

PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009–2016, Sub–misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale"

Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento delle intersezioni – 1° Stralcio lungo la S.S. n. 502 "Cingoli" – S.S. n. 78 "Picena" – Belforte del Chienti – Sarnano"

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Ing. Marco Salvi</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A30808		I PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Isidoro Guerrini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15764 <i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 <i>Ing. Giovanni.C.Alfredo Dalenz Cultrera</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14069 <i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)	 <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i>  cooprogetti   <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i>
IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541			(Mandante)	
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Marco Mancina</i>			(Mandante)	
PROTOCOLLO	DATA		IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) : <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035	

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI

RELAZIONE DI CALCOLO VIADOTTI

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T01VIO0STRRE01B				
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	CODICE ELAB. <input type="text"/> T <input type="text"/> 0 <input type="text"/> 1 <input type="text"/> V <input type="text"/> I <input type="text"/> O <input type="text"/> 0 <input type="text"/> S <input type="text"/> T <input type="text"/> R <input type="text"/> R <input type="text"/> E <input type="text"/> 0 <input type="text"/> 1			<input type="text"/> B	-
D							
C							
B	RIEMMISSIONE A SEGUITO DI AGGIORNAMENTO E.P. 2022/2	29/06/22	E. RISSO	A. DALENZ	G. GUIDUCCI		
A	EMISSIONE A SEGUITO DI CDS	GIUGNO '22	E. RISSO	A. DALENZ	G. GUIDUCCI		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO		

INDICE

1.	PREMESSA.....	5
1.1.	CARPENTERIA DELLE OPERE.....	6
1.1.1.	Viadotto 1.....	6
1.1.1.	Viadotto 2.....	10
1.1.1.	Viadotto 3.....	14
2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/SISMICA DEL TERRENO	17
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	20
4.	NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	24
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	26
5.1.	CALCESTRUZZO.....	26
5.2.	ACCIAIO	35
5.3.	COPRIFERRO ED INTERFERRO	37
6.	FASI COSTRUTTIVE.....	38
7.	IMPALCATO.....	39
7.1.	PREDIMENSIONAMENTO PONTE.....	39
7.2.	SOLETTA IN CALCESTRUZZO	52
7.3.	TRASVERSI.....	52
7.4.	ANALISI DEI CARICHI.....	52
7.5.	RITIRO	53
7.6.	VISCOSITÀ.....	57
7.7.	CARICHI VARIABILI.....	59
7.7.1.	Carichi da traffico q1	59
7.7.2.	Effetti globali - Courbon.....	63
7.7.3.	Effetti locali.....	64
7.7.4.	Azioni variabili da traffico - incremento dinamico addizionale q2	65
7.7.5.	Azione di frenamento o accelerazione q3.....	65
7.7.6.	Azione centrifuga q4.....	66
7.7.7.	Azione del vento e della neve q5.....	67
7.7.8.	Azioni idrodinamiche q6	74
7.7.9.	Variazione della temperatura q7.....	75
7.7.10.	Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8	76

PROGETTAZIONE ATI:

7.8.	AZIONE SISMICA.....	79
7.8.1.	<i>Parametri di progetto</i>	79
7.8.2.	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione</i>	81
7.8.3.	<i>Fattore di comportamento</i>	87
7.9.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	91
7.10.	EFFETTI LOCALI – MODELLO A TRAVE CONTINUA.....	94
7.10.1.	<i>Linee di influenza</i>	95
7.10.2.	<i>Analisi delle sollecitazioni massime</i>	97
7.10.3.	<i>Effetti locali – modello a piastra</i>	98
7.11.	VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SOLETTA.....	105
7.12.	CALCOLO DELLE PREDALLES.....	108
1.1.1	<i>Verifica di instabilità</i>	110
7.12.1.	<i>Verifica di deformabilità</i>	112
1.2	IMPALCATO – EFFETTI GLOBALI.....	112
7.12.2.	<i>Modellazione dei vincoli</i>	114
7.12.3.	<i>Modellazione del ponte</i>	117
7.12.4.	<i>Caratteristiche inerziali della sezione</i>	121
7.12.5.	<i>Fessurazione della soletta</i>	125
7.12.6.	<i>Suddivisione dei conci</i>	126
7.12.7.	<i>Analisi delle sollecitazioni</i>	127
7.13.	VERIFICA DELLE TRAVI.....	130
7.13.1.	<i>Calcolo della sezione composta in campo elastico</i>	130
7.13.2.	<i>Calcolo del sistema connessione A-CLS</i>	134
7.13.3.	<i>Determinazione della classe di sezione composta</i>	136
7.13.4.	<i>Verifica tensionale in esercizio</i>	139
7.13.5.	<i>Stato limite di apertura delle fessure</i>	140
7.13.6.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di appoggio - SLU</i>	144
7.13.7.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di appoggio – SLE_caratt</i>	148
7.13.8.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di appoggio – SLE frequente</i>	152
7.13.9.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di appoggio – SLE quasi permanente</i>	156
7.13.10.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di campata - SLU</i>	162
7.13.11.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di campata – SLE_caratt</i>	167
7.13.12.	<i>Verifica delle travi centrali L = 40 m sez. di campata – SLE frequente</i>	171

PROGETTAZIONE ATI:

7.13.13. Verifica delle travi centrali $L = 40$ m sez. di campata – SLE quasi permanente	176
7.13.14. Verifica instabilità flessione-torsionale.....	182
7.13.15. Stato limite di deformazione	188
7.14. VERIFICA DEI TRAVERSI.....	189
7.15. VERIFICA A FATICA.....	193
1.2.1 Spettri di carico	212
1.2.2 Verifica a danneggiamento	213
1.2.3 Modellazione FEM tramite SAP2000	213
8. PILA217	
8.1. PREDIMENSIONAMENTO	217
8.2. PESO PROPRIO	219
8.3. CARICHI VARIABILI.....	219
8.3.1. Temperatura.....	219
8.3.2. Vento	219
8.3.3. Azione sismica	219
8.3.4. Combinazione sismica	219
8.4. MODELLAZIONE	219
8.5. ANALISI MODALE	221
8.6. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PILA	225
8.7. PROGETTO PILE.....	226
8.7.1. Verifiche SLU.....	233
8.7.2. Verifiche ad instabilità	238
8.7.3. Verifiche SLE	239
8.7.4. Verifica a fessurazione	242
9. FONDAZIONI.....	244
9.1. AZIONI IN FONDAZIONE	244
9.1. GEOMETRIA DELLA PALIFICATA	244
9.1. CALCOLO DELLE AZIONI SUI PALI	245
9.1. VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE.....	245
9.2. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE.....	246
9.2.1. Verifica a presso flessione.....	246
9.2.2. Verifica a taglio.....	247
9.3. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	248

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.1. Generalità	248
9.3.2. Calcolo della portanza del palo e verifica	260
10. CONCLUSIONI.....	264
10.1. GENERALITÀ.....	264
10.1. ESITO DELLE VERIFICHE	264

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo accompagna il progetto preliminare del 1° Stralcio dei lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in T.S. e potenziamento delle intersezioni lungo la S.S. n. 502 "Cingoli" – S.S.n. 78 "Picena" – Belforte del Chienti – Sarnano (Lotto 1).

I lavori ricompresi nel 1^a stralcio fanno parte del quadro delle iniziative inquadrate nel Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR).

In particolare, la presente relazione riguarda la verifica dei 3 viadotti del 1^a LOTTO

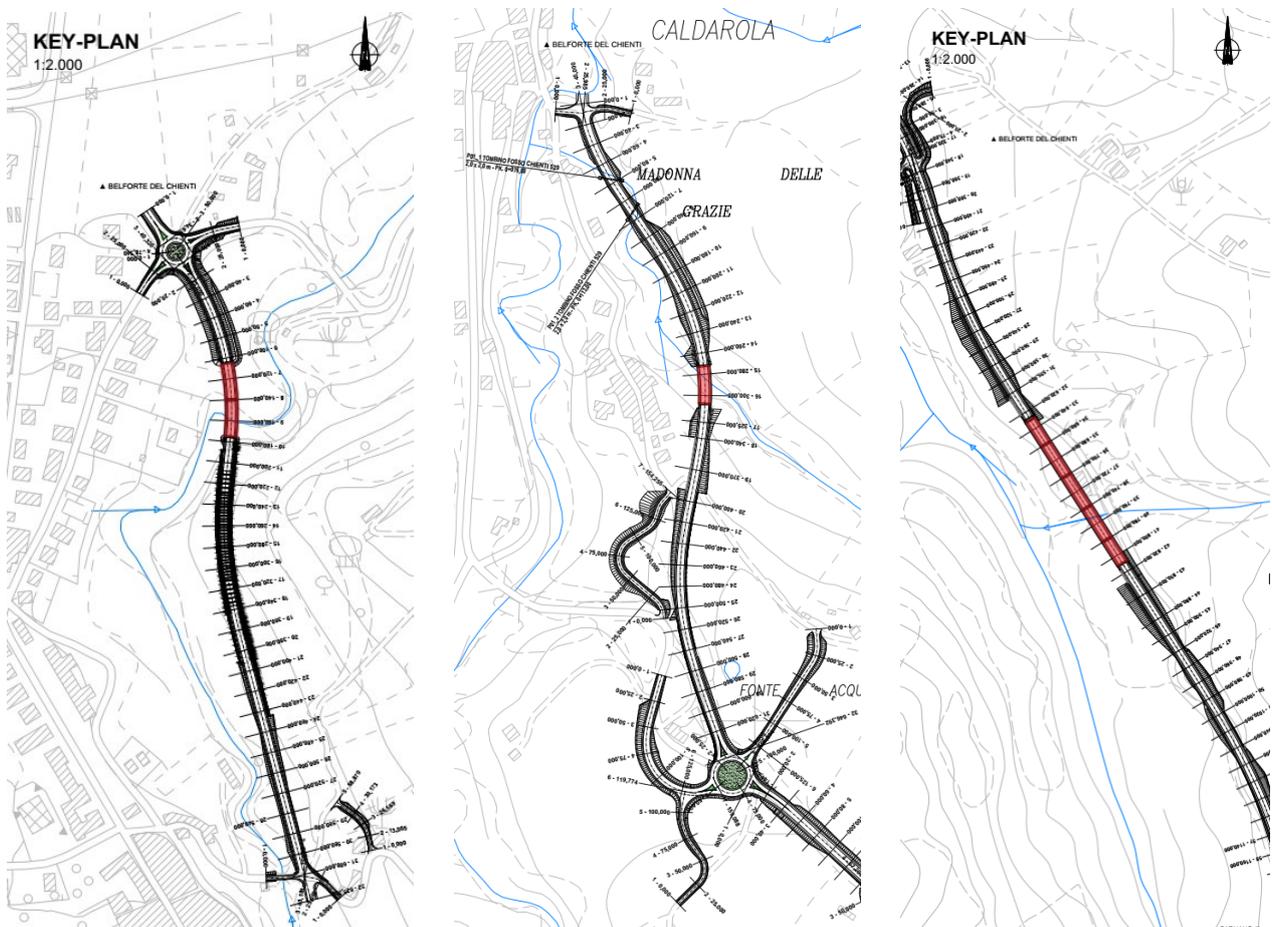


Figura 1.1 Key PLAN dei 3 viadotti del LOTTO 1

I viadotti del LOTTO 1 sono i seguenti:

Viadotto N1: dalla prog. +105.00 alla prog. +175.00 è un viadotto a due campate di $L_{tot}=70m$

Viadotto N2: dalla prog. +272.00 alla prog. +307.50 è un viadotto una campata di $L_{tot}=35m$

Viadotto N3: dalla prog. +630.00 alla prog. +810.00 è un viadotto a cinque campate di $L_{tot}=180m$

PROGETTAZIONE ATI:

1.1. CARPENTERIA DELLE OPERE

Riportiamo le carpenterie delle opere

1.1.1. VIADOTTO 1

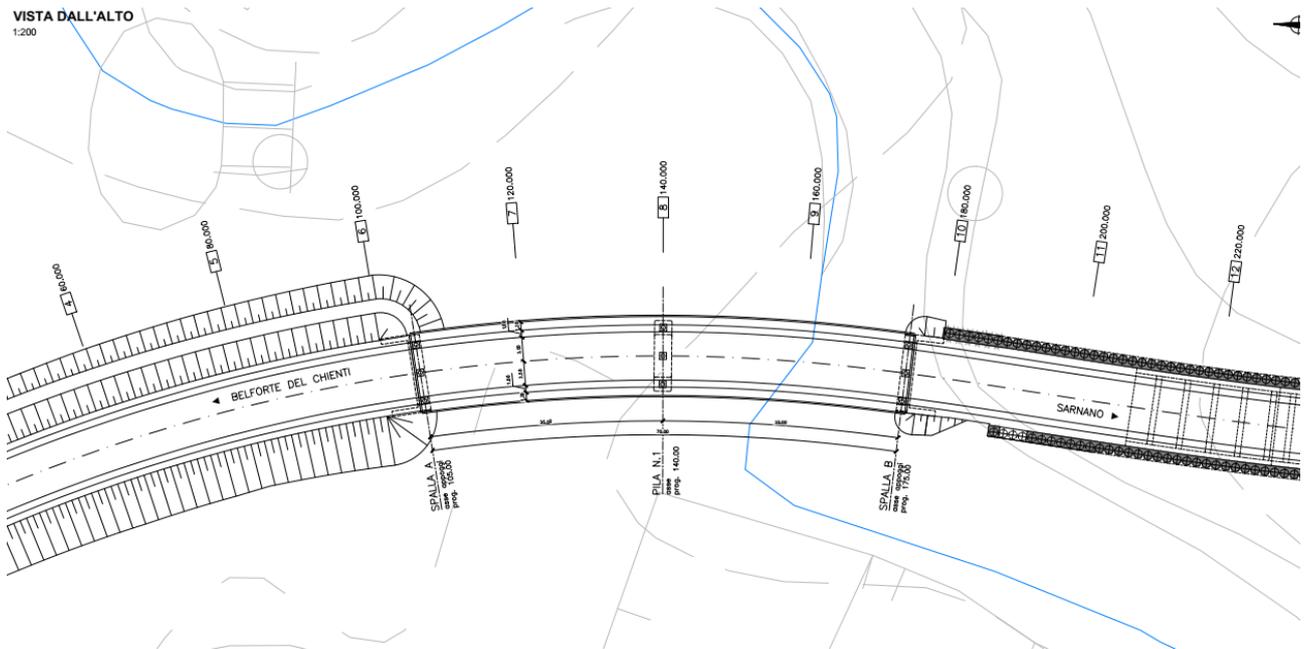


Figura 1.2 Vista dall'alto del viadotto N1

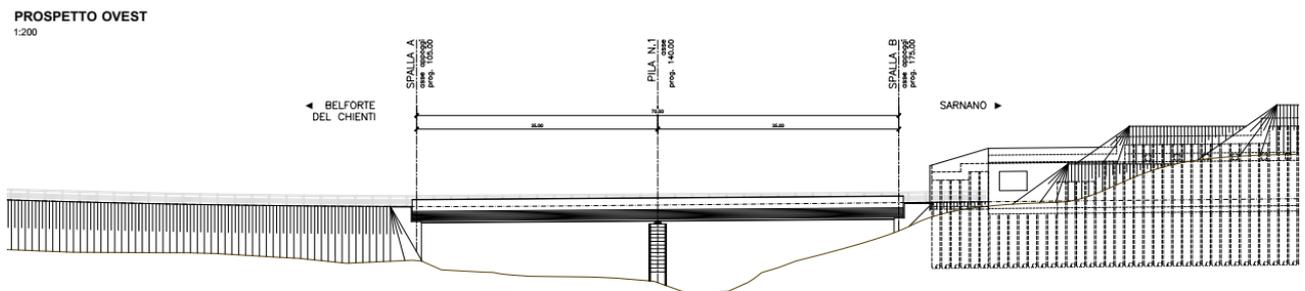


Figura 1.3 Prospetto OVEST del viadotto N1

PROGETTAZIONE ATI:

SEZIONE LONGITUDINALE
1:200

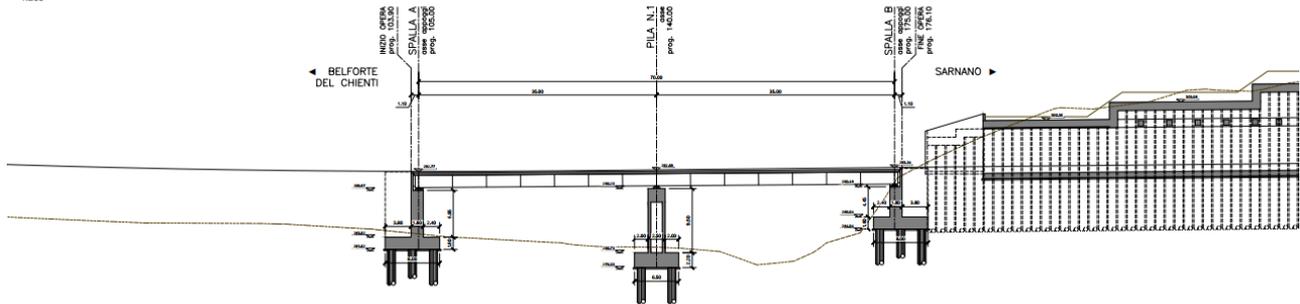


Figura 1.4 Sezione longitudinale del viadotto N1

PIANTA DELLE FONDAZIONI
1:200

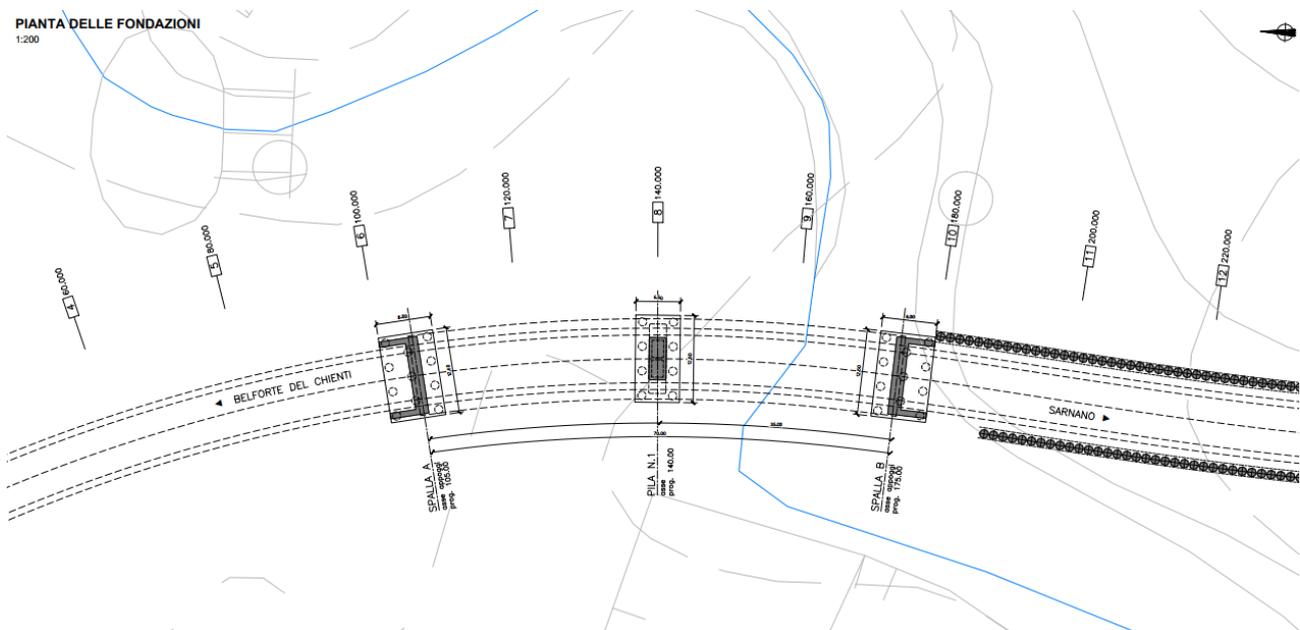
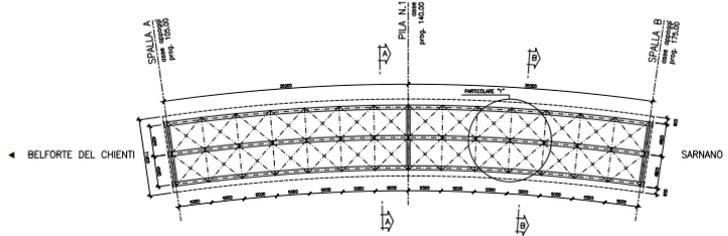


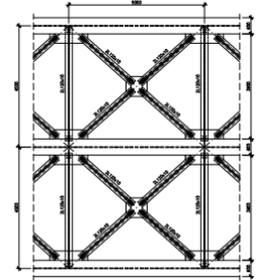
Figura 1.5 Pianta delle fondazioni del viadotto N1

PROGETTAZIONE ATI:

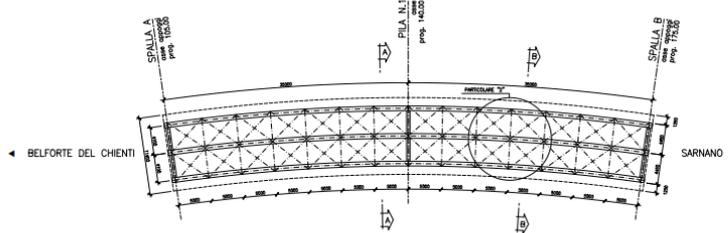
PIATTABANDE E CONTROVENTATURE SUPERIORI
1:200



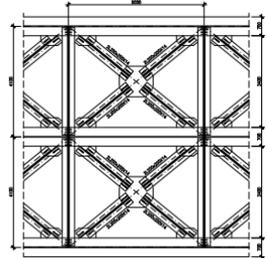
PARTICOLARE 1
CONTROVENTI SUPERIORI
1:50



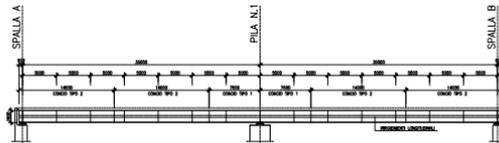
PIATTABANDE E CONTROVENTATURE INFERIORI
1:200



PARTICOLARE 2
CONTROVENTI INFERIORI
1:50



SEZIONE LONGITUDINALE
1:200

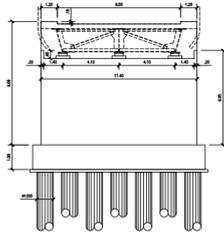


CONDIZIONE	1	2	3	4	5
LUNGHEZZA CARICO GEOMETRICO	14500	14500	14500	14500	14500
DELLA PIATTABANDA SUP.	34600/30	34600/30	34600/30	34600/30	34600/30
DELLA PIATTABANDA INF.	30700/30	30700/30	30700/30	30700/30	30700/30
SPAZZAMENTO ANTRA	20	20	20	20	20
ALTEZZA PILA	1700	1700	1800	1700	1700
ALTEZZA TRAVE METALLICA	1800	1800	1800	1800	1800
PILA	1700	1700	1800	1700	1700
LUNGHEZZA TRAVE	20000	20000	20000	20000	20000
INTERASSE	5000	5000	5000	5000	5000

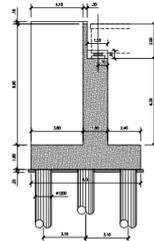
Figura 1.6 Carpenterie impalcato del viadotto N1

PROGETTAZIONE ATI:

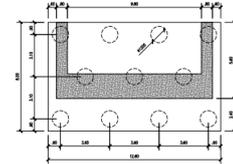
SPALLA A
PROSPETTO FRONTALE
1:100



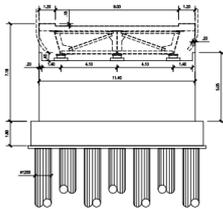
SPALLA A
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



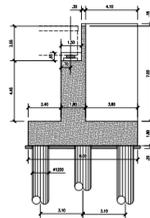
SPALLA A
FONDAZIONE
1:100



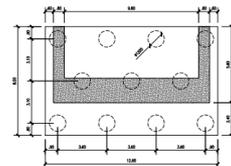
SPALLA B
PROSPETTO FRONTALE
1:100



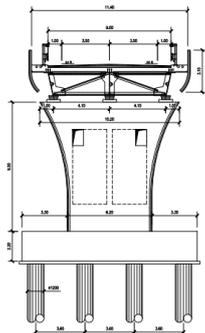
SPALLA B
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



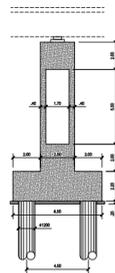
SPALLA B
FONDAZIONE
1:100



PILA
PROSPETTO FRONTALE
1:100



PILA
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



PILA
FONDAZIONE
1:100

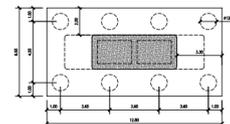


Figura 1.7 Carpenterie pile e spalle del viadotto N1

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.1. VIADOTTO 2

VISTA DALL'ALTO
1:200

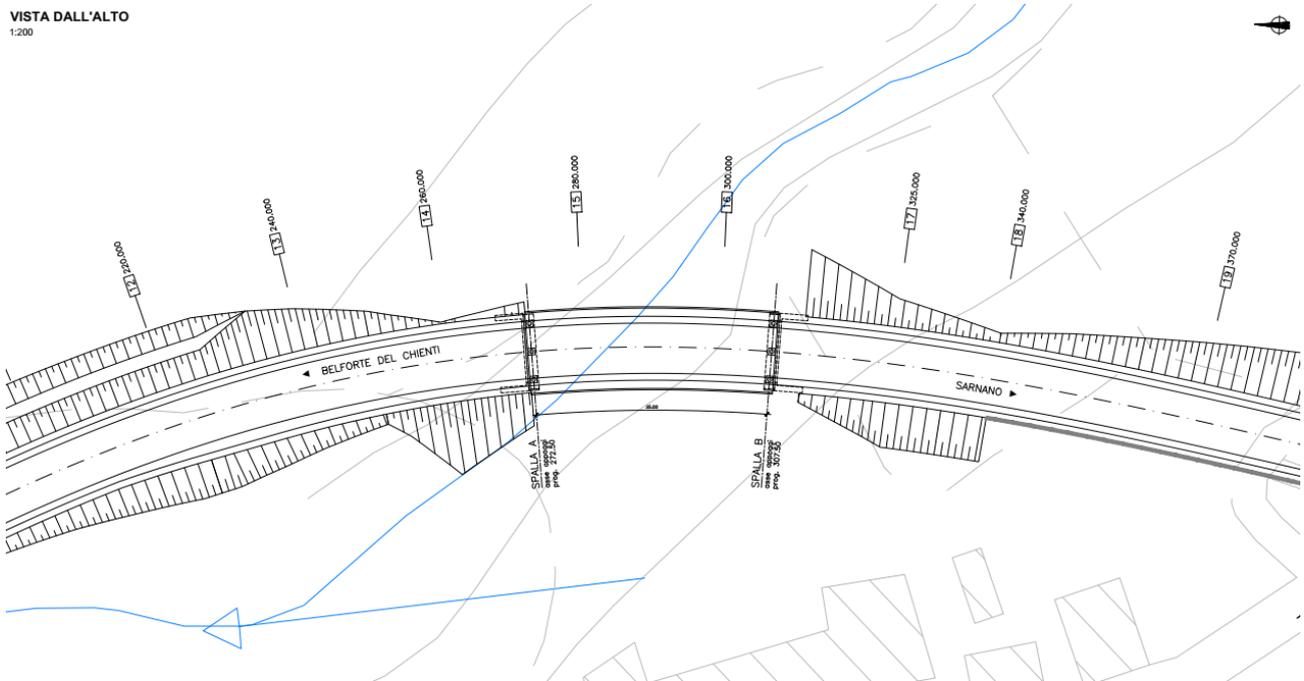


Figura 1.8 Vista dall'alto del viadotto N2

PROSPETTO OVEST
1:200

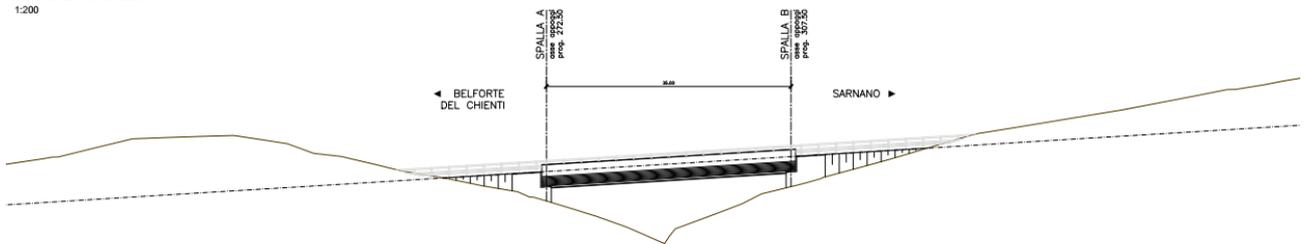
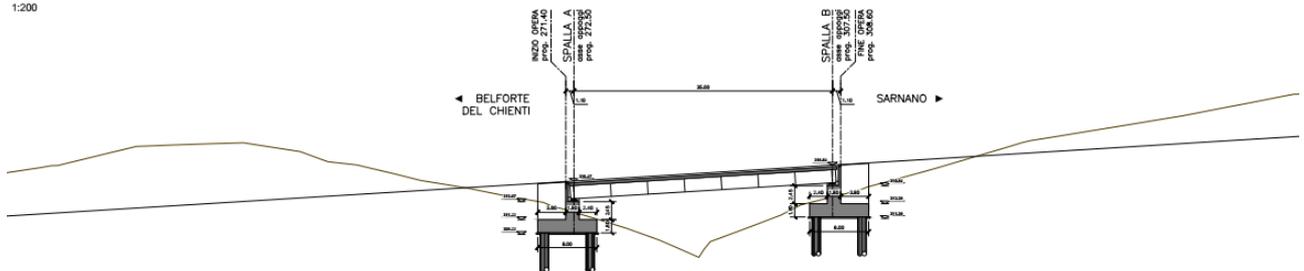


Figura 1.9 Prospetto OVEST del viadotto N2

SEZIONE LONGITUDINALE
1:200



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 1.10 Sezione longitudinale del viadotto N2

PIANTA DELLE FONDAZIONI
1:200

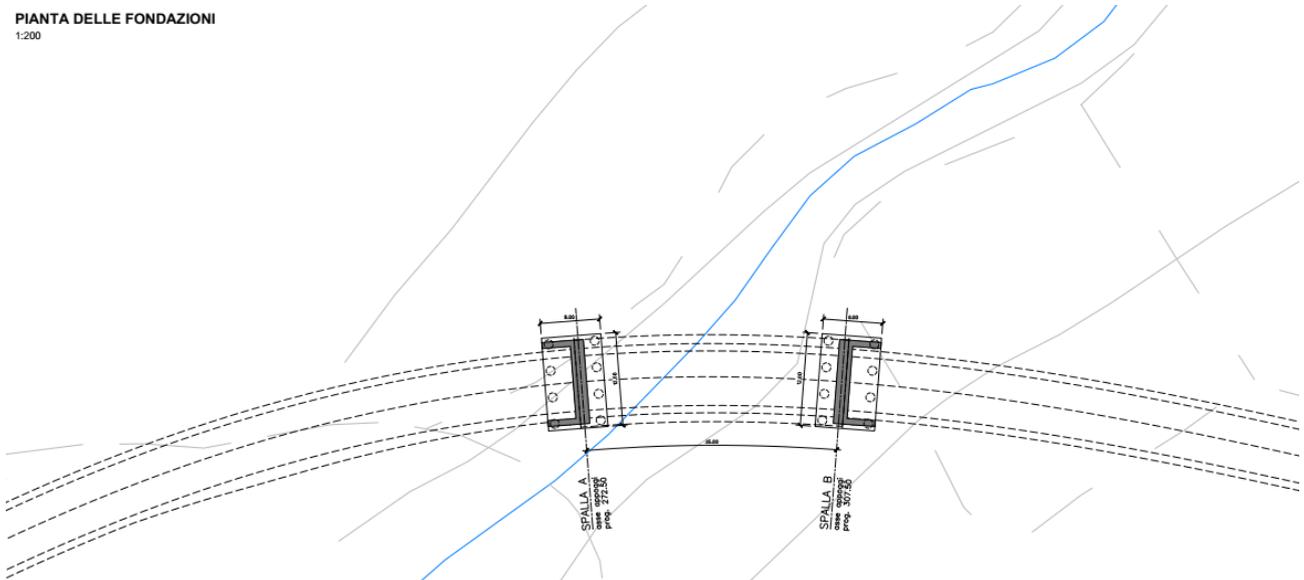
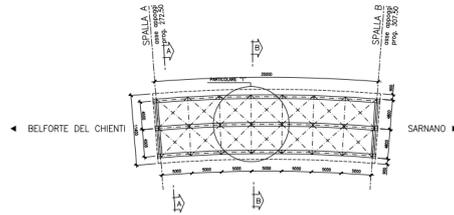


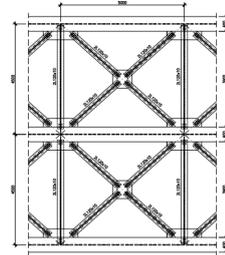
Figura 1.11 Pianta delle fondazioni del viadotto N2

PROGETTAZIONE ATI:

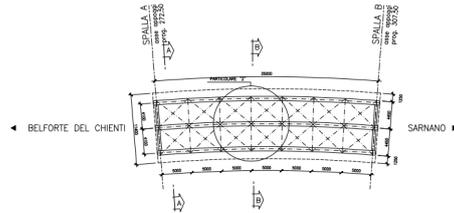
PIATTABANDE E CONTROVENTATURE SUPERIORI
1:200



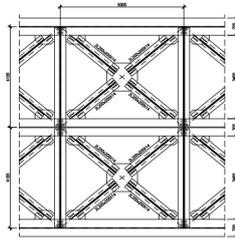
PARTICOLARE 1
CONTROVENTI SUPERIORI
1:50



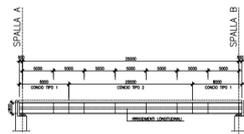
PIATTABANDE E CONTROVENTATURE INFERIORI
1:200



PARTICOLARE 2
CONTROVENTI INFERIORI
1:50

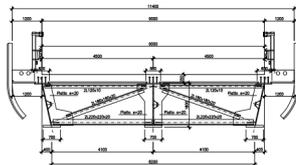


SEZIONE LONGITUDINALE
1:200



DESCRIZIONE	1	2	3
SPALLA SUP.	14000	14000	14000
SPALLA INF.	37000	37000	37000
PIATTABANDE	50	50	50
ALTEZZA	1800	1700	1800
ALTEZZA TRUSS	1800	1800	1800
PIE' 1	31300/2000 h=200		
PIE' 2	31300/2000 h=200		
PIE' 3	31300/2000 h=200		
PIE' 4	31300/2000 h=200		
PIE' 5	31300/2000 h=200		
PIE' 6	31300/2000 h=200		
PIE' 7	31300/2000 h=200		
PIE' 8	31300/2000 h=200		
PIE' 9	31300/2000 h=200		
PIE' 10	31300/2000 h=200		
PIE' 11	31300/2000 h=200		
PIE' 12	31300/2000 h=200		
PIE' 13	31300/2000 h=200		
PIE' 14	31300/2000 h=200		
PIE' 15	31300/2000 h=200		
PIE' 16	31300/2000 h=200		
PIE' 17	31300/2000 h=200		
PIE' 18	31300/2000 h=200		
PIE' 19	31300/2000 h=200		
PIE' 20	31300/2000 h=200		
PIE' 21	31300/2000 h=200		
PIE' 22	31300/2000 h=200		
PIE' 23	31300/2000 h=200		
PIE' 24	31300/2000 h=200		
PIE' 25	31300/2000 h=200		
PIE' 26	31300/2000 h=200		
PIE' 27	31300/2000 h=200		
PIE' 28	31300/2000 h=200		
PIE' 29	31300/2000 h=200		
PIE' 30	31300/2000 h=200		

SEZIONE A-A
DIAFRAMMA TIPO 1 DI APPOGGIO
1:50



SEZIONE B-B
DIAFRAMMA TIPO 2 IN CAMPATA
1:50

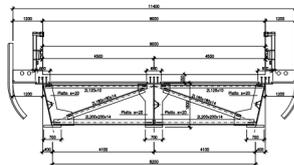
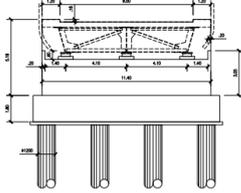


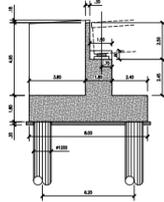
Figura 1.12 Carpenterie impalcato del viadotto N2

PROGETTAZIONE ATI:

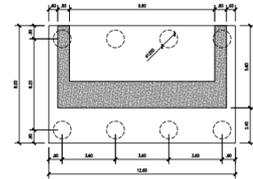
SPALLA A
PROSPETTO FRONTALE
1:100



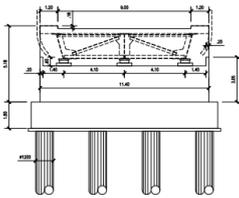
SPALLA A
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



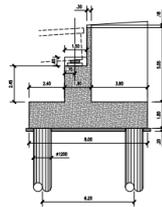
SPALLA A
FONDAZIONE
1:100



SPALLA B
PROSPETTO FRONTALE
1:100



SPALLA B
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



SPALLA B
FONDAZIONE
1:100

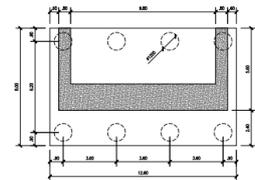


Figura 1.13 Carpenterie pile e spalle del viadotto N2

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.1. VIADOTTO 3

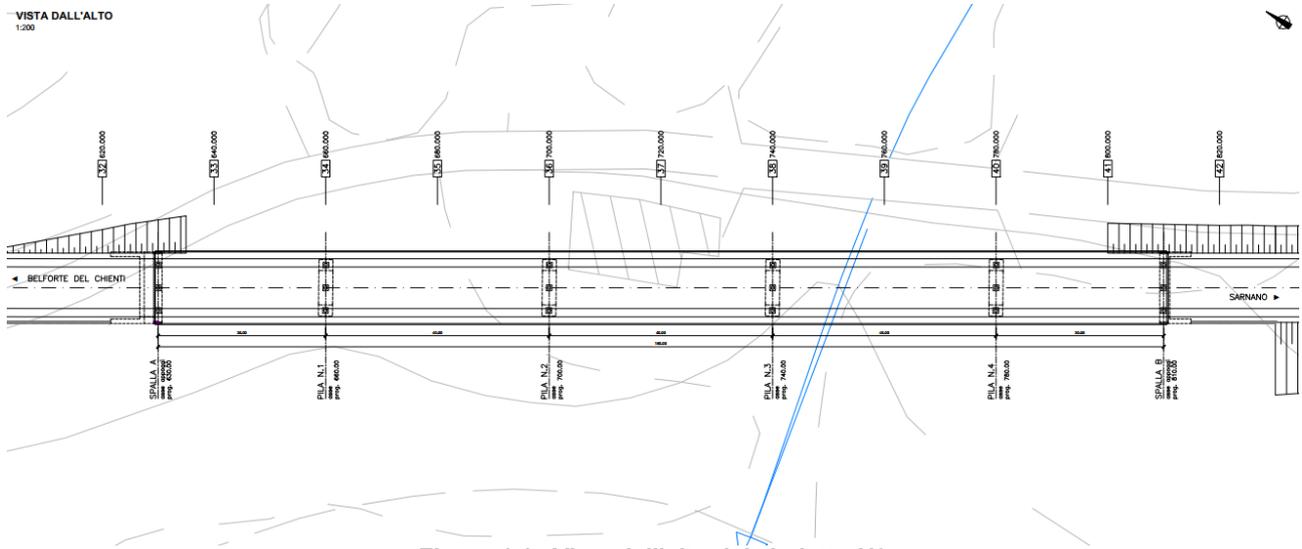


Figura 1.14 Vista dall'alto del viadotto N3

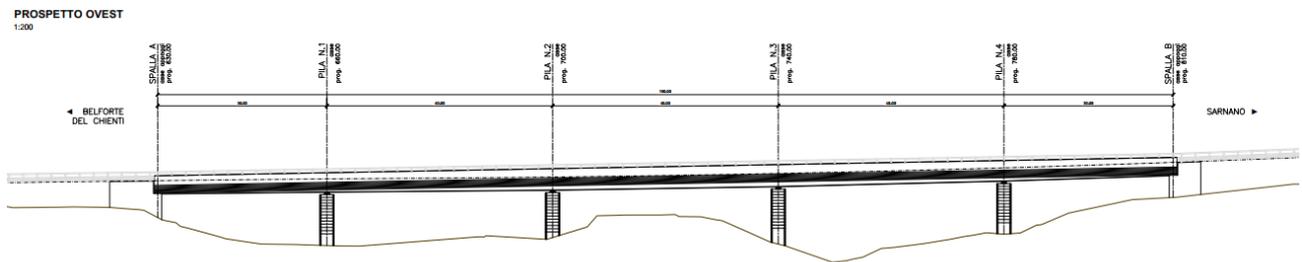


Figura 1.15 Prospetto OVEST del viadotto N3

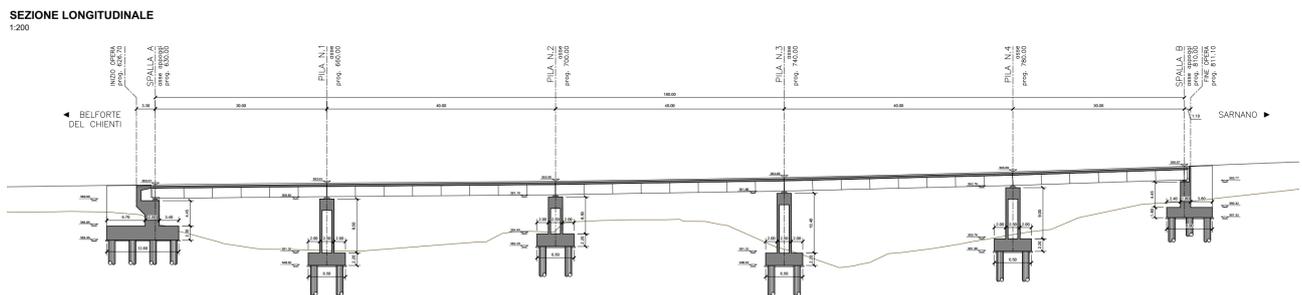


Figura 1.16 Sezione longitudinale del viadotto N3

PROGETTAZIONE ATI:

PIANTA DELLE FONDAZIONI
1:200

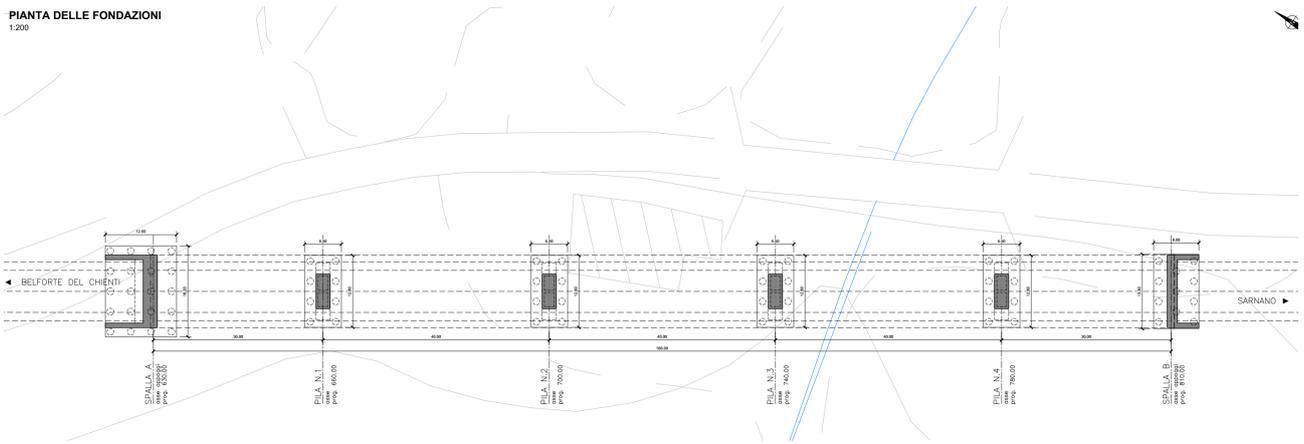
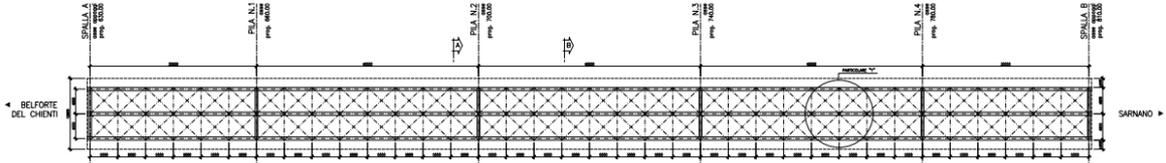
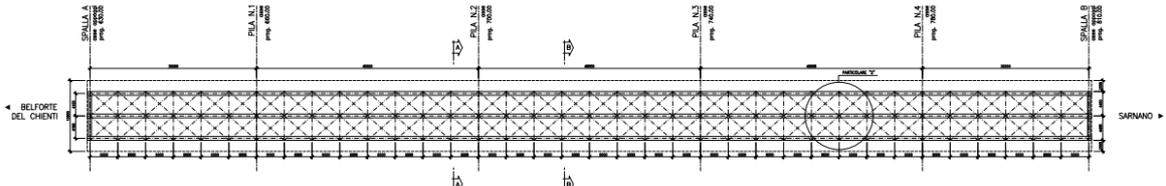


Figura 1.17 Pianta delle fondazioni del viadotto N3

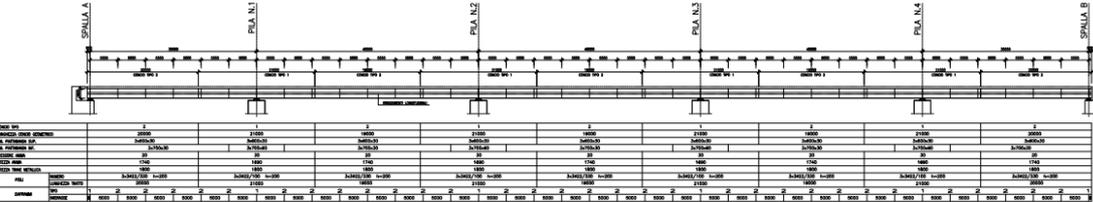
PIATTABANDE E CONTROVENTATURE SUPERIORI
1:200



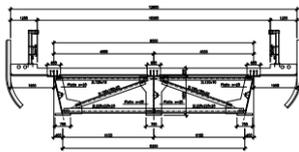
PIATTABANDE E CONTROVENTATURE INFERIORI
1:200



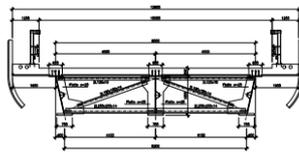
SEZIONE LONGITUDINALE
1:200



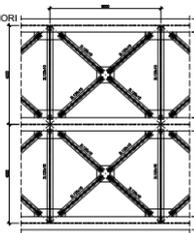
SEZIONE A-A
DIAFRAMMA TIPO 1 DI APPOGGIO
1:50



SEZIONE B-B
DIAFRAMMA TIPO 2 IN CAMPATA
1:50



PARTICOLARE 1
CONTROVENTI SUPERIORI
1:50



PARTICOLARE 2
CONTROVENTI INFERIORI
1:50

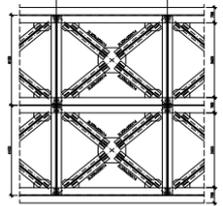
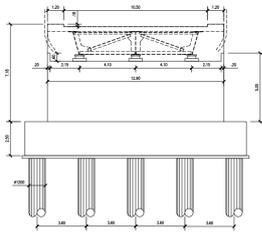


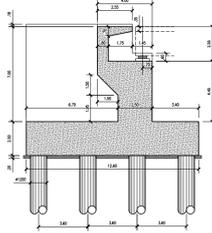
Figura 1.18 Carpenterie impalcato del viadotto N3

PROGETTAZIONE ATI:

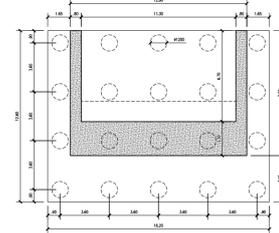
SPALLA A
PROSPETTO FRONTALE
1:100



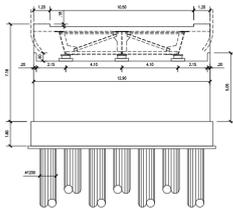
SPALLA A
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



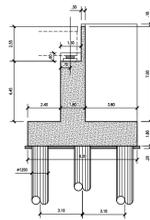
SPALLA A
FONDAZIONE
1:100



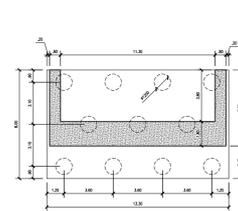
SPALLA B
PROSPETTO FRONTALE
1:100



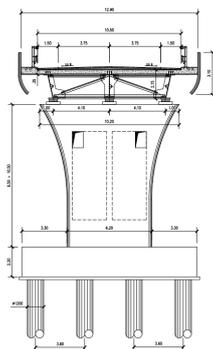
SPALLA B
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



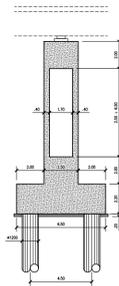
SPALLA B
FONDAZIONE
1:100



PILA
PROSPETTO FRONTALE
1:100



PILA
SEZIONE TRASVERSALE
1:100



PILA
FONDAZIONE
1:100

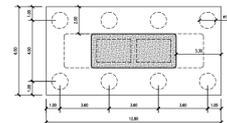


Figura 1.19 Carpenterie pile e spalle del viadotto N3

Nel seguito facciamo riferimento al viadotto N3 $L_{tot}=180m$ che è il più impegnativo per lunghezza e larghezza di impalcato. Gli altri due viadotti hanno luce inferiore a parità di altezza di impalcato per cui possiamo ritenerli involuppati nelle condizioni di verifica.

PROGETTAZIONE ATI:

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/SISMICA DEL TERRENO

Per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento alla caratterizzazione geologica-geotecnica del sito in esame come riportato sulla relazione geologica che riguarda il presente intervento.

Si rimanda alle relazioni geologico e geotecnico del progetto.

Nelle calcolazioni faremo riferimento al seguente profilo geotecnico

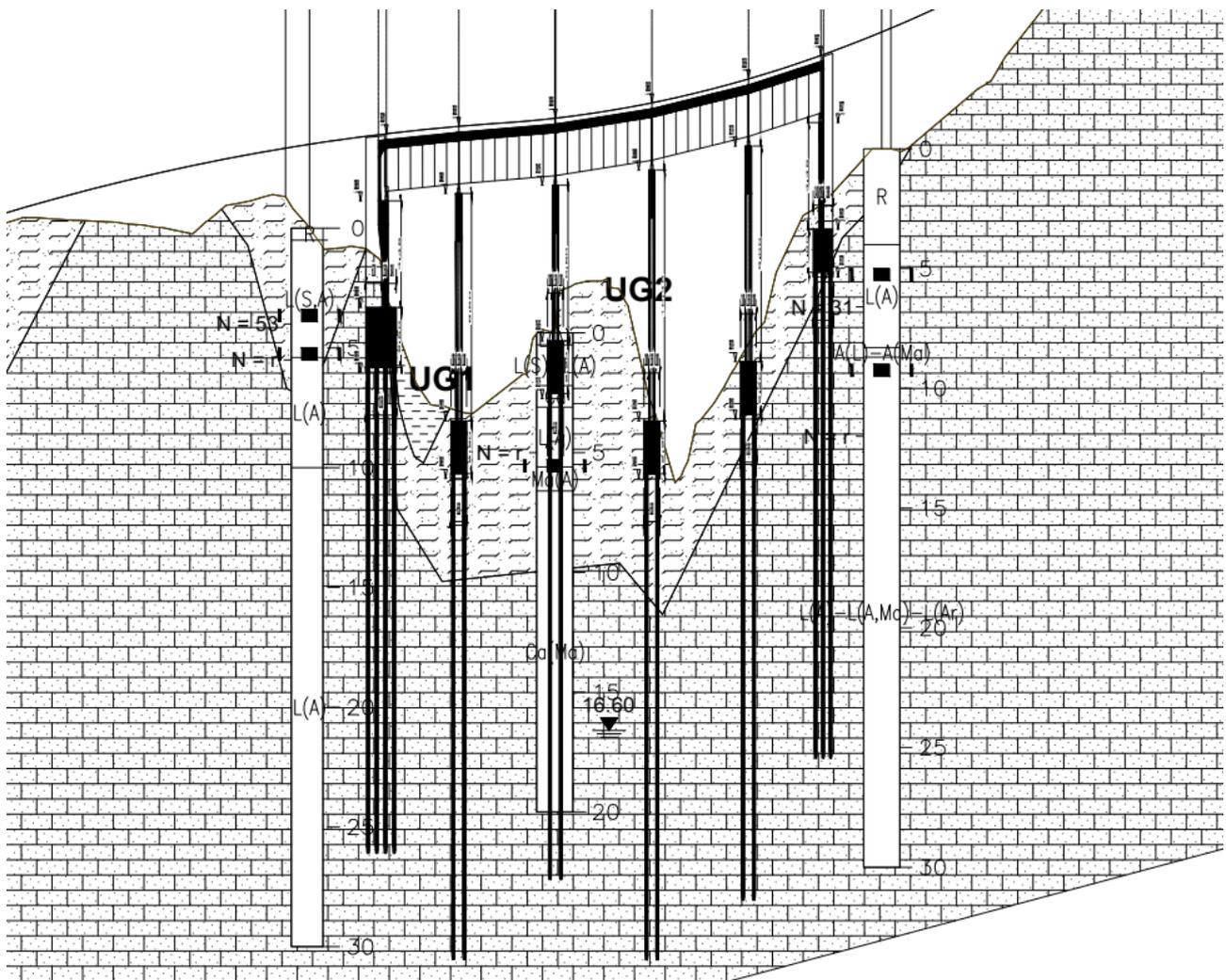


Figura 2.1 Profilo geotecnico con opera sovrapposta

PROGETTAZIONE ATI:

LEGENDA

	<p>UG1 - LIMO CON ARGILLA (Depositi di frana con indizi di evoluzione - MUS₃₁) $\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$, $c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$, $\phi' = 20^\circ \div 23^\circ$, $E = 10 \text{ MPa}$ Solo per il tratto pk 300-400 $c_r=0 \text{ kPa}$ $\phi_r = 18^\circ$</p>
	<p>UG2 - ARGILLA CON LIMO SABBIOSA (Depositi eluvio-colluviali e deposito alluvionali attuali e terrazzati - MUS₂₂, MUS_{3r}, MUS_{3nr}, MTI_{3nr}) $\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \div 20 \text{ kPa}$, $\phi' = 22^\circ \div 28^\circ$ $E = 15 \div 30 \text{ MPa}$</p>
	<p>UG3 - ARGILLA CON LIMO SABBIOSA (Formazione Gessoso-Solfifera - GS) $\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \div 20 \text{ kPa}$, $\phi' = 25^\circ \div 30^\circ$, $c_u = 100 \div 200 \text{ kPa}$ $E = 30 \div 40 \text{ MPa}$ ($z < 15\text{m}$); $50 \div 70 \text{ MPa}$ ($z > 15\text{m}$)</p>
	<p>UG4 - ARENARIA (Litofacies pelitico-arenacea - LAG_{1e}) $\gamma = 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \div 20 \text{ kPa}$, $\phi' = 30^\circ \div 35^\circ$ $E = 10 \div 50 \text{ MPa}$ ($z < 10 \text{ m}$); $50 \div 80 \text{ MPa}$ ($z > 10 \text{ m}$);</p>
	<p>Falda di progetto</p>

Figura 2.2 Parametri geotecnici proposti

Sulla base del profilo geotecnico che interagisce con l'opera si assumono i seguenti parametri medi di calcolo.

PROGETTAZIONE ATI:

PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO

Unità UG1. LIMO CON ARGILLA

Parametri				Parametri			
Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo	Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo
Y (kN/m ³)	19.00	20.00	19.50	c' (KPa)	5.00	10.00	7.50
Y _{sat} (kN/m ³)	20.00	21.00	20.50	cu (KPa)	-	-	-
φ (°)	20	23	21.5	E (MPa)	10	10	10

Unità UG2. ARGILLA CON LIMO SABBIOSA

Parametri				Parametri			
Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo	Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo
Y (kN/m ³)	19.00	20.00	19.50	c' (KPa)	10.00	20.00	15.00
Y _{sat} (kN/m ³)	20.00	21.00	20.50	cu (KPa)	-	-	-
φ (°)	22	28	25	E (MPa)	15	30	22.5

Unità UG3. ARGILLA CON LIMO SABBIOSA

Parametri				Parametri			
Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo	Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo
Y (kN/m ³)	19.00	20.00	19.50	c' (KPa)	10.00	20.00	15.00
Y _{sat} (kN/m ³)	20.00	21.00	20.50	cu (KPa)	100	200	150.00
φ (°)	25	30	27.5	E (MPa) Z<15m	30	40	35
				E (MPa) Z>15m	50	70	60

Unità UG4. ARENARIA

Parametri				Parametri			
Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo	Parametro	Val.min	Val.MAX	Di Calcolo
Y (kN/m ³)	20.00	22.00	21.00	c' (KPa)	10.00	20.00	15.00
Y _{sat} (kN/m ³)	21.00	23.00	22.00	cu (KPa)	-	-	-
φ (°)	30	35	32.5	E (MPa) Z<10m	10	50	30
				E (MPa) Z>10m	50	80	65

CAT. SUOLO C
CAT. TOPOG T1

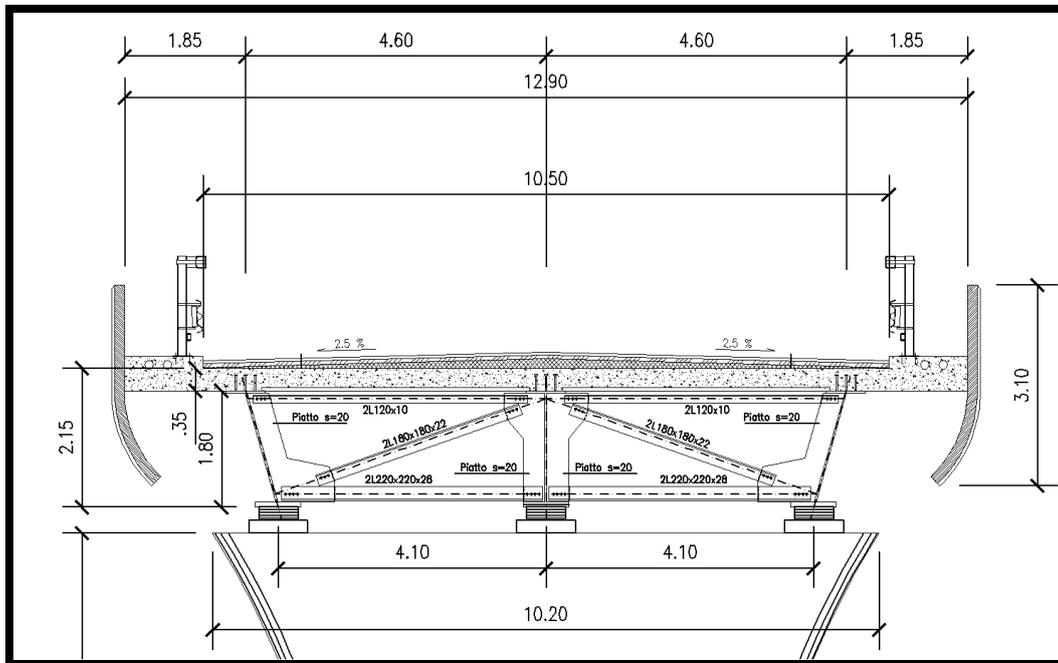
PROGETTAZIONE ATI:

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nel seguito facciamo riferimento al viadotto N3 Ltot=180m che è il più impegnativo per lunghezza e larghezza di impalcato. Gli altri due viadotti hanno luce inferiore a parità di altezza di impalcato per cui possiamo ritenerli inviluppati nelle condizioni di verifica.

Il viadotto, realizzato tramite una struttura mista A-CLS, si compone di due luci laterali di 30 m e tre centrali di 40 m per una lunghezza complessiva di 180 m; lo schema statico è quello di trave continua, realizzato tramite 3 travi su 6 appoggi, di cui quelli di estremità gravano sulle spalle, quelli interni sulle pile; i trasversi, anch'essi in carpenteria metallica, sono posti a passo 5000 mm e si compongono di profili 2L 220x220x28 (correnti inferiori) - 180x180x22 (diagonali) - 120x120x10 (correnti superiori).

La soletta in c.a. ha uno spessore pari a 350 mm e una estensione complessiva pari a 12900 mm; lo schema seguente ne riporta la geometria trasversale:



Caratteristiche geometriche delle travi

- Passo 4600 mm (app.superiori)
- Altezza 1800 mm
- L_{ALI_INF} 700 mm
- L_{ALI_SUP} 600 mm
- t_{anima} variabile (camp.30 mm – app.35 mm)
- t_{ali,inf} variabile (camp.40-50 mm – app.80 mm)
- t_{ali,sup} variabile (camp.30 mm – app.40 mm)
- p_{nervat_trasvers.} 2500 mm
- p_{trasversi} 5000 mm (passo dei trasversi)

PROGETTAZIONE ATI:

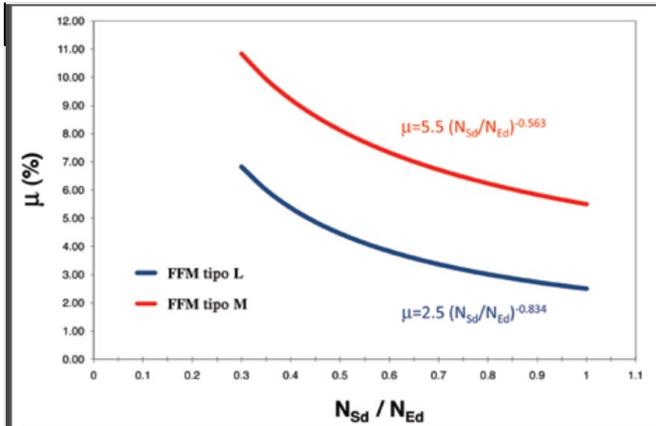
Caratteristiche geometriche della piattaforma

- $L_{,piattaforma}$ 12900 mm
- N° corsie 2
- $L_{,corsie}$ 3000 mm
- $L_{,banchine}$ 800 mm
- $L_{,cordoli}$ 1200 mm

Il sistema è ISOLATO su isolatori a pendolo a doppia curvatura aventi le seguenti caratteristiche:

PARAMETRI EQUIVALENTI PER ISOLATORI A PENDOLO		
R	3.1 m	Raggio curvatura equivalente
μ	4.38 %	Coeff. attrito (calcolato dal grafico a fianco)
Tipo	2.5	Coeff. che dipende dal tipo di isolatore (vedi curva)
Nsd	2600 kN	Azione quasi permanente (sotto sisma)
Nmax	5100 kN	Azione massima allo SLU sopportabile dall'isolatore
d	145 mm	Spostamento
<p>Qualora le norme utilizzate per la progettazione strutturale consentano di modellare il comportamento non lineare sopra descritto con un modello lineare equivalente, la rigidità equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente possono essere calcolati con le seguenti formule:</p> $K_e = N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad \xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$		
Ke	1624.979 kN/m	Rigidità equivalente (x modello linearizzato)
ξ_e	30.00 %	Smorzamento equivalente (x modello linearizzato)
Ceq	393.76	Coeff. di smorzamento equivalente
<p>Il periodo proprio equivalente, ossia il periodo associato alla rigidità equivalente, di una struttura isolata con isolatori a superficie curva può essere calcolato come segue:</p> $T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$		
Te	2.537513 sec	
<p>Invece, il periodo associato alla rigidità di richiamo K_r è lo stesso di un pendolo semplice di lunghezza R:</p> $T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$		
T	3.532045 sec	

PROGETTAZIONE ATI:



MODELLAZIONE

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva della serie **FIP** e **FIP-D** è la curva bilineare Forza-Spostamento mostrata nel grafico sottostante, dove:

$F_0 = \mu \cdot N_{Sd}$ ➔ forza di attrito sviluppata dall'isolatore

$F_{max} = F_0 + K_r \cdot d = \mu \cdot N_{Sd} + \frac{N_{Sd}}{R} \cdot d$ ➔ forza orizzontale massima

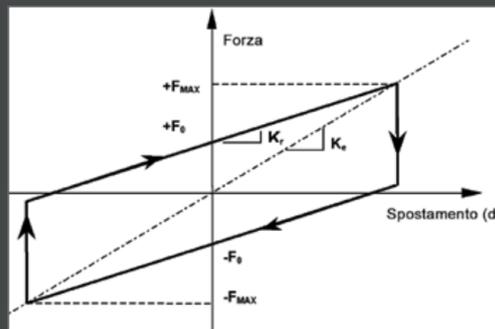
$K_r = \frac{N_{Sd}}{R}$ ➔ rigidezza di richiamo

μ ➔ coefficiente di attrito

N_{Sd} ➔ carico verticale agente sull'isolatore

R ➔ raggio di curvatura equivalente

d ➔ spostamento



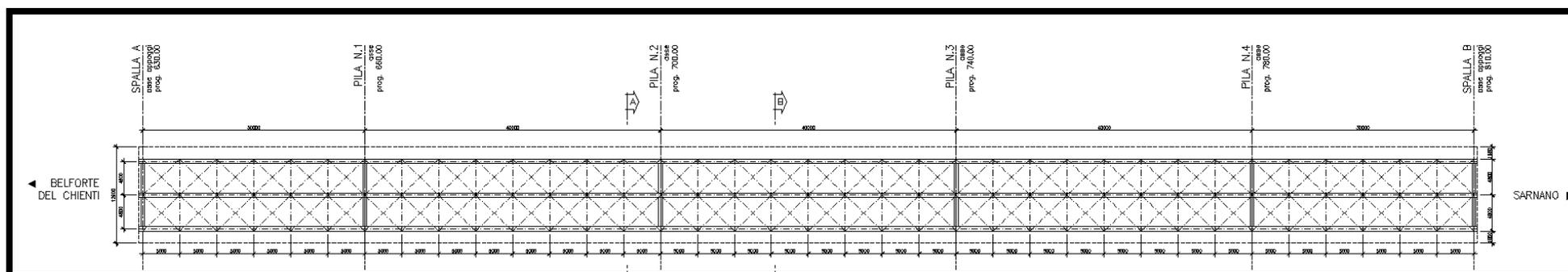
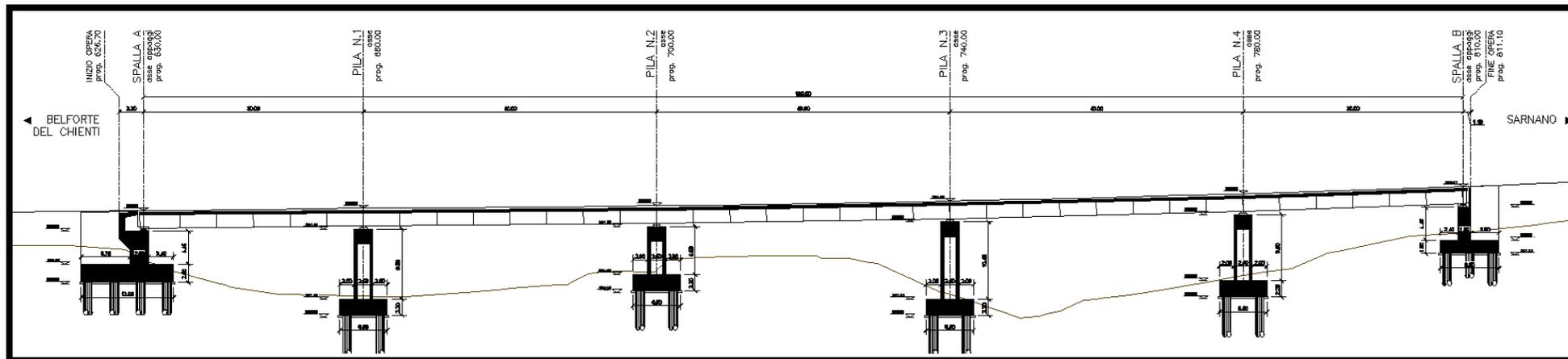
PARAMETRI SAP for linear analysis

effective stiffness	1624.979 kN/m
effective damping	393.76

PARAMETRI SAP for NON-linear analysis

stiffness	114009 kN/m
friction coeff. Slow	0.044
friction coeff. Fast	0.044
Rate parameter	0
Net Pendulum Radiu	3.1 m

PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

4. NORMATIVE E RIFERIMENTI

[1]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 21 gennaio 2019, n. 7	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per la costruzioni"» di cui al D.M. 17 gennaio 2018
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete

PROGETTAZIONE ATI:

[15]		structures – General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale	Linee guida sul calcestruzzo strutturale
[21]	UNI-EN 206-1	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
[22]	UNI-EN 11104	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
[23]	RFIDTCSIPSMAIFS001C	Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
[24]	Mario Paolo Petrangeli	Progettazione e costruzione di ponti, 1996

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1. CALCESTRUZZO

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
UNI EN 206-1/2006;
UNI 11104.

ASSENZA DI RISCHIO DI CORROSIONE O ATTACCO

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserimento di barre metalliche: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserimento di barre metalliche: in ambiente molto asciutto.	<ul style="list-style-type: none"> Interno di edifici con umidità relativa molto bassa Calcestruzzo non armato all'interno di edifici Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico 	—	—	C12/15 (UNI 11104) C12/15 (UNI EN 206-1)

CORROSIONE INDOTTA DA CARBONATAZIONE

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XC1	Asciutto permanentemente bagnato	<ul style="list-style-type: none"> Interni di edifici con umidità relativa bassa Calcestruzzo armato ordinario 	0,60 (UNI 11104) 0,65 (UNI EN 206-1)	300 (UNI 11104) 260 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C20/25 (UNI EN 206-1)

		precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua			
XC2	Bagnato, raramente asciutto	<ul style="list-style-type: none"> Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo 	0,60 (UNI 11104) 0,60 (UNI EN 206-1)	300 (UNI 11104) 280 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C25/30 (UNI EN 206-1)
XC3	Umidità moderata	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta 	0,55 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 280 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XC4	Ciclicamente asciutte e bagnate	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido Calcestruzzo a vista in ambienti urbani Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XC1	0,60	C (25/30)	300
XC2	0,60	C (25/30)	300
XC3	0,55	C (28/35)	320
XC4	0,50	C (32/40)	340

CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DA CLORURI ESCLUSI QUELLI PROVENIENTI DALL'ACQUA DI MARE

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XD1	Umidità moderata	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri 	0,55 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XD2	Bagnato, raramente asciutto	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine) 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C32/40 (UNI EN 206-1)
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XD1	0,55	C (28/35)	320
XD2	0,50	C (32/40)	340
XD3	0,45	C (35/45)	360

CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DA CLORURI PRESENTI NELL'ACQUA DI MARE

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità 	0,45 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XS2	Permanentemente sommerso	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare. 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 340 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XS1	0,50	C (32/40)	340
XS2	0,45	C (35/45)	360
XS3	0,45	C (35/45)	360

ATTACCO DEI CICLI GELO/DISGELO CON O SENZA SALI DISGELANTI

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m³]	Minima classe resistenza
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	<ul style="list-style-type: none"> • Superfici verticali di calcestruzzo con facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo • Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo alla pioggia o all'acqua 	0,50 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	<ul style="list-style-type: none"> • Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti 	0,50 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C25/30 (UNI EN 206-1)
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	<ul style="list-style-type: none"> • Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	<ul style="list-style-type: none"> • Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 340 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	VOLUME MINIMO DI ARIA (%)	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)	ATRI REQUISITI
XF1	0,50	C (32/40)	---	320	Aggregati conformi alla UNI-EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo
XF2	0,50	C (25/30)	3	340	
XF3	0,50	C (25/30)	3	340	
XF4	0,45	C (28/35)	3	360	

ATTACCO CHIMICO (DA PARTE DI ACQUE DEL TERRENO E ACQUE FLUENTI)

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo prospetto 2 della UNI EN 206-1	<ul style="list-style-type: none"> Contenitori di fanghi e vasche di decantazione Contenitori e vasche per acque reflue 	0,55 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo prospetto 2 della UNI EN 206-1	<ul style="list-style-type: none"> Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo prospetto 2 della UNI EN 206-1	<ul style="list-style-type: none"> Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarichi industriali 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 340 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m³)
XA1	0,55	C (28/35)	320
XA2	0,50	C (32/40)	340
XA3	0,45	C (35/45)	360

CLASSE DI CONSISTENZA	ABBASSAMENTO AL CONO DI ABRAMS (mm)	DENOMINAZIONE DI CONSISTENZA	CAMPO DI APPLICAZIONE
S1	Da 10 a 40	Umida	Cordoli, marciapiedi
S2	Da 50 a 90	Plastica	Forti pendenze
S3	Da 100 a 150	Semifluida	Scale, coperture inclinate rampe
S4	Da 160 a 210	Fluida	Muri, solai, travi pilastri
S5	Oltre 220	Superfluida	Strutture sottili, scarso interfero

Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato	
Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel calcestruzzo (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)

Magrone di sottofondazione

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	15	N/mm ²
Classe di esposizione	X0		-

Soletta e cordoli

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XF2	-
Gruppi di esigenze		A	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Classe di consistenza (Slump)		S4-S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm

Pile e spalle

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XF1	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.50	-
Classe di consistenza (Slump)		S4-S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm

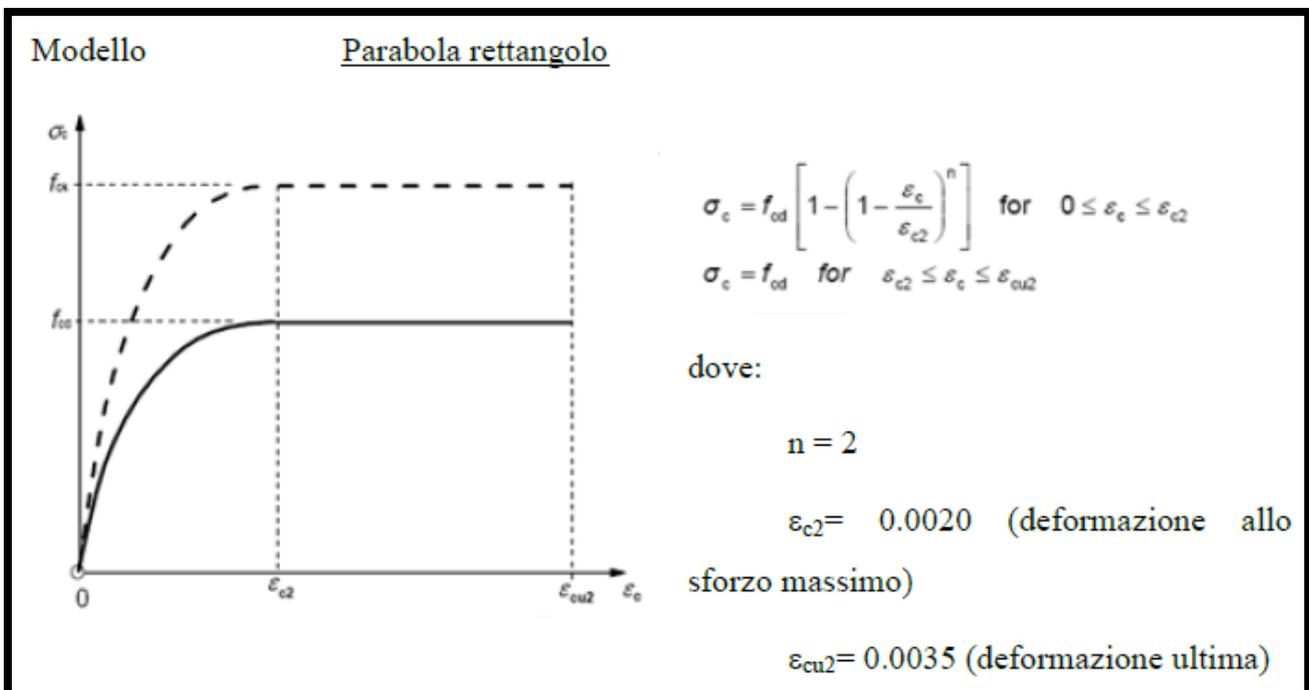
Fondazioni

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2+XA2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Classe di consistenza (Slump)		S4-S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI		Fy,nom	E	f,yd	ε,y	acc
		Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(N/mmq)	(N/mmq)	coeff ridutt. carichi lunga dur.
		(N/mmq)		(N/mmq)	Res_ di calcolo acc.	
		450	210000	391,3	0,186%	0,85

Rck	f,cd	Ec,m	f,ck	f,ctd	f,ctd,f	f,cm	f,ctm
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)
Res_cubica a compr.	Res_a compr. pura	Modulo elastico medio	Res_cilindrica a compr	Res_a traz.assiale	Res_a traz. x flessione	Res_cilindrica media a compr	Res_media a trazione assiale
45	19,83	34077	35	1,50	1,80	43	3,21

f,ctk	f,cfm	f,ck	SLE				
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	σc,caratt (rara)	σc,q.perm.	σc,caratt (rara)	σc,q.perm.	σs
Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless	Res_caratt a trazione x fless	Elementi ordinari (sp.>=50 mm)		Elem. piani (sp.<50 mm)		Tens.amm comb.
2,25	3,85	2,70	σc,d=0,6*fck	σc,d=0,45*fck	σc,d=0,48*fck	σc,d=0,36*fck	SLE rara (0,8*fyk)
			21,00 MPa	15,75 MPa	16,80 MPa	12,60 MPa	360,00 MPa



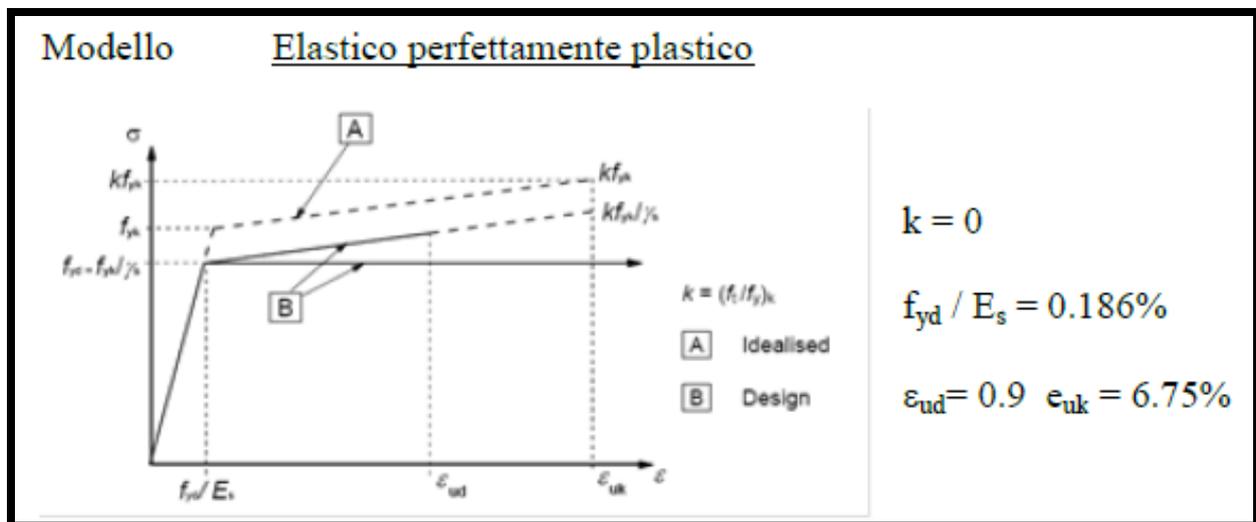
Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

5.2. ACCIAIO

Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio	B450		
Tensione caratteristica di rottura	ftk	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	fyk	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	fyd	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	ftk / fyk	≥1.15	-
Modulo di elasticità	Es	210000	N/mm ²



Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S355 (Fe 510)			
Tensione di rottura	ftk	510	N/mm ²
Tensione di snervamento	fyk	355	N/mm ²
Profili laminati	S355J2	EN 10025-5	

Pioli di collegamento

Pioli elettrosaldati tipo Nelson	S235J2G3+C450	(ex ST 37-3K)	EN ISO13918
----------------------------------	---------------	---------------	-------------

- Carico di snervamento (Re) min. 350 N/mm²
- Resistenza a trazione (Rm) min.450 N/mm²
- Allungamento (A5) min.15%

Unioni bullonate

Viti	Classe 10.9	UNI EN ISO 898/1
Dadi	Classe 8G	UNI EN 898/2
Rosette	Acciaio C50	UNI EN 10083/2
Piastrine	Acciaio C50	UNI EN 10083/2

Unioni saldate

Saldature in accordo con istruzione FS 44/S Legami costitutivi

5.3. COPRIFERRO ED INTERFERRO

Per la determinazione del copriferro si fa riferimento sia a quanto prescritto nelle norme NTC2018 e relativa Circolare 2019, ai § 4.1.2.2.4.2 e 4.1.6.1.3:

C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_0	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	
			$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
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

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

Soletta e cordoli

- Classe esposizione XF2
- Condizioni aggressive
- Copriferro min: $30+10 -5 = 35$ mm (controllo copriferri in fase di esecuzione)

Pile e spalle

- Classe esposizione XF1
- Condizioni ordinarie
- Copriferro min: $30+10 -5 = 35$ mm (controllo copriferri in fase di esecuzione)

Fondazioni

- Classe esposizione XC2+XA2
- Condizioni ordinarie
- Copriferro min: $30+10 = 40$ mm

6. FASI COSTRUTTIVE

- A. REALIZZAZIONE DELLE FONDAZIONI
- B. REALIZZAZIONE DI PILE
- C. REALIZZAZIONE DELLE SPALLE
- D. POSA IN OPERA DELLE TRAVI
- E. REALIZZAZIONE DEI TRASVERSI
- F. POSA DELLE PREDALLES E GETTO DELLA SOLETTA
- G. REALIZZAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA

FASE	CARICHI AGENTI	SCHEMA STRUTTURALE
FASE 0	Peso proprio delle travi	Solo travi
FASE 1	Peso proprio predalles e soletta	Travi continue con trasversi e soletta non reagente (n=inf.)
FASE 2	Pesi propri portati (pavimentazione, urbano) + ritiro del cls	Travi continue con trasversi e soletta reagente omogeneizzata a tempo infinito (considerando gli effetti della viscosità)
FASE 3	Carichi variabili + variazioni termiche	Travi continue con trasversi e soletta reagente omogeneizzata a tempo zero
FASE 4	Fase sismica: analisi dinamica modale	Travi continue con trasversi modellati tramite elementi frame e soletta reagente modellata con shell

7. IMPALCATO

7.1. PREDIMENSIONAMENTO PONTE

Per il predimensionamento si ricorre a formule empiriche che legano l'altezza della trave alla luce della campata:

$$H \approx L/15$$

Nel caso di trave continua, è possibile ridurre la lunghezza della campata del 75%:

$$H \approx 0.75 L/15 = L/20$$

Di seguito vengono riportati i calcoli speditivi di predimensionamento del ponte nella ipotesi di trave semplicemente poggiate per la fase 0 e continua per le successive fasi I,II,III.

Dopo breve iterazione si ottengono i dati sotto riportati

Il calcolo tiene conto delle fasi costruttive ed esegue le verifiche SLU ed SLE su calcestruzzo, e acciaio di carpenteria fornendo infine la stima della controfreccia necessaria (hp trave semplic.appogg.):

- Trave continua con $H \approx 0.75 L/15 = \approx L/20 \rightarrow 40/20 = 2.00$ (viene posto 1800 mm)
- $B_{inf} \approx H/3 = 700$ mm
- $B_{sup} \approx 2/3 * B_{inf} = 467$ mm (viene posto 600 mm)
- $t_{anima} = 30$ mm
- $t_{ali,sup} = 40$ mm
- $t_{ali,inf} = 80$ mm
- a (interasse costole irrigidim.) $\approx 1.3 H = 2340$ mm (viene posto 2500 mm)
- Pesi propri incrementati del 50% per tener conto dei carichi variabili da traffico opp. (campata) carico Q1k concentrato in mezzzeria + carico q1k uniform. distrib.;

Classifica delle sezioni:

Altezza della sezione trasversale	h	1800.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	700.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	30.00	[mm]
Spessore delle ali	t _f	30.00	[mm]
Raggio di raccordo	r	12.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

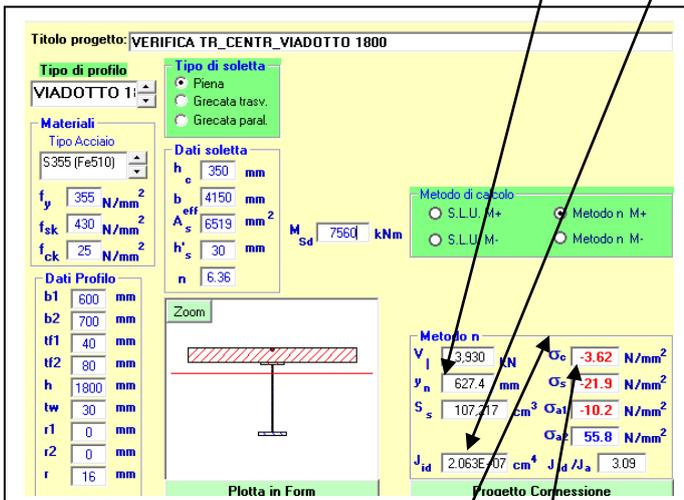
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	1716.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	30.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	57.20	[-]
Classificazione dell'anima per flessione		CLASSE 1	
Classificazione dell'anima per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	323	[mm]
Spessore delle ali	t _f	30.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	10.77	[-]
Classificazione delle ali per flessione		CLASSE 3	

Altezza della sezione trasversale	h	1800.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	700.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	40.00	[mm]
Spessore delle ali	t _f	80.00	[mm]
Raggio di raccordo	r	12.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	1616.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	40.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	40.40	[-]
Classificazione dell'anima per flessione		CLASSE 1	
Classificazione dell'anima per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	318	[mm]
Spessore delle ali	t _f	80.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	3.98	[-]
Classificazione delle ali per flessione		CLASSE 1	

Validazione dei risultati: effettuata tramite il software Profili del Prof. Gelfi

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X_3 (+)	Ja_3 (+)
(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)
Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)
452500	365303	2.292E+08	627	2.062730E+11



Il foglio di calcolo riporta coincidenza totale delle caratteristiche inerziali e delle tensioni di calcolo sia per M⁺ che per M⁻; il foglio di calcolo tiene conto della somma delle tensioni presenti sui materiali nelle diverse fasi, nonché della forza assiale dovuta al ritiro e della coppia che l'eccentricità della risultante del ritiro genera rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata a tempo infinito. L'applicativo xls si compone di due fogli: il primo, di predimensionamento, utilizza i dati speditivi; il secondo, di dettaglio, utilizza i dati di output del solutore

M_3	TENSIONI SLU - FASE III					
	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali_sup}	σ _{a,an_sup}	σ _{a,an_irr}	σ _{a,an_ir}
(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
M ₃ (Qik ± ΔT)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc. al
7560.0	-3.62	-21.90	-10.17	-8.70	7.79	52.87

Il foglio di calcolo si compone una serie di moduli utilizzabili come post-processore del software di calcolo SAP2000 (o qualunque software che possa esportare le cds i xls) tramite i quali vengono eseguite in automatico le seguenti verifiche:

→ Calcolo del Beff

Progetto in fase di predimensionamento (**) e contestuale verifica per fasi di cls, acciaio e freccia; la fase di predimensionamento tiene debitamente conto di viscosità e ritiro;

→ Calcolo dettagliato in base ai dati di output del solutore SAP2000:

- Verifiche SLU ed SLE nelle tre combinazioni CARATT. – FREQ – Q.PERM.
- Verifiche tensionali per fasi (con viscosità e ritiro);
- Verifica imbozzamento dei pannelli d'anima;
- Verifica dei pioli di collegamento;
- Verifica dei giunti d'anima e dei coprigiunti
- Verifiche a fatica

(**)

Il calcolo manuale in fase di predimensionamento viene condotto sommando di volta in volta le tensioni (non le sollecitazioni) relative ai diversi valori delle grandezze meccaniche $n, i/A, i/J, i/X, i$ ($n=E_a/E_c$; A =area ideale; J =mom. inerzia ideale; X = asse neutro; $i=1-2-3$ – fasi) in funzione della fase di applicazione

- FASE 0: SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO
- FASE I: SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k

nella prima fase la trave in acciaio non puntellata porta l'interezza del carico del PP e del G_{1k} (soletta non collaborante);

Nota: il PP della trave in acciaio lavora su uno schema di trave semplicemente poggjata; il getto della soletta avviene invece su uno schema di trave continua ma con soletta non collaborante;

- FASE II: SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - $n=E_a/E_c^*$ - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS
- FASE III: SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - $n=E_a/E_c$ - SOVRACC. VARIABILI Q_{ik}. + VARIAZ. TERMICHE ΔT
- SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX

Nota_1:

il calcolo dettagliato che segue necessita di gestire in modo disaccoppiato le sollecitazioni derivate dalle complesse combinazioni di carico per cui verrà condotto sommando le tensioni secondo lo schema delle fasi di calcolo di cui al cap. 4 anziché come nel modo semplificato sopra riportato

Nota_2:

Il foglio di calcolo gestisce le sezioni rette, per cui le verifiche delle travate laterali verranno gestite con altro software

Di seguito si riportano le schermate del primo modulo (predimensionamento): inserendo i pochi dati richiesti nelle celle gialle, si ottengono le verifiche speditive della travata (2 configurazioni possibili: trave semplicemente appoggiata o trave continua).

Le verifiche soddisfatte sono automaticamente riportate in color verde; quelle non soddisfatte in rosso.

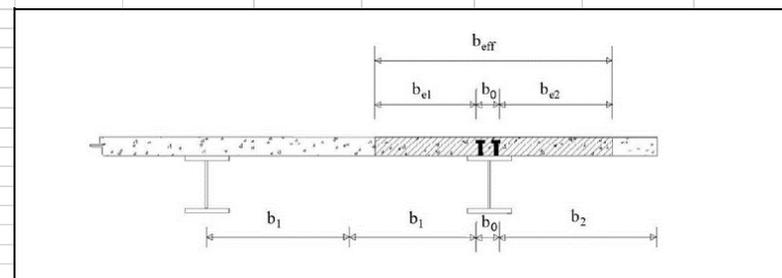
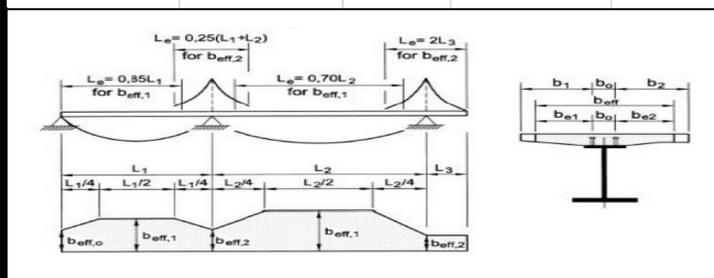
Nota:

il calcolo speditivo di predimensionamento è risultato ben posto.

Le differenze non sostanziali registrate nel successivo calcolo di dettaglio sono dovute sia all'effettivo grado di redistribuzione delle sollecitazioni nello schema di travata continua, sia all'effetto della riduzione di rigidità agli appoggi dovuto alla fessurazione.

In caso di schemi semplicemente poggianti le soluzioni speditive e dettagliate possiedono un maggior grado di convergenza.

APP.1	TRAVATA 1	APP.2	TRAVATA 2	APP.3	TRAVATA 3	APP.4	TRAVATA 4	APP.5	TRAVATA 5	APP.6	APP.7	APP.8
(App.esterno)	L= 30,00 m	(App.interno)	L= 40,00 m	(App.interno)	L= 40,00 m	(App.interno)	L= 40,00 m	(App.interno)	L= 30,00 m	(App.esterno)	FALSO	
	(campata travata esterna)		(campata travata interna)		(campata travata interna)		(campata travata interna)		(campata travata esterna)			(campata travata esterna)
	Le = 25,50 m	Le = 17,50 m	Le = 28,00 m	Le = 20,00 m	Le = 28,00 m	Le = 20,00 m	Le = 28,00 m	Le = 17,50 m	Le = 25,50 m			Le = 0,00 m



TRAVATA 1														
N° Campate solaio	Camp.n° 1	APP.1	Camp.n° 2	APP.2	Camp.n° 3	APP.3	Camp.n° 4	APP.4	Camp.n° 5	APP.5	Camp.n° 6	APP.6	Camp.n° 7	APP.7
Tipologia campata sol.	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)
L camp. solio	1,85 m	290 mm	4,60 m	290 mm	4,60 m	290 mm	1,85 m	0 mm	0,00 m	0 mm	0,00 m	0 mm	0,00 m	0 mm
b,i	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
(be= 3188 mm) b,eI=	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
b,eff		4150 mm		4600 mm		4150 mm								

TRAVATA 2														
N° Campate solaio	Camp.n° 1	APP.1	Camp.n° 2	APP.2	Camp.n° 3	APP.3	Camp.n° 4	APP.4	Camp.n° 5	APP.5	Camp.n° 6	APP.6	Camp.n° 7	APP.7
Tipologia campata sol.	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)
L camp. solio	1,85 m	290 mm	4,60 m	290 mm	4,60 m	290 mm	1,85 m	0 mm	0,00 m	0 mm	0,00 m	0 mm	0,00 m	0 mm
b,i	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
(be= 3500 mm) b,eI=	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
b,eff		4150 mm		4600 mm		4150 mm								

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI		Fy,nom	E	f _{yd}	ε _y	α _{cc}	
		Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(N/mmq)	(N/mmq)	coeff ridutt. carichi lunga dur.	
		(N/mmq)		(N/mmq)	Res_ di calcolo acc.		
		450	210000	391.3	0.186%	0.85	
Rek	f _{cd}	Ec,m	f _{ck}	f _{ctd}	f _{ctd,f}	f _{cm}	f _{ctm}
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)
Res_cubica a compr.	Res_a compr. pura	Modulo elastico medio	Res_cilindrica a compr	Res_a traz.assiale	Res_a traz. x flessione	Res_cilindrica media a compr	Res_media a trazione assiale
45	19.83	34077	35	1.50	1.80	43	3.21
f _{ctk}	f _{cfm}	f _{cfk}	SLE				
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	σ _{c,caratt (rara)}	σ _{c,q.perm.}	σ _{c,caratt (rara)}	σ _{c,q.perm.}	σ _s
Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless	Res_caratt a trazione x fless	Elementi ordinari (sp.>=50 mm)		Elem. piani (sp.<50 mm)		Tens.amm comb.
2.25	3.85	2.70	σ _{c,d=0,6*f_{ck}}	σ _{c,d=0,45*f_{ck}}	σ _{c,d=0,48*f_{ck}}	σ _{c,d=0,36*f_{ck}}	SLE rara (0,8*f _{yk})
			21.00 MPa	15.75 MPa	16.80 MPa	12.60 MPa	360.00 MPa

C.M. ACCIAIO		H-SOLETTA		ACC. CARPENTERIA	
Fy,k	E	S		S355	
Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(se Hsoletta<50 mm: 0 (se Hsoletta>=50 mm: 1)		γ _{acc.}	
(N/mmq)	(N/mmq)			Tab. 4.2.7	
450	210000	1		(-)	
f _{yd}	γ _a	γ _c		Coeff.parziale Acc. Carp.	Coeff.car.perm. Ponti TAB. 5,1,V NTC18
(N/mmq)				1.05	1.35
Res_ di calcolo	coeff parz,sicur.acc.	coeff parz,sicur.cls		γ _Q	Ritiro e viscosità
391.3	1.15	1.5		1.50	(-)
f _d (CLS)	γ _{cls}			Ψ0,ΔT	Coeff.car.perm. Ponti TAB. 5,1,V NTC18
Res_ di calcolo	coeff parz,sicur. cls per sezioni A-CLS			0.60	1.20
16.86	0.85				

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI - RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																	
POSIZIONE TRAVATA	TIPOLOGIA TRAVATA A TEMPO LINE	Ltr (m)	Beff.soletta (mm)	h.sol (mm)	Htr (mm)	Bi (mm)	Bs (mm)	h.a (mm)	li (mm)	ts (mm)	ta (mm)	ri (mm)	Aa (mm ²)	Φa.long. (mm)	p.a.l (mm)	da (mm)	
		Lunghezza trave	Largh.impalcato	Altezza soletta	Altezza trave acc. (Predim.= 2000.0)	Base piatto inferiore (Predim.= 600.0)	Base piatto sup. (Predim.= 466.7)	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	
INTERNA	CONTINUA	40.00	12.90 m	350	1800	700	600	1720	50	30	30	16	104600	16	200	47	
Rek (Mpa)	fcd (Mpa)	fy (Mpa)	Ec,m (Mpa)	fd (Mpa)	Φ.infinito (-)	n.2 (-)	n.3 (-)	g.rit (-)	Ac.full (mmq)	Ntr (-)	N.rit slu (N)	ΔT.differ. (°C)	α (1/°C)	CLASSE SEZIONE NTC 4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to 7.2.6.1	
Res. cubica compr.	Res. a compr. Pura	tens. snrv. acc.carpent. 335 (40<=t<=80 mm)	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc.carp. 319 (40<=t<=80 mm)	Coeff.viscosità di Witthey	Coeff.Omog. Fase II	Coeff.Omogenizz. Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentr. (soletta)	Variaz. termica differenz.	Coeff. dilat. term.	β = 0.00116	Pareti sott. h/t = 57.3	Occorre verific. dettagliata ad imbozz.	
45	19.83	355 (t<=40 mm)	34077	338 (t<=40 mm)	1.84	6.16	17.48	0.0002416	4537100	3	5.268E+06	10.0 °C	1.2E-05	c/t = 173	h/Llim = 36.0		
G1k (KN/m)	G2k (KN/m)	Q (KN/m)	γ.G1.k (-)	γ.G2.k (-)	γ.Q.k (-)	Ga (KN/m)	Km.car.unif.distr.	Km.car.unif.distr.	Km.car.unif.distr.	Km.car.conc	Km.car.conc	Km.car.conc	K _{var} .car.unif.distr.	K _{var} .car.unif.distr.	K _{var} .car.conc	K _{var} .car.conc	
PESO SOLETTA	SOVRACC. PERM.	SCHEMA CAR. 1 Q1k=600 KN q1k=9 KN/mq	Coeff.pariale G1k	Coeff.pariale G2k	Coeff.pariale Qk	Peso trave acciaio	CAMPATA	QUARTI	APPOGGIO	CAMPATA	QUARTI	APPOGGIO	QUARTI	APPOGGIO	QUARTI	APPOGGIO	
40.25	28.09	Qk= 600.00 KN qk= 27.00 KN/m	1.35	1.50	1.35	8.211	27.00	60.00	1.40E+01	6.00	8.00	1.25E+01	3.50	1.90	4.00	4.00	
FASE 0 - SLU																	
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE				ASCISSA DI VERIF.													
Aa (mm ²)	S (mm ³)	X_0 (mm)	Ja_0 (mm ⁴)	x (val.compr. fra 0 e 40 m)													
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro - Fase I	Momento Inerzia - Fase I	20.00 m													
104600	108319000	1036	5.171E+10														
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLU - FASE 0								VERIFICHE					
CDS	N (KN)	V_2 (KN)	M_3 (KNm)	σc,max (MPa)	σs (MPa)	σa.ali sup (MPa)	σa.an sup (MPa)	σa.an irr (MPa)	σa.an inf (MPa)	σa.ali inf (MPa)	τ (MPa)	σ_id,max (MPa)	VERIFICA ACC.	η_acc			
	N_(pp_tr)	V_(pp_tr)	M_(pp_tr)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale			σ_id,max<fd	C/D	
	0.0	0.0	2217.00				-44.40	-43.11	-30.25	30.63	32.78	0.00	44.40	Verificato	7.61		
FASE I - SLU																	
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE																	
Aa (mm ²)	S1(+)(mm ³)	X_1(+)(mm)	Ja_1(+)(mm ⁴)														
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro - Fase I	Momento Inerzia - Fase I														
104600	108319000	1036	5.171E+10														
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLU - FASE I								VERIFICHE					
GIACITURE	N (KN)	V_2 (KN)	M_3 (KNm)	σc,max (MPa)	σs (MPa)	σa.ali sup (MPa)	σa.an sup (MPa)	σa.an irr (MPa)	σa.an inf (MPa)	σa.ali inf (MPa)	τ (MPa)	σ_id,max (MPa)	VERIFICA ACC.	η_acc			
	N_(Gk1)	V_(Gk1)	M_(Gk1)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale			σ_id,max<fd	C/D	
	CAMPATA L/4						-64.49	-62.62	-43.94	44.49	47.60	0.00	64.49	Verificato	5.24		
APPOGGIO						-29.02	-28.18	-19.77	20.02	21.42	12.03	35.73	Verificato	9.46			
						124.37	120.76	84.74	-85.80	-91.81	22.17	130.16	Verificato	2.60			

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIENTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE II - SLU																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																
CARATTERISTICHE MECCANICHE												SOLLECITAZ. RITIRO				
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Ai,2 (+)	Si,2 (+)	X 2 (+)	Ja 2 (+)	Ai,2 (-)	Si,2 (-)	X 2 (-)	Ja 2 (-)	N,rit,soletta	σ,ritiro slu	SOLL_SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(N)	(Mpa)	N,rit. (compr.)
Mod.Elast.Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390.1 KN/Trave M,rit.(M. posit.)
210000	12013.0	17.48	104600	4825	1610000	201526	1.613E+08	800	1.272E+11	109425	1.452E+08	1327	5.997E+10	5.268E+06	3.48	2745.0 KNm/Trave
FASE III - SLU																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Qik + VARIAZ. TERMICHE DT																
CARATTERISTICHE MECCANICHE												SOLLECITAZ. AT diff				
Ea	Ec	n,3	Aa	As	Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X 3 (+)	Ja 3 (+)	Ai,3 (-)	Si,3 (-)	X 3 (-)	Ja 3 (-)	ε,AT differ.	σ,AT differ.	SOLL_AT,diff SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(-)	(Mpa)	N,AT differ. (traz.)
Mod.Elast.Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	6184.5 KN M,AT,diff. (M negat.)
210000	34077	6.16	104600	4825	1610000	370684	1.909E+08	515	1.649059E+11	109425	1.452E+08	1327	5.997E+10	1.200E-04	-4.09	-2102.3 KNm
TENSIONI TOTALI - SLU																
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X = 20 m PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX																
GIACITURE	TENSIONI SLU											VERIFICHE SLU				
	σ, max	σs	σ, ali sup	σ, an sup	σ, an irr	σ, an inf	σ, ali inf	τ	σ, id, max	VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO	VERIFICA CLS	VERIFICA ARMAT. SOLETTA	VERIFICA COMPLESSIVA			
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	σ, id, max < f _d	sigma_c_max < 0,85 f _{cd}	sigma_a_max < f _{yd}				
CAMPATA	-4.73	-36.24	-125.29	-120.17	-68.98	173.30	181.83	0.00	181.83	1.75	3.56	10.80	Verificato			
L/4	-6.06	-23.30	-107.98	-102.43	-46.92	215.84	225.09	0.00	225.09	1.42	2.78	16.79	Verificato			
APPOGGIO	-2.95	-20.90	-82.42	-79.11	-46.06	110.40	115.91	33.37	129.52	2.46	5.72	18.72	Verificato			
	-4.67	-7.97	-65.11	-61.38	-23.99	152.94	159.17	33.37	169.34	1.88	3.61	49.12	Verificato			
	0.00	246.93	268.42	260.32	179.25	-204.44	-217.95	58.16	286.70	1.18	1.58	Verificato				
	-3.09	244.09	272.67	265.26	191.21	-159.29	-171.63	58.16	290.68	1.16	5.46	1.60	Verificato			

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA SLE - SEZIONE CAMPATA																
L	Ea	PP	G1k	Ja 1	f1 G1k	G2k	Ja 2	f2 G2k	ftot	f1im	Qk	f3 Qk	f1im	σc,max	VERIFICA CLS	
(m)	(Mpa)	(KN/m)	(KN/m)	(mm ⁴)	(mm)	(KN/m)	(mm ⁴)	(mm)	(mm)	(mm)	(KN/m)	(mm)	(mm)	(Mpa)		
LUCE CAMPATA	MOD.ELAST. A.	PESO PROPRIO	PESO SOLETTA	Momento Inerzia - Fase I	FRECCIA FASE 1	SOVRACC.PERL.	Momento Inerzia - Fase II	FRECCIA FASE 2	FRECCIA TOT.	L/250	SOVRACC. ACCID.	Ja_3 = 1.65 E+11	L/400	Tens.cls,max	sigma_c_max<0,45fck	
40.00	210000.00	8.21	40.25	5.171E+10	148.8	28.09	1.272E+11	35.1	183.8	160.0	Qk= 600.00 KN	FRECCIA FASE 3	100.0	-3.4	Verificato	
Realizzare travata con controfreccia pari a 184 mm										f accid. = 183.8 mm > L/250 = 160 mm	f accid. = 49.1 mm <= L/400 = 100 mm			η,cls	C/D = 4,58	
										Non Verificato	Verificato					
VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA SUPERIORE																
γ_accinstab. Ponti-Tab. 4.2.7	322.7	1.10	tensioni al bordo dell'anima			Tab. 7-VIII CNR	α	9.26	VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA							
Irrigidim. Trasvers. (a)	(Predim.= 2236 mm)	σ1	σ0	Ψ		Kσ	Kε	σcr	τcr	τxy	σcr,id	σcr,rid.	σ_id	σ_id <= σcr,rid.	σ_cr,id/σ_id, >= 0,8	σ_cr,id / (ε(3*0,5) >= 1,1
250 cm		(Mpa)	(Mpa)	(σ0/σ1 = T/C)				(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)			
Irrigidim. Longitud. (h)		-120.17	-68.98	0.57	1.00	5.02	4.31	11534.74	9906.13	0.00	11534.74	322.70	120.17	Verificato	2.69	
(cm)		-102.43	-46.92	0.46	1.00	5.39	4.31	12393.46	9906.13	0.00	12393.46	322.71	102.43	Verificato	3.15	
30 cm		-79.11	-46.06	0.58	1.00	4.99	4.31	11478.96	9906.13	33.37	12120.43	322.70	97.97	Verificato	3.29	5,58
σcr,0		-61.38	-23.99	0.39	1.00	5.63	4.31	12951.23	9906.13	33.37	13554.43	322.71	84.30	Verificato	3.83	5,58
(Mpa)		260.32	179.25	1.45	TRAZ.	TRAZ.	4.31	TRAZ.	9906.13	58.16	TRAZ.	TRAZ.	100.73	Verificato		
2298.8		265.26	191.21	1.39	TRAZ.	TRAZ.	4.31	TRAZ.	9906.13	58.16	TRAZ.	TRAZ.	100.73	Verificato		
VERIFICA NERVATURE TRASVERSALI																
	SIMM.	L1	t1	L2	t2	ta	ha	It	λ	α	γI	VERIFICA				
	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(-)	(-)	(-)				
	nerwat. Simm. o non simm.	dimens. nervatura	spessore di L1	dimens. flangia nervatura	spessore di L2	spessore anima	altezza anima	mom. inerzia nervat.	snellezza nervatura (<50)	a/h	coeff. rig. flessionale	Ic=0,092*γI*ha*ta^3				
	NO	250	25	0	0	30	1720	1.30.E+08	11.9	1.45	8	Verificato				
VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA INFERIORE																
L. ritegno torsion.	(cm)	tensioni al bordo dell'anima			Tab. 7-VIII CNR	α	1.76	VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA								
250		σ1	σ0	Ψ		Kσ	Kε	σcr	τcr	τxy	σcr,id	σcr,rid.	σ_id	σ_id <= σcr,rid.	σ_cr,id/σ_id, >= 0,8	σ_cr,id / (ε(3*0,5) >= 1,1
Irrigidim. Longitud. (h)	(cm)	(Mpa)	(Mpa)	(σ0/σ1 = T/C)				(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)			
142.0		-68.98	181.83	-2.64	3.00	23.90	5.30	2072.96	460.07	0.00	2072.96	337.19	68.98	Verificato	4.89	
(cm)		-46.92	225.09	-4.80	3.00	23.90	5.30	2072.96	460.07	0.00	2072.96	337.19	46.92	Verificato	7.19	
86.7		-46.06	115.91	-2.52	3.00	23.90	5.30	2072.96	460.07	33.37	1051.11	334.58	73.90	Verificato	4.53	5,79
σcr,0		-23.99	159.17	-6.63	3.00	23.90	5.30	2072.96	460.07	33.37	1019.23	334.35	62.57	Verificato	5.34	5,79
(Mpa)		179.25	-217.95	-0.82	2.00	26.50	5.30	2298.33	460.07	58.16	1503.03	336.38	205.62	Verificato	1.64	3,34
86.7		191.21	-171.63	-1.11	3.00	23.90	5.30	2072.96	460.07	58.16	1326.22	335.89	216.12	Verificato	1.55	3,33

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO EC4 par. 6.2.1.1						
Beff	h,sol	L,tr	Piolo (mm)	Rc	Ra	Fcf
(cm)	(cm)	(m)	$\phi = 20$	Resist. soletta	Resist. Trave acc.	Vscorr = min(Rc;Ra)
460	35	40.00	h = 150 mm	31932	35365	31932
Prd, piolo	Prd, cls	Prd,d	N°connettori	At,nec/m	Barre,trasv.	Pa,trasv,nec
KN	KN	KN	N° di file = 3	(mmq)	$\phi = 24$	(cm)
90.48	101.3	90.5	117.64	465.0	N° br,tr. = 1	97.3
N°conn. posti	Fr,scorr/m	P,st	Aa,trasv	V,rd2	V,rd3	V,rd
(P,conn= 21,6 cm)	(KN/m)	(cm)	(mmq)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
185	418,5	20	4523.9	15026.66667	4784.9	4784.9
Passo armat.transvers.		Dist.min.pioli=5d= 100 mm		Resist. della sezione alla forza di scorrim.		
Verificato		Verificato		Verificato		
$\eta = 4,86$		$\eta = 2,16$		$\eta = 11,43$		

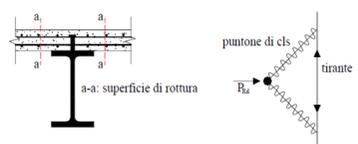
$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ctk} E_{cm}} / \gamma_V$$

$$\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4$$

h altezza del piolo
d diametro del singolo piolo



GIUNTO TRAVE-TRAVE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - MECCANICHE - DI SOLLECITAZIONE

Classe bullone	Sub	Classe acciaio	Sub	Ty	Ed	Stiff	kwf	Ac	Hf	St	St	St	St	St	St	St
	(Mpa)		(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
(-)	Ribott. ultima	(-)	Ribott. ultima	Ribott. prov.	Ribott. prov.	Ed = 338 MPa (ala sup) Ed = 319 MPa (ala inf)	Stiff/area	Altezza soletta	Area ch.	Altezza trave	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima
10.9	1000	S355	510	355	355	460	350	1610000	1800	700	600	1720	50	30	30	

Ziravo	Aa	X 1	Janima	Jala	Janima/Lee	a,2	AL2(+)	Ja 2(+)	AL2(-)	Ja 2(-)	a,3	AL2(+)	Ja 3(+)	AL2(-)	Ja 3(-)
(mm ²)	(mm ²)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ⁴)	(-)	(-)	(mm ²)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ⁴)	(-)	(mm ²)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ⁴)
Momento Inerzia	Area acciaio	Area Neutro	Momento Inerzia	Momento Inerzia	Momento Inerzia	Coeff.0m.g.	Area Ideali	Mom. Inerzia - Fase II	Area Ideali	Mom. Inerzia - Fase II	Coeff.0m.g.	Area Ideali	Mom. Inerzia - Fase II	Area Ideali	Mom. Inerzia - Fase II
5.171E+10	104600	1036	1.367E+10	3.709E+10	0.26	17.48	201526	1.27.E+11	109425	6.08E+10	6.16	370684	1.65.E+11	109425	6.08.E+10

CDS ACCL5	M.A	N.A	V.A	M.A	N.A	V.A	M.A-CL5	N.A-CL5	V.A-CL5	M.A-CL5	N.A-CL5	V.A-CL5
	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)
	CDS SEZ. ACC. - FASE 0			CDS SEZ. ACC. - FASE I			CDS SEZ. COME A-CL5 - FASE II			CDS SEZ. COME A-CL5 - FASE III		
MAX	2217.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-8816.1	0.0	887.2	-6757.7	0.0	909.9
MIN	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1522.1	-5268.2	887.2	-8649.8	5566.0	909.9

CDS ACC	M.A	N.A	V.A	M.A	N.A	V.A	M.A	N.A	V.A	M.A	N.A	V.A
	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)
	CDS SEZ. ACC. - FASE 0			CDS SEZ. ACC. - FASE I			CDS SEZ. ACC. - FASE II			CDS SEZ. ACC. - FASE III		
MAX	2217.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-4152.4	0.0	887.2	-5826.4	0.0	909.9
MIN	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1312.4	-2754.4	887.2	-7457.8	5566.0	909.9

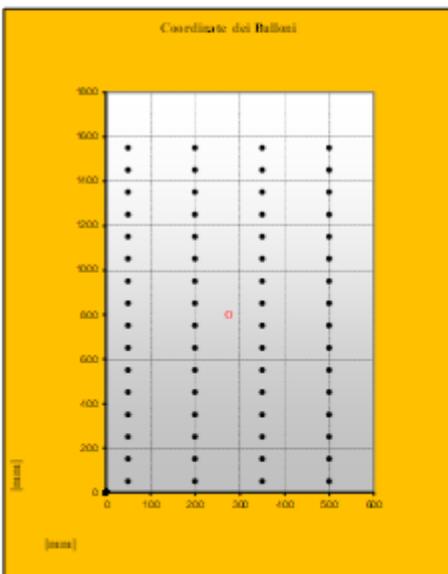
CDS TOT	M.A	N.A	V.A	LIMITI DIST. FORI COPRIGIUNTO ANIMA		LIMITI DIST. FORI COPRIGIUNTO ALA SUP.		LIMITI DIST. FORI COPRIGIUNTO ALA INF.	
	(KNm)	(KN)	(KN)	P1min = 65 mm P1max = 200 mm	a1min = 54 mm a1max = 16.0 mm	P1min = 65 mm P1max = 200 mm	e1min = 54.2 mm e1max = 120.0 mm	P1min = 65 mm P1max = 200 mm	a1min = 54 mm a1max = 160 mm
MAX	7761.9	0.0	1857.0	P2min = 65 mm P2max = 200 mm	a2min = 54 mm a2max = 16.0 mm	P2min = 65 mm P2max = 200 mm	e2min = 54.2 mm e2max = 120.0 mm	P2min = 65 mm P2max = 200 mm	a2min = 54 mm a2max = 160 mm
MIN	8770.1	2831.6	1857.0						

COPRIGIUNTO ANIMA														
g1	g2	e1	e2	Nf	Nc	qchall	icop an	Pr anima	Nkanima	Il can	I. can	Ip		
ORIZZONTAL e	PASSO VERTICALE	DIST. DAL MARG. ORIZZ.	DIST. DAL MARG. VERTIC.	N° FILE BULL.	N° COLONNE BULL. OPF.	Diametro bullone (secc. lorda)	Spessore coprig. anima	N° PIANI DI TAGLIO ANIMA	N° TOT. BULL.	BASE COPRIG. ANIMA	ALTEZZA COPRIG. ANIMA	MOM. IN. POLARE		
150	100	50	50	16	4	27 mm	30	2	64	1100.0 mm	1600.0 mm	1.54E+07		

COPRIGIUNTO ALA SUPERIORE																
g1	g2	e1	e2	N all	M all	qchall	Fvrd	Nh, cop, cop	Nh, all	N f, h, all	N o, h, all	Il cal	I. cal	V (N), all	V (M), all	V, all
ORIZZONTAL e	PASSO VERTICALE	DIST. DAL MARG. ORIZZ.	DIST. DAL MARG. VERTIC.	COMP. ALI	MOM. FLETT. ALLI	Diametro bullone (secc. lorda)	Forz. taglio bull. per sec. lorda	N° PIANI DI TAGLIO COPR.	N° TOT. BULL.	N° FILE BULL. ALLI	N° CDL BULL. ALLI	BASE COPRIG. ALI	LUNGHI COPRIG. ALI	TAGLIO (N)	TAGLIO (M)	TAGLIO MAX BULL. ALLI
100	166.7	50	50	0 (liv. max)	5199 (liv. max)	27 mm	274.8	2	20	4	5	600	1000	0 (liv. max)	74 (liv. max)	759 KN (liv. max)
L, copr all		SPISS. COPRIG. ALI SUP.	20 mm	717 (liv. min)	5941 (liv. min)									9 (liv. min)	84 (liv. min)	95.4 KN (liv. min)

COPRIGIUNTO ALA INFERIORE																
g1	g2	e1	e2	N all	M all	qchall	Fvrd	Nh, cop, cop	Nh, all	N f, h, all	N o, h, all	Il cal	I. cal	V (N), all	V (M), all	V, all
ORIZZONTAL e	PASSO VERTICALE	DIST. DAL MARG. ORIZZ.	DIST. DAL MARG. VERTIC.	COMP. ALI	MOM. FLETT. ALLI	Diametro bullone (secc. lorda)	Forz. taglio bull. per sec. lorda	N° PIANI DI TAGLIO COPR.	N° TOT. BULL.	N° FILE BULL. ALLI	N° CDL BULL. ALLI	BASE COPRIG. ALI	LUNGHI COPRIG. ALI	TAGLIO (N)	TAGLIO (M)	TAGLIO MAX BULL. ALLI
100	166.7	75	100	0 (liv. max)	5199 (liv. max)	27 mm	274.8	2	20	4	5	700	1200	0 (liv. max)	74 (liv. max)	759 KN (liv. max)
L, copr all		SPISS. COPRIG. ALI INF.	50 mm	717 (liv. min)	5941 (liv. min)									9 (liv. min)	84 (liv. min)	95.4 KN (liv. min)

VERIFICA RIFOLLAMENTO LAMIERE - INV. MAX														
stiff al s	stiff cop an s	stiff al i	stiff cop an i	stiff an	stiff cop an	stiff c ali	stiff c ali	stiff al s	stiff cop an s	stiff al i	stiff cop an i	stiff an	stiff cop an	stiff c ali
TENS. REF. ALASUP.	TENS. REF. COPR. ALASUP.	TENS. REF. ALAINF.	TENS. REF. COPR. ALAINF.	TENS. RIFOLL. ANIMA	TENS. RIFOLL. COPRIG. ANIMA	TENS. T.C. COPR. ALA SUP.	TENS. T.C. COPR. ALA INF.	TENS. REF. ALASUP.	TENS. REF. COPR. ALASUP.	TENS. REF. ALAINF.	TENS. REF. COPR. ALAINF.	TENS. RIFOLL. ANIMA	TENS. RIFOLL. COPRIG. AN.	TENS. T.C. COPR. ALASUP.
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
σ = 91.2	σ = 136.8	σ = 58.7	σ = 91.2	σ = 87.3	σ = 87.3	σ = 144.8	σ = 80.2	σ = 115.3	σ = 172.9	σ = 69.2	σ = 115.3	σ = 114.0	σ = 201.9	σ = 111.8
Ed = 510.0	Ed = 542.3	Ed = 338.1	Ed = 510.0	Ed = 510.0	Ed = 510.0	Ed = 338.1	Ed = 319.0	Ed = 510.0	Ed = 542.3	Ed = 1275.0	Ed = 813.5	Ed = 510.0	Ed = 510.0	Ed = 338.1
C/D = 5.59	C/D = 597	C/D = 25.31	C/D = 892	C/D = 5.84	C/D = 5.84	C/D = 2.54	C/D = 3.06	C/D = 4.42	C/D = 5.14	C/D = 18.44	C/D = 7.06	C/D = 4.47	C/D = 4.47	C/D = 1.67



7.2. SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Viene considerata una altezza complessiva di 35 cm, comprensiva di 5 cm di predalle; si specifica che a differenza della direzione trasversale, in direzione longitudinale (asse ponte) la verifica sezionale dovrà tener conto di una altezza complessiva a meno dello spessore della predalle (30 cm)

7.3. TRASVERSI

Le forze orizzontali laterali prodotte dal vento vengono ripartite sulle travi tramite i trasversi che svolgono un opportuno sistema di controventamento. I trasversi metallici vengono posti ad interasse di 5 metri e vengono conformati a K tramite elementi inclinati e correnti superiori ed inferiori; per il dimensionamento dei trasversi si faccia riferimento ai successivi paragrafi

7.4. ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti – pesi propri

Il calcolo dei pesi DEAD della carpenteria metallica è effettuato in automatico dal solutore SAP 2000 imponendo un valore di densità pari a 78.50 KN/mc per l'acciaio e 25 KN/mc per il c.a:

Pesi propri G1				
TIPO D CARICO	H	γ	Gk	Note
	(m)	(KN/mc)	(KN/mq)	
Soletta	0.30	25.00	7.50	Si applica all'intero impalcato
Predalles	0.05	25.00	1.25	Si applica all'intero impalcato
Pesi propri portati G2				
TIPO D CARICO	H	γ	Gk	Note
	(m)	(KN/mc)	(KN/mq - KN/m)	
Pavimentazione	0.08	24.00	1.92	Si applica solo alla carreggiata
Massetto pendenze	0.07000	21.00	1.47	Si applica solo alla carreggiata
Cordolo (n° 2)	0.18	25.00	4.50	Si applica solo alle fasce laterali larghe 120 cm
Veletta	0.12	25.00	3.00	Si applica solo agli estremi dell'impalcato, su ambo i lati
Sicurvia (n° 2)	-	4.00	4.00	Si applica a 90 cm dall'estremo dell'imp., su ambo i lati
Rete antiproiezione (n° 2)	2.00	0.25	1.00	Si applica A 20 cm dall'estremo dell'imp., su ambo i lati

PROGETTAZIONE ATI:

7.5. RITIRO

La procedura per il calcolo del ritiro è descritta al par. 11.2.10.6 delle NTC18:

11.2.10.6 RITIRO

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 11307:2008.

In sede di progettazione strutturale, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad [11.2.6]$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} \quad [11.2.7]$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tabelle 11.2.Va ed 11.2.Vb in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tab. 11.2.Va - Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb - Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \quad [11.2.8]$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0,04 h_0^{3/2}] \quad [11.2.9]$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

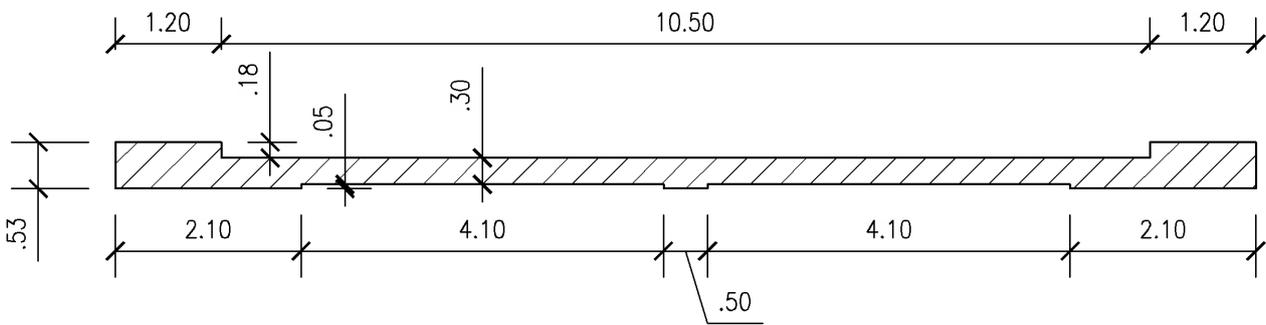
$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [11.2.10]$$

con f_{ck} in N/mm².

UMIDITA' RELATIVA		
PUNTO 1		
X	Y	
20	-0.3	
PUNTO INTERP.		
X	Y	
35	-0.255	
PUNTO 2		
X	Y	
40	-0.24	

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Ur = 80% → valore interpolato $\epsilon_{c0} = -0.255\text{‰}$



Kh		
PUNTO 1		
X	Y	
300	0.75	
PUNTO INTERP.		
X	Y	
490.0	0.703	
PUNTO 2		
X	Y	
500	0.7	

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$h_0 = 2Ac/u = 2 \cdot 45371 / 2742 = 49.0 \text{ cm} = 490 \text{ mm} \rightarrow k_h = 0.703$$

Nota_1:

La superficie di calcestruzzo soggetta a ritiro è quella a meno delle predalles

Nota_2

Il perimetro u è quello superiore direttamente a contatto con l'atmosfera

La deformazione causata dal ritiro per essiccamento a tempo infinito ammonta a:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = -0.703 \cdot 0.255\text{‰} = -0.179\text{‰}$$

La deformazione causata dal ritiro per ritiro autogeno a tempo infinito ammonta a:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 1E-6 = -2.5 \cdot (35 - 10) \cdot 1E-6 = -0.0625\text{‰}$$

→ la deformazione totale da ritiro a tempo infinito vale

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{ca,\infty} + \varepsilon_{cd,\infty} = -0.0625\%_0 - 0.179\%_0 = -0.242\%_0$$

Per l'implementazione nel modello SAP2000 è possibile imporre questa deformazione tramite una variazione di temperatura equivalente:

$$\Delta T_{equ} = \varepsilon_{cs,\infty} / \alpha_{cls} = -0.242 [\%_0] / 10E-5 [1/^\circ C] = -24.16^\circ C \quad (\text{gradiente uniforme alla soletta pari a } -24^\circ C).$$

In alternativa è possibile applicare sulla travata una forza di compressione ed un momento positivo; nel calcolo delle tensioni occorrerà poi tener conto anche della tensione di trazione che la soletta subisce (N_{cs}/A_c), come meglio specificato di seguito.

Si possono distinguere i seguenti tipi di effetti da ritiro :

Ritiro primario

Effetti del ritiro su trave isostatica (o iperstatica in cui non è considerata la compatibilità delle deformazioni)

Ritiro secondario

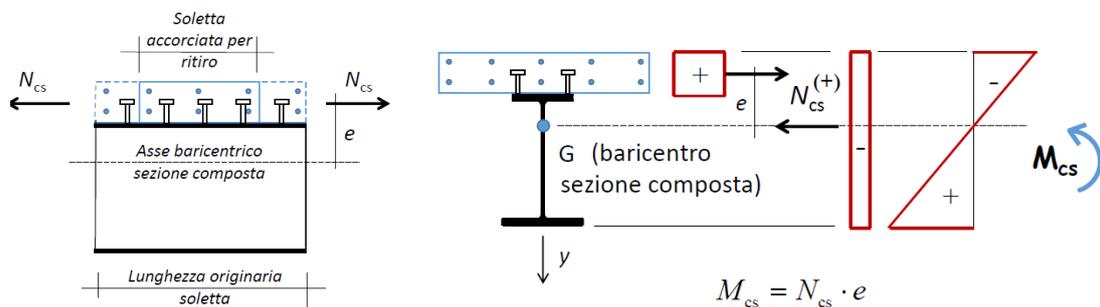
Effetti aggiuntivi in strutture iperstatiche conseguenti al ripristino della congruenza

Per restituire alla soletta la lunghezza che aveva prima del ritiro, occorre applicare al calcestruzzo una tensione di trazione pari a :

$$\sigma = \varepsilon_{cs} E_a / n_L$$

e quindi uno sforzo normale pari a

$$N_{cs} = \sigma \cdot A$$



Per poter riequilibrare il sistema, occorrerà applicare uno sforzo di compressione sull'intera sezione composta di intensità pari ad N_{cs} ed un momento flettente positivo M_{cs} .

Nota: il ritiro primario può essere trascurato nelle regioni dove la soletta è assunta fessurata. EC4 parte 1.1 -6.2.1.5

$$\begin{aligned} \text{Tensione nel calcestruzzo} \quad \sigma_c &= + \frac{N_{cs}}{A_c} - \frac{N_{cs}^{(+)}}{A_{id} \cdot n_L} + \frac{M_{cs}}{I_{id} \cdot n_L} y \\ \text{Tensione nell'acciaio} \quad \sigma_s &= - \frac{N_{cs}}{A_{id}} + \frac{M_{cs}}{I_{id}} y \end{aligned}$$

Gli effetti secondari da ritiro sono quelli che, in strutture iperstatiche, servono a ripristinare la congruenza violata nel calcolo degli effetti primari. Un modo semplice per calcolare gli effetti secondari prevede l'applicazione di una variazione di temperatura equivalente, lineare nello spessore della trave.

$$\frac{M_{cs}}{E_a I_1} = \frac{\alpha_T \Delta T_{MP}}{h} \quad \Rightarrow \quad \Delta T_{MP} = \frac{M_{cs}}{E_a I_1} \cdot \frac{h}{\alpha_T}$$

dove :

- h altezza totale della trave
- I₁ momento d'inerzia della sezione composta
- α_T coefficiente d'espansione termica dell'acciaio

Nota: la variazione termica può essere trascurata in regioni dove la soletta è assunta fessurata
EC4 5.4.2.2

Calcolando tali termini per la trave oggetto di studio si ha:

$$\begin{aligned} \sigma_{r} &= \varepsilon_{cs} \cdot E_c / (1 + \Phi) = 0.24\% \cdot 34625 / (1 + 1.84) = 2.95 \text{ MPa} \\ N_r &= A_c \times \sigma_r = 4537100 \cdot 2.95 = -13382.3 \text{ KN (compr.)} \\ M_r &= F \times e = 13382 \times (922 - 0.175) = 9992 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Tenuto conto del numero di travi pari a 3 si ha:

$$\begin{aligned} F_{r,tr} &= -13382/3 = -5353 \text{ KN (compr.)} \\ M_{r,tr} &= 9992/3 = 3331 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Nota_1:

il ritiro è un carico del tipo G_{2k} (γ=1.20 – Tab. 5.1.V NTC18)

Nota_2:

i valori di N_{rit} e M_{rit} indicati in tabella sono caratteristici, per cui vanno affetti dal coeff. 1.2; il valore della tensione σ_{rit} è già affetto dal coeff.moltip. 1.2 poiché tale valor va combinato con i dati di output del solutore.

SOLLECITAZ. RITIRO		
N _{rit,soletta}	σ _{ritiro_slu}	SOLL_SAP
(N)	(Mpa)	N _{rit. (compr.)}
Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4460.8 KN/Trave
5.353E+06	3.54	M _{rit.(M. posit.)}
		3330.6 KNm/Trave

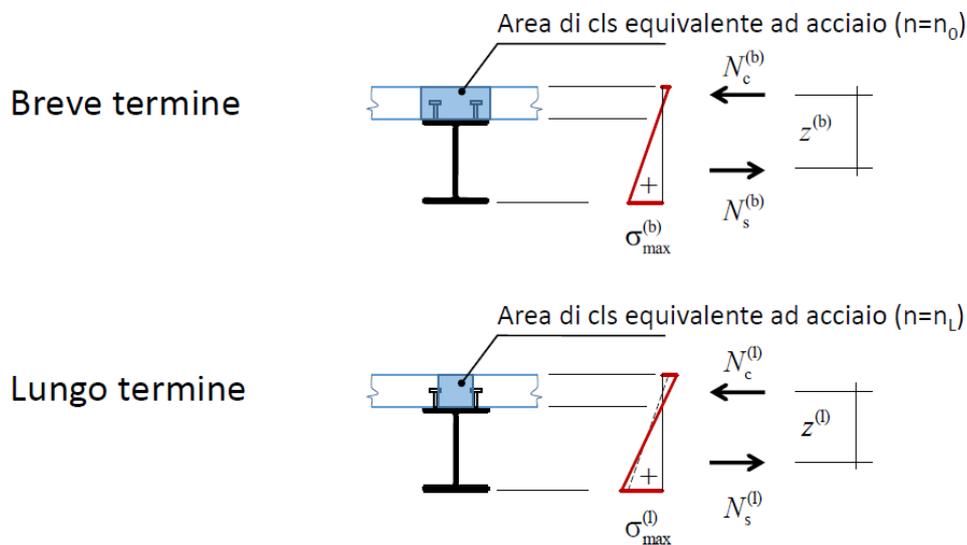
Il foglio di calcolo riporta correttamente in automatico i valori calcolati a lato

7.6. VISCOSITÀ

Nelle travi isostatiche (appoggiate-appoggiate), la riduzione di rigidità dovuta alla viscosità ha luogo in tutta la lunghezza della trave.

Pertanto, nelle travi isostatiche (appoggiate-appoggiate), la viscosità provoca :

- Incremento di inflessioni
- Nessun cambiamento nei diagrammi dei momenti flettenti e dei tagli
- Redistribuzione delle tensioni nelle sezioni, con aumento delle tensioni dell'acciaio e riduzione di quelle del calcestruzzo.



Redistribuzione delle tensioni per viscosità

Nelle travi iperstatiche, la riduzione di rigidità dovuta alla viscosità ha luogo solo nelle zone non fessurate (ovvero in campata). Ciò significa che la rigidità flessionale delle zone di appoggio aumenta in relazione a quella delle zone di campata.

Pertanto, nelle travi iperstatiche, la viscosità provoca :

- Incremento di inflessioni
- Modifica dei diagrammi dei momenti flettenti con aumento all'appoggio e riduzione in campata
- Forze di scorrimento all'interfaccia calcestruzzo-acciaio
- Redistribuzione delle tensioni nelle sezioni con momento flettente positivo, con aumento delle tensioni dell'acciaio e riduzione di quelle del calcestruzzo.

L'effetto della viscosità è tenuto in considerazione andando a considerare un modulo elastico del calcestruzzo diversificato fra breve e lungo termine;

$E_{cls,BT} \rightarrow$ effetti dei carichi variabili
 $E_{cls,LT} \rightarrow$ calcolo delle sollecitazioni e deformazioni dovute ai carichi permanenti

11.2.10.7 VISCOSITÀ

In sede di progettazione, se la tensione di compressione del calcestruzzo, al tempo $t_0 = j$ di messa in carico, non è superiore a $0,45 \cdot f_{ck}$, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1:2005), può essere dedotto dalle seguenti Tabelle 11.2.VI e 11.2.VII dove h_0 è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tab. 11.2.VI - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

La normativa fornisce dei valori tabellati della funzione di viscosità per il tempo in giorni t_0 e per il valore h_0 trovato in precedenza.

Per $h_0 = 501.7$ mm $t_0 = 30$ gg si procede attraverso interpolazione lineare:

$$\Phi_t(\infty, t_0) = 1.84$$

Il modulo di elasticità della soletta è dato da:

$$E_{ct} = E_c / [1 + \Phi_t(\infty, t_0)] = E_c / 2.83$$

FASE	MODULO ELASTICO ACCIAIO	MODULO ELASTICO CLS	COEFFICIENTE DI OMOGENIZZAZIONE
BREVE TERMINE	$E_s = 210.00$ GPa	$E_c = 34.63$ GPa	$N_{bt} = E_s/E_c = 6.06$
LUNGO TERMINE	$E_s = 210.00$ GPa	$E_c = 12.21$ GPa	$N_{lt} = E_s/E_c = 17.20$

7.7. CARICHI VARIABILI

Le azioni variabili agenti sull'impalcato sono dovute alla neve, al vento, alle variazioni di temperatura e al traffico (trattato separatamente come combinazione di vari schemi in condizioni caratteristiche o frequenti secondo le indicazioni di cui alla tabella 5.1.IV)

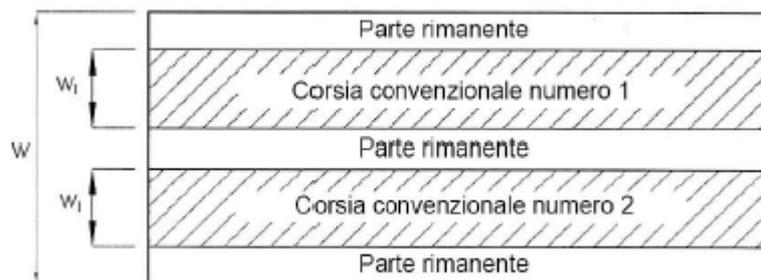
7.7.1. CARICHI DA TRAFFICO Q1

In assenza di spartitraffico (mobile o fisso), la sede stradale occupa tutta la larghezza dell'impalcato, largo 10.50 m

La tabella 5.1.I NTC18 riporta la definizione di corsie convenzionali:

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$



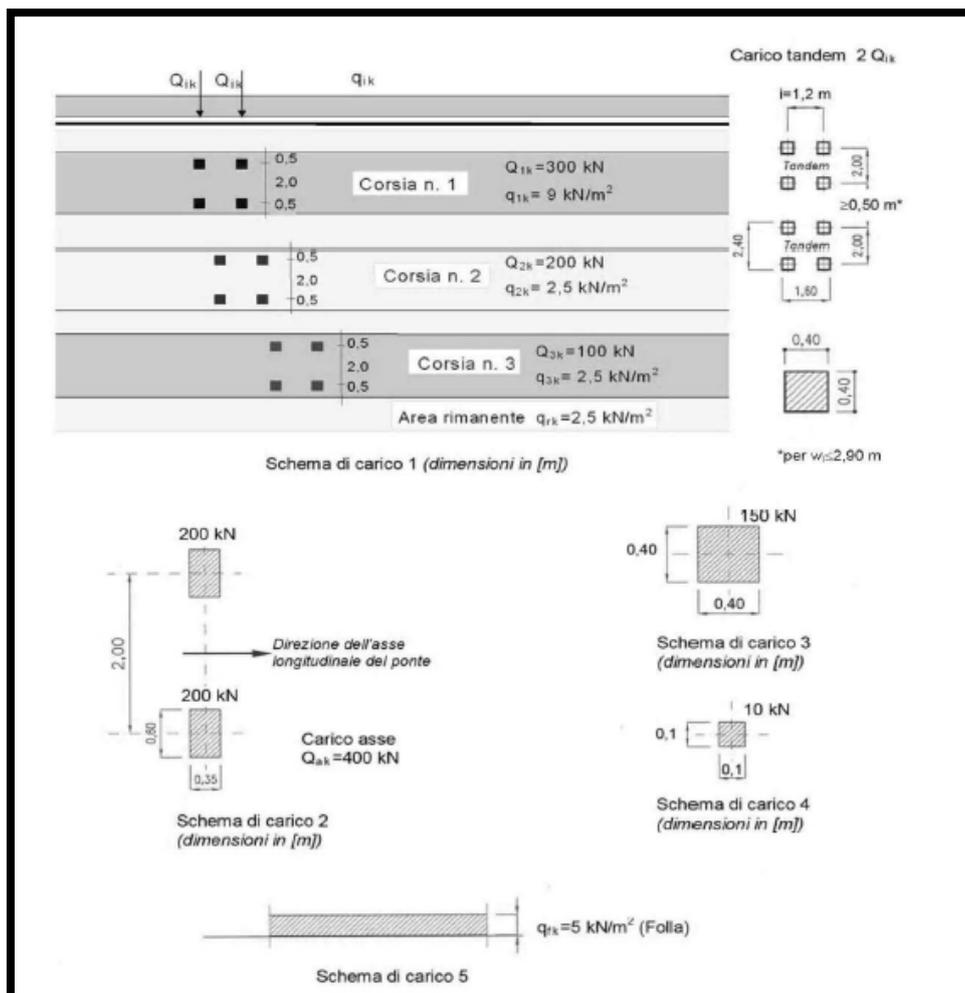
- ➔ Numero di corsie: $n_i = \text{Int}(w/3) = 10.50/3 = 3$
- ➔ Larghezza zona rimanente = 1.50

Le corsie devono essere posizionate in modo tale da ottenere gli effetti più sfavorevoli secondo gli schemi di cui al par. 5.1.3.3.3 NTC18

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

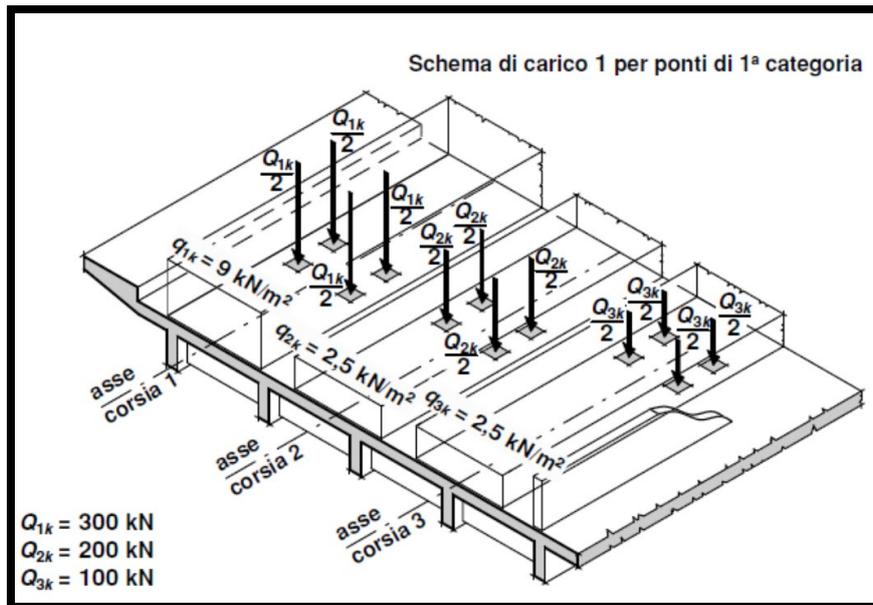
Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- 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 come mostrato in Fig. 5.1.2. 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, come mostrato in Fig. 5.1.2. 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 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvìa.
- Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvìa 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.



Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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	0,00	2,50



L'applicazione dei carichi da traffico avviene a mezzo di elementi frames di rigidità trascurabile sui quali vengono imposte le corsie poste in posizione tale da massimizzare gli effetti tramite il comando SAP Moving Load.

Le schermate seguenti riportano le tre corsie di carico variamente utilizzate nelle combinazioni di carico (tutte le corsie caricate per le massime reazioni agli appoggi; caricate le due corsie più estreme per i massimi valori delle CDS sulla trave di bordo).

Nota:

le sollecitazioni di progetto sono derivate dalla combinazione involuppo max e involuppo min fra tutte le combinazioni di carico.

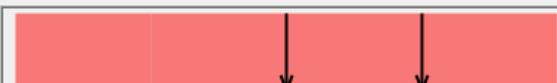
Vehicle name: TRAFFICO_1 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		27.	0.
Leading Load	Infinite		27.	0.
Fixed Length	1.2		27.	300.
Variable Length	1.2	1.2	27.	300.
Trailing Load	Infinite		27.	

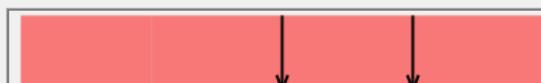
Vehicle name: TRAFFICO_2 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Fixed Length	1.2		7.5	200.
Variable Length	1.2	1.2	7.5	200.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Vehicle name: TRAFFICO_3 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Fixed Length	1.2		7.5	100.
Variable Length	1.2	1.2	7.5	100.
Trailing Load	Infinite		7.5	

7.7.2. EFFETTI GLOBALI - COURBON

Il metodo di Courbon consente di ottenere con buona approssimazione la distribuzione dei carichi sugli elementi resistenti in modo speditivo; ciò consente di individuare sotto certe ipotesi (*) la posizione trasversale delle corsie convenzionali tale da determinare la maggiore sollecitazione sulla trave oggetto di verifica (trave esterna).

(*)

- *impalcato infinitamente rigido in direzione trasversale (hp molto approssimata);*
- *ugual rigidezza delle travi (hp accettabile);*
- *impalcato libero di deformarsi torsionalmente in maniera analoga in tutti i punti (hp molto approssimata)*

La procedura, speditiva ma conservativa, consiste nell'analizzare le singole travi come indipendenti (rigidezza nulla dei trasversi) quando sottoposte ai carichi permanenti, e assumere una ripartizione detta appunto alla Courbon (infiniti trasversi rigidi) quando sottoposte a carichi variabili:

$$Q_i = F_j/n + F_j * d_j * x_i / \sum x_i^2 \quad \text{dove}$$

- Q_i = azione verticale trasmessa alla trave i dalla colonna di carico F_j
- n = numero di travi
- x_i = distanza della trave i -ma dal baricentro delle travate;
- d_j = distanza della colonna F_j dal baricentro delle travate

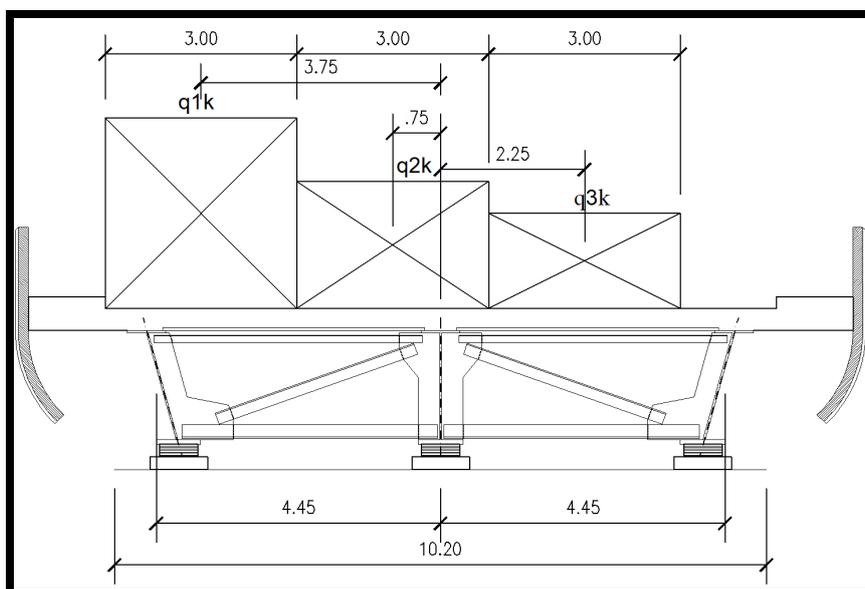
L'espressione può essere scritta:

$$Q_i = F_j * (1/n + d_j * x_i / \sum x_i^2)$$

- il treno di carico F_j trasmette azioni di carico negative sulla trave i se $(1/n + d_j * x_i / \sum x_i^2) < 0$
- $d_j < -\sum x_i^2 / (n * x_i)$
- interasse travi: 4.45 m
- $\sum x_i^2 = 2 * (4.45^2) = 39.605$

Pertanto la terza corsia di carico allevia le sollecitazioni sulla trave di riva sinistra se

$$d_3 < -39.6 / (3 * 4.45) = -2.97$$

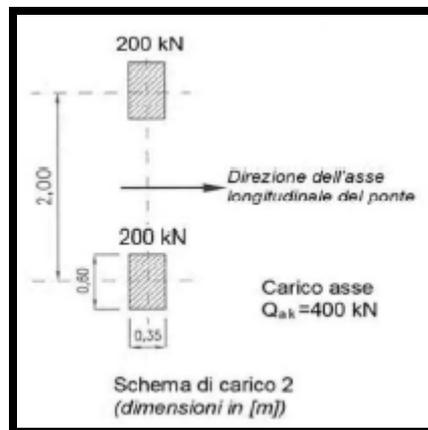


7.7.3. EFFETTI LOCALI

Gli effetti locali sull'impalcato verranno analizzati tramite un modello a trave e uno a shell; gli schemi di carico da utilizzare sono:

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, come mostrato in Fig. 5.1.2. 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.



DIFFUSIONE DEI CARICHI (NTC 5.1.3.3.6)

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

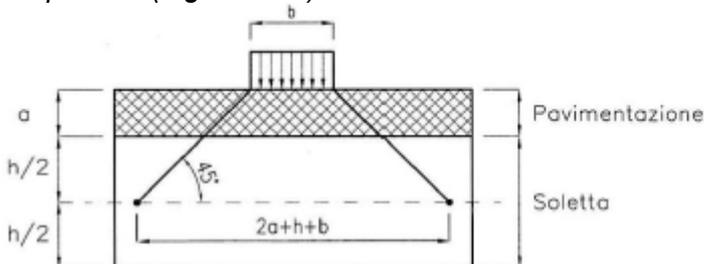


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

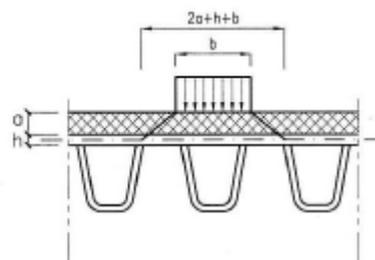


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Impronta schema di carico 1: 40x40

$$H_{\text{soletta}} = 30 \text{ cm}$$

$$H_{\text{pavimentazione}} = 8 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Impronta in asse soletta} = 40 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 86 \rightarrow 86 \times 86$$

Impronta schema di carico 2: 35x60

$$H_{\text{soletta}} = 30 \text{ cm}$$

$$H_{\text{pavimentazione}} = 8 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Impronta in asse soletta} = 35 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 81$$

$$\rightarrow \text{Impronta in asse soletta} = 60 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 106 \rightarrow 81 \times 106$$

7.7.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO - INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE Q2

In prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 dovuto alla discontinuità strutturale, da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata: nel presente caso non ricorre.

7.7.5. AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE Q3

Per i ponti di I^a categoria 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:

$$q_3 = \min \{ \max [180 \text{ kN}; 1.2 \cdot Q_1 + 0.1 \cdot q_1 \cdot w_1 \cdot L]; 900 \text{ kN} \}$$

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.

$$L = 180 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

$$q_3 = \min \{ \max [180 \text{ kN}; 1026 \text{ kN}]; 900 \text{ kN} \} = 900 \text{ kN}$$

Questa azione deve essere applicata al livello della pavimentazione e lungo l'asse della corsia 1 in modo uniformemente distribuito lungo tutta la lunghezza caricata:

$$\rightarrow \text{occorre applicare una azione pari a: } q_{3\text{dist}} = q_3 / L = 900 \text{ kN} / 300 \text{ m} = 3.0 \text{ kN/m}$$

7.7.6. AZIONE CENTRIFUGA Q4

5.1.3.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE CENTRIFUGA: q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Poiché il viadotto è rettilineo, non si considera il carico q_4 .

7.7.7. AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE Q5

AZIONE DEL VENTO

La distribuzione della pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'impalcato viene calcolata secondo le indicazioni del cap. 5.1.3.7 delle NTC18, che prescrivono quanto segue:

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale

Il calcolo della pressione del vento viene condotto in ottemperanza al cap. 3.3.4 delle NTC18; dal calcolo risulta una pressione del vento pari a **1.23 KN/mq**

CLASSE D'USO	Cu	Vn	Vr
IV	2	50	100

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

P_{vr}	Tr
10.0%	949

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
3	27	500	0.37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			220
T_R (Tempo di ritorno)			949
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$ $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$ $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$c_a = 1$		v_b [m/s] = 27.000	
$v_r = v_b \cdot c_r$ $c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1.15485$		v_r [m/s] = 31.181	

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di pressione) c_d (coefficiente dinamico)

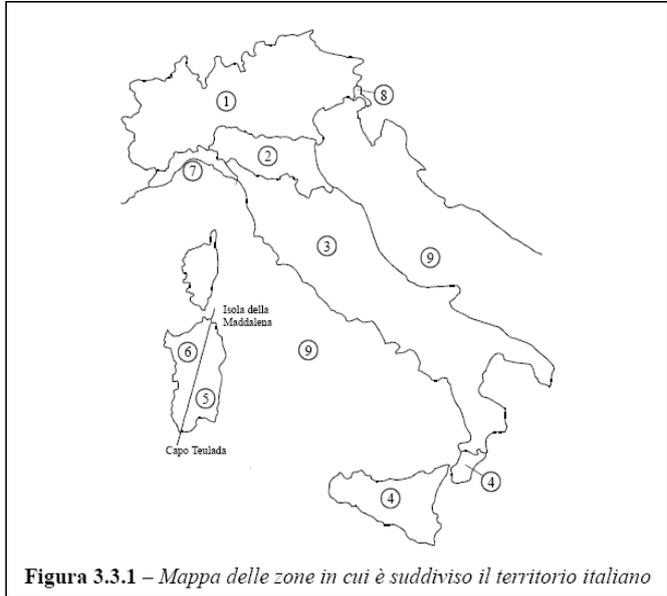


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	607.66
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

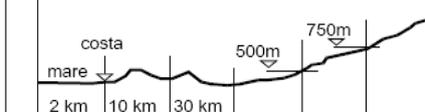
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

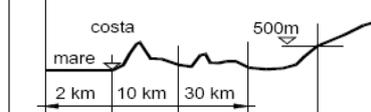
Coefficiente di esposizione

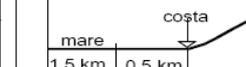
Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
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						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	II *
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
	
A	I
B	I
C	I
D	I

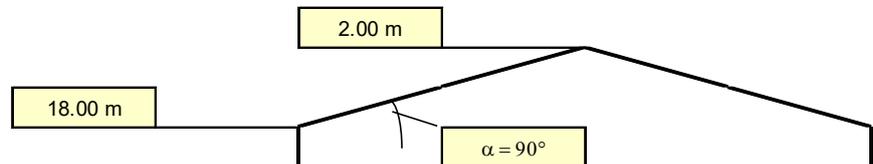
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	B	220

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

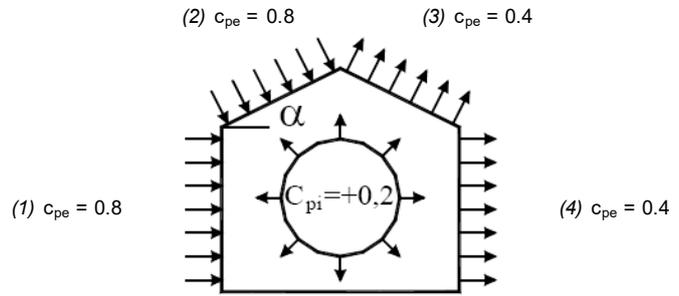
z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 18	2.533
z = 2	1.708



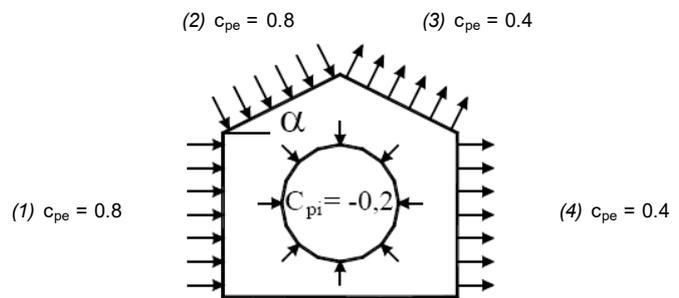
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.231
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.830
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.415
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.616

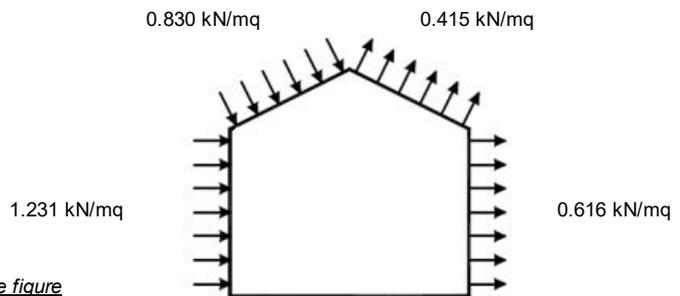


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.231
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.830
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.415
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.616



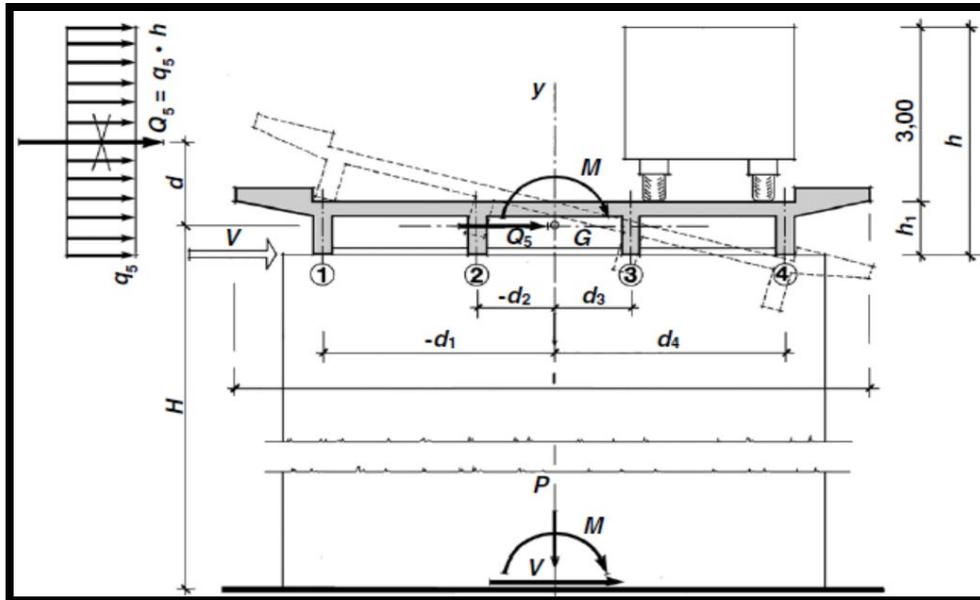
Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	1.231
(2)	0.830
(3)	0.415
(4)	0.616



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

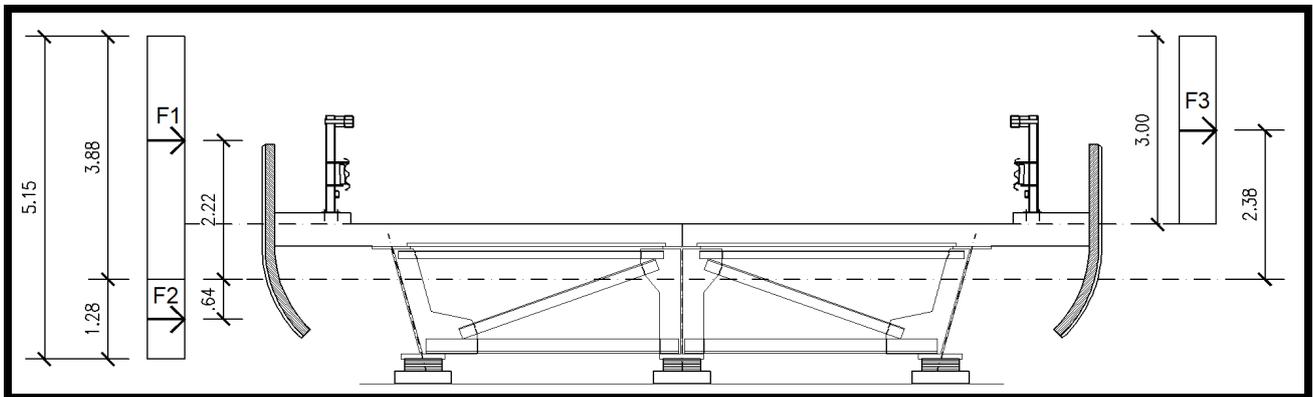
L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte:



Schema di carico q5

→ La forza statica equivalente del vento agente sull'impalcato ammonta a:

$$(5.15+3.00)*1.23 = 10.03 \text{ KN/m}$$



Volendo considerare l'azione esplicata dal vento agente nel baricentro del modello, occorre tener conto anche delle azioni verticali che le forze generano con la loro eccentricità rispetto al baricentro:

$$\begin{aligned} F1 &= 3.88*1.23 && = 4.77 \text{ KN/m} \\ F3 &= 3.00*1.23 && = 3.69 \text{ KN/m} \\ F2 &= 1.28*1.23 && = 1.57 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$Mt = 4.77*2.22 + 3.69*2.38 - 1.57 * 0.64 = 18.36 \text{ KNm}$$

Per applicare più agevolmente il Mt sulle travi è sufficiente operare una ripartizione tramite azioni verticali equivalenti:

$$Q_{i,tor} = Mt \cdot y_i / (\sum y_i^2)$$

con y_i distanza della trave dal baricentro dell'impalcato

$$y_1 = 0.0 \text{ m}$$

$$y_2 = 4.45 \text{ m}$$

$$\sum y_i^2 = 39.6$$

$$Q_{tor,est} = 18.36 \cdot 4.45 / 39.6 = 2.06 \text{ KN/m}$$

Il vento è assegnato alle travi in entrambe le direzioni applicando i valori ottenuti precedentemente dal metodo di Courbon (cfr paragrafo dedicato):

$$Q_{tor,est} = 2.06 \text{ KN/m (solo travi esterne)}$$

$$Q_h = 3.43 \text{ KN/m (tutte le travi)}$$

AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve ammonta a **0.82 KN/mq**

Le schermate seguenti riportano il calcolo secondo indicazioni di cui l cap. 3.4 NTC18

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanco-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ m $a_s \leq 200$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ m $a_s > 200$
○	<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza, Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ m $a_s \leq 200$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ m $a_s > 200$
●	<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ m $a_s \leq 200$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ m $a_s > 200$
○	<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ m $a_s \leq 200$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ m $a_s > 200$

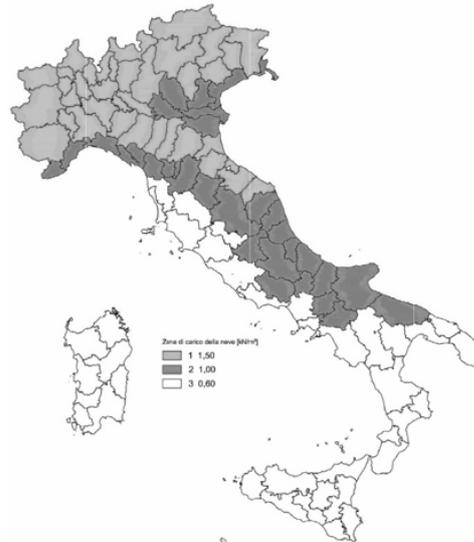
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $q_{sk} \mu_i C_E C_t$
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 μ_i (coefficiente di forma)
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	220
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.03

Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C _E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

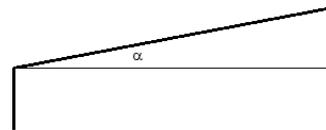
q _s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.03
---	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
----------------------------	---

μ	0.8
---	-----

0.822 kN/mq μ



7.7.8. AZIONI IDRODINAMICHE Q6

Non ricorrono nel presente caso.

7.7.9. VARIAZIONE DELLA TEMPERATURA Q7

L'azione della temperatura è trattata al cap. 3.5 delle NTC18 e riferita genericamente ad edifici:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

In assenza di dati specifici può assumersi:

$$T_{\max} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_o = 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

→ La variazione uniforme di temperatura annua è quindi pari a:

$$\Delta T_u = \pm 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

Nota:

la variazione termica uniforme è intesa come variazione termica stagionale, pertanto è una azione variabile di lunga durata da applicare al modello in fase II

Lo schema di vincolo adottato non impedisce le deformazioni longitudinali e non provoca sollecitazioni nell'impalcato se non per effetto della resistenza parassita negli appoggi. Le reazioni orizzontali parassite sollecitano l'impalcato a pressoflessione o a tensoflessione, e il momento flettente è direttamente proporzionale alla differenza di quota h tra baricentro della travatura portante e quota degli appoggi. Nel caso in esame, h è modesto e le reazioni verticali negli appoggi non sono tali da provocare notevoli azioni orizzontali dovute agli attriti. Non si considera, di conseguenza, tale azione nella verifica dell'impalcato.

Gli effetti dovuti alle resistenze parassite degli appoggi devono essere quindi considerati solo nella verifica delle sottostrutture e nelle verifiche degli appoggi stessi.

In aggiunta occorre applicare una variazione termica differenziale sull'altezza della trave considerando alternativamente (a seconda dell'effetto più gravoso) un gradiente termico di $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$

Con riferimento al gradiente termico fra soletta e impalcato, nel caso di impalcato in acciaio e soletta in cls collaborante, è possibile considerare sia un andamento uniforme che discontinuo ($10 \text{ }^\circ\text{C}$); in quest'ultimo caso, assumendo un andamento discontinuo fra soletta ed impalcato, l'effetto del gradiente termico può essere trattato in analogia all'azione del ritiro, ma con soletta in espansione ($+ 10 \text{ }^\circ\text{C}$).

Nota

la variazione termica differenziale (soletta calda) è intesa come variazione termica giornaliera, pertanto è una azione variabile di breve durata da applicare al modello in fase III

Al fine di mantenere sempre un ponderato controllo delle sollecitazioni in output del calcolatore è utile procedere al calcolo manuale delle sollecitazioni attese per le variazioni termiche differenziali:

- Differenza fra temperatura della soletta e temperatura della carpenteria metallica: +10°C (**soletta calda** – andamento discontinuo)
- Deformazione nella soletta: $\varepsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 10 = 0.12 \cdot 10^{-3}$
- $\sigma_{\Delta T} = +\varepsilon_{\Delta T} \cdot E_a / n_{acc} = 0.12 \cdot 10^{-3} \cdot 210000 / (210000 / 34625) = 4.16 \text{ Mpa}$
- $N_{\Delta T} = \sigma_{\Delta T} \cdot A_c = 4.16 \cdot 4537100 = 18852 \text{ KN}$ ($A_c = 4.537.100 \text{ mm}^2$)
- $M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot (y_g - e) = 18852 \cdot (0.614 - 0.175) = -8277.1 \text{ KNm}$

Le azioni vengono distribuite fra le 3 travi costituenti l'impalcato:

- $N_{\Delta T,i} = 18852 / 3 = 6284 \text{ KN}$
- $M_{\Delta T,i} = 8277.1 / 3 = -2759 \text{ KNm}$

a cui deve essere sommato lo stato tensionale dovuto alla deformazione impedita della soletta:

$$\sigma_{\Delta T} = -4.16 \text{ Mpa}$$

RIABILI Qik. + VARIAZ. TERMICHE DT					
			SOLLECITAZ. ΔT_{diff}		
Si,3 (-)	X,3 (-)	Ja,3 (-)	$\varepsilon_{\Delta T_{diff}}$	$\sigma_{\Delta T_{diff}}$	SOLL. ΔT_{diff} SAP
(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	$N_{\Delta T_{diff}}$ (traz.)
Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	$M_{\Delta T_{diff}}$ (M negat.)
1.892E+08	1382	7.923E+10	1.200E-04	-4.16	6284.0 KN -2759.0 KNm

Stralcio di calcolo automatico del post-processore

Nota:

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

b) *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

azione della temperatura → costituisce azione variabile

7.7.10. AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: Q8

Nel progetto dell'impalcato bisogna tenere conto della eventualità che si verifichino azioni eccezionali quali per esempio l'urto accidentale dei veicoli in transito sul ponte. Le NTC18 tengono conto di questa eventualità nei paragrafi 3.6.3.3.2 e 5.1.3.10:

3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Le azioni da considerare nelle verifiche locali dell'impalcato dovranno essere definite in accordo al § 5.1.3.10.

Le forze di collisione da veicoli sugli elementi strutturali eventualmente presenti al disopra del livello di carreggiata sono quelle specificate nel § 3.6.3.3.1

5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: q_8

L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00\text{ m}$. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

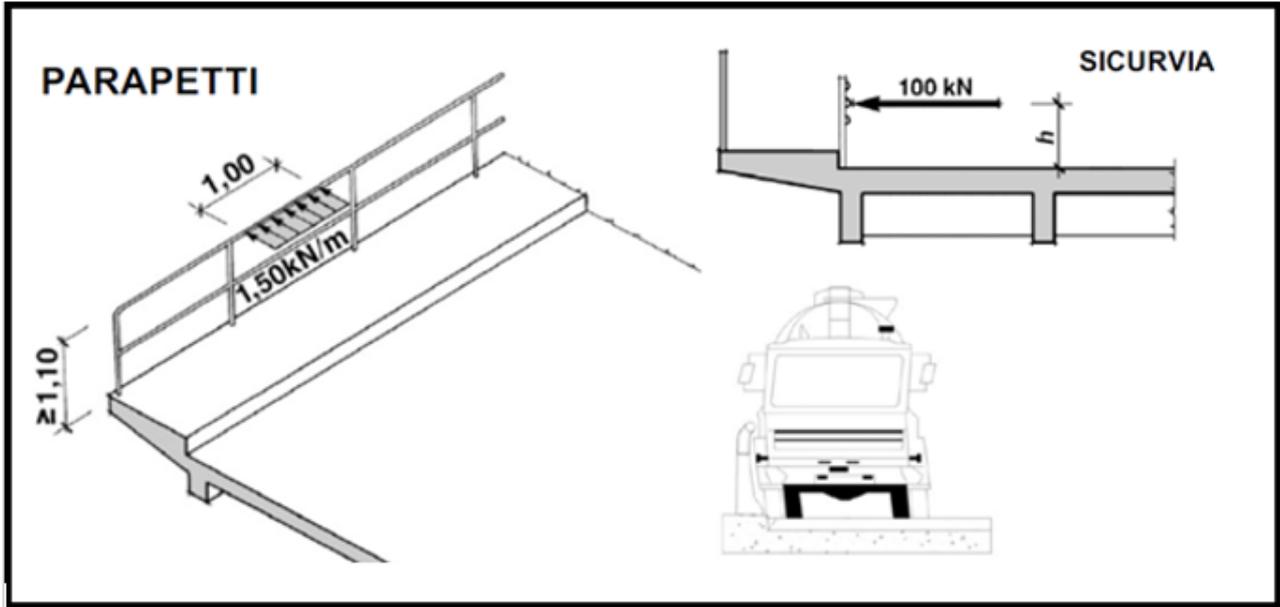
L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano. I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ $h_2 = 1,00\text{ m}$. Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

→ Poiché si tratta di una azione eccezionale questa dovrà essere combinata con le altre azioni agenti sulla struttura secondo quanto prevede la combinazione eccezionale allo stato limite ultimo.

Con riferimento al paragrafo 2.5.3 delle NTC18 questa combinazione è scritta nel modo seguente:

$$G1+G2+P+Ad+\psi_{21}Qk1+\psi_{22}Qk2+\dots$$

In cui Ad è l'azione eccezionale considerata.



7.8. AZIONE SISMICA

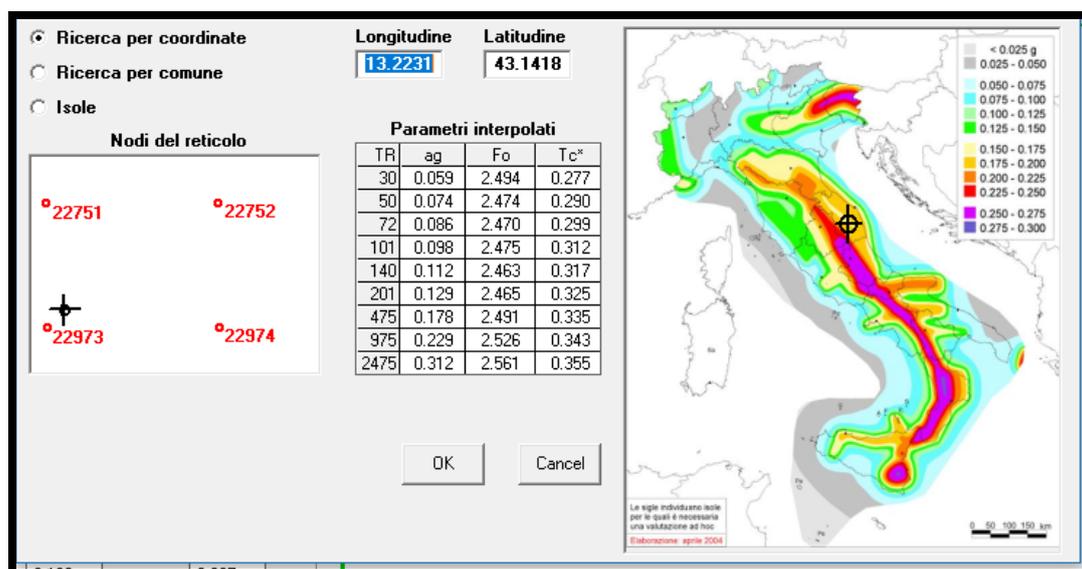
L'attuale norma per le costruzioni individua più livelli prestazionali che dovrebbero essere soddisfatti; in generale si parla di quattro classi: due sono stati limite di esercizio mentre gli altri due sono stati limite ultimi:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: o di immediato utilizzo, quando si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)* o stato limite ultimo: quando si accetta che la costruzione subisca rotture o crolli dei componenti non strutturali, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: quando si accetta che la struttura subisca gravi rotture e crolli degli elementi non strutturali, e danni molto gravi delle componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi una parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

7.8.1. PARAMETRI DI PROGETTO

Vita nominale	$V_n = 50$ anni
Classe d'Uso III	$C_u = 2.0$
Periodo di riferimento	$V_r = V_n * C_u = 50 * 2.0 = 100$ anni
Probabilità di superamento P_{vr}	SLV $\rightarrow 10\%$ SLC $\rightarrow 5\%$
Coordinate del sito sono:	longitudine = 13.479 latitudine = 43.074
Categoria di sottosuolo	C
Condizioni topografiche	T3

CLASSE D'USO	C_u	V_n	V_r
IV	2	50	100
Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato			
Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		
Stati limite di esercizio	SLO	81%	
	SLD	63%	
Stati limite ultimi	SLV	10%	
	SLC	5%	
P_{vr}		T_r	
10.0%		949	



Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.8.2. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

COMPONENTI ORIZZONTALI

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

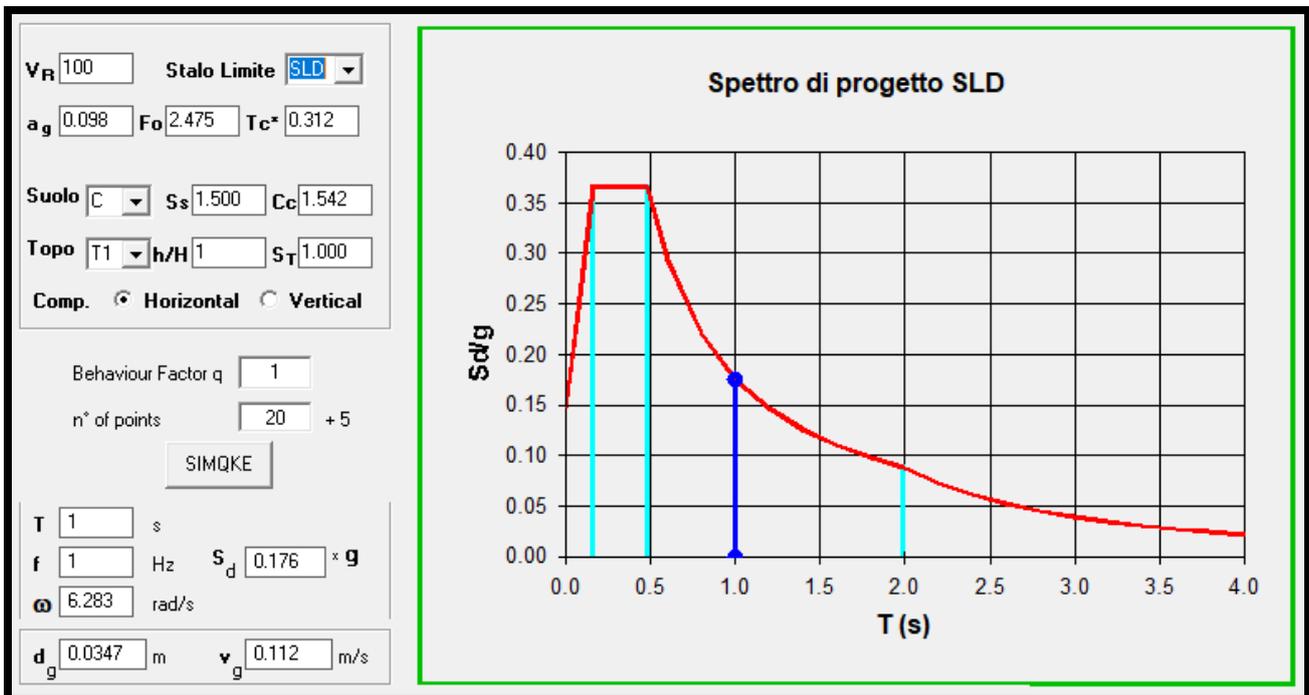
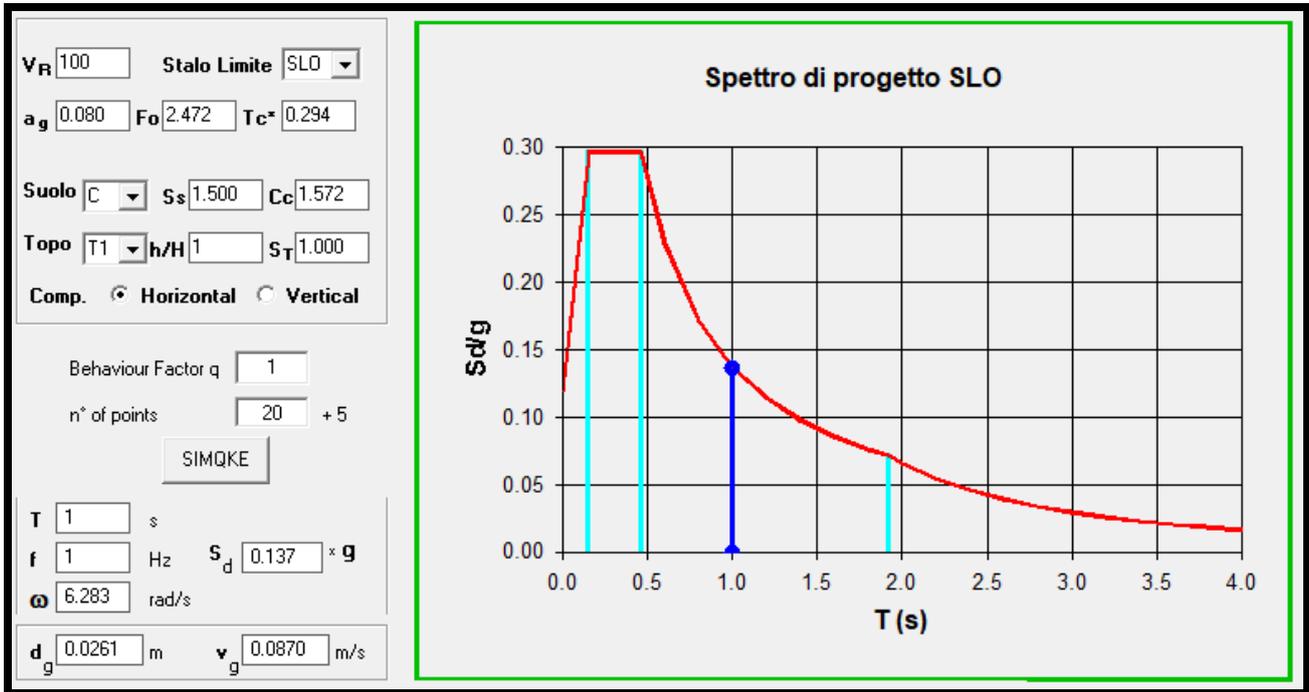
$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

- T periodo di vibrazione
- S_e accelerazione spettrale orizzontale
- $S = S_S \times S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T coefficiente di amplificazione topografica
- η : $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$
fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_C
 $T_C = C_C \cdot T_C^*$
periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
 C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B
 $T_B = T_C / 3$
periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$



V_R 100 Stalo Limite **SLV**

a_g 0.227 F_0 2.524 T_{c^*} 0.342

Suolo **C** S_s 1.356 C_c 1.495

Topo **T1** h/H 1 S_T 1.000

Comp. Horizontal Vertical

Behaviour Factor q 1

n° of points 20 +5

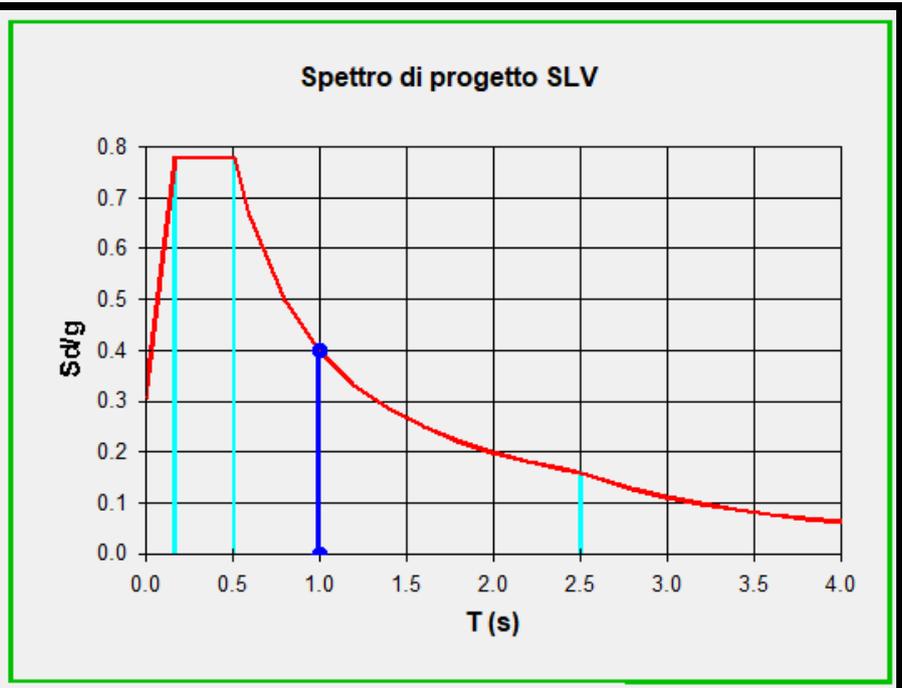
SIMQKE

T 1 s

f 1 Hz S_d 0.398 * g

ω 6.283 rad/s

d_g 0.0971 m v_g 0.248 m/s



V_R 100 Stalo Limite **SLC**

a_g 0.298 F_0 2.552 T_{c^*} 0.351

Suolo **C** S_s 1.259 C_c 1.483

Topo **T1** h/H 1 S_T 1.000

Comp. Horizontal Vertical

Behaviour Factor q 1

n° of points 20 +5

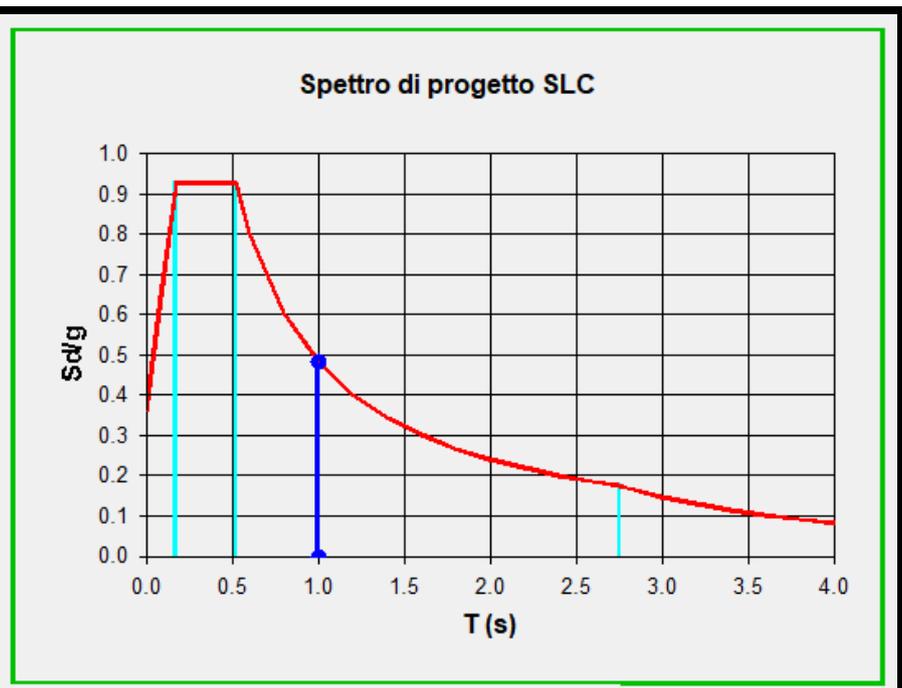
SIMQKE

T 1 s

f 1 Hz S_d 0.482 * g

ω 6.283 rad/s

d_g 0.128 m v_g 0.297 m/s



COMPONENTI VERTICALI

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

- T periodo di vibrazione verticale
- Sve accelerazione spettrale verticale

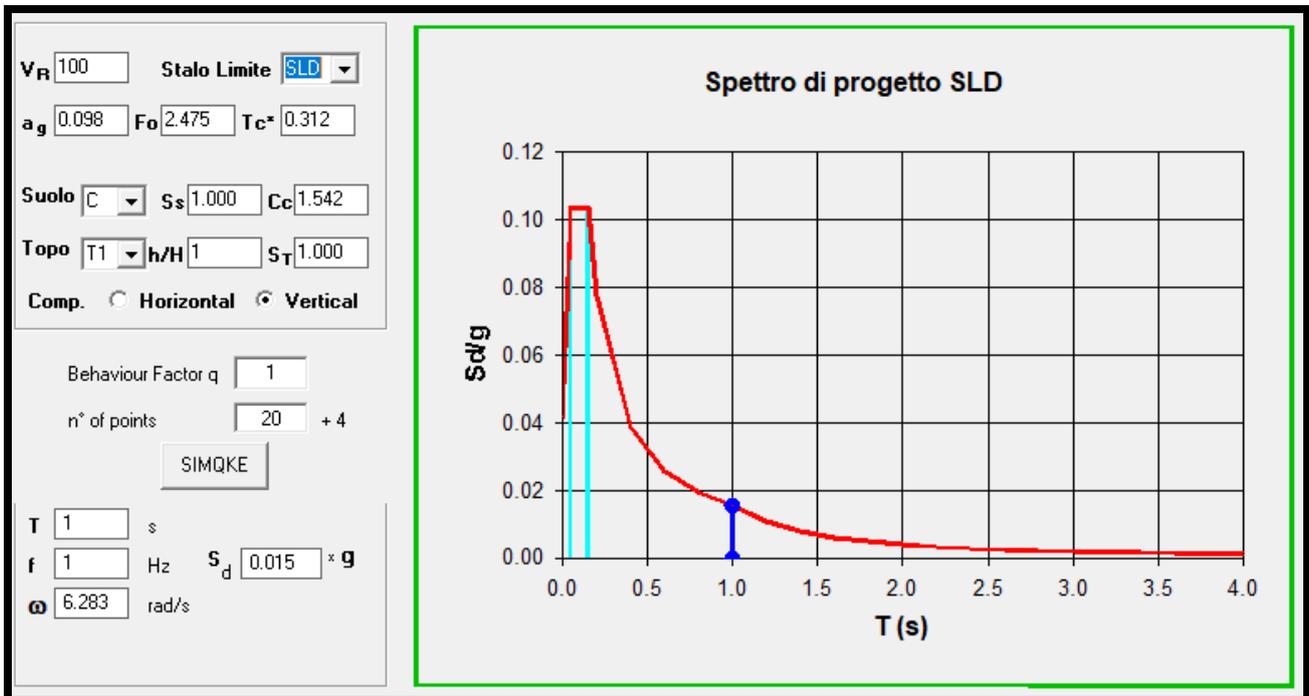
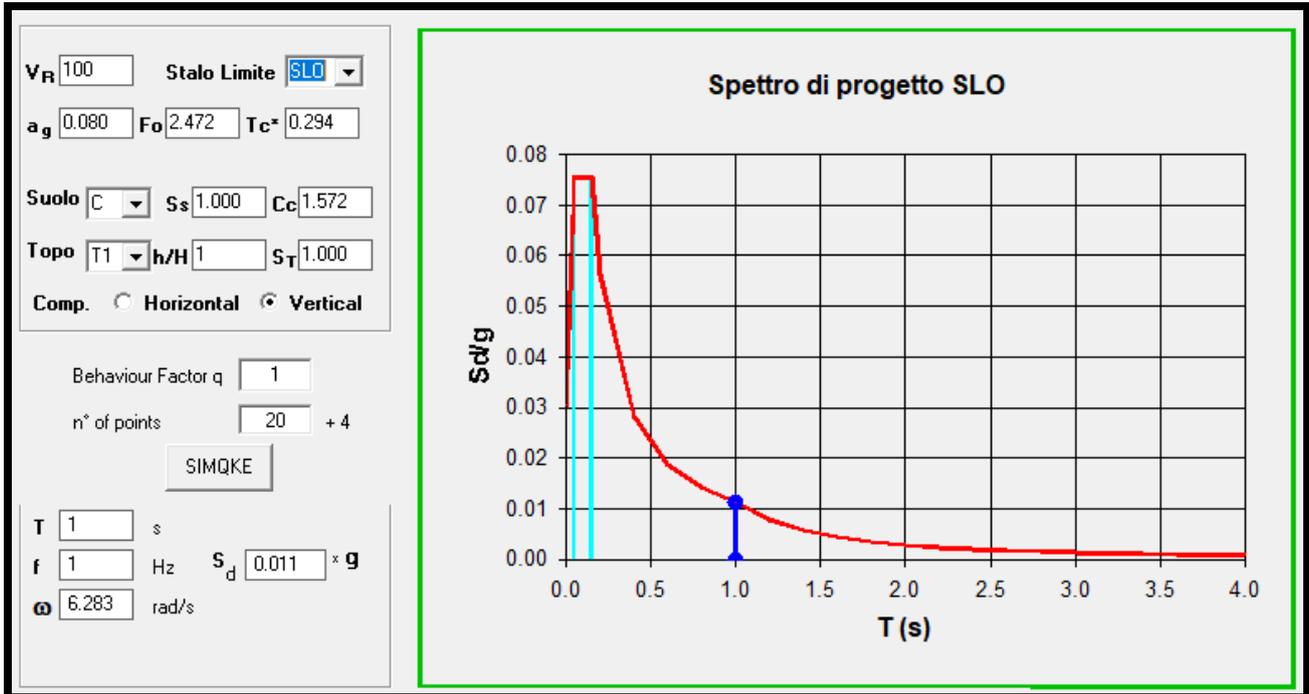
$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

- Fv

fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s



V_R 100 Stalo Limite **SLV**

a_g 0.227 F_0 2.524 T_C^* 0.342

Suolo **C** S_s 1.000 C_c 1.495

Topo **T1** h/H 1 S_T 1.000

Comp. Horizontal Vertical

Behaviour Factor q 1

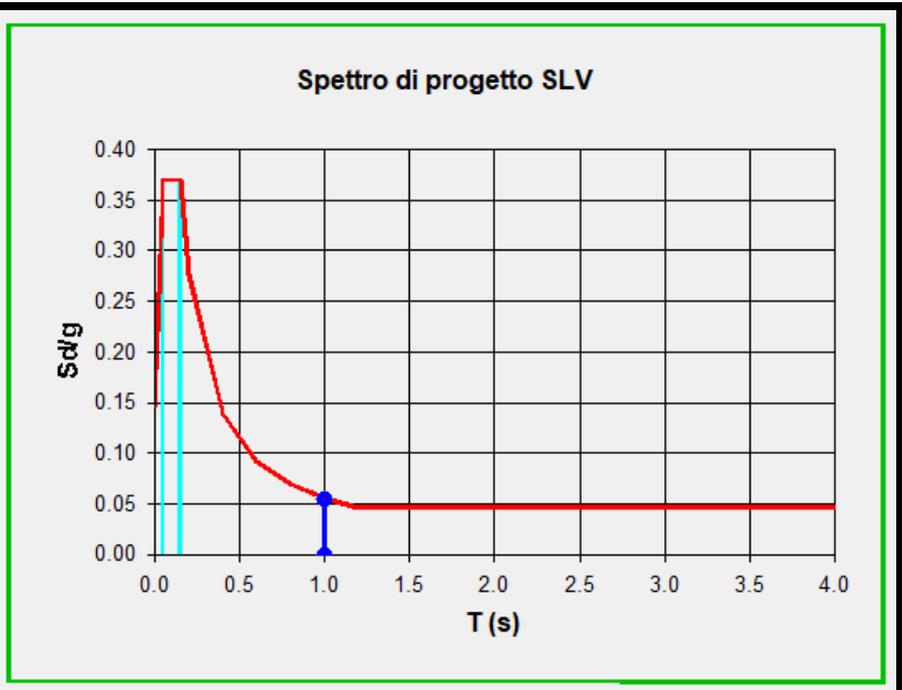
n° of points 20 + 4

SIMQKE

T 1 s

f 1 Hz S_d 0.055 × g

ω 6.283 rad/s



V_R 100 Stalo Limite **SLC**

a_g 0.288 F_0 2.552 T_C^* 0.351

Suolo **C** S_s 1.000 C_c 1.483

Topo **T1** h/H 1 S_T 1.000

Comp. Horizontal Vertical

Behaviour Factor q 1

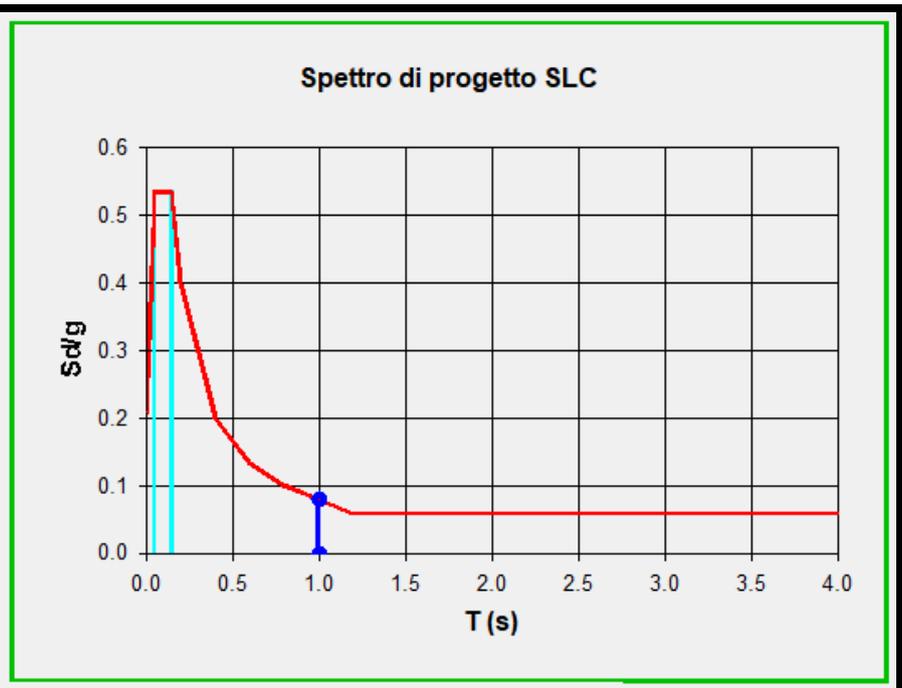
n° of points 20 + 4

SIMQKE

T 1 s

f 1 Hz S_d 0.080 × g

ω 6.283 rad/s



7.8.3. FATTORE DI COMPORTAMENTO

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_{II}/α_I tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al Capitolo 4, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che: per le strutture di calcestruzzo armato, nessuna sezione superi la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione, come definita al § 7.4.4.1.2; per le strutture di calcestruzzo armato precompresso e per le strutture in carpenteria metallica, nessun materiale superi la deformazione di snervamento di progetto.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile nel quale la dissipazione sia limitata alle pile.

Ai soli fini del progetto dei pali di fondazione, con riferimento al § 7.2.5, è possibile considerare una limitata capacità dissipativa, dividendo per 1,5 le sollecitazioni sismiche sui pali derivanti dall'analisi strutturale con comportamento non dissipativo. In questo caso, per una lunghezza pari a 10 diametri dalla sommità del palo, devono applicarsi i dettagli costruttivi di cui al § 7.9.6.1 relativi alla CD"B".

La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite ai paragrafi successivi.

Nel valutare la capacità delle sezioni in calcestruzzo armato, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio. Per quanto possibile, le zone dissipative devono essere posizionate in punti accessibili, pur con ragionevole difficoltà, per facilitarne l'ispezione e la riparazione.

In genere, il comportamento sismico di ponti con impalcato continuo è migliore di quello di ponti a travata appoggiata, purché si riesca ad assicurare una formazione delle cerniere plastiche pressoché simultanea sotto tutte le pile scelte come elementi dissipativi.

Gli elementi ai quali non è mai richiesta capacità dissipativa devono mantenere un comportamento sostanzialmente elastico; essi sono: gli elementi progettati per avere un comportamento non dissipativo, le porzioni esterne alle zone dissipative delle pile, l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione, le spalle, le pile che non scambiano azioni orizzontali con l'impalcato. A tal fine si adotta il criterio della "progettazione in capacità" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

7.9.2.1 VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, q_0 è assunto pari a 1,0.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, i valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento sono riportati in Tab. 7.3.II; in essa: $\lambda(\alpha)=1$, se $\alpha \geq 3$, $\lambda(\alpha)=(\alpha/3)^{0,5}$, se $3 > \alpha \geq 1$, essendo $\alpha = L/H$, dove L è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed H è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili di calcestruzzo armato i valori di q_0 della Tab. 7.3.II valgono solo se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k , ottenuta dividendo lo sforzo di progetto N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed}/A_c f_{cd}$), non eccede il valore 0,3.

La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore $v_k = 0,6$.

Per valori di v_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato da:

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[\frac{v_k}{0,3} - 1 \right] \cdot (q_0 - 1) \quad [7.9.1]$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_k \leq 0,3$.

Nella tabella 7.3.II sono riportate anche le strutture che si muovono con il terreno. Esse non subiscono amplificazione dell'accelerazione del suolo poiché sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ($T \leq 0,03$ s). Appartengono a questa categoria anche le spalle connesse all'impalcato mediante collegamenti flessibili o appoggi mobili.

Per ciascuna delle due direzioni principali, i valori massimi q_0 del fattore di comportamento sono da applicare, nel caso di ponti isostatici, alle singole pile, nel caso di ponti a travata continua, all'intera opera.

Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di comportamento degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Il requisito di regolarità, quindi l'applicabilità di un valore $K_R = 1$, può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto: $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$, dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base dell'elemento duttile ipotesi prodotto dalla combinazione sismica di progetto, $M_{Rd,i}$ è il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ($\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$).

Nel caso risulti $\tilde{r} \geq 2$, l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di K_R

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad [7.9.2]$$

e comunque assumendo sempre $q = q_0 K_R \geq 1$.

Ai fini della determinazione di r_{max} e r_{min} nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45°, con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore di comportamento q pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità siano verificate mediante analisi non lineare.

Nel caso presente l'elemento dissipativo della struttura è costituito da pila in c.a. (elemento verticale inflesso) in classe CDB per cui si ha:

$$q_0 = 1,5$$

Essendo la struttura isolata, si pone $q = 1$

Nota:

lo sforzo di compressione adimensionalizzato risulta $v_k = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{ck}) < 0,3$

Il requisito di regolarità ($K_R=1$) può essere verificato a posteriori calcolando, per ogni elemento duttile, il rapporto r_i tra il momento alla base dell'elemento duttile prodotto dalla combinazione sismica di progetto $M_{Ed,i}$ e il corrispondente momento resistente $M_{Rd,i}$.

La geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo e il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2.

Per quanto riguarda invece l'azione sismica verticale va considerato un fattore di struttura unitario (spettro elastico) e si ha: $q_V=1$

5.1.3.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: q_g

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

Le resistenze passive dei vincoli devono essere considerate associate a quelle azioni per le quali danno effetto.

Il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU deve essere assunto come per le azioni variabili.

7.9. COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi variabili da traffico devono essere tra loro combinati come indicato in tabella 5.1.IV; l'azione di traffico è quindi suddivisa in gruppi di carico che combinano in modo differente le varie componenti. Il singolo gruppo è poi trattato come singola azione Q_i e combinato nel modo ordinario con le altre azioni. I valori dei coefficienti per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI. Le azioni sono infine combinate come riportato nella tabella del punto 5.1.V

Per le combinazioni di carico occorre far riferimento ai paragrafi §2.5.3 e alle tabelle 5.1.IV - 5.1.V e 5.1.VI delle NTC18.

Nota 1

Vengono realizzati tre modelli di calcolo (*):

modello di calcolo 0	→ relativo alla fase 0 (sezione resistente: solo acciaio; modello di trave semplicem. appoggiata);
modello di calcolo 1	→ relativo alla fase 1 (sezione resistente: solo acciaio; soletta in cls: non reagente; modello di trave continua);
modello di calcolo 2	→ relativo alla fase 2 ($t=\infty$ - $n=E_a/E_c^*$; sezione resistente: A-CLS; $G_{1K}+G_{2K}+\text{ritiro}$; modello di trave continua);
modello di calcolo 3	→ relativo alla fase 3 ($t=0$ - $n=E_a/E_c$; sezione resistente: A-CLS; $Q_{iK}+\square T$; modello di trave continua)

- il calcolo della fase 0 viene condotto manualmente;
- il modello di calcolo 2 riporta nelle combinazioni di carico le ennuple involuppo denominate FASE 2 e FASE 3, che vengono attivate modificando semplicemente il valore del modulo elastico del calcestruzzo rispettivamente pari a E_c^* e E_c .

(*)

In alternativa è possibile implementare la funzione staged construction di SAP2000; si è constatato come la redazione di due modelli lineari risulti più agevole riguardo al controllo dei risultati

Nota 2

Nelle combinazioni di carico non vengono considerate come principali le sollecitazioni Q_{iK} influenti ai fini della massimizzazione dei carichi (ad esempio, il carico neve viene considerato in permutazione affetto dal coeff. \square_0 ma non come principale);

Nota 3

Ai fini delle combinazioni globali, il modello di calcolo è interessato dalle sollecitazioni q_1 (gruppi di azioni 1 e 2 – schemi di carico 1 (tandem) e 5 (folla compatta)), dal ritiro (azione permanente), dal carico q_5 vento e neve (variabile), dalla azione della temperatura q_7 (a. variabile), dalle azioni sismiche (E); ai fini delle combinazioni di carico per gli effetti locali, oltre agli schemi 2 e 5, verrà utilizzato lo schema di carico 4 (q_1) e non lo schema 3 poiché il marciapiede è protetto da sicurtia.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \gamma_{Q4} \cdot Q_{k4} + \dots$ [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
 $G_1 + G_2 + P + A_k + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
 $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ [2.5.7]

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITA' NEL TEMPO

- a) permanenti (G):**
- peso proprio (G1)
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (F).
- b) variabili (Q):**
- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.
- c) eccezionali (A):**
- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;
- d) sismiche (E)**

- q1 - A. VAR.TRAFF. CARICHI VERTICALI
q2 - A. VAR.TRAFF. INCR. DIN. DISCONT. STRUTT.
q3 - A. VAR.TRAFF. A. LONGIT. FREMAMACCEL.
q4 - A. VAR.TRAFF. AZIONE CENTRIFUGA
q5 - AZIONI DI NEVE E DI VENTO
q6 - AZIONI IDRODINAMICHE
q7 - AZIONI DELLA TEMPERATURA
q8 - AZIONI SUI PARAP. E URTO DI VEICOLO IN SVIIO
q9 - RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI
E - AZIONI SISMICHE
A - AZIONI ECCEZIONALI

Sch. di Car. 1 carichi concentrati su due assi in tandem applicati su impronte 0,40 m e carichi uniformemente distribuiti -sia per le verifiche globali che locali, -un solo carico tandem per corsia, -disposto in asse alla corsia stessa.

Sch. di Car. 2 carico concentrato su singolo asse applicato su impronte 0,60 m x 0,35 m; asse longitudinale nella posizione più gravosa; solo per verifiche locali.

Sch. di Car. 3 carico isolato da 150 kN; impronta lato 0,40 m; per verifiche locali su marciapiedi non protetti.

Sch. di Car. 4 carico isolato da 10 kN; impronta lato 0,10 m; verifiche locali su marciapiedi protetti

Sch. di Car. 5 folla compatta 5,0 kN/m². -valore di combinazione 2,5 kN/m².

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente γ_Q di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schema 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schema 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
Vento	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	-	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	a ponte scario SLU e SLE in esecuzione	0,6	0,2	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,8	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi o piste ciclabili non sovrastabili
	Modello principale (cicli di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Carichi verticali		Carico uniformemente distribuito	
		Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)		
1	Valore caratteristico				Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico	
2b	Valore infrequente			Valore caratteristico	
3 (*)					Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)					Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQ ⁹⁸	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G2}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
	Azioni permanenti non strutturali g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G3}	0,00 1,50	0,00 1,50
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
	Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qk}	0,00 1,50	0,00 1,50
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{r1}	0,90 1,00 ⁹⁸	1,00 1,00 ⁹⁸	1,00 1,00
	Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{r2} , γ_{r3} , γ_{r4}	0,00 1,20	0,00 1,20

Combinazioni SLU: $1.35 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_{Tr,i} + 1.5 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

dove i termini Q_k vanno permutati con i coefficienti di cui alla tab. 5.1.IV NTC18

Nota:

con riferimento alle azioni da ritiro e alla viscosità, nelle combinazioni di carico si utilizza un approccio semplificato per cui:

- l'azione da ritiro è assimilata ad un gradiente termico uniforme negativo (cfr paragrafo relativo);
- la viscosità è tenuta in conto tramite un modulo elastico ridotto (cfr paragrafo relativo).

FASE	SCHEMA	COMPONENTI	CARICHI	COMBINAZIONI	n	Ec
FASE 0	Tr. appogg.	Solo Tr_acc.	G1k_Tr,acc	$\gamma_{G1} \times G1k_{tr}$	∞	0.0 MPa
				$1,35 \times G1k_{tr}$		
FASE 1	Tr. continua	Solo Tr_acc.	G1k_soletta	$\gamma_{G1} \times G1k_{soletta}$	∞	0.0 MPa
				$1,35 \times G1k_{soletta}$		
FASE 2	Tr. continua	Sez. comp. A-CLS	G2k+Ritiro	$\gamma_{G2} \times G2k + \gamma_{rE} \times Rit.$	17.20	12206.4 MPa
				$1,5 \times G2k + 1,2 \times Rit.$		
FASE 3	Tr. continua	Sez. comp. A-CLS	Qik+ΔT	$\gamma_Q \times Inv_{(q1;q3)} + \gamma_Q \times \psi_{r0} \times q5 + \gamma_Q \times \psi_{r0} \times q7$	6.06	34625.5 MPa
				$1,35 \times Inv_{(q1;q3)} + 1,5 \times 0,6 \times q5 + 1,5 \times 0,6 \times q7$		

Nota:

le combinazioni di cui alla fase 3 vengono permutate

Per quanto attiene alle combinazioni SLE, è sufficiente tener conto dei coefficienti ψ_0 per la combinazione caratteristica o rara, e ψ_2 per la combinazione quasi permanente.

Per quanto infine attiene le combinazioni sismiche, si ha:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{ij}$$

- coefficienti unitari per G1 (acciaio-soletta -pila);
- coefficienti unitari per G2 (sovracc. permanenti);
- coefficienti unitari per E (distorsioni – ritiro - cedimenti);
- coeff. nulli per carichi Qi (traffico – frenam. – vento - neve)
- permutazione degli indici per sisma longitudinale (L) – trasversale (T) – verticale (V)

$$Ex+0.3 Ey+0.3 Ez$$

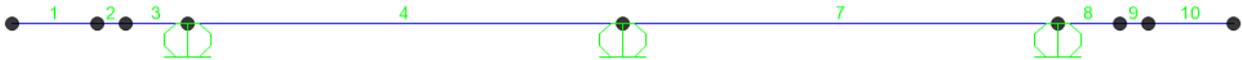
$$0.3 Ex+Ey+0.3 Ez$$

$$0.3 Ex+0.3 Ey+Ez$$

7.10. EFFETTI LOCALI – MODELLO A TRAVE CONTINUA

L'analisi della soletta viene condotta mediante due modellazioni di calcolo complementari:

- Modello di calcolo a frames
- Modello di calcolo a shell



Nel modello a frame la soletta è modellata a trave continua su tre appoggi con campate di 4.6 metri e due sbalzi da 1.85 m, di cui 1.2 m gravati da rialzo del marciapiede.

Azioni da combinare

Carichi permanenti strutturali G1

- Peso proprio soletta
- Peso proprio predalles

Carichi permanenti non strutturali G2

- Peso proprio barriera sicurvia
- Peso proprio cordolo in c.a.
- Peso proprio veletta
- Peso proprio pavimentazione

Azioni variabili:

- Azione del vento;
- Carico neve

Azioni dovute al traffico, gruppi di azione 1 e 2a:

- Schema di carico 1;
- Schema di carico 2.

Azioni eccezionali:

- Urto di veicolo in svio.

Ai sensi della NTC18 il carico neve non deve essere applicato concomitante al traffico.

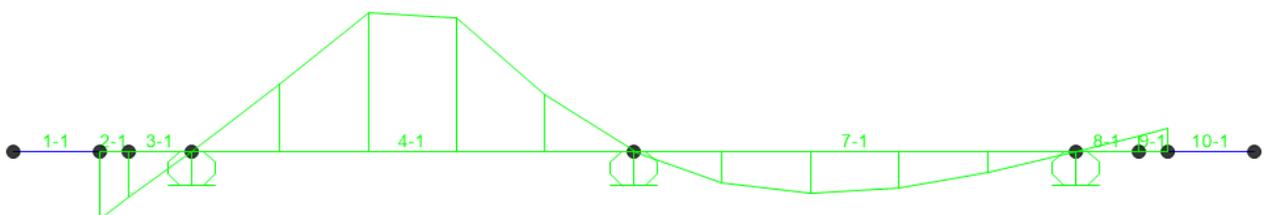
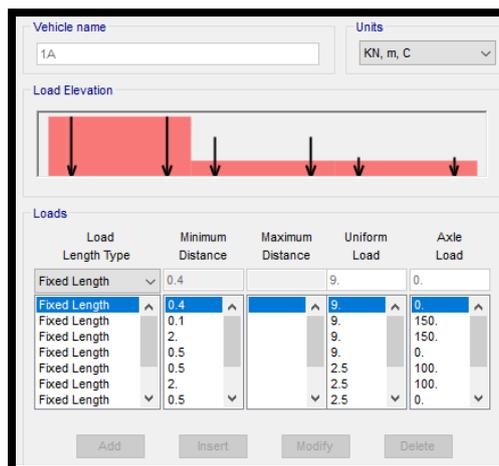
7.10.1. LINEE DI INFLUENZA

Per individuare le massime sollecitazioni agenti si fa ricorso alle linee di influenza; tramite le linee di influenza è possibile individuare tutte le giaciture dei carichi mobili in tandem dello schema 1 e per i carichi mobili dello schema 2 in cui posizionare i carichi che massimizzano le sollecitazioni.

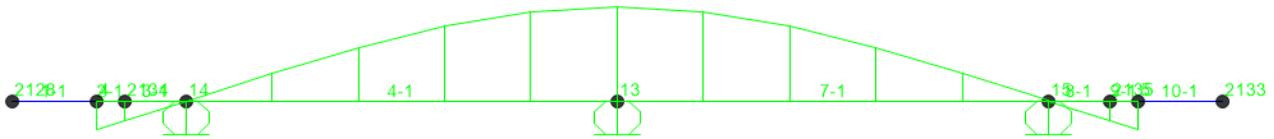
La linea di influenza è una funzione che fornisce la risposta della struttura in una data sezione, in funzione della posizione della forza: per ogni sezione S voluta, si calcolano le sollecitazioni al variare di un carico unitario P, ottenendo la variazione della sollecitazione nella sezione di interesse la variare della posizione della azione: l'ascissa del valore massimo della azione unitaria individua la giacitura in cui ottenere il massimo valore della sollecitazione nella posizione voluta. Il metodo viene implementato tramite solutore SAP2000 tramite apposite funzioni:

- Si definisce un percorso;
- Si assegnano tutti i frames della travata e dal comando assegna → frames → percorso
- Si definisce schema di carico dal comando definisci → schemi di carico
- Si definisce caso di carico dal comando definisci → caso di carico → modify show load case → load case type → moving load
- Per visualizzare la linea di influenza, comando visualizza → mostra linee di influenza:

A titolo di esempio si riporta la linea di influenza del momento flettente generato dal carico da traffico q1 sulla prima campata e la LDI della massima reazione sull'appoggio centrale:



LDI mom.flettente sulla campata 4



LDI della reazione sull'appoggio centrale

Nota:

le sollecitazioni massime sono ottenute dall'involuppo di 3 tipologie di carico di tipo 1:

- Carico traslante entro la carreggiata composto da 3 colonne di carico ($Q_{ik}+q_{ik}$, $i=1;3$);
- Idem da due colonne;
- Idem, da una sola colonna $Q_{1k}+q_{1k}$

Schema di carico 1 - ponti di 1^a categoria.

Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Corsia n°1	300	9.00
Corsia n°2	200	2.50
Corsia n°3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi sui marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (sch. 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (schema di carico 5)	Frenature q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema 5 con valore di comb. 2,5 kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratter.		
2b	Valore frequente				Valore caratter.	
3 [*]						Schema 5 con valore caratter. 5,0 kN/m ²
4 [**]			Schema 5 con valore caratt. 5,0 kN/m ²			Schema 5 con valore caratt. 5,0 kN/m ²
5 [***]	da definirsi per progetto	Valore caratter.				

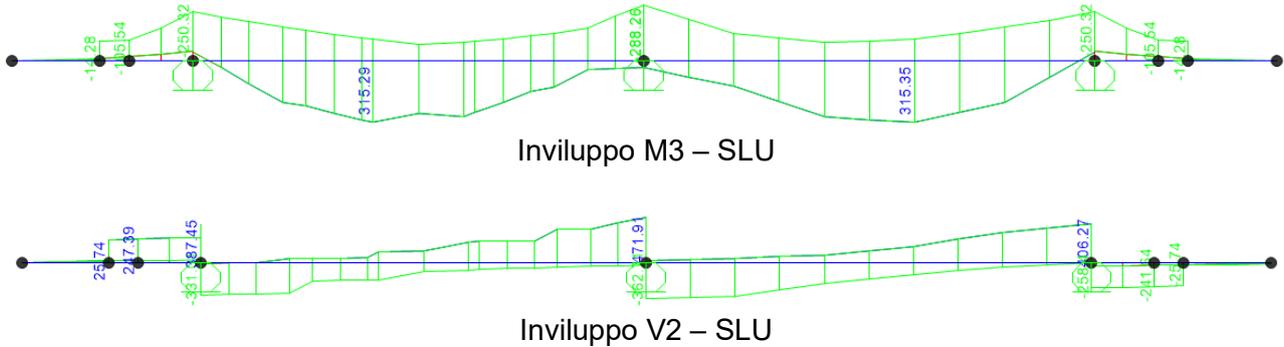
Per quanto attiene il carico da urto, si fa riferimento alla combinazione 2.5.6:

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

dove A = 100 KN applicato alla quota di 1.0 m

7.10.2. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME



Valori massimi in asse:

Momento massimo positivo:	$M^+ = 315$	KNm
Momento massimo negativo	$M^- = -288$	KNm
Taglio massimo agente	$V = 472$	KN

Volendo ottenere dei valori più realistici, occorre passare alla modellazione bidimensionale: l'effetto Poisson apporta infatti per congruenza una diminuzione delle sollecitazioni poiché chiama a compartecipare ad effetto piastra anche le giaciture longitudinali.

7.10.3. EFFETTI LOCALI – MODELLO A PIASTRA

Le impronte di carico relative agli schemi 1 e 2 hanno le seguenti dimensioni:

Impronta schema di carico 1: 40x40

$H_{\text{soletta}} = 30 \text{ cm}$

$H_{\text{pavimentazione}} = 8 \text{ cm}$

→ Impronta in asse soletta = $40 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 86 \rightarrow 86 \times 86$

→ $Q_{1K} = 150 \text{ KN} \rightarrow Q_{1K,s} = 150 / (0.86 \cdot 0.86) = 203 \text{ KN/mq}$

→ $Q_{2K} = 100 \text{ KN} \rightarrow Q_{2K,s} = 100 / (0.86 \cdot 0.86) = 152 \text{ KN/mq}$

→ $Q_{3K} = 50 \text{ KN} \rightarrow Q_{3K,s} = 50 / (0.86 \cdot 0.86) = 68 \text{ KN/mq}$

Impronta schema di carico 2: 35x60

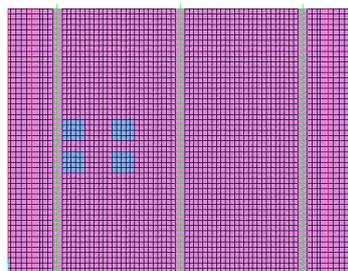
$H_{\text{soletta}} = 30 \text{ cm}$

$H_{\text{pavimentazione}} = 8 \text{ cm}$

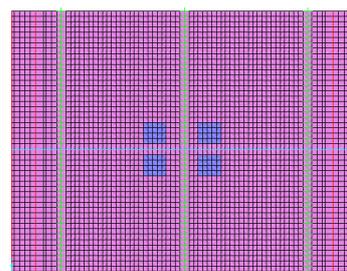
→ Impronta in asse soletta = $35 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 81$

→ Impronta in asse soletta = $60 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 106 \rightarrow 81 \times 106$

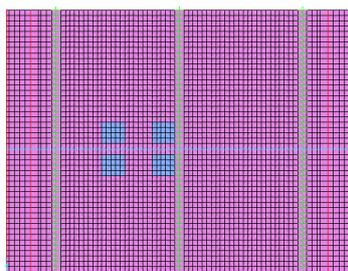
→ $Q_{aK} = 200 \text{ KN} \rightarrow Q_{2K,s} = 200 / (0.81 \cdot 1.06) = 233 \text{ KN/mq}$



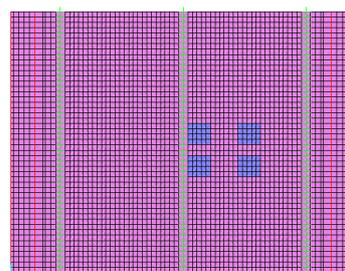
Impronta Q1k_camp



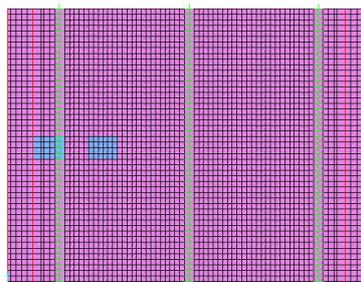
Impronta Q2k_camp



Impronta Q1k_app

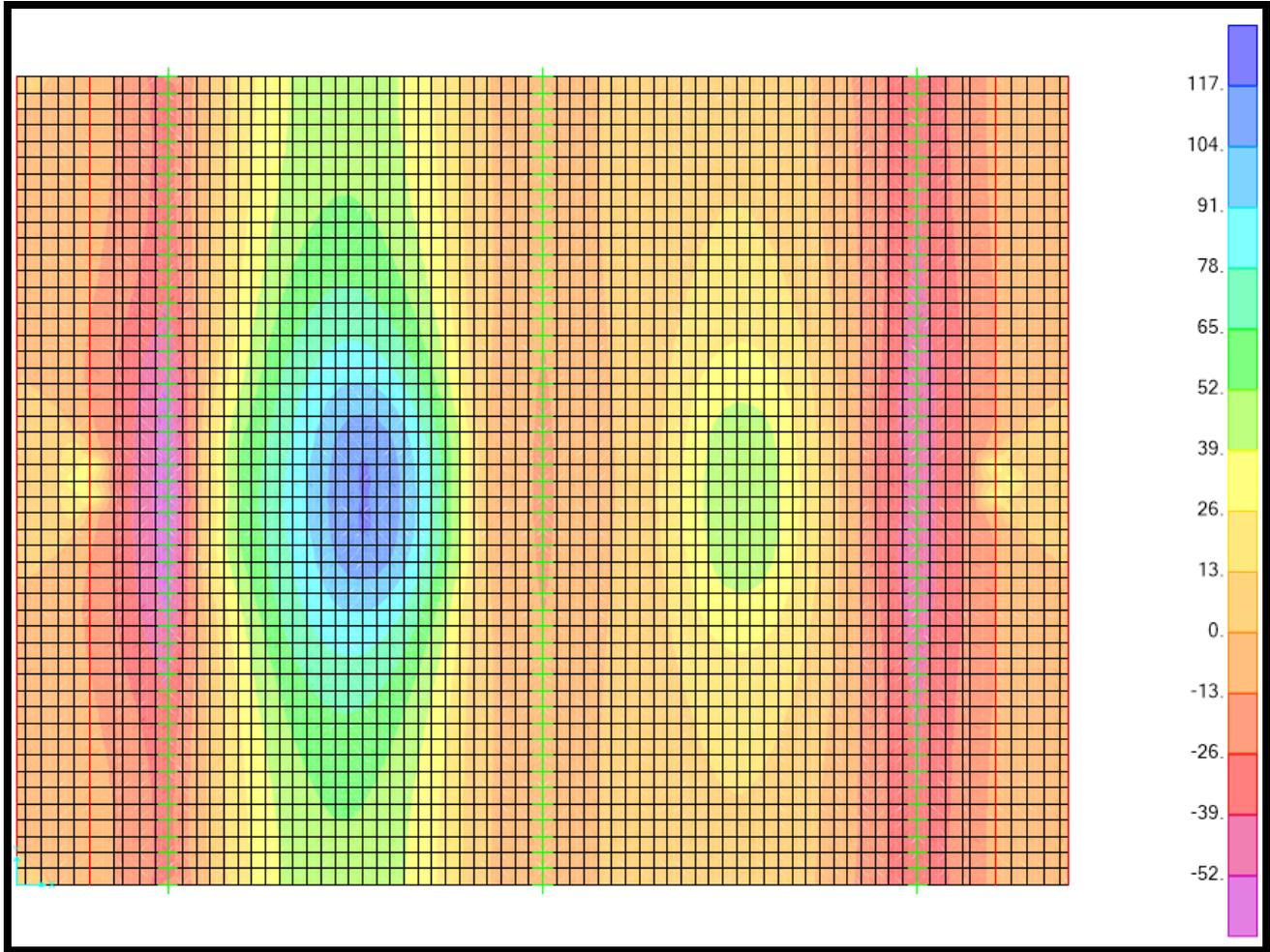


Impronta Q2k_app

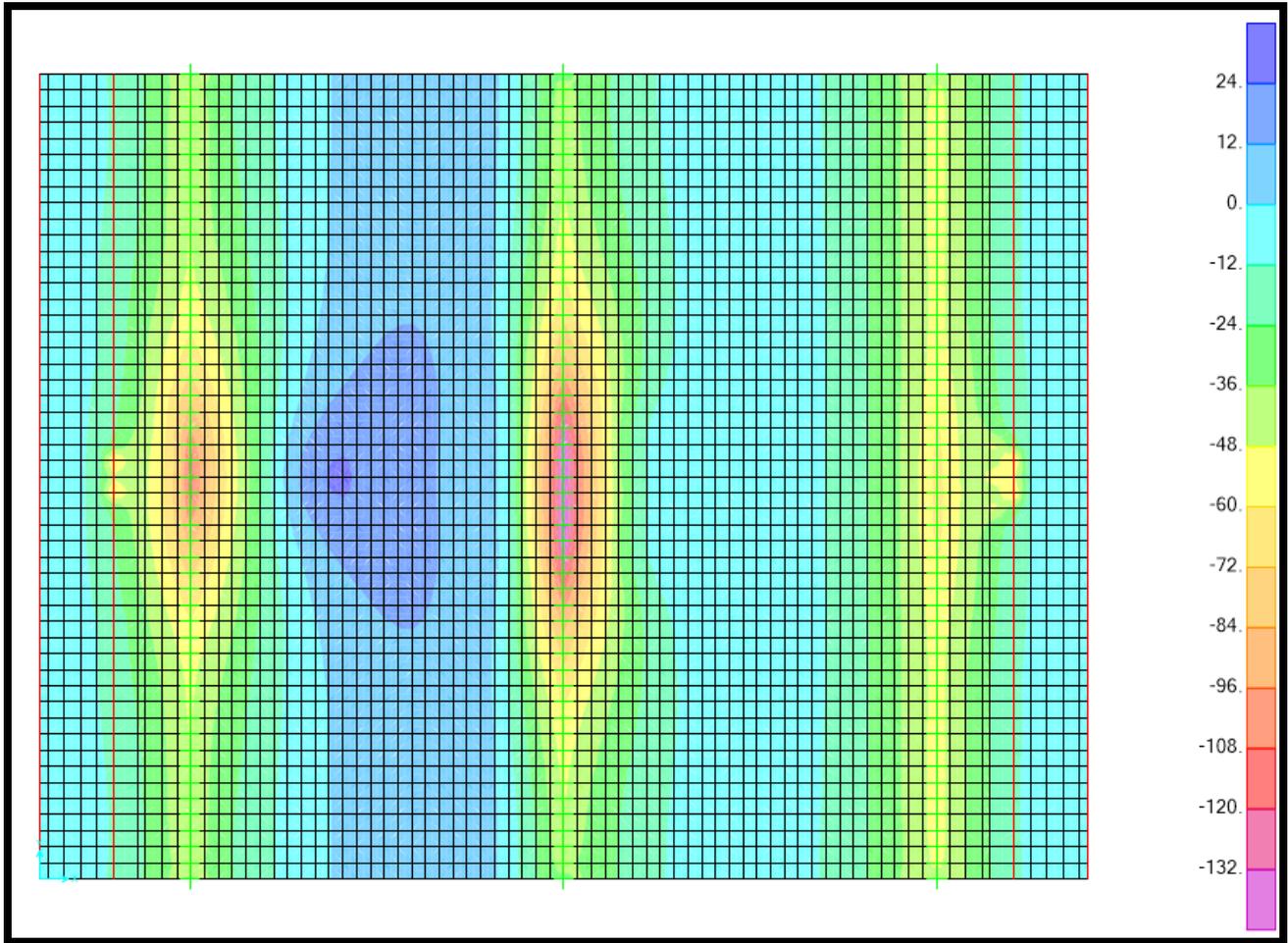


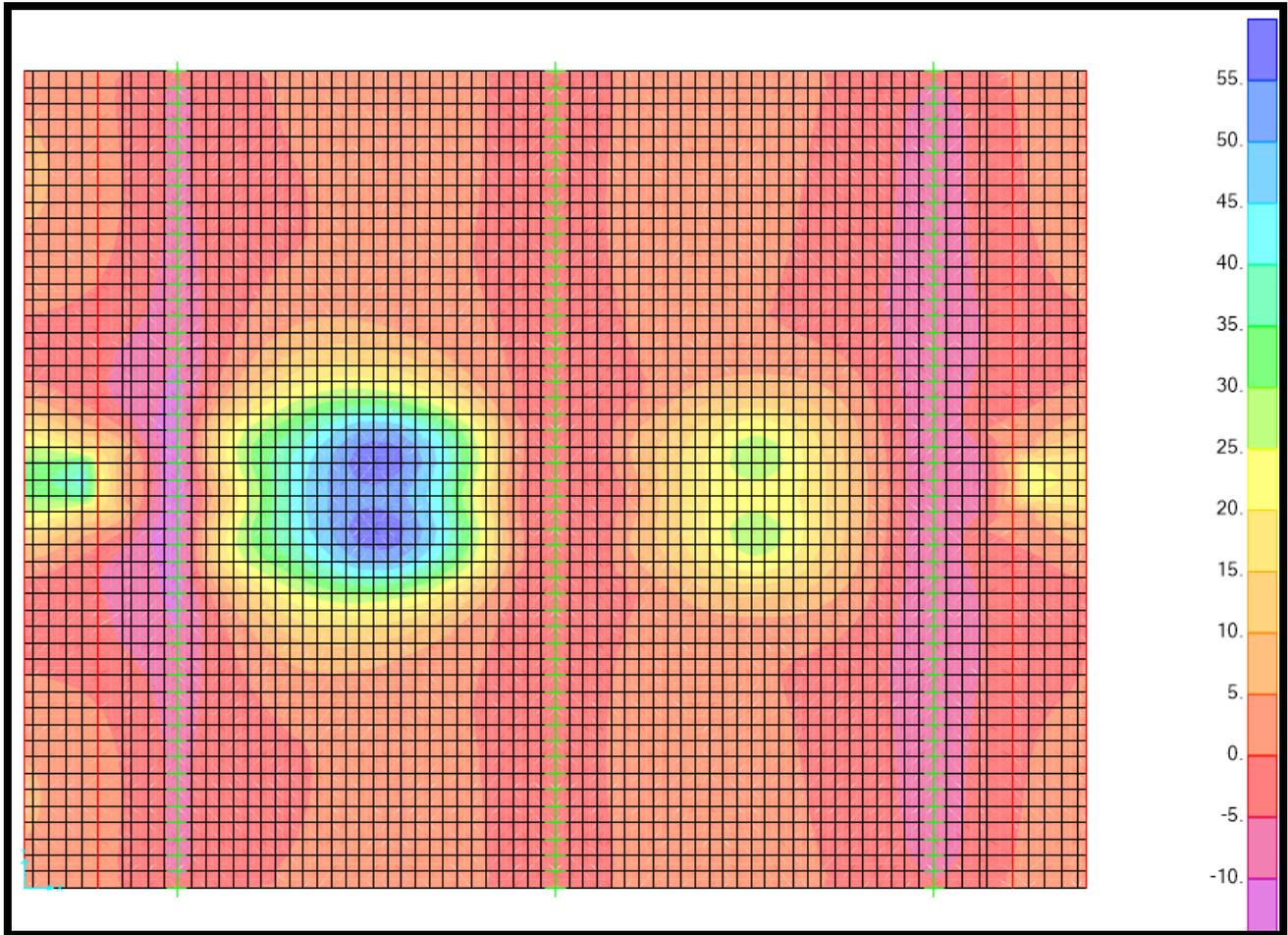
Schema di carico 2

Di seguito si riportano le schermate delle sollecitazioni agenti sulle piastre

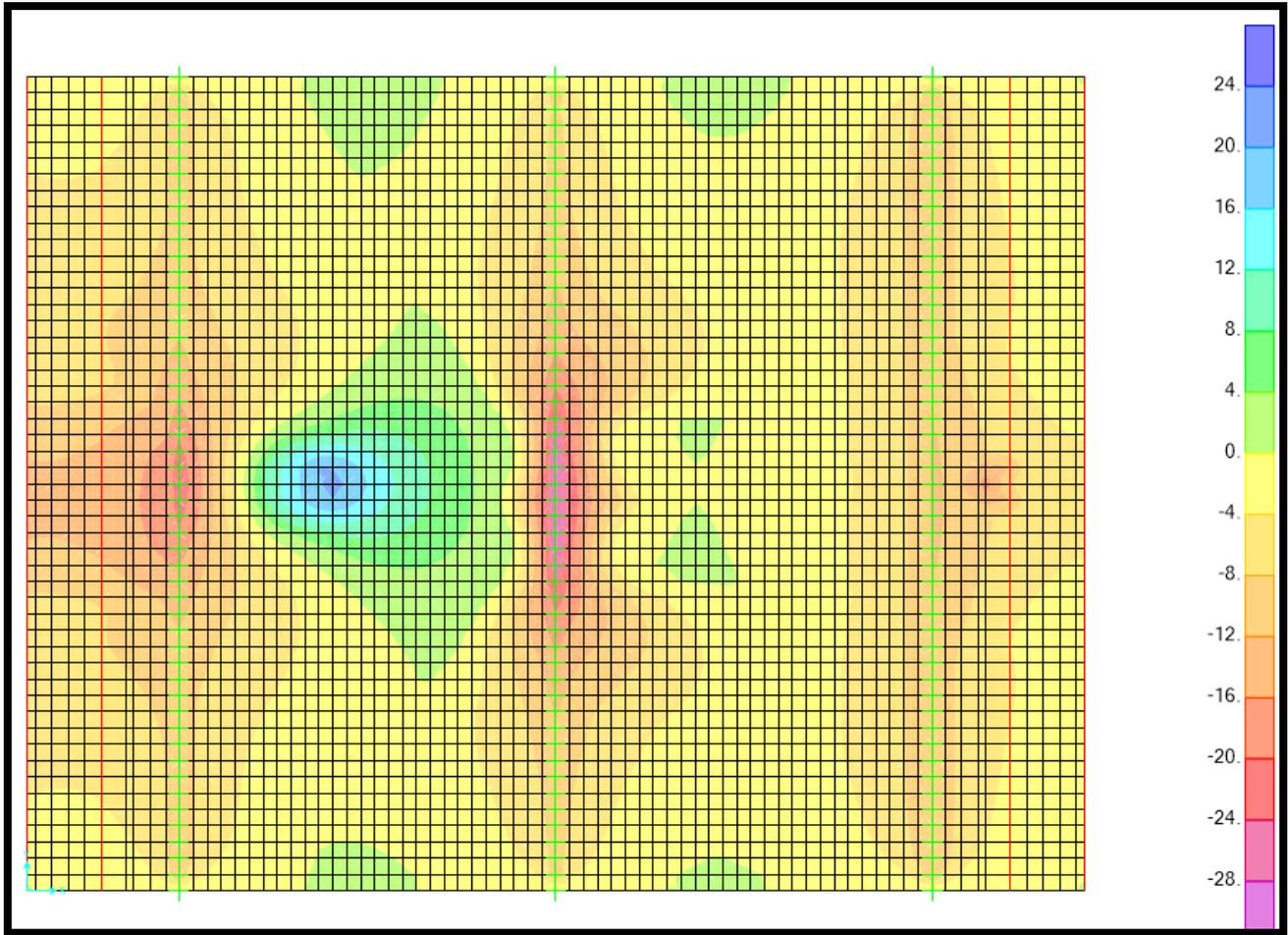


Inv M11 max

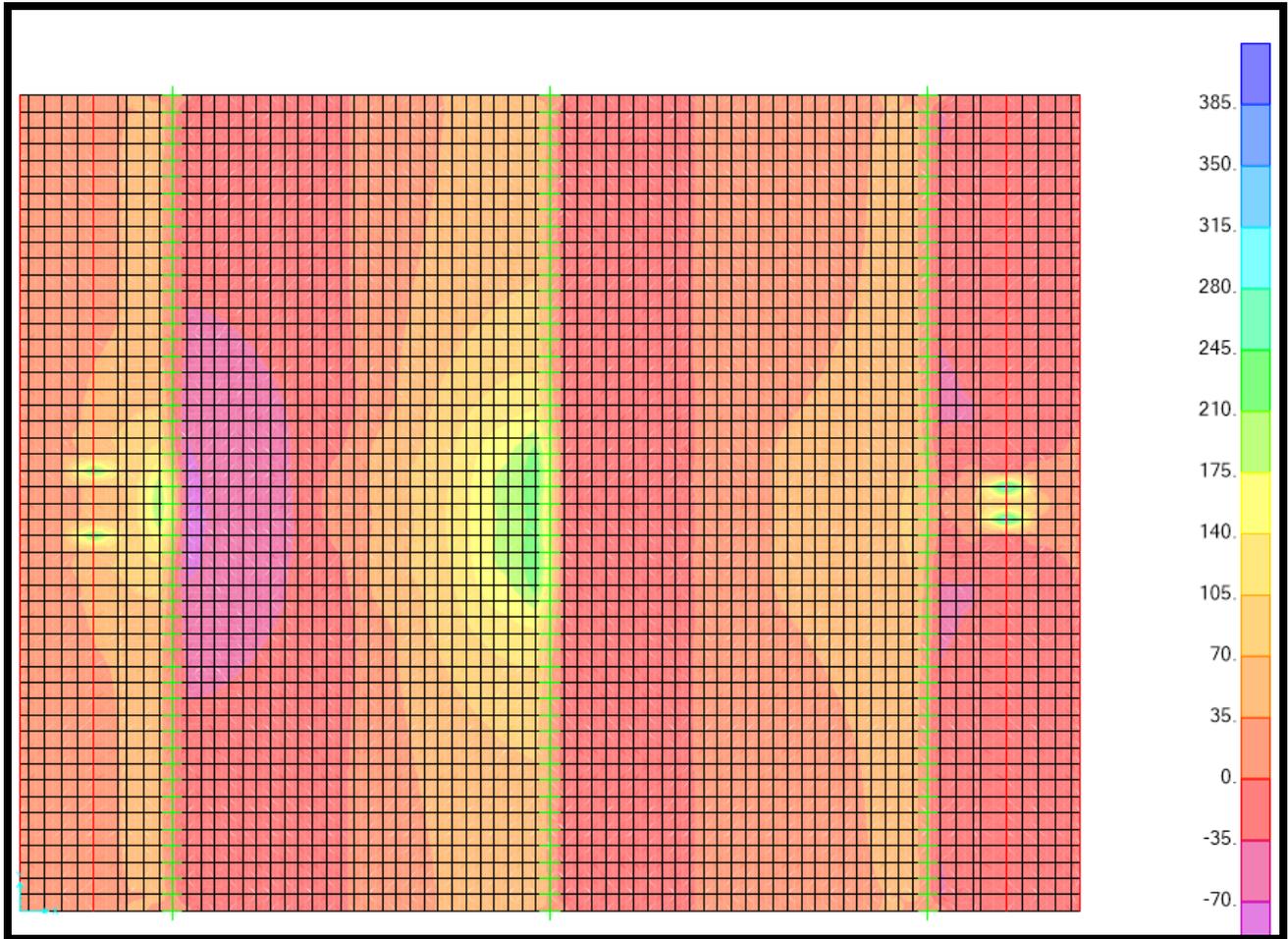




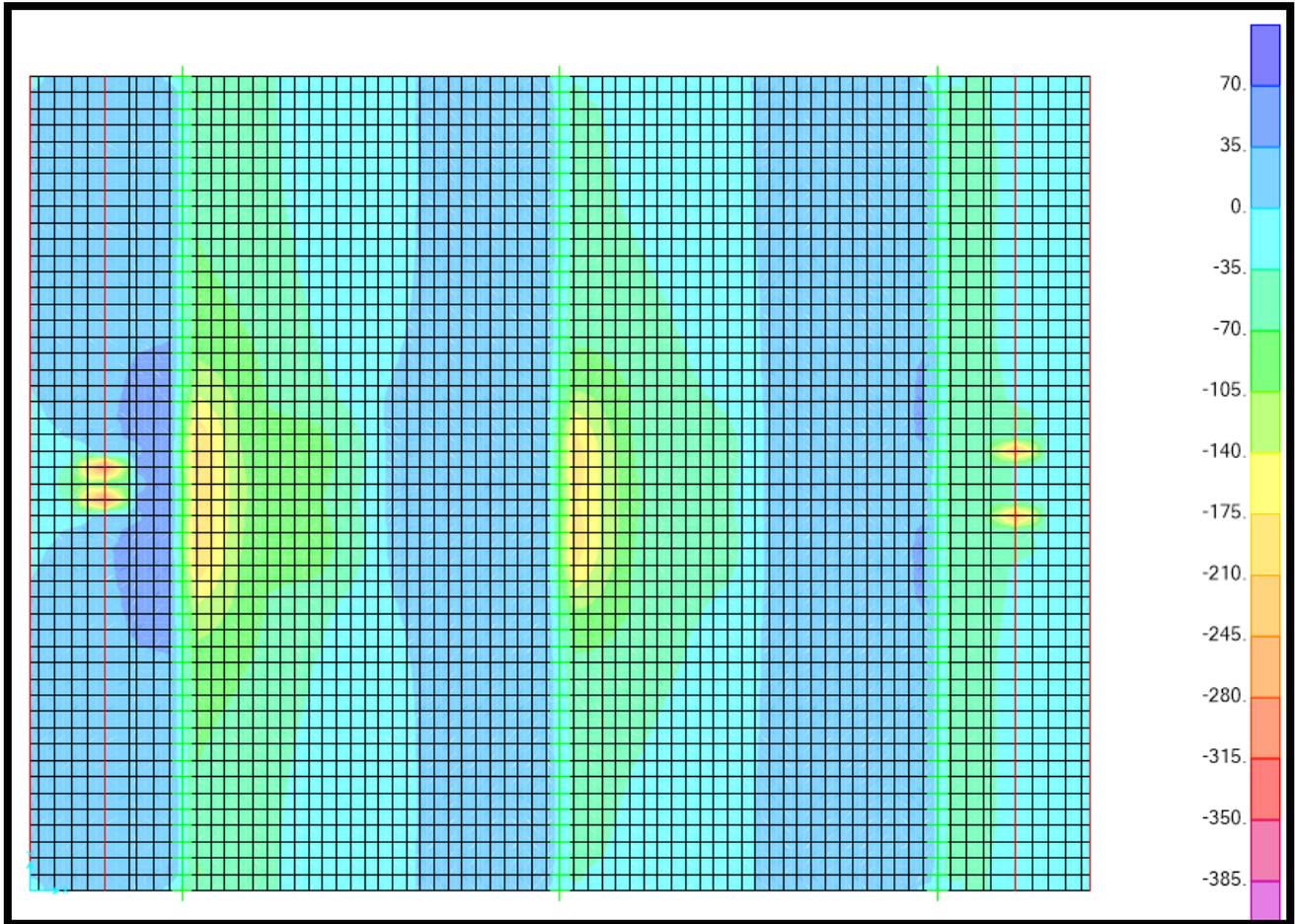
Inv M22 max



Inv M22 min



Inv V13 max



Inv V13 min

7.11. VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SOLETTA

I valori di calcolo delle sollecitazioni sono:

Modellazione a frame (in asse):

Momento massimo positivo:	$M^+ = 315$	KNm
Momento massimo negativo	$M^- = -288$	KNm
Taglio massimo agente	$V = 472$	KN

Modellazione a shell

Il modello a shell tiene conto del comportamento bidirezionale che l'effetto Poisson comporta per congruenza; il contributo alla resistenza nella deformazione sul piano in direzione longitudinale comporta una diminuzione delle sollecitazioni:

$$M_{11,max} = 117 \text{ KNm}$$
$$M_{11,min} = -141 \text{ KNm}$$

$$M_{22,max} = 58 \text{ KNm}$$
$$M_{22,min} = -30 \text{ KNm}$$

$$V_{13,max} = 230 \text{ KN}$$

Considerando la presenza della predalle (spessore 50 mm), e la posa delle armature (esterne in direzione asse ponte, interne in direz. perpendicolare all'asse del ponte), i valori effettivi delle caratteristiche geometriche della sezione di verifica valgono:

Armature perpendicolari all'asse del ponte – flessione M11

- $H_{soletta} = 350 \text{ mm}$
- $Coprif_{sup} = 40+16 \text{ mm}$ (asse barra = $c+\Phi/2$)
- $Coprif_{inf} = 50 \text{ (predalle)} +10 +16 \text{ mm}$ (asse barra = $c+\Phi/2$)

Armature dirette come l'asse del ponte – flessione M22

- $H_{soletta} = 300 \text{ mm}$
- $Coprif_{sup} = 40 \text{ mm}$ (asse barra = $c+\Phi/2$)
- $Coprif_{inf} = 50 \text{ (predalle)} +10 \text{ mm}$ (asse barra = $c+\Phi/2$)

Le armature che assorbono lo sforzo principale M11 poste in direzione perpendicolare al ponte vengono poste all'interno; quelle che assorbono lo sforzo M22 (sollecitazione diretta parallelamente all'asse del ponte) vengono poste all'esterno.

Campata

Armando la sezione 100x30 con ferri $\Phi 24/20$ sup ed inf si ha:

$$Mr^+ = 214 \text{ KNm/m} \quad \rightarrow \eta^+ = Mr/Ms = 214/117 = 1.83$$

$$Mr^- = -185.6 \text{ KNm/m} \quad \rightarrow \eta^- = Mr/Ms = 239.6/141 = 1.7$$

Titolo: M11

N° figure elementari: 1 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	22.62	6.8
			2	22.62	26.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro

M_{xRd} = 214 kNm

Materiali: B450C, C35/45

σ_c = -19.83 N/mm², σ_s = 391.3 N/mm², ε_s = 3.5 ‰, ε_s/ε_c = 15, f_{cc}/f_{cd} = 0.8

Calcola MRd: Dominio M-N

Titolo: M11

N° figure elementari: 1 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	22.62	6.8
			2	22.62	26.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro

M_{xRd} = -239.6 kNm

Materiali: B450C, C35/45

σ_c = -19.83 N/mm², σ_s = 391.3 N/mm², ε_s = 9.854 ‰, ε_s/ε_c = 15, f_{cc}/f_{cd} = 0.8

Calcola MRd: Dominio M-N

In direzione longitudinale vengono poste barre Φ16/20, cui corrispondono i seguenti valori resistenti:

$$Mr^+ = 111.5 \text{ KNm/m} \quad \rightarrow \eta^+ = Mr/Ms = 111.5/58 = 1.92$$

$$Mr^- = -95.6 \text{ KNm/m} \quad \rightarrow \eta^- = Mr/Ms = 95.6/30 = 3.18$$

Titolo:

N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	4.7
			2	10.05	28.3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro

M_{xRd} = 111.5 kNm

Materiali: B450C, C35/45

σ_c = -19.83 N/mm², σ_s = 391.3 N/mm², ε_s = 23.47 ‰, ε_s/ε_c = 15, f_{cc}/f_{cd} = 0.8

Calcola MRd: Dominio M-N

Titolo:

N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	4.7
			2	10.05	28.3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro

M_{xRd} = -95.6 kNm

Materiali: B450C, C35/45

σ_c = -19.83 N/mm², σ_s = 391.3 N/mm², ε_s = 42.46 ‰, ε_s/ε_c = 15, f_{cc}/f_{cd} = 0.8

Calcola MRd: Dominio M-N

Per quanto riguarda il taglio, si ha:

- Sezione resistente unitaria: 100x30
- Taglio max agente: 230 KN/m
- Taglio resistente in assenza di specifica armatura a taglio: 243 KN/m

(taglio resistente per sezione h=35 cm:

261 KN)

- Coeff.sicurezza:

$\eta = 243/230 = 1.06$

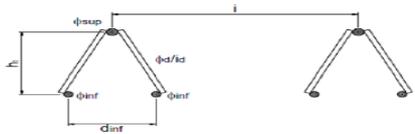
B (cm)	H (cm)	c (cm)	Φ_{st} (mm)	n	N°	Φ (mm)	θ 21.8°<= θ <=45° (incl.bielle cls) (rott.cont.bielle-staffe per teta=15.63°)	α 0°<= α <=90° (incl.staffe)	a l (cm)
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	diametro staffa	n° braccia	n° ferri longitud.tesi	diametro f. long.			prolung. Along.
100	30	2	10	5	10	24	33.0	90.0	19
70									
Vsd (KN)	Ned (KN)	Vr.sd (KN)	s (cm)	Vr.cd (KN)	Verifica Vsd<Vr.cd	s (cm)	Vrd (KN)	η	Vrd (KN)
								Trasl.M=19.4 cm	
Taglio agente	Sforzo di compr.	Res. a taglio	p_st. necess.	Resist.biella	Rott.duttile	p_St. scelto	Res. a taglio di neog.	Coeff. Sicur. Vrd/Ved	(NTC18 4.1.23 ELEMENTI SENZA ARMAT. A TAGLIO)
230	0	298.2	25.9	1218	BIELLA OK	20	298.2	1.30	243.13

→ non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

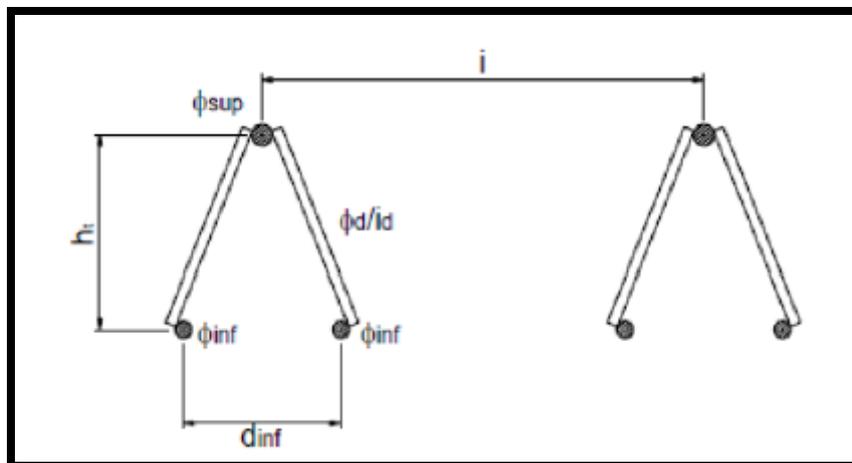
7.12. CALCOLO DELLE PREDALLES

Verranno utilizzate predalles aventi le seguenti caratteristiche:

- spessore soletta $s = 50$ mm
- larghezza $L = 1200$ mm
- numero di tralicci $n = 3$
- interasse $i = 400$ mm
- alt.traliccio $ht = 205$ mm
- dist.armature inf $d_{inf} = 100$ mm

VERIFICA DI RESISTENZA PREDALLE								
spessore predalle	alt. Soletta	largh. predalle	n°tralicci	interasse	alt.traliccio	dist.arm. inf.	peso sol.+pred.	
s	h _s	L	n	i	ht	d _{inf}	p	
(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(mm)	(mm)	KN/mq	
50	300	1200,0	3,0	400,0	205	100	8,75	
distanza appoggi pred.	sbalzo	coeff. ampl.	mom. camp.	mom. sbalzo	mom. tral. camp-	mom. tral. sbalzo		
Li	Le	γ	M ⁺ _{int}	M ⁻ _{sb}	M _{T⁺,int}	M _{T⁻,sb}		
m	m	-	KNm/pred	KNm/pred	KNm/tral.	KNm/tral.		
4,20	1,85	1,35	26,05	20,21	10,42	8,09		
PREDALLE		forzo assiale barre		teso /compresso				
		N tot (KN)	N barre (KN)	T/C				
CAMPATA	SUP	50,8	50,8	C				
	INF	50,8	25,4	T				
APPOGGIO	SUP	39,4	39,4	T				
	INF	39,4	19,7	C				
PREDALLE		dimensionamento	Aa, posta				VERIFICA	
		$N_{pl,rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$						
		Aa, min (mmq)	Φ (mm)	n°	A (mmq)	η		
CAMPATA	SUP	118,6	16	1	201,1	1,70	OK	
	INF	118,6	12	2	226,2	1,9	OK	
APPOGGIO	SUP	92,0	16	1	201,1	2,2	OK	
	INF	92,0	12	2	226,2	2,5	OK	

Di seguito vengono esplicitati i calcoli:



Nella fase iniziale la predalle deve sostenere il peso della soletta prima che faccia presa, per cui si ha:

- carico caratteristico $p = 0.35 \cdot 25 = 8.75 \text{ KN/mq}$
- $\gamma_d = 1.35$
- $L_{app} = 4.2 \text{ m} \rightarrow M^+ = 8.75 \cdot 1.35 \cdot L^2/8 = 26.05 \text{ KNm/pred.}$
- $L_{est} = 1.75 \text{ m} \rightarrow M^- = 8.75 \cdot 1.35 \cdot L^2/2 = 20.21 \text{ KNm/pred.}$

per cui la sollecitazione spettante al singolo traliccio ammonta a:

$$M^+ = 26.05 \cdot 0.4 = 10.42 \text{ KNm/tral.}$$

$$M^- = 20.21 \cdot 0.4 = 8.09 \text{ KNm/tral.}$$

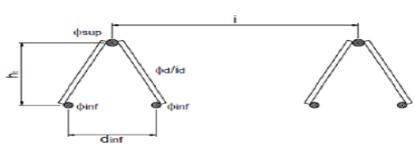
Lo sforzo assiale agente sulla barra ammonta a M/ht:

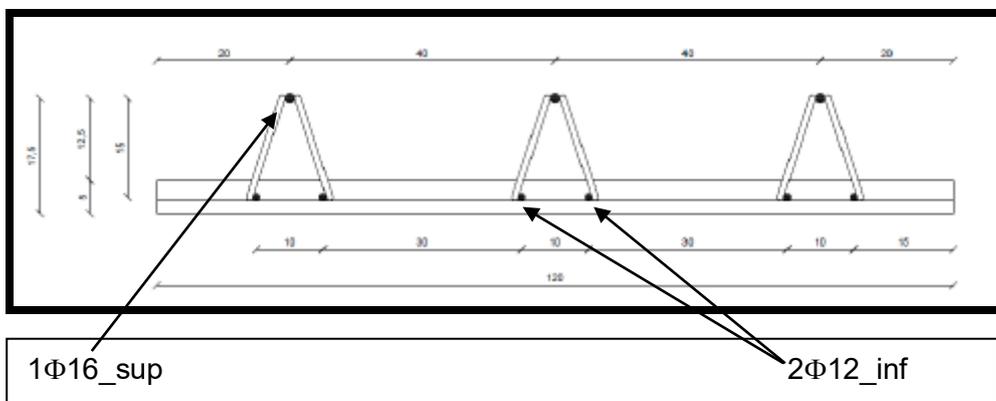
- campata sup (una barra) $\rightarrow N_{sd} = M^+/ht = (10.42E3/205) = 50.8 \text{ KN/corrente com.}$
- campata inf (due barre) $\rightarrow N_{sd} = M^+/ht = (10.42E3/205)/2 = 25.4 \text{ KN/corrente teso}$
- appoggio sup (una barra) $\rightarrow N_{sd} = M^-/ht = (8.09E3/205) = 39.4 \text{ KN/corrente teso}$
- appoggio inf (due barre) $\rightarrow N_{sd} = M^-/ht = (8.09E3/205)/2 = 19.7 \text{ KN/corrente compr.}$

Dimensionamento barre

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$\text{con } \gamma_{M0} = 1.05 \quad f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$$

PREDALLE		forzo assiale barre		teso /compresso				
		N tot (KN)	N barre (KN)	T/C				
CAMPATA	SUP	50,8	50,8	C				
	INF	50,8	25,4	T				
APPOGGIO	SUP	39,4	39,4	T				
	INF	39,4	19,7	C				
PREDALLE		dimensionamento	Aa, posta				VERIFICA	
		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$	Aa, min (mmq)	Φ (mm)		n°		A (mmq)
CAMPATA	SUP	118,6	118,6	16	1	201,1	1,70	OK
	INF	118,6	118,6	12	2	226,2	1,9	OK
APPOGGIO	SUP	92,0	92,0	16	1	201,1	2,2	OK
	INF	92,0	92,0	12	2	226,2	2,5	OK



1.1.1 VERIFICA DI INSTABILITÀ

Le barre compresse devono essere verificate all'instabilità secondo l seguente espressione:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

dove $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità dell'asta compressa che per sezioni di classe 1,2 e 3 vale:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^{*2}}}$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda^* - 0.2) + \lambda^{*2}]$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad i = \sqrt{\frac{J}{A}} \quad \lambda^* = \sqrt{A \cdot \frac{f_{yk}}{N_{cr}}} \quad N_{cr} = \frac{E\pi^2 A}{\lambda}$$

$l_0 = \beta \cdot l$ = lunghezza libera di inflessione

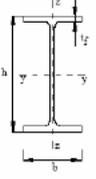
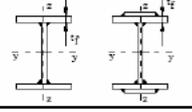
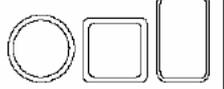
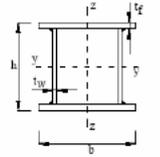
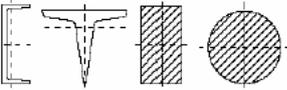
i = raggio giratore di inerzia

λ^* = snellezza adimensionalizzata

Il fattore di imperfezione α si ottiene dalla tab. 4.2.VIII NTC18 di seguito riportata, e vale:

$\alpha = 0.49$

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale	Limiti	Inflexione interna all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
 Sezioni laminare	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀	
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a	
	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a	
	$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c	
 Sezioni ad I saldate	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
 Sezioni cave	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
 Sezioni scatolari saldate	In generale	qualunque	b	b	
	saldate "spesse": $a > 0.5t_f$, $b/t_f < 30$, $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
 Sezioni piene, ad U e T		qualunque	c	c	
 Sezioni ad L		qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

VERIFICA DI INSTABILITA' ARMAURA PREDALLE								
E= 210000 MPa	f _{yk} =450 MPa	$\gamma = 1,05$						
CORRENTE	ϕ barra	A	β	l ₀	l	J	i	λ
COMPRESSO	(mm)	(mm ²)	-	(mm)	(mm)	(mm ⁴)	mm	-
SUPERIORE	16	201,1	1,0	150	150	3217,0	4,00	37,5
INFERIORE	12	113,1	1,0	150	150	1017,9	3,00	50,0
N _{cr}	λ^*	α	Φ	χ	N _{ed}	N _{b,rd}	η	VERIFICA
(N)		curva C			(KN)	(KN)	(N _{brd} /N _{ed})	
11112649,56	0,090	0,49	0,477	1,04	50,8	89,50	1,76	OK
4688149,034	0,104	0,49	0,482	1,03	19,7	49,71	2,52	OK

7.12.1. VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

In fase costruttiva la predalle porta l'interezza del carico, compreso il peso proprio; in particolare nella verifica delle compatibilità degli spostamenti (freccia limite) si assume che l'intero carico venga portato dal solo traliccio di acciaio

Freccia mensola
$$f = \frac{pl^4}{8EI}$$

Freccia in campata
$$f = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI}$$

Il carico permanente agente sul singolo traliccio, incrementato del 10% per carico dinamico, vale:

$p = 0.35 \cdot 26 \cdot 0.4 \cdot 1.1 = 3.64 \text{ KN/m}$ (peso specifico cls liquido 26 KN/mc)

Il momento di inerzia del traliccio vale:

$$I = I_{c,s} + 2I_{c,i} + A_{s,s} \cdot \left(\frac{h_t}{2}\right)^2 + 2A_{s,i} \cdot \left(\frac{ht}{2}\right)^2$$

dove I_c momento inerzia barra di raggio r

$$I_c = \frac{\pi r^4}{4}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA' PREDALLE							
MOMENTO INERZIA TRALICCIO							
CORRENTE	ϕ barra (mm)	n° (-)	A (mm²)	J (mm⁴)	htral. (mm)	Baricentro (mm)	J traliccio (mm⁴)
SUPERIORE	16	1	201,1	3217,0	205	96,5	4478585,002
INFERIORE	12	2	113,1	1017,9			
FRECCIA MENSOLA	carico perm. singolo traliccio ($\gamma=26 \text{ KN/mc}$ incr.diam.getto)		$f = \frac{pl^4}{8EI}$	f = 5,7 mm	freccia limite	f _{lim_mens.} = 7,4 mm	VERIFICATO
FRECCIA CAMPATA	3,64 KN/m		$f = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI}$	f = 15,7 mm	K = L/250,00	f _{lim_camp} = 16,8 mm	VERIFICATO

Freccia mensola: $3.64 \cdot 1850^4 / (8 \cdot 210000 \cdot 4478585) = 5.7 \text{ mm} < L/250 = 7.4 \text{ mm}$

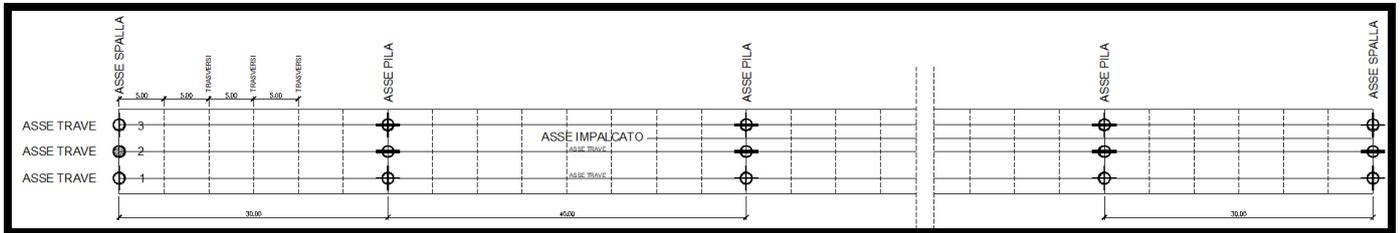
Freccia campata: $3.64 \cdot 4200^4 \cdot 5 / 384 / (210000 \cdot 4478585) = 15.7 \text{ mm} < L/250 = 16.8 \text{ mm}$

→ Non occorrono puntelli

1.2 Impalcato – effetti globali

L'analisi degli effetti globali viene condotta a mezzo di modello tridimensionale agli elementi finiti realizzato tramite elementi frame (travi, traversi e controventi) e shell (soletta).

L'impalcato con soletta a trave continua presenta la seguente disposizione degli appoggi:



La disposizione degli appoggi è tale da consentire le dilatazioni termiche trasversali e longitudinali nel rispetto della staticità del sistema.

7.12.2. MODELLAZIONE DEI VINCOLI

Il vincolo fra l'asse della trave metallica ed il contorno (appoggi in basso e soletta in alto) può essere efficacemente modellato in due modi:

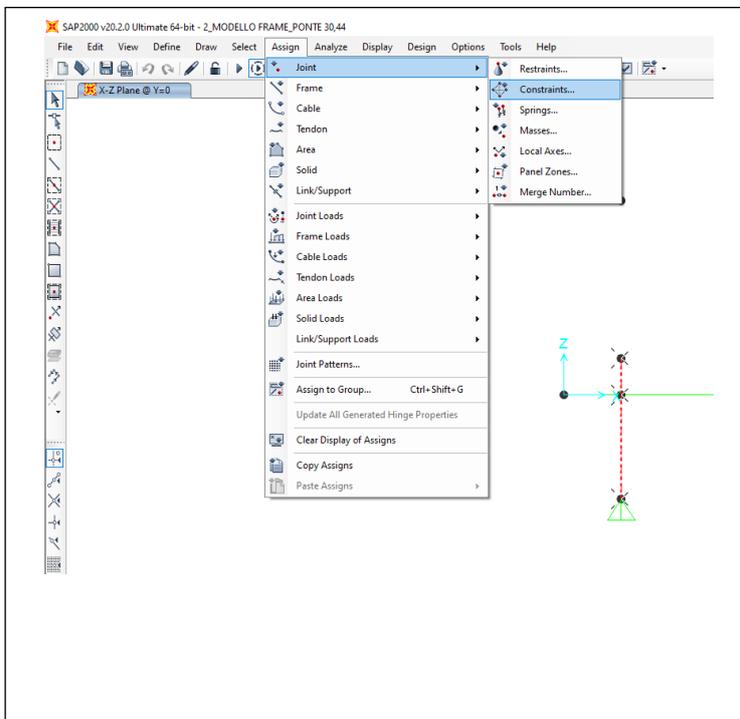
- Ricorrendo ad elementi rigidi
- Ricorrendo al vincolo sap2000 "elemento rigido" (body)

Il secondo metodo possiede due pregi rispetto al primo:

- Possiede una maggiore precisione;
- Non ingenera mai instabilità nella matrice delle rigidezze

Si riportano di seguito le indicazioni utili all'applicazione del vincolo body:

→ Selezionare i nodi cui associare vincolo rigido → assegnare Constraint Body

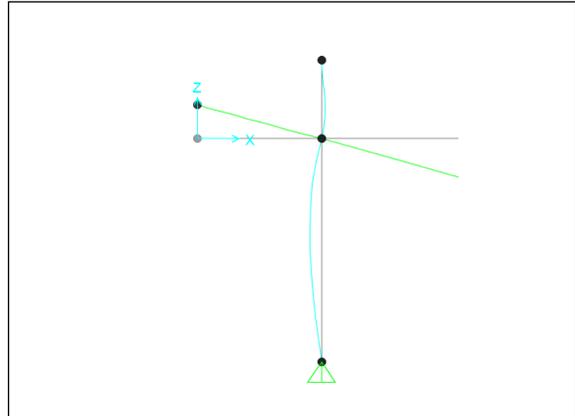
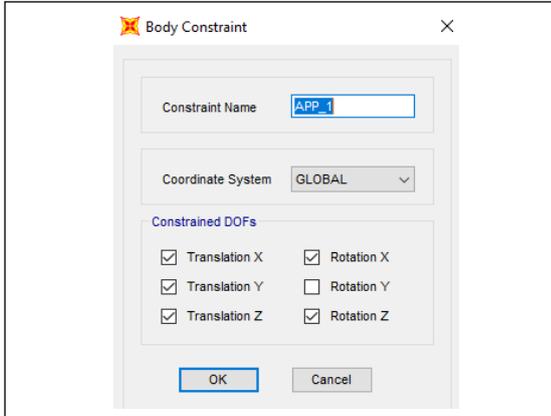


ASSEGNAZIONE VINCOLO RIGIDO FRA APPOGGI E TRAVE

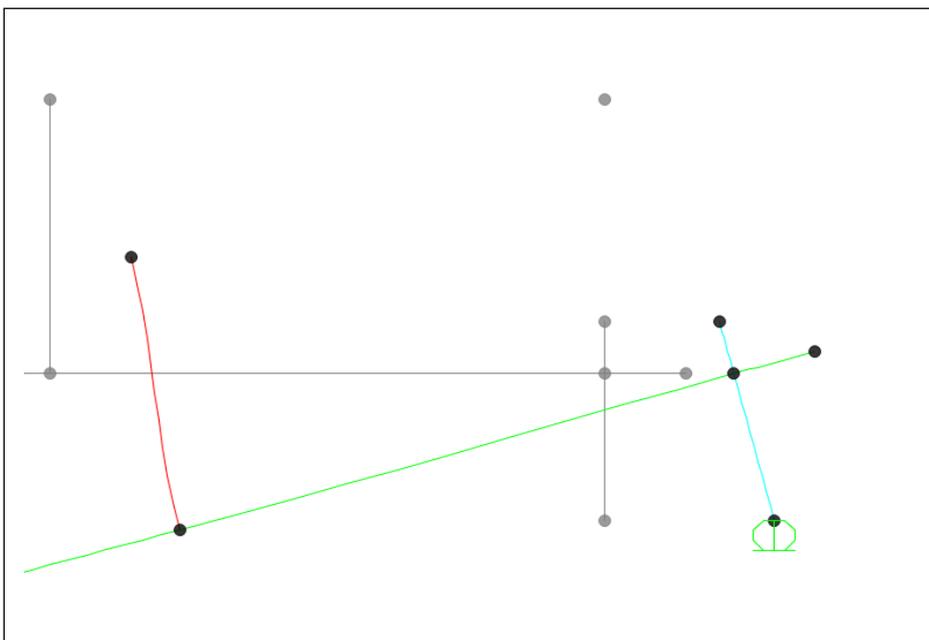
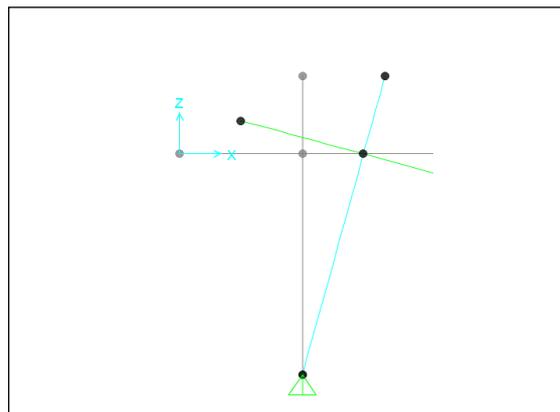
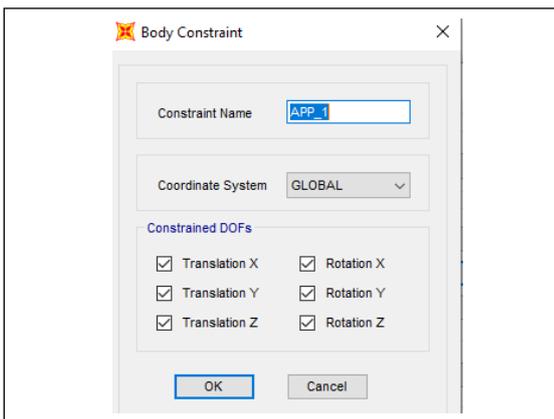
- In alternativa ai BR, di non sempre facile calibrazione, e a vantaggio di speditezza ed efficienza della soluzione in termini di congruenza, è possibile applicare il vincolo CONSTRAINTS
- Assign/Joint/Constraint/Define joint constraint/Body*

(*)
Note per il vincolo constraint BODY:

- Occorre selezionare tutti i gradi di libertà dei nodi interessati dal vincolo rigido che si vuole dare; se ad esempio si omette di dare la rotazione attorno a Y, si ottiene la deformazione per rotazione dell'asta, ancora indeformabile sugli altri GDL: questa soluzione non è accettabile perché non fornisce la risposta corretta degli appoggi



Ponendo invece anche il vincolo alla mutua rotazione dei nodi selezionati (allineamento trave-appoggio), il comportamento locale e globale risulta corretto



Sopra: si nota la rotazione corretta dell'appoggio
 A lato: si nota lo spostamento del vincolo del carrello e la indeformabilità dell'allineamento simulante l'ingombro della trave principale; si noti inoltre per confronto la leggera deformazione dell'asta BR (in rosso)

In caso di un elevato numero di nodi l'applicazione del vincolo body potrebbe risultare eccessivamente laborioso.

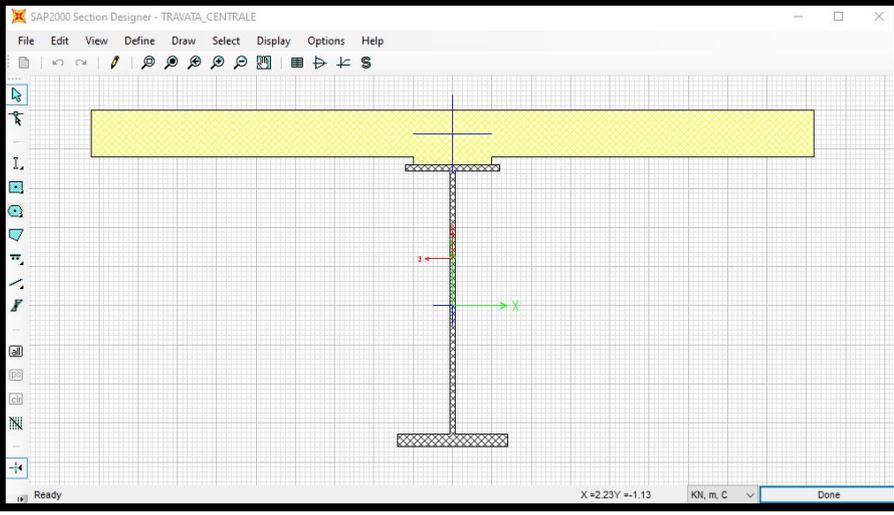
Pertanto anziché reiterare centinaia o migliaia di volte la seguente operazione:

- Definizione vincolo body
 - Selezione nodi interessato da comportamento rigido
 - Assegnazione del vincolo precedentemente creato
- ➔ Dal punto di vista operativo risulta più agevole:
- Definire un vincolo body
 - Selezionare un allineamento di nodi
 - Assegnare un vincolo body
 - Selezionare nodi interessati dai body nell'intero modello, esportarne le coordinate, ordinarle con excel in funzione di stessa ascissa, creare a fianco nome del body;
 - Comando Edita ➔ editazione interattiva del database ➔ Aprire xls definizione body ➔ crearne rapidamente le ennuple occorrenti copiando i nomi precedentemente creati;
 - Comando Edita ➔ editazione interattiva del database ➔ Aprire xls assegnazione body ➔ incollare ennuple nomi joints-nomi body.

L'operazione comporta in genere qualche decina di minuti anziché diverse ore.

7.12.3. MODELLAZIONE DEL PONTE

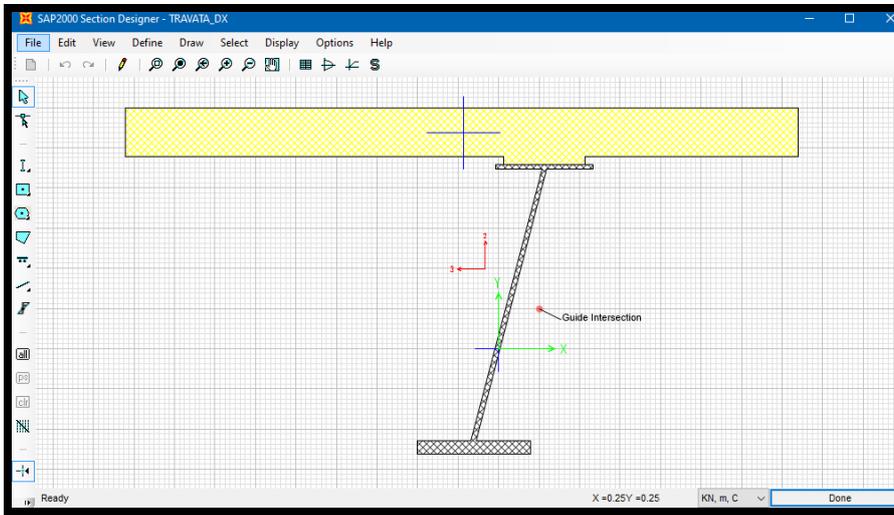
Il modello di calcolo prevede la modellazione delle 3 travi tramite elementi frames; le sezioni composte sono state modellate tramite il section-designer implementato nel SAP2000:



Properties

Xcg	0
Ycg	0.2997
A	0.2121
J	3.230E-03
I33	0.1518
I22	0.1445
I23	0
AS2	0.0642
AS3	0.0921
S33(+face)	0.1597
S33(-face)	0.1265
S22(+face)	0.0628
S22(-face)	0.0628
Z33	0.1673
Z22	0.1513
r33	0.846
r22	0.8255
d33pna	0.5928
d22pna	0

Travata centrale



Properties

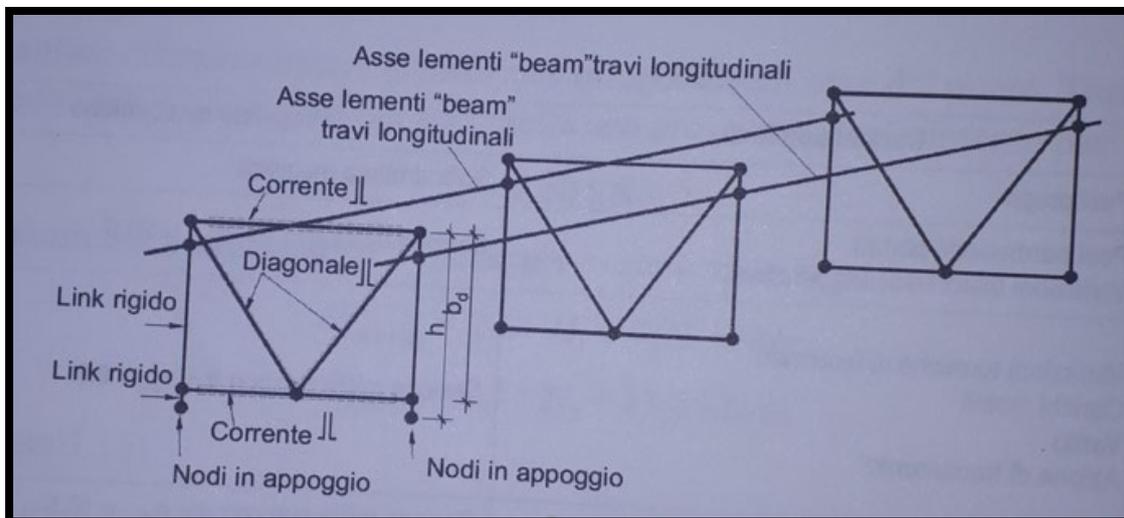
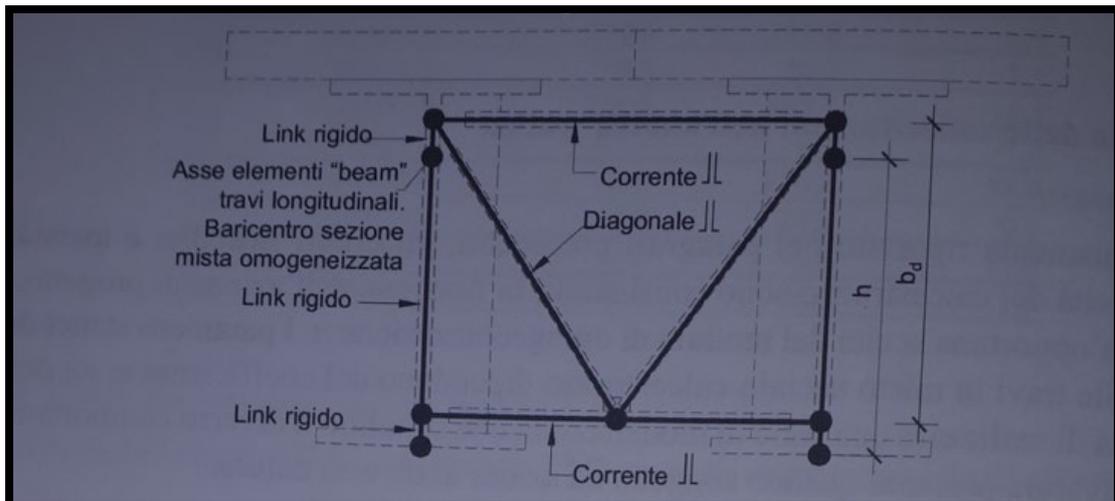
Xcg	-0.0806
Ycg	0.4958
A	0.2002
J	2.919E-03
I33	0.1449
I22	0.1131
I23	-1.634E-03
AS2	0.0659
AS3	0.1027
S33(+face)	0.1449
S33(-face)	0.126
S22(+face)	0.0509
S22(-face)	0.0586
Z33	0.1661
Z22	0.1367
r33	0.8507
r22	0.7517
d33pna	0.6362
d22pna	-0.0771

Travate laterali

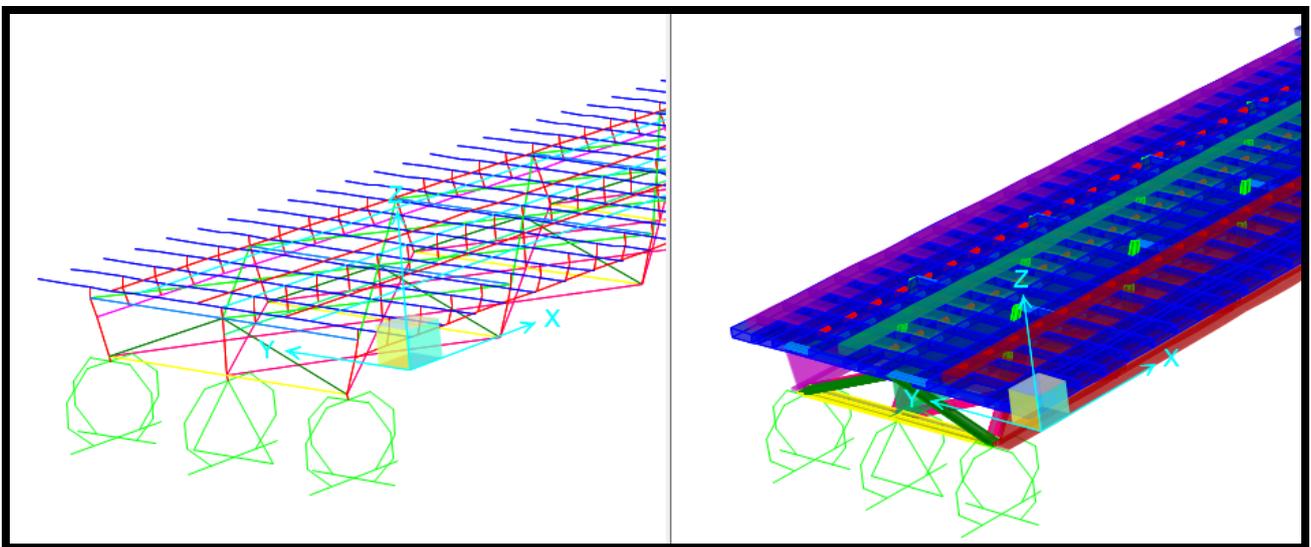
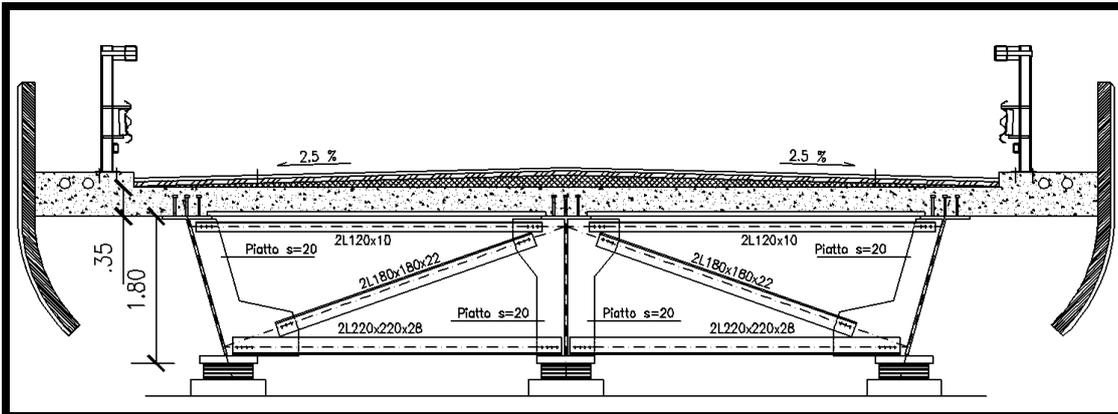
Per quanto attiene le dimensioni efficaci della larghezza della soletta, occorre far riferimento a paragrafo 4.2.2.1 dell'Eurocodice 4, che introduce un criterio valido per le travi continue su più appoggi finalizzato alla valutazione della larghezza collaborante b_{eff} (cfr paragrafi seguenti).

Nota:

L' EC4 al #4.5.3 consente di considerare, limitatamente alla sola analisi globale della struttura, una larghezza collaborante di cls anche dove il momento flettente è negativo (cioè dove il cls si fessura perché soggetto a trazione); in fase di verifica sezionale i momenti negativi sono infatti supportati dalla sola trave in acciaio.



Il modello di calcolo viene completato tramite diaframmi (controventi diagonali 2L180x22) realizzati con elementi frames nel piano YZ e nel piano XY posti a passo 5.0 m; la soletta viene modellata tramite aste frames discretizzate sul piano longitudinale con medesimo passo di discretizzazione delle travi principali; le linee di carico vengono poste tramite elementi frames fittizi (rigidezza longitudinale e trasversale trascurabile) poste in posizione tale da massimizzare le sollecitazioni e vincolate agli elementi frames simulanti la soletta:



Il modello di calcolo del ponte a grigliato possiede il pregio di essere ben controllabile sia nei dati di input che di output: sia le travi principali longitudinali che i traversi d'impalcato sono schematizzati infatti con elementi frame; la soletta è modellata con elementi frame fittizi che simulano solo la rigidità trasversale.

Il modello di calcolo in fase sismica prevedrà invece un impalcato a shell per tener conto opportunamente della rigidità nel piano dell'impalcato.

Nel calcolo dell'impalcato in fase statica, come è prassi progettuale, si è proceduto ad un calcolo elastico delle sollecitazioni tramite la redazione di tre modelli di calcolo:

FASE 0
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO - $n = \infty$
FASE I
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - SOVRACC. PERM. SOLETTA G1k - $n = \infty$
II FASE
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS - $n = 17.20$
III FASE
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE ΔT - $n = 6.06$
TENSIONI TOTALI
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX (per ogni identica giacitura)

Riepilogando, sono state prese in considerazioni le seguenti fasi di analisi:

FASE	CARICHI AGENTI	SCHEMA STRUTTURALE
FASE 0	Peso proprio delle travi	Solo travi
FASE 1	Peso proprio predalles e soletta non reagente	Travi continue con trasversi (n=inf.)
FASE 2	Pesi propri portati (pavimentazione, arredo urbano) + ritiro del cls	Travi continue con trasversi e soletta reagente omogeneizzata a tempo infinito (considerando gli effetti della viscosità)
FASE 3	Carichi variabili + variazioni termiche	Travi continue con trasversi e soletta reagente omogeneizzata a tempo zero
FASE 4	Fase sismica: analisi dinamica modale	Travi continue con trasversi modellati tramite elementi frame e soletta reagente modellata con shell

7.12.4. CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

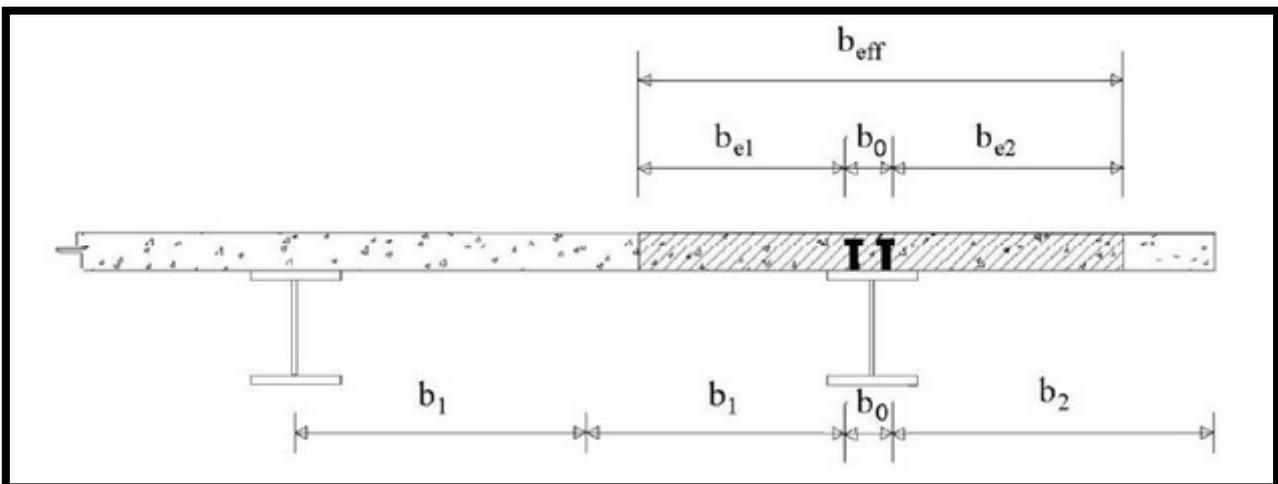
La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

Per quanto attiene le dimensioni efficaci della larghezza della soletta, occorre far riferimento a paragrafo 4.2.2.1 dell'Eurocodice 4, che introduce un criterio valido per le travi continue su più appoggi finalizzato alla valutazione della larghezza collaborante b_{eff} .

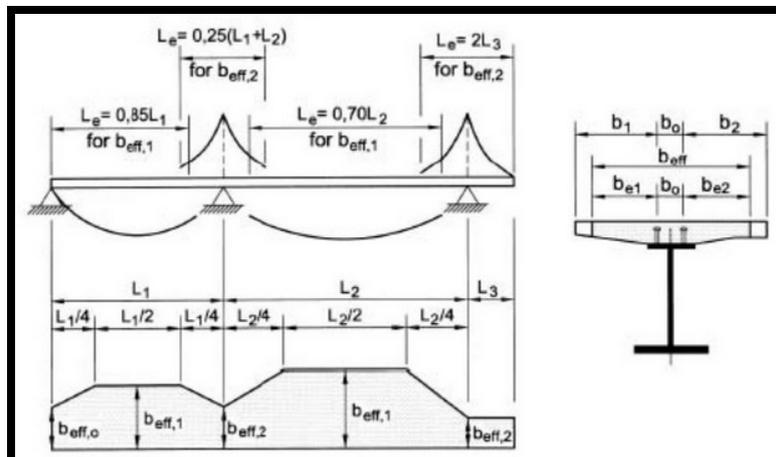
La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

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



L_e indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi si possono utilizzare le indicazioni seguenti:



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

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e-1} + \beta_2 b_{e-2}$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{\text{eff},i}} \right) \leq 1,0$

essendo L_e e $b_{\text{eff},i}$ relativi alla campata di estremità.

La tabella seguente riporta il calcolo della larghezza collaborante della sezione mista A-CLS, pari rispettivamente a 3250 e 3000 mm per le travate esterne e quelle interne:

APP.1	TRAVATA 1	APP.2	TRAVATA 2	APP.3	TRAVATA 3	APP.4	TRAVATA 4	APP.5	TRAVATA 5	APP.6	APP.7	APP.8		
(App.esterno)	L= 30,00 m	(App.interno)	L= 40,00 m	(App.interno)	L= 40,00 m	(App.interno)	L= 40,00 m	(App.interno)	L= 30,00 m	(App.esterno)	FALSO			
	(campata travata esterna)		(campata travata interna)		(campata travata interna)		(campata travata interna)		(campata travata esterna)			(campata travata esterna)		
	Le = 25,50 m	Le = 17,50 m	Le = 28,00 m	Le = 20,00 m	Le = 28,00 m	Le = 20,00 m	Le = 28,00 m	Le = 17,50 m	Le = 25,50 m			Le = 0,00 m		
TRAVATA 1														
N° Campate solaio	Camp.n° 1	APP.1	Camp.n° 2	APP.2	Camp.n° 3	APP.3	Camp.n° 4	APP.4	Camp.n° 5		Camp.n° 6	Camp.n° 7		
Tipologia campata sol.	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)
L camp. solaio	1,85 m	290 mm	4,60 m	290 mm	4,60 m	290 mm	1,85 m							
b,i	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
(be= 3188 mm) b,ei=	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
b,eff		4150 mm		4600 mm		4150 mm								
TRAVATA 2														
N° Campate solaio	Camp.n° 1	APP.1	Camp.n° 2	APP.2	Camp.n° 3	APP.3	Camp.n° 4	APP.4	Camp.n° 5		Camp.n° 6	Camp.n° 7		
Tipologia campata sol.	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(campata)	b,o (inter.conn.)	(mensola)	b,o (inter.conn.)
L camp. solaio	1,85 m	290 mm	4,60 m	290 mm	4,60 m	290 mm	1,85 m		0,00 m		0,00 m		0,00 m	0 mm
b,i	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
(be= 3500 mm) b,ei=	1705 mm		2155 mm		2155 mm		1705 mm		0 mm		0 mm		0 mm	
b,eff		4150 mm		4600 mm		4150 mm								

PROGETTAZIONE ATI:

7.12.5. FESSURAZIONE DELLA SOLETTA

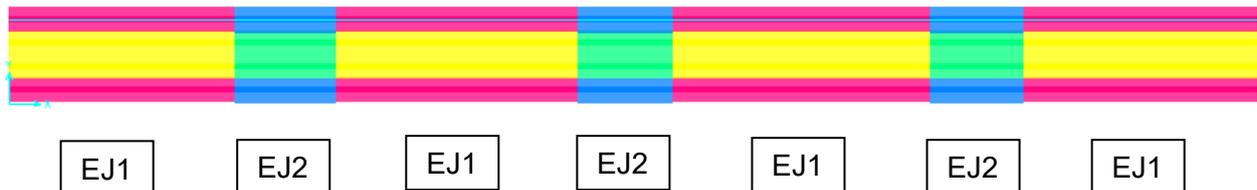
La fessurazione della soletta in prossimità del momento negativo agli appoggi determina una riduzione della rigidità cui corrisponde un aumento del momento flettente in campata. Al par. 7.9.3 NTC18 la Norma prescrive che *la rigidità degli elementi in calcestruzzo armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile.*

In particolare, al cap. 4.3.2.2.1 *Analisi lineare elastica* delle NTC2018 viene riportato quanto segue:

Per tenere in conto la fessurazione delle travi composte è possibile utilizzare due metodi. Il primo consiste nell'effettuare una prima "analisi non fessurata" in cui l'inerzia omogeneizzata di tutte le travi è pari a quella della sezione interamente reagente, EJ1. Individuate, alla conclusione dell'analisi, le sezioni soggette a momento flettente negativo, nelle quali si hanno fenomeni di fessurazione, si esegue una seconda "analisi fessurata". In tale analisi la rigidità EJ1 è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente positivo, mentre la rigidità fessurata ottenuta trascurando il calcestruzzo teso, EJ2, è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente negativo. La nuova distribuzione delle rigidità e delle sollecitazioni interne è utilizzata per le verifiche agli stati limite di servizio ed ultimo. Il secondo metodo, applicabile alle travi continue in telai controventati in cui le luci delle campate non differiscono tra loro di più del 60%, considera una estensione della zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidità EJ2, pari al 15% della luce della campata; la rigidità EJ1 è assegnata a tutte le altre zone.

Applicando il secondo metodo (45:35 → 28%) si assume una rigidità EJ2 ottenuta agendo sul modulo elastico del cls per una zona pari al 15% della campata:

- $0.15 \cdot 40 = 6.0 \text{ m}$
- $0.15 \cdot 30 = 4.5 \text{ m}$



7.12.6. SUDDIVISIONE DEI CONCI

La suddivisione dei conci viene effettuata in base a due requisiti:

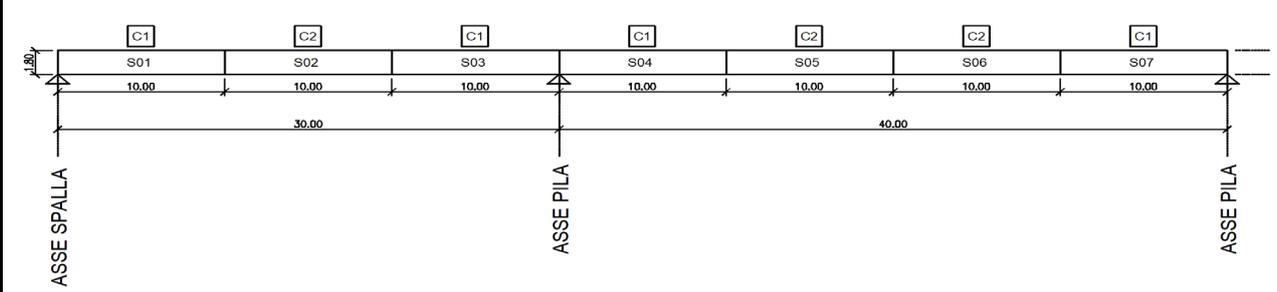
- agevolare sia il trasporto che il montaggio ($L < 12.0$ m);
- consentire la variazione degli spessori in funzione dei campi di sollecitazione

$$L / (\text{int.}(L/12)) = 40/4 = 10.0$$

LUNGHEZZA IMPALCATO	40.00 m
LUNGH.MAX TRASPORTO	12.00 m
DIVISORE (int(L/12))	4
LUNGHEZZA CONCI CAMPATA	10.00 m

CONCI		S01	S02	S03	S04	S05	S06	S07	S08	S09	S10	S11	S12	S13	S14	S15
TIPO		C1	C2	C1	C1	C2	C2	C1	C1	C2	C2	C1	C1	C2	C2	C1
bs	(mm)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
ts	(mm)	40	30	40	40	30	30	40	40	30	30	40	40	30	30	40
tw	(mm)	35	30	35	35	30	30	35	35	30	30	35	35	30	30	35
bi	(mm)	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
ti	(mm)	80	40	80	80	50	50	80	80	50	50	80	80	50	50	80
L _{si}	(mm)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
CAMPATE		30			40				40				40			
		CAMP. EST.			CAMP. INT.				CAMP. INT.				CAMP. INT.			

CONCI		S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S27	S28	S29	S30
TIPO		C1	C2	C2	C1	C1	C2	C2	C1	C1	C2	C2	C1	C1	C2	C1
bi	(mm)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
ti	(mm)	40	30	30	40	40	30	30	40	40	30	30	40	40	30	40
tw	(mm)	35	30	30	35	35	30	30	35	35	30	30	35	35	30	35
bs	(mm)	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
ts	(mm)	80	50	50	80	80	50	50	80	80	50	50	80	80	40	80
L _{si}	(mm)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
CAMPATE		40			40				40				30			
		CAMP. INT.			CAMP. INT.				CAMP. INT.				CAMP. EST.			



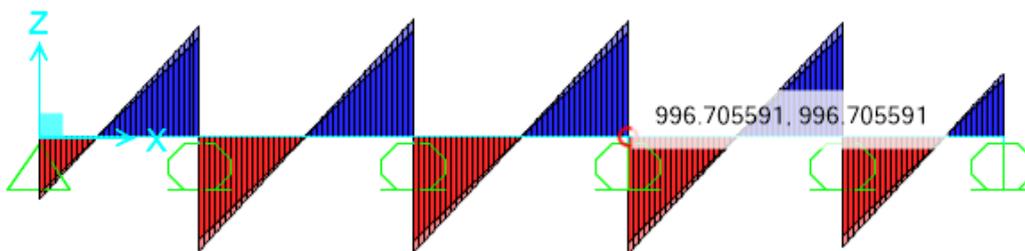
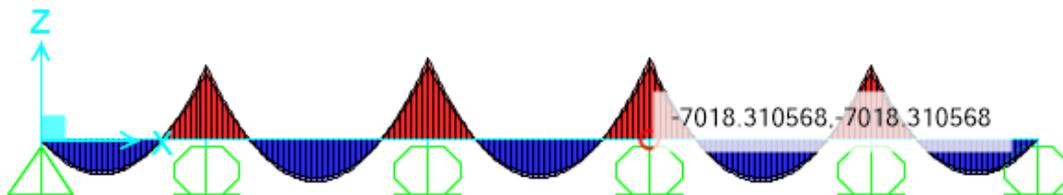
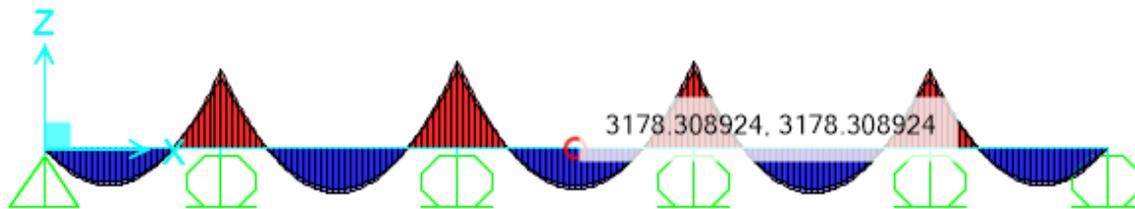
7.12.7. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

- **TRAVATA CENTRALE– M e V - SLU**

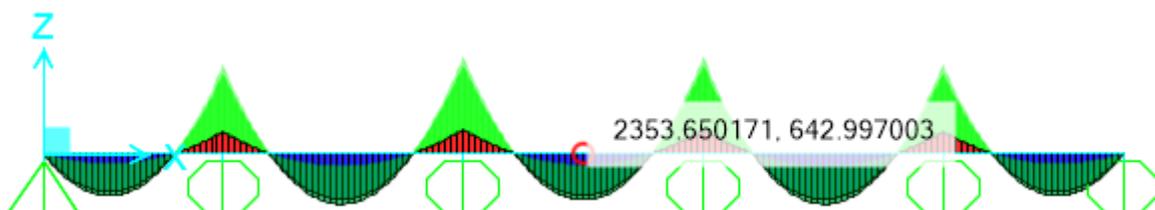
FASE 0: SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA – SOLO TRAVE IN ACCIAIO

Si faccia riferimento alle tabelle di verifica di cui al par. seguente

FASE I: ENNUPLE SOLLECITAZ. DA SAP - SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k



Sollecitazioni SLU



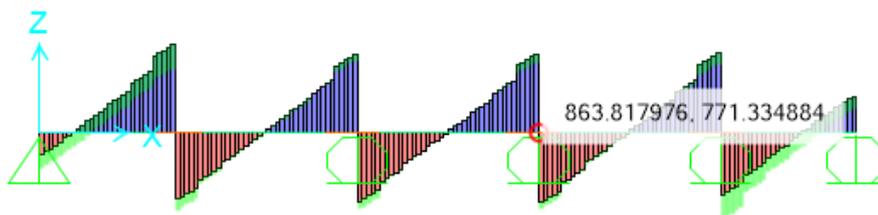
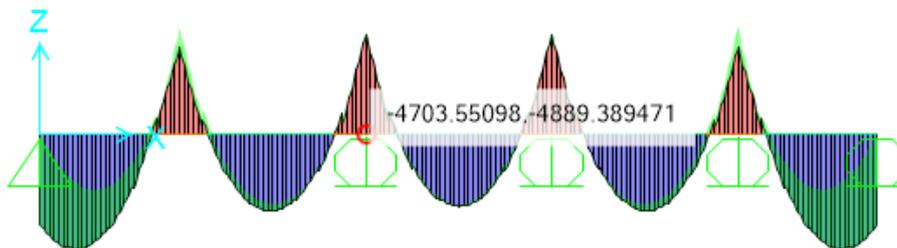
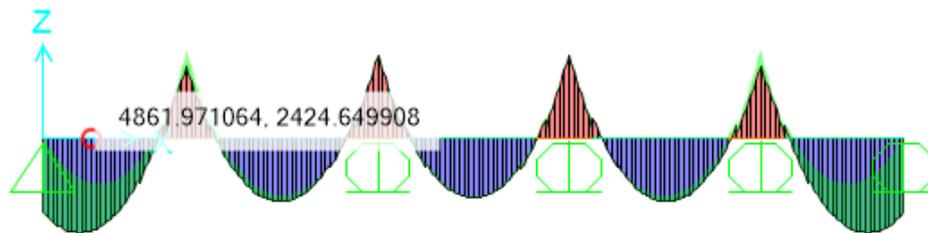
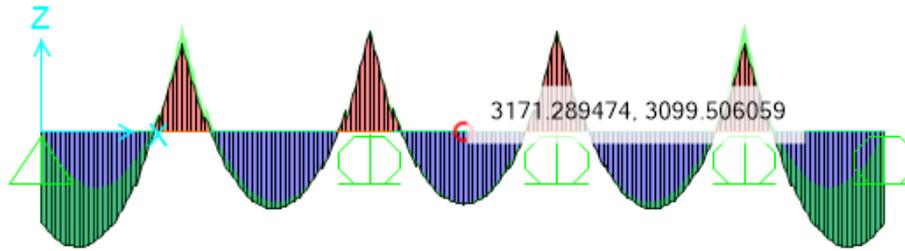
Sollecitazioni SLE

FASE II: SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS

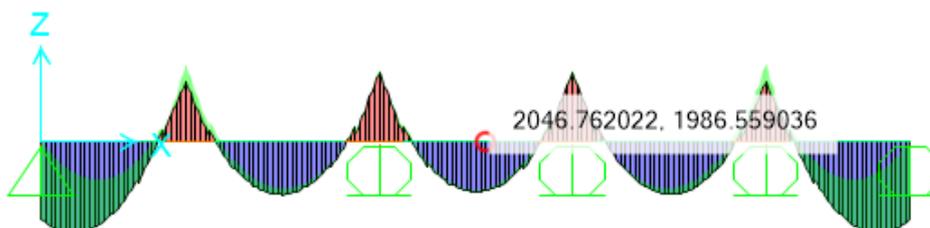
Coeff. viscosità di Withney $\Phi = 1.84$

$E_{c^*} = E_c / (1 + \Phi) = 34077 / 2.84 = 12013 \text{ MPa}$

$n_2 = E_a / E_{c^*} = 17.48$



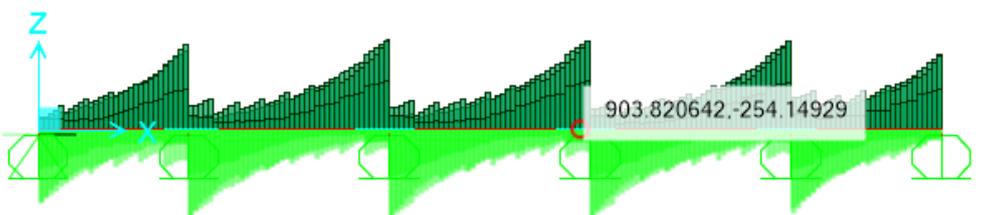
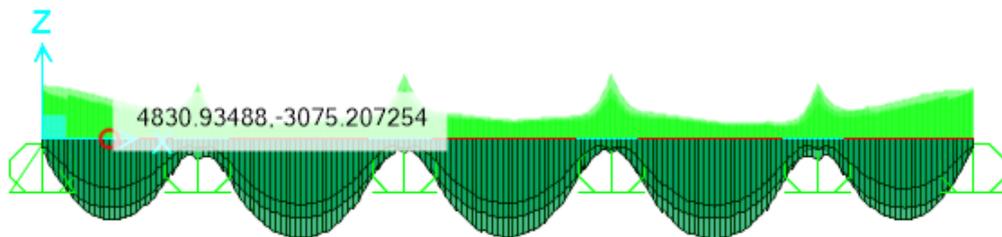
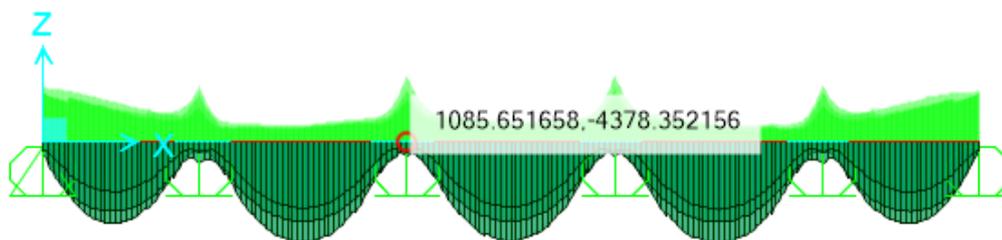
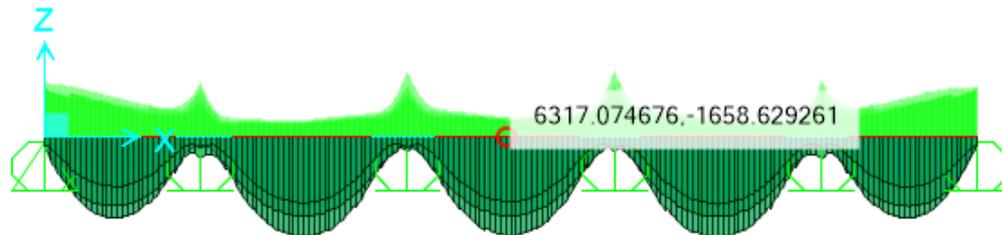
Sollecitazioni SLU



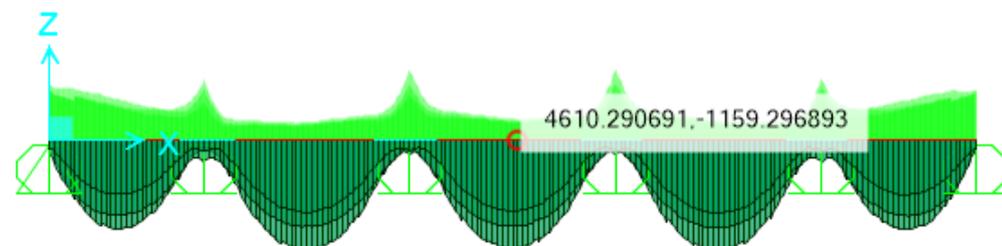
Sollecitazioni SLE

FASE III: ENNUPLE SOLLECITAZ. DA SAP - SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q_{ik} . + VARIAZ. TERMICHE ΔT

$E_c = 34077 \text{ MPa}$
 $n_3 = E_a/E_c = 6.16$



Sollecitazioni SLU



Sollecitazioni SLE

7.13. VERIFICA DELLE TRAVI

7.13.1. CALCOLO DELLA SEZIONE COMPOSTA IN CAMPO ELASTICO

Il calcolo delle tensioni flessionali in una struttura a sezione composta di acciaio e calcestruzzo si svolge sostanzialmente sulla base delle ipotesi fondamentali della teoria elastica del cemento armato. Dalla ipotesi di conservazione delle sezioni piane deriva la possibilità di ridurre la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di acciaio, nella quale la parte di sezione in calcestruzzo viene omogeneizzata a quella in acciaio tramite un coefficiente n di omogeneizzazione mentre le tensioni relative al conglomerato dovranno dedursi da quelle ottenute per la sezione ridotta ad acciaio, ossia:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_a}{n} \quad \text{con } n = \frac{E_a}{E_c}$$

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto del tipo di carico che produce le tensioni che si vogliono determinare. Infatti mentre nel c.a. si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ($n=15$) che tiene forfettariamente conto di una presenza di carichi permanenti e variabili di simile entità, nelle travi composte si tiene generalmente distinto l'effetto dei carichi permanenti da quello dei carichi variabili, potendo essere assai diverso il loro rapporto in casi diversi. Di conseguenza per carichi variabili, non capaci di produrre effetti viscosi, il coefficiente di omogeneizzazione n_0 assume il valore base:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c}$$

Per la valutazione degli effetti tensionali dei carichi permanenti sulla trave composta, (carichi applicati alla trave dopo che la parte in calcestruzzo ha raggiunto la piena collaborazione con la trave metallica) occorre tener conto della viscosità. A tale scopo si usano in genere i cosiddetti metodi algebrizzati per evitare la soluzione di complesse equazioni integro-differenziali derivanti dall'essere le deformazioni totali (elastiche più viscosi) funzioni delle tensioni applicate, mentre queste ultime in solette solidarizzate a parti metalliche, sono a loro volta funzione delle deformazioni. Tra i metodi algebrizzati il più frequentemente adottato è il metodo EM ovvero del modulo efficace. Secondo tale metodo le deformazioni nel calcestruzzo sono valutate con un modulo elastico ridotto [$E_t = E_c / (1 + \phi)$] che è coerente con la teoria classica della viscosità nella ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel

$$n_t = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + \phi(t_0, t))$$

essendo (t_0, t) ϕ il coefficiente di viscosità pari al rapporto tra la deformazione viscosa intervenuta nell'intervallo temporale (t_0, t) e la deformazione elastica corrispondente, immaginata costante nel tempo e pari a quella finale.

Nel metodo EM gli effetti tensionali del ritiro vengono poi valutati separatamente e sommati ai rimanenti dovuti ai carichi permanenti e variabili, adottando un coefficiente di omogeneizzazione intermedio tra i due visti in precedenza (n_0 ed n_t). La ragione di tale assunto è nel fatto che il ritiro, producendo tensioni variabili e crescenti nel tempo produce minori effetti viscosi per effetto del fenomeno dell'invecchiamento del calcestruzzo:

$$n_r = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + 0.5 \cdot \phi(t_0, t))$$

La giustificazione numerica della relazione precedente si può ottenere attraverso metodi più accurati.

Lo studio delle sezioni deve essere eseguito con diverse metodologie in rapporto alle finalità della analisi. In presenza di azioni di servizio il comportamento della struttura è sostanzialmente elastico salvo la fessurazione delle solette nelle zone sottoposte a momento negativo. In presenza di carichi ultimi il comportamento può essere ancora elastico o più frequentemente elastoplastico ed i metodi di analisi assunti nelle normative assumono in questo caso legami costitutivi rigido-plastici con diagrammi di tensione a blocchi. Tali analisi sono però condizionate dalla capacità dei profili metallici di deformarsi plasticamente senza raggiungere la instabilità delle parti compresse. E' pertanto necessario controllare la snellezza delle parti compresse dei profili metallici libere di instabilizzarsi.

Per procedere alla scrittura delle relazioni analitiche necessarie alla verifica delle sezioni composte, si distinguono tre casi:

- soletta integralmente compressa;
- soletta parzialmente compressa;
- soletta integralmente tesa nelle zone di momento negativo.

Nel primo e nel terzo caso la sezione reagente è nota a priori. La determinazione dell'asse neutro, baricentrico della sezione reagente, si esegue con gli ordinari metodi della geometria delle masse omogeneizzando la parte di sezione in calcestruzzo rispetto all'acciaio. Indicando con il pedice a , s , c , le aree e le distanze dal bordo superiore rispettivamente del profilato metallico, della armatura metallica longitudinale della soletta ed infine della soletta di calcestruzzo, la distanza dell'asse neutro dal bordo superiore ed il momento di inerzia valgono:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a y_a + A_s y_s) + A_c y_c}{n \cdot (A_a + A_s) + A_c}$$

$$I_n = I_a + A_a \cdot (y_n - y_a)^2 + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{I_c + A_c \cdot (y_n - y_c)^2}{n}$$

essendo I_a il momento di inerzia della trave metallica rispetto al proprio baricentro ed I_c , A_c l'inerzia baricentrica e l'area della soletta di calcestruzzo. In entrambe le espressioni precedenti n rappresenta il coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio rispetto al calcestruzzo, pari, per carichi di breve durata, al rapporto E_s/E_c .

Nelle espressioni sopra riportate, ponendo pari a zero le quantità relative al calcestruzzo, si ottengono le grandezze meccaniche relative al caso di trave composta con soletta tutta tesa, ovvero, non reagente.

Nel caso di soletta parzializzata (soletta parzialmente compressa), la posizione del baricentro meccanico si ottiene imponendo che il momento statico della sezione reagente composta dalla trave metallica, dalla armatura della soletta e dalla parte compressa della soletta stessa, sia pari a zero; tale condizione, con i simboli introdotti e con b_c larghezza della soletta, si scrive:

$$\frac{b_c \cdot y_n^2}{2 \cdot n} + A_s \cdot (y_n - y_s) - A_a \cdot (y_a - y_n) = 0$$

L'equazione di 2° grado sopra descritta, semplificata, diventa:

$$y_n^2 + \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a + A_s) \cdot y_n - \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s) = 0$$

La soluzione dell'equazione precedente si scrive:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a + A_s)}{b_c} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s)}{n \cdot (A_a + A_s)^2}} \right)$$

che è identica alla espressione ottenuta nella sezione rettangolare a doppia armatura indicando con A_a l'armatura tesa, con A_s l'armatura compressa, con y_a altezza utile della sezione (corrispondente nella flessione alla distanza del baricentro del profilo dal bordo superiore della soletta) e con y_s il copriferro.

Il momento di inerzia della sezione nel caso di soletta parzializzata, si scrive:

$$I_n = I_a + A_a \cdot (y_n - y_a)^2 + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{b_c \cdot y_n^3}{3 \cdot n}$$

Il calcolo delle tensioni si effettua con la formula di Navier per la flessione, omogeneizzando le tensioni del solo calcestruzzo. Le tensioni rilevanti sono quella estrema della soletta (σ_c), dell'armatura (σ_s), degli estremi inferiore (σ_{ai}) e superiore (σ_{as}) della trave metallica. Tali tensioni si scrivono:

$$\sigma_c = \frac{M}{n \cdot I_n} \cdot y_n$$

$$\sigma_s = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - y_s)$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h_c)$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h)$$

essendo h_c ed h le distanze del bordo inferiore e superiore della trave metallica dall'estremo superiore della trave composta.

Per la verifica delle sezioni dell'impalcato è stato redatto un foglio di calcolo che funge da post-processore del solutore SAP2000; per ogni sezione scelta, le ennuple contemporanee di sollecitazioni massime degli involucri vengono importate nel foglio di calcolo in funzione della fase di calcolo. Il foglio esegue le seguenti verifiche:

- verifiche di resistenza della trave semplice in FASE 0
- verifiche di resistenza della trave composta in FASE I, II, III sia per cls che acciaio;
- implementazione del calcolo delle forze assiali e momenti di estremità per le sollecitazioni dovute alle azioni termiche e al ritiro;
- verifiche di imbozzamento dei pannelli d'anima;
- progettazione degli irrigidimenti trasversali e longitudinali;
- progetto e verifica dei connettori;
- verifica di resistenza della soletta per l'azione dei connettori

Per quanto attiene le fasi di calcolo, si ha:

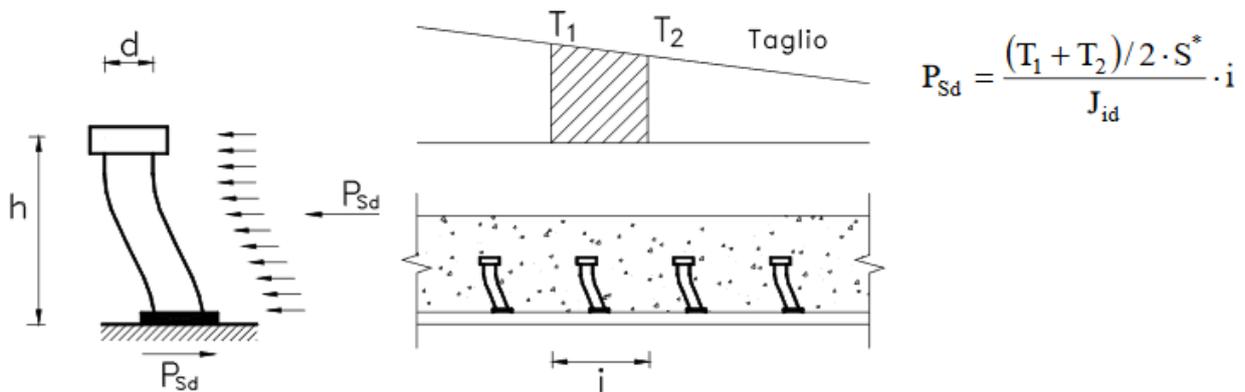
- FASE 0: SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO
- FASE I: ENNUPLE SOLLECITAZ. DA SAP - SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k
- FASE II: ENNUPLE SOLLECITAZ. DA SAP - SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS
- FASE III: ENNUPLE SOLLECITAZ. DA SAP - SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q_{ik} . + VARIAZ. TERMICHE ΔT
- SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX

7.13.2. CALCOLO DEL SISTEMA CONNESSIONE A-CLS

Il presente paragrafo riporta lo schema di calcolo assunto per il dimensionamento dei connettori (cf. dispense Prof. Gelfi); il calcolo è stato direttamente implementato nei fogli di calcolo delle verifiche globali dell'impalcato (cfr. par. seguenti).

L'insieme dei connettori deve resistere alla forza di scorrimento totale V (longitudinal shear) risultante dal flusso degli sforzi di scorrimento tra la soletta in cls e la trave in acciaio.

La forza di scorrimento agente sul singolo piolo vale:



Integrando lungo metà luce gli sforzi di scorrimento alla Jouraswki e ricordando che il taglio è la derivata del momento e che $J_{id}/S^* = z$ (braccio della coppia interna) si ha:

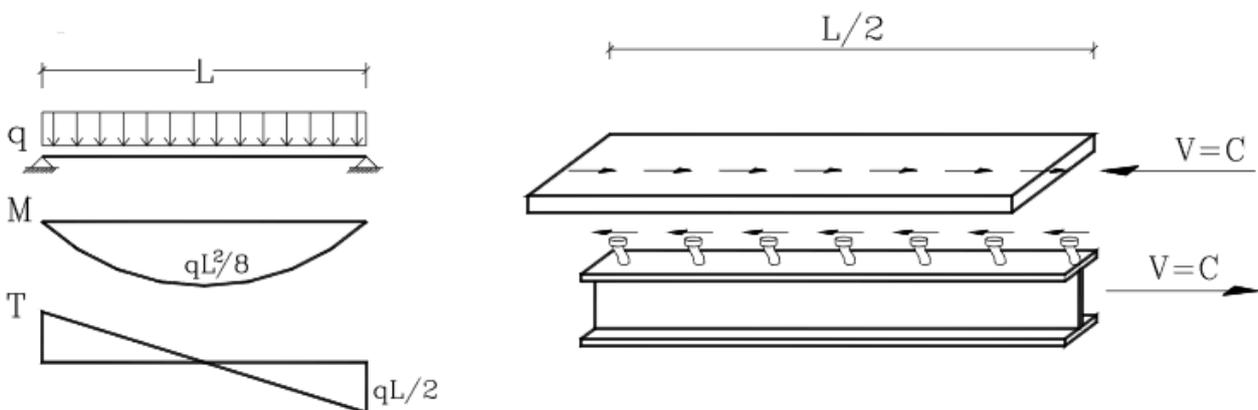
$$V = \int_0^{L/2} \tau \cdot b \cdot dx = \frac{T \cdot S^*}{J} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{q \cdot L^2}{8} \cdot \frac{S^*}{J} = \frac{M}{z}$$

dove

z = braccio della coppia interna

V = forza di scorrimento assorbita dai pioli su metà luce

M = momento in campata



Si può pervenire allo stesso risultato in modo più semplice e intuitivo imponendo l'equilibrio alla traslazione della soletta fra la sezione di momento massimo e la sezione di momento nullo, anziché fra due sezioni a distanza infinitesimale come per la dimostrazione alla Jourawski.

La forza di scorrimento totale V deve quindi equilibrare la risultante delle compressioni C della soletta. I connettori presenti nel tratto compreso fra la sezione di momento nullo e la sezione di

momento massimo (metà luce per trave semplicemente appoggiata con carico simmetrico) devono trasferire alla trave in acciaio la forza di scorrimento V .

Detta quindi P_{Rd} la resistenza a taglio del singolo connettore, si calcolerà il numero di connettori nel tratto considerato come $n_p = V/P_{Rd}$.

La resistenza dei connettori è determinata come il più piccolo dei seguenti valori [EC4 #6.3.2.1]:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v$$

con $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1]$ per $3 \leq h/d \leq 4$

$\alpha = 1$ per $h/d > 4$

h altezza del piolo

d diametro del singolo piolo

f_u resistenza ultima a trazione del piolo ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$)

f_{ck} resistenza cilindrica caratteristica del cls considerato

E_{cm} valore medio del modulo secante del cls

$\gamma_v = 1,25$ coeff. parziale di sicurezza

Nelle connessioni a completo ripristino [EC4 #6.2.1.1] bisogna predisporre un numero di connettori tali da poter assorbire una forza di scorrimento pari a

$$V = M_{pl,Rd} / z = \min\{R_c; R_a\} = F_{cf}$$

$$R_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c}$$

resistenza soletta di cls

$$R_a = \frac{A_a \cdot f_{y,ad}}{\gamma_a}$$

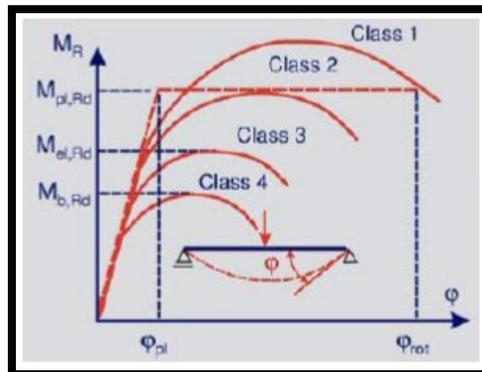
resistenza a trazione della trave in acciaio

7.13.3. DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI SEZIONE COMPOSTA

Ai sensi del §4.3.2.1 delle NTC18, la classificazione della sezione composta viene effettuata con riferimento alla sola sezione in acciaio:

La classificazione delle sezioni composte è eseguita secondo lo schema introdotto per le sezioni in acciaio in § 4.2.3. Nel calcolo si possono adottare distribuzioni di tensioni plastiche o elastiche per le classi 1 e 2, mentre per le classi 3 e 4 si debbono utilizzare distribuzioni di tensioni elastiche.

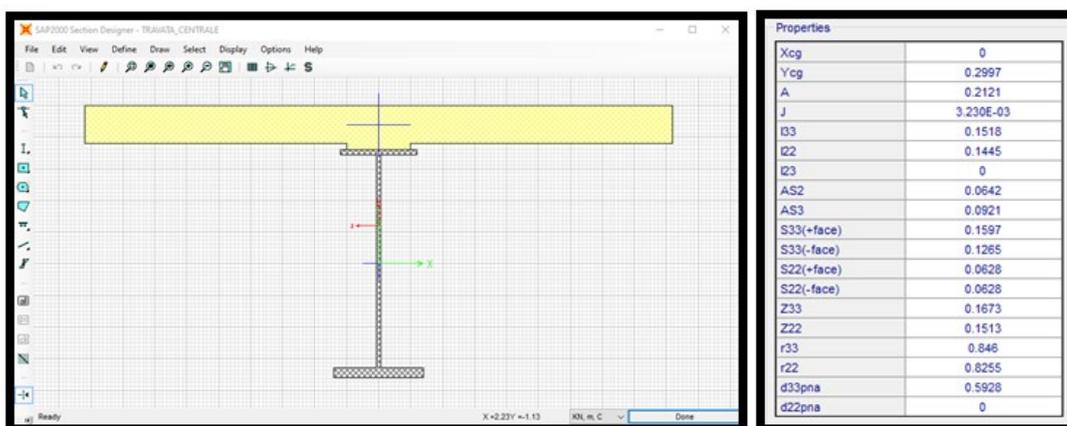
La classificazione delle sezioni è finalizzata alla determinazione della capacità deformativa della sezione:



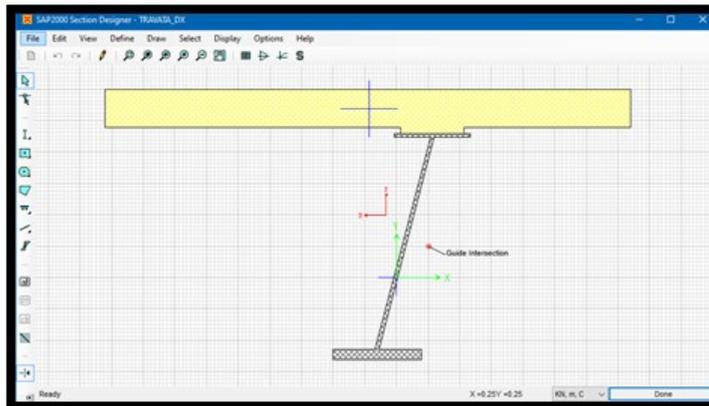
Le sezioni di classe 1 e 2 possiedono ottime capacità plastiche; le classi 3 e 4 risentono di fenomeni di instabilità che limitano il plateau plastico, che impone di limitare il calcolo della resistenza al solo tratto elastico.

Per queste motivazioni la classificazione preliminare delle sezione costituisce operazione fondamentale.

Il modello di calcolo prevede la modellazione delle 3 travi tramite elementi frames; le sezioni composte sono state modellate tramite il section-designer implementato nel SAP2000:



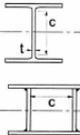
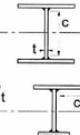
Travata centrale



Properties	
Xcg	-0.0806
Ycg	0.4958
A	0.2002
J	2.919E-03
I33	0.1449
I22	0.1131
I23	-1.634E-03
AS2	0.0659
AS3	0.1027
S33(+face)	0.1449
S33(-face)	0.126
S22(+face)	0.0509
S22(-face)	0.0586
Z33	0.1661
Z22	0.1367
r33	0.8507
r22	0.7517
d33pna	0.6362
d22pna	-0.0771

Travate laterali

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha) 0.5 \cdot c/t \leq \frac{396}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha) 0.5 \cdot c/t \leq \frac{36}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha) 0.5 \cdot c/t \leq \frac{456}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha) 0.5 \cdot c/t \leq \frac{41.5\epsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 114\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi) -1 < c/t \leq 0.67 + 0.33\psi$ quando $\psi) -1 < c/t \leq 63 \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
e	e	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

$\psi) \psi < -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_s > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.II - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Classe	Puntellature esterne					
	Profilati laminati a caldo	Sezioni saldate				
						
	Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)					
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$				
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$				
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon \sqrt{K_{\phi}}$				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
e	e	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

$$(c/t)_{anima} \leq 72 \cdot \epsilon$$

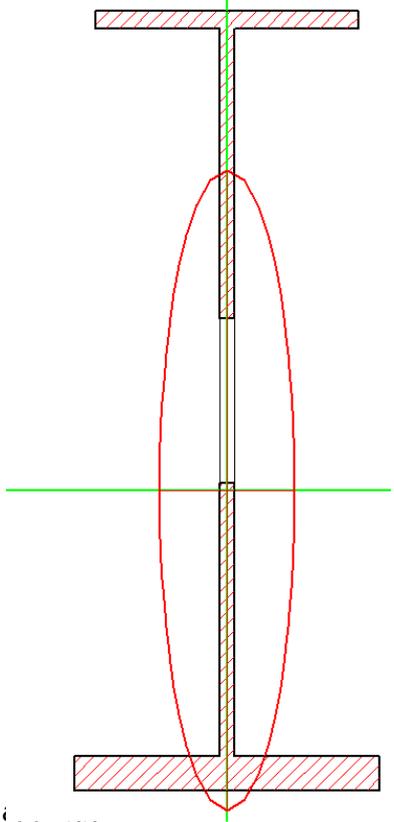
$$(c/t)_{ala} \leq 14 \cdot \epsilon$$

Di seguito si riportano le classificazioni della tipologia di sezione centrale:

VIADOTTO 1800 Acciaio **S355 (Fe510)** f_y (N/mm²) **355**

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

A L A S U P.	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{266.5}{40 \times 0.81} = 8.19$	
	FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{1648.0}{35 \times 0.81} = 57.87$	
	FLESSIONE M_y $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4
A L A I N F.	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{316.5}{80 \times 0.81} = 4.86$	
	FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1



Nota

Poiché non è logico penalizzare la resistenza a pressoflessione della sezione classificandola in base alla classe a compressione dell'anima anche in presenza di azioni assiali modeste, si adotta un criterio mutuato dalla regola EC3 6.2.9.1 (4):

se $N_{sd} < 9.751$ KN (valore minore fra metà della resistenza plastica dell'anima ed $\frac{1}{4}$ della resistenza plastica della sezione), si assume la classe a flessione; altrimenti si assume la classe a compressione

7.13.4. VERIFICA TENSIONALE IN ESERCIZIO

Le verifiche tensionali agli SLE previste dalle NTC18 (cap. 4.1.2.2.5.1) prescrivono i seguenti limiti:

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

7.13.5. STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

L'apertura delle fessure è trattata al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018 e al cap. C4.1.2.2.4.5 della Circolare:

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Ai fini della durabilità delle strutture, risulta molto importante eseguire il controllo in condizioni di servizio dell'apertura delle fessure in zona tesa. Tale fenomeno deve essere limitato ad un livello tale da non pregiudicare la durabilità o rendere inaccettabile l'aspetto ed il corretto funzionamento. Il problema è assente nelle campate appoggiate in quanto la soletta è compressa dai carichi esterni ed il solo ritiro non è sufficiente a determinare una fessurazione significativa. Nel caso di trave continua occorre procedere al controllo della fessurazione nelle zone di appoggio a momento negativo.

Per quanto attiene i limiti di apertura, si faccia riferimento al cap. 4.1.2.2.4 delle NTC18:

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Per quanto attiene i limiti di considerare nelle diverse combinazioni Frequente e Quasi Permanente, si faccia riferimento alla tabella 4.1.IV delle NTC18:

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.5.

Per quanto infine attiene alle modalità di calcolo dell'ampiezza delle fessure, più farsi riferimento al cap. C4.1.2.2.4.5 della Circolare Esplicativa:

C4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure, w_k può essere calcolata con l'espressione:

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} A_{sm} \quad [C4.1.5 \text{ e } 4.1.14]$$

dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

A_{sm} è la distanza media tra le fessure.]

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [C4.1.6]$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il valore minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere Figura C4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

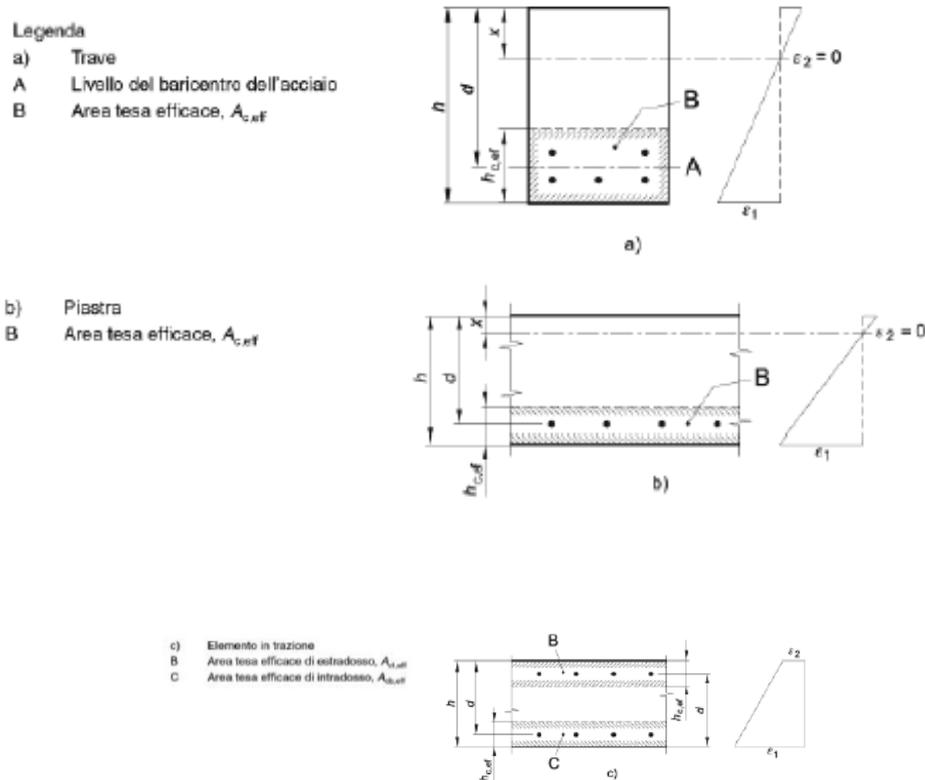


Figura C4.1.10- Area tesa efficace. Casi tipici

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedi Figura C4.1.11), la distanza media tra le fessure, Δ_{sm} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7 \quad [C4.1.7]$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad [C4.1.8]$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata,

$= 1,6$ per barre lisce;

$k_2 = 0,5$ nel caso di flessione,

$= 1,0$ nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad [C4.1.9]$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedi Figura C4.1.11), per la parte di estensione $5(c + \phi/2)$ nell'intorno delle barre la distanza media tra le fessure, $\Delta\sigma_{\mu}$ può essere valutata ancora con l'espressione C4.1.7:

Nella parte rimanente la distanza media tra le fessure, $\Delta\sigma_{\mu}$, può, invece, essere valutata con l'espressione:

$$\Delta\sigma_{\mu} = 0,75 (h - x) \quad [C4.1.10]$$

in cui:

h ed x sono definite in Figura C4.1.10;

$(h - x)$ è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

Legenda:

- A Asse neutro
- B Superficie del calcestruzzo teso
- C Zona in cui si applica la formula [C.4.1.9]
- D Zona in cui si applica la formula [C.4.1.12]

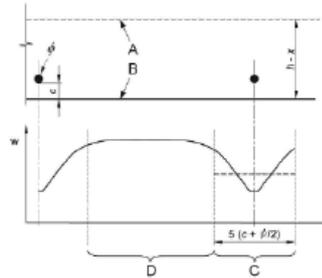


Figura C4.1.11- Ampiezza delle fessure, w , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura

In alternativa, è possibile ricorrere alla verifica indiretta dell'ampiezza senza calcolo analitico qualora siano rispettati i seguenti limiti:

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella 4.1.IV delle NTC). Per le armature di pretensione aderenti la tensione σ_s si riferisce all'escursione oltre la decompressione del calcestruzzo. Per le sezioni precomprese a cavi post-tesi si fa riferimento all'armatura ordinaria aggiuntiva.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

7.13.6. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI $L = 40$ M SEZ. DI APPOGGIO - SLU

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																
Ltr (m)	Beff.soletta (m)	h.sol (mm)	Φ _a long. (mm)	p.a.l (mm)	d.a (mm)	As.long. (mm ²)	Htr (mm)	Bi (mm)	Bs (mm)	h.a (mm)	Lj (mm)	Ls (mm)	La (mm)	r1 (mm)	Aa (mm ²)	Ga (KN/m)
Lunghezza trave	Largh.impalcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio
40.00	12.90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1680	80	40	35	16	138800	10,896
Rek (Mpa)	f _{ed} (Mpa)	f _{yk} (Mpa)	E _{c,m} (Mpa)	f _d (Mpa)	Φ _i infinito (-)	n ₂ (-)	n ₃ (-)	g _{rit} (-)	Ac,full (mm ²)	N _{tr} (-)	N _{rit} slu (N)	ΔT,differ. (°C)	α (1/°C)	CLASSE SEZIONE NTC 4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to 7.2.6.1
Res. cubica a compr.	Res. a compr. Pura	snerv. acc.carp. 335 (40<=<=80 mm)	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc.carp. 319 (40<=<=80 mm)	Coeff.viscosità di Withney	Coeff.Omog. Fase II	Coeff.Omogenizz. Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentr. (soletta)	Variaz. termica differenz.	Coeff. dilat. term.	-β = 0,00156	h/t = 48,0	Occorre verific. dettagliata ad imbozz.
45	19,83	355 (t<=40 mm)	34077	338 (t<=40 mm)	1,84	6,16	17,48	0,0002416	4537100	3	5,268E+06	10,0 °C	1,2E-05	c/t = 171	h/t _{lim} = 36,0	

FASE 0 - SLU				
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO				
CARATTERISTICHE MECCANICHE			ASCISSA DI VERIF.	
Aa (mm ²)	S (mm ³)	X ₀ (mm)	Ja ₀ (mm ⁴)	x (val.compr. fra 0 e 40 m)
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro - Fase I	Momento Inerzia - Fase I	0,00 m
138800	150784000	1086	6907E+10	

SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLU - FASE 0										VERIFICHE	
CDS	N (KN)	V ₂ (KN)	M ₃ (KNm)	σ _{c,max} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{ali} sup (MPa)	σ _{an} sup (MPa)	σ _{an} irr (MPa)	σ _{an} inf (MPa)	σ _{ali} inf (MPa)	τ (MPa)	σ _{id,max} (MPa)	VERIFICA ACC.	η _{acc}
	N _(pp_tr)	V _(pp_tr)	M _(pp_tr)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} <Ed	C/D
	0,0	294,2	0,00				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,00	8,67	Verificato

FASE I - SLU				
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k				
CARATTERISTICHE MECCANICHE				
Aa (mm ²)	S1(+) (mm ³)	X ₁ (+) (mm)	Ja ₁ (+) (mm ⁴)	
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro - Fase I	Momento Inerzia - Fase I	
138800	150784000	1086	6907E+10	

SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLU - FASE I										VERIFICHE	
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N (KN)	V ₂ (KN)	M ₃ (KNm)	σ _{c,max} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{ali} sup (MPa)	σ _{an} sup (MPa)	σ _{an} irr (MPa)	σ _{an} inf (MPa)	σ _{ali} inf (MPa)	τ (MPa)	σ _{id,max} (MPa)	VERIFICA ACC.	η _{acc}
	N _(Gk1)	V _(Gk1)	M _(Gk1)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} <Ed	C/D
	MAX N	0,0	-1038,4	-6699,9			105,38	101,50	72,40	-61,47	-69,23	17,66	109,73	Verificato
MIN N	0,0	821,0	-2981,0			46,89	45,16	32,21	-27,35	-30,80	13,96	52,76	Verificato	6,41
MAX V2	0,0	1103,1	-7352,4			115,64	111,38	79,45	-67,45	-75,97	18,76	120,12	Verificato	2,81
MIN V2	0,0	-1103,1	-7352,4			115,64	111,38	79,45	-67,45	-75,97	18,76	120,12	Verificato	2,81
MAX M3	0,0	853,1	-2852,9			44,87	43,22	30,83	-26,17	-29,48	14,51	51,43	Verificato	6,57
MIN M3	0,0	-1103,1	-7352,4			115,64	111,38	79,45	-67,45	-75,97	18,76	120,12	Verificato	2,81

PROGETTAZIONE AT...



PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI - RELAZIONE DI CALCOLO

FASE II - SLU																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. RITIRO			
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Al,2 (+)	Sl,2 (+)	X 2 (+)	Ja 2 (+)	Al,2 (-)	Sl,2 (-)	X 2 (-)	Ja 2 (-)	N,rit,soletta	σ,ritiro_slu	SOLL. SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(N)	(Mpa)	N,rit. (compr.)
Mod.Elast.Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390,1 KN/Trave M,rit.(M. posit.)
210000	12013,0	17,48	138800	4825	1610000	235726	2,157E+08	915	1,618E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	5,268E+06	3,48	3249,1 KNm/Trave
SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLU - FASE II									VERIFICHE SLU				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σ_c,max	σ_s	σ_a,ali sup	σ_a,an sup	σ_a,an irr	σ_a,an inf	σ_a,ali inf	τ	σ_id,max	VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO	VERIFICA CLS	VERIFICA ARMAT. SOLETTA	VERIFICA COMPLESSIVA
	(KN)	(KN)	(KNm)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)				
	N_(Gk+Rit.)	V_(Gk+Rit.)	M_(Gk+Rit.)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale				
MAX N	363,6	831,1	-2728,7	0,00	49,55	38,96	37,56	27,07	-21,16	-23,96	14,13	46,01	7,35	12,18	7,90	Verificato
MIN N	-5704,3	604,0	-1083,5	-1,38	-5,57	-9,77	-10,33	-14,49	-33,64	-34,75	10,27	39,04	8,17	12,18	70,31	Verificato
MAX V2	306,0	966,9	-4629,0	0,00	81,81	63,85	61,48	43,69	-38,13	-42,88	16,44	69,91	4,84	12,21	4,78	Verificato
MIN V2	-5688,5	-967,9	-4629,0	-1,38	55,48	37,51	35,14	17,35	-64,47	-69,21	16,46	74,86	4,26	12,21	7,05	Verificato
MAX M3	278,7	-656,3	-892,4	0,00	17,36	13,89	13,43	10,01	-5,77	-6,68	11,16	23,81	14,20	12,21	22,55	Verificato
MIN M3	-5688,5	-967,9	-4629,0	-1,38	55,48	37,51	35,14	17,35	-64,47	-69,21	16,46	74,86	4,26	12,21	7,05	Verificato

FASE III - SLU																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Qik. + VARIAZ. TERMICHE DT																
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. ΔT diff			
Ea	Ec	n,3	Aa	As	Ac	Al,3 (+)	Sl,3 (+)	X 3 (+)	Ja 3 (+)	Al,3 (-)	Sl,3 (-)	X 3 (-)	Ja 3 (-)	ε,ΔT differ.	σ,ΔT differ.	SOLL. ΔT,diff SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(Mpa)	(Mpa)	N,ΔT differ. (traz.)
Mod.Elast.Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def. term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	6184,5 KN M,ΔT differ. (M negat.)
210000	34077	6,16	138800	4825	1610000	404884	2,453E+08	606	2,175E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	1,200E-04	-4,09	-2664,8 KNm
SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLU - FASE III									VERIFICHE SLU				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σ_c,max	σ_s	σ_a,ali sup	σ_a,an sup	σ_a,an irr	σ_a,an inf	σ_a,ali inf	τ	σ_id,max	VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO	VERIFICA CLS	VERIFICA ARMAT. SOLETTA	VERIFICA COMPLESSIVA
	(KN)	(KN)	(KNm)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)				
	N_(Qik+ΔT)	V_(Qik+ΔT)	M_(Qik+ΔT)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale				
MAX N	9293,2	446,5	1421,4	-4,32	63,30	65,28	65,54	67,50	76,52	77,05	7,59	78,16	4,08	3,90	6,18	Verificato
MIN N	-1660,1	-714,2	-2490,4	-4,35	38,73	29,06	27,79	18,22	-25,80	-28,35	12,15	35,88	9,42	3,88	10,10	Verificato
MAX V2	9235,9	1757,1	-4931,8	-3,68	151,36	132,22	129,69	110,74	23,56	18,51	29,88	141,99	2,38	4,58	2,59	Verificato
MIN V2	-1550,2	-1757,5	-4931,8	-4,30	80,99	61,85	59,32	40,37	-46,81	-51,86	29,89	80,66	4,19	3,92	4,83	Verificato
MAX M3	9142,3	710,2	2597,3	-4,85	59,19	62,81	63,29	66,87	83,35	84,31	12,08	86,86	3,67	3,47	6,61	Verificato
MIN M3	-1501,5	-450,1	-5121,4	-4,28	84,37	64,49	61,87	42,19	-48,34	-53,59	7,66	65,84	5,14	3,94	4,64	Verificato

TENSIONI TOTALI - SLU																
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X = 0 m PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX																
COMBINAZIONI	TENSIONI SLU												VERIFICHE SLU			
	σ_c,max	σ_s	σ_a,ali sup	σ_a,an sup	σ_a,an irr	σ_a,an inf	σ_a,ali inf	τ	σ_id,max	VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO	VERIFICA CLS	VERIFICA ARMAT. SOLETTA	VERIFICA COMPLESSIVA			
	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)							
Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max<f _d					sigma_c_max<0,85f _{cd}	sigma_a_max<f _{yd}	
MAX N	-4,32	112,85	209,62	204,60	166,97	-6,10	-16,14	44,39	223,27	1,51	3,90	3,47	Verificato			
MIN N	-5,73	33,16	66,18	62,62	35,94	-86,79	-93,91	41,39	118,14	2,70	2,94	11,80	Verificato			
MAX V2	-3,68	233,17	311,70	302,55	233,87	-82,02	-100,33	70,09	334,51	1,01	4,58	1,68	Verificato			
MIN V2	-5,68	136,46	215,00	205,84	137,17	-178,73	-197,04	70,11	246,93	1,37	2,97	2,87	Verificato			
MAX M3	-4,85	76,55	121,57	119,94	107,70	51,41	48,15	42,75	142,35	2,38	3,47	5,11	Verificato			
MIN M3	-5,66	139,84	217,64	208,39	138,99	-180,26	-198,77	47,88	232,91	1,45	2,98	2,80	Verificato			

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO"
OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA SUPERIORE														
tensioni al bordo dell'anima			Tab. 7-VIII CNR	α		VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA								
σ1	σ0	ψ		Kσ	Kτ	σcr	τcr	τ,y	σcr,id	σcr,rid	σ_id	σ_id ≤ σcr,rid	σ_cr,id/σ_id, >= 0,8	σ_cr,id / τ(3°0,5) >= 1,1
250 cm	(Mpa)	(Mpa)	(σ0/σ1 = T/C)			(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)			
Irrigidim. Trasvers. (a)	204,60	166,97	1,23	TRAZ.	TRAZ.	14531,31	44,39	TRAZ.	TRAZ.	TRAZ.	76,89	Verificato		
(Predim.= 2184 mm)	62,62	35,94	1,74	TRAZ.	TRAZ.	14531,31	41,39	TRAZ.	TRAZ.	95,18	Verificato			
30 cm	302,55	233,87	1,29	TRAZ.	TRAZ.	14531,31	70,09	TRAZ.	TRAZ.	326,00	Verificato			
ocr,0	205,84	137,17	1,50	TRAZ.	TRAZ.	14531,31	70,11	TRAZ.	TRAZ.	239,00	Verificato			
(Mpa)	119,94	107,70	1,11	TRAZ.	TRAZ.	14531,31	42,75	TRAZ.	TRAZ.	140,96	Verificato			
3374,2	208,39	138,99	1,50	TRAZ.	TRAZ.	14531,31	47,88	TRAZ.	TRAZ.	224,28	Verificato			

VERIFICA NERVATURE TRASVERSALI											
SIMM.	L1	t1	L2	t2	ta	ha	It	λ	α	γT	VERIFICA
(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm4)	(-)	(-)	(-)	(-)
nervat. Simm. o non simm.	dimens. nervatura	spessore di L1	dimens. flangia nervatura	spessore di L2	spessore anima	altezza anima	mom. inerzia nervat.	snellezza nervatura (<50)	a/h	coeff. rig. Dessionale	IE=0,092*γT*h^3 C/D = 2,46
NO	250	25	0	0	35	1680	1,30.E+08	11,6	1,49	8	Verificato

VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA INFERIORE															
tensioni al bordo dell'anima			Tab. 7-VIII CNR	α		VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA									
σ1	σ0	ψ		Kσ	Kτ	σcr	τcr	τ,y	σcr,id	σcr,rid	σ_id	σ_id ≤ σcr,rid	σ_cr,id/σ_id, >= 0,8	σ_cr,id / τ(3°0,5) >= 1,1	
250	(Mpa)	(Mpa)	(σ0/σ1 = T/C)			(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)				
Irrigidim. Longitud. (h)	166,97	-16,14	-10,35	3,00	23,90	5,25	3036,02	666,53	44,39	1390,48	336,09	183,83	Verificato	1,83	4,37
(cm)	35,94	-93,91	-0,38	2,00	11,65	5,25	1479,87	666,53	2,00	1286,08	335,75	80,19	Verificato	4,19	4,68
138,0	233,87	-100,33	-2,33	3,00	23,90	5,25	3036,02	666,53	70,09	1528,92	336,44	263,51	Verificato	1,28	2,77
ocr,0	137,17	-197,04	-0,70	2,00	22,55	5,25	2864,85	666,53	70,11	1806,50	336,91	183,20	Verificato	1,84	2,77
(Mpa)	107,70	48,15	2,24	TRAZ.	TRAZ.	5,25	TRAZ.	666,53	42,75	TRAZ.	TRAZ.	74,05	Verificato		
127,0	138,99	-198,77	-0,70	2,00	22,67	5,25	2879,83	666,53	47,88	2126,40	337,24	161,85	Verificato	2,08	4,07

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO EC4 par. 6.2.1.1						
Beff	h_sol	L_tr	Piolo (mm)	Re	Ra	Fef
(cm)	(cm)	(m)	φ = 20	Resist. soletta	Resist. Trave acc.	Vscorr = min(Re;Ra)
460	35	40,00	h = 150 mm	31932	46928	31932

Prd. piolo	Prd. cls	Prd.d	N°connettori	At,nec/m	Barre,trasv.	Pa,trasv,nec
KN	KN	KN	N° di file = 3	(mmq)	φ = 24	(cm)
90,48	101,3	90,5	117,64	296,6	N° br.itr. = 1	152,5

N°conn. posti	Fr,scorr/m	P,st	Aa,trasv	V,rd2	V,rd3	V,rd
(P,conn= 33,9 cm)	(KN/m)	(cm)	(mmq)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
118	266,9	20	4523,9	15026,66667	4784,9	4784,9

Passo armat.transvers.	Dist.min.pioli=5d= 100 mm	Resist. della sezione alla forza di scorrim.
Verificato	Verificato	Verificato
η= 7,63	η= 3,39	η= 17,93

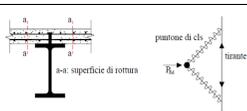
$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_{tk} (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{tk} E_{cm}} / \gamma_v$$

$$\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4$$

h altezza del piolo
d diametro del singolo piolo



a-a superficie di rottura

puntone di cls

tirante

7.13.7. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI L = 40 M SEZ. DI APPOGGIO – SLE_CARATT.

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																	
Ltr	Beff,soletta	h,sol	Φa,long.	p_a,l	d,a	As,long.	Htr	Bi	Bs	h,a	t,i	t,s	t,a	r,l	Aa	Ga	
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(KN/m)	
Lunghezza trave	Largh.impalcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio	
40,00	12,90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1680	80	40	35	16	138800	10,896	
Rek	f,cd	f,y	Ec,m	f,d	Φ,infito	n,2	n,3	g,rit	Ac,full	Ntr	N,rit slu	ΔT,differ.	α	CLASSE SEZIONE NTC_4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to 7.2.6.1	
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mmq)	(-)	(N)	(°C)	(1/°C)	Parametri	h/t		
Res. cubica a compr.	Res_a compr. Pura	tens. snerv. acc.carpent.	Modulo elastico medio	tens.lim. acc. carpenteria	Coeff.viscosità di Withney	Coeff.Omogen Fase II	Coeff.Omogen Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentr. (soletta)	Variaz. termica differenz	Coeff. dilat. term.	-β = 0,00156	Pareti sott.	h/t = 48,0	Occorre verific. dettagliata ad imbozz.
45	19,83	355	34077	338	1,84	6,16	17,48	0,00024	4537100	3	5,268E+06	10,0 °C	1,2E-05	ε/t = 171	h/t,lim = 36,0		
FASE 0 - SLE COMB. RARA																	
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE				ASCISSA DI VERIF.													
Aa	S	X_0	Ja_0	x													
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(val.compr. fra 0 e 40 m)													
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I	0,00 m													
138800	150784000	1086	6,907E+10														
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE 0								VERIFICHE					
CDS	N	V_2	M_3	σc,max	σs	σa,ali sup	σa,an sup	σa,an irr	σa,an inf	σa,ali inf	τ	σ_id,max	VERIFICA ACC.	η_acc			
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	σ_id,max < 0,8f,d	C/D			
	N_(pp_tr)	V_(pp_tr)	M_(pp_tr)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	Verificato	39,02			
	0,0	294,2	0,00			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,00	8,67					

PROGETTAZIONE ATI:

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI - RELAZIONE DI CALCOLO

FASE I - SLE COMB. RARA																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k																
CARATTERISTICHE MECCANICHE																
Aa	S	X_1	Ja_1													
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)													
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I													
138800	150784000	1086	6,907E+10													
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE I								VERIFICHE				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}		
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			
	N_(pp+Gk1)	V_(pp+Gk1)	M_(pp+Gk1)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D		
MAX N	0,0	-195,6	-1262,2			19,85	19,12	13,64	-11,58	-13,04	3,33	20,67	Verificato	13,08		
MIN N	0,0	154,7	-2208,2			34,73	33,45	23,86	-20,26	-22,82	2,63	35,03	Verificato	7,72		
MAX V2	0,0	817,1	-5446,2			85,66	82,50	58,85	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04		
MIN V2	0,0	-817,1	-5446,2			85,66	82,50	58,85	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04		
MAX M3	0,0	631,9	-537,4			8,45	8,14	5,81	-4,93	-5,55	10,75	20,44	Verificato	13,23		
MIN M3	0,0	-817,1	-5446,2			85,66	82,50	58,85	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04		

FASE II - SLE COMB. RARA																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																
CARATTERISTICHE MECCANICHE												SOLLECITAZ RITIRO				
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Ai,2 (+)	Si,2 (+)	X_2 (+)	Ja_2 (+)	Ai,2 (-)	Si,2 (-)	X_2 (-)	Ja_2 (-)	N _{rit,soletta}	σ _{ritiro sl_u}	SOLL. SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(N)	(Mpa)	(N,rit. compr.)
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390,1 KN/Trave M _{rit.(M. posit.)}
210000	12013,0	17,48	138800	4825	1137500	208696	2,110E+08	1011	1,448E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	5,268E+06	3,48	3669,9 KN/Trave

SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE II								VERIFICHE SLU				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			
	N_(Gk2)	V_GK2	M_GK2	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _{ck}	C/D
MAX N	242,4	569,1	-1815,2	0,00	32,96	25,92	24,99	18,01	-14,07	-15,93	9,68	30,87	Verificato	8,76		
MIN N	-4805,9	-522,8	-1355,9	-1,32	0,29	-4,97	-5,67	-10,88	-34,84	-36,23	8,89	39,37	Verificato	6,87	Verificato	17,01
MAX V2	204,0	689,9	-3240,4	0,00	57,20	44,62	42,96	30,51	-26,77	-30,09	11,73	49,03	Verificato	5,52		
MIN V2	-4791,9	-690,6	-3240,4	-1,31	32,77	20,19	18,53	6,08	-51,20	-54,52	11,74	58,19	Verificato	4,65	Verificato	17,06
MAX M3	185,8	-437,5	-594,9	0,00	11,57	9,26	8,96	6,67	-3,85	-4,46	7,44	15,87	Verificato	17,04		
MIN M3	-4791,9	-690,6	-3240,4	-1,31	32,77	20,19	18,53	6,08	-51,20	-54,52	11,74	58,19	Verificato	4,65	Verificato	17,06

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO"

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. RARA																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE DT																
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. ΔT _{diff}			
Ea	Ec	n ₃	Aa	As	Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X ₃ (+)	Ja ₃ (+)	Ai,3 (-)	Si,3 (-)	X ₃ (-)	Ja ₃ (-)	ε _{AT} differ.	σ _{AT} differ.	SOLL. ΔT _{diff} SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	N _{AT} differ. (traz.)
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	M _{AT} differ. (M negat.)
210000	34625	6,06	138800	4825	1137500	331180	2,324E+08	702	2,000E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	1,200E-04	-4,16	-3780,8 KNm
SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLE - FASE III									VERIFICHE SLU				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V ₂	M ₃	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	ACC.	C/D	C/D
	N _(Gk2)	V _{GK2}	M _{GK2}	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _{ck}	C/D
MAX N	7122,5	982,1	1886,2	-4,83	45,14	48,00	48,37	51,20	64,22	64,97	16,70	71,12	Verificato	3,80	Verificato	4,64
MIN N	-1128,7	-487,1	-1824,8	-4,30	27,98	20,89	19,96	12,95	-19,31	-21,18	8,28	25,58	Verificato	10,57	Verificato	5,21
MAX V2	7062,3	1289,9	-3613,7	-3,74	113,03	99,00	97,15	83,27	19,39	15,69	21,94	106,04	Verificato	2,55	Verificato	5,99
MIN V2	-1050,1	-1289,9	-3613,7	-4,26	58,98	44,95	43,10	29,21	-34,66	-38,36	21,94	58,86	Verificato	4,60	Verificato	5,26
MAX M3	7024,4	484,0	1918,0	-4,85	44,33	47,23	47,62	50,50	63,73	64,50	8,23	66,05	Verificato	4,09	Verificato	4,62
MIN M3	-1014,3	-305,0	-3753,9	-4,24	61,50	46,93	45,00	30,58	-35,78	-39,62	5,19	47,78	Verificato	5,66	Verificato	5,28
TENSIONI TOTALI - SLE COMB. RARA																
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X = 0 m PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX																
COMBINAZIONI	TENSIONI SLE											VERIFICHE SLU				
	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}			
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	ACC.	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _{ck}	C/D
MAX N	-4,83	78,10	93,77	92,48	82,86	38,57	36,00	34,71	111,39	Verificato	2,43	Verificato	4,64			
MIN N	-5,62	28,27	50,65	47,74	25,93	-74,41	-80,23	24,81	91,01	Verificato	2,97	Verificato	3,99			
MAX V2	-3,74	170,23	229,28	222,62	172,63	-57,34	-70,67	52,57	246,70	Verificato	1,10	Verificato	5,99			
MIN V2	-5,58	91,74	150,80	144,14	94,14	-135,82	-149,16	52,58	176,17	Verificato	1,54	Verificato	4,02			
MAX M3	-4,85	55,90	64,95	64,72	62,97	54,95	54,49	31,42	84,74	Verificato	3,19	Verificato	4,62			
MIN M3	-5,56	94,26	152,78	146,04	95,51	-136,94	-150,41	35,83	164,90	Verificato	1,64	Verificato	4,03			

7.13.8. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI $L = 40$ M SEZ. DI APPOGGIO – SLE FREQUENTE

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																
Ltr	Beff.soletta	h_sol	Φa,long.	p_a,l	d_a	As.long.	Htr	Bi	Bs	h_a	t_i	t_s	t_a	r1	Aa	Ga
(m)	3,25 m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(KN/m)
Lunghezza trave	Largh.im palcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio
40,00	12,90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1680	80	40	35	16	138800	10,896
Rck	f_cd	f_y	E_c,m	f_d	Φ _i infinito	n ₂	n ₃	ε _{rit}	Ac _{full}	N _{tr}	N _{rit sl}	ΔT _{differ.}	α	CLASSE SEZIONE NTC_4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to 7.2.6.1
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mmq)	(-)	(N)	(°C)	(1/°C)	Parametri	h/t	
Res_cubica a compr.	Res_a compr. Pure	tens. snerv. acc.carpent.	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc. carpentieri	Coeff.viscosità di Withney	Coefr.Om Fase II	Coefr.Omogen Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentr. (soletta)	Variaz. termica differenz	Coeff. dilat. term.	-β = 0,00156	Pareti sott. ε = 0,81362	Occorre verific. dettagliata ad imbozz.
45	19,83	355	34077	338	1,84	6,16	17,48	0,00024	4537100	3	5,268E+06	10,0 °C	1,2E-05	c/t = 171	h/t _{lim} = 36,0	
FASE 0 - SLE COMB. FREQ.																
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO																
CARATTERISTICHE MECCANICHE				ASCISSA DI VERIF.												
Aa	S	X_0	Ja_0	x												
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(val.compr. fra 0 e 40 m)												
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I	0,00 m												
138800	#####	1086	6,907E+10													
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE 0							VERIFICHE					
CDS	N	V_2	M_3	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFIC A ACC.	η _{acc}		
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				
	N _(pp_tr)	V _(pp_tr)	M _(pp_tr)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D		
0,0	294,2	0,00			0,00	0,00	-22,19	0,00	0,00	5,00	8,67	Verificato	39,02			

PROGETTAZIONE ATI:

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE I - SLE COMB. FREQ.																		
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k																		
CARATTERISTICHE MECCANICHE																		
Aa	S	X_1	Ja_1															
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)															
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I															
138800	#####	1086	6,907E+10															
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE I										VERIFICHE				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σc,max	σs	σa,ali_sup	σa,an_sup	σa,an_irr	σa,an_inf	σa,ali_inf	τ	σ_id,max	VERIFICAZIONE ACC.	η_acc				
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)						
	N_(pp+Gkl)	V_(pp+Gkl)	M_(pp+Gkl)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max < 0,8fcd	C/D				
MAX N	0,0	-195,6	-1262,2			19,85	19,12	-37,37	-11,58	-13,04	3,33	20,67	Verificato	13,08				
MIN N	0,0	154,7	-2208,2			34,73	33,45	-37,37	-20,26	-22,82	2,63	35,03	Verificato	7,72				
MAX V2	0,0	817,1	-5446,2			85,66	82,50	-37,37	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04				
MIN V2	0,0	-817,1	-5446,2			85,66	82,50	-37,37	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04				
MAX M3	0,0	631,9	-537,4			8,45	8,14	-37,37	-4,93	-5,55	10,75	20,44	Verificato	13,23				
MIN M3	0,0	-817,1	-5446,2			85,66	82,50	-37,25	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04				
FASE II - SLE COMB. FREQ.																		
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																		
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. RITIRO					
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Ai,2 (+)	Si,2 (+)	X_2 (+)	Ja_2 (+)	Ai,2 (-)	Si,2 (-)	X_2 (-)	Ja_2 (-)	N,rit,soletta	σ,ritiro_slv	SOLL_SAP		
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(N)	(Mpa)	N,rit. (compr.)		
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. t.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta omogenea	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	##### M,rit.(M. posit.) #####		
210000	12013,0	17,48	138800	4825	1137500	208696	2,110E+08	1011	1,448E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	5,268E+06	3,48	#####		
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																		
Tipologia durata carichi				LUNGA DURATA				Condizioni ambientali			AGGRESSIVE				Tipologia combinazioni		FREQUENTE	
K1	K2	K3	K4	σs	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	Kt	s _{max,rif}	p _{b,eff}	e _{sm-cm} _{min}	e _{sm-cm} _{min}	e _{sm-cm} _{min}	s _{r,max,1}	s _{r,max,2}	s _{r,max}	w _k		
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mmq)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls teso	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure		
MAX N	242,4	569,1	-1815,2	32,96	823700	0,30	0,4	235	0,00586	0,000094	-0,000972	0,000094	596,9	988	597	0,06		
MIN N	-4805,9	-522,8	-1355,9	0,29	Ac_eff,1,2,3					0,000001	-0,001127	0,000001	596,9	988	597	0,00		
MAX V2	204,0	689,9	-3240,4	57,20						0,000163	-0,000856	0,000163	596,9	988	597	0,10		
MIN V2	-4791,9	-690,6	-3240,4	32,77						0,000094	-0,000973	0,000094	596,9	988	597	0,06		
MAX M3	185,8	-437,5	-594,9	11,57						823700	0,000033	-0,001074	0,000033	596,9	988	597	0,02	
MIN M3	-4791,9	-690,6	-3240,4	32,77						1137500	0,000094	-0,000973	0,000094	596,9	988	597	0,06	

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO"

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. FREQ.																			
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE DT																			
CARATTERISTICHE MECCANICHE														SOLLECITAZ. ΔT _{diff}					
Ea	Ec	n ₃	Aa	As	Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X 3 (+)	Ja 3 (+)	Ai,3 (-)	Si,3 (-)	X 3 (-)	Ja 3 (-)	ε _{AT} differ.	σ _{AT} differ.	SOLL. ΔT _{diff} SAP			
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	N _{AT} differ. (traz.)			
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. t.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III Soletta tutta armata	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	M _{AT} differ. (M negat.)			
210000	34625	6,06	138800	4825	1137500	331180	2,324E+08	702	2,000E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	1,200E-04	-4,16	-3780,8 KNm			
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																			
Tipologia durata carichi				BREVE DURATA				Condizioni ambientali				AGGRESSIVE				FREQUENTE			
K1	K2	K3	K4	σ _s	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	K _t	s _{max,rif}	p _{0,eff}	[ε _{sm-ε_{cm}]_{min}}	[ε _{sm-ε_{cm}]_{min}}	ε _{sm-ε_{cm}calc}	s _{r,max,1}	s _{r,max,2}	s _{r,max}	w _k			
Coefficients k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mm ²)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls teso	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure			
MAX N	4108,4	243,7	1028,5	26,23	823700	0,30	0,6	235	0,00586	0,000075	-0,001568	0,000075	596,9	988	597	0,04			
MIN N	-676,4	-260,0	-1445,4	22,82	Ac_eff,1,2,3					0,000065	-0,001584	0,000065	596,9	988	597	0,04			
MAX V2	4097,0	976,2	-2739,9	76,64						0,000219	-0,001328	0,000219	596,9	988	597	0,13			
MIN V2	-607,9	-976,4	-2739,9	45,29						1137500	0,000129	-0,001477	0,000129	596,9	988	597	0,08		
MAX M3	4091,8	294,9	1443,0	24,76						823700	0,000071	-0,001575	0,000071	596,9	988	597	0,04		
MIN M3	-573,5	-177,1	-2845,2	47,20						1137500	0,000135	-0,001468	0,000135	596,9	988	597	0,08		

VERIF. APERT. TOT. DELLE FESSURE	
w _{k,lim}	Σw _k (mm)
Amp. lim. fessure	Ampiezza tot. di calc. fessure
0,30	0,10
	0,04
	0,23
	0,13
	0,06
	0,14

7.13.9. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI L = 40 M SEZ. DI APPOGGIO – SLE QUASI PERMANENTE

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																
Ltr	Beff,soletta	h,sol	Φa,long.	p_a,l	d,a	As,long.	Htr	Bi	Bs	h,a	t,i	ts	t,a	r1	Aa	Ga
(m)	3,25 m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(KN/m)
Lunghezza trave	Largh.impalcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio
40,00	12,90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1680	80	40	35	16	138800	10,896
Rck	f _{cd}	f _y	E _{c,m}	f _d	Φ _∞ infinito	n ₂	n ₃	g _{rit}	Ac _{full}	N _{tr}	N _{rit_slu}	ΔT _{differ.}	α	CLASSE SEZIONE NTC_4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mmq)	(-)	(N)	(°C)	(1/°C)	Parametri	h/t	7.2.6.1
Res. cubica a compr.	Res. a compr. Pura	tens. snerv. acc.carpent.	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc. carpentieri	Coeff.viscosità di Withney	Coeff.Om	Coeff.Omogen	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentric. (soletta)	Variaz. termica differenz	Coeff. dilat. term.	-β = 0,00156	Pareti sott.	Occorre verific. dettagliata ad imbozz.
45	19,83	355	34077	338	1,84	6,16	17,48	0,00024	4537100	3	5,268E+06	10,0 °C	1,2E-05	ε = 0,81362	h/t = 48,0	h/t _{lim} = 36,0
FASE 0 - SLE COMB. QUASI PERM.																
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO																
CARATTERISTICHE MECCANICHE				ASCISSA DI VERIF.												
Aa	S	X ₀	Ja ₀	x												
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(val.compr. fra 0 e 40 m)												
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I	0,00 m												
138800	150784000	1086	6,907E+10													
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE 0								VERIFICHE				
CDS	N	V ₂	M ₃	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali_sup}	σ _{a,an_sup}	σ _{a,an_irr}	σ _{a,an_inf}	σ _{a,ali_inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICAZIONE	η _{acc}		
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	A ACC.			
	N _(pp_tr)	V _(pp_tr)	M _(pp_tr)	Tens.cls.max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D		
0,0	294,2	0,00				0,00	0,00	-22,19	0,00	0,00	5,00	8,67	Verificato	39,02		

PROGETTAZIONE ATI:

FASE I - SLE COMB. QUASI PERM.														
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k														
CARATTERISTICHE MECCANICHE														
Aa	S	X ₁	Ja ₁											
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)											
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I											
138800	150784000	1086	6,907E+10											
SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLE - FASE I								VERIFICHE			
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V ₂	M ₃	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali_sup}	σ _{a,an_sup}	σ _{a,an_irr}	σ _{a,an_inf}	σ _{a,ali_inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICAZIONE ACC.	η _{acc}
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		
	N _(pp+Gk1)	V _(pp+Gk1)	M _(pp+Gk1)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D
MAX N	0,0	-195,6	-1262,2			19,85	19,12	-37,37	-11,58	-13,04	3,33	20,67	Verificato	13,08
MIN N	0,0	154,7	-2208,2			34,73	33,45	-37,37	-20,26	-22,82	2,63	35,03	Verificato	7,72
MAX V2	0,0	817,1	-5446,2			85,66	82,50	-37,37	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04
MIN V2	0,0	-817,1	-5446,2			85,66	82,50	-37,37	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04
MAX M3	0,0	631,9	-537,4			8,45	8,14	-37,37	-4,93	-5,55	10,75	20,44	Verificato	13,23
MIN M3	0,0	-817,1	-5446,2			85,66	82,50	-37,25	-49,96	-56,27	13,90	88,98	Verificato	3,04

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE II - SLE COMB. QUASI PERM.																				
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																				
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. RITIRO							
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Ai,2 (+)	Si,2 (+)	X,2 (+)	Ja,2 (+)	Ai,2 (-)	Si,2 (-)	X,2 (-)	Ja,2 (-)	N,rit,soletta	σ,ritiro_slu	SOLL. SAP				
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(N)	(Mpa)	N,rit. (compr.)				
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390,1 KN/Trave M,rit.(M. posit.)				
210000	12013,0	17,48	138800	4825	1137500	208696	2,110E+08	1011	1,448E+11	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	5,268E+06	3,48	3669,9 KNm/Trave				
SOLLECITAZIONI SLU													TENSIONI SLE - FASE II				VERIFICHE SLU			
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σc,max	σs	σa,ali sup	σa,an sup	σa,an irr	σa,an inf	σa,ali inf	τ	σ_id,max	VERIFIC A ACC.	η_acc	VERIFICA CLS	η_cls				
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)								
	N_(Gk2)	V_GK2	M_GK2	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max < 0,8f _{t,d}	C/D	σ_c_max <= 0,6*f _{ck}	C/D				
MAX N	242,4	569,1	-1815,2	0,00	32,96	25,92	24,99	-4,33	-14,07	-15,93	9,68	30,87	Verificato	8,76						
MIN N	-4805,9	-522,8	-1355,9	-1,32	0,29	-4,97	-5,67	-34,54	-34,84	-36,23	8,89	39,37	Verificato	6,87	Verificato	17,01				
MAX V2	204,0	689,9	-3240,4	0,00	57,20	44,62	42,96	-3,99	-26,77	-30,09	11,73	49,03	Verificato	5,52						
MIN V2	-4791,9	-690,6	-3240,4	-1,31	32,77	20,19	18,53	-34,54	-51,20	-54,52	11,74	58,19	Verificato	4,65	Verificato	17,06				
MAX M3	185,8	-437,5	-594,9	0,00	11,57	9,26	8,96	-4,33	-3,85	-4,46	7,44	15,87	Verificato	17,04						
MIN M3	-4791,9	-690,6	-3240,4	-1,31	32,77	20,19	18,53	-34,54	-51,20	-54,52	11,74	58,19	Verificato	4,65	Verificato	17,06				
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																				
Tipologia durata carichi				LUNGA DURATA				Condizioni ambientali			AGGRESSIVE				Tipologia QUASI PERMANENTE					
K1	K2	K3	K4	σs	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	Kt	s _{max,rit}	p _{d,eff}	ε _{sm-ε_{cm} _{min}}	ε _{sm-ε_{cm} _{min}}	ε _{sm-ε_{cm} _{calc}}	s _{r,max.1}	s _{r,max.2}	s _{r,max}	w _k				
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mm ²)	(mm)		(mm)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls teso	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure				
MAX N	242,4	569,1	-1815,2	32,96	823700	0,20	0,4	235	0,00586	0,000094	-0,000972	0,000094	596,9	988	597	0,06				
MIN N	-4805,9	-522,8	-1355,9	0,29	Ac_eff,1,2,3	0,20	0,4	235	0,00586	0,000001	-0,001127	0,000001	596,9	988	597	0,00				
MAX V2	204,0	689,9	-3240,4	57,20						0,000163	-0,000856	0,000163	596,9	988	597	0,10				
MIN V2	-4791,9	-690,6	-3240,4	32,77						0,000094	-0,000973	0,000094	596,9	988	597	0,06				
MAX M3	185,8	-437,5	-594,9	11,57						0,000033	-0,001074	0,000033	596,9	988	597	0,02				
MIN M3	-4791,9	-690,6	-3240,4	32,77						0,000094	-0,000973	0,000094	596,9	988	597	0,06				

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. QUASI PERM.																			
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Qik + VARIAZ. TERMICHE DT																			
CARATTERISTICHE MECCANICHE														SOLLECITAZ. ΔT_diff					
Ea	Ec	n,3	Aa	As	Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X_3 (+)	Ja_3 (+)	Ai,3 (-)	Si,3 (-)	X_3 (-)	Ja_3 (-)	ε,ΔT differ.	σ,ΔT differ.	SOLL. ΔT,diff SAP			
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(-)	(Mpa)	N,ΔT differ. (traz.)			
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M±)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+)	Mom. Inerzia Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. Fase III (M-)	Mom. Inerzia Fase III	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	7177,3 KN			
210000	34625	6.06	138800	4825	1137500	331180	2,324E+08		702	143625	1,996E+08	1390	7,807E+10	1,200E-04	-4,16	M,ΔT differ. (M negat.)			
																-3780,8 KNm			
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE III										VERIFICHE SLU					
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	σc,max	σs	σa.ali sup	σa.an sup	σa.an irr	σa.an inf	σa.ali inf	τ	σ_id,max	VERIFICAZIONE A ACC.	η_acc	VERIFICA CLS	η_cls			
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)							
	N_(Gk2)	V_GK2	M_GK2	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max < 0,8f _{t,d}	C/D	σ_c_max <= 0,6*f _{cd}	C/D			
MAX N	3423,6	115,5	47,5	-3,77	24,51	24,58	24,59	85,03	24,99	25,01	1,96	25,24	Verificato	10,72	Verificato	5,95			
MIN N	-457,6	-83,6	-95,9	-3,97	0,27	-0,10	-0,15	14,14	-2,22	-2,32	1,42	3,38	Verificato	80,03	Verificato	5,65			
MAX V2	3402,4	202,4	-245,0	-3,74	28,73	27,77	27,65	96,62	22,38	22,13	3,44	28,41	Verificato	9,52	Verificato	5,99			
MIN V2	-445,9	-202,0	-245,0	-3,96	2,87	1,92	1,79	14,68	-3,48	-3,73	3,43	7,02	Verificato	38,51	Verificato	5,66			
MAX M3	3404,6	105,9	614,8	-4,10	22,52	23,45	23,57	85,03	28,73	28,98	1,80	29,15	Verificato	9,28	Verificato	5,47			
MIN M3	-445,9	-202,0	-350,9	-3,96	4,69	3,33	3,15	14,68	-4,40	-4,76	3,43	7,62	Verificato	35,49	Verificato	5,66			
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																			
Tipologia durata carichi				BREVE DURATA				Condizioni ambientali				AGGRESSIVE				Tipologia QUASI PERMANENTE			
K1	K2	K3	K4	σs	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	Kt	s _{max,rif}	p _{d,eff}	ε _{sm-ε_{cm} _{min}}	ε _{sm-ε_{cm} _{min}}	ε _{sm-ε_{cm} _{calc}}	s _{r,max,1}	s _{r,max,2}	s _{r,max}	w _k			
Coefficients k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mmq)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls teso	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls				Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure		
MAX N	3423,6	115,5	47,5	24,51	823700	0,20	0,6	235	0,00586	0,000070	-0,001576	0,000070	596,9	988	597	0,04			
MIN N	-457,6	-83,6	-95,9	0,27	Ac_eff,1,2,3					0,000001	-0,001692	0,000001	596,9	988	597	0,00			
MAX V2	3402,4	202,4	-245,0	28,73						0,000082	-0,001556	0,000082	596,9	988	597	0,05			
MIN V2	-445,9	-202,0	-245,0	2,87						1137500	0,000008	-0,001679	0,000008	596,9	988	597	0,00		
MAX M3	3404,6	105,9	614,8	22,52						823700	0,000064	-0,001586	0,000064	596,9	988	597	0,04		
MIN M3	-445,9	-202,0	-350,9	4,69						1137500	0,000013	-0,001671	0,000013	596,9	988	597	0,01		

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

TENSIONI TOTALI - SLE COMB. QUASI PERM.													
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X = 0 m PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX													
COMBINAZIONI	TENSIONI SLE									VERIFICHE SLU			
	σ_c .max (MPa)	σ_s (MPa)	σ_a .ali_sup (MPa)	σ_a .an_sup (MPa)	σ_a .an_irr (MPa)	σ_a .an_inf (MPa)	σ_a .ali_inf (MPa)	τ (MPa)	σ .id.max (MPa)	VERIFIC A ACC.	η .acc	VERIFICA CLS	η .cls
	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ .id,max < 0,8f _d	C/D	σ_c .max <= 0,6*f _{ck}	C/D
MAX N	-3,77	57,47	70,35	68,70	21,15	-0,66	-3,96	19,97	78,40	Verificato	3,45	Verificato	5,95
MIN N	-5,28	0,56	29,65	27,63	-79,96	-57,32	-61,36	17,95	68,79	Verificato	3,93	Verificato	4,24
MAX V2	-3,74	85,92	158,06	153,12	33,07	-54,35	-64,23	34,07	168,71	Verificato	1,60	Verificato	5,99
MIN V2	-5,28	35,63	107,77	102,83	-79,42	-104,64	-114,52	34,08	128,84	Verificato	2,10	Verificato	4,25
MAX M3	-4,10	34,09	41,16	40,67	21,15	19,96	18,97	24,99	59,73	Verificato	4,53	Verificato	5,47
MIN M3	-5,28	37,45	109,18	104,18	-79,29	-105,57	-115,56	34,08	129,76	Verificato	2,08	Verificato	4,25

VERIF. APERT. TOT. DELLE FESSURE	
$w_{k,lim}$	Σw_k (mm)
Amp. lim. fessure	Ampiezza tot. di calc. fessure
0,20	0,10
	0,00
	0,15
	0,06
	0,06

7.13.10. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI $L = 40$ M SEZ. DI CAMPATA - SLU

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																
Ltr (m)	Beff.soletta (m)	h.sol (mm)	Φa.long. (mm)	p.a.l (mm)	d.a (mm)	As.long. (mm ²)	Htr (mm)	Bi (mm)	Bs (mm)	h.a (mm)	Li (mm)	Ls (mm)	La (mm)	r1 (mm)	Aa (mm ²)	Ga (KN/m)
Lunghezza trave	Largh.impalcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio
40.00	12.90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1720	50	30	30	16	104600	8.211
Rek (Mpa)	f.ed (Mpa)	f.y (Mpa)	Ec,m (Mpa)	f.d (Mpa)	Φi.infinito (-)	n.2 (-)	n.3 (-)	g.rit (-)	Ac.full (mm ²)	Ntr (-)	N.rit slu (N)	ΔT.differ. (°C)	α (1/°C)	CLASSE SEZIONE NTC 4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to 7.2.6.1
Res. cubica a compr.	Res. a compr. Pura	snerv. acc.carp. 335 (40<=<=80 mm)	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc.carp. 319 (40<=<=80 mm)	Coeff.viscosità di Withney	Coeff.Omog. Fase II	Coeff.Omogenizz. Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentr. (soletta)	Variaz. termica differenz.	Coeff. dilat. term.	β = 0,00116	Pareti sott. h/t = 57,3	Occorre verific. dettagliata ad imbozz. h/tlim = 36,0
45	19.83	355 (t<=40 mm)	34077	338 (t<=40 mm)	1.84	6.16	17.48	0.0002416	4537100	3	5.268E+06	10.0 °C	1.2E-05	c/t = 173	h/tlim = 36,0	

FASE 0 - SLU				
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO				
CARATTERISTICHE MECCANICHE			ASCISSA DI VERIF.	
Aa (mm ²)	S (mm ³)	X 0 (mm)	Ja 0 (mm ⁴)	x (val.compr. fra 0 e 40 m)
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro - Fase I	Momento Inerzia - Fase I	20,00 m
104600	108319000	1036	5,171E+10	

CDS	SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLU - FASE 0								VERIFICHE		
	N (KN)	V.2 (KN)	M.3 (KNm)	σc,max (MPa)	σs (MPa)	σa,ali sup (MPa)	σa,an sup (MPa)	σa,an irr (MPa)	σa,an inf (MPa)	σa,ali inf (MPa)	τ (MPa)	σ_id,max (MPa)	VERIFICA ACC.	η_acc
	N_(pp_tr)	V_(pp_tr)	M_(pp_tr)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max<Ed	C/D
	0,0	0,0	2217,00			-44,40	-43,11	-30,25	30,63	32,78	0,00	44,40	Verificato	7,61

FASE I - SLU				
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k				
CARATTERISTICHE MECCANICHE				
Aa (mm ²)	SI(+)	X.1(+)	Ja.1(+)	
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro - Fase I	Momento Inerzia - Fase I	
104600	108319000	1036	5,171E+10	

ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLU - FASE I								VERIFICHE		
	N (KN)	V.2 (KN)	M.3 (KNm)	σc,max (MPa)	σs (MPa)	σa,ali sup (MPa)	σa,an sup (MPa)	σa,an irr (MPa)	σa,an inf (MPa)	σa,ali inf (MPa)	τ (MPa)	σ_id,max (MPa)	VERIFICA ACC.	η_acc
	N_(Gk1)	V_(Gk1)	M_(Gk1)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup fd = 338 MPa	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf. fd = 319 MPa	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max<Ed	C/D
MAX N	0,0	-54,3	3487,9			-69,85	-67,83	-47,59	48,19	51,57	1,05	69,88	Verificato	4,84
MIN N	0,0	-92,4	3765,3			-75,41	-73,22	-51,38	52,02	55,67	1,79	75,47	Verificato	4,48
MAX V2	0,0	125,0	3700,0			-74,10	-71,95	-50,49	51,12	54,70	2,42	74,22	Verificato	4,56
MIN V2	0,0	-125,0	3700,0			-74,10	-71,95	-50,49	51,12	54,70	2,42	74,22	Verificato	4,56
MAX M3	0,0	10,9	3842,7			-76,96	-74,73	-52,43	53,09	56,81	0,21	76,96	Verificato	4,39
MIN M3	0,0	-108,7	3406,4			-68,22	-66,24	-46,48	47,07	50,36	2,11	68,32	Verificato	4,95

PROGETTAZIONE AT...

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIENTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI - RELAZIONE DI CALCOLO

FASE II - SLU																	
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE														SOLLECITAZ. RITIRO			
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Al2 (+)	Sl2 (+)	X 2 (+)	Ja 2 (+)	Al2 (-)	Sl2 (-)	X 2 (-)	Ja 2 (-)	N,ritsoletta	σ,ritiro sl_u	SOLL. SAP	
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(N)	(Mpa)	N,rit. (compr.)	
Mod.Elast.Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390,1 KN/Trave	
210000	12013,0	17,48	104600	4825	1610000	201526	1,613E+08	800	1,272E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	5,268E+06	3,48	2745,0 KNm/Trave	
FASE III - SLU																	
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Qik. + VARIAZ. TERMICHE DT																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE														SOLLECITAZ. ΔT diff			
Ea	Ec	n,3	Aa	As	Ac	Al3 (+)	Sl3 (+)	X 3 (+)	Ja 3 (+)	Al3 (-)	Sl3 (-)	X 3 (-)	Ja 3 (-)	ε,ΔT differ.	σ,ΔT differ.	SOLL. ΔT,diff SAP	
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(mm²)	(mm³)	(mm)	(mm⁴)	(-)	(Mpa)	N,ΔT differ. (traz.)	
Mod.Elast.Acc.	Mod.Elast.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	6184,5 KN	
210000	34077	6,16	104600	4825	1610000	370684	1,909E+08	515	1,649E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	1,200E-04	-4,09	-2102,3 KNm	



PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA SUPERIORE																
VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA																
tensioni al bordo dell'anima				VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA												
Irrigidim. Trasvers. (a) (Predim.= 2236 mm)	σ1	σ0	Ψ (σ0/σ1 = T/C)	Tab. 7-VIII CNR	α	Kσ	Kτ	VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA					σ_id ≤ σcr,rid.	σ_cr, id/σ_id. ≥ 0,8	σ_cr, id / (σ(3°0,5) ≥ 1,1	
								σcr	τcr	τ,y	σcr, id	σcr, rid.				σ_id
250 cm	(Mpa)	(Mpa)						(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)			
Irrigidim. Longitud. (h) (cm)	-23,58	30,83	-1,31	3,00	23,90	4,31	4,31	54940,49	9906,13	14,71	22809,02	322,72	34,71	Verificato	9,30	12,67
30 cm	-144,14	-108,28	0,75	1,00	4,54	4,31	4,31	10430,76	9906,13	13,80	10479,26	322,70	146,11	Verificato	2,21	13,50
ocr,0 (Mpa)	0,76	35,17	46,19	TRAZ.	TRAZ.	4,31	4,31	TRAZ.	9906,13	17,85	TRAZ.	TRAZ.	30,93	Verificato		
	-139,58	-105,17	0,75	1,00	4,53	4,31	4,31	10418,16	9906,13	17,88	10504,16	322,70	142,98	Verificato	2,26	10,42
	-32,14	25,14	-0,78	2,00	457,44	4,31	4,31	1051537,25	9906,13	13,29	29417,17	322,72	39,53	Verificato	8,16	14,02
2298,8	-129,75	-98,40	0,76	1,00	4,52	4,31	4,31	10390,30	9906,13	15,80	10468,44	322,70	132,60	Verificato	2,43	11,79

VERIFICA NERVATURE TRASVERSALI												
SIMM.	L1	t1	L2	t2	ta	ha	It	λ	α	γT	VERIFICA	
(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(-)	(-)	IE=0,092*γT*h*ta^3	
nerwat. Simm. o non simm.	dimens. nervatura	spessore di L1	dimens. flangia nervatura	spessore di L2	spessore anima	altezza anima	mom. inerzia nervat.	snellezza nervatura (<50)	a/h	coeff. rig. Dessionale	C/D = 3,81	
NO	250	25	0	0	30	1720	1,30.E+08	11,9	1,45	8	Verificato	

VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA INFERIORE																
VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA																
tensioni al bordo dell'anima				VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA												
L. ritengo torsion. (cm)	σ1	σ0	Ψ (σ0/σ1 = T/C)	Tab. 7-VIII CNR	α	Kσ	Kτ	VERIFICA IMBOZZAMENTO PANNELLO D'ANIMA					σ_id ≤ σcr,rid.	σ_cr, id/σ_id. ≥ 0,8	σ_cr, id / (σ(3°0,5) ≥ 1,1	
								σcr	τcr	τ,y	σcr, id	σcr, rid.				σ_id
250	(Mpa)	(Mpa)						(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)			
Irrigidim. Longitud. (h) (cm)	30,83	297,44	9,65	TRAZ.	TRAZ.	5,30	5,30	TRAZ.	460,07	14,71	TRAZ.	TRAZ.	25,47	Verificato		
142,0	-108,28	67,43	-0,62	2,00	19,06	5,30	5,30	1653,37	460,07	13,80	1526,40	336,43	110,89	Verificato	3,03	14,07
ocr,0 (Mpa)	35,17	203,80	5,79	TRAZ.	TRAZ.	5,30	5,30	TRAZ.	460,07	17,85	TRAZ.	TRAZ.	30,92	Verificato		
	-105,17	63,45	-0,60	2,00	18,38	5,30	5,30	1594,48	460,07	17,88	1413,91	336,16	109,63	Verificato	3,07	10,85
	25,14	305,78	12,16	TRAZ.	TRAZ.	5,30	5,30	TRAZ.	460,07	13,29	TRAZ.	TRAZ.	23,02	Verificato		
86,7	-98,40	55,18	-0,56	2,00	16,92	5,30	5,30	1467,24	460,07	15,80	1339,71	335,93	102,14	Verificato	3,29	12,28

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO EC4 par. 6.2.1.1						
Beff	h_sol	L_tr	Piolo (mm)	Re	Ra	Fcf
(cm)	(cm)	(m)	φ = 20	Resist. soletta	Resist. Trave acc.	Vscorr = min(Re;Ra)
460	35	40,00	h = 150 mm	31932	35365	31932

Prd. piolo	Prd. cls	Prd.d	N° connettori	At, nec/m	Barre, trasv.	Pa, trasv, nec
KN	KN	KN	N° di file = 3	(mmq)	φ = 24	(cm)
90,48	101,3	90,5	117,64	296,6	N° br. tr. = 1	152,5

N° conn. posti	Fr, scorr/m	P, st	Aa, trasv	V, rd2	V, rd3	V, rd
(P, conn = 33,9 cm)	(KN/m)	(cm)	(mmq)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)
118	266,9	20	4523,9	15026,66667	4784,9	4784,9
Passo armat. trasvers.		Dist. min. pioli = 5d = 100 mm		Resist. della sezione alla forza di scorrim.		
Verificato		Verificato		Verificato		
η = 7,63		η = 3,39		η = 17,93		

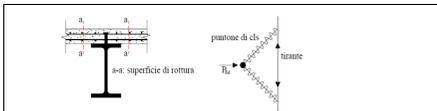
$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_t \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ctk} E_{cm}} / \gamma_v$$

$$\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4$$

h altezza del piolo
d diametro del singolo piolo



a-a superficie di rottura

puntone di cls

tirante



PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" -

GIUNTO TRAVE-TRAVE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - MECCANICHE - DI SOLLECITAZIONE

Classe bullone	f _{ub} (Mpa)	Classe acciaio	f _{ub} (Mpa)	f _y (Mpa)	f _d (Mpa)	B _{eff} (m)	h _{sol} (mm)	A _c (mm ²)	H _{tr} (mm)	B _i (mm)	B _s (mm)	h _a (mm)	t _i (mm)	t _s (mm)	t _a (mm)
(-)	Resist. ultima	(-)	Resist. ultima	Resist. prog.	Resist. prog. f _d = 338 MPa (ala sup) f _d = 319 MPa (ala inf)	B _{eff,soletta}	Altezza soletta	Area cls	Altezza trave	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima
10.9	1000	S355	510	355		4,60	350	1610000	1800	700	600	1720	50	30	30

J <trave </trave (mm ⁴)	A _a (mm ²)	X ₁ (mm)	J _{anima} (mm ⁴)	J _{ala} (mm ⁴)	J _{anima/J,tot} (-)	n ₂ (-)	Ai2 (+) (mm ²)	J _a 2 (+) (mm ⁴)	Ai2 (-) (mm ²)	J _a 2 (-) (mm ⁴)	n ₃ (-)	Ai3 (+) (mm ²)	J _a 3 (+) (mm ⁴)	Ai3 (-) (mm ²)	J _a 3 (-) (mm ⁴)
Momento Inerzia	Area acciaio	Asse Neutro	Momento Inerzia	Momento Inerzia	Momento Inerzia	Coeff.Omog.	Area ideale	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Mom. Inerzia - Fase II	Coeff.Omog.	Area ideale	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Mom. Inerzia - Fase II
5,171E+10	104600	1036	1,367E+10	3,789E+10	0,26	17,48	201526	1,27E+11	109425	6,00E+10	6,16	370684	1,65E+11	109425	6,00E+10

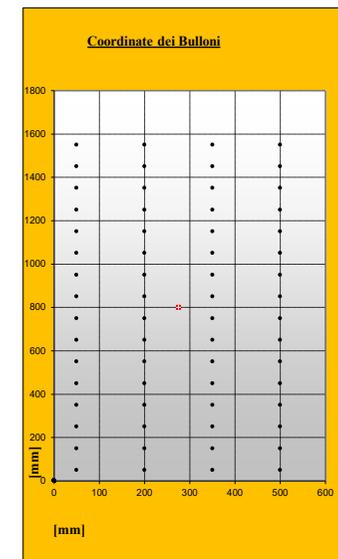
CDS A-CLS	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)	M_A-CLS (KNm)	N_A-CLS (KN)	V_A-CLS (KN)	M_A-CLS (KNm)	N_A-CLS (KN)	V_A-CLS (KN)
	CDS SEZ. ACC. - FASE 0			CDS SEZ. ACC. - FASE I			CDS SEZ. COMP. A-CLS - FASE II			CDS SEZ. COMP. A-CLS - FASE III		
MAX	2217,0	0,0	0,0	3842,7	0,0	10,9	3364,8	-168,4	40,2	7795,9	10882,1	634,8
MIN	0	0,0	0,0	3406,4	0,0	108,7	2957,1	-6435,0	64,3	-1650,5	-1756,1	642,2

CDS ACC.	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)
	CDS SEZ. ACC. - FASE 0			CDS SEZ. ACC. - FASE I			CDS SEZ. ACC. - FASE II			CDS SEZ. ACC. - FASE III		
MAX	2217,0	0,0	0,0	3842,7	0,0	10,9	1367,6	-87,4	40,2	2444,5	10882,1	634,8
MIN	0	0,0	0,0	3406,4	0,0	108,7	1201,8	-3340,0	64,3	-1423,0	-495,5	642,2

CDS TOT	M_A (KNm)	N_A (KN)	V_A (KN)	LIMITI DIST. FORI COPRIGIUNTO ANIMA		LIMITI DIST. FORI COPRIGIUNTO ALA SUP.		LIMITI DIST. FORI COPRIGIUNTO ALA INF.	
	CDS TOT. SEZ. ACC.			P1min = 63 mm P1max = 200 mm	e1min = 34 mm e1max = 160 mm	P1min = 63 mm P1max = 200 mm	e1min = 34,2 mm e1max = 120,0 mm	P1min = 63 mm P1max = 200 mm	e1min = 34 mm e1max = 160 mm
MAX	9871,7	10794,7	685,9	P2min = 68 mm P2max = 200 mm	e2min = 34 mm e2max = 160 mm	P2min = 68 mm P2max = 200 mm	e2min = 34,2 mm e2max = 120,0 mm	P2min = 68 mm P2max = 200 mm	e2min = 34 mm e2max = 160 mm
MIN	3185,2	3835,6	815,2						

COPRIGIUNTO ANIMA												
p1	p2	e1	e2	Nf	Nc	Φ _{bull} (mm)	t _{copr an} (mm)	Pt _{anima}	N _{anima}	B _{can}	L _{can}	J _p
PASSO ORIZZONTALE (mm)	PASSO VERTICALE (mm)	DIST. DAL MARG. ORIZZ. (mm)	DIST. DAL MARG. VERTIC. (mm)	N° FILE BULL. (-)	N° COLONNE BULLONI (-)	Diametro bullone (sez. lorda)	Spessore coprig. anima	N° PIANI DI TAGLIO ANIMA (-)	N° TOT. BULL. (-)	BASE COPRIG. ANIMA (mm)	ALTEZZA COPRIG. ANIMA H _{an} = 1800,0 mm	MOM. IN. POLARE (mm ²)
150	100	50	50	16	4	27 mm	30	2	64	1100,0 mm	1600,0 mm	1,54E+07

Xg	Yg	Xmax	Ymax	N _{anima}	M _{anima}	Fvr,d (Mpa)	Fbr,d (Mpa)	Fbr,d (Mpa)	Fbr,d (Mpa)	Vb (Mpa)	Smax (Mpa)	Rmax (Mpa)
BARIC. (mm)	BARIC. (mm)	(-) (mm)	(-) (mm)	COMPR. ANIMA (KN)	MOM. FLETT. ANIMA (KNm)	Res. taglio bull. per sez. lorda	Res. rifoll. coprig. anima	Res. rifoll. ala sup.	Res. rifoll. ala inf.	V SUL SINGOLO BULL. N	SFORZO MAX BULL. N	TAGLIO MAX BULL. ANIMA C/D _{min} = 2,06
275	800	225	750	8060 (Inv. max) 2864 (Inv. min)	2798 (Inv. max) 1066 (Inv. min)	274,8	510,0	510,0	1275,0	10718 (Inv. max) 12738 (Inv. min)	142280 (Inv. max) 54212 (Inv. min)	133,6 KN (Inv. max) 50,4 KN (Inv. min)



COPRIGIUNTO ALA SUPERIORE																
p1	p2	e1	e2	N _{ali}	M _{ali}	Φ _{bull} (mm)	Fvr,d (Mpa)	N _{bcopr sup}	N _{bali}	N _{file b ali}	N _{col b ali}	B _{cal}	L _{cal}	V (N) _{bull}	V (M) _{bull}	V _{bull}
PASSO ORIZZONTALE (mm)	PASSO VERTICALE (mm)	DIST. DAL MARG. ORIZZ. (mm)	DIST. DAL MARG. VERTIC. (mm)	COMPR. ALI (KN)	MOM. FLETT. ALI (KNm)	Diametro bullone (sez. lorda)	Res. taglio bull. per sez. lorda	N° PIANI DI TAGLIO COPR. (-)	N° TOT. BULL. (-)	N° FILE BULL. ALI (-)	N° COL. BULL. ALI (-)	BASE COPRIG. ALI (mm)	LUNGH. COPRIG. ALI (mm)	TAGLIO (N) (KN)	TAGLIO (M) (KN)	TAGLIO MAX BULL. ALI (KN)
100	166,7	50	50	2735 (Inv. max) 972 (Inv. min)	7073 (Inv. max) 2119 (Inv. min)	27 mm	274,8	2	20	4	5	600	1000	34 (Inv. max) 12 (Inv. min)	100 (Inv. max) 30 (Inv. min)	134,7 KN (Inv. max) 42,2 KN (Inv. min)
t _{copr ali}	SPESS. COPRIG. ALI SUP.			20												

COPRIGIUNTO ALA INFERIORE																
p1	p2	e1	e2	N _{ali}	M _{ali}	Φ _{bull} (mm)	Fvr,d (Mpa)	N _{bcopr sup}	N _{bali}	N _{file b ali}	N _{col b ali}	B _{cal}	L _{cal}	V (N) _{bull}	V (M) _{bull}	V _{bull}
PASSO ORIZZONTALE (mm)	PASSO VERTICALE (mm)	DIST. DAL MARG. ORIZZ. (mm)	DIST. DAL MARG. VERTIC. (mm)	COMPR. ALI (KN)	MOM. FLETT. ALI (KNm)	Diametro bullone (sez. lorda)	Res. taglio bull. per sez. lorda	N° PIANI DI TAGLIO COPR. (-)	N° TOT. BULL. (-)	N° FILE BULL. ALI (-)	N° COL. BULL. ALI (-)	BASE COPRIG. ALI (mm)	LUNGH. COPRIG. ALI (mm)	TAGLIO (N) (KN)	TAGLIO (M) (KN)	TAGLIO MAX BULL. ALI (KN)
100	166,7	75	100	2735 (Inv. max) 972 (Inv. min)	7073 (Inv. max) 2119 (Inv. min)	27 mm	274,8	2	20	4	5	700	1200	34 (Inv. max) 12 (Inv. min)	100 (Inv. max) 30 (Inv. min)	134,7 KN (Inv. max) 42,2 KN (Inv. min)
t _{copr ali}	SPESS. COPRIG. ALI INF.			30												

VERIFICA RIFOLLAMENTO LAMIERE - INV MAX								VERIFICA RIFOLLAMENTO LAMIERE - INV MIN							
σ _{rif al s}	σ _{rif cop an s}	σ _{rif al i}	σ _{rif cop al i}	σ _{rif an}	σ _{rif cop an}	σ _{traz c als}	σ _{traz c ali}	σ _{rif al s}	σ _{rif cop an s}	σ _{rif al i}	σ _{rif cop al i}	σ _{rif an}	σ _{rif cop an}	σ _{traz c als}	σ _{traz c ali}
TENS. RIF. ALA SUP. (Mpa)	TENS. RIF. COPR. ALA SUP. (Mpa)	TENS. RIF. ALA INF. (Mpa)	TENS. RIF. COPR. ALA INF. (Mpa)	TENS. RIFOLL. ANIMA (Mpa)	TENS. RIFOLL. COPRIG. ANIMA (Mpa)	TENS. T/C COPR. ALA SUP. (Mpa)	TENS. T/C COPR. ALA INF. (Mpa)	TENS. RIF. ALA SUP. (Mpa)	TENS. RIF. COPR. ALA SUP. (Mpa)	TENS. RIF. ALA INF. (Mpa)	TENS. RIF. COPR. ALA INF. (Mpa)	TENS. RIFOLL. ANIMA (Mpa)	TENS. RIF. COPRIG. AN. (Mpa)	TENS. T/C COPR. ALA SUP. (Mpa)	TENS. T/C COPR. ALA INF. (Mpa)
σ = 166,2 f _d = 510,0 C/D = 3,07	σ = 249,4 f _d = 542,3 C/D = 2,17	σ = 99,7 f _d = 1275,0 C/D = 12,78	σ = 166,2 f _d = 813,5 C/D = 4,89	σ = 165,0 f _d = 510,0 C/D = 3,09	σ = 165,0 f _d = 510,0 C/D = 3,09	σ = 168,0 f _d = 338,1 C/D = 2,01	σ = 186,1 f _d = 319,0 C/D = 1,71	σ = 52,2 f _d = 510,0 C/D = 9,78	σ = 78,2 f _d = 542,3 C/D = 6,93	σ = 31,3 f _d = 1275,0 C/D = 40,74	σ = 52,2 f _d = 813,5 C/D = 15,60	σ = 62,2 f _d = 510,0 C/D = 8,20	σ = 62,2 f _d = 510,0 C/D = 8,20	σ = 108,4 f _d = 338,1 C/D = 3,12	σ = 60,0 f _d = 319,0 C/D = 5,31

7.13.11. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI L = 40 M SEZ. DI CAMPATA – SLE_CARATT.

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																	
Ltr	Beff.soletta	h_sol	Φa.long.	p_al	d_a	As.long.	Htr	Bi	Bs	h_a	t_i	t_s	t_a	r_l	Aa	Ga	
(m)	3,25 m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(KN/m)	
Lunghezza trave	Largh.im palcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio	
40,00	12,90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1720	50	30	30	16	104600	8,211	
Rek	f_cd	f_y	E_c,m	f_d	Φ_infito	n_2	n_3	s_rit	Ac.full	Ntr	N_rit_slu	ΔT,differ.	α	CLASSE SEZIONE NTC 4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR	
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mmq)	(-)	(N)	(°C)	(1/°C)	Parametri	h/t	10011 p.to 7.2.6.1	
Res_cubica a compr.	Res_a compr. Darea	tens.snerv. acc.carpent.	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc. carportatori	Coeff.viscosità di Withney	Coeff.Omog Fase II	Coeff.Omogen Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentric. (soletta)	Variaz. termica differenz	Coeff. dilat. term.	β = 0,00116	Pareti sott.	h/t = 57,3	
45	19,83	355	34077	338	1,84	6,16	17,48	0,00024	4537100	3	5,268E+06	10,0 °C	1,2E-05	ε = 0,81362	h/t = 57,3	h/t,lim = 36,0	
Occorre verific. dettagliata ad imbozz.																	
FASE 0 - SLE COMB. RARA																	
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE				ASCISSA DI VERIF.													
Aa	S	X_0	Ja_0	x													
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(val.compr. fra 0 e 40 m)													
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I	20,00 m													
104600	#####	1036	5,171E+10														
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE 0							VERIFICHE						
CDS	N	V_2	M_3	σ_c,max	σ_s	σ_a.ali_sup	σ_a.an_sup	σ_a.an_irr	σ_a.an_inf	σ_a.ali_inf	τ	σ_id,max	VERIFICA ACC.	η_acc			
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)					
	N_(pp_tr)	V_(pp_tr)	M_(pp_tr)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ_id,max < 0,8f_d	C/D			
0,0	0,0	1642,22			-32,89	-31,94	-22,41	22,69	24,28	0,00	32,89	Verificato	10,28				

PROGETTAZIONE ATI:

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE I - SLE COMB. RARA																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1K																
CARATTERISTICHE MECCANICHE																
Aa	S	X_1	Ja_1													
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)													
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I													
104600	#####	1036	5,171E+10													
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE I								VERIFICHE				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP. P.	N	V_2	M_3	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali_sup}	σ _{a,an_sup}	σ _{a,an_irr}	σ _{a,an_inf}	σ _{a,ali_inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}		
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				
	N _(pp+Gkl)	V _(pp+Gkl)	M _(pp+Gkl)	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D		
MAX N	0,0	28,2	2837,4			-56,82	-55,18	-38,72	39,20	41,95	0,55	56,83	Verificato	4,76		
MIN N	0,0	-68,4	709,3			-14,21	-13,79	-9,68	9,80	10,49	1,33	14,39	Verificato	18,80		
MAX V2	0,0	92,6	697,0			-13,96	-13,56	-9,51	9,63	10,30	1,79	14,30	Verificato	18,91		
MIN V2	0,0	-92,6	697,0			-13,96	-13,56	-9,51	9,63	10,30	1,79	14,30	Verificato	18,91		
MAX M3	0,0	8,0	2846,4			-57,01	-55,35	-38,84	39,33	42,08	0,16	57,01	Verificato	4,74		
MIN M3	0,0	-80,5	641,7			-12,85	-12,48	-8,76	8,87	9,49	1,56	13,13	Verificato	20,60		
FASE II - SLE COMB. RARA																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																
CARATTERISTICHE MECCANICHE												SOLLECITAZ. RITIRO				
Ea	Ec	n ₂	Aa	As	Ac	Al2 (+)	Sl2 (+)	X_2 (+)	Ja_2 (+)	Al2 (-)	Sl2 (-)	X_2 (-)	Ja_2 (-)	N _{rit,soletta}	σ _{ritiro slu}	SOLL. SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(N)	(Mpa)	N _{rit. (compr.)}
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. t.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390,1 KN/Trave
210000	12013,0	17,48	104600	4825	1137500	174496	1,565E+08	897	1,147E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	5,268E+06	3,48	3170,2 KNm/Trave
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE II								VERIFICHE SLU				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP. P.	N	V_2	M_3	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali_sup}	σ _{a,an_sup}	σ _{a,an_irr}	σ _{a,an_inf}	σ _{a,ali_inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				
	N _(Gk2)	V _{GK2}	M _{GK2}	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _d C _k	C/D
MAX N	-97,3	40,0	2098,8	-0,97	-16,11	-10,56	-10,02	-4,53	21,44	22,36	0,78	22,40	Verificato	12,08	Verificato	23,09
MIN N	-5346,6	-19,4	2039,8	-2,67	-45,75	-40,37	-39,83	-34,50	-9,26	-8,37	0,38	40,37	Verificato	6,70	Verificato	8,41
MAX V2	-111,9	49,4	1939,7	-0,90	-15,01	-9,89	-9,38	-4,31	19,69	20,54	0,96	20,61	Verificato	13,13	Verificato	24,78
MIN V2	-5336,4	-49,8	1939,7	-2,62	-44,95	-39,83	-39,32	-34,25	-10,25	-9,40	0,96	39,87	Verificato	6,78	Verificato	8,56
MAX M3	-112,3	26,8	2243,2	-1,04	-17,26	-11,34	-10,75	-4,89	22,87	23,85	0,52	23,87	Verificato	11,33	Verificato	21,55
MIN M3	-5333,7	-45,8	1914,1	-2,60	-44,75	-39,69	-39,19	-34,19	-10,50	-9,67	0,89	39,72	Verificato	6,81	Verificato	8,60

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. RARA																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE DT																
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. ΔT diff			
Ea	Ec	n ₃	Aa	As	Ac	Al ₃ (+)	Sl ₃ (+)	X ₃ (+)	Ja ₃ (+)	Al ₃ (-)	Sl ₃ (-)	X ₃ (-)	Ja ₃ (-)	ε _{ΔT} differ.	σ _{ΔT} differ.	SOLL. ΔT _{diff} SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	N _{ΔT} differ. (traz.)
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	M _{ΔT} differ. (M negat.)
210000	34625	6,06	104600	4825	1137500	296980	1,780E+08	599	1,535E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	1,200E-04	-4,16	-3045,3 KNm
SOLLECITAZIONI SLU			TENSIONI SLE - FASE III										VERIFICHE SLU			
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP. P.	N	V ₂	M ₃	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				
	N _(Gk2)	V _{GK2}	M _{GK2}	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _{ck}	C/D
MAX N	7315,2	443,7	5653,4	-7,38	49,60	60,75	61,86	72,91	125,20	127,04	8,60	127,91	Verificato	2,11	Verificato	3,04
MIN N	-1234,8	-436,5	-891,5	-4,43	14,86	10,36	9,91	5,45	-15,66	-16,40	8,46	21,99	Verificato	12,30	Verificato	5,06
MAX V2	7309,7	532,5	-1018,8	-3,74	91,62	86,47	85,96	80,87	56,74	55,89	10,32	88,30	Verificato	3,06	Verificato	5,99
MIN V2	-1173,5	-533,2	-1018,8	-4,39	17,79	12,64	12,13	7,03	-17,09	-17,94	10,33	25,34	Verificato	10,67	Verificato	5,10
MAX M3	7264,6	470,0	5749,6	-7,44	48,77	60,11	61,24	72,47	125,65	127,53	9,11	128,50	Verificato	2,10	Verificato	3,01
MIN M3	-1205,6	-475,3	-1212,8	-4,41	21,82	15,69	15,08	9,02	-19,70	-20,71	9,21	26,14	Verificato	10,35	Verificato	5,08
TENSIONI TOTALI - SLE COMB. RARA																
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X = 20 m PER GLI INVILUPPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX																
COMBINAZIONI	TENSIONI SLE										VERIFICHE SLU					
	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}			
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _{ck}	C/D
MAX N	-8,35	33,49	-39,52	-35,27	7,25	208,54	215,62	9,92	216,31	216,31	9,92	216,31	Verificato	1,25	Verificato	2,68
MIN N	-7,09	-30,89	-77,10	-75,65	-61,13	7,58	10,00	10,16	79,09	79,09	10,16	79,09	Verificato	3,42	Verificato	3,16
MAX V2	-4,64	76,61	29,73	31,09	44,64	108,76	111,02	13,07	113,30	113,30	13,07	113,30	Verificato	2,39	Verificato	4,83
MIN V2	-7,01	-27,17	-74,04	-72,69	-59,14	4,98	7,24	13,09	77,44	77,44	13,09	77,44	Verificato	3,49	Verificato	3,20
MAX M3	-8,48	31,50	-41,12	-36,81	6,34	210,55	217,74	9,78	218,40	218,40	9,78	218,40	Verificato	1,24	Verificato	2,64
MIN M3	-7,01	-22,93	-69,74	-68,53	-56,34	1,35	3,39	11,66	72,61	72,61	11,66	72,61	Verificato	3,73	Verificato	3,20

7.13.12. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI $L = 40$ M SEZ. DI CAMPATA – SLE FREQUENTE

PROGETTAZIONE ATI:

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE I - SLE COMB. FREQ.																							
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA GIK																							
CARATTERISTICHE MECCANICHE																							
Aa	S	X_1	Ja_1																				
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)																				
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I																				
104600	#####	1036	5,171E+10																				
COLLETTAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE I								VERIFICHE											
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP. P.	N	V_2	M_3	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali_sup}	σ _{a,an_sup}	σ _{a,an_irr}	σ _{a,an_inf}	σ _{a,ali_inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}									
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)											
	N _{_(pp+Gkl)}	V _{_(pp+Gkl)}	M _{_(pp+Gkl)}	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D									
MAX N	0,0	28,2	2837,4			-56,82	-55,18	-37,37	39,20	41,95	0,55	56,83	Verificato	4,76									
MIN N	0,0	-68,4	709,3			-14,21	-13,79	-37,37	9,80	10,49	1,33	14,39	Verificato	18,80									
MAX V2	0,0	92,6	697,0			-13,96	-13,56	-37,37	9,63	10,30	1,79	14,30	Verificato	18,91									
MIN V2	0,0	-92,6	697,0			-13,96	-13,56	-37,37	9,63	10,30	1,79	14,30	Verificato	18,91									
MAX M3	0,0	8,0	2846,4			-57,01	-55,35	-37,37	39,33	42,08	0,16	57,01	Verificato	4,74									
MIN M3	0,0	-80,5	641,7			-12,85	-12,48	-37,25	8,87	9,49	1,56	13,13	Verificato	20,60									
FASE II - SLE COMB. FREQ.																							
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO INFINITO (VISCOSITA') - SOVRACC. PERM. G2k + RITIRO CLS																							
CARATTERISTICHE MECCANICHE												SOLLECITAZ. RITIRO											
Ea	Ec	n,2	Aa	As	Ac	Ai,2 (+)	Si,2 (+)	X_2 (+)	Ja_2 (+)	Ai,2 (-)	Si,2 (-)	X_2 (-)	Ja_2 (-)	N _{rit,soletta}	σ _{ritiro_slu}	SOLL. SAP							
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(N)	(Mpa)	N _{rit. (compr.)}							
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. t.Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase II	Area ideale	Momento Statico	A.N. - Fase II	Mom. Inerzia - Fase II	Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4390,1 KN/Trave M _{rit.(M. posit.)}							
210000	12013,0	17,48	104600	4825	1137500	174496	1,565E+08	897	1,147E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	5,268E+06	3,48	3170,2 KNm/Trave							
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																							
Tipologia durata carichi				LUNGA DURATA				Condizioni ambientali				AGGRESSIVE				Tipologia combinazioni				FREQUENTE			
K1	K2	K3	K4	σ _s	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	Kt	s _{max,rit}	P _{d,eff}	[e _{sm-cem}] _{min}	[e _{sm-cem}] _{min}	e _{sm-cem,calc}	s _{r,max,1}	s _{r,max,2}	s _{r,max}	w _k							
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mmq)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)							
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls teso	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls				Distanza massima tra le fessure				Ampiezza di calc. fessure					
MAX N	-97,3	40,0	2098,8			0,30	0,4	235	0,00541														
MIN N	-5346,6	-19,4	2039,8																				
MAX V2	-111,9	49,4	1939,7																				
MIN V2	-5336,4	-49,8	1939,7																				
MAX M3	-112,5	26,8	2243,2																				
MIN M3	-5333,7	-45,8	1914,1																				

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. FREQ.																					
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE DT																					
CARATTERISTICHE MECCANICHE														SOLLECITAZ. ΔT_diff							
Ea	Ec	n,3	Aa	As	Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X_3 (+)	Ja_3 (+)	Ai,3 (-)	Si,3 (-)	X_3 (-)	Ja_3 (-)	ε,ΔT differ.	σ,ΔT differ.	SOLL. ΔT,diff_SAP					
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	N,ΔT differ. (traz.)					
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	M,ΔTdiff. (M negat.)					
210000	34625	6,06	104600	4825	1137500	296980	1,780E+08	599	1,535E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	1,200E-04	-4,16	7177,3 KN -3045,3 KNm					
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																					
Tipologia durata carichi				BREVE DURATA				Condizioni ambientali				AGGRESSIVE				Tipologia combinazioni		FREQUENTE			
K1	K2	K3	K4	σs	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	Kt	S _{max,rif}	p _{0,eff}	[ε _{sm-ε_{cm}]} _{min}	[ε _{sm-ε_{cm}]} _{min}	ε _{sm-ε_{cm}]} _{calc}	S _{r,max,1}	S _{r,max,2}	S _{r,max}	w _k					
Coefficients k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mmq)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls teso	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure					
MAX N	4307,4	399,9	4263,7	25,84	892096	0,30	0,6	235	0,00541	0,000074	-0,001706	0,000074	635,5	1071	635	0,05					
MIN N	-804,5	-328,4	-673,6	11,66	Ac_eff,1,2,3					0,000033	-0,001773	0,000033	635,5	1071	635	0,02					
MAX V2	4297,0	401,1	-770,3	57,51						0,000164	-0,001555	0,000164	635,5	1071	635	0,10					
MIN V2	-743,2	-401,7	-770,3	13,93						0,000040	-0,001762	0,000040	635,5	1071	635	0,03					
MAX M3	4299,7	352,7	4331,0	25,53						892096	0,000073	-0,001707	0,000073	635,5	1071	635	0,05				
MIN M3	-777,5	-356,8	-916,9	16,94						1137500	0,000048	-0,001748	0,000048	635,5	1071	635	0,03				

VERIF. APERT. TOT. DELLE FESSURE	
w _{k,lim}	Σw _k (mm)
Amp. lim. fessure	Ampiezza tot. di calc. fessure
0,30	0,05
	0,02
	0,10
	0,03
	0,05

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. FREQ.																				
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE DT																				
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. ΔT_diff							
Ea	Ec	n,3	Aa	As	Ac	Ai,3 (+)	Si,3 (+)	X_3 (+)	Ja_3 (+)	Ai,3 (-)	Si,3 (-)	X_3 (-)	Ja_3 (-)	ε _{AT} differ.	σ _{AT} differ.	SOLL. ΔT _{diff} SAP				
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	N _{AT} differ. (traz.)				
Mod.Elast.Ac c.	Mod.Elast. Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III (M+) Soletta tutta compr.	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	M _{AT} diff. (M negat.)				
210000	34625	6.06	104600	4825	1137500	296980	1.780E+08	599	1.535E+11	109425	1.452E+08	1327	5.997E+10	1.200E-04	-4.16	-3045.3 KNm				
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																				
Tipologia durata carichi				BREVE DURATA				Condizioni ambientali				AGGRESSIVE				Tipologia combinazioni	FREQUENTE			
K1	K2	K3	K4	σs	A _{c,eff,min}	w _{k,lim}	Kt	s _{max,rf}	p _{o,eff}	ε _{arm-ε_{cn} _{min}}	ε _{arm-ε_{cn} _{min}}	ε _{arm-ε_{cn} _{calc}}	s _{r,max,1}	s _{r,max,2}	s _{r,max}	w _k				
Coefficients k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mm ²)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
0.8	0.5	3.4	0.425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls tes	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure				
MAX N	4308.4	399.4	4296.4	25.73	892096	0.30	0.6	235	0.00541	0.000074	-0.001706	0.000074	635.5	1071	635	0.05				
MIN N	-896.5	-328.7	-679.7	11.48	Ac_eff,1,2,3					0.000033	-0.001774	0.000033	635.5	1071	635	0.02				
MAX V2	4308.4	402.6	-780.0	57.83						0.000165	-0.001553	0.000165	635.5	1071	635	0.10				
MIN V2	-745.7	-402.4	-780.0	14.13						0.000040	-0.001761	0.000040	635.5	1071	635	0.03				
MAX M3	4303.6	353.2	4345.7	25.51						892096	0.000073	-0.001707	0.000073	635.5	1071	635	0.05			
MIN M3	-811.4	-359.0	-934.5	17.21						1137500	0.000049	-0.001747	0.000049	635.5	1071	635	0.03			
VERIF. APERT. TOT. DELLE FESSURE																				
w _{k,lim}															Σw _k					
															(mm)					
Amp. lim. fessure															Ampiezza tot. di calc. fessure					
0.30															0.05					
															0.02					
															0.10					
															0.03					
															0.05					
															0.03					

7.13.13. VERIFICA DELLE TRAVI CENTRALI L = 40 M SEZ. DI CAMPATA – SLE QUASI PERMANENTE

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE A-CLS																	
L <tr< th=""> <th>Beff.soletta</th> <th>h_sol</th> <th>Φa.long.</th> <th>p_a,l</th> <th>d_a</th> <th>As.long.</th> <th>H<tr< th=""> <th>Bi</th> <th>Bs</th> <th>h_a</th> <th>t_i</th> <th>t_s</th> <th>t_a</th> <th>r_l</th> <th>Aa</th> <th>Ga</th> </tr<></th></tr<>	Beff.soletta	h_sol	Φa.long.	p_a,l	d_a	As.long.	H <tr< th=""> <th>Bi</th> <th>Bs</th> <th>h_a</th> <th>t_i</th> <th>t_s</th> <th>t_a</th> <th>r_l</th> <th>Aa</th> <th>Ga</th> </tr<>	Bi	Bs	h_a	t_i	t_s	t_a	r_l	Aa	Ga	
(m)	3,25 m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(KN/m)	
Lunghezza trave	Largh.impalcato	Altezza soletta	Armatura long. soletta	Passo arm. long. soletta	Dist. baric. Aa,l dal bordo sup.	A. arm. soletta	Altezza trave acc.	Base piatto inferiore	Base piatto superiore	Altezza anima	Spessore piatto inferiore	Spessore piatto superiore	Spessore anima	raggio curvat. raccordo	Area trave acciaio	Peso trave acciaio	
40,00	12,90 m	350	16	200	47	4825	1800	700	600	1720	50	30	30	16	104600	8,211	
Rck	f _{cd}	f _y	E _{c,m}	f _d	Φ _{infinito}	n ₂	n ₃	g _{rit}	Ac _{full}	N _{tr}	N _{rit_slu}	ΔT _{differ.}	α	CLASSE SEZIONE NTC 4.2.3.1		Verifica imbozz. - CNR 10011 p.to 7.2.6.1	
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mmq)	(-)	(N)	(°C)	(1/°C)	Parametri	h/t		
Res_cubica a compr.	Res_a compr. Pura	tens. snerv. acc.carpent.	Modulo elastico medio	Tens.lim. acc. carpenteria	Coeff.viscosità di Withney	Coeff.Omog. Fase II	Coeff.Omogenizz. Fase III	Coeff.ritiro	Area compless. soletta cls	Numero travi ponte	F. ritiro eccentr. (soletta)	Variaz. termica differenz	Coeff. dilat. term.	β = 0,00116	g = 0,81362	Pareti sott. h/t = 57,3	Occorre verific. dettagliata ad imbozz.
45	19,83	355	34077	338	1,84	6,16	17,48	0,00024	4537100	3	5,268E+06	10,0 °C	1,2E-05	c/t = 173	h/t _{lim} = 36,0		
FASE 0 - SLE COMB. QUASI PERM.																	
SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO																	
CARATTERISTICHE MECCANICHE				ASCISSA DI VERIF.													
Aa	S	X ₀	Ja ₀	x													
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(val.compr. fra 0 e 40 m)													
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - Fase I	20,00 m													
104600	108319000	1036	5,171E+10														
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE 0								VERIFICHE					
CDS	N	V ₂	M ₃	σ _{c,max}	σ _s	σ _{a,ali sup}	σ _{a,an sup}	σ _{a,an irr}	σ _{a,an inf}	σ _{a,ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}			
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)					
	N _(pp_tr)	V _(pp_tr)	M _(pp_tr)	Tens.cls,max x	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8E _d	C/D			
0,0	0,0	1642,22			-32,89	-31,94	-22,19	22,69	24,28	0,00	32,89	Verificato	10,28				

PROGETTAZIONE ATI:

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE I - SLE COMB. QUASI PERM.														
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA NON REAGENTE - CARICO PERM. SOLETTA G1k														
CARATTERISTICHE MECCANICHE														
Aa	S	X_1	Ja_1											
(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)											
Area acciaio	Momento Statico	Asse Neutro Fase I	Momento Inerzia - E _{asse I}											
104600	108319000	1036	5,171E+10											
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE I								VERIFICHE		
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V_2	M_3	$\sigma_{c,max}$	σ_s	$\sigma_{a,ali, sup}$	$\sigma_{a,an, sup}$	$\sigma_{a,an, irr}$	$\sigma_{a,an, inf}$	$\sigma_{a,ali, inf}$	τ	$\sigma_{id,max}$	VERIFICA ACC.	η_{acc}
	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	$\sigma_{id,max} < 0,8f_d$	C/D
	N _(pp+Gk1)	V _(pp+Gk1)	M _(pp+Gk1)	Tens.cis,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale		
MAX N	0,0	28,2	2837,4			-56,82	-55,18	-37,37	39,20	41,95	0,55	56,83	Verificato	4,76
MIN N	0,0	-68,4	709,3			-14,21	-13,79	-37,37	9,80	10,49	1,33	14,39	Verificato	18,80
MAX V2	0,0	92,6	697,0			-13,96	-13,56	-37,37	9,63	10,30	1,79	14,30	Verificato	18,91
MIN V2	0,0	-92,6	697,0			-13,96	-13,56	-37,37	9,63	10,30	1,79	14,30	Verificato	18,91
MAX M3	0,0	8,0	2846,4			-57,01	-55,35	-37,37	39,33	42,08	0,16	57,01	Verificato	4,74
MIN M3	0,0	-80,5	641,7			-12,85	-12,48	-37,25	8,87	9,49	1,56	13,13	Verificato	20,60

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. n. 502 "CINGOLI" - S.S. n. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE III - SLE COMB. QUASI PERM.																
SCHEMA TRAVE CONTINUA - SOLETTA REAGENTE OMOGENEIZZATA A TEMPO ZERO - SOVRACC. VARIABILI Q _{ik} + VARIAZ. TERMICHE DT																
CARATTERISTICHE MECCANICHE													SOLLECITAZ. ΔT _{diff}			
Ea	Ec	n ₃	Aa	As	Ac	AI ₃ (+)	SI ₃ (+)	X ₃ (+)	Ja ₃ (+)	AI ₃ (-)	SI ₃ (-)	X ₃ (-)	Ja ₃ (-)	ε _{AT} differ.	σ _{AT} differ.	SOLL. ΔT _{diff} SAP
(Mpa)	(Mpa)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(mm ²)	(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	N _{AT} differ. (traz.)
Mod.Elast. Acc.	Mod.Elast. Cls	Coeff.Omog.	Area acciaio	Area armature soletta	Area cls	Area ideale (M+)	Momento Statico (M+)	A.N. Fase III Soletta tutta	Mom. Inerzia - Fase III (M+)	Area ideale (M-)	Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	M _{AT} differ. (M negat.)
210000	34625	6,06	104600	4825	1137500	296980	1,780E+08	599	1,535E+11	109425	1,452E+08	1327	5,997E+10	1,200E-04	-4,16	-3045,3 KNm
SOLLECITAZIONI SLU				TENSIONI SLE - FASE III								VERIFICHE SLU				
ENNUPLE DI COMB. MAX CONTEMP.	N	V ₂	M ₃	σ _{c,max}	σ _s	σ _{ali sup}	σ _{an sup}	σ _{an irr}	σ _{an inf}	σ _{ali inf}	τ	σ _{id,max}	VERIFICA ACC.	η _{acc}	VERIFICA CLS	η _{cls}
(KN)	(KN)	(KN)	(KNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	ACC.		CLS	
N _(Gk2)	V _{GK2}	M _{GK2}	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	σ _{id,max} < 0,8f _d	C/D	σ _{c,max} <= 0,6*f _t C _k	C/D	
MAX N	3589,5	11,0	111,0	-3,81	33,92	34,14	34,16	85,03	35,40	35,44	0,21	35,44	Verificato	7,63	Verificato	5,88
MIN N	-430,3	-17,7	-61,7	-3,98	-0,13	-0,44	-0,48	14,14	-2,24	-2,30	0,34	2,37	Verificato	114,07	Verificato	5,63
MAX V2	3580,8	17,4	-61,7	-3,74	35,55	35,24	35,21	96,62	33,44	33,39	0,34	35,24	Verificato	7,67	Verificato	5,99
MIN V2	-430,3	-17,7	-61,7	-3,98	-0,13	-0,44	-0,48	14,68	-2,24	-2,30	0,34	2,37	Verificato	114,07	Verificato	5,63
MAX M3	3581,4	13,1	201,1	-3,87	33,52	33,91	33,95	85,03	36,20	36,27	0,25	36,27	Verificato	7,46	Verificato	5,79
MIN M3	-428,4	-9,1	-85,1	-3,98	0,37	-0,06	-0,10	14,68	-2,54	-2,61	0,18	2,63	Verificato	102,91	Verificato	5,63
VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE																
Tipologia durata carichi				BREVE DURATA			Condizioni ambientali			AGGRESSIVE			QUASI PERMANENTE			
K1	K2	K3	K4	σ _s	A _{s,eff,min}	w _{klim}	Kt	s _{max,eff}	p _{s,eff}	ε _{am-ε_{em}l} min	ε _{am-ε_{em}l} min	ε _{am-ε_{em}l} min	s _{r,max,1}	s _{r,max,2}	s _{r,max}	w _k
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione				(MPa)	(mm ²)				(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,8	0,5	3,4	0,425	Tens. arm. soletta	Area efficace tesa di calcestruzzo	Amp. lim. fessure	Fatt. dur. carico	Spaziatura max (mm)	As,teso/cls tes	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls			Distanza massima tra le fessure			Ampiezza di calc. fessure
MAX N	3589,5	11,0	111,0	33,92	892096	0,20	0,6	235	0,00541	0,000097	-0,001667	0,000097	635,5	1071	635	0,06
MIN N	-430,3	-17,7	-61,7		Ac_eff,1,2,3					0,000102	-0,001659	0,000102	635,5	1071	635	0,06
MAX V2	3580,8	17,4	-61,7	35,55												
MIN V2	-430,3	-17,7	-61,7		1137500											
MAX M3	3581,4	13,1	201,1	33,52	892096					0,000096	-0,001669	0,000096	635,5	1071	635	0,06
MIN M3	-428,4	-9,1	-85,1	0,37	1137500					0,000001	-0,001827	0,000001	635,5	1071	635	0,00

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE" LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO"

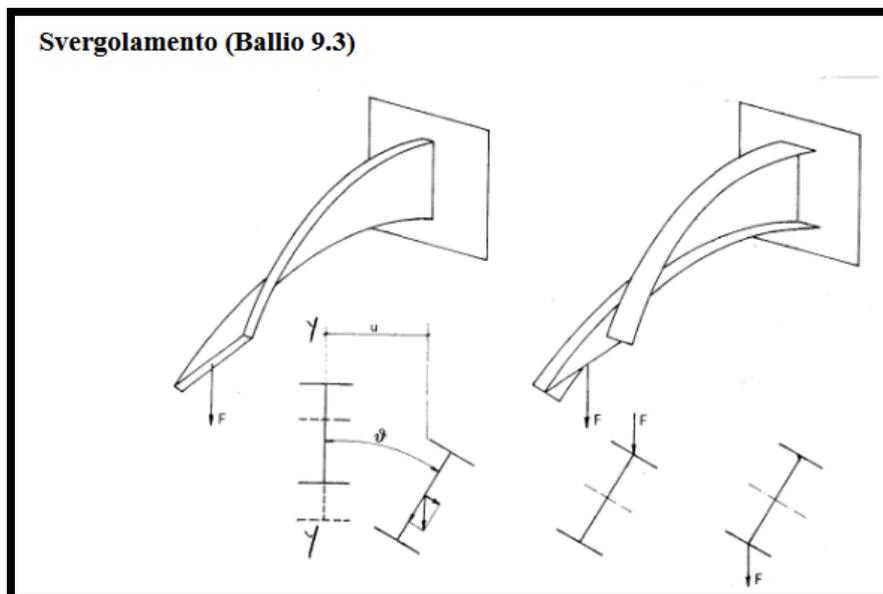
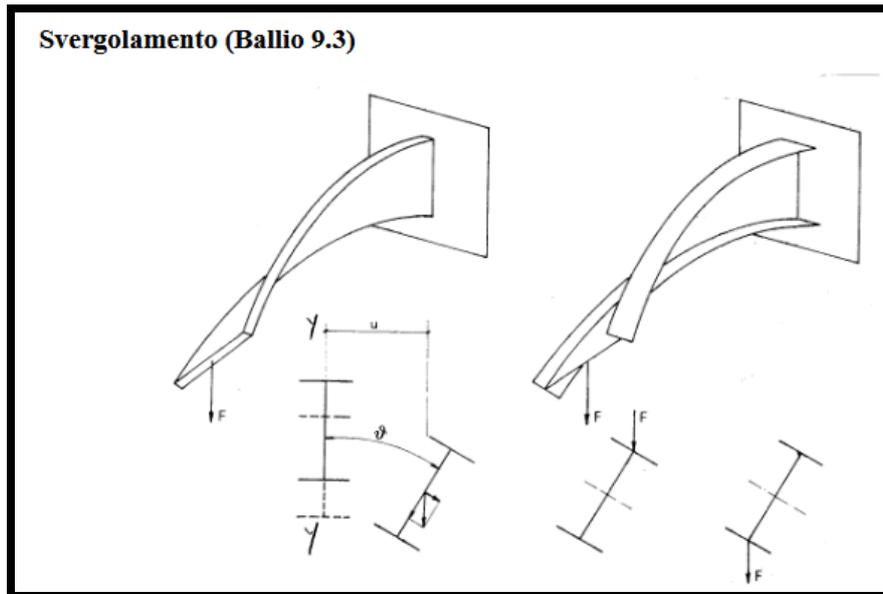
OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI – RELAZIONE DI CALCOLO

TENSIONI TOTALI - SLE COMB. QUASI PERM.													
SOMMA DELLE TENSIONI NELLE FASI 0 - I - II - III ALLA ASCISSA X = 20 m PER GLI INVOLUPI DELLE SOLLECITAZIONI MAX													
COMBINAZIONI	TENSIONI SLE									VERIFICHE SLU			
	$\sigma_{c,max}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{a,ali, sup}$ (MPa)	$\sigma_{a,an, sup}$ (MPa)	$\sigma_{a,an, irr}$ (MPa)	$\sigma_{a,an, inf}$ (MPa)	$\sigma_{a,ali, inf}$ (MPa)	τ (MPa)	$\sigma_{id,max}$ (MPa)	VERIFICA ACC.	η_{acc}	VERIFICA CLS	η_{cls}
	Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Tens.acc. anima sup	Tens.acc. quota irrigidim. longitud.	Tens.acc.an. inf.	Tens.acc. ali inf.	Tens.taglio anima	Tensione ideale	$\sigma_{id,max} < 0,8f_d$	C/D	$\sigma_{c,max} \leq 0,6 \cdot f_{t,ck}$	C/D
MAX N	-4,78	17,81	-66,14	-62,97	21,15	118,74	124,02	1,53	124,05	Verificato	2,18	Verificato	4,69
MIN N	-6,64	-45,89	-87,91	-86,04	-79,96	20,99	24,10	2,04	87,98	Verificato	3,07	Verificato	3,37
MAX V2	-4,64	20,54	-21,50	-19,67	33,07	85,45	88,51	3,09	88,67	Verificato	3,05	Verificato	4,83
MIN V2	-6,60	-45,09	-87,12	-85,29	-79,42	19,83	22,89	3,10	87,29	Verificato	3,10	Verificato	3,40
MAX M3	-4,91	16,25	-67,32	-64,09	21,15	121,10	126,48	0,93	126,49	Verificato	2,14	Verificato	4,57
MIN M3	-6,58	-44,37	-85,49	-83,71	-79,29	18,52	21,49	2,62	85,61	Verificato	3,16	Verificato	3,40

VERIF. APERT. TOT. DELLE FESSURE	
$w_{k,lim}$	$\sum w_k$ (mm)
Amp. lim. fessure	Ampiezza tot. di calc. fessure
	0,06
	-
0,20	0,06
	-
	0,06
	0,00

7.13.14. VERIFICA INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE

L'instabilità flesso torsionale è un fenomeno che comporta lo sbandamento laterale di un elemento soggetto a flessione nel proprio piano verticale:



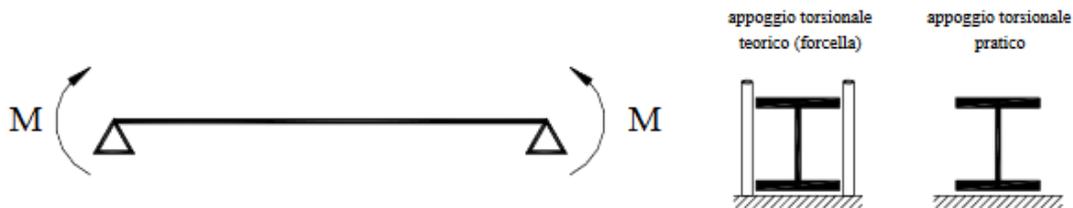
Il fenomeno si presenta sotto forma di instabilità laterale dall'ala compressa a causa della forte componente di compressione trasmessa dal momento flettente.

PROGETTAZIONE ATI:

Sotto l'azione torcente provocata dal momento flettente nella configurazione variata, l'ala compressa fornisce un contributo, anch'esso torcente detto bi-momento.

Nel caso di trave soggetta a momento costante, con vincoli di appoggio torsionale, scrivendo l'equilibrio nella configurazione deformata e considerando il cosiddetto effetto del bi-momento il momento critico di instabilità di una trave a doppio T è pari a:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_x GI_T} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L^2 GI_T}} \quad (1)$$



Il fenomeno viene anche chiamato:

- Stabilità della flessione piana
- Stabilità laterale
- Stabilità flessione-torsionale

e dipende da:

- rigidità flessionale intorno all'asse debole
- rigidità torsionale (IT , I_ω)
- lunghezza libera (distanza tra sezioni impediti di traslare orizzontalmente e quindi di ruotare)
- vincoli esterni
- quota del punto di applicazione del carico

Nel caso di momento variabile lungo l'asta, il valore del momento massimo che determina l'instabilità è maggiore. Il punto di applicazione del carico influenza il valore del momento critico: un carico applicato all'estradosso è più instabilizzante.

Normativa italiana

La CNR 10011/85 indica due metodi approssimati che permettono di evitare il calcolo del momento critico e considerano critica una distribuzione di momento flettente definita da un momento equivalente M_{eq}

$M_{eq} = 1.3 M_m$ con la limitazione $0.75 M_{max} < M_{eq} < M_{max}$ per travi appoggiate o continue

$M_{eq} = M_m$ con la limitazione $0.5 M_{max} < M_{eq} < M_{max}$ per travi a mensola

essendo M_m il momento medio lungo la trave:

$$M_m = \frac{\int M dx}{L}$$

Metodo ω_1

$$\sigma = \frac{\omega_1 M_{eq}}{W} \leq \sigma_{adm}$$

Il coefficiente ω_1 è funzione del rapporto $\frac{hL}{bt_f}$

$$\omega_1 = \frac{f_y}{0.585E} \frac{hL}{bt_f}$$

Il metodo è applicabile per travi a doppio T laminate o saldate (con rapporti dimensionali definiti) e deriva dalle considerazioni che seguono.

Se nella (1) si trascura la rigidezza torsionale secondaria EI_{ω}/L^2 rispetto alla primaria GI_T , la tensione critica si scrive:

$$\sigma_{cr,D} = \frac{1}{W} \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_T} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EG} \frac{\sqrt{I_z I_T}}{W}$$

Per le travi a doppio T del sagomario si ha:

$$\frac{\sqrt{I_z I_T}}{W} \cong 0.3 \frac{bt_f}{h}$$

$$\sigma_{cr,D} = \pi \sqrt{EG} 0.3 \frac{bt_f}{hL} = \pi \sqrt{206000 \cdot 80000} 0.3 \frac{bt_f}{hL} = 121000 \frac{bt_f}{hL} \quad N/mm^2$$

Nello spirito delle tensioni ammissibili si può scrivere:

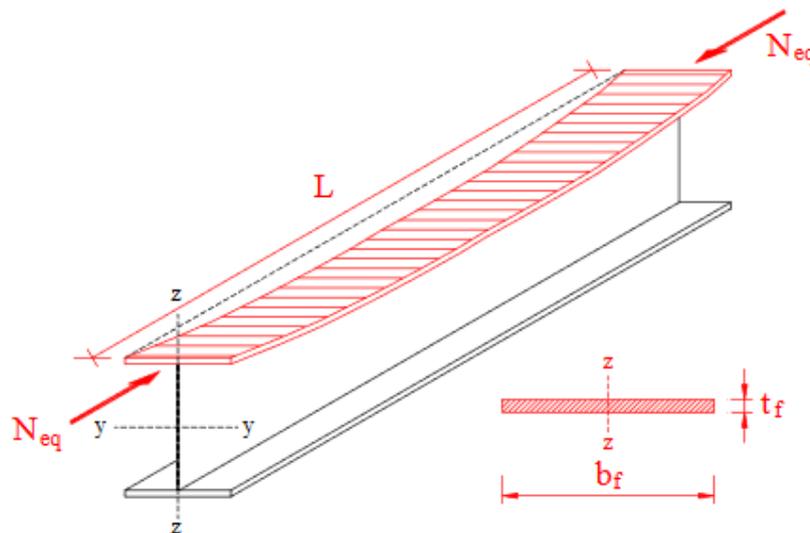
$$\sigma \leq \frac{\sigma_{cr,D}}{\nu} = \frac{\sigma_{adm}}{\omega_1} \rightarrow \omega_1 = \frac{\sigma_{adm} \nu}{\sigma_{cr,D}} = \frac{f_y}{\sigma_{cr,D}}$$

$$\omega_1 = \frac{f_y}{121000} \frac{hL}{bt_f} = \frac{f_y}{0.585E} \frac{hL}{bt_f}$$

Metodo dell'ala isolata

E' un metodo a favore di stabilità, applicabile a qualsiasi trave, anche nel caso di corrente compresso controventato con una trave orizzontale reticolare (ad esempio per le vie di corsa).

Se si trascura la rigidezza torsionale primaria GI_T , la stabilità è affidata alla rigidezza flessionale, intorno all'asse z-z, dell'ala compressa considerata isolata dall'anima (v. figura).



Si verifica quindi l'ala a carico di punta soggetta alla forza assiale N_{eq} :

$$N_{eq} = \int_{ala} \sigma dA = \frac{M_{eq}}{I_y} S_y \cong \frac{M_{eq}}{d}$$

Si verifica l'asta col metodo ω o χ , con la curva di stabilità c o d, usando come lunghezza di libera inflessione la luce L e come momento d'inertia quello dell'ala intorno all'asse z:

$$I_{1z} = \frac{t_f b_f^3}{12} \rightarrow i = \frac{b_f}{\sqrt{12}} \rightarrow \lambda = \frac{L}{i}$$

Eurocodice 3 #5.5.2 – Instabilità flesso-torsionale delle travi

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1} \rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{c,Rd}$$

Il coefficiente χ_{LT} di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale è uguale al coefficiente χ per carico di punta (#5.5.1.2) e si ricava in funzione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$, analoga alla snellezza $\bar{\lambda}$ per carico di punta:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} \left(\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} \text{ per carico di punta} \right)$$

M_{cr} è il momento critico di svergolamento calcolato in campo elastico. Nell'appendice F sono riportate le formule per vari casi di carico; per momento costante vale la (1).

Si devono adottare i valori di χ della curva a per sezioni laminate e della curva c per sezioni saldate.

Se $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$ non è necessaria la verifica a svergolamento.

Nel caso presente si ha:

FASE 0: SCHEMA DI TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA - SOLO TRAVE IN ACCIAIO

L = 40 m

Gtr = 8.21 KN/m

$\gamma_{g1} = 1.35$

M = 2217 KNm

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

TR 1800 (CAMP. 40) Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 0

Inflessione attorno all'asse		
	y - y	z - z
l_0 [m]	40	0
Snellezza λ	54.95	0
$N_{b,Rd}$ [kN]	20,353	24,150
M_Q [kNm]	2217	0
β_M	1.3	1.3
μ	-0.824	0
k	1	1
$M_{c,Rd}$ [kNm]	17,808	1,906
M_{Sd} [kNm]	2,217	0

Resistenza della sezione 0.124 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0.124 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 3 - EC3 #5.5.4.(3)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0.124 + 0 = 0.124$$

OK

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

P_1800 (CAMP. 40m) Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0.0 L [m] 5 = l_{0z} [m]

Coefficienti C: C_1 1 C_2 0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace: k 1 k_ψ 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 78,669 $M_{c,Rd}$ [kNm] = 16,882

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.475 \quad \chi_{LT} = 0.857 \quad M_{b,Rd}$$

$M_{b,Rd}$ [kNm] = 14,468

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 3 - EC3 #5.5.4. (4)

N_{Sd} [kN] 0.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 6046 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{by,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + \frac{1 \times 6,046}{29,838} + \frac{1 \times 0}{1,906}$$

= 0 + 0.418 + 0 = 0.418

OK

Verificato

7.13.15. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Lo stato limite di deformazione è trattato in NTC18 al cap. 4.1.2.2.2 e nella Circolare al cap. C4.1.2.2.2:

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI				
<p>Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.</p> <p>- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU): $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.1]</p> <p>- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]</p> <p>- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]</p> <p>- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]</p> <p>- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]</p> <p>- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A: $G_1 + G_2 + P + A_k + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]</p> <p>Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ [2.5.7]</p>				
Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali				
Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schema 1.5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schema 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
Vento	3	0,0	0,0	0,0
	4 (bifida)	-	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	a ponte scasso SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
Nieve	a ponte scasso SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tenuto conto dei coefficienti ψ relativi alla combinazione SLE quasi permanente, si ha:

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE C4.1.2.2.2								
G1k	G2k	Rit.	Q,traff	Q,vento	Q,temp.	L	ρ_{lim}	ρ_{d}
$\delta_{PESO\ TRAVE + SOLETTA}$	$\delta_{SOVRACC. PERM.}$	δ_{RITIRO}	$\delta_{TRAFF.}$	δ_{VENTO}	$\delta_{TEMP.}$	Luce campata	L/f	L/f,d
FASE 1 - SOLO ACCIAIO	FASE 2 A-CLS	FASE 2 A-CLS	FASE 3 A-CLS	FASE 3 A-CLS	FASE 3 A-CLS	(-)	(-)	(-)
$E_c = 0,00$	$E_c = 12013,05$	$E_c = 12013,05$	$E_c = 34077,15$	$E_c = 34077,15$	$E_c = 34077,15$			
0,020 m	0,0096 m	0,0054 m	0,017 m	0,0008 m	0,00220 m	40,000 m	250	1097
$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,00$	$\psi_2 = 0,00$	$\psi_2 = 0,00$	$\psi_2 = 0,50$	$\delta_{TOT.}$		
0,020 m	0,010 m	0,005 m	0,000 m	0,000 m	0,001 m	0,036 m		VERIFICATO

Volendo verificare anche la deformabilità dell'impalcato per i soli carichi mobili, si ha:

$$\delta_{vert,max} < L / 400$$

$$L = 40.0 \text{ m} \rightarrow \delta_{vert,max} = 100 \text{ mm}$$

$$\delta_{vert,tr} = 17 \text{ mm}$$

$$\rho = 100/17 = 5.88$$

Verificato

7.14. VERIFICA DEI TRAVERSI

In ottemperanza ai paragrafi §4.2.4.1.2.1 e §4.2.4.1.3.1 delle NTC18, gli elementi irrigidenti devono essere verificati ad instabilità per pressoinflessione:

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

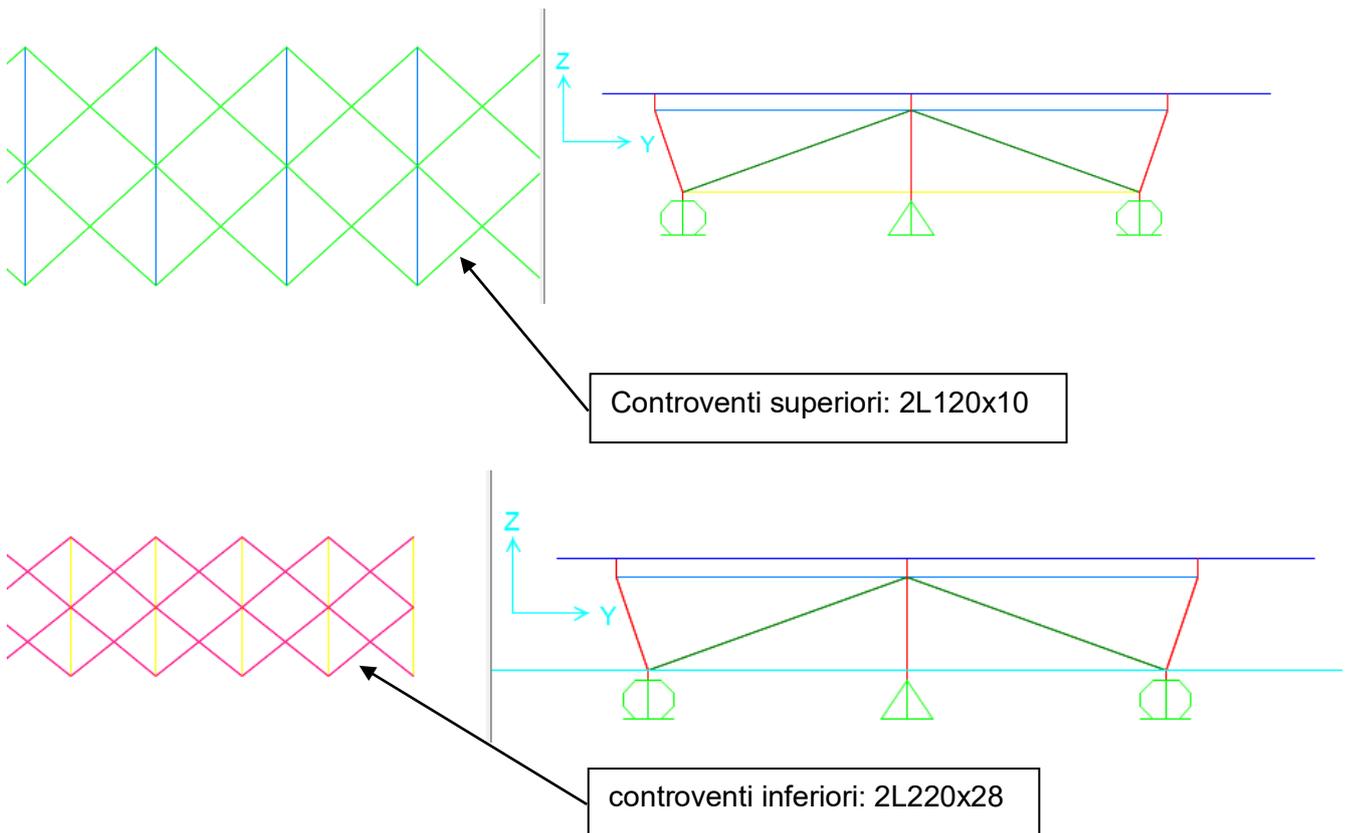
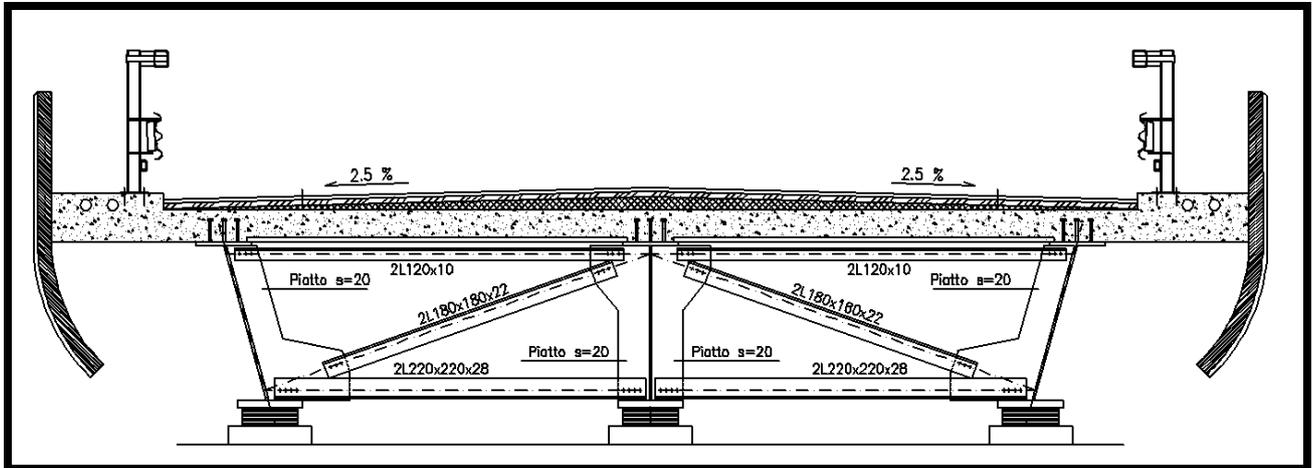
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$, α è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.}$$

I profili da verificare sono:



2L120x10 lungh. libera di inflessione: 3840 mm (contr.orizz. $L_{infl}=3400$ mm)

2L180x22 lungh. libera di inflessione: 3060 mm

2L220x28 lungh. libera di inflessione: 3520 mm (contr.orizz. $L_{infl}=3400$ mm)

La sollecitazione massima di compressione viene ricavata come somma degli involuipi delle sollecitazioni nelle diverse fasi:

- 2L120x10
- lungh. libera di inflessione: 3840 mm (contr.orizz. $L_{infl}=3400$ mm)

File Tipo Profilo ?

L Uguali Doppi Accosta lato corto

Ordina per: iy ly g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: I_{Oy} 3.84 I_{Oz} 3.84 I_{Ov} 3.84

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 100 x 100 x 10	15.0	100	100	10.00	12.00	6.00
L 120 x 120 x 9	16.5	120	120	9.00	13.00	6.50
L 110 x 110 x 10	16.6	110	110	10.00	13.00	6.50
L 90 x 90 x 13	17.1	90	90	13.00	11.00	5.50
L 100 x 100 x 12	17.8	100	100	12.00	12.00	6.00
L 120 x 120 x 10	18.2	120	120	10.00	13.00	6.50

Plotta

2 L 120 x 120 x 10 $N_{by,Rd}$ [kN] 552.8 $N_{bz,Rd}$ [kN] 798.8 $N_{bv,Rd}$ [kN] 272.2

g (Kg/m): 36.4 h (mm): 120 A (cm2): 46.36

b (mm): 120 I_y (cm4): 625.8 I_z (cm4): 625.8 I_v (cm4): 128.9

t (mm): 10 W_y (cm3): 72.03 W_z (cm3): 94.54 i_y (cm): 3.674 i_z (cm): 4.947 i_v (cm): 2.358

r1 (mm): 13 i_y (cm): 3.674 i_u (cm4): 497

r2 (mm): 6.5 i_z (cm4): 1.134 i_u (cm): 4.63

Classe Sezione Compressione 4

$N_{min} = 119 + 90 = 209$ KN
Verificato

Nota:

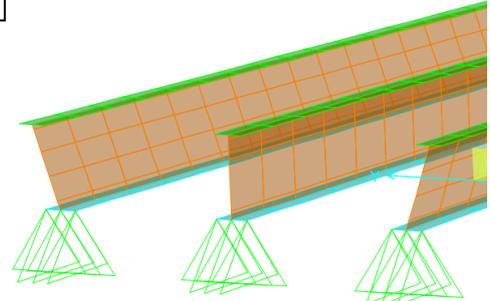
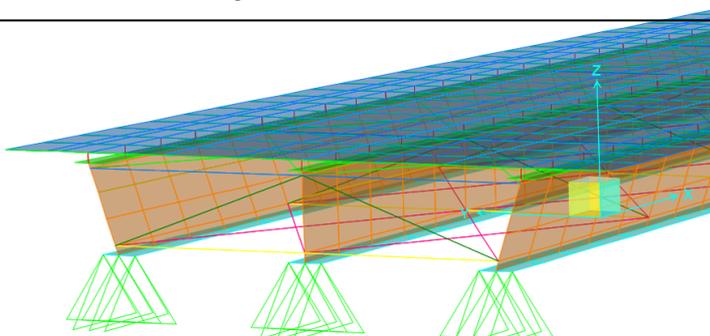
a vantaggio di sicurezza le sollecitazioni massime sono state prese sui massimi involucri delle due fasi, pertanto non necessariamente corrispondenti ad una medesima asta

2 L 120 x 120 x 10 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

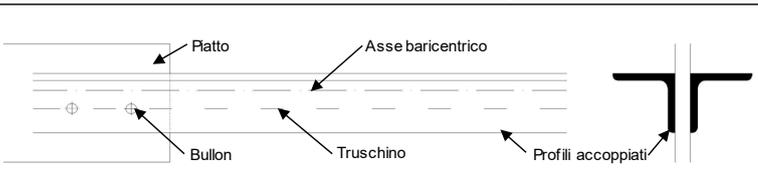
$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 0.917$ $\varepsilon = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9$ $\varepsilon = 76.4$

	Instabilità attorno all'asse		
	y - y	z - z	v - v
Snellezza λ	104.52	77.63	162.85
Snellezza adimensionale $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$ $\beta_A^{0.5}$	1.3101	0.973	2.0413
Curva di instabilità c	c	c	c
Coefficiente di imperfezione α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2] + \bar{\lambda}$	1.6302	1.1628	3.0345
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$	0.3846	0.5557	0.1894
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)	552.797	798.831	272.245

L'analisi di Bukling conferma i calcoli in forma chiusa



- Verifica bullonature

DIMENSIONAMENTO UNIONE TRAVATURA RETICOLARE - SOLUZIONE BULLONATA			
<p>Il programma effettua la verifica secondo EC3-1-8 di un nodo in soluzione bullonata di una trave reticolare costituita da profili simmetricamente accoppiati con bulloni normali</p>		<p>Definizione azioni</p> <p>$N_{Ed,corrente}$ [kN] = 209</p>	<p>VERIFICA BULLONI EC3-1-8</p> <p>Profilo 2L 120x11</p> <p>$t_{profilo}$ [mm] 11,00</p> <p>t_{piatto} [mm] 12,00</p> <p>e [mm] 21,4</p> <p>γ_M 1,25</p> <p>ϕ_b 20,00</p> <p>n_b 3</p> <p>e_1 [mm] 60</p> <p>n_s 2</p> <p>Classe b 10,9</p> <p>$f_{u,b}$ [N/mm²] 1000,00</p> <p>$f_{u,profilo}$ [N/mm²] 510,00</p> <p>$f_{u,piatto}$ [N/mm²] 510,00</p> <p>$A_{b,res}$ [mm²] 245,00</p> <p>α_v 0,50</p> <p>$F_{v,Rd}$ [kN] 196,00</p> <p>$F_{b,Rd1}$ prof. [kN] 408,00</p> <p>$F_{b,Rd2}$ piatto [kN] 222,55</p> <p>R_b [kN] 79,01</p> <p>$R_b < F_{v,Rd}$ Verificato</p> <p>$R_p < F_{b,Rd1}$ Verificato</p> <p>$R_b < F_{b,Rd2}$ Verificato</p>
			
<p>Caratteristiche dei profili</p> <p>Classe EN10025 - S355 / S355 N/NL</p> <p>Profilo 2L 120x11</p>	<p>Caratteristiche dei bulloni</p> <p>Classe 10,9</p> <p>Diametro M 20</p> <p>Diam. max fori [mm] 22</p> <p>Passo [mm] 60</p>	<p>Caratteristiche del piatto</p> <p>Classe piatto EN10025 - S355 / S355 N/NL</p> <p>t_{piatto} [mm] 12</p>	
			

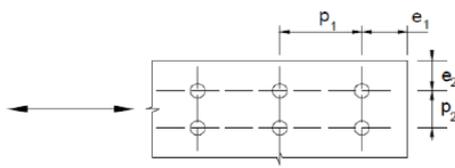


Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t; 200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t; 400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
 t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

7.15. VERIFICA A FATICA

Le NTC18 prevedono la verifica a fatica ai seguenti paragrafi:

4.1.2.3.8 Resistenza a fatica

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale, possono provocare fenomeni di fatica, le verifiche di resistenza devono essere condotte secondo affidabili modelli tratti da documentazione di comprovata validità, verificando separatamente il calcestruzzo e l'acciaio.

4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_{MF} \quad [4.2.54]$$

essendo

Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_{MF} = 1$;

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_{MF} il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.XI.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è generalmente necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Nel caso dei ponti gli spettri dei carichi da impiegare per le verifiche a fatica sono fissati nel Capitolo 5 delle presenti norme.

Per valutare gli effetti della fatica è innanzitutto necessario classificare le strutture nei confronti della loro sensibilità al fenomeno.

Si definiscono strutture poco sensibili alla rottura per fatica quelle in cui si verifichino tutte le seguenti circostanze:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili e riparabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

Si definiscono strutture sensibili alla rottura per fatica quelle che non ricadono nei punti precedenti.

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N, che esprime il numero di cicli a rottura N in funzione delle variazioni di tensione nel ciclo $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$.

Per indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve S-N si può fare riferimento al documento UNI EN1993-1-9.

Tab. 4.2.XI - Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{MF} = 1,00$	$\gamma_{MF} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{MF} = 1,15$	$\gamma_{MF} = 1,35$

Le verifiche a fatica possono essere a vita illimitata o a danneggiamento.

Verifica a vita illimitata.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad [4.2.55]$$

oppure che :

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad [4.2.56]$$

dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ e $\Delta\tau_{\max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante (per es., i connettori a piolo).

Verifica a danneggiamento

La verifica a danneggiamento si esegue mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che il danneggiamento D risulti:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad [4.2.57]$$

dove n_i è il numero dei cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e N_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

La verifica a danneggiamento può essere eseguita anche con il metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ . Per l'impiego di tale metodo si deve fare riferimento a normative di comprovata validità, di cui al capitolo 12.

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Le curve S-N reperibili nella letteratura consolidata sono riferite ai valori nominali delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica, le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni geometriche o di picco, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tenere conto degli effetti favorevoli di eventuali trattamenti termici o meccanici, purché adeguatamente comprovati.

Per quanto più specificatamente attiene i ponti, occorre far riferimento al cap.5.1.4.3 delle NTC18:

5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica devono essere eseguite opportune verifiche.

Le verifiche devono essere condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento.

In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si può far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che la massima differenza di tensione $\Delta\sigma_{max}=(\sigma_{max}-\sigma_{min})$ indotta nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Modello di carico 1

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo Schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti (vedi fig. 5.1.4), applicati in asse alle corsie convenzionali individuate secondo i criteri individuati al §5.1.3.3.5

Per verifiche locali si deve considerare, se più gravoso, il modello costituito dall'asse singolo dello schema di carico 2, isolato e con carico al 70% (vedi fig.5.1.4).

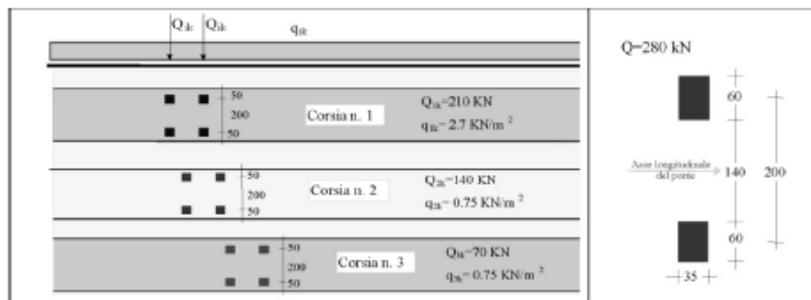


Fig. 5.1.4 - Modello di carico di fatica 1

Modello di carico 2

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello di carico di fatica semplificato 1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico di fatica 2, rappresentato nella Tab. 5.1.VII; applicato al centro della corsia convenzionale n. 1, che è quella che determina gli effetti più severi nel dettaglio in esame

Il modello di carico 2 non considera gli effetti di più corsie caricate sull'impalcato in esame. Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, per l'applicazione di questo modello si deve disporre di dati supplementari, reperibili o da letteratura tecnica consolidata o a seguito di studi specifici.

Tab. 5.1.VII - Modello di carico di fatica 2 – veicoli frequenti

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.DX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$.

Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

Le verifiche devono essere condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di carico di fatica semplificato 3, riportato in Fig. 5.1.5, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN, o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di carico di fatica 4, riportato in Tab. 5.1.VIII, ove è rappresentata anche la percentuale di veicoli da considerare, in funzione del traffico interessante la strada servita dal ponte.

I veicoli dei modelli di carico di fatica 3 o 4 possono essere applicati in asse alle corsie convenzionali determinate in accordo con il §5.1.3.3.5. È possibile, tuttavia, adottare disposizioni più favorevoli dei veicoli, considerando che il flusso avvenga per il 10% sulle corsie convenzionali e per il 90% sulle corsie fisiche. La posizione dei veicoli sulle corsie fisiche dovrà essere tale da determinare gli effetti più severi nel dettaglio in esame.

I tipi di pneumatico da considerare per i diversi veicoli e le dimensioni delle relative impronte sono riportati nella Tab. 5.1.IX.

In assenza di studi specifici, per verifiche di danneggiamento, si deve considerare sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica, dedotto dalla Tab. 5.1.X.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si deve far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

Il modello di carico di fatica 3, considerato in asse alla corsia convenzionale, può essere utilizzato per le verifiche col metodo λ , o metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente. Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello di carico di fatica 3, si può far riferimento alle norme UNI EN1992-2, UNI EN1993-2 ed UNI EN1994-2.

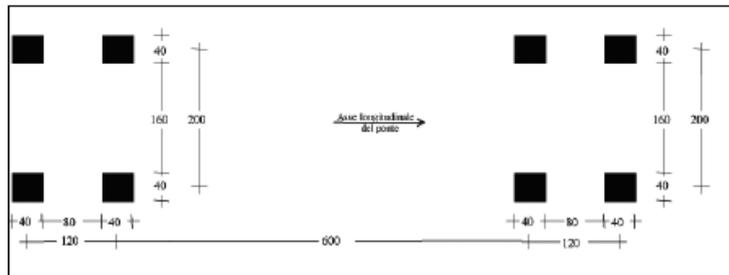
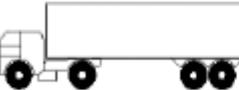
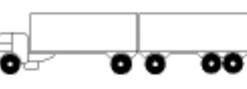
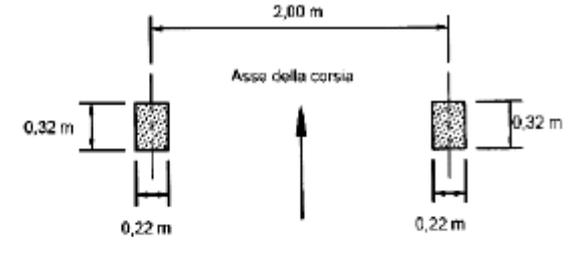
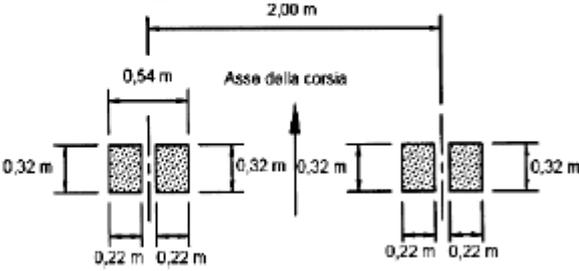
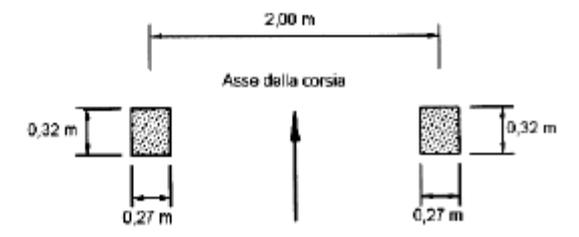


Fig. 5.1.5 - Modello di carico di fatica 3

Tab. 5.1.VIII - Modello di carico di fatica 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	COMPOSIZIONE DEL TRAFFICO		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Tab. 5.1.IX - Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	 <p>Diagram A shows a single axle with two wheels. The total width between the centers of the wheels is 2,00 m. The distance between the centers of the two wheels is 0,22 m. The width of each wheel is 0,32 m. An arrow labeled "Asse della corsia" points upwards from the center of the axle.</p>
B	 <p>Diagram B shows a tandem axle with four wheels. The total width between the centers of the outermost wheels is 2,00 m. The distance between the centers of the two wheels on each axle is 0,22 m. The width of each wheel is 0,32 m. The distance between the centers of the two axles is 0,54 m. An arrow labeled "Asse della corsia" points upwards from the center of the tandem axle.</p>
C	 <p>Diagram C shows a single axle with two wheels. The total width between the centers of the wheels is 2,00 m. The distance between the centers of the two wheels is 0,27 m. The width of each wheel is 0,32 m. An arrow labeled "Asse della corsia" points upwards from the center of the axle.</p>

Tab. 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

Per quanto attiene i dettagli sulle curve S-N occorre fare riferimento al cap. C4.2.4.1.4.3 della Circolare Esplicativa alle NTC18:

C4.2.4.1.4.3 Curve S-N

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per $N=2 \cdot 10^6$ cicli.

Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_C$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, corrispondente a $N=5 \cdot 10^6$ cicli e dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\sigma_L$, che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per $N=10^8$ cicli.

L'equazione della curva S-N è

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= \Delta\sigma_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} && \text{per } N \leq 5 \cdot 10^6 \\ \Delta\sigma &= \Delta\sigma_D \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} && \text{per } 5 \cdot 10^6 < N \leq 10^8, \\ \Delta\sigma &= \Delta\sigma_L && \text{per } N > 10^8 \end{aligned} \quad [C4.2.94]$$

dove $m=3$, cosicchè risulta

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C \quad [C4.2.95]$$

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate in Figura C4.2.21.

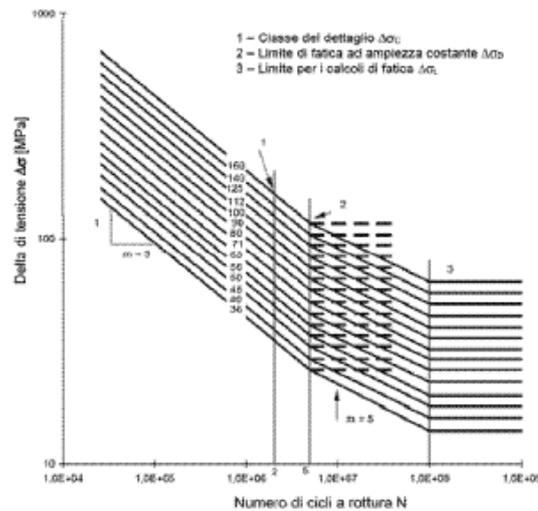


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

Le classi di resistenza a fatica per tensioni normali relative a i dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XII.a, C4.2.XII.d, C4.2.XIII, C4.2.XIV, C4.2.XV e C4.2.XVI.a, mentre in Tabella C4.2.XVII sono riportate le classi dei dettagli tipici dei carriponte. Nelle tabelle le classi relative ad alcuni dettagli sono contrassegnate con un asterisco: per questi dettagli è possibile adottare una classificazione superiore di una classe, se si assume come resistenza a fatica ad ampiezza costante quella corrispondente a 10^7 cicli (vedi Figura C4.2.22).

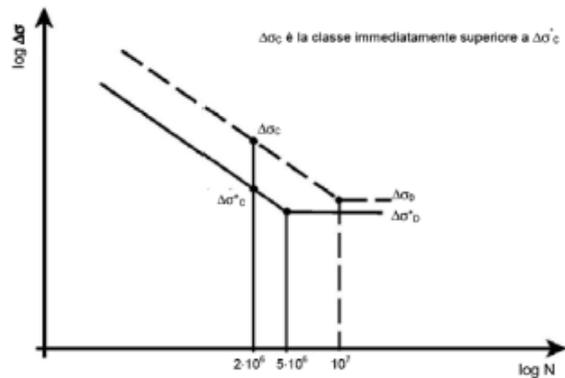


Figura C4.2.22 – Classificazione alternativa $\Delta\sigma_C$ per dettagli classificati come $\Delta\sigma_C$

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono rappresentate in Figura C4.2.23.

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\tau_C$, dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\tau_L$, corrispondente a $N=10^8$ cicli. L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\tau = \Delta\tau_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 10^8 \quad [C4.2.96]$$

$$\Delta\tau = \Delta\tau_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove $m=5$, cosicché risulta

$$\Delta\tau_L = 0,457\Delta\tau_C. \quad [C4.2.97]$$

Le classi di resistenza a fatica per tensioni tangenziali relative ai dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XII.b, C4.2.XII.c e C4.2.XVI.b.

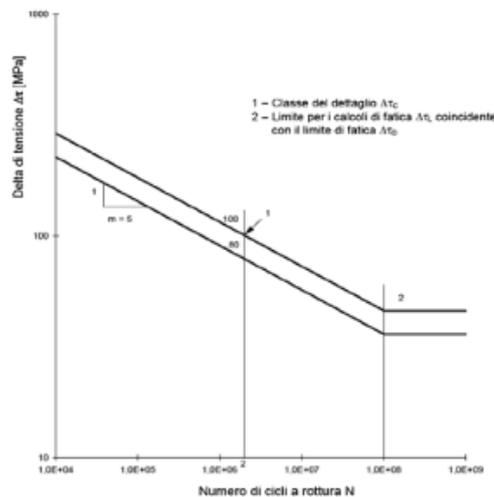


Figura C4.2.23 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

Per la resistenza dei dettagli costruttivi tipici degli impalcati a piastra ortotropa, si può far riferimento al documento UNI EN 1993-1-9.

Tabella C4.2.XII.a - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfiture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

⁽¹⁾ Classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione.

Tabella C4.2.XII.b - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVI.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Tabella C4.2.XII.c - Bulloni sollecitati a taglio ($\Delta\sigma$)

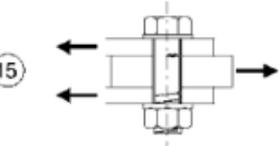
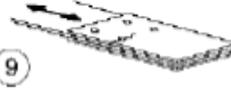
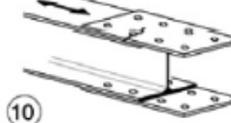
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Tabella C4.2.XII.d - Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta

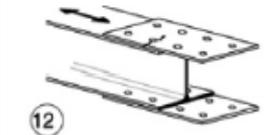
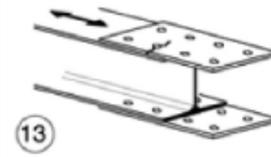
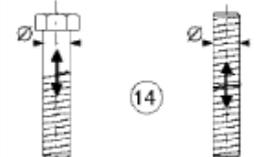
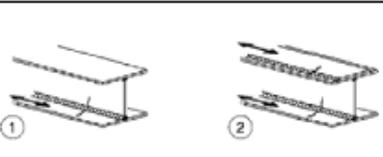
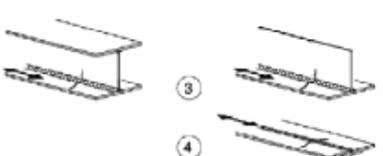
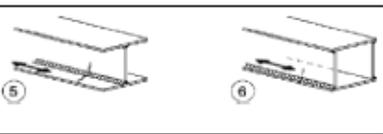
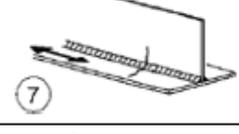
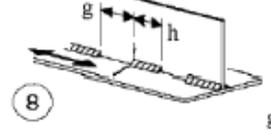
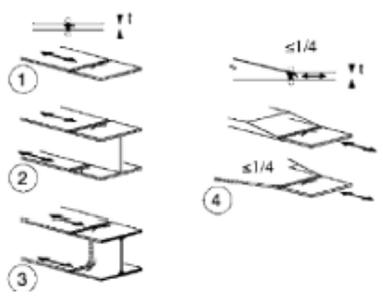
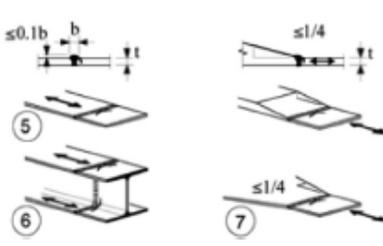
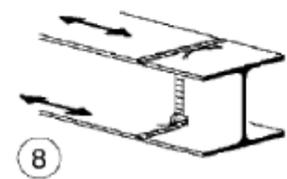
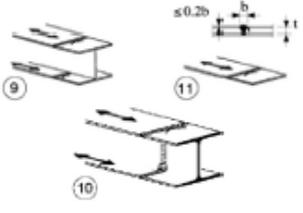
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		12) Giunti bullonati con copri giunti singoli e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		13) Giunti bullonati con copri giunti singoli o doppi con bulloni con precarico in fori di tolleranza normale. Assenza di inversioni del carico.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30/\phi)^{0,25}$	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

Tabella C4.2.XIII - Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldature longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/ripresе, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresе. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresе	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresе, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione 6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80		8) Saldatura longitudinale a cordoni d'angolo a tratti $g/h \leq 2,5$	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XV)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
140 (a) 125 (b) 90 (c)		11) Saldatura longitudinale automatica di composizione in sezioni cave circolari o rettangolari, in assenza di interruzioni/riprese	(a) Difetti entro i limiti della UNI EN 1090. Spessore $t \leq 12,5$ mm e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese

Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione (Δc)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Giunti trasversali in piatti e lamiera 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_1 = (25/t)^{0,2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi</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>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>
90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 5) Giunti trasversali in piatti e lamiera 6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 7) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_1 = (25/t)^{0,2}$	<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>
90		<p>8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_1 = (25/t)^{0,2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</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>I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenze dovute a tolleranze</p>
80		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico 10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico 11) Giunti trasversali di lamiera, piatti, profilati e travi composte <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_1 = (25/t)^{0,2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</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>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>

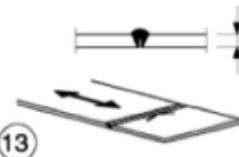
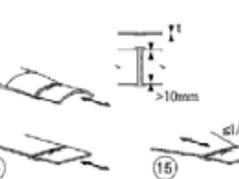
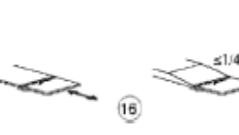
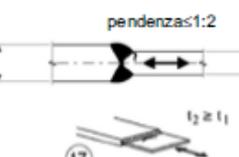
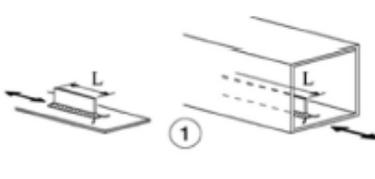
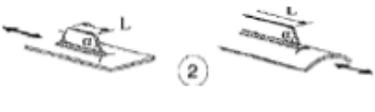
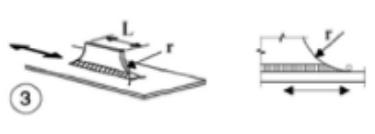
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
63		12) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico	Saldature effettuate da entrambi i lati Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi
71 (36)		13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi. Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$ In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di t	Saldature senza piatto di sostegno Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi
71		Saldature su piatto di sostegno 14) Giunti trasversali in piatte e lamiere 15) Giunti trasversali di lamiere e piatte con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$	I cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno devono terminare a più di 10 mm dai bordi dell'elemento e devono essere interni alla saldatura di testa
50		16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$	Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento
71		17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati Per spessori $t_1 > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t_1)^{0.2}$	Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente $k_{se} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}} \right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_s , quando $t_1 > 25$ mm

Tabella C4.2.XV - Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati (Aa)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		Attacchi saldati longitudinali 1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco (a) $L \leq 50$ mm (b) $50 < L \leq 80$ mm (c) $80 < L \leq 100$ mm (d) $L > 100$ mm	Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6
71		2) Attacchi saldati longitudinali a piatti o tubi con $L > 100$ mm e $\alpha < 45^\circ$	
80		3) Fazzoletti d'attacco saldati a piatti o tubi con cordoni d'angolo longitudinali e dotati di raccordo di transizione terminale di raggio r. La parte terminale dei cordoni deve essere rinforzata, cioè a piena penetrazione, per una lunghezza maggiore di r. $r > 150$ mm	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura

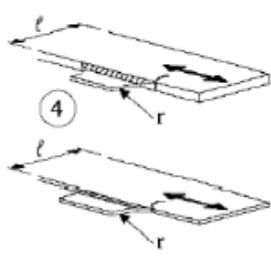
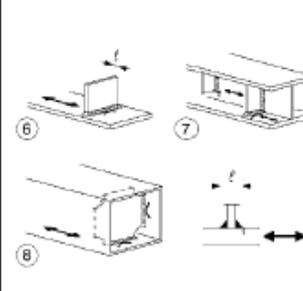
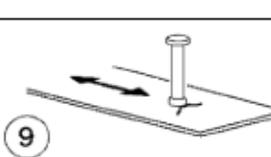
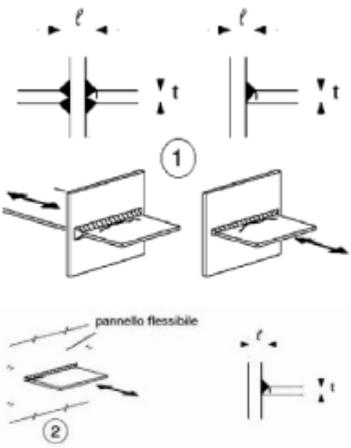
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
90 (a) 71 (b) 50 (c)		4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r. La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3). La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r. (a) $r \geq L/3$ o $r > 150$ mm (b) $L/3 > r \geq L/6$ (c) $r < L/6$	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura
40		5) Come saldato, senza raccordo di transizione	
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, Δr deve essere calcolato usando le tensioni principali
80		9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra	

Tabella C4.2.XVI.a - Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione</p> <p>2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi</p> <p>(b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi</p> <p>(c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi</p> <p>(d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi</p> <p>(d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm</p> <p>(e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm</p> <p>(e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm</p> <p>(f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm</p> <p>(f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm</p> <p>(g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm</p>	<p>1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090</p> <p>2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k,</p> <p>1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>

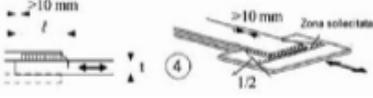
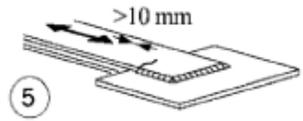
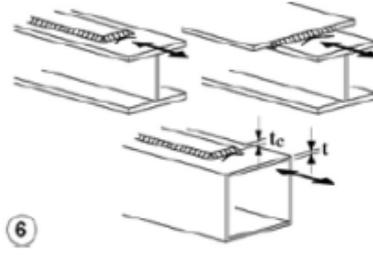
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		Giunti a croce o a T 3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione	Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia
come dettaglio 1		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica della piastra principale)	$\Delta\sigma$ nella piastra principale deve essere calcolato considerando l'area indicata in figura (diffusione con pendenza 1:2) Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4.2.XVI.b)
45*		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica degli elementi sovrapposti)	$\Delta\sigma$ è riferito agli elementi sovrapposti Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4.2.XVI.b)
56* (a) 50 (b) 45 (c) 40 (d) 36 (e)		Copriungione di travi e travi composte 6) Zone terminali di copriungione saldati singoli o multipli, con o senza cordoni terminali trasversali (a) $t_c < t_e \leq 20$ mm (b) $t_c < t_e \ 20 < t \leq 30$ mm (c) $t_c \geq t_e \ 20 < t \leq 30$ mm (d) $t_c < t_e \ 30 < t \leq 50$ mm (e) $t_c \geq t_e \ 30 < t \leq 50$ mm	Se il copriungione è più largo della fangia occorre eseguire un cordone terminale trasversale, che deve essere accuratamente molato per eliminare le incisioni marginali La lunghezza minima del copriungione è 300 mm
56		Copriungione di travi e travi composte 7) Zone terminali di copriungione saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima $5 t_c$	Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato Se $t_c > 20$ mm, il raccordo, di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del copriungione

Tabella C4.2.XVI.b - Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\tau$)

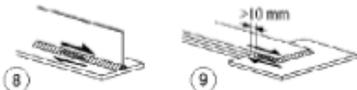
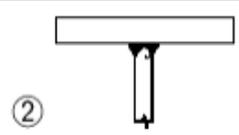
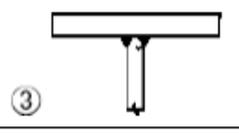
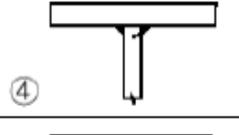
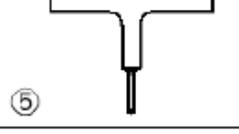
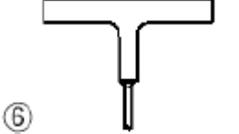
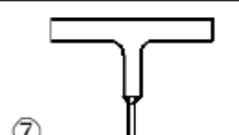
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra

Tabella C4.2.XVII - Dettagli costruttivi e resistenza a fatica per le vie di corsa di carriponte

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Sezioni laminati ad I o H	La classe è relativa al delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
71		2) Saldatura a piena penetrazione a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		3) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		4) Saldature a cordone d'angolo	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
71		5) Saldatura a T a piena penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		6) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		7) Saldatura a T a cordoni d'angolo tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota

C4.2.4.1.4.4 Curva S-N per connettori a piolo

La curva S-N per connettori a piolo sollecitati a taglio delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è rappresentata in Figura C4.2.24 ed è caratterizzata dall'assenza di limite di fatica. La pendenza della curva è $m = 8$ e la classe del particolare per calcestruzzo normale è $\Delta\tau_c = 90$ MPa.

Per calcestruzzi leggeri la classe si riduce, in funzione del limite superiore della densità della classe di appartenenza, ρ , espresso in kg/m^3 , a

$$\Delta\tau_c = 90 \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \text{ MPa} \quad [C4.2.98]$$

Le tensioni tangenziali devono essere valutate in riferimento alla sezione nominale del connettore.

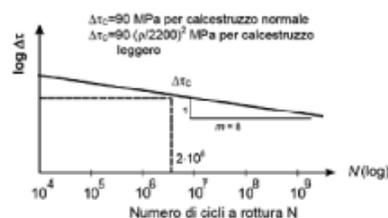


Figura C4.2.24 – Curva S-N per connettori a piolo

C4.2.4.1.4.5 Metodi di verifica

Nelle verifiche a fatica le tensioni da considerare devono essere coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Di solito, le curve S-N dei dettagli costruttivi riportate nelle normative sono riferite alle *tensioni nominali* e pertanto ad esse si deve generalmente far riferimento. Per dettagli costruttivi particolarmente complessi o innovativi, per i quali si proceda ad uno studio

ad hoc, potrebbe essere necessario riferirsi alle *tensioni di picco*, misurate o determinate con specifici protocolli sperimentali. In questo caso, le tensioni debbono essere calcolate per via teorica o numerica con le stesse modalità adottate sperimentalmente.

Nell'associare al dettaglio in esame la corrispondente curva S-N di resistenza a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici di distensione, sulla base della letteratura consolidata o di adeguata sperimentazione.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni *geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nel caso di verifica a danneggiamento, sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante, $\Delta\sigma_{eq,d}$ (o $\Delta\tau_{eq,d}$), in grado di produrre, nello stesso numero di cicli, $n_{tot} = \sum n_i$, un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale $\Delta\sigma_{E,d}$ in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

Nel caso di variazioni simultanee di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nel caso di variazioni non simultanee del campo di tensioni normali e tangenziali si potranno sommare i danneggiamenti D_σ e D_τ prodotti dai cicli di tensione normale e dai cicli di tensione tangenziale, valutati separatamente con la formula [4.2.57] del § 4.2.4.1.4 delle NTC, controllando che

$$D = D_\sigma + D_\tau \leq 1,0 \quad [C4.2.99]$$

C4.2.4.1.4.6 Influenza dello spessore

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile, la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \quad [C4.2.100]$$

dove il coefficiente riduttivo k_s dipende dal dettaglio strutturale considerato ed i cui valori indicativi sono indicati, per alcuni dettagli costruttivi, nel documento UNI EN 1993-1-9.

Si procede ora al calcolo di verifica a fatica.

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$.

Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

La verifica a fatica consiste nel verificare che sia:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_{Mf} \quad [4.2.54]$$

essendo

Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_{Mf} = 1$;

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_{Mf} il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.XI.

Tab. 4.2.XI - Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Si definiscono strutture poco sensibili alla rottura per fatica quelle in cui si verificano tutte le seguenti circostanze:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili e riparabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

Nel caso presente si ha:

- Struttura poco sensibile
- Conseguenze significative

$$\rightarrow \gamma_{Mf} = 1.15$$

Le verifiche vengono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di carico di fatica semplificato 3 costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN

Le curve S-N sono funzione della classe del dettaglio considerato e riportano su un piano bi-logaritmico

$\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ la resistenza del dettaglio considerato in funzione del numero di cicli a rottura N. L'equazione della curva S-N:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \text{ per } N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_D \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} \text{ per } 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_L \text{ per } N > 10^8$$

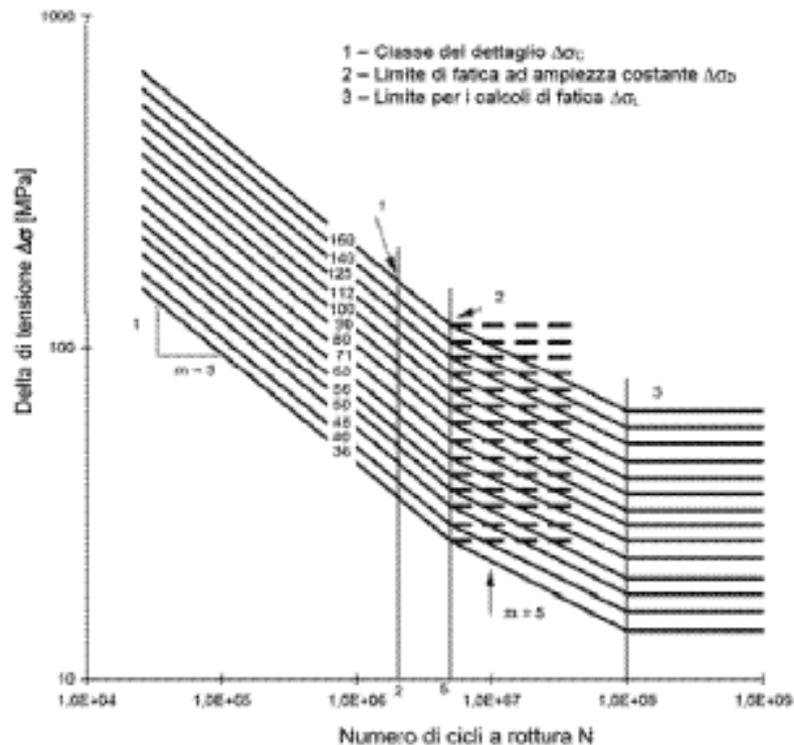


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

Le curve S-N sono caratterizzate da un limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$ corrispondente ad un numero di cicli pari a $N=5 \cdot 10^6$ calcolabile con la seguente relazione:

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

Il limite per i calcoli a fatica $\Delta\sigma_L$ si trova in corrispondenza di un numero di cicli $N=10^8$ ed è calcolabile con la seguente relazione:

$$\Delta\sigma_L = 0.549 \Delta\sigma_c$$

$\Delta\sigma_c$ è la classe di resistenza del singolo dettaglio e ne rappresenta la resistenza a fatica.

1.2.1 SPETTRI DI CARICO

Per valutare la ciclicità dei carichi, cioè il numero di ripetizioni in un intervallo di tempo predefinito, si fa ricorso ai cosiddetti spettri di carico. La normativa da libera scelta nell'individuazione dello spettro di carico più idoneo da utilizzare nella verifica. Questi possono essere ricavati mediante studi specifici, dedotti da normative di comprovata validità o possono essere spettri di carichi reali ricavati dall'effettiva registrazione delle azioni cicliche. Nell'ultimo caso citato la normativa suggerisce che qualora lo spettro di carico effettivo sia complicato a tal punto da non poter essere impiegato facilmente nelle verifiche si può sostituire con uno spettro convenzionale in grado di riprodurre il danneggiamento a fatica e il massimo livello di escursione delle tensioni prodotte dallo spettro di carico effettivo.

Per le seguenti verifiche a fatica sono stati impiegati gli spettri di carico riportati dalle NTC18. Si riporta di seguito la verifica a fatica per danneggiamento avendo ipotizzato che l'opera sia soggetta a programmate operazioni di ispezione e manutenzione.

1.2.2 VERIFICA A DANNEGGIAMENTO

Vengono eseguite le verifiche a danneggiamento per i dettagli considerati, adottando la relazione di Palmgre-Miner:

$$D = \sum_i^n \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

- n_i il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico delle verifiche a danneggiamento;

- N_i il numero di cicli a rottura di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio

Il numero di ripetizioni del carico n_i è riportato nella tabella 5.1.X:

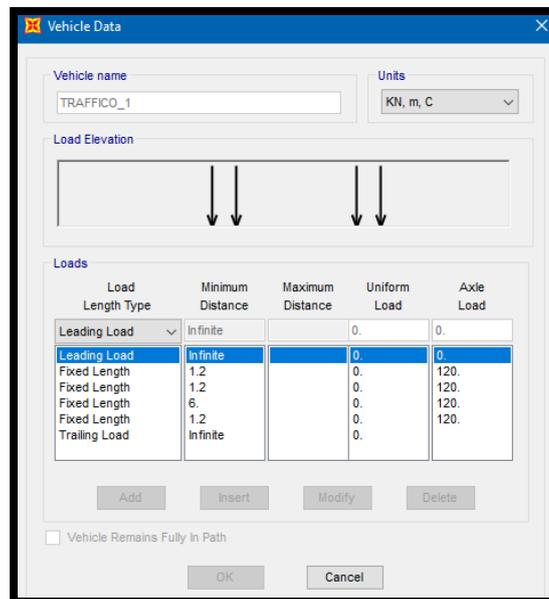
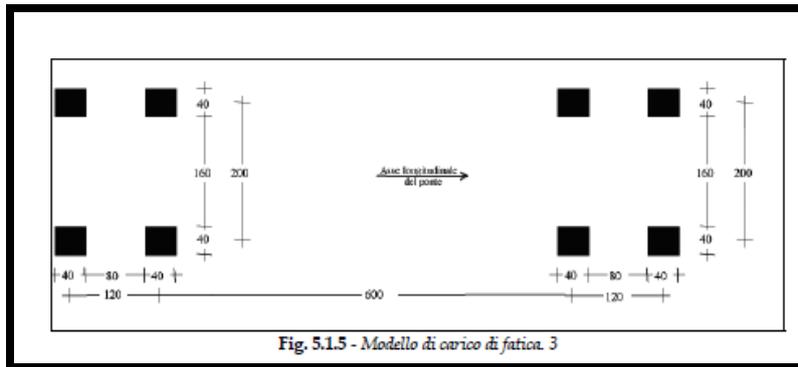
Tab. 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

Nel presente caso la categoria di traffico è la numero 2, quindi $n_i=0.5*10^6$

1.2.3 MODELLAZIONE FEM TRAMITE SAP2000

E' stato realizzato un ulteriore modello di calcolo nel quale sono state implementate la condizione di carico relativa al modello a fatica 3, ottenuto procedendo ad inserire le corsie di carico caratterizzate dal carico distribuito nullo e da doppio carico tandem disposto in modo tale da rappresentare la condizione più sfavorevole. Per soddisfare quest'ultima condizione si è ricorso alla funzione propria di SAP2000 che permette di definire nel modello delle corsie di carico (path) e dei carichi viaggianti su di esse:



Le corsie vengono applicate ad elementi frame (trave fittizia).

Nota:

la combinazione di carico per fatica prevede i soli carichi mobili caratteristici

Di seguito si riportano i dati estrapolati dalla trave più cementata.

La verifica a fatica viene effettuata sui seguenti dettagli:

- bullonature
- Saldature dei pioli sull'ala superiore
- Piatti saldati di collegamento Trave-Trasversi

Dalle tabelle sopra riportate è possibile estrarre la classe di dettaglio $\Delta\sigma_c$ (MPa), indice della resistenza a fatica di riferimento per il dettaglio considerato.

In questa fase progettuale si tiene conto delle seguenti eventualità:

Condizioni	
DANNEGGIAMENTO ACCETTABILE	CONSEGUENZE SIGNIFICATIVE

→ $\gamma_{Mf}=1.15$.

L'escursione massima di tensione ricavata dall'applicazione del modello di carico a fatica 3 è stata riscontrata alla progressiva $x=24$ m (campata centrale $L=45$ m) e risultata essere pari a: $\Delta\sigma_{MAX}= 35.6$ MPa

$\Delta\sigma_{d,MAX} = \gamma_{Mf}\Delta\sigma_{MAX} = 1.15 * 35.6 = 40.9$ MPa

Per la verifica a danneggiamento si deve individuare il numero di cicli N_i a rottura con ampiezza determinata dall'escursione massima di tensione $\Delta\sigma_{i,d}$ ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio. A tal fine è sufficiente ricavare il valore del numero di cicli N_i dall'equazione della curva S-N per n_i (numero di cicli indotti dallo spettro di carico) pari a $5E5$:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c * \left(\frac{2*10^6}{N_i}\right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{Per } N_i \leq 5 * 10^6$$

$$N_i = \left(\frac{\Delta\sigma_c}{\Delta\sigma}\right)^m * 2 * 10^6$$

La verifica risulta soddisfatta per $D = n_i/N_i \leq 1$

La tabella seguente riporta le verifiche del caso, tutte ampiamente soddisfatte

VERIFICA A FATICA											
$\sigma_{c,max}$	σ_s	σ_{a,ali_sup}	$\Delta\sigma_{a,ali_sup}$	σ_{a,an_sup}	$\Delta\sigma_{a,an_sup}$	σ_{a,an_inf}	$\Delta\sigma_{a,an_inf}$	σ_{a,ali_inf}	$\Delta\sigma_{a,ali_inf}$	τ	$\Delta\sigma_{a,ali_sup}$
(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tens.cls,max	Tens.arm. Soletta	Tens.acc. ala sup	Variatione tens. ala sup.	Tens.acc. anima sup	Variatione tens. anima sup.	Tens.acc. ala inf.	Variatione tens. anima inf.	Tens.acc. anima inf.	Variatione tens. ali inf.	Tens.taglio anima	Variatione tens. anima sup.
ΔMAX_{ass}	27,11	ΔMAX	15,52	ΔMAX	14,85	ΔMAX	25,13	ΔMAX	26,78	ΔMAX	9,72
		ΔMIN	-15,53	ΔMIN	-14,86	ΔMIN	-25,42	ΔMIN	-27,11	ΔMIN	-9,77
n_i	$\Delta\sigma_{max}$	Condizioni (tab. 4.2.IX)		γ	m	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{max,d}$	N_i	D
(-)	(MPa)			(-)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
Tens.	Tens.	DANNEGGIAMENT O ACCETTABILE	CONSEGUENZE SIGNIFICATIVE	Coeff. sic. verif. a fatica	Tens.	classe di dettaglio giunti bullonati	$\Delta\sigma D=0.737 \Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma L=0.549 \Delta\sigma_c$	Tens.	Tens.	Tens.
5,00E+05	27,1			1,15	3	90	66,33	49,41	31,2	48.100.875	0,010
$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \text{ per } N \leq 5 \cdot 10^6$ $\Delta\sigma = \Delta\sigma_D \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} \text{ per } 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$ $\Delta\sigma = \Delta\sigma_L \text{ per } N > 10^8$ $D = \sum_i^n \frac{n_i}{N_i} \leq 1$						$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{max,d}$	N_i	D
						(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
						classe di dettaglio saldatura pioli	$\Delta\sigma D=0.737 \Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma L=0.549 \Delta\sigma_c$	Tens.	Tens.	Tens.
						80	58,96	43,92	31,2	33.782.782	0,015
						$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{max,d}$	N_i	D
						(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
						classe di dettaglio irrigidim. Saldati	$\Delta\sigma D=0.737 \Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma L=0.549 \Delta\sigma_c$	Tens.	Tens.	Tens.
						80	58,96	43,92	31,2	33.782.782	0,015

PROGETTAZIONE ATI:

8. PILA

8.1. PREDIMENSIONAMENTO

Come riportato al par. 7.9.2.1 delle NTC18, occorre limitare il valore delle tensioni sulle pile (cfr. diagramma andamento della duttilità all'aumentare della sollecitazioni assiali nelle combinazioni di pressoflessione):

Per gli elementi duttili di calcestruzzo armato i valori di q_0 della Tab. 7.3. II valgono solo se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k , ottenuta dividendo lo sforzo di progetto N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed}/A_c f_{cd}$), non eccede il valore 0,3.

Per un buon predimensionamento delle sottostrutture è quindi consigliabile attestarsi su valori di v_k contenuti; in questa fase si pone:

$$v_k = N_{Ed}/(A_c f_{cd}) < 30\%$$

I valori di sollecitazione N sono ottenuti dal modello SAP in condizioni sismiche (ponte isolato):

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	25,00	1,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-8761	1114	889	7	7792	7968
MIN N	21,00	0,00	XXX_INV_SLV	Combination	-21551	-204	-720	-6	-11130	-2206
MAX M2	21,00	0,00	XXX_INV_SLV	Combination	-16486	206	719	6	16648	2221
MIN M2	21,00	0,00	XXX_INV_SLV	Combination	-21551	-204	915	-6	-11130	-2206
MAX M3	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-10525	1215	915	-8	10177	11286
MIN M3	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-13793	-1215	-915	-8	10177	-11281
MAX V2	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-10525	1215	915	8	10177	-11281
MIN V2	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-13793	-1215	-915	-8	-10178	-11281
MAX V3	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-10525	1215	915	8	10177	11286
MIN V3	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-13793	-1215	-915	-8	-10178	-11281
MAX T	25,00	0,00	XXX_INV_SLV	Combination	-14450	246	742	10	15289	2283
MIN T	4,00	0,00	XXX_INV_SLV	Combination	-20901	-245	-742	-10	-10463	-2403
e=IM2/NI	4,00	0,00	XXX_INV_SLV	Combination	-14530,72	227,49	742,56	9,30	15615,97	7967,76
e=IM3/N)	21,00	0,00	XXX_INV_SISMA	Combination	-10525,06	1215,26	915,30	7,88	10176,83	11285,58

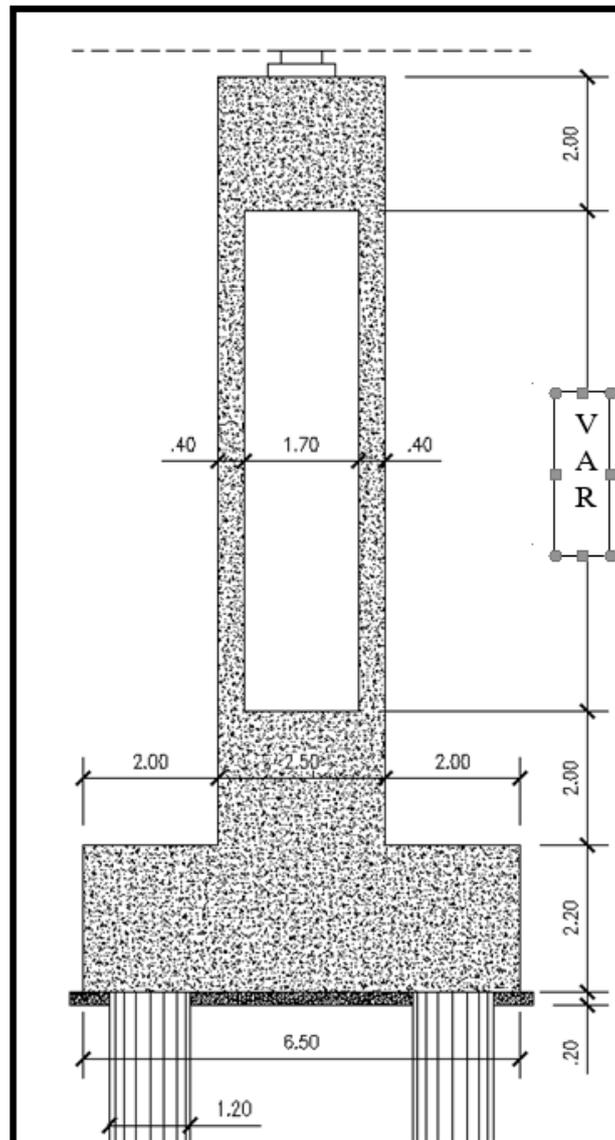
La massima reazione agente sulla pila è nell'involuppo SLU e ammonta a 221551 KN

Considerando la sezione di base della pila pari a 620x250 cm, si ha::

$$v_k = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) = 21551E3 / (6.20 * 2.50 * E6 * 19.83) = 0.07 = 7.0\% < 30\%$$

L'area della sezione cava posta a 2.0 m di quota ammonta a 7000000 mmq; volendo verificare anche il tasso di sforzo alla quota di 2.0 m, si ha:

$$(24286E3 - (6.2 * 2.5 * 2 * 25)E3) / (7000000 * 19.83) = 0.149 = 14.9\% < 30\%$$



8.2. PESO PROPRIO

Eseguito il predimensionamento, è possibile procedere al calcolo dei carichi permanenti:

Peso pulvino:	$18.25 \cdot 2.5 \cdot 25$	= 1140.62
Peso baggioli:	$3 \cdot 1.2 \cdot 0.3 \cdot 1.2$	= 1.3
Peso pila:	$(6.2 \cdot 2.5 \cdot (2+2) + 7.0 \cdot (18.5 - 2 - 2)) \cdot 25$	= 4087.5
Tot:		= 5229.4 KN

8.3. CARICHI VARIABILI

8.3.1. TEMPERATURA

Analogamente a quanto eseguito sull'implacato, sulla pila viene considerato un gradiente termico pari a:

$$\Delta T_u = \pm 30^\circ\text{C}$$

8.3.2. VENTO

Come già analizzato nel relativo capitolo, il calcolo della pressione del vento (condotto in ottemperanza al cap. 3.3.4 delle NTC18) fornisce una pressione del vento pari a 1.1 KN/mq

$$\text{Sup. pulvino: } 18.25 \text{ mq} \quad \rightarrow F_{v,\text{pulv}} = 18.25 \cdot 1.23 = 22.44 \text{ KN}$$

$$\text{Sup. pila: } 102.3 \text{ mq} \quad \rightarrow F_{v,\text{pila}} = 102.3 \cdot 1.23 = 125.83 \text{ KN}$$

(7.6 KN/m sul lato 6.2 m; 3.07 KN/m sul lato 2.5 m)

8.3.3. AZIONE SISMICA

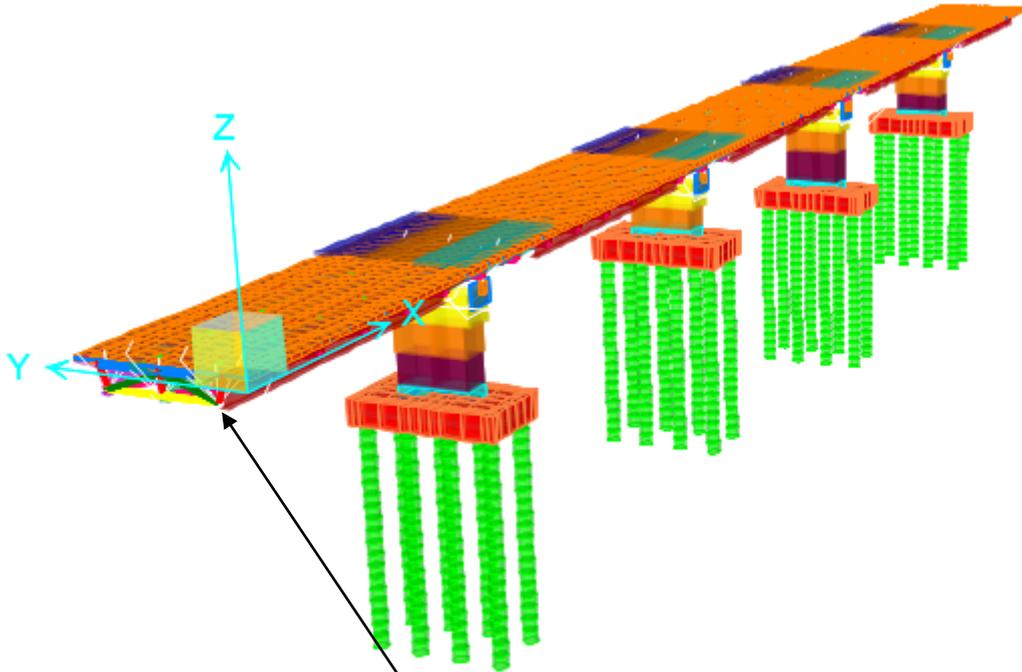
Per l'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 5.8

8.3.4. COMBINAZIONE SISMICA

Per l'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 5.9

8.4. MODELLAZIONE

La modellazione ha previsto l'utilizzo di ulteriori elementi di tipo Nlink per simulare i vincoli interni unidirezionali e multidirezionali (isolatori)



Link/Support Property Data

Link/Support Type: Friction Isolator

Property Name: Set Default Name

Property Notes: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass	<input type="text" value="5.0"/>	Rotational Inertia 1	<input type="text" value="0.0"/>
Weight	<input type="text" value="0.0"/>	Rotational Inertia 2	<input type="text" value="0.0"/>
		Rotational Inertia 3	<input type="text" value="0.0"/>

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring:

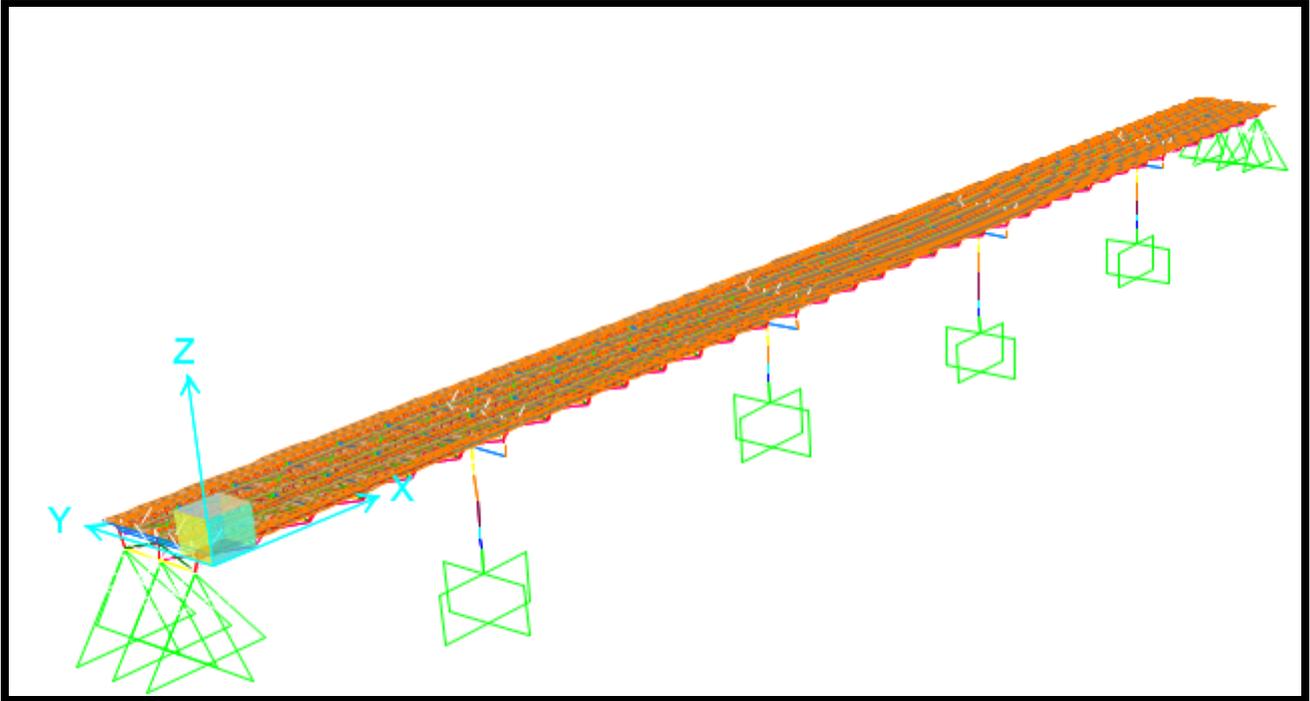
Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

Directional Properties			P-Delta Parameters
Direction	Fixed	NonLinear	Advanced...
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	OK Cancel
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Fix All Clear All

8.5. ANALISI MODALE

Le tabelle seguenti riportano i periodi propri della struttura con le corrispondenti masse partecipanti. Le tabelle sono corredate delle deformate modali principali.

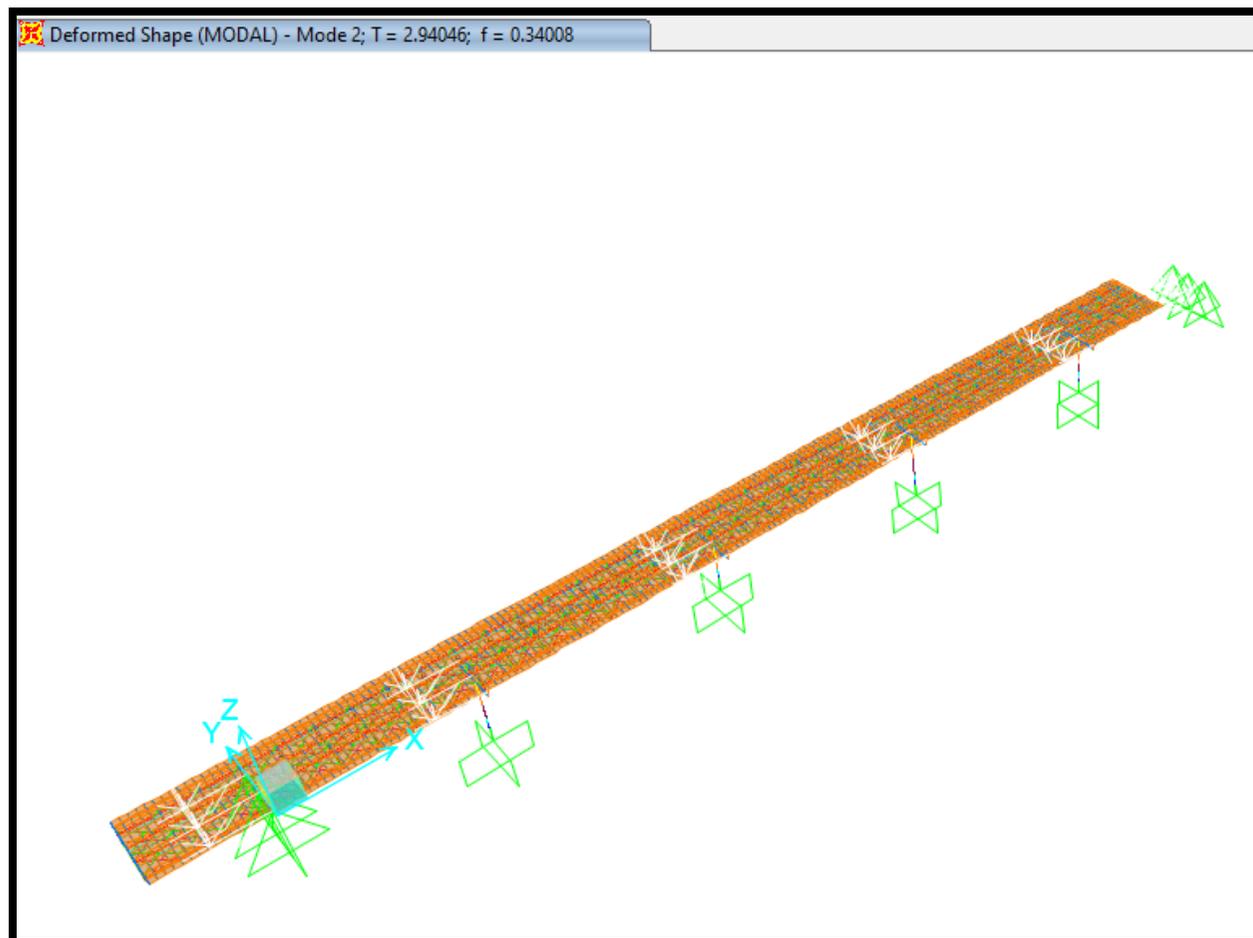


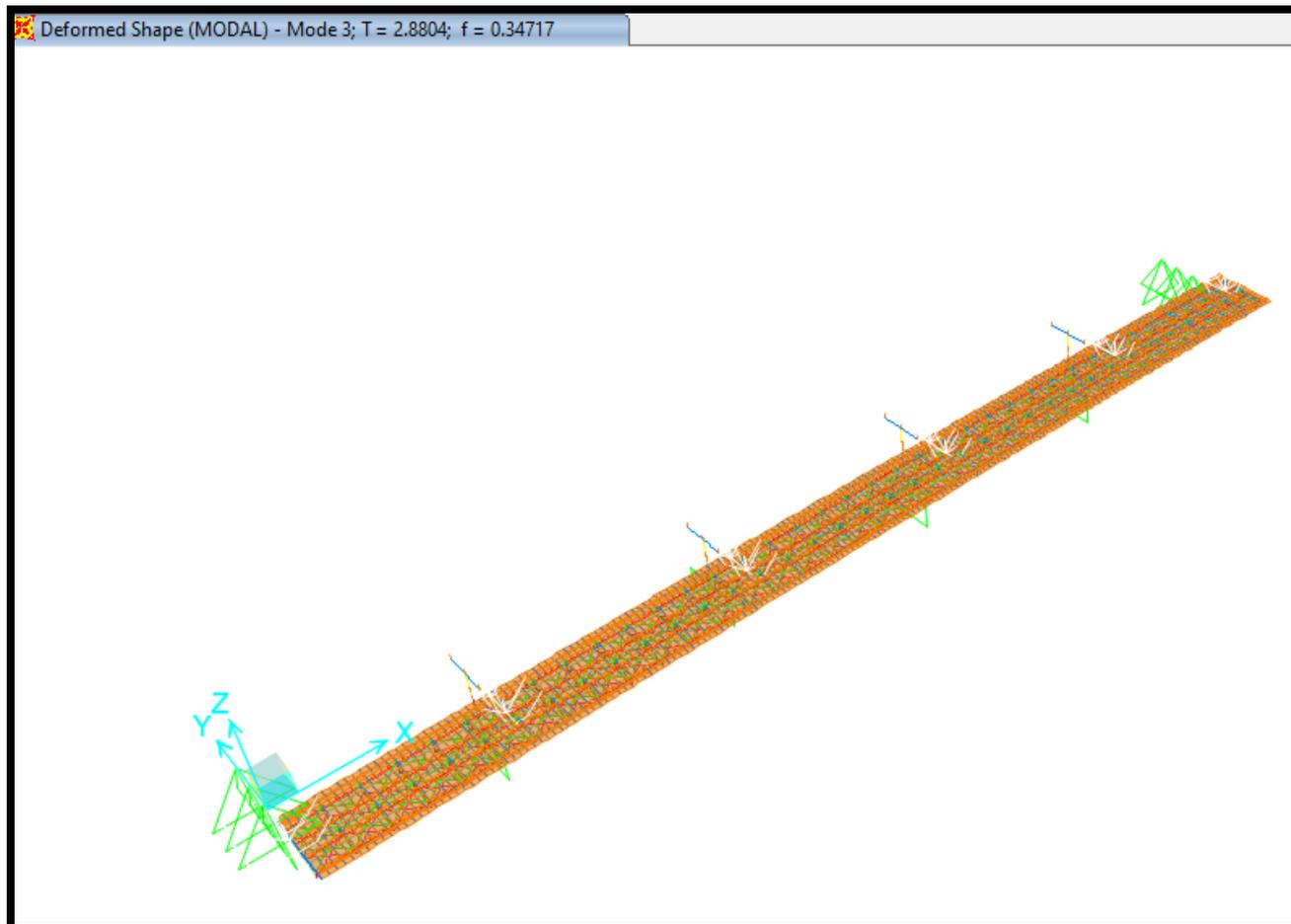
Nei primi 210 modi viene eccitata oltre l'85% della massa su X ed Y ed circa il 70% della massa su Z. Sono stati considerati 500 modi; di seguito si riporta la tabella dei primi 25 modi:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.36	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
MODAL	Mode	2	2.94	79.0%	0.0%	0.0%	79.0%	0.0%	0.0%
MODAL	Mode	3	2.88	0.0%	78.9%	0.0%	79.0%	78.9%	0.0%
MODAL	Mode	4	0.69	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	0.0%
MODAL	Mode	5	0.35	0.0%	0.0%	0.3%	79.0%	78.9%	0.3%
MODAL	Mode	6	0.30	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	0.3%
MODAL	Mode	7	0.27	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	0.3%
MODAL	Mode	8	0.25	0.0%	0.0%	18.1%	79.0%	78.9%	18.4%
MODAL	Mode	9	0.21	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	18.4%
MODAL	Mode	10	0.20	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	18.4%
MODAL	Mode	11	0.19	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	18.4%
MODAL	Mode	12	0.19	0.0%	0.0%	1.1%	79.0%	78.9%	19.4%
MODAL	Mode	13	0.18	0.0%	0.0%	40.1%	79.0%	78.9%	59.5%
MODAL	Mode	14	0.15	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	59.5%
MODAL	Mode	15	0.15	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	59.5%
MODAL	Mode	16	0.14	0.0%	0.0%	0.0%	79.0%	78.9%	59.5%
MODAL	Mode	17	0.11	4.1%	0.0%	0.0%	83.1%	78.9%	59.5%
MODAL	Mode	18	0.11	0.0%	0.0%	0.0%	83.1%	78.9%	59.5%
MODAL	Mode	19	0.10	0.0%	0.0%	0.0%	83.1%	79.0%	59.5%
MODAL	Mode	20	0.10	0.0%	0.0%	0.2%	83.1%	79.0%	59.7%
MODAL	Mode	21	0.10	0.0%	0.0%	0.0%	83.1%	79.0%	59.8%
MODAL	Mode	22	0.09	0.0%	0.0%	0.0%	83.1%	79.0%	59.8%
MODAL	Mode	23	0.09	0.0%	0.0%	0.0%	83.1%	79.0%	59.8%
MODAL	Mode	24	0.09	0.0%	0.0%	0.0%	83.1%	79.0%	59.8%
MODAL	Mode	25	0.09	0.0%	0.1%	0.0%	83.1%	79.0%	59.8%

PROGETTAZIONE ATI:

PNC - PNRR: PIANO NAZIONALE COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA NEI TERRITORI COLPITI DAL SISMA 2009-2016, SUB-MISURA A4, "INVESTIMENTI SULLA RETE STRADALE STATALE"
LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO LUNGO LA S.S. N. 502 "CINGOLI" - S.S. N. 78 "PICENA" - BELFORTE DEL CHIANTI - SARNANO
OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI - RELAZIONE DI CALCOLO





8.6. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PILA

La tabella seguente riporta le massime ennuple contemporanee agenti sugli elementi più cementati delle pile.

Nota:

è stato imposto al solutore una zona rigida automatica pari alla zona di sovrapposizione degli assi pila-pulvino e pila-fondazione.

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	25,00	1,00	SISMA_3_T	Combination	-8761	360	273	3	2411	2600
MIN N	21,00	0,00	INV_SLV_1	Combination	-21551	-204	-439	-6	-7843	-2206
MAX M2	21,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-16576	159	719	6	16648	1716
MIN M2	21,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-20397	-158	279	-6	-11130	-1700
MAX M3	21,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-11646	1215	279	-2	3096	11286
MIN M3	21,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-12672	-1215	-279	-2	3096	-11281
MAX V2	21,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-11646	1215	279	2	3096	-11281
MIN V2	21,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-12672	-1215	-279	-2	-3097	-11281
MAX V3	21,00	0,00	SISMA_2_T	Combination	-11638	372	915	8	10177	3464
MIN V3	21,00	0,00	SISMA_2_T	Combination	-12680	-371	-915	-8	-10178	-3459
MAX T	25,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-14891	199	742	10	15289	1849
MIN T	4,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-19808	-199	-742	-10	-10463	-1945
e=IM2/NI	4,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-14976,80	180,91	742,56	9,30	15615,97	2599,59
e=IM3/N)	21,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-11645,60	1215,26	278,83	2,37	3095,97	11285,58

8.7. PROGETTO PILE

Le pile devono essere verificate agli stati limite ultimi e di esercizio; per quanto attiene i primi, verranno riportate le verifiche flessionali e taglianti. Per gli stati limite di esercizio verranno effettuate le verifiche tensionali e di fessurazione.

Si riportano di seguito le prescrizioni normative utili al calcolo:

7.9.4. ANALISI STRUTTURALE

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone dissipative per effetto delle non linearità geometriche può essere preso in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad [7.9.3]$$

dove d_{Ed} è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 ed N_{Ed} è la forza assiale di progetto.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo *SLC* si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo *SLV*.

7.9.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le indicazioni successive si applicano agli elementi strutturali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza e verifiche di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovraresistenza γ_{Rd} da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono calcolati mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2 q \geq 1 \quad [7.9.7]$$

nella quale q è il valore del fattore di comportamento utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato, qualora il rapporto v_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1 + 2 (v_k - 0,1)^2$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dalle capacità flessionali amplificate, incrementate dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ottenute con il criterio della progettazione in capacità, si indicano con l'indice "prc", ad es. F_{prc} .

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Alle azioni sismiche, cui la spalla o la pila devono resistere come strutture a sé stanti, sono da aggiungere le forze parassite trasmesse per attrito dagli appoggi mobili o elastomerici che non assolvono la funzione di isolamento ai sensi del § 7.10, che devono essere maggiorate di un fattore pari a 1,30.

Le forze parassite trasmesse dagli appoggi o le coazioni indotte nella struttura dalle azioni variabili o permanenti potranno essere trascurate per le opere aventi elementi strutturali che raggiungono la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU*, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

7.9.5.1 PILE

Per le pile in acciaio, si rimanda ai criteri del § 7.5.

Per le pile in calcestruzzo armato, si applicano i criteri appresso indicati.

7.9.5.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Presso-flessione

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di zone dissipative, la domanda a presso-flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

Per i ponti in CD "A" ed in CD "B" la domanda a compressione nelle pile non deve eccedere, rispettivamente, il 55% ed il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Nelle sezioni comprese nelle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [7.9.8]$$

nella quale:

M_{Ed} è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU* in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{prc} \leq M_{yd} \quad [7.9.9]$$

nella quale M_{prc} è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) calcolata come descritto al § 7.9.5 e M_{yd} è la capacità flessionale corrispondente alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione di cui al § 7.4.4.1.2, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Qualora, al di fuori delle zone dissipative delle pile, la domanda flessionale M_{prc} superi il valore M_{Rd} delle zone dissipative stesse, si adotta quest'ultimo al posto di M_{prc} .

C7.9.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per garantire alle pile da ponte un comportamento dissipativo, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi strutturali si adotta la progettazione in capacità. A differenza degli elementi strutturali di tutte le altre tipologie strutturali, per le quali i fattori di sovrarresistenza sono tutti riassunti nella Tabella 7.2.I, la norma fornisce un'espressione specifica per le strutture in elevazione dei ponti. Per individuare la domanda calcolata, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità a flessione delle zone dissipative e dai carichi permanenti, si utilizza, solo per i ponti, il pedice "prc".

La Circolare esplicativa illustra più chiaramente il concetto:

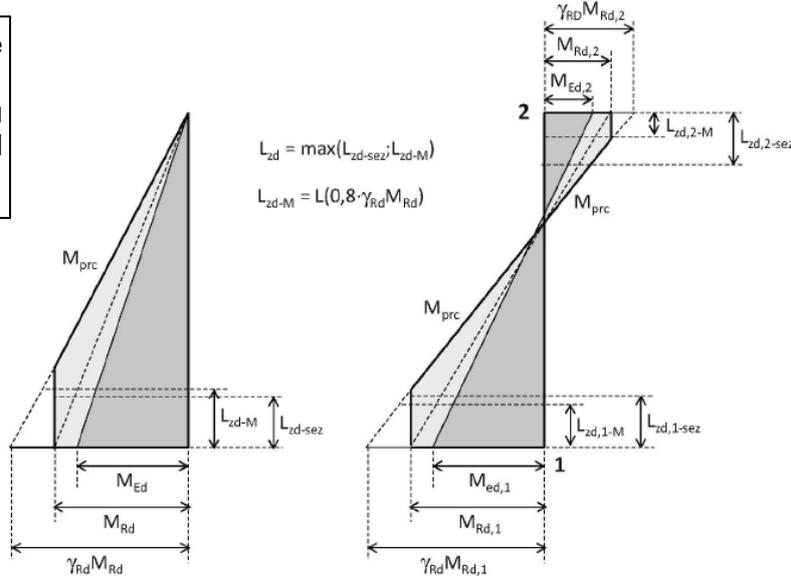


Figura C7.9.1 – Progettazione in capacità delle pile (schema a mensola e a doppio incastro)

Si specifica di seguito il significato dei simboli in Figura C7.9.1: L_{zd} = lunghezza della zona dissipativa; L_{zd-sez} = lunghezza della zona dissipativa in funzione delle dimensioni della sezione (§ 7.9.6.1.3 NTC); L_{zd-M} = lunghezza della zona dissipativa in funzione della domanda flessionale M_{prc} definita al § 7.9.5 della norma.

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila $M_{s,prc}$ e $M_{i,prc}$ e il taglio V_{prc} applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc} \quad [7.9.10a]$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / l_p \quad [7.9.10b]$$

dove l_p è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e γ_{Bd} è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi V_E e il taglio V_{prc} mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25 \quad [7.9.11]$$

La capacità a taglio delle sezioni delle pile è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5, dove il braccio delle forze interne z può essere assunto pari a 0,9d per le sezioni rettangolari piene o cave, 0,75d per le sezioni circolari piene e 0,60d per le sezioni circolari cave.

Nelle zone dissipative delle pile progettate in CD "A", l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45°.

Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo laddove sia necessaria armatura di confinamento.

Per elementi tozzi, con $\alpha < 2,0$ (vedi § 7.9.2.1), deve essere eseguita anche la verifica a scorrimento.

7.9.5.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La verifica di duttilità deve essere eseguita per le zone dissipative delle pile che richiedono armatura di confinamento come indicato al § 7.9.6.1.

Il rispetto dei dettagli costruttivi indicati al § 7.9.6.1 consente di omettere la verifica esplicita di duttilità. Quest'ultima, laddove necessaria, deve essere eseguita come indicato al § 7.4.4.1.2.

7.9.5.2 IMPALCATO

Al fine di evitare il martellamento tra diverse parti di impalcato tra loro contigue si dovranno rispettare i criteri enunciati al § 7.2.1, nella sezione "distanza fra costruzioni contigue".

Valori inferiori di tali distanze potranno essere adottati se il martellamento tra le parti produce meccanismi di rottura controllata e, compatibilmente con l'esercizio dell'infrastruttura, facilmente riparabili.

7.9.5.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLV* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto.

Le verifiche di resistenza sono in generale superflue nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, la domanda in resistenza si ottiene con i criteri della progettazione in capacità.

In particolare, in sommità della generica pila i si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{Ed} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad [7.9.12]$$

nella quale $V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi, $M_{E,i}$ il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed $M_{Rd,i}$ l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della progettazione in capacità, deve essere considerata la riduzione della sua rigidità torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.2, assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

7.9.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO

7.9.6.1 PILE

Al fine di conferire la necessaria duttilità è necessario disporre idonee armature trasversali all'interno delle zone dissipative delle pile:

- armature atte a confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- armature atte a contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Le prescrizioni sulle armature trasversali sono volte a conseguire determinati obiettivi prestazionali. Esse non determinano dei quantitativi di acciaio da sommare tra di loro, pertanto nelle zone dissipative di una pila, fermi restando i dettagli costruttivi e il passo minimo delle armature prescritti nei successivi tre paragrafi, il quantitativo di armatura trasversale è il massimo tra quelli necessari a:

- soddisfare le verifiche di resistenza a taglio;
- confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Salvo studi specifici le armature in parola sono indicate nei §§ 7.9.6.1.1, 7.9.6.1.2 e 7.9.6.1.3.

7.9.6.1.1 Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo

Le armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo non sono necessarie nei casi seguenti:

- se la sollecitazione di compressione normalizzata risulta $v_k \leq 0,08$;
- nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, purché risulti $v_k \leq 0,2$;
- nel caso di sezioni delle pile progettate in CD"A" o in CD"B" ove è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore, rispettivamente, a $\mu_\phi = 13$ o a $\mu_\phi = 7$, senza che la deformazione di compressione massima nel calcestruzzo superi il valore 0,0035.

La percentuale meccanica minima di armatura trasversale per il confinamento costituita da tiranti o staffe di forma rettangolare $\omega_{wd,r}$ è data da:

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; 0,67 \cdot \omega_{w,min}) \quad [7.9.15]$$

con:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot v_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad [7.9.16]$$

dove:

- A_c è l'area totale di calcestruzzo della sezione.
- A_{cc} è l'area del nucleo confinato della sezione.
- v_k è stato precedentemente definito.
- λ vale 0,37 per le pile progettate in CD"A" e 0,28 per le pile progettate in CD"B".
- $\omega_{w,min}$ vale 0,18 per le pile progettate in CD"A" e 0,12 per le pile progettate in CD"B".
- ρ_L è la percentuale geometrica di armatura longitudinale.

Per staffe di forma circolare, la percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data da:

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \cdot \omega_{w,req}; \omega_{w,min}) \quad [7.9.17]$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni seguenti:

- sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.18]$$

in cui:

- A_{sw} = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione
- s = interasse verticale delle armature di confinamento = S_L

- b = dimensione nel piano orizzontale del nucleo confinato di calcestruzzo misurata in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe.

- sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp} \cdot f_{yd}}{D_{sp} \cdot s \cdot f_{cd}} \quad [7.9.19]$$

in cui

- $A_{sp} \cdot D_{sp}$ = area della sezione delle barre circolari e diametro della circonferenza;
- s = interasse verticale delle armature di confinamento = S_L .

Il passo dell'armatura trasversale di confinamento lungo l'asse verticale della pila S_L deve rispettare le seguenti condizioni:

$$S_L \leq \min(6 \cdot d_{bL}; 1.5 \cdot b^*) \quad [7.9.20]$$

in cui d_{bL} è il diametro delle armature longitudinali e b^* è la dimensione minore del nucleo confinato di calcestruzzo.

In direzione trasversale la distanza S_T nel piano orizzontale tra due bracci di staffa rettangolare o tra due tiranti deve risultare:

$$S_L \leq \min\left(\frac{1}{3} \cdot b^*; 200 \text{ mm}\right) \quad [7.9.21]$$

La porzione di calcestruzzo effettivamente confinata si misura dal baricentro delle staffe di confinamento alla fibra in cui la deformazione di compressione nel conglomerato è pari al valore 0,0035/2.

7.9.6.1.2 Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse

Esse non sono necessarie nel caso di sezioni delle pile progettate in CD"B" ove sia possibile omettere l'armatura di confinamento.

Il passo dell'armatura trasversale per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse lungo l'asse verticale della pila S_L deve rispettare la seguente condizione:

$$S_L \leq 6 \cdot d_{bL} \quad [7.9.22]$$

con il significato già esposto dei simboli.

Lungo i bordi rettilinei delle sezioni l'obiettivo di trattenere le barre longitudinali può essere raggiunto in due modi alternativi:

- mediante un braccio di staffa assicurato per mezzo di tiranti intermedi disposti in posizioni alternate lungo l'asse verticale della pila.
- attraverso la sovrapposizione di più staffe chiuse disposte in modo tale che le barre verticali interne risultino alternativamente legate.

In direzione trasversale la distanza S_T nel piano orizzontale tra due bracci di staffa o tiranti deve risultare inferiore o uguale a 200 mm. Il quantitativo minimo di tiranti o bracci trasversali necessari a limitare i fenomeni d'instabilità delle barre longitudinali lungo i bordi rettilinei è fornito dalla relazione seguente:

$$\frac{A_T}{S_T} = \sum A_s \cdot f_{yk,s} \cdot \frac{1}{1.6 \cdot f_{yk,t}} \quad [7.9.23]$$

In cui:

- A_T ed S_T sono rispettivamente l'area di un braccio di staffa o tirante (in mm^2) e la distanza misurata in direzione trasversale fra i bracci dei tiranti (m).
- $\sum A_s$ è la somma delle aree delle barre verticali (in mm^2) di competenza di un braccio di staffa o tirante.
- $f_{yk,s}$ e $f_{yk,t}$ sono rispettivamente le tensioni di snervamento dell'acciaio dell'armatura verticale e delle staffe o tiranti.

7.9.6.1.3 Dettagli costruttivi per le zone dissipative

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD"A" ove risulti $v_k \leq 0,3$ è pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione del momento flettente;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%. Il diagramma dei momenti flettenti su cui computare il decremento del 20% è quello in cui il valore massimo del momento vale M_{pre} .

Per $0,3 \leq v_k \leq 0,6$ tale valore deve essere incrementato del 50%.

Per un'ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si dispone solo l'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD"B" è pari alla distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione ove risulti $M_{R,d} \leq 1,3 M_{E,d}$. Tale distanza può essere nulla.

Tutte le armature di confinamento, staffe o tiranti, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

I tiranti devono essere sempre ancorati alle staffe in prossimità delle barre verticali.

Nel caso di sezioni ove risulti $v_k \leq 0,30$ è possibile impiegare tiranti con piegature a 135° su una estremità e a 90° sull'altra estremità, purché siano alternati i versi di posa.

Tiranti con entrambe le piegature di estremità a 135° possono essere costituiti da due elementi distinti con tratti rettilinei convenientemente sovrapposti all'interno della zona centrale del nucleo di calcestruzzo.

Nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, il rapporto tra la lunghezza netta di ogni parete interna e il proprio spessore dovrà essere inferiore o uguale a 8. Per le pareti esterne tale limite vale 4. Per le pile circolari cave tale limitazione si intende riferita al diametro interno.

7.9.6.2 IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE

Ferme restando le prescrizioni inerenti le armature di cui al § 7.2.5, in conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per gli elementi costruttivi in titolo accorgimenti specifici per conferire duttilità.

8.7.1. VERIFICHE SLU

- Calcolo del fattore di comportamento q_0 e verifica del limite di compressione σ_k :

f_{yd} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	Forma Pila	Φ , pila	B	H	CD
Res. di calcolo acc.	Res. a compr. Pura	Res. cil. a comp.	Circ./ Rett.	cm	cm	cm	CDB
391,3	19,8	35,0	Rettangolare	0	620	250	
Φ , barre	Φ , staffe	copriferro	T1	Tc	Mrd	q_0	q
mm	mm	mm	sec	sec	KNm	Tab. 7.3.II	$q=q_0 \cdot Kr$
26	16	50	3,360	0,51	245951,00	$q_0 = 1,00$	1,00

NTC 7.9.2.1 - FATTORE DI COMPORTAMENTO							
Sforzo di compressione adimensionalizzato	$q_0(\sigma_k)$	$M_{ed,max}$	$M_{ed,min}$	$r_{s1,max}$	$r_{s1,min}$	$\rho = r_{s1,max}/r_{s1,min}$	Regolarità geometrica
$\sigma_k = Ned/(Ac \cdot f_{ck}) < 0,3$	$q_0(\sigma_k) = q_0 \cdot (\sigma_k / 0,3 - 1) \cdot (q_0 - 1)$	KNm	KNm	$q_0 \cdot Med/Mrd$	$q_0 \cdot Med/Mrd$	1,50	Regolare per $\rho < 2$
0,040		16647,90	-11129,53	0,07	0,07		Ponte regolare
Kr	γ_{rd} (NTC C. 7.9.5)	Domanda a compressione	Verifica	μ_d	dE,e	dE,ed	q
-	Isolatore		$f_{cd} = 19,83$	Valutaz. degli spostam. $\Delta M = d_{ed} \cdot N$ - NTC18 cap. 7.9.4 - 7.3.3.3	mm	mm	$q = q_0 \cdot Kr$
1,00	$\max(1,0; 7 + 0,2q)$		7,01%	$\min(q; 5q - 4)$	mm	mm	
	1,00	$\leq 65\%$	Verificato	1,00	2,30	2,30	1,00

- Tenendo conto del ΔM dovuto al drift in fase sismica, si ottengono i seguenti valori di progetto:

Valutaz. degli spostam. $\Delta M = d_{ed} \cdot N$ - NTC18 cap. 7.9.4 - 7.3.3.3		$d_{c,ed}$											
		2,3 mm	SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	25	1,00	SISMA 3 T	Combination	-8761	360	273	3	2432	2600			
MIN N	21	0,00	INV SLV 1	Combination	-21551	-204	-439	-6	-7893	-2207			
MAX M2	21	0,00	INV SLV 2	Combination	-16576	159	719	6	16686	1716			
MIN M2	21	0,00	INV SLV 2	Combination	-20397	-158	279	-6	-11176	-1700			
MAX M3	21	0,00	SISMA 1 T	Combination	-11646	1215	279	-2	3123	11288			
MIN M3	21	0,00	SISMA 1 T	Combination	-12672	-1215	-279	-2	3125	-11283			
MAX V2	21	0,00	SISMA 1 T	Combination	-11646	1215	279	2	3123	-11283			
MIN V2	21	0,00	SISMA 1 T	Combination	-12672	-1215	-279	-2	-3126	-11283			
MAX V3	21	0,00	SISMA 2 T	Combination	-11638	372	915	8	10204	3465			
MIN V3	21	0,00	SISMA 2 T	Combination	-12680	-371	-915	-8	-10207	-3460			
MAX T	25	0,00	INV SLV 2	Combination	-14891	199	742	10	15323	1849			
MIN T	4	0,00	INV SLV 2	Combination	-19808	-199	-742	-10	-10509	-1945			
e=IM2/N1	4	0,00	INV SLV 2	Combination	-14977	181	743	9	15650	2600			
e=IM3/N1	21	0,00	SISMA 1 T	Combination	-11646	1215	279	2	3123	11288			

- Verifica dei quantitativi minimi e massimi di armature (cap- 4 e 7 NTC):

ARMATURE PILA							
N_file	Distanza fra le file	N_armature poste	As	Ac	Ned,max	As,min,cap.4	
						0,1Ned/f _{yd}	0,003Ac
n°	cm	n°	cm ²	cm ²	KN	cm ²	cm ²
3	15,0	300	1592,79	155000,00	21551,36	55,08	465,00
As,min,cap.4	As,min,z.sism.	As,max,z.sism.	Interferro min	interasse	Ns,min	Ns,max	interasse
As,min	>=1%Ac	4%Ac					
cm ²	cm ²	cm ²	max(1Φ; 20 mm)	cm	n°	n°	Int. min = 5,2 cm
465,00	1550,00	6200,00	26	15,0	292	1168	Int. max = 20,0 cm
Interferro		Verifica					
min = 2,6 cm		As, min	VERIFICATO				
max = 17,4 cm		Interasse	VERIFICATO				

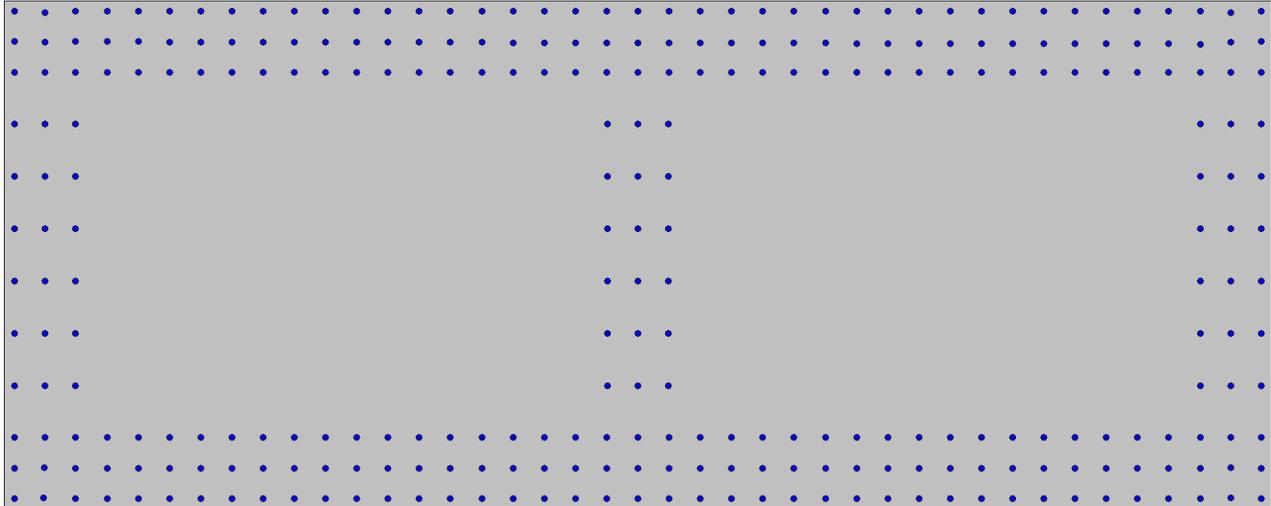
- Armature di confinamento, instabilità e calcolo della altezza della zona dissipativa:

Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo - NTC18 7.9.6.1.1				non necessarie - nk<=0,08			
Staffa	ω w _{req}	ω w _{min}	w wd,r	N _{fl} - pila rettangolare		N _{br,min}	
	% mecc. armat.	% mecc.min arma	%mecc.arm.di prog.	B = 620,0 cm	H = 250,0 cm	B = 620,0 cm	H = 250,0 cm
Rettangolare	0,01	0,12	0,08	41,0	12,0	21,0	7,0
s	S _L	S _T	Pst, design	Asw	b	N _{br,min}	
P _{st}	P _{st,max}	ax dist.fra i bracc	Passo,st per confinam.	Area bracci di taglio	lato nucleo confin.	pila Rettangolare	
P _{st} - NTC 7.9.18-7.9.19	6d,bl;1,5b*) - NTC7	b*;200mm) - NT	min(s;S _L)	mmq	mm	-	
433,2 mm	156,0 mm	200,0 mm	156,0 mm	4222,3	2392,0	21,0	
Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse - NTC18				non necessarie			
S _L	Disposizione spille						
passo max staffe	passo trasversale max						
6d,bl	Per pile rettangolari, le staffe devono			NTC 7.9.23		S _{T,max}	
156 mm	vincolare 1 barra vert. ogni 2; in ogni			202 mm		200 mm	
Dettagli costruttivi per le zone dissipative - NTC18 7.9.6.1.3							
L _{ZD-sez}	H _{ZC2}	L _{ZDM} (Fig. C7.9.1)		H _{ZC} (L _{2D})			
H _{ZC} da geometria	Estensione ZC	CDA	CDB	Altezza zona crit. definitiva			
CDA		L(0,8*γ _{rd} *M _{rd})	M _{rd} <=1,3Med	0,0 mm			

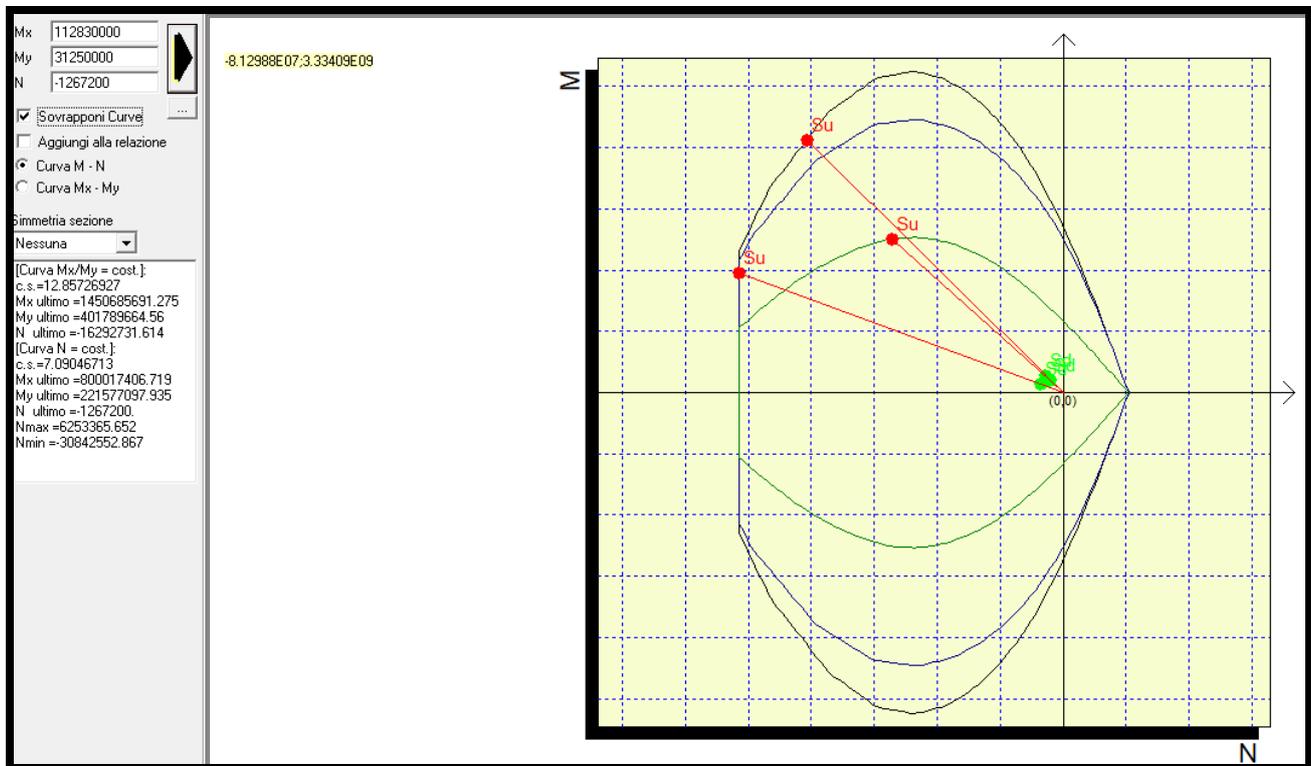
- Tabella riepilogativa:

TABELLA RIEPILOGATIVA							
H _{ZC} (L _{2D} ,sez)	S _{T,max}	Pst, design	N _{br}	γ _{rd} (NTC C. 7.9.5)	γ _{bd} (NTC C. 7.9.11)	Nl	Φ _{barre}
Altezza zona crit.	dist. trasv. max fra due legature (max)	Passo staffe max. (duttilità)	n° braccia min per instabilità	fattore moltiplicativo Mrd	fattore moltiplicativo V _{rd}	N_armature longit. poste	Diam.barre long. (mm)
0,0 mm	200 mm	156,0 mm	21	1,00	1,25	300	26

Verifica sezione base pila (300 Φ 26)



Coeff. sicur. min = 12.85



PROGETTAZIONE ATI:

- Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO NELLE ZONE DISSIPATIVE (ntc18 CAP 7.9.5.1.1)							
TIPOLOGIA PILA	Ms,prc	Mi,prc	Lp	V,prc	V,e	γ_{bd}	V,ed
Incastrata solo alla base (mensola)	Mom.resist.base pila	Mom.resist.vertice pila	dist.inc.base - quota a M nullo	Taglio derivante da equilibrio $V_{prc}=(M_{s,prc}+M_{i,prc})/L_p$	Taglio da analisi	Fatt.amplificaz. Taglio	Taglio di calcolo $V_{ed}=\gamma_{bd} \cdot V_{prc}$
	245951,00 KNm	112241,00 KNm	10,48 m	34178,63 KN	1215,3 KN	1,25	42723,3 KN
z	β	DIMENSIONI SEZIONE					
braccio delle forze interne	angolo inclinaz.bielle cls	Non nec.arm.confir.					
$z=0,9d$	NTC 7.9.5.1.1	B = 615 cm					
	21,8° - 45°	H = 245 cm					

➔ Taglio di calcolo: 42723 KN (zona critica)

Ponendo staffe $\Phi 16/15$ a 21 br. si ottiene un taglio resistente pari a 61068 KN per cui il coeff. di sicurezza vale:

$$\eta = 1.43$$

B (cm)	H (cm)	c (cm)	Φ_{st} (mm)	n	N°	Φ (mm)	θ (incl.bielle cls)	α (incl.staffe)	a l (cm)
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	diametro staffa	n° braccia	n° ferri longitud.tesi	diametro f. long.	(incl.bielle cls)	(incl.staffe)	prolung. Along.
250	620	4	16	21	150	26	45,0	90,0	277
70									
Vsd (KN)	Ned (KN)	Vr.sd (KN)	s (cm)	Vr.ed (KN)	Verifica Vsd<Vred	s (cm)	Vrd (KN)	η	Vrd (KN)
42723	0	61068,3	21,4	68722	BIELLA OK	15	61068,3	1,43	5725,38

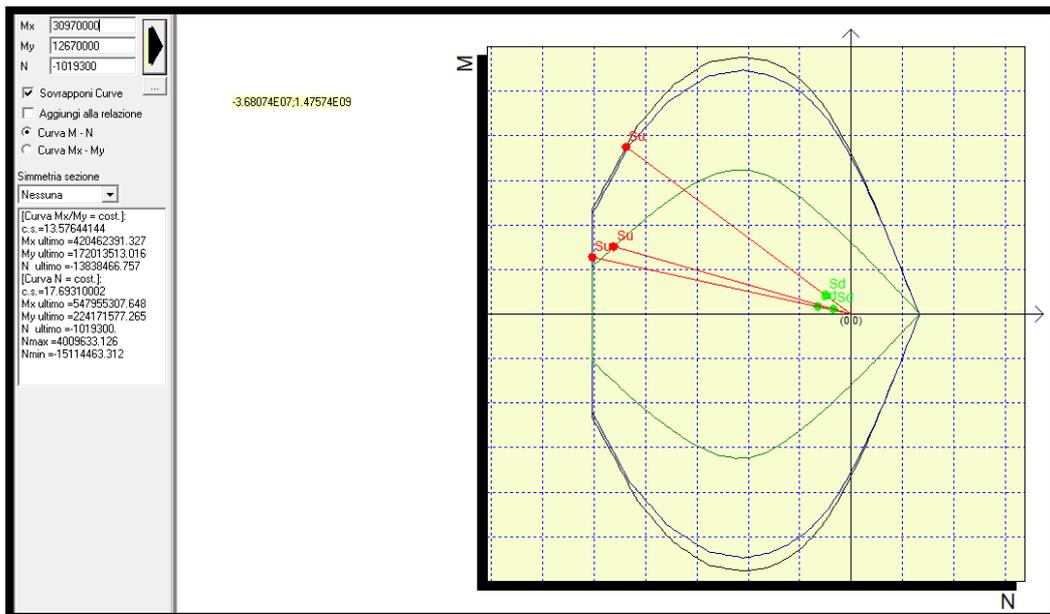
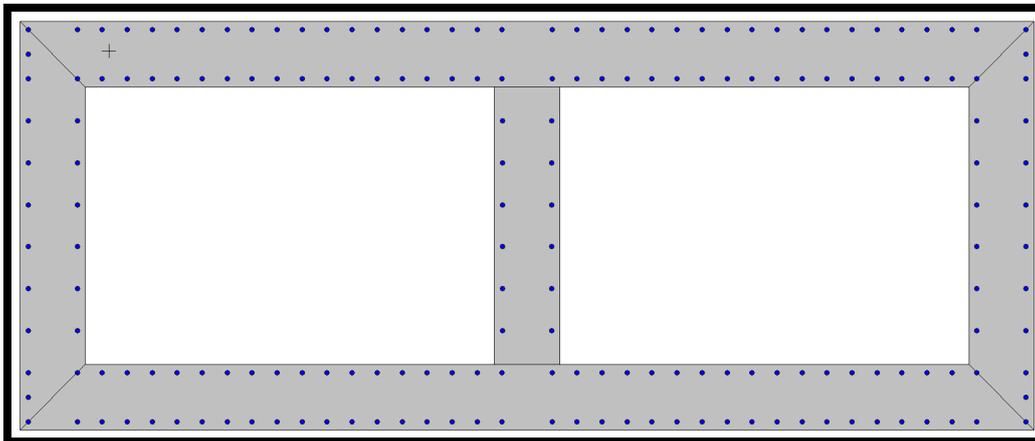
Al di fuori della zona critica ponendo min staffe $\Phi 16/25$ a 4 br. (sez.scatolare vuota) si ottiene un taglio resistente pari a 6979 KN per cui il coeff. di sicurezza vale:

$$\eta = 5.74$$

B (cm)	H (cm)	c (cm)	Φ_{st} (mm)	n	N°	Φ (mm)	θ (incl.bielle cls)	α (incl.staffe)	a l (cm)
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	diametro staffa	n° braccia	n° ferri longitud.tesi	diametro f. long.	(incl.bielle cls)	(incl.staffe)	prolung. Along.
80	620	4	16	4	24	26	45,0	90,0	277
70									
Vsd (KN)	Ned (KN)	Vr.sd (KN)	s (cm)	Vr.ed (KN)	Verifica Vsd<Vred	s (cm)	Vrd (KN)	η	Vrd (KN)
1215	0	6979,2	143,6	21991	BIELLA OK	25	6979,2	5,74	1454,16

Per quanto attiene la verifica della pila sulla giacitura del fusto, si ha:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	98,00	1,50	SISMA 3 T	Combination	-7671	314	248	3	927	560
MIN N	42,00	0,00	INV SLV 1	Combination	-19638	-208	-427	-6	-4913	-768
MAX M2	42,00	0,00	INV SLV 1	Combination	-14509	207	427	6	12397	762
MIN M2	42,00	0,00	INV SLV 2	Combination	-18484	-161	245	-6	-6269	-593
MAX M3	50,00	0,00	SISMA 1 T	Combination	-10193	990	245	-2	1267	3097
MIN M3	50,00	0,00	SISMA 1 T	Combination	-11202	-990	-245	-2	1267	-3095
MAX V2	50,00	0,00	SISMA 1 T	Combination	-10193	990	245	2	1267	-3095
MIN V2	50,00	0,00	SISMA 1 T	Combination	-11202	-990	-245	-2	-1269	-3095
MAX V3	98,00	0,00	SISMA 2 T	Combination	-9231	313	811	7	3986	1013
MIN V3	98,00	0,00	SISMA 2 T	Combination	-11086	-303	-811	-7	-4017	-977
MAX T	98,00	0,00	INV SLV 2	Combination	-13273	199	728	10	11192	734
MIN T	46,00	0,00	INV SLV 2	Combination	-18072	-199	-726	-10	-5999	-733
e=IM2/N1	46,00	0,00	INV SLV 1	Combination	-13169,71	227,49	449,11	8,25	11617,82	559,55
e=IM3/N)	98,00	0,00	SISMA 1 T	Combination	-9229,52	964,02	244,35	2,15	1207,72	3087,89



Coeff. sicurezza. minimo: 7.95

PROGETTAZIONE ATI:

8.7.2. VERIFICHE AD INSTABILITÀ

La verifica viene condotta in ottemperanza al cap. 4.1.2.3.9.2 delle NTC18:

4.1.2.3.9.2 Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere in modo adeguato il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. Cautelativamente il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{\nu}} \quad [4.1.41]$$

dove

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.1.42]$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Per le pareti il calcolo di l_0 deve tenere conto delle condizioni di vincolo sui quattro lati e del rapporto tra le dimensioni principali nel piano.

Raggio inerzia pila: $i^2 = J/A$ dove $J = \pi r^4/64$

VERIFICA INSTABILITA' PILA (ntc18 CAP 4.1.2.3.9.2)				
Sforzo di compressione adimensionalizzato	Φ ,pila	A pila	J pila,min	$i = J/A^{0.5}$ (r.inerzia)
$\nu_k = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$	cm	cm ²	cm ⁴	cm
0,070	0	155000,0	650000000,0	64,8
l pila	l_0 pila	λ ,pila (l_0/i)	λ ,lim ($25/\nu^{0.5}$)	VERIFICA
cm	cm	-	-	$\lambda \leq \lambda$,lim
1048,0	2096,0	32,367	94,421	Verificato

8.7.3. VERIFICHE SLE

I limiti tensionali da verificare sono di seguito riportati:

CLS

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ *combinazione caratteristica*
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ *combinazione quasi permanente*

ACCIAIO

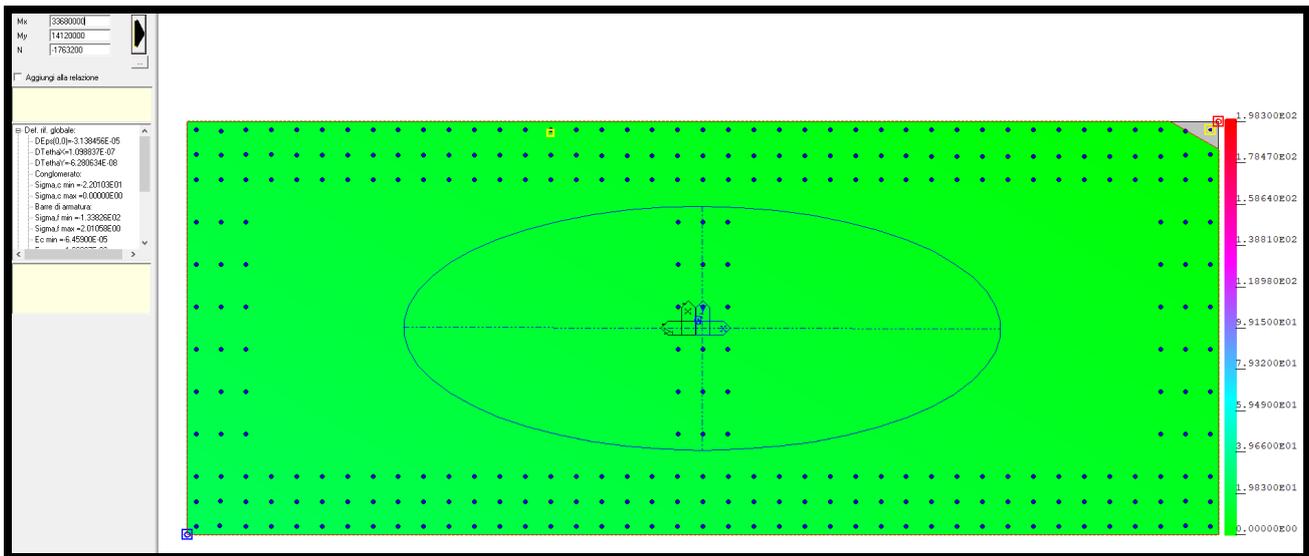
$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ *combinazione caratteristica*

SLE				
σ_c ,caratt (rara)	σ_c ,q.perm.	σ_c ,caratt (rara)	σ_c ,q.perm.	σ_s
Elementi ordinari (sp.>=50 mm)		Elem. piani (sp.<50 mm)		Tens.amm comb.
$\sigma_c,d=0,6*f_{ck}$	$\sigma_c,d=0,45*f_{ck}$	$\sigma_c,d=0,48*f_{ck}$	$\sigma_c,d=0,36*f_{ck}$	SLE rara (0,8*f _{yk})
21.00 MPa	15.75 MPa	16.80 MPa	12.60 MPa	360.00 MPa

Le tabelle seguenti riportano le ennuple contemporanee delle massime sollecitazioni agenti nelei due combinazioni di carico:

Combinazione caratteristica:

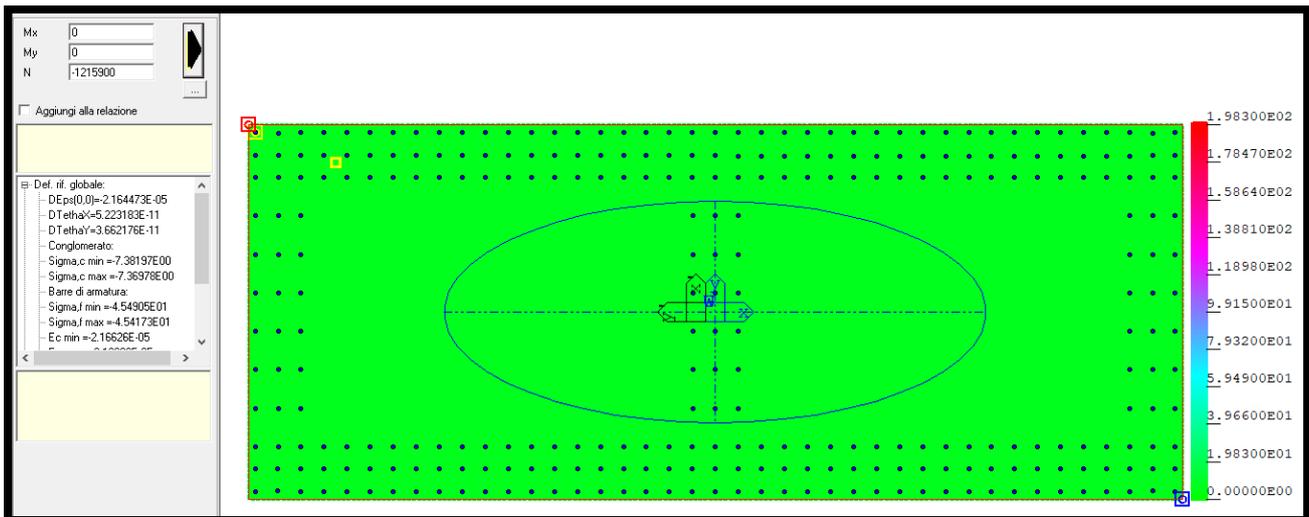
SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	25.00	1.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10065	178	494	7	10203	1473
MIN N	21.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-15609	-150	-481	-4	-7537	-1622
MAX M2	21.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-11863	151	480	5	11625	1629
MIN M2	21.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-15609	-150	496	-4	-7537	-1622
MAX M3	25.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10453	178	496	-7	10696	1651
MIN M3	4.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-15102	-178	-496	-7	10696	-1738
MAX V2	25.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10453	178	496	7	10696	-1738
MIN V2	4.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-15102	-178	-496	-7	-7096	-1738
MAX V3	4.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10515	165	496	6	10914	1620
MIN V3	4.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-15102	-178	-496	-7	-7096	-1738
MAX T	25.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10453	178	496	7	10696	1651
MIN T	4.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-15102	-178	-496	-7	-7096	-1738
e=IM2/NI	4.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10515.46	165.43	496.37	6.47	10914.27	1473.26
e=IM3/N)	25.00	0.00	XX INV SLE RAR	Combination	-10452.79	177.72	496.23	7.04	10695.70	1650.98



$\sigma_c = 1.6 \text{ Mpa} < 0.60 f_{ck} = 21.0 \text{ Mpa}$ verificato
 $\sigma_s = -9.9 < 0.8 f_{yk}$ verificato

Combinazione quasi permanente:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	25.00	1.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-10970	1	0	0	-9	5
MIN N	21.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-12159	-6	0	0	-1	-66
MAX M2	21.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-12145	-1	0	0	0	-13
MIN M2	25.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11524	-15	0	0	-14	-137
MAX M3	4.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11417	15	0	0	-8	147
MIN M3	25.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11524	-15	0	0	-8	-137
MAX V2	4.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11417	15	0	0	-8	-137
MIN V2	25.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11524	-15	0	0	-14	-137
MAX V3	14.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11460	6	0	0	0	40
MIN V3	4.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11577	0	0	0	-13	-4
MAX T	4.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11417	15	0	0	-8	147
MIN T	25.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11524	-15	0	0	-14	-137
e=IM2/N1	25.00	1.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11136.82	-14.71	-0.06	-0.05	-14.14	4.61
e=IM3/N)	4.00	0.00	XXX_SLE_Q.PERM.	Combination	-11416.70	15.00	-0.05	0.05	-8.39	146.84



$\sigma_c = 0.73 \text{ Mpa} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ Mpa}$

verificato

8.7.4. VERIFICA A FESSURAZIONE

Imponendo nel software l'impostazione di calcestruzzo reagente a trazione, si constata come i valori di trazione nel calcestruzzo non superino la resistenza di calcolo a trazione. Risulta pertanto superflua la verifica a fessurazione.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI		Fy,nom	E	f,yd	ε,y	acc	
		Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(N/mmq)	(N/mmq)	coeff ridutt. carichi lunga dur.	
		(N/mmq)		(N/mmq)	Res_ di calcolo acc.		Deformaz. a snervam.
		450	210000	391.3	0.186%	0.85	
Rck	f,cd	Ec,m	f,ck	f,ctd	f,ctd,f	f,cm	f,ctm
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)
Res_cubica a compr.	Res_a compr. pura	Modulo elastico medio	Res_cilindrica a compr	Res_a traz.assiale	Res_a traz. x flessione	Res_cilindrica media a compr	Res_media a trazione assiale
45	19.83	34077	35	1.50	1.80	43	3.21
f,ctk	f,cfm	f,ck	SLE				
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	σc,caratt (rara)	σc,q.perm.	σc,caratt (rara)	σc,q.perm.	σs
Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless	Res_caratt a trazione x fless	Elementi ordinari (sp.>=50 mm)		Elem. piani (sp.<50 mm)		Tens.amm comb. SLE rara (0,8*fyk)
2.25	3.85	2.70	σc,d=0,6*fck	σc,d=0,45*fck	σc,d=0,48*fck	σc,d=0,36*fck	360.00 MPa
			21.00 MPa	15.75 MPa	16.80 MPa	12.60 MPa	

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

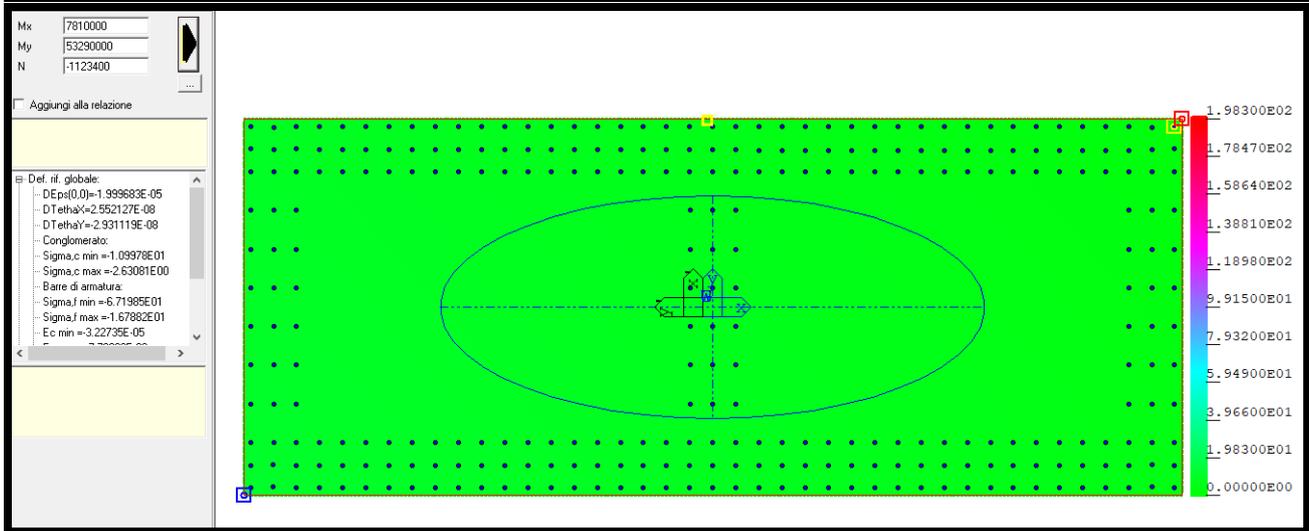
Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	25.00	1.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10432	137	14	3	5021	1133
MIN N	21.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-14749	-114	-7	-3	-1177	-1229
MAX M2	14.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-11234	115	5	3	5329	781
MIN M2	4.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-14218	-136	14	-3	-1221	-1336
MAX M3	25.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10820	137	14	-3	5032	1269
MIN M3	4.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-14218	-136	-13	-3	5032	-1336
MAX V2	25.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10820	137	14	3	5032	-1336
MIN V2	4.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-14218	-136	-13	-3	-1221	-1336
MAX V3	25.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10820	137	14	3	5032	1269
MIN V3	25.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-14163	-126	-13	-3	-1211	-1174
MAX T	25.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10820	137	14	3	5032	1269
MIN T	4.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-14218	-136	-13	-3	-1221	-1336
e=IM2/NI	14.00	1.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10846.91	114.98	5.47	2.63	5326.83	1132.85
e=IM3/N)	25.00	0.00	CXX INV SLE FREC	Combination	-10819.91	136.65	13.67	3.21	5031.91	1269.50



→ Tensione limite di decompressione:
 $\sigma_t = 3.21 / 1.2 = 2.67 \text{ Mpa}$

Sezione interamente compressa → verificato

9. FONDAZIONI

Si riportano le verifiche delle strutture di fondazione del viadotto.

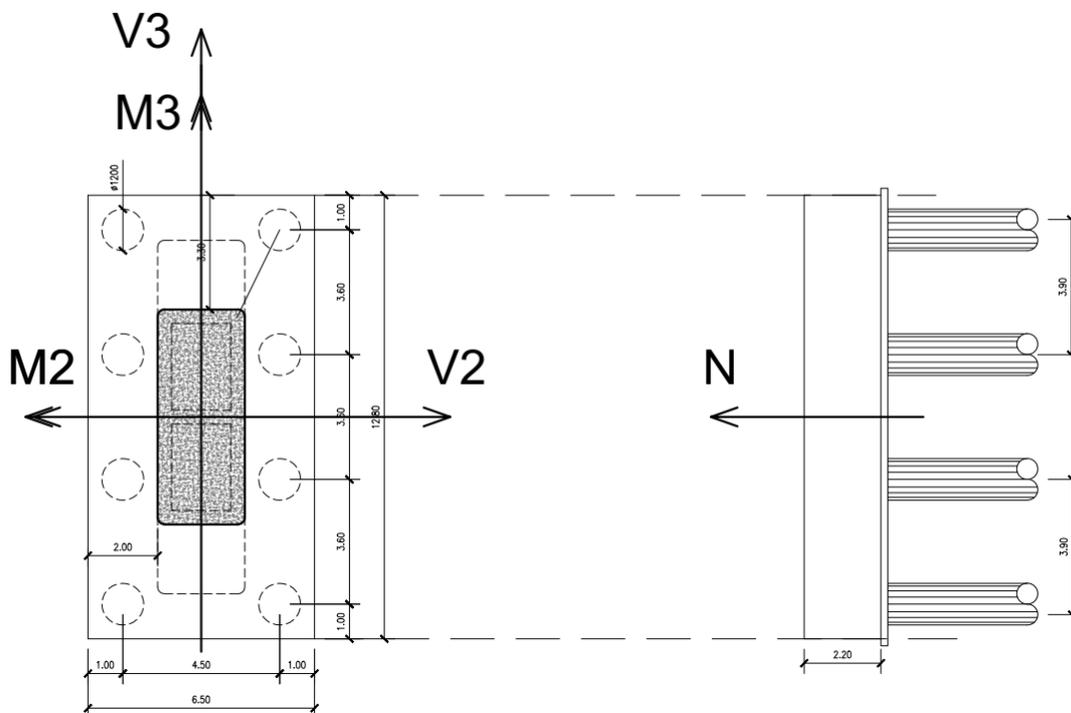
9.1. AZIONI IN FONDAZIONE

Per il viadotto in esame gli scarichi alla base delle pile sono

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3	NUM. DI POSIZ.
MAX N	25.00	1.00	SISMA 3 T	Combination	-8761	360	273	3	2411	2600	285
MIN N	21.00	0.00	INV SLV 1	Combination	-21551	-204	-439	-6	-7843	-2206	148
MAX M2	21.00	0.00	INV SLV 2	Combination	-16576	159	719	6	16648	1716	151
MIN M2	21.00	0.00	INV SLV 2	Combination	-20397	-158	279	-6	-11130	-1700	154
MAX M3	21.00	0.00	SISMA 1 T	Combination	-11646	1215	279	-2	3096	11286	199
MIN M3	21.00	0.00	SISMA 1 T	Combination	-12672	-1215	-279	-2	3096	-11281	202
MAX V2	21.00	0.00	SISMA 1 T	Combination	-11646	1215	279	2	3096	-11281	199
MIN V2	21.00	0.00	SISMA 1 T	Combination	-12672	-1215	-279	-2	-3097	-11281	202
MAX V3	21.00	0.00	SISMA 2 T	Combination	-11638	372	915	8	10177	3464	205
MIN V3	21.00	0.00	SISMA 2 T	Combination	-12680	-371	-915	-8	-10178	-3459	208
MAX T	25.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-14891	199	742	10	15289	1849	223
MIN T	4.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-19808	-199	-742	-10	-10463	-1945	10
e=IM2/NI	4.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-14976.80	180.91	742.56	9.30	15615.97	2599.59	7
e=IM3/N	21.00	0.00	SISMA 1 T	Combination	-11645.60	1215.26	278.83	2.37	3095.97	11285.58	199

9.1. GEOMETRIA DELLA PALIFICATA

Per il viadotto in esame la fondazione è costituita da una palificata avente la seguente geometria



PROGETTAZIONE ATI:

9.1. CALCOLO DELLE AZIONI SUI PALI

Per le combinazioni di inviluppo le sollecitazioni sui pali valgono

np	8								
jp2	129.6	XP	-2.25	2.25	-2.25	2.25			
jp3	40.5	YP	5.4	5.4	-5.4	-5.4			
pp	4576								
h	2.2		NP1	NP2	NP3	NP4	Vpmax	Vpmin	
			-1604	-1981	-1353.3	-1730	44.94	34.14	
			-3046	-2751	-3780	-3485.4	-25.56	-54.84	
			-3289	-3518	-1769.7	-1999.2	89.85	19.88	
			-2797	-2570	-3673.5	-3446.1	34.85	-19.69	
			-1407	-2958	-1097.6	-2648.7	151.91	34.85	
			-3035	-1484	-2827.7	-1277.4	-34.84	-151.85	
			-2660	-1704	-2351.3	-1395	151.91	34.85	
			-2777	-1226	-3085.8	-1535.4	-34.84	-151.85	
			-2297	-2773	-1280.9	-1756.7	114.41	46.48	
			-1887	-1411	-2902.5	-2427.4	-46.42	-114.40	
			-3011	-3266	-1601.2	-1855.3	92.79	24.88	
			-2676	-2412	-3684.3	-3419.6	-24.83	-92.74	
			-2996	-3329	-1558.8	-1891.9	92.82	22.61	
			-1407	-2958	-1097.6	-2648.7	151.91	34.85	
		max	-1407	-1226	-1098	-1277	151.9	46.5	
		min	-3289	-3518	-3780	-3485	-46.4	-151.8	

Infatti risulta che le azioni principali

$N_{max} = 3780$ kN (compressione)

$N_{min} = 1098$ kN (compressione)

$V_{max/min} = 152$ kN

9.1. VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Per le combinazioni di inviluppo le sollecitazioni sui pali valgono

VERIFICA ELEMENTI TOZZI			
PLINTO 8 PALI H=220 (PLINTO PILA)			
a = l1	2.80 [m]	λ	1.48
d	2.10 [m]	P	3800 [kN]
l = l2	2.80 [m]	Prs	3949 [kN] Verifica arm.
As	150.00 [cmq]	Prc	5727 [kN] Verifica bielle
fyd	39.00 [kN/cm ²]	Verifica	OK
b	1.20 [m]		
fcd	1.815 [kN/cm ²]		

→ VERIFICHE SODDISFATTE

9.2. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

9.2.1. VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Palo $\phi 1200$ Arm. 32 $\phi 26$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 32
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1.098 0 kN
M_{xEd}: 2.815 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

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} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 % $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 2.815 kN m
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 8.396 %
d: 110 cm
x: 32.36 x/d: 0.2942
 δ : 0.8078

Metodo di calcolo

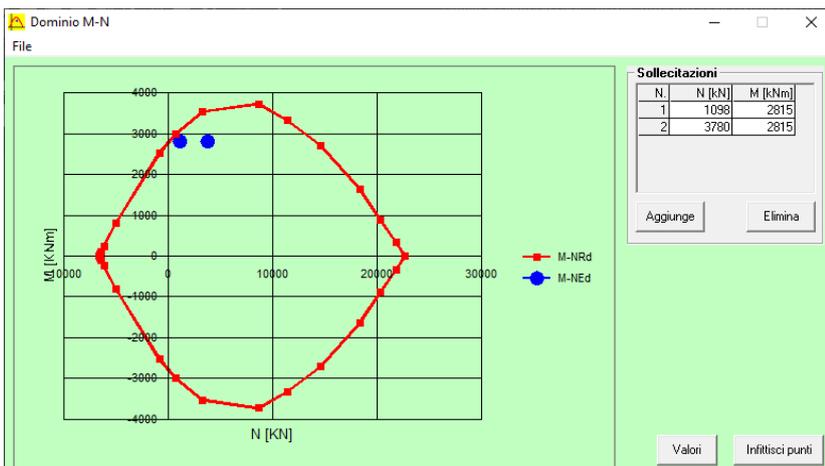
S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso



→ Verifiche soddisfatte

9.2.2. VERIFICA A TAGLIO

Palo $\phi 1200$ Arm. $32\phi 26$ st. $\phi 12/20$

La resistenza a taglio della sezione circolare viene fatta riferendosi ad una sezione rettangolare equivalente. La norma ACI 318 stabilisce che per elementi a sezione circolare, l'area usata per il calcolo del taglio resistente deve essere assunta pari al prodotto del diametro e della profondità effettiva della sezione di calcestruzzo. L'altezza utile dovrebbe essere assunta pari a 0,80 volte il diametro della sezione di calcestruzzo.

C.M. CALCESTRUZZO						
R _{ck} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{cm} (N/mm ²)	f _{ctm} (N/mm ²)	f _{ctk} (N/mm ²)	f _{ctm} (N/mm ²)	f _{ctk} (N/mm ²)
Res_cubica a compr.	Res_cilindrica a compr	Res_cilindrica media a compr	Res_media a trazione assiale	Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless	Res_caratt a trazione x fless
35	29.05	37.05	2.83	1.98	3.40	2.38
f _{cd} (N/mm ²)	f _{cdf} (N/mm ²)	α_{cc}	f _{ctd} (N/mm ²)	f _{ctd,f} (N/mm ²)		E _{cm} (N/mm ²)
Res_ a compr. Pura_lunga durata	Res_ a compr.per flessione	coeff ridutt. carichi lunga dur.	Res_ a traz.assiale	Res_ a traz. x flessione		Modulo elastico medio
16.46	16.46	0.85	1.32	1.59		32588
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
B (cm)	H (cm)	c (cm)	N _{ed} (KN)	V _{sd} (KN)		
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	Sforzo di compressione	Taglio di calcolo		
120	100	5	0	1170.0		
A _l (cm ²)	θ	α	Φ_{st} (mm)	n		
Area acc.longitudinale	(ind.bielle ds)	(ind. staffe)	diametro staffa	n° braccia		
84.9	28.00	90.00	12	2.0		
V _{rd} (KN)	V _{rd} (KN)	s (cm)	V _{rcd} (KN)	Verifica		
Resistenza a taglio senza armatura	Resistenza a taglio della trave armata	passo staffe	Resistenza a taglio-compressione	V _{sd} < V _{rd}		
556.1	1170.0	12.16	3500.6	BIELLA OK		
s (cm)	V _{rd} (KN)	a _l (cm)				
passo staffe	Resistenza a taglio della trave armata	prolung. Along. per effetto del taglio				
20	711.3	80.40				

Risulta $\eta = V_{rd}/V_{Ed} = 711/152 = 4.67 \geq 1.00$

→ Verifiche soddisfatte

9.3. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

9.3.1. GENERALITÀ

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido. nei pali infissi
Errore. L'oggetto incorporato non è valido. nei pali trivellati

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limc	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido. (a)

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

PROGETTAZIONE ATI:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

Fattore di profondità:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

Errore. L'oggetto incorporato non è valido.

Meyerhof – Murdock (1963)
 t/m^2

Errore. L'oggetto incorporato non è valido. per $c < 5$

Errore. L'oggetto incorporato non è valido. per $c \geq 5 t/m^2$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 2.5 t/m^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 t/m^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 t/m^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c > 7.5 t/m^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 4 t/m^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 t/m^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 t/m^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni

sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indefornabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

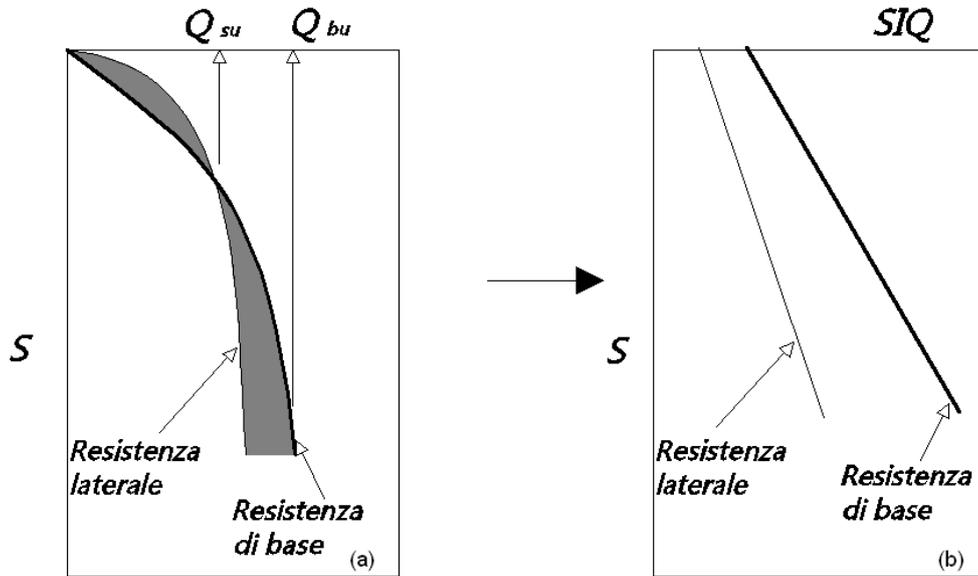
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su} (1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.

- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$s_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

PROGETTAZIONE ATI:

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

avendo indicato con:

- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
 K_p = Coefficiente di spinta passiva;
 γ = Peso unità di volume del terreno;
 z = Profondità;
 B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SATX$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SAT** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$X = (A SAT)^{-1}P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice A_{SAT} è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_j pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0,042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,50}$$

in cui $t_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.2. CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO E VERIFICA

Nel calcolo della capacità portante si tiene presente dei fattori di sicurezza parziali imposti dalla normativa. Tale resistenza viene ottenuta:

1. da formulazioni analitiche che considerano i parametri geotecnici ricavati da
2. n° verticali di indagine, calcolando la resistenza come
3. somma di due contributi: resistenza laterale (Q_L) e resistenza alla punta (Q_P)

Sulla base di questi tre aspetti la norma consente di ricavare i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per la resistenza alla punta e quella laterale.

La verifica dei pali di fondazione viene effettuata con il secondo approccio indicato dalla normativa.

	ξ_3	γ_R	$\xi_3 \times \gamma_R$
γ_{RB}	1.70	1.35	2.29
γ_{RL} Comp.	1.70	1.15	1.95
γ_{RL} Traz.	1.70	1.25	2.12

Ove :

I coefficienti ξ tengono conto del numero di verticali di indagine considerate per la valutazione dei parametri geotecnici da impiegare nelle formulazioni analitiche. (NOTA : I valori dei parametri geotecnici da impiegare nelle formulazioni analitiche sono quelli definiti con i coefficienti M1 sui materiali e quindi pari all'unità)

I coefficienti γ_R consentono di ricavare il valore di calcolo (R_d) dal valore caratteristico della resistenza (R_k) ricavato con le formulazioni analitiche.

Si ricavano:

γ_{RL} : Fattore di sicurezza per la resistenza laterale (Q_L)

γ_{RB} : Fattore di sicurezza per la resistenza alla punta (Q_B)

$$Q_d = Q_B/\gamma_{RB} + Q_L/\gamma_{RL} \quad (\text{Capacità portante alla testa del palo})$$

E quindi per i pali risulta:

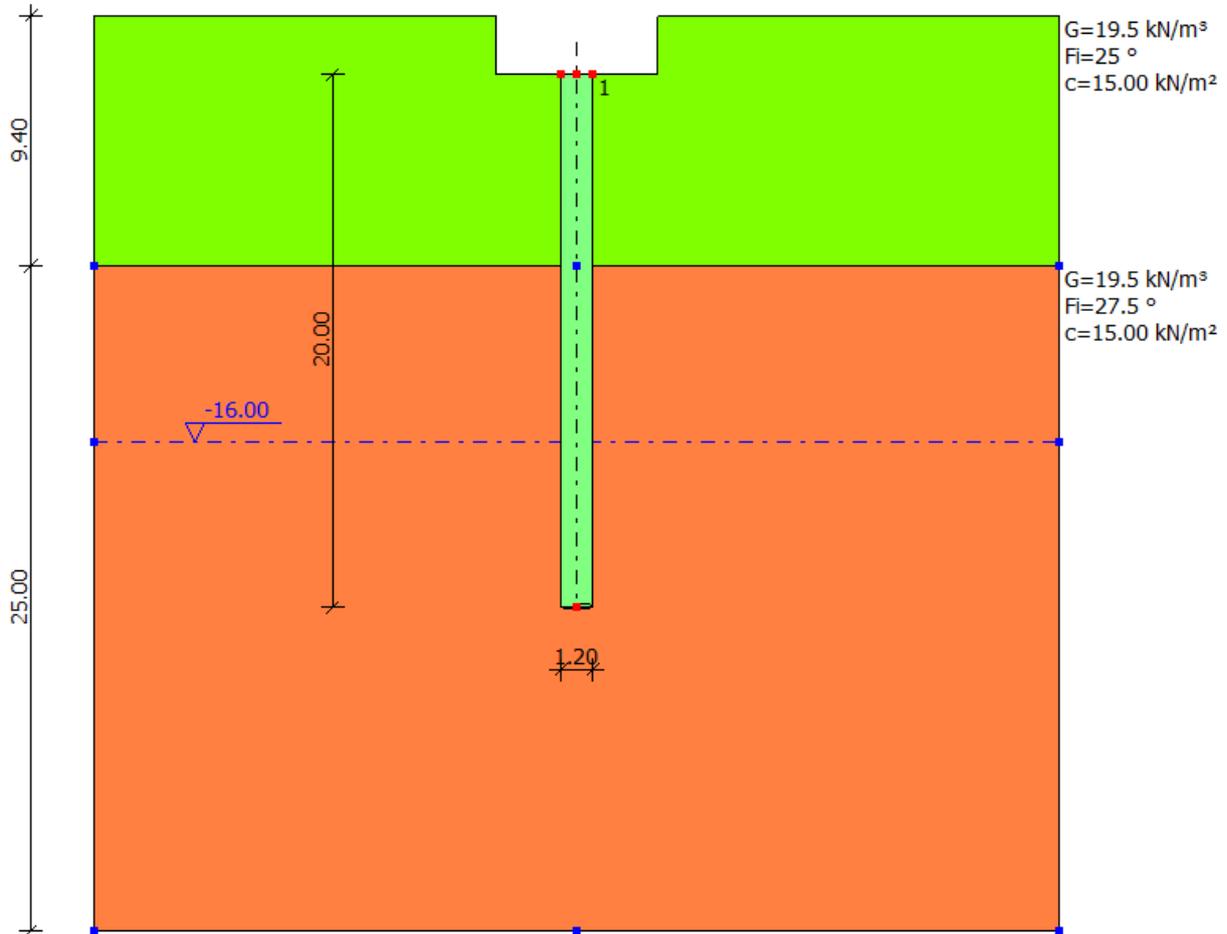
$$Q_{SLU} = Q_B/\gamma_{RB} + Q_L/\gamma_{RLc} \quad (\text{Comp. SLU alla testa del palo})$$

(Nota : Il peso del palo è trascurato perché compensato dal fattore N_γ della portata alla base)

$$Q_{SLU} = Q_L/\gamma_{RLt} + 0.9 W_p \quad (\text{Traz. SLU alla testa del palo})$$

W_p : Peso del palo immerso

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO MEDIO $\Phi 1200$ L=20.00m



PROGETTAZIONE ATI:

TABELLA DI CALCOLO PER I PALI

Portanza formule statiche...

Normativa GEO N.T.C & Circ. Descrizione A1+M1+R3 Opzioni di analisi...

Descrizione	D [m]	L [m]	Nq	Nc	F/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Svl [kN/m²]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite verticale [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	1.2	20	8	13.44714	27.50/15.0	588.1062	378.2978	3650.884	5605.15	8667.928	1786.832 [Lungo]
							Rc, Min	3650.88	5605.15	8667.93	1786.83
							Rc, Max	3650.88	5605.15	8667.93	1786.83
							Rc, Med	3650.88	5605.15	8667.93	1786.83
							Rk	2147.58	3297.15	5098.78	1051.08
							Rd [R3]	1590.80	2867.09	3869.78	808.52

Coefficienti parziali resistenze caratteristiche Fattori correlazione sondaggi Riduzione parametri geotecnici

Assiali

Pali infissi: Pali trivellati: Pali elica: T. classifica:

Base	γ_b	<input type="radio"/> R1	<input type="radio"/> R2	<input checked="" type="radio"/> R3	<input type="radio"/> R1	<input type="radio"/> R2	<input checked="" type="radio"/> R3	<input type="radio"/> R1	<input type="radio"/> R2	<input checked="" type="radio"/> R3	<input type="text" value="2.5"/>
Laterale compressione	γ_s	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	2.5
Totale	γ_t	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.55	1.25	2.5
Laterale trazione	$\gamma_{s;t}$	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	2.5

Trasversali

R1
 R2
 R3

Assumi come default **Calcolo** Chiudi ?

PER LE VERIFICHE DI PORTANZA DEI PALI RISULTA QUINDI: 3869 kN

Da cui :

VERIFICA DEI PALI AZIONI VERTICALI

VERIFICHE	ED SLU3 [KN]	RD SLU3 [KN]	RD/ED
PALI ø1000 L=25m COMP.	3800	3869	1.02 ≥ 1.00 → OK

VERIFICA DEI PALI AZIONI ORIZZONTALI

VERIFICHE	ED SLU3 [KN]	RD SLU3 [KN]	RD/ED
PALI ø1000 L=25m COMP.	160	808	5.05 ≥ 1.00 → OK

→ verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

10. CONCLUSIONI

10.1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al punto §10.1 del DM 17/01/18, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM 17/01/18 per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

Per chiarire ulteriormente i valori numerici di ogni elaborazione, sono stati riportati tabelle e schemi grafici rappresentativi delle parti più sollecitate della struttura e delle principali caratteristiche della sollecitazione, nonché i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, le configurazioni deformate e gli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate, oltre ad una breve descrizione delle convenzioni sui segni e delle simbologie adottate.

Come detto in precedenza tutte le analisi, i confronti, le comparazioni e le verifiche svolte hanno evidenziato il corretto comportamento del modello e l'affidabilità dei risultati, pertanto i risultati sono accettabili.

Le analisi numeriche qui esposte riguardano il viadotto effettivamente più critico, e meritevole di approfondimento anche in questa fase di studio, rispetto alle parti restanti costituite da elementi più semplici e facilmente dimensionabili sulla base delle soluzioni tipologiche simili ed assolutamente standardizzate.

10.1. ESITO DELLE VERIFICHE

Le verifiche svolte, in accordo alla normativa vigente (DM'18), sia nei confronti degli SLE che degli SLU (statici e sismici) hanno dato tutte esito positivo per tutti gli interventi in oggetto, così come dimostrato nei paragrafi precedenti.