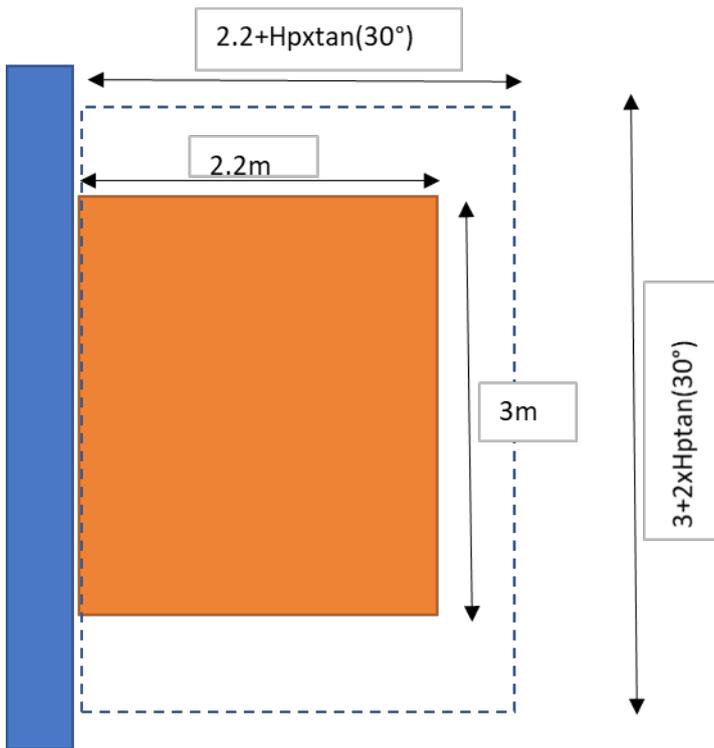
N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

20.3. VERIFICA DEL PARAGHIAIA

L'altezza massima del paraghiaia H_p è pari circa a 3.20m, con uno spessore di 40cm.

Le azioni applicate al paraghiaia sono le seguenti:

- peso proprio
- spinta terreno a riposo applicata ad 1/3 dell'altezza del paraghiaia
- spinta sovraccarico 20 kN/m² a tergo paraghiaia valore che corrisponde circa alla pressione che si ottiene ripartendo l'asse che resta sul rilevato pari a 300 kN sui di una superficie di lato pari a $3+2 \times H_p \tan(30^\circ) = 5.3m$ e $2.2+H_p \tan(30^\circ) = 3.35$ ipotizzando una diffusione a 30° all'interno del corpo del rilevato (rif.C5.1.3.3.5.1 circolare NTC).



Applicata a metà altezza del paraghiaia.

-azione di frenamento di 180 kN in orizzontale e un'asse da 150 kN in verticale (rif. C5.1.3.3.5.2 circolare NTC)

La sezione resistente del paraghiaia alla base viene considerata larga 5.3m ipotizzando una larghezza ripartita a 45° ($2.3 + 2 \times H_p \tan(45^\circ)$)

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Vengono considerate due combinazione di carico:

- Con il sovraccarico a tergo del paraghiaia
- Con l'azione di frenamento ed il carico di un asse agente sul paraghiaia

distanza assi	2.3	m
altezza paraghiaia Hp	3.2	m
Impronte diffusione carico (L2 L1) (m)	6.70	4.05
pressione equivalente carico	22.14	kN/m ²

larghezza paraghiaia alla base	6.70	m
angolo attrito terreno riempimento	35	°
Coeff.spinta	0.426	

combinazione 1			N	M (kNm)		Mslu	Nslu
spinta terreno	277.7	kN		266.6	1.3	346.6	
Sovraccarico	202.3	KN		323.6	1.5	485.5	
Peso del paraghiaia e della mensola			214.2		1.00		214.2
totali						832.1	214.2

Combinazione 2				M (kNm)		Mslu	Nslu
Azione di frenamento	180	kN		576	1.5	864	
Asse sul paraghiaia			225		1.5		337.5
Peso del paraghiaia e della mensola			214.2		1		214.2
totali						864.0	551.7

Comb1 $M=832.1/6.7=124$ kNm/m

$N=214.2/6.7=31$ kN/m

Comb2 $M=864/6.7=129$ kNm/m

$N=551.7/6.7=82.3$ kN/m

Il setto del paraghiaia è armato in modo simmetrico con 5Ø20/m all'interno e 5Ø16/m all'esterno.

Combinazione slu1

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5
			2	15.71	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Materiali
B450C C30/37
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Combinazione slu2

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5
			2	15.71	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Materiali
B450C C30/37
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

20.4. VERIFICA DEL MURO DI RISVOLTO

Per la verifica del muro di risvolto si adottano gli schemi a lastra incastrata su due lati soggetta a carico uniforme (sovraccarico) ed a carico con distribuzione triangolare (terreno) (rif. "Calcolo di lastre e piastre" R.Bares ed.clup).

In base alla geometria del muro si possono ottenere dei coefficienti moltiplicativi da applicare alle grandezze Carico x lunghezza².

Il carico viene valutato attraverso la ripartizione del carico tandem utilizzata per il dimensionamento del paraghiaia considerato affiancato al muro.

distanza assi	2.3	m
altezza muro b	9	m
Impronte diffusione carico (L2 L1) (m)	13.39	7.40
pressione equivalente carico	6.06	kN/m ²
pressione alla base terreno	171	kN/m ²
larghezza muro a	5.30	m
angolo attrito terreno riempimento	35	°
Coeff.spinta	0.426	
pressione spinta sovraccarico	2.583041	kN/m ²
pressione spinta terreno	72.91843	kN/m ²
Rapporto dimensionale a/b	0.588889	

Lato verticale (mx1)	Sovraccarico		terreno	
fattore moltiplicativo	72.6	kNm ²	2048.3	kNm ²
Coefficiente di incastro	-0.4018		-0.0863	
Momento massimo di incastro superiore	-29.2	kNm/m	-176.8	kNm/m

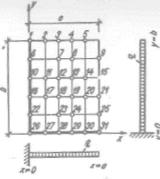
Lato di base orizzontale (my31)	Sovraccarico		terreno	
fattore moltiplicativo	209.2	kNm ²	5906.4	kNm ²
Coefficiente di incastro	-0.1415		-0.0670	
Momento massimo di incastro alla base	-29.6	kNm/m	-396.0	kNm/m

I valori vengono interpolati

Rapporto dimensionale a/b	sovracc.		spinta	
	Mx1	My30	Mx1	My30
0.5	0.4296	0.1051	0.0884	0.0546
0.75	0.3513	0.2076	0.0826	0.0896
0.589	0.40176	0.141544	0.086338	0.067044

Tab. 1.41'

$\mu = 0,20$
 $\gamma = \frac{a}{b}$
 $M_{22} = -\mu M_{20}$
 $M_{30} = -\mu M_{20}$

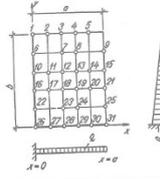


γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{11}	-0,4925	-0,4752	-0,4565	-0,4296	-0,3513	-0,2949	qa ²
M_{12}	-0,3135	-0,3078	-0,2895	-0,2552	-0,1692	-0,1046	
M_{13}	-0,1792	-0,1728	-0,1550	-0,1216	-0,0529	-0,0146	
M_{14}	-0,0768	-0,0753	-0,0605	-0,0340	-0,0105	+0,0268	
M_{15}	-0,0192	-0,0176	-0,0085	+0,0068	+0,0288	+0,0324	
M_{10}	-0,4992	-0,4815	-0,4286	-0,3596	-0,2342	-0,1724	
M_{11}	-0,3200	-0,3008	-0,2532	-0,1980	-0,1103	-0,0643	
M_{12}	-0,1792	-0,1616	-0,1252	-0,0876	-0,0345	-0,0097	
M_{13}	-0,0768	-0,0673	-0,0427	-0,0212	+0,0041	+0,0132	
M_{14}	-0,0192	-0,0128	-0,0014	+0,0072	+0,0140	+0,0141	
M_{15}	-0,4925	-0,4320	-0,3400	-0,2580	-0,1468	-0,1033	
M_{16}	-0,3135	-0,2560	-0,1884	-0,1336	-0,0670	-0,0384	
M_{17}	-0,1728	-0,1296	-0,0855	-0,0548	-0,0213	-0,0069	
M_{18}	-0,0768	-0,0465	-0,0228	-0,0108	-0,0002	+0,0032	
M_{19}	-0,0192	-0,0032	+0,0050	+0,0064	+0,0046	+0,0023	
R_{11}	+0,9728	+0,9060	+0,8722	+0,9194	+1,1050	+1,1828	
R_{16}	+1,0101	+1,0552	+1,1020	+1,1140	+1,0433	+0,9335	
R_{10}	+1,0020	+1,0156	+1,0120	+0,9548	+0,7567	+0,9548	
R_{16}	+1,0032	+1,0228	+0,9170	+0,7796	+0,5217	+0,3699	
R_{22}	+0,9649	+0,7328	+0,4700	+0,2844	+0,0988	+0,0548	
R_{26}	+0,0321	+0,0100	-0,0414	-0,0802	-0,0930	-0,0887	

γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{17}	-0,0006	-0,0020	-0,0031	-0,0028	+0,0001	+0,0023	qb ²
M_{12}	-0,0006	-0,0018	-0,0020	-0,0004	+0,0034	+0,0032	
M_{18}	-0,0005	-0,0010	0	+0,0014	+0,0005	-0,0069	
M_{23}	-0,0003	+0,0002	-0,0003	-0,0035	-0,0176	-0,0384	
M_{28}	-0,0023	-0,0086	-0,0168	-0,0296	-0,0623	-0,1033	
R_{18}	-0,0003	-0,0007	+0,0002	+0,0032	+0,0106	+0,0141	
M_{19}	-0,0002	-0,0004	+0,0018	+0,0063	+0,0139	+0,0132	
M_{15}	-0,0002	+0,0006	+0,0036	+0,0065	+0,0042	-0,0097	
M_{24}	+0,0001	+0,0015	+0,0007	-0,0051	-0,0296	-0,0643	
M_{29}	-0,0043	-0,0158	-0,0307	-0,0541	-0,1104	-0,1724	
M_{19}	0	+0,0005	+0,0037	+0,0105	+0,0257	+0,0324	
M_{15}	0	+0,0010	+0,0040	+0,0145	+0,0279	+0,0268	
M_{21}	+0,0001	+0,0024	+0,0078	+0,0122	+0,0077	-0,0146	
M_{25}	+0,0004	+0,0030	+0,0012	-0,0088	-0,0501	-0,1046	
M_{31}	-0,0083	-0,0304	-0,0589	-0,1051	-0,2076	-0,2949	
R_{26}	+0,0041	+0,0025	-0,0155	-0,0401	-0,0698	-0,0887	
R_{27}	-0,0062	-0,0058	-0,0080	+0,0011	+0,0333	+0,0548	
R_{28}	+0,0503	+0,0998	+0,1135	+0,1576	+0,2595	+0,3699	
R_{29}	+0,1060	+0,2009	+0,2213	+0,3024	+0,4574	+0,5948	
R_{30}	+0,2029	+0,3764	+0,4296	+0,5696	+0,7928	+0,9335	
R_{31}	+0,3120	+0,5716	+0,6709	+0,8739	+1,1288	+1,1828	

Tab. 1.97'

$\mu = 0,20$
 $\gamma = \frac{a}{b}$
 $M_{20} = -\mu M_{22}$
 $M_{30} = -\mu M_{22}$



γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{11}	-0,0448	-0,0688	-0,0818	-0,0884	-0,0826	-0,0662	qa ²
M_{12}	-0,0384	-0,0660	-0,0676	-0,0668	-0,0478	-0,0291	
M_{13}	-0,0256	-0,0416	-0,0469	-0,0400	-0,0190	-0,0056	
M_{14}	-0,0128	-0,0256	-0,0263	-0,0184	-0,0014	+0,0059	
M_{15}	-0,0064	-0,0112	-0,0107	-0,0052	+0,0050	+0,0077	
M_{10}	-0,1985	-0,1905	-0,1657	-0,1336	-0,0816	+0,0518	
M_{11}	-0,1280	-0,1184	-0,0946	-0,0696	-0,0346	-0,0173	
M_{12}	-0,0704	-0,0624	-0,0441	-0,0276	-0,0082	-0,0004	
M_{13}	-0,0320	-0,0240	-0,0128	-0,0036	+0,0041	+0,0059	
M_{14}	-0,0064	-0,0048	+0,0014	+0,0052	+0,0064	+0,0054	
M_{16}	-0,2943	-0,2400	-0,1750	-0,1236	-0,0640	-0,0368	
M_{17}	-0,1855	-0,1360	-0,0868	-0,0540	-0,0215	-0,0092	
M_{18}	-0,1024	-0,0640	-0,0320	-0,0148	-0,0018	+0,0015	
M_{19}	-0,0448	-0,0176	-0,0014	+0,0044	+0,0053	+0,0041	
M_{20}	-0,0064	+0,0032	+0,0085	+0,0084	+0,0051	+0,0028	
R_{11}	+0,0600	+0,0304	+0,0107	+0,0332	+0,1298	+0,1917	
R_{16}	+0,2017	+0,2228	+0,2508	+0,2804	+0,2755	+0,2481	
R_{10}	+0,4008	+0,4105	+0,4138	+0,3906	+0,3070	+0,2364	
R_{16}	+0,6040	+0,6050	+0,5462	+0,4622	+0,3176	+0,2289	
R_{22}	+0,7710	+0,6900	+0,4042	+0,2826	+0,1590	+0,1047	
R_{26}	+0,0448	-0,0336	+0,0117	-0,0158	-0,0259	-0,0224	

γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{17}	-0,0001	-0,0007	+0,0012	-0,0010	+0,0004	+0,0019	qb ²
M_{12}	-0,0002	-0,0007	+0,0003	+0,0010	+0,0044	+0,0064	
M_{18}	-0,0003	-0,0002	-0,0012	+0,0032	+0,0060	+0,0062	
M_{23}	-0,0002	+0,0006	-0,0014	+0,0012	-0,0019	-0,0073	
M_{28}	-0,0021	-0,0069	+0,0119	-0,0193	-0,0352	-0,0515	
M_{19}	-0,0001	-0,0005	-0,0004	+0,0007	+0,0039	+0,0059	
M_{15}	-0,0001	-0,0001	+0,0013	+0,0041	+0,0093	+0,0112	
M_{24}	-0,0001	+0,0009	+0,0037	+0,0067	+0,0096	+0,0078	
M_{29}	-0,0001	+0,0017	+0,0028	+0,0018	-0,0050	-0,0148	
M_{19}	+0,0001	+0,0017	+0,0028	-0,0318	-0,0548	-0,0759	
M_{15}	0	+0,0006	+0,0034	+0,0067	+0,0109	+0,0172	
M_{21}	+0,0001	+0,0022	+0,0067	+0,0109	+0,0132	+0,0084	
M_{25}	+0,0004	+0,0032	+0,0043	+0,0017	-0,0108	-0,0268	
M_{31}	-0,0072	-0,0221	-0,0354	-0,0546	-0,0896	-0,1157	
R_{26}	+0,0056	+0,0084	+0,0044	-0,0079	-0,0194	-0,0224	
R_{27}	-0,0008	+0,0133	+0,0309	+0,0573	+0,1105	+0,1598	
R_{28}	+0,0510	+0,1020	+0,1232	+0,1665	+0,2399	+0,2991	
R_{29}	+0,0996	+0,1780	+0,1911	+0,2446	+0,3236	+0,3794	
R_{30}	+0,1819	+0,3009	+0,3079	+0,3698	+0,4489	+0,4909	
R_{31}	+0,2706	+0,4232	+0,4185	+0,4827	+0,5505	+0,5586	

Lo spessore del muro alla base è pari ad 1m, in sommità è pari a 75cm.

Alla base viene considerato uno sforzo normale di $25 \times 9 \times 0.875 = 196$ kN/m

Verifica del muro all'incastro di base

$$M_{slu} = 1.3 \times 396 + 1.5 \times 29.6 = 559 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con $5\text{Ø}20/\text{m}$ all'esterno e $5\text{Ø}20/\text{m}$

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	5
			2	15.71	95

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Barre
 N° ϕ

 As
 Calcola
 Inserisci

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M xRd kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd
 L₀ cm

 Precompresso

Verifica del muro all'incastro con il muro frontale

$$M_{slu} = 1.3 \times 176.8 + 1.5 \times 29.2 = 273 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con $5+5\text{Ø}20/\text{m}$ ed ha un momento resistente pari a $419 \text{ kNm} > M_{ed} = 273 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15.71	5
			2	15.71	70

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Materiali
B450C ε_{su} ‰ f_{yd} N/mm² E_s N/mm² E_s/E_c ε_{syd} ‰ σ_{s,adm} N/mm²
C30/37 ε_{c2} ‰ ε_{cu} ‰ f_{cd} f_{cc}/f_{cd} ?
σ_{c,adm} τ_{co} τ_{c1}

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

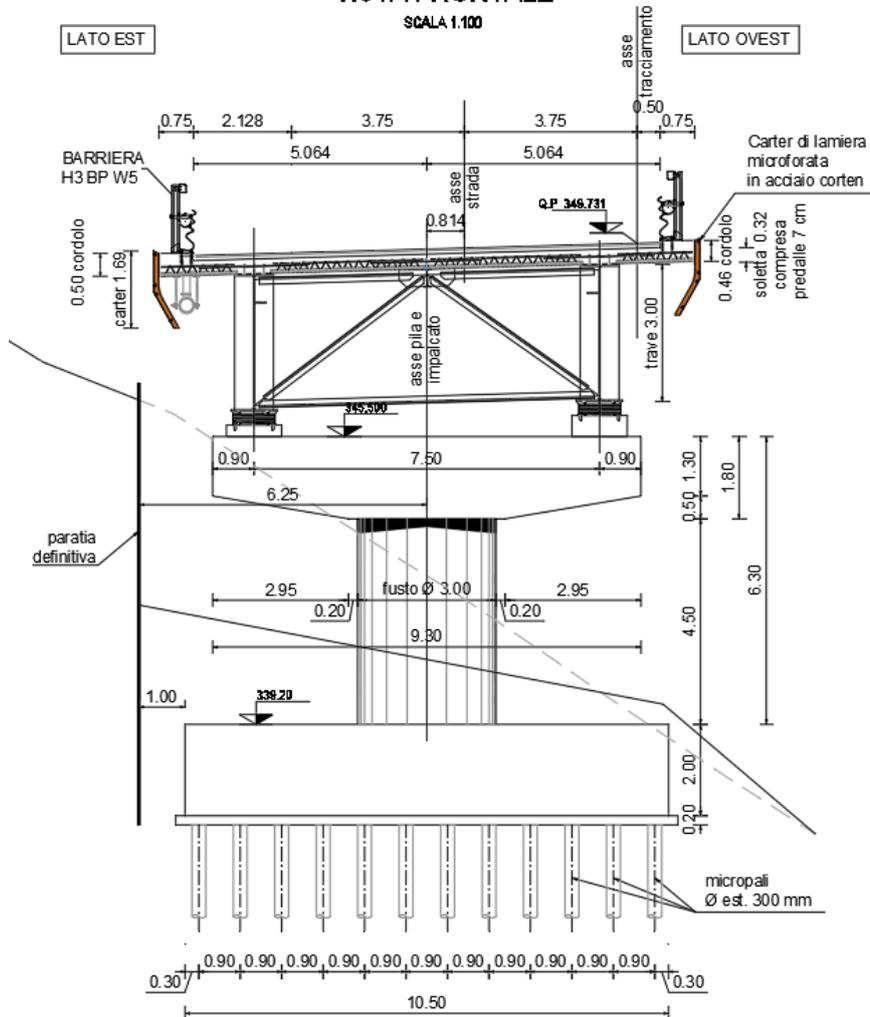
N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

21. PILA

La pila è costituita da un fusto circolare di 3m di diametro, con altezza di 6,3m che sorregge un pulvino di sezione rettangolare di altezza variabile.

PILA 1
VISTA FRONTALE

SCALA 1.100



Il plinto ha una geometria rettangolare 7.8m x 10.5m di 2m di spessore fondata su 108 micropali Ø300.

Inerzia platea:	
spessore=	2
Ntrasv =	12.00
nlong =	9.00
Dpalo =	0.30
int =	0.90
bordo =	0.30
Btrasv =	10.50
Blong =	7.80

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



ntot pali =	108.00
Ppplinto =	4.095.00
Pterra=	3.112.20

Caratteristiche inerziali della palificata

Trasv		Di_trasv_^2		Long		Di_long^2
		1,042.47	mq			583.20
						mq
1	-4.95 m	24.50		1	-3.6 m	12.96
2	-4.05 m	16.40		2	-2.7 m	7.29
3	-3.15 m	9.92		3	-1.8 m	3.24
4	-2.25 m	5.06		4	-0.9 m	0.81
5	-1.35 m	1.82		5	0 m	0.00
6	-0.45 m	0.20		6	0.9 m	0.81
7	0.45 m	0.20		7	1.8 m	3.24
8	1.35 m	1.82		8	2.7 m	7.29
9	2.25 m	5.06		9	3.6 m	12.96
10	3.15 m	9.92		10		
11	4.05 m	16.40		11		
12	4.95 m	24.50		12		

Si riportano le sollecitazioni alla base del fusto pila, ordinate secondo condizioni che massimizzano e minimizzano rispettivamente lo sforzo normale ed i momenti flessionali nelle direzioni trasversali e longitudinali essendo Mt= momento longitudinale

Mz= momento trasversale

Shear-y = taglio trasversale

Shear- z = taglio longitudinale

La dicitura delle condizioni di azioni è la seguenti

- g1 peso proprio delle strutture
- g2 carichi permanenti portati
- Cedimenti distorsioni di progetto
- Ritiro ritiro del calcestruzzo
- dt variazioni termiche differenziali: Acciaio-cls.
- Cedimenti cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 : carichi mobili
- freno: azioni longitudinali di frenamento
- SISMA azione sismica
- vento azioni del vento

Si riportano di seguito le combinazioni di verifica adottate:

```
NAME=SLU1, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
    CBC, vento, 0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU2, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
```

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



CBC, vento, 0.9, CBC, dt2, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU3, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, vento, -0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU4, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, vento, -0.9, CBC, dt2, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU5, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, 0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU7, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, -0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU8, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, -0.9, CBC, dt2, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU9, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, dt1, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
NAME=SLU10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, dt2, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
NAME=SLU11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, dt1, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
NAME=SLU12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, dt2, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
NAME=SLU13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, dt1, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
NAME=SLU14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, dt2, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
NAME=SLU15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, dt1, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
NAME=SLU16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, dt2, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
NAME=SLU17, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
CBC, vento, 1.5
NAME=SLU18, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, 1.5
NAME=SISMA1, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 1, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 0.3
NAME=SISMA2, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 1, CBC, sismaz, 0.3
NAME=SISMA3, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 1
NAME=SISMA4, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



CBC, sismax, -1, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 0.3
NAME=SISMA5, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, -1, CBC, sismaz, 0.3
NAME=SISMA6, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, -1
NAME=SISMA7, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 1, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, 0.3
NAME=SISMA8, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, 1, CBC, sismaz, 0.3
NAME=SISMA9, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 1
NAME=SISMA10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 1, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, -0.3
NAME=SISMA11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 1, CBC, sismaz, -0.3
NAME=SISMA12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, -1
NAME=SISMA13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, -1, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -0.3
NAME=SISMA14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, -1, CBC, sismaz, -0.3
NAME=SISMA15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -1
NAME=SISMA16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 1, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -0.3
NAME=SISMA17, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, -1, CBC, sismaz, -0.3
NAME=SISMA18, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -1
NAME=SLE1_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, 0.6, CBC, dt1, 0.6, CBC, qlmax, 1
NAME=SLE2_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, 0.6, CBC, dt2, 0.6, CBC, qlmax, 1
NAME=SLE3_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, -0.6, CBC, dt1, 0.6, CBC, qlmax, 1
NAME=SLE4_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
CBC, vento, -0.6, CBC, dt2, 0.6, CBC, qlmax, 1
NAME=SLE1_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBC, g1, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt1, 0.6

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



coopprogetti



MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE2_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt1, 0.6
 MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
 CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE3_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt2, 0.6
 MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE4_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt2, 0.6
 MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
 CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE1_QP, CONC, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt1, 0.5
 NAME=SLE2_QP, CONC, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt2, 0.5

Elem	Load	Part	Component	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
495	SLU1(max)	I[440]	Axial	-16.471	562	2	0	10	4.129
495	SLU1(max)	I[440]	Moment-y	-19.028	557	28	46	174	10.752
495	SLU1(max)	I[440]	Moment-z	-20.975	550	2	1	13	16.210
495	SLU2(max)	I[440]	Axial	-16.699	562	2	0	10	4.129
495	SLU2(max)	I[440]	Moment-y	-19.256	557	28	46	174	10.752
495	SLU2(max)	I[440]	Moment-z	-21.203	550	2	1	13	16.210
495	SLU3(max)	I[440]	Axial	-16.472	-563	2	0	10	-3.578
495	SLU3(max)	I[440]	Moment-y	-19.029	-568	28	45	174	3.045
495	SLU3(max)	I[440]	Moment-z	-20.977	-575	2	1	13	8.503
495	SLU4(max)	I[440]	Axial	-16.700	-563	2	0	10	-3.578
495	SLU4(max)	I[440]	Moment-y	-19.257	-568	28	46	174	3.045
495	SLU4(max)	I[440]	Moment-z	-21.204	-575	2	1	13	8.503
495	SLU5(max)	I[440]	Axial	-11.864	562	1	0	7	4.037
495	SLU5(max)	I[440]	Moment-y	-14.402	557	27	46	171	10.660
495	SLU5(max)	I[440]	Moment-z	-16.349	550	2	1	10	16.119
495	SLU6(max)	I[440]	Axial	-12.092	562	1	0	7	4.037
495	SLU6(max)	I[440]	Moment-y	-14.630	557	27	46	171	10.660
495	SLU6(max)	I[440]	Moment-z	-16.577	550	2	1	10	16.118
495	SLU7(max)	I[440]	Axial	-11.866	-563	1	0	7	-3.670
495	SLU7(max)	I[440]	Moment-y	-14.403	-568	27	45	171	2.953
495	SLU7(max)	I[440]	Moment-z	-16.350	-575	2	1	10	8.412
495	SLU8(max)	I[440]	Axial	-12.093	-563	1	0	7	-3.670

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



495	SLU8(max)	I[440]	Moment-y	-14.631	-568	27	45	171	2.953
495	SLU8(max)	I[440]	Moment-z	-16.578	-575	2	1	10	8.412
495	SLU9(max)	I[440]	Axial	-16.471	0	264	0	1.665	276
495	SLU9(max)	I[440]	Moment-y	-19.625	-5	297	35	1.868	5.362
495	SLU9(max)	I[440]	Moment-z	-20.976	-13	265	1	1.668	12.357
495	SLU10(max)	I[440]	Axial	-16.699	0	264	0	1.665	276
495	SLU10(max)	I[440]	Moment-y	-19.853	-4	297	35	1.868	5.362
495	SLU10(max)	I[440]	Moment-z	-21.204	-13	265	1	1.668	12.357
495	SLU11(max)	I[440]	Axial	-11.865	0	264	0	1.662	184
495	SLU11(max)	I[440]	Moment-y	-14.999	-4	296	35	1.866	5.270
495	SLU11(max)	I[440]	Moment-z	-16.350	-13	264	1	1.665	12.265
495	SLU12(max)	I[440]	Axial	-12.093	0	264	0	1.662	184
495	SLU12(max)	I[440]	Moment-y	-15.227	-4	296	35	1.866	5.270
495	SLU12(max)	I[440]	Moment-z	-16.578	-13	264	1	1.665	12.265
495	SLU13(max)	I[440]	Axial	-16.396	0	2	0	10	276
495	SLU13(max)	I[440]	Moment-y	-19.550	-5	34	35	213	5.362
495	SLU13(max)	I[440]	Moment-z	-20.901	-13	2	1	13	12.357
495	SLU14(max)	I[440]	Axial	-16.776	0	2	0	10	276
495	SLU14(max)	I[440]	Moment-y	-19.930	-4	34	35	213	5.362
495	SLU14(max)	I[440]	Moment-z	-21.280	-13	2	1	13	12.357
495	SLU15(max)	I[440]	Axial	-11.790	0	1	0	7	184
495	SLU15(max)	I[440]	Moment-y	-14.924	-4	33	35	210	5.270
495	SLU15(max)	I[440]	Moment-z	-16.275	-13	2	1	10	12.265
495	SLU16(max)	I[440]	Axial	-12.169	0	1	0	7	184
495	SLU16(max)	I[440]	Moment-y	-15.304	-4	33	35	210	5.270
495	SLU16(max)	I[440]	Moment-z	-16.654	-13	2	1	10	12.265
495	SLU17(max)	I[440]	Axial	-16.583	937	2	0	10	6.698
495	SLU17(max)	I[440]	Moment-y	-16.702	937	2	0	10	6.698
495	SLU17(max)	I[440]	Moment-z	-16.702	937	2	0	10	6.698
495	SLU18(max)	I[440]	Axial	-11.977	937	1	0	7	6.606
495	SLU18(max)	I[440]	Moment-y	-12.076	937	1	0	7	6.606
495	SLU18(max)	I[440]	Moment-z	-12.076	937	1	0	7	6.606
495	SISMA1(max)	I[440]	Axial	-11.640	199	629	0	3.960	1.970
495	SISMA1(max)	I[440]	Moment-y	-11.739	199	629	0	3.960	1.970
495	SISMA1(max)	I[440]	Moment-z	-11.739	199	629	0	3.960	1.970
495	SISMA2(max)	I[440]	Axial	-11.640	664	189	0	1.193	6.137
495	SISMA2(max)	I[440]	Moment-y	-11.739	664	189	0	1.193	6.137
495	SISMA2(max)	I[440]	Moment-z	-11.739	664	189	0	1.193	6.137
495	SISMA3(max)	I[440]	Axial	-10.851	199	189	0	1.193	1.971
495	SISMA3(max)	I[440]	Moment-y	-10.950	199	189	0	1.193	1.971
495	SISMA3(max)	I[440]	Moment-z	-10.950	199	189	0	1.193	1.971
495	SISMA4(max)	I[440]	Axial	-11.640	199	-626	0	-3.946	1.970
495	SISMA4(max)	I[440]	Moment-y	-11.739	199	-626	0	-3.946	1.970

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



495	SISMA4(max)	I[440]	Moment-z	-11.739	199	-626	0	-3.946	1.970
495	SISMA5(max)	I[440]	Axial	-11.640	-665	189	0	1.193	-5.768
495	SISMA5(max)	I[440]	Moment-y	-11.739	-665	189	0	1.193	-5.768
495	SISMA5(max)	I[440]	Moment-z	-11.739	-665	189	0	1.193	-5.768
495	SISMA6(max)	I[440]	Axial	-13.105	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA6(max)	I[440]	Moment-y	-13.204	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA6(max)	I[440]	Moment-z	-13.204	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA7(max)	I[440]	Axial	-11.640	-200	629	0	3.960	-1.601
495	SISMA7(max)	I[440]	Moment-y	-11.739	-200	629	0	3.960	-1.601
495	SISMA7(max)	I[440]	Moment-z	-11.739	-200	629	0	3.960	-1.601
495	SISMA8(max)	I[440]	Axial	-11.640	664	-187	0	-1.179	6.137
495	SISMA8(max)	I[440]	Moment-y	-11.739	664	-187	0	-1.179	6.137
495	SISMA8(max)	I[440]	Moment-z	-11.739	664	-187	0	-1.179	6.137
495	SISMA9(max)	I[440]	Axial	-10.851	199	-187	0	-1.179	1.971
495	SISMA9(max)	I[440]	Moment-y	-10.950	199	-187	0	-1.179	1.971
495	SISMA9(max)	I[440]	Moment-z	-10.950	199	-187	0	-1.179	1.971
495	SISMA10(max)	I[440]	Axial	-12.316	199	629	0	3.960	1.969
495	SISMA10(max)	I[440]	Moment-y	-12.415	199	629	0	3.960	1.969
495	SISMA10(max)	I[440]	Moment-z	-12.415	199	629	0	3.960	1.969
495	SISMA11(max)	I[440]	Axial	-12.316	664	189	0	1.193	6.136
495	SISMA11(max)	I[440]	Moment-y	-12.415	664	189	0	1.193	6.136
495	SISMA11(max)	I[440]	Moment-z	-12.415	664	189	0	1.193	6.136
495	SISMA12(max)	I[440]	Axial	-13.105	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA12(max)	I[440]	Moment-y	-13.204	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA12(max)	I[440]	Moment-z	-13.204	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA13(max)	I[440]	Axial	-12.316	-200	-626	0	-3.946	-1.602
495	SISMA13(max)	I[440]	Moment-y	-12.415	-200	-626	0	-3.946	-1.602
495	SISMA13(max)	I[440]	Moment-z	-12.415	-200	-626	0	-3.946	-1.602
495	SISMA14(max)	I[440]	Axial	-12.316	-665	-187	0	-1.179	-5.769
495	SISMA14(max)	I[440]	Moment-y	-12.415	-665	-187	0	-1.179	-5.769
495	SISMA14(max)	I[440]	Moment-z	-12.415	-665	-187	0	-1.179	-5.769
495	SISMA15(max)	I[440]	Axial	-13.105	-200	-187	0	-1.179	-1.604
495	SISMA15(max)	I[440]	Moment-y	-13.204	-200	-187	0	-1.179	-1.604
495	SISMA15(max)	I[440]	Moment-z	-13.204	-200	-187	0	-1.179	-1.604
495	SISMA16(max)	I[440]	Axial	-12.316	-200	629	0	3.960	-1.602
495	SISMA16(max)	I[440]	Moment-y	-12.415	-200	629	0	3.960	-1.602
495	SISMA16(max)	I[440]	Moment-z	-12.415	-200	629	0	3.960	-1.602
495	SISMA17(max)	I[440]	Axial	-12.316	-665	189	0	1.193	-5.769
495	SISMA17(max)	I[440]	Moment-y	-12.415	-665	189	0	1.193	-5.769
495	SISMA17(max)	I[440]	Moment-z	-12.415	-665	189	0	1.193	-5.769
495	SISMA18(max)	I[440]	Axial	-13.105	-200	189	0	1.193	-1.603
495	SISMA18(max)	I[440]	Moment-y	-13.204	-200	189	0	1.193	-1.603
495	SISMA18(max)	I[440]	Moment-z	-13.204	-200	189	0	1.193	-1.603

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



495	SLE1_CAR(max)	I[440]	Axial	-11.902	375	1	0	7	2.753
495	SLE1_CAR(max)	I[440]	Moment-y	-14.250	372	25	26	158	6.520
495	SLE1_CAR(max)	I[440]	Moment-z	-15.250	366	1	1	9	11.702
495	SLE2_CAR(max)	I[440]	Axial	-12.054	375	1	0	7	2.753
495	SLE2_CAR(max)	I[440]	Moment-y	-14.402	372	25	26	158	6.520
495	SLE2_CAR(max)	I[440]	Moment-z	-15.402	366	1	1	9	11.702
495	SLE3_CAR(max)	I[440]	Axial	-11.903	-375	1	0	7	-2.385
495	SLE3_CAR(max)	I[440]	Moment-y	-14.250	-378	25	26	158	1.382
495	SLE3_CAR(max)	I[440]	Moment-z	-15.251	-384	1	1	9	6.564
495	SLE4_CAR(max)	I[440]	Axial	-12.055	-375	1	0	7	-2.385
495	SLE4_CAR(max)	I[440]	Moment-y	-14.402	-378	25	26	158	1.382
495	SLE4_CAR(max)	I[440]	Moment-z	-15.403	-384	1	1	9	6.564
495	SLE1_FR(max)	I[440]	Axial	-8.734	125	1	0	5	858
495	SLE1_FR(max)	I[440]	Moment-y	-10.018	123	14	14	88	2.821
495	SLE1_FR(max)	I[440]	Moment-z	-10.481	120	1	1	6	5.269
495	SLE2_FR(max)	I[440]	Axial	-8.734	125	1	0	5	858
495	SLE2_FR(max)	I[440]	Moment-y	-9.794	123	12	18	73	3.386
495	SLE2_FR(max)	I[440]	Moment-z	-10.481	120	1	1	6	5.269
495	SLE3_FR(max)	I[440]	Axial	-8.886	125	1	0	5	858
495	SLE3_FR(max)	I[440]	Moment-y	-10.170	123	14	14	88	2.821
495	SLE3_FR(max)	I[440]	Moment-z	-10.633	120	1	1	6	5.269
495	SLE4_FR(max)	I[440]	Axial	-8.886	125	1	0	5	858
495	SLE4_FR(max)	I[440]	Moment-y	-9.945	123	12	18	73	3.386
495	SLE4_FR(max)	I[440]	Moment-z	-10.633	120	1	1	6	5.269
495	SLE1_QP(max)	I[440]	Axial	-8.747	0	1	0	5	1
495	SLE1_QP(max)	I[440]	Moment-y	-8.846	0	1	0	5	1
495	SLE1_QP(max)	I[440]	Moment-z	-8.846	0	1	0	5	1
495	SLE2_QP(max)	I[440]	Axial	-8.873	0	1	0	5	1
495	SLE2_QP(max)	I[440]	Moment-y	-8.972	0	1	0	5	1
495	SLE2_QP(max)	I[440]	Moment-z	-8.972	0	1	0	5	1
495	SLU1(min)	I[440]	Axial	-20.975	550	1	-1	7	16.210
495	SLU1(min)	I[440]	Moment-y	-18.910	556	-24	-45	-154	10.746
495	SLU1(min)	I[440]	Moment-z	-16.471	562	2	0	10	4.129
495	SLU2(min)	I[440]	Axial	-21.203	550	1	-1	7	16.210
495	SLU2(min)	I[440]	Moment-y	-19.137	556	-24	-45	-154	10.746
495	SLU2(min)	I[440]	Moment-z	-16.699	562	2	0	10	4.129
495	SLU3(min)	I[440]	Axial	-20.977	-575	1	-1	7	8.503
495	SLU3(min)	I[440]	Moment-y	-18.911	-569	-24	-46	-154	3.040
495	SLU3(min)	I[440]	Moment-z	-16.472	-563	2	0	10	-3.578
495	SLU4(min)	I[440]	Axial	-21.204	-575	1	-1	7	8.503
495	SLU4(min)	I[440]	Moment-y	-19.138	-569	-24	-46	-154	3.039
495	SLU4(min)	I[440]	Moment-z	-16.700	-563	2	0	10	-3.578
495	SLU5(min)	I[440]	Axial	-16.349	550	1	-1	4	16.118

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



495	SLU5(min)	I[440]	Moment-y	-14.303	556	-25	-45	-157	10.655
495	SLU5(min)	I[440]	Moment-z	-11.864	562	1	0	7	4.037
495	SLU6(min)	I[440]	Axial	-16.577	550	1	-1	4	16.118
495	SLU6(min)	I[440]	Moment-y	-14.531	557	-25	-45	-157	10.655
495	SLU6(min)	I[440]	Moment-z	-12.092	562	1	0	7	4.037
495	SLU7(min)	I[440]	Axial	-16.350	-575	1	-1	4	8.411
495	SLU7(min)	I[440]	Moment-y	-14.304	-569	-25	-46	-157	2.948
495	SLU7(min)	I[440]	Moment-z	-11.866	-563	1	0	7	-3.670
495	SLU8(min)	I[440]	Axial	-16.578	-575	1	-1	4	8.411
495	SLU8(min)	I[440]	Moment-y	-14.532	-569	-25	-46	-157	2.948
495	SLU8(min)	I[440]	Moment-z	-12.093	-563	1	0	7	-3.670
495	SLU9(min)	I[440]	Axial	-22.071	-10	264	-1	1.662	9.508
495	SLU9(min)	I[440]	Moment-y	-19.507	-5	232	-35	1.462	5.355
495	SLU9(min)	I[440]	Moment-z	-17.567	2	264	0	1.665	-2.573
495	SLU10(min)	I[440]	Axial	-22.299	-10	264	-1	1.661	9.508
495	SLU10(min)	I[440]	Moment-y	-19.735	-5	232	-35	1.462	5.355
495	SLU10(min)	I[440]	Moment-z	-17.794	3	264	0	1.665	-2.573
495	SLU11(min)	I[440]	Axial	-17.445	-10	263	-1	1.659	9.417
495	SLU11(min)	I[440]	Moment-y	-14.901	-5	232	-35	1.459	5.264
495	SLU11(min)	I[440]	Moment-z	-12.960	3	264	0	1.662	-2.664
495	SLU12(min)	I[440]	Axial	-17.673	-10	263	-1	1.659	9.417
495	SLU12(min)	I[440]	Moment-y	-15.128	-5	232	-35	1.459	5.264
495	SLU12(min)	I[440]	Moment-z	-13.188	3	264	0	1.662	-2.664
495	SLU13(min)	I[440]	Axial	-21.996	-10	1	-1	6	9.508
495	SLU13(min)	I[440]	Moment-y	-19.432	-5	-31	-35	-193	5.355
495	SLU13(min)	I[440]	Moment-z	-17.491	2	1	0	9	-2.573
495	SLU14(min)	I[440]	Axial	-22.376	-10	1	-1	6	9.508
495	SLU14(min)	I[440]	Moment-y	-19.811	-5	-31	-35	-193	5.355
495	SLU14(min)	I[440]	Moment-z	-17.871	3	1	0	9	-2.573
495	SLU15(min)	I[440]	Axial	-17.370	-10	1	-1	3	9.417
495	SLU15(min)	I[440]	Moment-y	-14.825	-5	-31	-35	-196	5.264
495	SLU15(min)	I[440]	Moment-z	-12.885	3	1	0	6	-2.664
495	SLU16(min)	I[440]	Axial	-17.750	-10	1	-1	3	9.417
495	SLU16(min)	I[440]	Moment-y	-15.205	-5	-31	-35	-196	5.264
495	SLU16(min)	I[440]	Moment-z	-13.265	3	1	0	6	-2.664
495	SLU17(min)	I[440]	Axial	-16.702	937	2	0	10	6.698
495	SLU17(min)	I[440]	Moment-y	-16.583	937	2	0	10	6.698
495	SLU17(min)	I[440]	Moment-z	-16.583	937	2	0	10	6.698
495	SLU18(min)	I[440]	Axial	-12.076	937	1	0	7	6.606
495	SLU18(min)	I[440]	Moment-y	-11.977	937	1	0	7	6.606
495	SLU18(min)	I[440]	Moment-z	-11.977	937	1	0	7	6.606
495	SISMA1(min)	I[440]	Axial	-11.739	199	629	0	3.960	1.970
495	SISMA1(min)	I[440]	Moment-y	-11.640	199	629	0	3.960	1.970

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



495	SISMA1(min)	I[440]	Moment-z	-11.640	199	629	0	3.960	1.970
495	SISMA2(min)	I[440]	Axial	-11.739	664	189	0	1.193	6.137
495	SISMA2(min)	I[440]	Moment-y	-11.640	664	189	0	1.193	6.137
495	SISMA2(min)	I[440]	Moment-z	-11.640	664	189	0	1.193	6.137
495	SISMA3(min)	I[440]	Axial	-10.950	199	189	0	1.193	1.971
495	SISMA3(min)	I[440]	Moment-y	-10.851	199	189	0	1.193	1.971
495	SISMA3(min)	I[440]	Moment-z	-10.851	199	189	0	1.193	1.971
495	SISMA4(min)	I[440]	Axial	-11.739	199	-626	0	-3.946	1.970
495	SISMA4(min)	I[440]	Moment-y	-11.640	199	-626	0	-3.946	1.970
495	SISMA4(min)	I[440]	Moment-z	-11.640	199	-626	0	-3.946	1.970
495	SISMA5(min)	I[440]	Axial	-11.739	-665	189	0	1.193	-5.768
495	SISMA5(min)	I[440]	Moment-y	-11.640	-665	189	0	1.193	-5.768
495	SISMA5(min)	I[440]	Moment-z	-11.640	-665	189	0	1.193	-5.768
495	SISMA6(min)	I[440]	Axial	-13.204	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA6(min)	I[440]	Moment-y	-13.105	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA6(min)	I[440]	Moment-z	-13.105	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA7(min)	I[440]	Axial	-11.739	-200	629	0	3.960	-1.601
495	SISMA7(min)	I[440]	Moment-y	-11.640	-200	629	0	3.960	-1.601
495	SISMA7(min)	I[440]	Moment-z	-11.640	-200	629	0	3.960	-1.601
495	SISMA8(min)	I[440]	Axial	-11.739	664	-187	0	-1.179	6.137
495	SISMA8(min)	I[440]	Moment-y	-11.640	664	-187	0	-1.179	6.137
495	SISMA8(min)	I[440]	Moment-z	-11.640	664	-187	0	-1.179	6.137
495	SISMA9(min)	I[440]	Axial	-10.950	199	-187	0	-1.179	1.971
495	SISMA9(min)	I[440]	Moment-y	-10.851	199	-187	0	-1.179	1.971
495	SISMA9(min)	I[440]	Moment-z	-10.851	199	-187	0	-1.179	1.971
495	SISMA10(min)	I[440]	Axial	-12.415	199	629	0	3.960	1.969
495	SISMA10(min)	I[440]	Moment-y	-12.316	199	629	0	3.960	1.969
495	SISMA10(min)	I[440]	Moment-z	-12.316	199	629	0	3.960	1.969
495	SISMA11(min)	I[440]	Axial	-12.415	664	189	0	1.193	6.136
495	SISMA11(min)	I[440]	Moment-y	-12.316	664	189	0	1.193	6.136
495	SISMA11(min)	I[440]	Moment-z	-12.316	664	189	0	1.193	6.136
495	SISMA12(min)	I[440]	Axial	-13.204	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA12(min)	I[440]	Moment-y	-13.105	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA12(min)	I[440]	Moment-z	-13.105	199	189	0	1.193	1.968
495	SISMA13(min)	I[440]	Axial	-12.415	-200	-626	0	-3.946	-1.602
495	SISMA13(min)	I[440]	Moment-y	-12.316	-200	-626	0	-3.946	-1.602
495	SISMA13(min)	I[440]	Moment-z	-12.316	-200	-626	0	-3.946	-1.602
495	SISMA14(min)	I[440]	Axial	-12.415	-665	-187	0	-1.179	-5.769
495	SISMA14(min)	I[440]	Moment-y	-12.316	-665	-187	0	-1.179	-5.769
495	SISMA14(min)	I[440]	Moment-z	-12.316	-665	-187	0	-1.179	-5.769
495	SISMA15(min)	I[440]	Axial	-13.204	-200	-187	0	-1.179	-1.604
495	SISMA15(min)	I[440]	Moment-y	-13.105	-200	-187	0	-1.179	-1.604
495	SISMA15(min)	I[440]	Moment-z	-13.105	-200	-187	0	-1.179	-1.604

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



495	SISMA16(min)	I[440]	Axial	-12.415	-200	629	0	3.960	-1.602
495	SISMA16(min)	I[440]	Moment-y	-12.316	-200	629	0	3.960	-1.602
495	SISMA16(min)	I[440]	Moment-z	-12.316	-200	629	0	3.960	-1.602
495	SISMA17(min)	I[440]	Axial	-12.415.25	-664.71	189.35	-0.04	1.192.80	-5.768.83
495	SISMA17(min)	I[440]	Moment-y	-12.316.17	-664.71	189.35	-0.04	1.192.80	-5.768.84
495	SISMA17(min)	I[440]	Moment-z	-12.316.17	-664.71	189.35	-0.04	1.192.80	-5.768.84
495	SISMA18(min)	I[440]	Axial	-13.203.90	-199.62	189.35	0.01	1.192.79	-1.603.42
495	SISMA18(min)	I[440]	Moment-y	-13.104.82	-199.62	189.34	0.01	1.192.79	-1.603.42
495	SISMA18(min)	I[440]	Moment-z	-13.104.82	-199.62	189.34	0.01	1.192.79	-1.603.42
495	SLE1_CAR(min)	I[440]	Axial	-16.061.49	367.73	0.69	-0.54	4.32	9.591.95
495	SLE1_CAR(min)	I[440]	Moment-y	-14.150.94	371.49	-22.77	-25.95	-143.48	6.515.68
495	SLE1_CAR(min)	I[440]	Moment-z	-12.713.66	376.91	1.05	0.21	6.59	643.12
495	SLE2_CAR(min)	I[440]	Axial	-16.213.34	367.78	0.68	-0.54	4.31	9.591.94
495	SLE2_CAR(min)	I[440]	Moment-y	-14.302.80	371.55	-22.78	-25.95	-143.49	6.515.67
495	SLE2_CAR(min)	I[440]	Moment-z	-12.865.51	376.97	1.04	0.21	6.58	643.10
495	SLE3_CAR(min)	I[440]	Axial	-16.062.23	-382.37	0.69	-0.60	4.32	4.453.96
495	SLE3_CAR(min)	I[440]	Moment-y	-14.151.69	-378.60	-22.77	-26.01	-143.48	1.377.69
495	SLE3_CAR(min)	I[440]	Moment-z	-12.714.41	-373.18	1.05	0.15	6.60	-4.494.87
495	SLE4_CAR(min)	I[440]	Axial	-16.214.09	-382.31	0.68	-0.60	4.31	4.453.95
495	SLE4_CAR(min)	I[440]	Moment-y	-14.303.54	-378.55	-22.78	-26.01	-143.49	1.377.68
495	SLE4_CAR(min)	I[440]	Moment-z	-12.866.26	-373.13	1.04	0.15	6.58	-4.494.88
495	SLE1_FR(min)	I[440]	Axial	-10.875.45	121.21	0.42	-0.44	2.67	4.262.61
495	SLE1_FR(min)	I[440]	Moment-y	-9.919.05	123.28	-12.49	-14.23	-78.67	2.818.11
495	SLE1_FR(min)	I[440]	Moment-z	-9.128.20	126.01	0.69	0.12	4.37	-148.38
495	SLE2_FR(min)	I[440]	Axial	-10.481.18	120.15	0.48	-0.55	3.01	5.268.67
495	SLE2_FR(min)	I[440]	Moment-y	-9.694.60	122.79	-10.03	-18.24	-63.19	3.384.10
495	SLE2_FR(min)	I[440]	Moment-z	-8.733.93	124.94	0.75	0.01	4.71	857.69
495	SLE3_FR(min)	I[440]	Axial	-11.027.31	121.27	0.42	-0.44	2.65	4.262.59
495	SLE3_FR(min)	I[440]	Moment-y	-10.070.91	123.33	-12.49	-14.23	-78.69	2.818.10
495	SLE3_FR(min)	I[440]	Moment-z	-9.280.05	126.06	0.69	0.12	4.35	-148.39
495	SLE4_FR(min)	I[440]	Axial	-10.633.03	120.20	0.48	-0.55	3.00	5.268.66
495	SLE4_FR(min)	I[440]	Moment-y	-9.846.45	122.84	-10.03	-18.23	-63.21	3.384.09
495	SLE4_FR(min)	I[440]	Moment-z	-8.885.78	125.00	0.75	0.01	4.69	857.67
495	SLE1_QP(min)	I[440]	Axial	-8.845.69	-0.07	0.75	0.00	4.71	1.35
495	SLE1_QP(min)	I[440]	Moment-y	-8.746.61	-0.07	0.75	0.00	4.71	1.35
495	SLE1_QP(min)	I[440]	Moment-z	-8.746.61	-0.07	0.75	0.00	4.71	1.35
495	SLE2_QP(min)	I[440]	Axial	-8.972.23	-0.02	0.75	0.00	4.70	1.35
495	SLE2_QP(min)	I[440]	Moment-y	-8.873.15	-0.02	0.75	0.00	4.70	1.34
495	SLE2_QP(min)	I[440]	Moment-z	-8.873.15	-0.02	0.75	0.00	4.70	1.34

Le azioni in testa ai pali sono valutate per ogni combinazione secondo la seguente formulazione:

$$N_{palo} = N / (\text{num pali}) + (M_{t_{trasv}} / W_{trasv}) + (M_{l_{long}} / W)$$

Lo sforzo di taglio viene ripartito tra tutti i pali.

Casi	Tipo	Nmax	Mtrasv	Mlong	Ttrasv	Tlong	Npalo	Npalo min	Tpalo
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	SLU1(max)-Axial	-23.678	5.254	13	562	2	-244	-194	5.2
2	SLU1(max)-Moment-y	-26.235	11.865	229	557	28	-301	-185	5.2
3	SLU1(max)-Moment-z	-28.183	17.310	17	550	2	-343	-179	5.1
4	SLU2(max)-Axial	-23.906	5.254	13	562	2	-246	-196	5.2
5	SLU2(max)-Moment-y	-26.463	11.866	229	557	28	-303	-187	5.2
6	SLU2(max)-Moment-z	-28.410	17.310	17	550	2	-345	-181	5.1
7	SLU3(max)-Axial	-23.679	4.704	13	-563	2	-242	-197	5.2
8	SLU3(max)-Moment-y	-26.236	4.182	229	-568	28	-264	-222	5.3
9	SLU3(max)-Moment-z	-28.184	9.654	17	-575	2	-307	-215	5.3
10	SLU4(max)-Axial	-23.907	4.704	13	-563	2	-244	-199	5.2
11	SLU4(max)-Moment-y	-26.464	4.181	229	-568	28	-266	-224	5.3
12	SLU4(max)-Moment-z	-28.412	9.654	17	-575	2	-309	-217	5.3
13	SLU5(max)-Axial	-19.072	5.162	9	562	1	-201	-152	5.2
14	SLU5(max)-Moment-y	-21.609	11.774	225	557	27	-257	-143	5.2
15	SLU5(max)-Moment-z	-23.557	17.218	13	550	2	-300	-136	5.1
16	SLU6(max)-Axial	-19.299	5.162	9	562	1	-203	-154	5.2
17	SLU6(max)-Moment-y	-21.837	11.774	225	557	27	-259	-145	5.2
18	SLU6(max)-Moment-z	-23.784	17.218	13	550	2	-302	-138	5.1
19	SLU7(max)-Axial	-19.073	4.795	9	-563	1	-199	-154	5.2
20	SLU7(max)-Moment-y	-21.610	4.090	225	-568	27	-221	-179	5.3
21	SLU7(max)-Moment-z	-23.558	9.562	13	-575	2	-264	-173	5.3
22	SLU8(max)-Axial	-19.301	4.795	9	-563	1	-202	-156	5.2
23	SLU8(max)-Moment-y	-21.838	4.089	225	-568	27	-223	-181	5.3
24	SLU8(max)-Moment-z	-23.785	9.562	13	-575	2	-266	-175	5.3
25	SLU9(max)-Axial	-23.679	276	2.194	0	264	-234	-204	2.4
26	SLU9(max)-Moment-y	-26.833	5.371	2.462	-5	297	-289	-208	2.7
27	SLU9(max)-Moment-z	-28.183	12.382	2.198	-13	265	-333	-189	2.5
28	SLU10(max)-Axial	-23.906	276	2.194	0	264	-236	-207	2.4
29	SLU10(max)-Moment-y	-27.060	5.371	2.462	-4	297	-291	-210	2.7
30	SLU10(max)-Moment-z	-28.411	12.382	2.198	-13	265	-335	-191	2.5
31	SLU11(max)-Axial	-19.072	185	2.190	0	264	-191	-162	2.4
32	SLU11(max)-Moment-y	-22.207	5.279	2.458	-4	296	-246	-165	2.7
33	SLU11(max)-Moment-z	-23.557	12.290	2.194	-13	264	-290	-146	2.5
34	SLU12(max)-Axial	-19.300	184	2.190	0	264	-193	-164	2.4
35	SLU12(max)-Moment-y	-22.434	5.279	2.458	-4	296	-248	-167	2.7

36	SLU12(max)-Moment-z	-23.785	12.290	2.194	-13	264	-292	-148	2.5
37	SLU13(max)-Axial	-23.603	276	13	0	2	-220	-217	0.0
38	SLU13(max)-Moment-y	-26.757	5.371	281	-5	34	-275	-221	0.3
39	SLU13(max)-Moment-z	-28.108	12.382	17	-13	2	-319	-201	0.1
40	SLU14(max)-Axial	-23.983	276	13	0	2	-223	-221	0.0
41	SLU14(max)-Moment-y	-27.137	5.371	281	-4	34	-279	-224	0.3
42	SLU14(max)-Moment-z	-28.488	12.382	17	-13	2	-323	-205	0.1
43	SLU15(max)-Axial	-18.997	184	9	0	1	-177	-175	0.0
44	SLU15(max)-Moment-y	-22.131	5.279	277	-4	33	-232	-178	0.3
45	SLU15(max)-Moment-z	-23.482	12.290	13	-13	2	-276	-159	0.1
46	SLU16(max)-Axial	-19.377	184	9	0	1	-180	-178	0.0
47	SLU16(max)-Moment-y	-22.511	5.279	277	-4	33	-235	-182	0.3
48	SLU16(max)-Moment-z	-23.861	12.290	13	-13	2	-279	-162	0.1
49	SLU17(max)-Axial	-23.791	8.573	13	937	2	-261	-179	8.7
50	SLU17(max)-Moment-y	-23.910	8.573	13	937	2	-262	-181	8.7
51	SLU17(max)-Moment-z	-23.910	8.573	13	937	2	-262	-181	8.7
52	SLU18(max)-Axial	-19.184	8.481	9	937	1	-218	-137	8.7
53	SLU18(max)-Moment-y	-19.283	8.481	9	937	1	-219	-138	8.7
54	SLU18(max)-Moment-z	-19.283	8.481	9	937	1	-219	-138	8.7
55	SISMA1(max)-Axial	-18.847	2.369	5.217	199	629	-218	-131	6.1
56	SISMA1(max)-Moment-y	-18.946	2.369	5.217	199	629	-219	-132	6.1
57	SISMA1(max)-Moment-z	-18.946	2.369	5.217	199	629	-219	-132	6.1
58	SISMA2(max)-Axial	-18.847	7.465	1.572	664	189	-220	-129	6.4
59	SISMA2(max)-Moment-y	-18.946	7.465	1.572	664	189	-221	-130	6.4
60	SISMA2(max)-Moment-z	-18.946	7.465	1.572	664	189	-221	-130	6.4
61	SISMA3(max)-Axial	-18.058	2.370	1.572	199	189	-188	-146	2.5
62	SISMA3(max)-Moment-y	-18.158	2.370	1.572	199	189	-189	-147	2.5
63	SISMA3(max)-Moment-z	-18.158	2.370	1.572	199	189	-189	-147	2.5
64	SISMA4(max)-Axial	-18.847	2.368	5.198	199	-626	-218	-131	6.1
65	SISMA4(max)-Moment-y	-18.946	2.368	5.198	199	-626	-219	-132	6.1
66	SISMA4(max)-Moment-z	-18.946	2.368	5.198	199	-626	-219	-132	6.1
67	SISMA5(max)-Axial	-18.847	7.097	1.572	-665	189	-218	-131	6.4
68	SISMA5(max)-Moment-y	-18.946	7.097	1.572	-665	189	-219	-132	6.4
69	SISMA5(max)-Moment-z	-18.946	7.097	1.572	-665	189	-219	-132	6.4
70	SISMA6(max)-Axial	-20.312	2.366	1.572	199	189	-209	-167	2.5
71	SISMA6(max)-Moment-y	-20.411	2.366	1.572	199	189	-210	-168	2.5
72	SISMA6(max)-Moment-z	-20.411	2.366	1.572	199	189	-210	-168	2.5
73	SISMA7(max)-Axial	-18.847	2.000	5.217	-200	629	-216	-133	6.1
74	SISMA7(max)-Moment-y	-18.946	2.000	5.217	-200	629	-217	-134	6.1
75	SISMA7(max)-Moment-z	-18.946	2.000	5.217	-200	629	-217	-134	6.1
76	SISMA8(max)-Axial	-18.847	7.465	1.553	664	-187	-220	-129	6.4
77	SISMA8(max)-Moment-y	-18.946	7.465	1.553	664	-187	-220	-130	6.4
78	SISMA8(max)-Moment-z	-18.946	7.465	1.553	664	-187	-220	-130	6.4

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



79	SISMA9(max)-Axial	-18.058	2.370	1.553	199	-187	-188	-146	2.5
80	SISMA9(max)-Moment-y	-18.158	2.370	1.553	199	-187	-189	-147	2.5
81	SISMA9(max)-Moment-z	-18.158	2.370	1.553	199	-187	-189	-147	2.5
82	SISMA10(max)-Axial	-19.523	2.367	5.217	199	629	-224	-137	6.1
83	SISMA10(max)-Moment-y	-19.622	2.367	5.217	199	629	-225	-138	6.1
84	SISMA10(max)-Moment-z	-19.622	2.367	5.217	199	629	-225	-138	6.1
85	SISMA11(max)-Axial	-19.523	7.464	1.572	664	189	-226	-136	6.4
86	SISMA11(max)-Moment-y	-19.622	7.464	1.572	664	189	-227	-137	6.4
87	SISMA11(max)-Moment-z	-19.622	7.464	1.572	664	189	-227	-137	6.4
88	SISMA12(max)-Axial	-20.312	2.366	1.572	199	189	-209	-167	2.5
89	SISMA12(max)-Moment-y	-20.411	2.366	1.572	199	189	-210	-168	2.5
90	SISMA12(max)-Moment-z	-20.411	2.366	1.572	199	189	-210	-168	2.5
91	SISMA13(max)-Axial	-19.523	2.002	5.198	-200	-626	-222	-139	6.1
92	SISMA13(max)-Moment-y	-19.622	2.002	5.198	-200	-626	-223	-140	6.1
93	SISMA13(max)-Moment-z	-19.622	2.002	5.198	-200	-626	-223	-140	6.1
94	SISMA14(max)-Axial	-19.523	7.098	1.553	-665	-187	-224	-137	6.4
95	SISMA14(max)-Moment-y	-19.622	7.098	1.553	-665	-187	-225	-138	6.4
96	SISMA14(max)-Moment-z	-19.622	7.098	1.553	-665	-187	-225	-138	6.4
97	SISMA15(max)-Axial	-20.312	2.003	1.553	-200	-187	-207	-169	2.5
98	SISMA15(max)-Moment-y	-20.411	2.003	1.553	-200	-187	-208	-170	2.5
99	SISMA15(max)-Moment-z	-20.411	2.003	1.553	-200	-187	-208	-170	2.5
100	SISMA16(max)-Axial	-19.523	2.001	5.217	-200	629	-222	-139	6.1
101	SISMA16(max)-Moment-y	-19.622	2.001	5.217	-200	629	-223	-140	6.1
102	SISMA16(max)-Moment-z	-19.622	2.001	5.217	-200	629	-223	-140	6.1
103	SISMA17(max)-Axial	-19.523	7.098	1.572	-665	189	-224	-137	6.4
104	SISMA17(max)-Moment-y	-19.622	7.098	1.572	-665	189	-225	-138	6.4
105	SISMA17(max)-Moment-z	-19.622	7.098	1.572	-665	189	-225	-138	6.4
106	SISMA18(max)-Axial	-20.312	2.003	1.571	-200	189	-207	-169	2.5
107	SISMA18(max)-Moment-y	-20.411	2.003	1.571	-200	189	-208	-170	2.5
108	SISMA18(max)-Moment-z	-20.411	2.003	1.571	-200	189	-208	-170	2.5
109	SLE1_CAR(max)-Axial	-19.110	3.502	9	375	1	-194	-160	3.5
110	SLE1_CAR(max)-Moment-y	-21.457	7.264	208	372	25	-234	-163	3.4
111	SLE1_CAR(max)-Moment-z	-22.457	12.433	12	366	1	-267	-149	3.4
112	SLE2_CAR(max)-Axial	-19.261	3.503	9	375	1	-195	-162	3.5
113	SLE2_CAR(max)-Moment-y	-21.609	7.264	208	372	25	-236	-164	3.5
114	SLE2_CAR(max)-Moment-z	-22.609	12.433	12	366	1	-268	-150	3.4
115	SLE3_CAR(max)-Axial	-19.110	3.136	9	-375	1	-192	-162	3.5
116	SLE3_CAR(max)-Moment-y	-21.458	2.139	208	-378	25	-210	-187	3.5
117	SLE3_CAR(max)-Moment-z	-22.458	7.333	12	-384	1	-243	-173	3.6
118	SLE4_CAR(max)-Axial	-19.262	3.136	9	-375	1	-193	-163	3.5
119	SLE4_CAR(max)-Moment-y	-21.610	2.139	208	-378	25	-212	-189	3.5
120	SLE4_CAR(max)-Moment-z	-22.610	7.333	12	-384	1	-244	-174	3.6
121	SLE1_FR(max)-Axial	-15.941	1.108	6	125	1	-153	-142	1.2

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



122	SLE1_FR(max)-Moment-y	-17.225	3.067	116	123	14	-175	-144	1.1
123	SLE1_FR(max)-Moment-z	-17.688	5.509	8	120	1	-190	-138	1.1
124	SLE2_FR(max)-Axial	-15.941	1.108	6	125	1	-153	-142	1.2
125	SLE2_FR(max)-Moment-y	-17.001	3.632	96	123	12	-175	-140	1.1
126	SLE2_FR(max)-Moment-z	-17.688	5.509	8	120	1	-190	-138	1.1
127	SLE3_FR(max)-Axial	-16.093	1.108	6	125	1	-154	-144	1.2
128	SLE3_FR(max)-Moment-y	-17.377	3.068	116	123	14	-176	-146	1.2
129	SLE3_FR(max)-Moment-z	-17.840	5.509	8	120	1	-191	-139	1.1
130	SLE4_FR(max)-Axial	-16.093	1.108	6	125	1	-154	-144	1.2
131	SLE4_FR(max)-Moment-y	-17.153	3.632	96	123	12	-177	-141	1.1
132	SLE4_FR(max)-Moment-z	-17.840	5.509	8	120	1	-191	-139	1.1
133	SLE1_QP(max)-Axial	-15.954	1	6	0	1	-148	-148	0.0
134	SLE1_QP(max)-Moment-y	-16.053	1	6	0	1	-149	-149	0.0
135	SLE1_QP(max)-Moment-z	-16.053	1	6	0	1	-149	-149	0.0
136	SLE2_QP(max)-Axial	-16.080	1	6	0	1	-149	-149	0.0
137	SLE2_QP(max)-Moment-y	-16.179	1	6	0	1	-150	-150	0.0
138	SLE2_QP(max)-Moment-z	-16.179	1	6	0	1	-150	-150	0.0
139	SLU1(min)-Axial	-28.183	17.310	9	550	1	-343	-179	5.1
140	SLU1(min)-Moment-y	-26.117	11.859	203	556	-24	-299	-184	5.2
141	SLU1(min)-Moment-z	-23.678	5.254	13	562	2	-244	-194	5.2
142	SLU2(min)-Axial	-28.410	17.310	9	550	1	-345	-181	5.1
143	SLU2(min)-Moment-y	-26.345	11.859	203	556	-24	-301	-186	5.2
144	SLU2(min)-Moment-z	-23.906	5.254	13	562	2	-246	-196	5.2
145	SLU3(min)-Axial	-28.184	9.654	9	-575	1	-307	-215	5.3
146	SLU3(min)-Moment-y	-26.118	4.177	203	-569	-24	-263	-221	5.3
147	SLU3(min)-Moment-z	-23.679	4.704	13	-563	2	-242	-197	5.2
148	SLU4(min)-Axial	-28.412	9.654	9	-575	1	-309	-217	5.3
149	SLU4(min)-Moment-y	-26.346	4.177	203	-569	-24	-265	-223	5.3
150	SLU4(min)-Moment-z	-23.907	4.704	13	-563	2	-244	-199	5.2
151	SLU5(min)-Axial	-23.557	17.218	5	550	1	-300	-136	5.1
152	SLU5(min)-Moment-y	-21.510	11.768	207	556	-25	-256	-142	5.2
153	SLU5(min)-Moment-z	-19.072	5.162	9	562	1	-201	-152	5.2
154	SLU6(min)-Axial	-23.784	17.218	5	550	1	-302	-138	5.1
155	SLU6(min)-Moment-y	-21.738	11.768	207	557	-25	-258	-144	5.2
156	SLU6(min)-Moment-z	-19.299	5.162	9	562	1	-203	-154	5.2
157	SLU7(min)-Axial	-23.558	9.562	5	-575	1	-264	-173	5.3
158	SLU7(min)-Moment-y	-21.512	4.085	207	-569	-25	-220	-179	5.3
159	SLU7(min)-Moment-z	-19.073	4.795	9	-563	1	-199	-154	5.2
160	SLU8(min)-Axial	-23.785	9.562	5	-575	1	-266	-175	5.3
161	SLU8(min)-Moment-y	-21.739	4.085	207	-569	-25	-222	-181	5.3
162	SLU8(min)-Moment-z	-19.301	4.795	9	-563	1	-202	-156	5.2
163	SLU9(min)-Axial	-29.279	9.528	2.189	-10	264	-330	-212	2.4
164	SLU9(min)-Moment-y	-26.714	5.365	1.926	-5	232	-285	-210	2.1

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



coopprogetti



165	SLU9(min)-Moment-z	-24.774	2.577	2.193	2	264	-255	-204	2.4
166	SLU10(min)-Axial	-29.506	9.528	2.189	-10	264	-332	-214	2.4
167	SLU10(min)-Moment-y	-26.942	5.365	1.926	-5	232	-287	-212	2.1
168	SLU10(min)-Moment-z	-25.002	2.578	2.193	3	264	-257	-206	2.4
169	SLU11(min)-Axial	-24.652	9.436	2.185	-10	263	-287	-170	2.4
170	SLU11(min)-Moment-y	-22.108	5.273	1.922	-5	232	-242	-168	2.1
171	SLU11(min)-Moment-z	-20.168	2.669	2.189	3	264	-213	-161	2.4
172	SLU12(min)-Axial	-24.880	9.436	2.185	-10	263	-289	-172	2.4
173	SLU12(min)-Moment-y	-22.336	5.273	1.922	-5	232	-244	-170	2.1
174	SLU12(min)-Moment-z	-20.395	2.670	2.189	3	264	-215	-163	2.4
175	SLU13(min)-Axial	-29.203	9.528	8	-10	1	-316	-225	0.1
176	SLU13(min)-Moment-y	-26.639	5.365	255	-5	-31	-274	-220	0.3
177	SLU13(min)-Moment-z	-24.699	2.577	12	2	1	-241	-216	0.0
178	SLU14(min)-Axial	-29.583	9.528	8	-10	1	-319	-229	0.1
179	SLU14(min)-Moment-y	-27.018	5.365	255	-5	-31	-277	-223	0.3
180	SLU14(min)-Moment-z	-25.078	2.578	12	3	1	-245	-220	0.0
181	SLU15(min)-Axial	-24.577	9.436	4	-10	1	-272	-183	0.1
182	SLU15(min)-Moment-y	-22.033	5.273	258	-5	-31	-231	-177	0.3
183	SLU15(min)-Moment-z	-20.092	2.669	8	3	1	-199	-173	0.0
184	SLU16(min)-Axial	-24.957	9.436	4	-10	1	-276	-186	0.1
185	SLU16(min)-Moment-y	-22.412	5.273	258	-5	-31	-234	-181	0.3
186	SLU16(min)-Moment-z	-20.472	2.670	8	3	1	-202	-177	0.0
187	SLU17(min)-Axial	-23.910	8.573	13	937	2	-262	-181	8.7
188	SLU17(min)-Moment-y	-23.791	8.573	13	937	2	-261	-179	8.7
189	SLU17(min)-Moment-z	-23.791	8.573	13	937	2	-261	-179	8.7
190	SLU18(min)-Axial	-19.283	8.481	9	937	1	-219	-138	8.7
191	SLU18(min)-Moment-y	-19.184	8.481	9	937	1	-218	-137	8.7
192	SLU18(min)-Moment-z	-19.184	8.481	9	937	1	-218	-137	8.7
193	SISMA1(min)-Axial	-18.946	2.369	5.217	199	629	-219	-132	6.1
194	SISMA1(min)-Moment-y	-18.847	2.369	5.217	199	629	-218	-131	6.1
195	SISMA1(min)-Moment-z	-18.847	2.369	5.217	199	629	-218	-131	6.1
196	SISMA2(min)-Axial	-18.946	7.465	1.572	664	189	-221	-130	6.4
197	SISMA2(min)-Moment-y	-18.847	7.465	1.572	664	189	-220	-129	6.4
198	SISMA2(min)-Moment-z	-18.847	7.465	1.572	664	189	-220	-129	6.4
199	SISMA3(min)-Axial	-18.158	2.370	1.572	199	189	-189	-147	2.5
200	SISMA3(min)-Moment-y	-18.058	2.370	1.572	199	189	-188	-146	2.5
201	SISMA3(min)-Moment-z	-18.058	2.370	1.572	199	189	-188	-146	2.5
202	SISMA4(min)-Axial	-18.946	2.368	5.198	199	-626	-219	-132	6.1
203	SISMA4(min)-Moment-y	-18.847	2.368	5.198	199	-626	-218	-131	6.1
204	SISMA4(min)-Moment-z	-18.847	2.368	5.198	199	-626	-218	-131	6.1
205	SISMA5(min)-Axial	-18.946	7.097	1.572	-665	189	-219	-132	6.4
206	SISMA5(min)-Moment-y	-18.847	7.097	1.572	-665	189	-218	-131	6.4
207	SISMA5(min)-Moment-z	-18.847	7.097	1.572	-665	189	-218	-131	6.4

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



208	SISMA6(min)-Axial	-20.411	2.366	1.572	199	189	-210	-168	2.5
209	SISMA6(min)-Moment-y	-20.312	2.366	1.572	199	189	-209	-167	2.5
210	SISMA6(min)-Moment-z	-20.312	2.366	1.572	199	189	-209	-167	2.5
211	SISMA7(min)-Axial	-18.946	2.000	5.217	-200	629	-217	-134	6.1
212	SISMA7(min)-Moment-y	-18.847	2.000	5.217	-200	629	-216	-133	6.1
213	SISMA7(min)-Moment-z	-18.847	2.000	5.217	-200	629	-216	-133	6.1
214	SISMA8(min)-Axial	-18.946	7.465	1.553	664	-187	-220	-130	6.4
215	SISMA8(min)-Moment-y	-18.847	7.465	1.553	664	-187	-220	-129	6.4
216	SISMA8(min)-Moment-z	-18.847	7.465	1.553	664	-187	-220	-129	6.4
217	SISMA9(min)-Axial	-18.158	2.370	1.553	199	-187	-189	-147	2.5
218	SISMA9(min)-Moment-y	-18.058	2.370	1.553	199	-187	-188	-146	2.5
219	SISMA9(min)-Moment-z	-18.058	2.370	1.553	199	-187	-188	-146	2.5
220	SISMA10(min)-Axial	-19.622	2.367	5.217	199	629	-225	-138	6.1
221	SISMA10(min)-Moment-y	-19.523	2.367	5.217	199	629	-224	-137	6.1
222	SISMA10(min)-Moment-z	-19.523	2.367	5.217	199	629	-224	-137	6.1
223	SISMA11(min)-Axial	-19.622	7.464	1.572	664	189	-227	-137	6.4
224	SISMA11(min)-Moment-y	-19.523	7.464	1.572	664	189	-226	-136	6.4
225	SISMA11(min)-Moment-z	-19.523	7.464	1.572	664	189	-226	-136	6.4
226	SISMA12(min)-Axial	-20.411	2.366	1.572	199	189	-210	-168	2.5
227	SISMA12(min)-Moment-y	-20.312	2.366	1.572	199	189	-209	-167	2.5
228	SISMA12(min)-Moment-z	-20.312	2.366	1.572	199	189	-209	-167	2.5
229	SISMA13(min)-Axial	-19.622	2.002	5.198	-200	-626	-223	-140	6.1
230	SISMA13(min)-Moment-y	-19.523	2.002	5.198	-200	-626	-222	-139	6.1
231	SISMA13(min)-Moment-z	-19.523	2.002	5.198	-200	-626	-222	-139	6.1
232	SISMA14(min)-Axial	-19.622	7.098	1.553	-665	-187	-225	-138	6.4
233	SISMA14(min)-Moment-y	-19.523	7.098	1.553	-665	-187	-224	-137	6.4
234	SISMA14(min)-Moment-z	-19.523	7.098	1.553	-665	-187	-224	-137	6.4
235	SISMA15(min)-Axial	-20.411	2.003	1.553	-200	-187	-208	-170	2.5
236	SISMA15(min)-Moment-y	-20.312	2.003	1.553	-200	-187	-207	-169	2.5
237	SISMA15(min)-Moment-z	-20.312	2.003	1.553	-200	-187	-207	-169	2.5
238	SISMA16(min)-Axial	-19.622	2.001	5.217	-200	629	-223	-140	6.1
239	SISMA16(min)-Moment-y	-19.523	2.001	5.217	-200	629	-222	-139	6.1
240	SISMA16(min)-Moment-z	-19.523	2.001	5.217	-200	629	-222	-139	6.1
241	SISMA17(min)-Axial	-19.622	7.098	1.572	-665	189	-225	-138	6.4
242	SISMA17(min)-Moment-y	-19.523	7.098	1.572	-665	189	-224	-137	6.4
243	SISMA17(min)-Moment-z	-19.523	7.098	1.572	-665	189	-224	-137	6.4
244	SISMA18(min)-Axial	-20.411	2.003	1.571	-200	189	-208	-170	2.5
245	SISMA18(min)-Moment-y	-20.312	2.003	1.571	-200	189	-207	-169	2.5
246	SISMA18(min)-Moment-z	-20.312	2.003	1.571	-200	189	-207	-169	2.5
247	SLE1_CAR(min)-Axial	-23.269	10.327	6	368	1	-265	-166	3.4
248	SLE1_CAR(min)-Moment-y	-21.358	7.259	189	371	-23	-233	-162	3.4
249	SLE1_CAR(min)-Moment-z	-19.921	1.397	9	377	1	-191	-178	3.5
250	SLE2_CAR(min)-Axial	-23.421	10.328	6	368	1	-266	-168	3.4

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



251	SLE2_CAR(min)-Moment-y	-21.510	7.259	189	372	-23	-235	-164	3.4
252	SLE2_CAR(min)-Moment-z	-20.073	1.397	9	377	1	-193	-179	3.5
253	SLE3_CAR(min)-Axial	-23.269	5.219	6	-382	1	-240	-191	3.5
254	SLE3_CAR(min)-Moment-y	-21.359	2.135	189	-379	-23	-209	-186	3.5
255	SLE3_CAR(min)-Moment-z	-19.922	5.241	9	-373	1	-209	-160	3.5
256	SLE4_CAR(min)-Axial	-23.421	5.219	6	-382	1	-242	-192	3.5
257	SLE4_CAR(min)-Moment-y	-21.511	2.135	189	-379	-23	-210	-188	3.5
258	SLE4_CAR(min)-Moment-z	-20.073	5.241	9	-373	1	-211	-161	3.5
259	SLE1_FR(min)-Axial	-18.083	4.505	4	121	0	-189	-146	1.1
260	SLE1_FR(min)-Moment-y	-17.126	3.065	104	123	-12	-174	-143	1.1
261	SLE1_FR(min)-Moment-z	-16.335	400	6	126	1	-153	-149	1.2
262	SLE2_FR(min)-Axial	-17.688	5.509	4	120	0	-190	-138	1.1
263	SLE2_FR(min)-Moment-y	-16.902	3.630	83	123	-10	-174	-139	1.1
264	SLE2_FR(min)-Moment-z	-15.941	1.108	6	125	1	-153	-142	1.2
265	SLE3_FR(min)-Axial	-18.235	4.505	3	121	0	-190	-147	1.1
266	SLE3_FR(min)-Moment-y	-17.278	3.065	104	123	-12	-175	-145	1.1
267	SLE3_FR(min)-Moment-z	-16.487	401	6	126	1	-155	-151	1.2
268	SLE4_FR(min)-Axial	-17.840	5.509	4	120	0	-191	-139	1.1
269	SLE4_FR(min)-Moment-y	-17.054	3.630	83	123	-10	-176	-140	1.1
270	SLE4_FR(min)-Moment-z	-16.093	1.108	6	125	1	-154	-144	1.2
271	SLE1_QP(min)-Axial	-16.053	1	6	0	1	-149	-149	0.0
272	SLE1_QP(min)-Moment-y	-15.954	1	6	0	1	-148	-148	0.0
273	SLE1_QP(min)-Moment-z	-15.954	1	6	0	1	-148	-148	0.0
274	SLE2_QP(min)-Axial	-16.179	1	6	0	1	-150	-150	0.0
275	SLE2_QP(min)-Moment-y	-16.080	1	6	0	1	-149	-149	0.0
276	SLE2_QP(min)-Moment-z	-16.080	1	6	0	1	-149	-149	0.0

Per la verifica dei pali si rimanda alla relazione delle fondazioni.

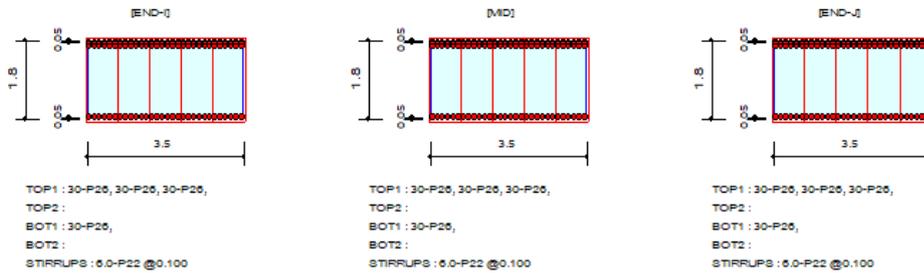
21.1. PULVINO

L'armatura prevista per il pulvino è costituita da 3 strati di ferri Ø26 con staffe a sei braccia Ø22.

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Beam Span : 0.1 m
 Section Property : pulv_350x180_per verif (No : 50)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M_{Ed})	27122.32	27745.99	28057.83
(-) Load Combination No.	29-MY	29-MY	29-MY
Factored Strength (M_{Rd})	28745.71	28745.71	28745.71
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.9435	0.9652	0.9761
Positive Moment (M_{Ed})	0.00	0.00	0.00
(+) Load Combination No.	16+FZ	16+FZ	16+FZ
Factored Strength (M_{Rd})	10548.84	10548.84	10548.84
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0000	0.0000	0.0000
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0478	0.0478	0.0478
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0159	0.0159	0.0159

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	29+FZ	29+FZ	29+FZ
Factored Shear Force (V_{Ed})	12473.47	12473.47	12473.47
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	2769.62	2769.62	2769.62
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	13650.26	13650.26	13650.26
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0000	0.0000	0.0000
Using Stirrups Spacing	6.0-P22 @0.100	6.0-P22 @0.100	6.0-P22 @0.100
Check Ratio	0.9138	0.9138	0.9138

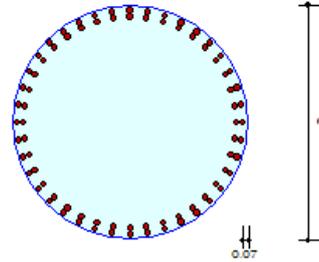
21.2. FUSTO PILA

1. Design Condition

Design Code	Eurocode2-2:05		
Unit System	kN, m		
Member Number	495 (PM), 495 (Shear)		
Material Data	fck = 30000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Column Height	2 m		
Section Property	pila (No : 60)		

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	40-P26	--	--
Layer 2	40-P26	--	--

Total Rebar Area Ast = 0.04248 m² (RhoSt = 0.0060)



2. Applied Loads

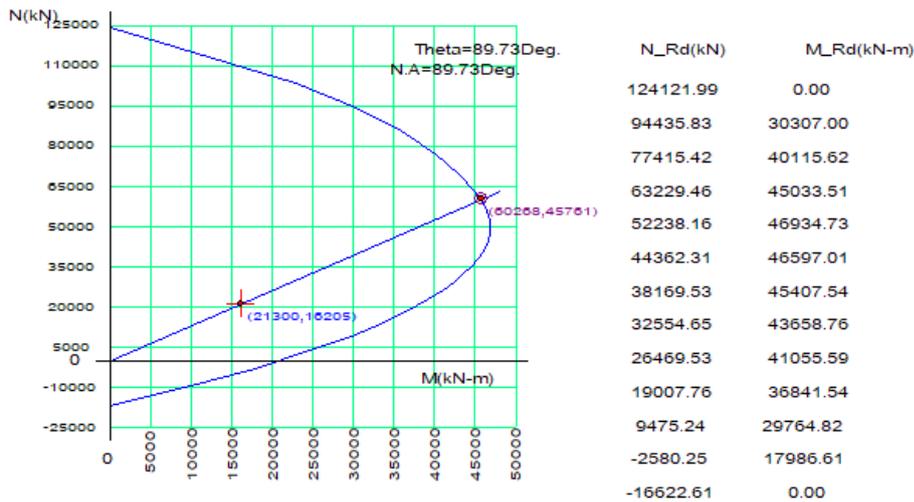
Load Combination 17-FX AT (I) Point

N_{Ed} = 21300.4 kN, M_{Edy} = 75.8010, M_{Edz} = 16205.0, M_{Ed} = 16205.1 kN-m

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load	N _{Rdmax}	= 1.2e+05 kN	
Axial Load Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= 21300.4 / 60268.4	= 0.353 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M _{Edy} /M _{Rdy}	= 75.8010 / 214.005	= 0.354 < 1.000 O.K
	M _{Edz} /M _{Rdz}	= 16205.0 / 45760.1	= 0.354 < 1.000 O.K
	M _{Ed} /M _{Rd}	= 16205.1 / 45760.6	= 0.354 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



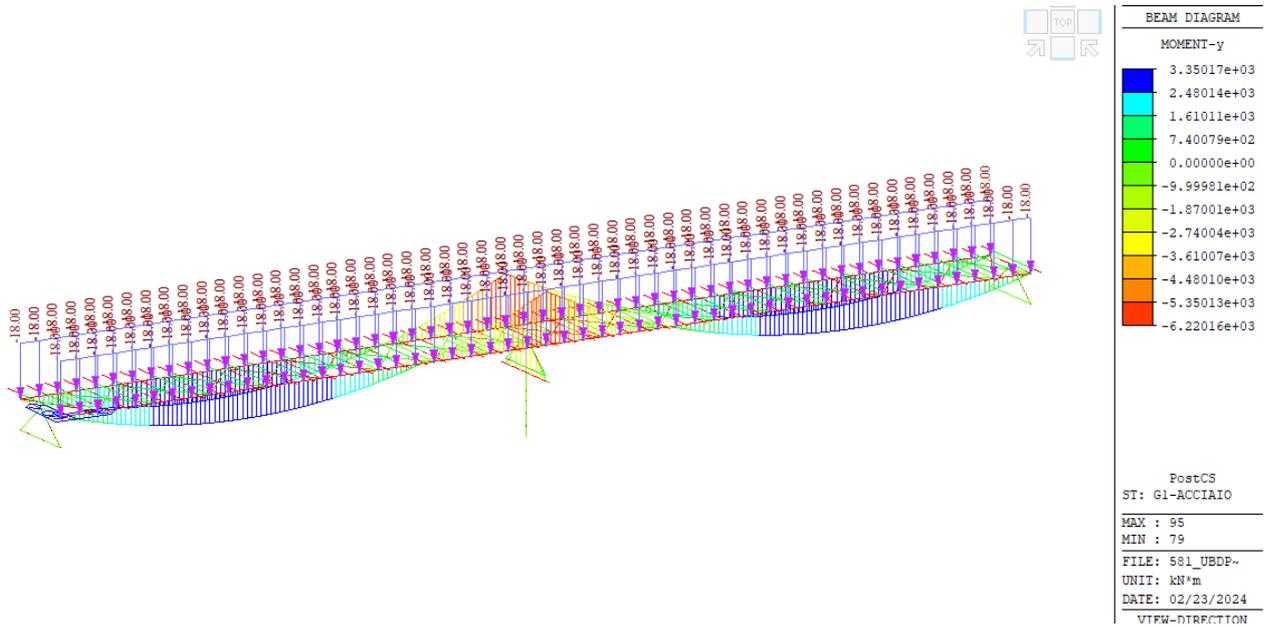
5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance	V _{Ed}	= 937.438 kN (Load Combination 33+FZ)
Shear Strength by Conc	V _{Rdc}	= 3245.90 kN
Shear Resistance by Rebar	V _{Rds}	= 1778.49 kN (2.0-P18 @0.200)
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= 937.438 / 3245.90 = 0.289 < 1.000 O.K

22. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ

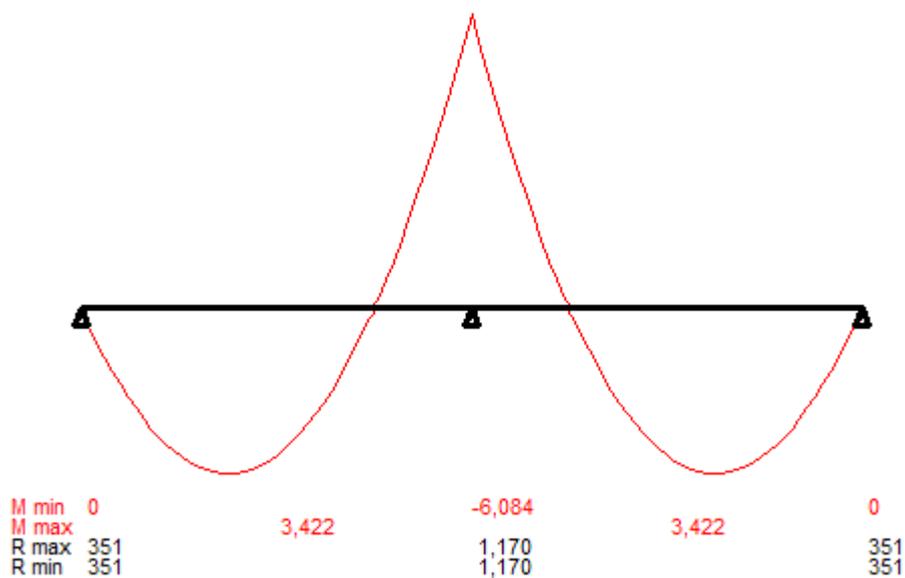
Dalle verifiche effettuate e sopra descritte appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano sovrapponibili a quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software.

E' possibile fare un confronto con le sollecitazioni indotte da un carico permanente, considerando infatti la condizione di carico della struttura metallica ad esempio si ha il seguente diagramma di sollecitazioni.



Considerando in modo semplificato (programma “trave continua” P.Gelfi) uno schema a trave continua con la medesima sezione si ha, a parità di carico pari a 18 kNm:

File : -
Scala momenti 1:200 - Sollecitazioni SLE - Rara



La distribuzione dei momenti flettenti è congruente con differenze poco significative.