POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Classificazione e gestione del rischio dei ponti stradali esistenti sulla base della valutazione della sicurezza strutturale



Relatore: Prof. Bernardino CHIAIA Candidato: Giulio NICOLÍ

Anno Accademico 2021-2022

Abstract

Alla luce dei recenti avvenimenti catastrofici che hanno interessato la rete infrastrutturale del nostro territorio, risulta sempre più impellente sviluppare un sistema di classificazione e gestione del rischio dei ponti stradali.

Dal punto di vista normativo ed operativo, un importante passo in avanti è stato fatto a seguito dell'approvazione delle *Linee Guida* riguardanti la classificazione e gestione del rischio, della valutazione della sicurezza e del monitoraggio delle opere infrastrutturali esistenti. Nella fattispecie, viene illustrato come la classificazione del rischio si inquadri in un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare arriva alla determinazione di una classe di attenzione (Cda) sulla base della quale sono definite le ulteriori azioni da intraprendere.

Dopo una prima fase di attuazione e gestione in via sperimentale delle *Linee Gui*da, emergono delle criticità legate alla struttura del processo decisionale delle stesse. In particolare, l'attività di classificazione proposta si basa, oltre che sulle difettosità riscontrate, su un'analisi parametrica del rischio strutturale, fondazionale, sismico, idraulico e geologico piuttosto che sulla valutazione della sicurezza strutturale.

Tale metodologia porta ad una sovrastima dell'entità dei difetti, facendo ricadere la maggior parte delle opere in Cda alta. In questo modo risulta difficile realizzare gli obiettivi intrinseci di un sistema di classificazione, ovvero definire gli interventi prioritari e le tempistiche ammissibili per gli stessi, nonché un programma di manutenzione per le opere esistenti.

Il seguente lavoro si propone di sottolineare la necessità di definire criteri di classificazione basati sulla valutazione della sicurezza strutturale, che deve essere un'attività da effettuarsi su tutti i ponti esistenti e non solo nei casi in cui venga rilevata una situazione emergenziale di difettosità e/o rischio come invece previsto dalle *Linee Guida*. In particolare, si riportano le verifiche di sicurezza relative a due opere esistenti, eseguite adottando dapprima un metodo di calcolo semplificato e successivamente un software agli elementi finiti. Per entrambi i casi studio vengono messe in evidenza le differenze in termini di domanda tra le relative normative di progetto e la normativa vigente. Infine, viene proposta una sequenzialità nelle operazioni da seguire per la classificazione dei ponti stradali sulla base della valutazione della sicurezza.

Indice

	Abst	tract	ii
El	enco	delle figure	VI
El	enco	delle tabelle	х
1	Intr 1.1 1.2	oduzione Premessa generale	1 1 1
2	Ges 2.1 2.2	tione dei ponti esistenti in Italia Patrimonio infrastrutturale esistente	$2 \\ 2 \\ 3$
3	Line 3.1 3.2 3.3	ee Guida per la classificazione e gestione del rischio Definizione dei livelli di analisi	6 6 10 11
4	Sist 4.1 4.2 4.3	ema di gestione dei ponti stradali esistenti Archivio nazionale delle infrastrutture esistenti	12 12 13 13
5	Cas 5.1 5.2 5.3	o Studio I : Sottovia sulla SS 235 Descrizione dell'opera e stato di conservazione	14 14 18 18 18 19 20 22 22 22
	5.4	Analisi dei carichi secondo normativa vigente D.M. 17/01/2018	<u></u> 23

		5.4.1	Carichi verticali da traffico	24
		5.4.2	Azione longitudinale di frenata	25
		5.4.3	Azione del vento	26
	5.5	Materi	ali esistenti	27
		5.5.1	Calcestruzzo	27
		5.5.2	Armatura lenta	28
		5.5.3	Acciaio da precompressione	28
	5.6	Metod	ologie per le verifiche e modelli di calcolo	28
		5.6.1	Modellazione su SAP 2000	29
		5.6.2	Metodo di Courbon	30
	5.7	Stato I	limite ultimo per flessione - trave longitudinale T1	32
		5.7.1	Calcolo del momento flettente con carichi di normativa di progetto	32
		5.7.2	Calcolo del momento flettente con carichi di normativa vigente .	36
		5.7.3	Calcolo del momento resistente	40
		5.7.4	Osservazioni su criticità riscontrate	42
		5.7.5	Verifiche C/D e conclusioni	44
	5.8	Stato I	limite ultimo per taglio	44
		5.8.1	Calcolo del taglio con carichi di normativa di progetto	45
		5.8.2	Calcolo del taglio con carichi di normativa vigente	48
		5.8.3	Calcolo del taglio resistente	51
		5.8.4	Verifiche C/D e conclusioni	55
	5.9	Stato I	limite di limitazione delle tensioni	56
		5.9.1	Perdite di precompressione a tempo infinito	56
		5.9.2	Verifiche di esercizio	62
		5.9.3	Osservazioni su criticità riscontrate	65
		5.9.4	Conclusioni	67
	5.10	Consid	lerazioni sui dispositivi di appoggio	67
		5.10.1	Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa di	
			progetto	69
		5.10.2	Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa vigente	70
		5.10.3	Conclusioni	71
0	C			70
0	Case	o studi	lo II: Sottovia sulla SS 342	13
	0.1	Descrit	zione dell'opera e stato di conservazione	13
	0.2	Oblett	$VI \dots VI \dots$	70 70
	0.3	Analis	Carichi normano anti atmittunoli	79
		0.3.1	Carichi normanenti non strutturali	79 01
		0.3.2	Carichi sentiali de traffer	01
		0.3.3 6.2.4	Ariene lengitudinale di freneta	81 02
		0.3.4 6.2 F	Azione longitudinale di Irenata	03 04
	64	0.3.3	AZIONE DEI VENTO	04 05
	0.4	Analis:	i dei caricin secondo normativa vigente D.M. $17/01/2018$	00 05
		0.4.1	Ariene legitudinale di fregete	00 00
		0.4.2	Azione longitudinale di Irenata	80

		6.4.3	Azione del vento	87
	6.5	Materi	ali esistenti	88
		6.5.1	Calcestruzzo degli impalcati	88
		6.5.2	Acciaio da precompressione	89
	6.6	Metod	ologie per le verifiche e modelli di calcolo	90
		6.6.1	Modellazione su SAP 2000	90
		6.6.2	Metodo di Courbon	91
	6.7	Stato I	limite ultimo per flessione - trave longitudinale T15 di campata 1	93
		6.7.1	Calcolo del momento flettente con carichi di normativa di progett	o 93
		6.7.2	Calcolo del momento flettente con carichi di normativa vigente .	97
		6.7.3	Calcolo del momento resistente	100
		6.7.4	$Verifiche \ C/D \ e \ conclusioni . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ .$	102
	6.8	Stato l	limite ultimo per flessione - trave longitudinale T11 di campata 2	103
		6.8.1	Calcolo del momento flettente con carichi di normativa di progett	o103
		6.8.2	Calcolo del momento flettente con carichi di normativa vigente .	106
		6.8.3	Calcolo del momento resistente	109
		6.8.4	$Verifiche \ C/D \ e \ conclusioni . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ .$	111
	6.9	Stato l	limite ultimo per taglio - trave longitudinale T15 di campata 1 $$.	112
		6.9.1	Calcolo del taglio con carichi di normativa di progetto	112
		6.9.2	Calcolo del taglio con carichi di normativa vigente	115
		6.9.3	Calcolo del taglio resistente	117
		6.9.4	$Verifiche C/D \ e \ conclusioni \ \ \dots $	118
	6.10	Stato l	limite ultimo per taglio - trave longitudinale T11 di campata 2 $\;$.	119
		6.10.1	Calcolo del taglio con carichi di normativa di progetto	119
		6.10.2	Calcolo del taglio con carichi di normativa vigente	122
		6.10.3	Calcolo del taglio resistente	124
		6.10.4	$Verifiche C/D \ e \ conclusioni \ \ \dots $	125
	6.11	Stato	limite di limitazione delle tensioni - trave longitudinale T15 di	
		campa	ta 1	126
		6.11.1	Perdite di precompressione a tempo infinito	127
		6.11.2	Verifiche di esercizio	131
	6.12	Consid	lerazioni sui dispositivi di appoggio	134
		6.12.1	Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa di	
			progetto	135
		6.12.2	Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa vigent	e136
		6.12.3	Conclusioni	137
	6.13	Verific	he sulla pila	139
		6.13.1	Verifica di stato limite ultimo a pressoflessione deviata (STR) .	140
		6.13.2	Verifica di stato limite ultimo di equilibrio (EQU)	143
7	Con	sidera	zioni finali e proposta di bridge rating system	145
Bi	bliog	rafia		147

Elenco delle figure

2.1	Prima pagina de "La Stampa" $20/01/67$			
3.1	Approccio multilivello Linee Guida			
5.1	Planimetria del sottovia - caso studio I	14		
5.2	Sezione trasversale del sottovia - caso studio I	15		
5.3	Sezione longitudinale dell'impalcato - caso studio I	15		
5.4	Disposizione dei trefoli delle travi - caso studio I	16		
5.5	Sezione trasversale delle travi - caso studio I	16		
5.6	Vista generale del danneggiamento rilevato - caso studio I	17		
5.7	Dettaglio del danneggiamento rilevato - caso studio I	17		
5.8	Sezione trave longitudinale - caso studio I	19		
5.9	Sezione trasversale dell'impalcato - caso studio I	21		
5.10	Superficie esposta al vento	23		
5.11	Carichi Load Model 1 secondo D.M. 17/01/2018	24		
5.12	Vista prospettica dell' impalcato - modello FEM caso studio I	29		
5.13	Deformazione tipo dell'impalcato sotto le ipotesi di Courbon 30			
5.14	Coefficienti di Courbon per la trave T1 - caso studio I			
5.15	Linea di influenza per il momento M_S per un carico uniformemente			
	distribuito - caso studio I	32		
5.16	Disposizione del carico di normativa di progetto per massimizzare il			
	momento flettente M_S - caso studio I $\ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots$	33		
5.17	Combinazioni di carico di stato limite ultimo secondo D.M. $02/08/1980$	35		
5.18	Diagramma del momento flettente (GU II) della trave T1 soggetta ai			
	carichi di normativa di progetto - caso studio I	35		
5.19	Linea di influenza per il momento M_{S} per carichi concentrati - caso studio I	36		
5.20	Linea di influenza per il momento M_S per un carico uniformemente			
	distribuito - caso studio I	37		
5.21	Disposizione del carico di normativa vigente per massimizzare il momen-			
	to flettente M_S - caso studio I $\ldots \ldots \ldots$	37		
5.22	Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T1 soggetta ai			
	carichi di normativa vigente - caso studio I	39		
5.23	Legami costitutivi di SLU	40		
5.24	Armatura presente nella trave T1 - caso studio I	41		

5.25	Sezione S della trave T1 parzializzata allo SLU - caso studio I $\ldots \ldots 4$
5.26	Linea di influenza per il momento M_A per carichi concentrati - caso
	studio I
5.27	Linea di influenza per il momento M_A per un carico uniformemente
	distribuito - caso studio I
5.28	Sezione A della trave T1 parzializzata alla SLU - caso studio I
5.29	Linea di influenza per il taglio V_A per carichi verticali - caso studio I . 44
5.30	Linea di influenza per il taglio V_A per un carico uniformemente distri-
	buito - caso studio I
5.31	Superficie di influenza per il tagli o ${\rm V}_{\rm A}$ per carichi di normativa di pro-
	getto - caso studio I
5.32	Diagramma del taglio (GU II) della trave T1 soggetta ai carichi di
	normativa di progetto - caso studio I
5.33	Linea di influenza per il taglio V_A per carichi concentrati - caso studio I 44
5.34	Superficie di influenza per il tagli o ${\rm V}_{\rm A}$ per carichi di normativa vigente
	- caso studio I
5.35	Diagramma del taglio (SLU) della trave T1 soggetta ai carichi di nor-
	mativa vigente - caso studio I
5.36	Armatura trasversale trave T1 - caso studio I
5.37	Informazioni sulla precompressione da documentazione di progetto - caso
	studio I
5.38	Caratteristiche geometriche della sezione S omogenizzata - caso studio I 54
5.39	Perdita di precompressione per fenomeni reologici - EC2
5.40	Stato tensionale sezione S (stadio I) per la comb. rara - caso studio I . 6
5.41	Stato tensionale sezione S (stadio II) per la comb. rara - caso studio I . 6
5.42	Stato tensionale sezione A (stadio I) per la comb. rara - caso studio I . 6
5.43	Stato tensionale sezione A (stadio II) - Comb. rara
5.44	Trasferimento della precompressione in elementi pre-tesi da EC2 60
5.45	Fattore β_b per calcolo lunghezza di trasmissione da EC2 6
5.46	Disposizione dei dispositivi di vincolo - caso studio I
5.47	Tipologia di dispositivi di appoggio da catalogo <i>Alga</i>
61	Planimetria del sottovia con rappresentazione della sola carreggiata nord
0.1	- caso studio II
6.2	Sezione longitudinale del sottovia - caso studio II
6.3	Sezione trasversale dell'impalcato di campata 1 - caso studio II
6.4	Disposizione dei trefoli delle travi di campata 1 - caso studio II
6.5	Sezione trasversale dell'impalcato di campata 2 - caso studio II
6.6	Disposizione dei trefoli delle travi di campata 2 - caso studio II
6.7	Sezione trasversale della pila (a) e delle spalle (b) - caso studio II
6.8	Campi di soletta con els rigonfio - caso studio II
6.9	Calcestruzzo ammalorato e trefoli rotti e/o ossidati - caso studio II 77
6.10	Spalla 2 (a sinistra); Dettaglio della lesione verticale di spalla 1(a destra)
	- caso studio II

6.11	Sezione trave longitudinale di campata 1 e campata 2 - caso studio II $\ .$	80	
6.12	Carichi civili - Schema 1 - C.M. 14/02/1962	82	
6.13	Carichi militari - Schema 6 - C.M. $14/02/1962$		
6.14	Schema di carico 1 sulle campate 1 e 2		
6.15	Carichi Load Model 1 secondo D.M. 17/01/2018		
6.16	Vista prospettica del modello FEM di impalcato di campata 1 - caso		
	studio II	90	
6.17	Coefficienti di Courbon per la trave T15 di campata 1 - caso studio II $% \mathcal{T}_{1}$.	92	
6.18	Coefficienti di Courbon per la trave T11 di campata 2 - caso studio II $% \mathcal{T}_{\mathrm{e}}$.	92	
6.19	Linea di influenza per il momento flettente $M_{S,c1}$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio II	93	
6.20	Disposizione del carico di normativa di progetto per massimizzare il		
	momento flettente $M_{S,c1}$ della trave T15 di campata 1 - caso studio II .	94	
6.21	Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T15 di campata 1		
	soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio II	96	
6.22	Linea di influenza per il momento ${\rm M}_{\rm S,c1}$ della trave T15 di campata 1		
	per carichi concentrati - caso studio II	97	
6.23	Disposizione del carico di normativa vigente per massimizzare il momen-		
	to $M_{S,c1}$ della trave T15 di campata 1 - caso studio II	98	
6.24	Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T15 di campata 1		
	soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio II	99	
6.25	Legami costitutivi di SLU	100	
6.26	Sezione S della trave T15 di campata 1 - caso studio II	101	
6.27	Sezione S della trave T15 di campata 1 parzializzata allo SLU - caso		
6 90		101	
6.28	Linea di influenza per il momento flettente $M_{S,c2}$ per un carico unifor-	100	
C 90	Dimensional del control di manufactore di manufacto	103	
0.29	Disposizione dei carico di normativa di progetto per massimizzare il momento flettente M delle treve T11 di compete 2 esco studio II	104	
6 30	Diagramma del momento flettente (SLU) della trava T11 di campata 2 - Caso studio II \cdot	104	
0.50	soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio II	106	
6 31	Linea di influenza per il momento flettente $M_{\rm S-2}$ della trave T11 di	100	
0.01	campata 2 per carichi concentrati - caso studio II	107	
6.32	Disposizione del carico di normativa vigente per massimizzare il momen-	101	
0.01	to M_{S,c^2} della trave T11 di campata 2 - caso studio II	107	
6.33	Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T11 di campata 2		
	soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio II	109	
6.34	Legami costitutivi di SLU	110	
6.35	Sezione S della trave T11 di campata 2 - caso studio II	110	
6.36	Sezione S della trave T11 di campata 2 parzializzata allo SLU - caso		
	studio II	111	
6.37	Linea di influenza per il taglio nella sezione A della trave T15 di campata		
	1 per un carico uniformemente distribuito - caso studio II	113	

6.38	Diagramma di taglio (SLU) della trave T15 di campata 1 soggetta ai	
	carichi di normativa di progetto - caso studio II	114
6.39	Linea di influenza per il taglio $V_{A,c1}$ della trave T15 di campata 1 - caso	
	studio II	115
6.40	Diagramma di taglio per la trave T15 di campata 1 soggetta ai carichi	
	di normativa vigente - caso studio II	116
6.41	Linea di influenza per il taglio nella sezione A della trave T11 di campata	
	2 per un carico uniformemente distribuito - caso studio II	120
6.42	Diagramma di taglio (SLU) della trave T11 di campata 2 soggetta ai	
	carichi di normativa di progetto - caso studio II	121
6.43	Linea di influenza per il tagli o $\rm V_{A,c2}$ della trave T11 di campata 2 - caso	
	studio II	122
6.44	Diagramma di taglio (SLU) della trave T11 di campata 2 per carichi di	
	normativa vigente - caso studio II	123
6.45	Caratteristiche geometriche della sezione S omogenizzata della trave $\mathrm{T15}$	
	di campata 1 - caso studio II	128
6.46	Sollecitazioni agenti sulla sezione S omogenizzata a tempo \mathbf{t}_1 - caso	
	studio II	129
6.47	Perdita di precompressione per fenomeni reologici-EC2	130
6.48	Perdita di precompressione dovuta ai fenomeni differiti - caso studio II	131
6.49	Caratteristiche della sezione S trave T15 di campata 1 (stadio I) - caso	
	studio II	132
6.50	Stato tensionale sezione S trave T15 di campata 1 (stadio I) per la comb.	
	rara - stadio II	132
6.51	Stato tensionale sezione S trave T15 di campata 1 (stadio II) per la	
	comb. rara - stadio II	133
6.52	Schema statico dell'opera - caso studio II	134
6.53	Disposizione dei dispositivi di vincolo - caso studio II	134
6.54	Sezione trasversale della pila - caso studio II	139
6.55	Schema di carico per massimizzare azioni sulla pila - caso studio II	139
6.56	Diagrammi di sollecitazione della pila - caso studio II	141
6.57	Criterio semplificato per verifica a pressoflessione deviata	141
6.58	Momento resistente lungo x della sezione della pila - caso studio II	142
6.59	Momento resistente lungo y della sezione della pila - caso studio II	142
6.60	Rappresentazione grafica delle azioni stabilizzati e instabilizzanti sulla	
	pila	144

Elenco delle tabelle

5.1	Carichi mobili (q_1) secondo D.M. $02/08/1980$ - caso studio I \ldots	22
5.2	Incremento dinamico dei carichi mobili (q_2) secondo D.M. $02/08/1980$ -	
	caso studio I	22
5.3	Corsie di traffico convenzionali secondo D.M. 17/01/2018	24
5.4	Carichi secondo normativa vigente D.M. $17/01/2018$ - caso studio I \therefore	25
5.5	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo - caso studio I	27
5.6	Caratteristiche meccaniche dell'armatura lenta - caso studio I $\ldots\ldots$	28
5.7	Caratteristiche meccaniche dell'armatura da precompressione - caso stu-	
	dio I	28
5.8	Coefficienti di ripartizione di Courbon per il caso studio I	31
5.9	Carichi di normativa di progetto sulla trave T1 - caso studio I $\ldots\ldots$	33
5.10	Confronto numerico del momento M_S tra il metodo di Courbon e il	
	modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio I	36
5.11	Carichi di normativa vigente sulla trave T1 - caso studio I $\ldots\ldots\ldots$	38
5.12	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni da NTC	38
5.13	Confronto numerico del momento M_S tra il metodo di Courbon e il	
	modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio I	39
5.14	Verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T1 - caso studio I	44
5.15	Carichi di normativa di progetto sulla trave T1 - caso studio I $\ \ldots$.	47
5.16	Confronto numerico del taglio V_A tra il metodo di Courbon e il modello	
	FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio I	48
5.17	Carichi di normativa vigente sulla trave T1 - caso studio I $\ \ldots \ldots \ldots$	50
5.18	Contributi sollecitazione tagliante V_A per carichi di normativa vigente -	
	caso studio I	50
5.19	Confronto numerico del taglio V_A tra il metodo di Courbon e il modello	
	FEM - carichi di normativa vigente - caso studio I	51
5.20	Componenti del tiro nei cavi a tempo infinito in configurazione integra	
	- caso studio I	53
5.21	Materiali, geometria e azioni della sezione A in configurazione integra -	
	caso studio I	53
5.22	Resistenza a taglio sezione A in configurazione integra - caso studio I $$.	54
5.23	Materiali, geometria e azioni della sezione A in configurazione ammalo-	
	rata - caso studio I	54

5.24	Resistenza a taglio sezione A in configurazione ammalorata - caso studio I	55
5.25	Verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T1 - caso studio I	55
5.26	Caratteristiche sezione S omogenizzata in configurazione integra - caso studio I	57
5.27	Sollecitazioni agenti sulla sezione S omogenizzata a tempo \mathbf{t}_1 - caso	
	studio I	59
5.28	Perdite di tensione nei trefoli all'istante t_1 - caso studio I \hdots	60
5.29	Perdita per rilassamento dell'acciaio a tempo infinito - caso studio I $\ .$	61
5.30	Perdita di precompressione dovuta ai fenomeni differiti - caso studio I $% \mathcal{I}$.	61
5.31	Caratteristiche della sezione S (stadio I) - caso studio I $\hfill \ldots \ldots \ldots$	62
5.32	Caratteristiche della sezione A (stadio I) - caso studio I	64
5.33	Verifiche di esercizio per la trave T1 - caso studio I	67
5.34	Reazioni sugli appoggi con carichi di normativa di progetto - caso studio I	69
5.35	Caratteristiche dei dispositivi di appoggio da normativa di progetto - caso studio I	69
5.36	Reazioni sugli appoggi con carichi di normativa vigente - caso studio I.	71
5.37	Caratteristiche dei dispositivi di appoggio da normativa vigente - caso	-
	studio I	71
5.38	Confronto azioni orizzontali tra normativa di progetto e normativa vi-	
	gente - caso studio I	71
6.1	Carichi equivalenti uniformemente distribuiti secondo C.M. $14/02/1962$	
	- caso studio II	83
6.2	Carichi verticali equivalenti secondo normativa di progetto - caso studio II	84
6.3	Corsie di traffico convenzionali secondo normativa D.M. $17/01/2018$	86
6.4	Carichi secondo normativa vigente D.M. $17/01/2018$ - Caso studio II $$.	86
6.5	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo degli impalcati - caso studio II	88
6.6	Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione - caso studio II	89
6.7	Coefficienti di ripartizione di Courbon per la campata 1 - caso studio II	91
6.8	Coefficienti di ripartizione di Courbon per la campata 2 - caso studio II	92
6.9	Carichi di normativa di progetto sulla trave T15 di campata 1 - caso	
	studio II	94
6.10	Confronto numerico del momento $M_{S,c1}$ tra il metodo di Courbon e il	
	modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II	96
6.11	Carichi di normativa vigente sulla trave T15 di campata 1 - caso studio II	98
6.12	Confronto numerico del momento $M_{S,c1}$ tra il metodo di Courbon e il	
	modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio II	99
6.13	Verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T15 di campata	
	1 - caso studio II	02
6.14	Carichi di normativa di progetto sulla trave T11 di campata 2 - caso	
	studio II	.04
6.15	Confronto numerico del momento $M_{S,c2}$ tra il metodo di Courbon e il	
	modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II 1	.06
6.16	Carichi di normativa vigente sulla trave T11 di campata 2 - caso studio II1	.08

6.17	Confronto numerico del momento $M_{S,c2}$ tra il metodo di Courbon e il modello EFM corichi di normativa vigente core studio II	100
6.18	Verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T11 di campata	109
	2 - caso studio II	111
6.19	Carchi di normativa di progetto sulla trave T15 di campata 1 - caso	
	studio II	113
6.20	Sollecitazioni taglianti nella sezione A della trave T15 di campata 1 -	
	carichi di normativa di progetto - caso studio II	114
6.21	Confronto numerico del taglio $V_{A,c1}$ tra il metodo di Courbon e il mo-	
	dello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II	115
6.22	Sollecitazioni taglianti nella sezione A della trave T15 di campata 1 -	
	carichi di normativa vigente - caso studio II	116
6.23	Confronto numerico del taglio $V_{A,c1}$ tra il metodo di Courbon e il mo-	
	dello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio II	117
6.24	Componenti del tiro nei cavi a tempo infinito per la trave T15 di campata	
	1 - caso studio II	117
6.25	Materiali, geometria e azioni per la sezione A dell trave T15 di campata	
	1 - caso studio II	118
6.26	Resistenza a taglio sezione A della trave T15 di campata 1 - caso studio I	I118
6.27	Verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T15 di campata 1	
	- caso studio II	119
6.28	Carchi di normativa di progetto sulla trave T11 di campata 2 - caso	
	studio II	120
6.29	Sollecitazioni taglianti taglianti nella sezione A della trave T11 di cam-	
	pata 2 - carichi di normativa di progetto - caso studio II	121
6.30	Confronto numerico del taglio $V_{A,c2}$ tra il metodo di Courbon e il mo-	
	dello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II	122
6.31	Sollecitazioni taglianti nella sezione A della trave T11 di campata 2 -	100
	carichi di normativa vigente - caso studio II	123
6.32	Confronto numerico del taglio $V_{A,c2}$ tra il metodo di Courbon e il mo-	104
0.00	dello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II	124
6.33	Componenti del tiro nei cavi a tempo infinito per la trave T11 di campata	104
C 94	2 - caso studio II	124
0.34	Materiali, geometria e azioni per la sezione A della trave 111 di campata	105
6.25	2 - Caso studio II	120 1105
0.30	Resistenza a taglio sezione A della trave 111 di campata 2 - caso studio i Varifiche di stata limita ultimo non taglia non la trava T11 di compata 2	1125
0.30	vernicie di stato ninite unino per tagno per la trave 111 di campata 2	195
6 27	- caso studio II	120
0.57	caratteristiche sezione 5 omogenizzata trave 115 campata 1 - caso	197
6 38	Pardita di tansiana nai trafali all'istanta ta casa studia II	120
0.00	Pardita por rilassamento dell'accisio a tempo infinito α esso studio II	121
6 /0	Reazioni sugli appoggi di campata 1 con carichi di pormativa di pro	101
0.40	retto - caso studio II	125
		тоо

6.41	Reazioni sugli appoggi di campata 2 con carichi di normativa di pro-	
	getto - caso studio II	136
6.42	Reazioni sugli appoggi di campata 1 con carichi di normativa vigente	
	- caso studio II	137
6.43	Reazioni sugli appoggi di campata 2 con carichi di normativa vigente	
	- caso studio II	137
6.44	Confronto azioni orizzontali tra normativa di progetto e normativa vi-	
	gente - caso studio II	138
6.45	Reazione degli appoggi sulla pila - caso studio II	140
6.46	Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU	143
6.47	Azioni stabilizzati e instabilizzanti sulla pila - caso studio II	144

Capitolo 1 Introduzione

1.1 Premessa generale

La realizzazione di una efficiente rete infrastrutturale ricopre un ruolo precipuo nello sviluppo socio economico di un paese. Altrettanto fondamentale deve essere lo sviluppo di un sistema di gestione della stessa, i cui obiettivi possono essere sintetizzati con monitoraggio e programmazione degli interventi di manutenzione in modo tale da garantire nel tempo le prestazioni delle opere. E' indubbio che per realizzare tale obiettivo sia necessario raggiungere una sufficiente ed adeguata conoscenza delle opere esistenti e del loro stato di conservazione, affinché si possa quantificare il livello di rischio e valutare la sicurezza strutturale. D'altra parte è essenziale sviluppare un quadro legislativo chiaro ed univoco sulla gestione del patrimonio esistente, a cui tutti gli Enti gestori e/o proprietari devono far riferimento.

1.2 Obiettivi e struttura della tesi

Il seguente lavoro si pone l'obiettivo di sottolineare la necessità di definire un sistema di classificazione e gestione del rischio basato sulla valutazione della sicurezza strutturale. Nel capitolo 2 vengono illustrate le criticità del patrimonio infrastrutturale esistente e l'evoluzione del quadro normativo italiano in materia di gestione dei ponti stradali. Nel capitolo 3 viene approfondito l'approccio *multilivello* definito nelle Linee Guida e si mettono in evidenza alcune criticità riscontrate dopo una prima fase di attuazione e gestione in via sperimentale delle stesse. Nel capitolo 4 vengono illustrati gli aspetti ritenuti fondamentali per un efficiente sistema di gestione e classificazione del patrimonio esistente. Nel capitolo 5 e 6 sono riportati due casi studio. Per ciascuno di essi viene effettuata l'analisi dei carichi e le verifiche di sicurezza in termini di rapporto tra capacità e domanda (C/D). Inoltre, viene posta l'attenzione sulla differenza di domanda tra le relative Normative di progetto e le Norme attuali. Nel capitolo 7 si riportano alcune considerazioni finali sulla base dei risultati ottenuti e si propone una possibile sequenzialità nelle operazioni da eseguire per il bridge rating basato sulle prestazioni delle opere.

Capitolo 2

Gestione dei ponti esistenti in Italia

2.1 Patrimonio infrastrutturale esistente

Il nostro paese possiede una rete infrastrutturale tra le più complesse al mondo. In una rete di strade principali di quasi 180.000 km sono presenti circa 30.000 ponti e 15.000 gallerie, con un' incidenza di opere infrastrutturali per km percorso tra le più alte al mondo [1]. Relativamente ai ponti stradali, vi è una vasta eterogeneità sulle tipologie e tecniche costruttive ed una oggettiva scarsa conoscenza sullo stato di progetto, stato di conservazione e stato di manutenzione. A ciò va aggiunta una spiccata vulnerabilità del territorio, sia dal punto di vista idrogeologico che sismico [1].

Per giunta, alcuni dati tratti dal censimento Anas del 2018 mettono in evidenza la vetustà del patrimonio infrastrutturale del nostro territorio. Nella fattispecie, una importante percentuale (più del 50%) di ponti stradali risale alla seconda metà del secolo scorso:

• 11.000 ponti e viadotti sulla rete Anas, 4.000 dei quali con lunghezza superiore ai 100 metri. Il 24% risale a prima del 1961, il 28% risale tra il 1961 e 1980.

Questo significa che, indipendentemente dallo stato di conservazione, tali opere sono caratterizzate da problematiche intrinseche:

- 1. Avvicinamento alla fine della vita utile dell'opera (la vita effettiva di un ponte ordinario è stimata nell'intorno di 50 \pm 20 anni [2]). E' lecito quindi aspettarsi fenomeni di degrado più o meno critici e livelli di prestazione non più accettabili.
- 2. Progettate con tipologie e tecniche costruttive obsolete.
- 3. Progettate con normative superate e tarate su diverse domande di traffico e differenti richieste di prestazione.

4. Concepite in assenza di una cultura di progettazione sensibile a tematiche che oggi rivestono un ruolo di centralità come: criteri antisismici, durabilità, robustezza, duttilità e sostenibilità[2].

A ciò si aggiunge l'inadeguatezza del quadro normativo relativo alla gestione del patrimonio infrastrutturale esistente e la scarsa consapevolezza che il degrado possa portare a conseguenze estreme, con gravi responsabilità da parte dei soggetti delegati alla gestione del manufatto [3].

A queste evidenti criticità bisogna anche aggiungere il sistematico taglio sulla spesa annuale stanziata per le attività di gestione del patrimonio esistente. Il costo annuo di ispezione e manutenzione ordinaria di un ponte, necessario per garantirne la sicurezza, è valutato intorno allo 0.5% del valore del patrimonio esistente, che porta ad un costo annuo totale da sostenere di circa 350 milioni di euro [3]. Tuttavia, negli ultimi decenni si stima si sia speso meno dello 0.15%. Di conseguenza, l'importo necessario per recuperare la manutenzione non fatta e mettere in sicurezza il patrimonio esistente si stima attorno a 20-25 Mld \in [3].

Alla luce di queste considerazioni è evidente che la situazione attuale in materia di gestione del patrimonio esistente sia particolarmente critica ed emergenziale.

2.2 Quadro normativo

I recenti dissesti e crolli di alcune opere sono il risultato di un carente sistema di gestione del patrimonio infrastrutturale esistente e di un quadro legislativo poco chiaro e talvolta ambiguo. Negli ultimi decenni ogni Ente ha provveduto alla gestione delle infrastrutture di propria competenza, ciascuno secondo la sua metodologia (tipicamente di tipo emergenziale) e i propri criteri di valutazione. E' chiaro come in questo contesto sia difficile garantire trasparenza e uniformità di valutazione.

Va detto che il problema della gestione delle opere infrastrutturali è un tema che attanaglia sin da sempre i soggetti delegati alla gestione dei manufatti.

Emblematico è il caso del rovinoso crollo di due arcate del ponte di Ariccia sulla via Appia il 18 Gennaio 1967. Un editoriale su 'La Stampa' di Vittorio Gorresio, il 20 gennaio del 1967 riportava in prima pagina un titolo quanto mai attuale: "Nessuno in Italia controlla i ponti".

Già all'epoca il dibattito tecnico scientifico metteva in evidenza l'impellente necessità di legiferare in materia di gestione dei ponti esistenti. A distanza di numerosi decenni, nonostante siano stati fatti dei passi in avanti, il problema non sembra essere risolto, anzi si ripresenta in modo sempre più sistematico ed impellente.

A seguito di tale crollo fu emanato il primo provvedimento in materia, la Circ Min. LL.PP. No 6736/61A1, "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali" del 19/07/1967. La circolare pone a carico dei gestori stradali ed autostradali l'onere di procedere ad un accertamento periodico delle condizioni di stabilità delle strutture ed assicurare lo stato di conservazione ai fini del mantenimento in efficienza delle stesse e delle parti accessorie. In particolare è prevista una ispezione trimestrale



Figura 2.1. Prima pagina de "La Stampa" 20/01/67

dei manufatti per accertare lo stato di consistenza e di conservazione nonché un esame generale e completo dei manufatti più importanti almeno una volta all'anno [4].

Il tema della manutenzione dei ponti stradali viene ripreso con la Circ. Min. LL.PP. No 220977, «Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali» del 11/11/1980, e nel successivo D.M. del 04/05/1990 di aggiornamento e, in particolare, nella Circ. Min. LL.PP. No 34233, «Istruzioni relative alla Normativa Tecnica dei ponti stradali» del 25/02/1991. Quest'ultima, in un capitolo dedicato alla gestione dei ponti stradali esistenti, definisce le attività demandate agli Enti Gestori, ovvero: vigilanza, ispezione, manutenzione e interventi statici (restauro-adeguamento-ristrutturazione)[2].

Il 'Nuovo Codice della Strada', D.Lgs. del 30/04/1992 ribadisce l'obbligo dell'ente gestore di 'provvedere alla manutenzione, gestione e pulizia della sede stradale e delle relative pertinenze per assicurare la sicurezza degli utenti'. Ai sensi del Codice della Strada, il D.M. LL.PP. del 01/06/2001, "Modalità di istituzione e aggiornamento del Catasto delle strade", impone in seguito ai gestori la costituzione di un catasto stradale, in accordo a determinati requisiti [2].

Si arriva poi al D.M. del 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), aggiornato dal D.M. del 17/01/2018 e dalla Circolare Esplicativa No 35/2019 del 11/02/2019. Le NTC al capitolo 8 "Costruzioni Esistenti" (riferito in generale a tutte le costruzioni) stabiliscono i criteri generali per la valutazione della sicurezza strutturale, ovvero il procedimento quantitativo volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente [5].

Un aspetto cruciale riguarda le situazioni in cui le NTC impongono la valutazione della sicurezza strutturale:

- Riduzione evidente della capacità resistente della struttura dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative, danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve, temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, etc.)
- Provati gravi errori di progetto o di costruzione
- Cambio della destinazione d'uso
- ...

Si osserva che l'espressione *significativo degrado* è generica, potendosi prestare pertanto a interpretazioni soggettive. Resta ambiguo da chi e in quali termini il degrado di un'opera è giudicato *significativo* [2].

Infine, è da notare come la normativa si limiti a descrivere i criteri generali per la valutazione della sicurezza senza entrare nel merito di un sistema articolato di classificazione e gestione del rischio del patrimonio esistente.

A seguito dei recenti dissesti, con il Decreto Ministeriale n° 578 del 17/12/202, vengono adottate le "Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti". Il decreto definisce le modalità di realizzazione, attuazione e gestione in via sperimentale, di un sistema di monitoraggio di infrastrutture stradali e autostradali basato sull'applicazione delle Linee Guida.

Le Linee Guida rappresentano un documento indispensabile dal punto di vista della definizione di un approccio comune da adottare fra tutti gli Enti gestori delle infrastrutture esistenti. Per la prima volta infatti, viene introdotto il concetto di sistema di gestione e viene illustrato un metodo operativo da seguire al fine di assicurare l'omogeneità della classificazione e valutazione della sicurezza. Di seguito verrà analizzata nel dettaglio la metodologia adottata dalle Linee Guida.

Capitolo 3

Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio

Le Linee Guida illustrano una procedura per la gestione della sicurezza dei ponti esistenti, ai fini di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. In particolare, viene definito un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare arriva alla determinazione di una classe di attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stessa, alla verifica di sicurezza [6].

3.1 Definizione dei livelli di analisi

L'approccio si sviluppa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti. Sinteticamente:

- Il Livello 0 prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile. L'acquisizione dei dati avviene tramite la compilazione di schede di censimento di Livello 0, riportate nell'allegato A.
- Il **Livello 1**, esteso alle opere censite a Livello 0, prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geomorfologiche ed idrauliche dell'area.

In sede di ispezione visiva, oltre ad un accurato rilievo fotografico e ad un rilievo geometrico delle dimensioni principali dell'opera (laddove possibile), è eseguito il rilievo dello stato di conservazione della struttura, finalizzato ad individuare, evidenziare e segnalare, in apposite schede, i fenomeni di degrado ed i difetti presenti. La compilazione di schede permette di indicare la presenza di specifici fenomeni di degrado e l'intensità e l'estensione con cui essi si manifestano. Le indicazioni riportate sulle schede sono poi utilizzate per la determinazione del livello di difettosità, uno dei principali parametri considerati nel metodo di classificazione di Livello 2. Nell' Allegato B sono fornite le *schede di difettosità* da impiegare in fase di ispezione di Livello 1. Sono previste schede di difettosità differenziate per ogni tipologia di elementi costituenti il ponte e materiale di realizzazione.

Ad ognuno dei difetti è associato un peso (G), variabile da 1 a 5: difetti meno gravi hanno peso 1, i difetti più gravi hanno peso 5. I difetti con peso 5 sono evidenziati sulle schede, al fine di rimarcare la necessità di eseguirne un rilievo accurato. La loro presenza, infatti, potrebbe essere indice di rilevanti e/o immediati problemi strutturali e, pertanto, si considerano particolarmente influenti sulla determinazione del livello di difettosità. Inoltre, in corrispondenza dei soli difetti di gravità più elevata (di peso G = 4 e G = 5) è presente la possibilità di segnalare il caso in cui la presenza di tale difetto possa pregiudicare la statica dell'opera e rappresentare un rischio rilevante (casella "PS").

- Il Livello 2 consente di giungere alla *classe di attenzione* (Cda) di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. La classe di attenzione è una stima approssimata dei fattori di rischio, utile per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento delle indagini/verifiche/controlli nonché per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari. Risulta conveniente distinguere quattro tipologie di rischio:
 - Rischio strutturale e fondazionale;
 - Rischio sismico;
 - Rischio frane;
 - Rischio idraulico;

È necessario analizzare i rischi rilevanti in maniera separata ed indipendente, definendo un metodo di classificazione e, quindi, una Classe di Attenzione diversa per ognuno di essi. La definizione di classe di attenzione proposta è ispirata al noto schema di definizione di rischio, ossia è il risultato della combinazione di tre fattori principali: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Tali fattori sono a loro volta determinati considerando i principali parametri che li influenzano. Questi ultimi sono distinti in "parametri primari" e "parametri secondari", includendo tra i primi quelli con maggiore importanza ai fini della classificazione.

• Il Livello 3 prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4. Assumendo, che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, ciò può essere eseguito valutando il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile, spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca (intesa quindi in questa valutazione come minima capacità garantita dalla norma di progettazione originaria) e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti.

- Il Livello 4 prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti. La valutazione della sicurezza dei ponti esistenti presenta delle peculiarità in merito alla valutazione della vita di riferimento da assumere nel calcolo delle azioni, all'influenza dello stato di degrado sulla verifica e alla valutazione dei carichi da discutere con maggiore accuratezza. La definizione di tali peculiarità è basata sulle seguenti considerazioni concettuali:
 - L'orizzonte temporale per cui si richiede il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza va assunto in funzione dello scopo cui è destinata l'analisi svolta. A tal proposito, si introduce il concetto di "tempo di riferimento", tref, ossia l'arco temporale cui è convenzionalmente riferita la verifica. Al termine di tale arco temporale, si presuppone in generale che le analisi siano da ripetere.
 - I ponti esistenti su cui non è stata eseguita una costante e corretta manutenzione anche strutturale sono generalmente affetti da numerosi fenomeni di degrado dovuti alle azioni ambientali (diverso è il caso degli edifici dove gli elementi resistenti primari sono, in genere, maggiormente protetti dalle intemperie). Occorre pertanto considerare con attenzione le effettive condizioni di conservazione del ponte e una sua configurazione di verifica degradata nel caso in cui i fenomeni di ammaloramento esistenti abbiano ridotto la capacità della struttura.
 - L'entità delle azioni da traffico previste dalle Norme Tecniche costituisce un riferimento convenzionale da adottarsi per la progettazione dei ponti nuovi. Il valore caratteristico del carico da traffico,purché si proceda ad un monitoraggio nei confronti del traffico, può essere sottoposto ad una riduzione, salvo prevedere adeguate verifiche, al termine della vita residua, e adottare conseguenti provvedimenti, inclusa, in ultima istanza nei casi estremi, la messa fuori uso e la sostituzione.

In linea con quanto precisato nel capitolo 8 delle Norme tecniche e nella Circolare, le Linee Guida definiscono le azioni da intraprendere nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio: limitare i carichi consentiti, prevedere una restrizione all'uso del ponte, eseguire interventi volti ad aumentare la sicurezza.

Partendo da tali presupposti normativi è possibile definire un ponte esistente come:

- Adeguato
- Operativo

- Transitabile

Si rimanda al testo delle Linee Guida per una descrizione più dettagliata.

• Il **Livello 5**, non trattato esplicitamente nelle presenti Linee Guida, si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete, opportunamente individuati.

Dal Livello 0 al Livello 5, la complessità, il livello di dettaglio e l'onerosità delle indagini e delle analisi aumentano, ma il numero di infrastrutture su cui applicarle, così come il livello di incertezza dei risultati ottenuti, si riduce. Tuttavia, vedremo nel seguito come tale assunzione abbia una connotazione prettamente teorica dato che nella realtà il numero di opere che richiede livelli successivi di approfondimento non diminuisce affatto.

Si riporta di seguito un diagramma di flusso che sintetizza l'approccio multilivello.



Figura 3.1. Approccio multilivello Linee Guida

3.2 Livello 2: Valutazione della classe di attenzione

Come si evince da 3.1, il fulcro centrale dell'approccio, sui cui risultati si basano le valutazioni successive, è il Livello 2, ossia la definizione delle classi di attenzione. Come esposto nel seguito, essa consiste nel determinare, per ogni ponte, una Classe di Attenzione (CdA), funzione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, e classificata in alta, medio-alta, media, medio bassa e bassa. Ad ogni classe di attenzione corrispondono determinate conseguenti azioni, in termini di indagini/monitoraggio/verifiche. In particolare:

- Per i ponti con classe di attenzione Alta è opportuno l'immediato avvio di valutazioni più accurate, sia in termini di valutazioni di sicurezza sia di approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e/o strutturali, laddove necessario (livello 4). L'esecuzione di valutazioni accurate dà la possibilità di implementare un modello della struttura la cui affidabilità e accuratezza dipende dal livello di conoscenza raggiunto. Per i ponti di Classe di Attenzione Alta è prevista l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1 e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, § 7.4.2, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo come descritto nel § 7.6.
- Per i ponti con classe di attenzione Medio-Alta è previsto l'impiego di valutazioni preliminari di Livello 3 e l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1 e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, § 7.4.2, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo come descritto nel § 7.6. L'ente proprietario e/o gestore verifica, caso per caso, la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4, sulla base della tipologia e qualità dei difetti riscontrati e dei risultati delle analisi preliminari di Livello 3.
- Per ponti con CdA Media occorre eseguire valutazioni preliminari di Livello 3, così come descritto per la CdA Medio- Alta, ed ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1. Ove si rendesse necessario nel caso, sulla base delle ispezioni periodiche ordinarie, siano stati rilevati fenomeni di degrado in rapida evoluzione, è necessario eseguire anche ispezioni periodiche straordinarie di cui al § 7.4.2. L'ente proprietario e/o gestore verifica quindi, caso per caso, sulla base delle valutazioni di Livello 3, se sia necessario installare sistemi di monitoraggio periodico o continuo (riclassificando il ponte in CdA Medio-Alta) e/o se eseguire valutazioni accurate di sicurezza di Livello 4 (riclassificando il ponte in CdA Alta).
- Per i ponti in CdA Medio-Bassa non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche frequenti (si veda al proposito la parte ad esso dedicata nelle presenti linee guida).
- Per i ponti in CdA Bassa non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite

3.3 Considerazioni sulle Linee Guida

Dopo una prima fase di attuazione e gestione in via sperimentale delle Linee Guida, emergono delle criticità legate alla struttura del processo decisionale delle stesse.

• Criteri di classificazione basati sul rischio e sulla difettosità rilevata

Le Linee Guida sono orientate verso un sistema di classificazione basato su un' analisi parametrica del rischio (strutturale, fondazionale, sismico, idraulico e geologico) oltre che dalle caratteristiche generali dei ponti e dalle difettosità riscontrate. Si evidenzia una sovrastima della portata dei difetti e dei parametri del rischio che porta a classificare la maggior parte delle opere d'arte in Classe Alta o Medio-Alta. Infatti, su quasi tutti i ponti analizzati, emerge una diffusa presenza di difetti anche puntuali e non gravi, ma appartenenti a tipologie corrispondenti a voti alti. Altri parametri che influiscono molto sulla classificazione sono - ad esempio - la collocazione geografica, il volume di traffico e la tipologia di ostacolo sorpassato.

Questo risultato sembra essere tipico dei sistemi di classificazione basati sul rischio e sulla difettosità rilevata piuttosto che sulla sicurezza e robustezza del manufatto. Di conseguenza, ponti che mostrano le stesse difettosità e lo stesso livello di rischio rientrano nella stessa classe di attenzione, senza prendere in considerazione le prestazioni strutturali).

Se a valle del sistema di classificazione la maggior parte delle opere ricade nella stessa classe (es. Classe Alta) non sarà possibile da parte del gestore definire gli interventi prioritari e le tempistiche ammissibili per gli stessi.

• Valutazione della sicurezza non obbligatoria a seguito di una revisione della normativa

Le Linee Guida specificano che tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione è escluso quello conseguente ad una eventuale variazione dell'entità delle azioni a seguito di una revisione o della normativa o delle zonazioni. Questo significa che ponti vicini alla fine della loro vita utile e progettati con regolamenti normativi superati, qualora non presentino evidenti segni di degrado, non debbano essere soggetti alla verifica di sicurezza [2].

Capitolo 4

Sistema di gestione dei ponti stradali esistenti

Nel seguente capitolo sono esposte alcune considerazioni di carattere generale sugli aspetti ritenuti fondamentali per un efficiente sistema di gestione e classificazione del patrimonio esistente, anche sulla base dei sistemi adottati negli altri paesi.

4.1 Archivio nazionale delle infrastrutture esistenti

Per archivio delle infrastrutture esistenti si deve intendere un archivio informatico a cui tutti gli Enti gestori e/o proprietari devono far capo e che comprenda:

- il censimento di tutte le infrastrutture esistenti (storia, documentazione di progetto, caratteristiche principali);
- lo stato di salute attuale;
- la procedura e frequenza delle ispezioni;
- il livello di sicurezza del ponte;

Tale sistema deve essere univoco, chiaro e allo stesso tempo interoperabile con dati provenienti dai vari Enti gestori. Infatti, nel territorio italiano, circa il 45% dei ponti è in capo ad Anas spa, il 20% è gestito dai concessionari stradali ed autostradali (circa 25 enti), il restante 35% è gestito da enti locali [1].

Al riguardo, un importante passo in avanti è stato fatto con l'istituzione dell' Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP), basato sulla interoperabilità delle varie amministrazioni che detengono e gestiscono i dati riferiti ad un' opera pubblica, e all'esecuzione dei lavori sulla stessa. Sulla base dei dati forniti dal proprietario/gestore, l'AINOP genera un codice identificativo della singola opera (IOP), che contraddistingue e identifica in maniera univoca l'opera medesima riportandone le caratteristiche essenziali e distintive [7]. Ad oggi il sistema è ancora in fase di sviluppo.

4.2 Manuale sulla verifica dei ponti esistenti

In materia di gestione del patrimonio esistente risulta doveroso distinguere tra la disciplina del **progetto** di nuove strutture e quella della **verifica** strutturale dell'esistente. La differenza principale tra le due discipline riguarda l'entità dei carichi da traffico da considerare ai fini del calcolo. Infatti, se nella prima si adottano modelli di traffico convenzionali, determinati a seguito di considerazioni probabilistiche ed ampiamente conservativi, nella seconda si dovrebbe far riferimento ai carichi da traffico reali, determinati a partire da misurazioni dirette dei carichi circolanti[2].

Il problema risiede nel fatto che utilizzare modelli di traffico convenzionali nelle verifiche di sicurezza di un' opera esistente potrebbe essere troppo penalizzante per i motivi esposti precedentemente.

La normativa britannica e degli US sono già da tempo allineate su questa filosofia. La normativa italiana affronta questa tematica per la prima volta con le Linee Guida. Infatti, nel capitolo 4 delle stesse è chiarito che l'entità delle azioni da traffico previste dalle Norme Tecniche costituisce un riferimento convenzionale da adottarsi per la progettazione dei ponti nuovi [6]. A tal proposito, si introduce il concetto di "tempo di riferimento", tref, ossia l'arco temporale cui è convenzionalmente riferita la verifica. Viene quindi prescritto di valutare il sovraccarico verticale variabile relativo alle specifiche condizioni di verifica previste dal livello di analisi svolto.

4.3 Classificazione del rischio basata sulla valutazione delle prestazioni dell'opera

L'attività classificazione del rischio delle opere esistenti deve essere fatta sulla base della valutazione della sicurezza strutturale, ovvero della capacità dell'opera relazionata alla domanda da traffico reale. Tale attività non deve essere prevista soltanto nei casi in cui venga rilevata una situazione emergenziale di difettosità e/o rischio come invece previsto dalle Linee Guida, bensì su tutti i ponti esistenti. Inoltre, è importante chiarire che la valutazione della sicurezza strutturale debba essere effettuata in tutti quei casi in cui ci sia una consistente variazione di entità delle azioni tra la Normativa di progetto e le Norme attuali.

Capitolo 5

Caso Studio I : Sottovia sulla SS 235

5.1 Descrizione dell'opera e stato di conservazione

L'opera oggetto di studio è un sottovia ubicato sulla SS 235. Dalle informazioni desumibili dalla documentazione in possesso, si evince che l'opera è stata progettata nel primo semestre del 1988. Inoltre, sono disponibili gli elaborati di progetto ed il verbale di collaudo redatto il 10 luglio 1991, periodo in cui si ipotizza l'apertura al traffico. La normativa vigente all'epoca della progettazione dell'opera è il Decreto Ministeriale 02 Agosto 1980, avente come oggetto: *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali.*



Figura 5.1. Planimetria del sottovia - caso studio I

Il sottovia si sviluppa planimetricamente lungo un tratto rettilineo ed è costituito da un' unica campata di luce 20.50 m. L'opera è formata da due carreggiate separate, poggianti su spalle uniche. Si riportano di seguito alcuni dettagli dell'opera.



Figura 5.2. Sezione trasversale del sottovia - caso studio I

Ogni impalcato è formato da un graticcio di 16 travi, con luce di calcolo 19.50 m, con sezione a doppio T; esse sono collegate da tre traversi, di cui uno centrale e sono solidarizzate da una soletta collaborante di spessore 25 cm. Lo schema statico dell'opera è a travata semplicemente appoggiata. Le travi risultano armate da un sistema di precompressione a cavi aderenti, ognuno del diametro di 3/8". Nello specifico sono presenti 42 trefoli disposi nel bulbo inferiore e 12 trefoli nel bulbo superiore. Oltre al sistema di precompressione le travi sono armate da staffe per far fronte alle sollecitazioni di taglio e da armatura longitudinale avente la funzione di reggistaffe.



SEZIONE LONGITUDINALE IMPALCATO — 1:100

Figura 5.3. Sezione longitudinale dell'impalcato - caso studio I

Entrambe le spalle sono in cemento armato ordinario, uniche per entrambe le carreggiate. Esse sono formate da una trave cuscino, diverse per le due spalle, poggiante su una serie di pali e micropali.



Figura 5.4. Disposizione dei trefoli delle travi - caso studio I



Figura 5.5. Sezione trasversale delle travi - caso studio I

Sulla base di un rapporto di ispezione per particolare evoluzione del degrado (RIED) trasmesso dalla società incaricata alla sorveglianza dell'opera, sono stati eseguiti interventi di ripristino di un danneggiamento da urto rilevato su di una trave. Per la trave in oggetto si osserva un danneggiamento del bulbo inferiore della trave, con frattura conica e perdita di precompressione a causa della rottura di n° 10 trefoli. Il difetto è localizzato ad una distanza di circa 5.0 m dalla spalla.



Figura 5.6. Vista generale del danneggiamento rilevato - caso studio I



Figura 5.7. Dettaglio del danneggiamento rilevato - caso studio I

5.2 Obiettivi

Il caso studio rappresenta il modus operandi nel panorama della gestione dei ponti esistenti, ovvero si eseguono degli interventi strutturali a valle di un RIED trasmesso dalla società incaricata alla sorveglianza dell'opera o in presenza di elevati livelli di rischio.

Obiettivo delle analisi riportate nel seguito è quello di determinare le prestazioni dell'opera oggetto di studio nei confronti delle sole azioni statiche. Nella fattispecie, verrà determinato il rapporto tra *capacità* e *domanda*, di seguito indicato con C/D, per i principali elementi strutturali. Inoltre, verrà posta l'attenzione sulla differenza, in termini di richiesta di *domanda*, tra la normativa di progetto (DM 02/08/1980) e la normativa vigente (DM 17/01/2018). Sulla base dei risultati ottenuti, sarà possibile inquadrare l'opera in un sistema di classificazione e gestione del rischio basato sulle prestazioni e sulla valutazione della sicurezza strutturale ai sensi della normativa vigente.

5.3 Analisi dei carichi secondo normativa di progetto D.M. 02/08/1980

5.3.1 Carichi permanenti strutturali

L'analisi dei carichi riportata riguarda l'impalcato della singola carreggiata, costituito da 16 travi longitudinali, 3 travi trasversali e una soletta collaborante in cemento armato. Le dimensioni in pianta dell'impalcato sono $20.50 \text{ m} \ge 16.50 \text{ m}$.

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali sono assunti i seguenti valori standard:

- peso specifico del cls pari a 25 $[kN/m^3]$
- peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 $[kN/m^3]$

1. TRAVI LONGITUDINALI

Le travi longitudinali hanno una sezione a doppio T, avente altezza 82 cm, base 60 cm e spessore dell'anima 14 cm. L'area totale della sezione è di 2608 cm². Si riporta la geometria della trave in figura 5.8.

Il peso totale delle travi longitudinali, $G1_{lb}$ è pari a:

$$G1_{lb} = [As_{lb} \cdot L \cdot \gamma] \cdot n_{lb} = 0.26 \cdot 20.50 \cdot 25 \cdot 16 = 2109.94 [kN]$$
(5.1)

2. TRAVI TRASVERSALI

Le travi trasversali hanno una sezione rettangolare, avente altezza 80 cm e base 30 cm. L'area della sezione è di 2400 cm².

Il peso totale delle travi trasversali, $\mathbf{G1_{tb}}$ è pari a:

$$G1_{tb} = [As_{tb} \cdot L \cdot \gamma] \cdot n_{tb} = 0.24 \cdot 16.50 \cdot 25 \cdot 3 = 297.0 \,[kN] \tag{5.2}$$



Figura 5.8. Sezione trave longitudinale - caso studio I

3. SOLETTA IN C.A.

Le travi longitudinali sono solidarizzate tramite una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 25 cm. Considerando un' area dell'impalcato in pianta di 338.25 m², il peso totale della soletta $\mathbf{G1}_{s}$ è pari a:

$$G1_{sl} = [A_{sl} \cdot s \cdot \gamma] = 338.25 \cdot 0.25 \cdot 25 = 2114.06 [kN]$$
(5.3)

Il peso totale degli elementi strutturali che costituiscono l'impalcato dell'opera, $G1_{tot}$ è uguale a:

$$G1_{tot} = G1_{lb} + G1_{tb} + G1_{sl} = 4516.0 [kN]$$
(5.4)

5.3.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti degli elementi non strutturali sono indicati di seguito:

- manto stradale, pari a 3.0 kN/m2, corrispondente ad un pacchetto di spessore complessivo pari a 15 cm;
- cordolo esterno: ad un'altezza pari a 30 cm corrisponde un carico distribuito su 50 cm di larghezza di circa 3.75 kN/m;
- cordolo di spartitraffico: assente;
- dispositivi di ritenuta del tipo new jersey su spartitraffico: 6.4 kN/m;
- dispositivi di ritenuta del tipo guard rail e barriera fonoassorbente su sbalzi esterni a bordo ponte: 6.5 kN/m;

5.3.3 Carichi verticali da traffico

La normativa di progetto (D.M. 02 Agosto 1980) definisce le condizioni di carico in relazione alla categoria di ponte. In particolare, al paragrafo 3.4.2 delle stesse, si legge che:

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

I categoria: ponti progettati per il transito di tutti i carichi mobili sopra indicati; *II categoria*: ponti progettati per il transito dei carichi q_{1B} , q_{1D} , q_{1E} , q_{1F} ;

III categoria: ponti progettati per il transito dei carichi q_{1E} , q_{1F} (passerelle pedonali). L'opera in oggetto rientra in I categoria.

Per questa categoria di ponti si devono considerare i seguenti carichi (paragrafo 3.4.4.3 del D.M. 1980):

- una colonna di carichi q_{1A}
- una colonna di carichi $\mathbf{q}_{1\mathrm{B}}$
- altre ulteriori colonne di carichi q_{1B} compatibili con la larghezza della carreggiata secondo quanto sopra specificato, di intensità ridotta del 30%;
- carico q_{1F} sui marciapiedi.

Si riportano le espressioni dei carichi sopraindicati ed il numero di corsie da considerare.

1. q_{1A} - Colonna di carichi tipo A

Rappresentata da un carico ripartito disposto, ai fini dei calcoli delle strutture principali, lungo l'asse di una corsia di ingombro. L'intensità q_{1A} del carico, in t/m, si esprime in funzione della lunghezza L di calcolo nel modo seguente:

$$q_{1A} = 2.89 + \frac{52}{L} \quad perL \le 40m;$$
 (5.5)

Considerando una luce di calcolo pari a 19.50 m, il valore della colonna di carico q_{1A}=5.56 t/m.

2. q_{1B} - Colonna di carichi tipo B

Rappresentata da un carico ripartito disposto, ai fini dei calcoli delle strutture principali, lungo l'asse di una corsia di ingombro. L' intensità q1B del carico ripartito, in t/m, si esprime in funzione della lunghezza L di calcolo nel modo seguente:

$$q_{1B} = 2.23 - \frac{L}{500} \quad per15 \le L \le 400m;$$
 (5.6)

Considerando una luce di calcolo pari a 19.50 m, il valore della colonna di carico $q_{1B}=2.19 \text{ t/m}.$

Secondo quanto riportato nella normativa di progetto al paragrafo 3.4.4.1,

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di I e Il categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a cm 20, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in m 3,50. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale non sia inferiore a 5 m o comunque, per essere la via in curva, non consenta l'affiancamento di due veicoli.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membrature o sezione considerata.



Figura 5.9. Sezione trasversale dell'impalcato - caso studio I

Con una larghezza della sede stradale di 15.70 m, considerando la larghezza di ingombro della singola colonna di carico pari a 3.50 m, si ottengono 4 corsie di carico. Come indicato nel paragrafo 3.5 del D.M. 02/08/1980, l'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici. L'incremento q2 è così definito:

$$q_2 = (\phi - 1)q_1 \tag{5.7}$$

ove ϕ , il coefficiente dinamico, ha la seguente espressione:

$$\phi = 1.4 - 0.002 \left(\frac{g}{q} + 1\right) L \tag{5.8}$$

dove, \mathbf{g}/\mathbf{q} rappresenta il rapporto tra il carico permanente ed il carico mobile di calcolo dell'elemento strutturale considerati espressi per unità di lunghezza, \mathbf{L} è la lunghezza delle stese di carico presa in esame per la singola verifica.

In tabella 5.1 e 5.2 sono riportati sinteticamente i risultati ottenuti.

COLONNA		CARICO [kN/m]
1	q1A	55.57
2	q1B	21.91
3	q1b ridotto	6.57
4	q1b ridotto	6.57

Tabella 5.1. Carichi mobili (q₁) secondo D.M. 02/08/1980 - caso studio I

COLONNA		ф	CARICO [kN/m]
1	q2A	1.35	74.92
2	q2B	1.33	29.12
3	q2B ridotto	1.25	8.24
4	q2B ridotto	1.25	8.24

Tabella 5.2. Incremento dinamico dei carichi mobili (q₂) secondo D.M. 02/08/1980 - caso studio I

5.3.4 Azione longitudinale di frenata

In accordo alla normativa di progetto al paragrafo 3.6,

La forza di frenamento si assume agente nella direzione dell'asse della strada ed al livello della superficie stradale, con intensità pari ad 1/10 di una singola colonna di carico q1B. escluso l'incremento dinamico; deve comunque risultare non inferiore al 25% del totale del carico q_{1D} che può interessare la struttura.

Nel caso in esame, l'azione frenante è pari a :

$$q_3 = \frac{1}{10} q_{1B} = \frac{1}{10} 21.91 = 2.19 \left[kN/m \right] \le 0.25 q_{1D} = 3.97 \left[kN/m \right]$$
(5.9)

Quindi, si ottiene $q_3=3.97$ [kN/m].

5.3.5 Azione del vento

In accordo alla normativa di progetto al 3.8,

L'azione del vento deve essere valutata secondo quanto prescritto dalle "Norme sulla sicurezza e sui carichi", ...

.. La superficie esposta al vento dei carichi transitanti sul ponte si assimila ad una parete
rettangolare continua dell'altezza di m 3,0 a partire dal piano stradale. I valori di cui alle norme sulla sicurezza e sui carichi devono essere opportunamente aumentati per località nelle quali l'orografia possa dar luogo ad azioni anormali. Quando la tipologia del ponte lo richiede, l'azione del vento deve valutarsi caso per caso, tenendo presente l'influenza della forma, dell'orientamento e dello schermaggio.

La norma vigente sulla sicurezza e sui carichi da considerare è il D.M. 12/02/1982, che al paragrafo 3.3.3 riporta l'espressione della pressione del vento:

$$p = c \cdot q \tag{5.10}$$

Dove \mathbf{c} è il coefficiente di forma e di esposizione, che assume valore pari a 1, mentre \mathbf{q} è la pressione cinetica esercitata dal vento.

Per edifici di altezza h < 10m, la pressione cinetica uniforme del vento è pari a :

$$q = 0.75 \, q_{20} \tag{5.11}$$

Dove $q_{20}=600 \text{ [N/m^2]}$ per costruzioni ubicate in zona 1. In definitiva, la pressione del vento per il caso in esame assume la seguente espressione:

$$p_{wind} = 1 \cdot 0.75 \cdot 600 = 450 \left[N/m^2 \right] \tag{5.12}$$

Considerando la superficie esposta al vento come una parete rettangolare di altezza pari a (H + d), dove **H** è l'altezza della parete rettangolare ideale e **d** l' altezza dell'impalcato, si ottiene l'azione del vento per metro lineare di lunghezza dell'impalcato.



Surface exposed to wind = $(h+d)\cdot L$

Figura 5.10. Superficie esposta al vento

$$q_5 = p_{wind} \cdot [H+d] = 450 \cdot [3.0+1.25] = 1.91 [kN/m]$$
(5.13)

5.4 Analisi dei carichi secondo normativa vigente D.M. 17/01/2018

Per quanto riguarda i carichi permanenti strutturali e non strutturali si rimanda al paragrafo 5.3.

5.4.1 Carichi verticali da traffico

La normativa vigente definisce diversi modelli di carico in relazione al tipo di verifica che si vuole effettuare. Nel caso in esame, faremo riferimento al modello di carico 1 (LM1), in cui sono definiti i carichi concentrati e i carichi distribuiti per le verifiche globali e locali di stato limite ultimo. Il LM1 è costituito dai seguenti carichi:



Figura 5.11. Carichi Load Model 1 secondo D.M. 17/01/2018

Evidentemente il carico concentrato (TD) e il carico uniformemente distribuito(UDL) dovranno essere applicati nella posizione più sfavorevole rispetto alla verifica che si sta effettuando. Inoltre, a differenza di quanto riportato nella normativa di progetto D.M. 02/08/1980, gli effetti dinamici sono già considerati nel valore caratteristico dei carichi indicati nel modello.

Per quanto riguarda il numero di corsie di traffico convenzionali si fa riferimento alla seguente tabella:

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane <i>w_l</i>	Width of the remaining area					
<i>w</i> < 5,4 m	$n_1 = 1$	3 m	<i>w</i> - 3 m					
$5,4 \text{ m} \le w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	w	0					
		2						
$6 \text{ m} \le w$	$n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$					
NOTE For example, for	NOTE For example, for a carriage way width equal to 11m, $n_1 = Int\left(\frac{w}{2}\right) = 3$, and the width of the							
remaining area is 11 - 3×	3 = 2m.	(3)						

Tabella 5.3. Corsie di traffico convenzionali secondo D.M. 17/01/2018

Considerando una larghezza carrabile dell'impalcato pari a 15.70 m, il numero massimo

di corsie convenzionali che possono utilizzarsi è:

$$n_{NL} = int\left(\frac{w}{w_{NL}}\right) = int\left(\frac{15.70}{3}\right) = 5 \tag{5.14}$$

Dove:

- n_{NL} : numero di corsie di traffico convenzionali (notional lane)
- w : larghezza carrabile della sede stradale
- w_{NL} : larghezza della singola corsia convenzionale, stabilita da normativa pari a 3.0m.

La larghezza residua, considerata area rimanente, è pari a 0.70m. In tabella 5.4 sono riportati sinteticamente i risultati ottenuti:

LM 1	wNL [m]	UDL [kN/m2]	TS [kN]
NL 1	3.0	9	300
NL 2	3.0	2.5	200
NL 3	3.0	2.5	100
NL 4	3.0	2.5	0
NL 5	3.0	2.5	0
RA	0.7	2.5	0

Tabella 5.4. Carichi secondo normativa vigente D.M. 17/01/2018 - caso studio I

5.4.2 Azione longitudinale di frenata

Per quanto concerne la forza di frenata, in accordo alla normativa vigente, essa risulta pari a:

$$180 [kN] \le Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + (0.10q_{1k}) \cdot w_1 \cdot L \le 900 [kN]$$
(5.15)

Dove:

• q_{1k} carico uniformemente distribuito relativo al UDL del LM1

• Q_{1k} carico concentrato del singolo carico assiale relativo al TS del LM1

Svolgendo i calcoli si ottiene il seguente valore:

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + (0.10 \cdot 9) \cdot 3 \cdot 19.50 = 412.65 [kN]$$
(5.16)

$$q_3 = \frac{Q_3}{L} = \frac{412.65}{19.50} = 21.16 \left[kN/m \right]$$
(5.17)

5.4.3 Azione del vento

Secondo quanto riportato al paragrafo 5.1.3.7 della normativa vigente, l'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nele direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. La superficie esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare secondo quanto specificato al Capitolo 3 delle NTC salvo i casi in cui possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento. Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento:

• pressione cinetica di riferimento, q_r

- a_s, altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione: a_s =149 m
- Zona 1 : $v_{b,0}=25$; $a_0=1000$; $K_s=0.40$ (Tab. 3.3.I)
- $v_b = v_{b,0} = 25 \text{ [m/s] per } a_s \le a_0$

$$- v_r = v_b \cdot c_r = 25 [m/s]$$

$$- q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 390.65 \left[N/m^2 \right]$$

- coefficiente di esposizione, $\mathbf{c}_{\mathbf{e}}$
 - Categoria di esposizione del sito V : $k_r=0.23$; $z_0=0.7$; $z_{min}=12$ (Tab. 3.3.II)
 - $c_e(z) = c_e(z_{min}) = 1.48$
- coefficiente di pressione, c_p
 Il coefficiente di pressione si assume pari a 1;
- coefficiente dinamico, c_d
 Il coefficiente dinamico si assume pari a 1;

La pressione del vento \mathbf{p} è pari a :

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.65 \cdot 1.48 \cdot 1 \cdot 1 = 577.9 \left[N/m^2 \right]$$
(5.18)

Considerando la superficie esposta al vento come una parete rettangolare di altezza pari a (H + d), dove **H** è l'altezza della parete rettangolare ideale e **d** l' altezza dell'impalcato, si ottiene l'azione del vento per metro lineare di lunghezza dell'impalcato.

$$q_{wind} = p_{wind} \cdot [H+d] = 577.9 \cdot [3.0+1.25] = 2.46 [kN/m]$$
(5.19)

5.5 Materiali esistenti

Per i valori di resistenza e di deformabilità dei materiali esistenti, da utilizzare nei calcoli di verifica, si fa riferimento a quanto riportato nella relazione di calcolo generale dell'opera. Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state determinate sulla base dei risultati provenienti da una campagna di indagine di tipo diagnostico (Controlli non distruttivi, CND), abbinata a prelievi di campioni di calcestruzzo e acciaio sulle travi di impalcato, prestando attenzione all'elemento ammalorato.

Le informazioni progettuali disponibili integrate dalle indagini svolte hanno permesso di raggiungere, per tutti i materiali dell'opera un livello di conoscenza LC3. Il fattore di confidenza \mathbf{FC} corrispondente a tale livello è pari a $\mathbf{FC}=1.0$.

La resistenza di calcestruzzo e degli acciai di armatura utilizzata nei calcoli è stata determinata sulla base delle prove di laboratorio eseguite sui campioni di materiali prelevati in situ. I valori delle resistenze di progetto dei materiali da utilizzare nelle verifiche dei ponti esistenti possono essere determinati mediante l'espressione riportata al §6.3.4 delle LL.GG. n.88/2019:

$$f_d = \min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC}\right) \tag{5.20}$$

Dove:

 $\mathbf{f_m}:$ è la resistenza media valutata su un numero di
n di campioni;

 γ_M : coefficiente di sicurezza del materiale;

 $\mathbf{f}_{\mathbf{k}}$: è la resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n, la stima della quale deve essere effettuata secondo le modalità stabilite nelle LG del C.S.LL.PP.

5.5.1 Calcestruzzo

La resistenza a compressione di progetto dei calcestruzzi da utilizzare nelle verifiche, a seguito dei risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati, è indicata nella seguente tabella:

Fattore di Confidenza	FC	1,00	-
Coefficiente parziale di sicurezza	Yc	1,50	-
Resistenza caratteristica	f _{ck} /FC	34,67	MPa
Resistenza cilindrica di calcolo	f _{cd} = min (f _{ck} /FC; f _{cm} /γ _c /FC)	26,6	MPa
Resistenza a trazione media	fctm	3,2	MPa
Resistenza media a trazione elementi sollecitati a flessione	f _{ofm}	3,8	MPa
Massima tensione in esercizio a compressione	σ _{c, max} ≤0.60f _{ck}	20,80	MPa
Tensione massima cls per formazione fessure	σt <fctm 1.2<="" th=""><th>2,66</th><th>MPa</th></fctm>	2,66	MPa
Modulo elastico	Ec=22000(fcm/10) ^{0,3}	33.302	MPa

Tabella 5.5. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo - caso studio I

5.5.2 Armatura lenta

La resistenza a trazione di progetto degli acciai di armatura lenta da utilizzare nelle verifiche, a seguito dei risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati, è indicata nella seguente tabella:

Fattore di Confidenza	FC	1,00	-
Coefficiente parziale di sicurezza	Υs	1,15	-
Resistenza a snervamento caratteristica	fyk	396	MPa
Resistenza a snervamento di calcolo	fya = min (fyk/FC; fym/γs/FC)	396	MPa
Modulo elastico	Es	210.000	MPa

Tabella 5.6. Caratteristiche meccaniche dell'armatura lenta - caso studio I

5.5.3 Acciaio da precompressione

La resistenza di calcolo degli acciai armonici da utilizzare nelle verifiche è riportata nella seguente tabella:

Resistenza caratteristica a carico massimo, Trefoli	f _{ptk} =	1870,70	MPa
Resistenza caratteristica allo 1% di deformazione totale	f _{p (1)k} =	1670	MPa
Resistenza di calcolo, Trefoli	f _{yd} = min (f _{yk} /FC; f _{ym} /y _s /FC) =	1670	MPa
Modulo elastico	Es =	190.000	MPa
Fattore di Confidenza	FC =	1,00	
Coefficiente parziale di sicurezza	Ys	1,15	-

Tabella 5.7. Caratteristiche meccaniche dell'armatura da precompressione - caso studio I

5.6 Metodologie per le verifiche e modelli di calcolo

La metodologia adottata prevede la determinazione delle prestazioni dell'opera, dapprima per la configurazione integra e successivamente quella relativa allo stato di fatto. In entrambi i casi si fa riferimento esclusivamente ai carichi statici.

In base alle informazioni reperibili dalla documentazione in possesso, è stato possibile effettuare le verifiche di stato limite ultimo a flessione e a taglio per le travi longitudinali. Seguono le verifiche tensionali per le travi longitudinali, le verifiche sui dispositivi di appoggio e alcune considerazioni di carattere generale sulle criticità riscontrate per il particolare caso studio.

Come premesso, l'obiettivo è quello di mettere in evidenza eventuali differenze in termini di *domanda* tra la normativa di progetto e quella vigente. Successivamente, valutate le prestazioni statiche dell'opera, sarà possibile definire il rapporto (C/D) in modo tale da poter operare in un sistema di classificazione e gestione del rischio dei ponti esistenti basato sulla sicurezza strutturale.

Per la determinazione della risposta strutturale, ovvero della *domanda*, sono stati utilizzati due approcci di calcolo. Il primo basato sul metodo di Courbon e sulla teoria delle linee di influenza, il secondo, come validazione del primo, basato su un' analisi agli elementi finiti tramite il software *SAP 2000*.

5.6.1 Modellazione su SAP 2000

Per gli scopi di cui si è discusso in precedenza, è stato modellato esclusivamente l'impalcato tramite il software agli elementi finiti *SAP 2000*. La tecnica di modellazione adottata è quella del **grid model**, secondo cui le caratteristiche di rigidezza in direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato sono modellate tramite un network di *elementi beam* disposti sullo stesso piano. Evidentemente, usando questo approccio, non si considera l'eccentricità tra il baricentro dell' impalcato e tutti gli elementi strutturali che lo costituiscono.



Figura 5.12. Vista prospettica dell' impalcato - modello FEM caso studio I

- Le travi longitudinali sono modellate tramite elementi beam;
- I traversi sono modellati tramite elementi beam;
- Per considerare il contributo della soletta nella ripartizione trasversale dei carichi, si considerano un insieme di elementi beam disposti trasversalmente ed aventi adeguate caratteristiche geometriche e di rigidezza.

Per il modello d'impalcato si considera lo schema statico di trave in semplice appoggio, in accordo alla concezione strutturale dell'opera.

5.6.2 Metodo di Courbon

Il metodo di Courbon consente di risolvere, in maniera semplificata, il problema della ripartizione trasversale dei carichi. Esso consiste nel supporre la presenza di un traverso infinitamente rigido flessionalmente sotto qualunque posizione del carico e travi longitudinali con ridotta rigidezza torsionale.



Figura 5.13. Deformazione tipo dell'impalcato sotto le ipotesi di Courbon

Sotto queste condizioni, si deduce una *deformata lineare* dell'impalcato. Secondo il metodo di Courbon, un generico carico applicato sull'impalcato si ripartisce tra le travi longitudinali in modo proporzionale ai coefficienti di ripartizione. E' possibile dimostrare che, nel caso di travi longitudinali tutte uguali ed ugualmente vincolate, il coefficiente di ripartizione assume la seguente espressione:

$$\rho_{i,e} = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$
(5.21)

dove

n è il numero di travi longitudinali;

 $\mathbf{d}_{\mathbf{i}}$ è la distanza dell' i-esima trave dal baricentro delle rigidezze, presa con relativo segno;

 \mathbf{e} è l'eccentricità della forza unitaria rispetto al baricentro delle rigidezze, presa con relativo segno.

Il coefficiente $\rho_{i,e}$ rappresenta la percentuale di forza unitaria, applicata ad una distanza e dal baricentro delle rigidezze. ripartita sulla trave i-esima. Quindi, fissata una generica posizione del carico, è possibile determinare in che percentuale esso si ripartisce tra le travi longitudinali. Alla stessa maniera, assunto valido il principio di reciprocità, è possibile calcolare la percentuale di carico unitario relativa ad una generica trave, per ogni posizione del carico.

Si riportano di seguito i coefficienti di ripartizione per le travi dell'impalcato in esame.

5 – Caso Studio I : Sottovia sulla SS 235

COEFFICI	ENTI DI RIPA	RTIZIONE								Load o	n beam							
TRASV	ERSALE DEL C	CARICO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
harm	-	4: 642	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10	e11	e12	e13	e14	e15	e16
beam	ai-0	al-6^2	7.8	6.76	5.72	4.68	3.64	2.6	1.56	0.52	-0.52	-1.56	-2.6	-3.64	-4.68	-5.72	-6.76	-7.8
1	7.8	60.8	0.23	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.10	0.07	0.05	0.03	0.01	-0.01	-0.04	-0.06	-0.08	-0.10
2	6.76	45.7	0.21	0.19	0.17	0.15	0.13	0.11	0.09	0.07	0.05	0.03	0.01	0.00	-0.02	-0.04	-0.06	-0.08
3	5.72	32.7	0.18	0.17	0.15	0.14	0.12	0.10	0.09	0.07	0.05	0.04	0.02	0.01	-0.01	-0.03	-0.04	-0.06
4	4.68	21.9	0.16	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.06	0.04	0.03	0.02	0.00	-0.01	-0.02	-0.04
5	3.64	13.2	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	-0.01
6	2.6	6.8	0.12	0.11	0.10	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01
7	1.56	2.4	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03
8	0.52	0.3	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05
9	-0.52	0.3	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
10	-1.56	2.4	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10
11	-2.6	6.8	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.12
12	-3.64	13.2	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14
13	-4.68	21.9	-0.04	-0.02	-0.01	0.00	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07	0.08	0.10	0.11	0.12	0.14	0.15	0.16
14	-5.72	32.7	-0.06	-0.04	-0.03	-0.01	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.10	0.12	0.14	0.15	0.17	0.18
15	-6.76	45.7	-0.08	-0.06	-0.04	-0.02	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.21
16	-7.8	60.8	-0.10	-0.08	-0.06	-0.04	-0.01	0.01	0.03	0.05	0.07	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.21	0.23

Tabella 5.8. Coefficienti di ripartizione di Courbon per il caso studio I

Si osserva che la trave longitudinale esterna (T1) è quella maggiormente sollecitata poiché, per ogni posizione del carico, il relativo coefficiente di ripartizione assume il massimo valore. Di conseguenza, nelle verifiche riportate nel seguito, faremo riferimento alla trave di bordo (T1).



Figura 5.14. Coefficienti di Courbon per la trave T1 - caso studio I

Riguardo la validità del metodo, si dimostra che il modello di Courbon approssima bene l'effettiva distribuzione trasversale dei carichi quando viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{L}{b_0} > 10 \tag{5.22}$$

dove

 \mathbf{L} è la luce di calcolo della trave longitudinale; $\mathbf{b_0}$ è l'interasse tra le travi longitudinali; Nel caso in esame, considerando L=19.50 m e b_0 =1.04 m, si ottiene un rapporto maggiore di 10 quindi possiamo assumere il metodo di Courbon valido con una buona approssimazione.

5.7 Stato limite ultimo per flessione - trave longitudinale T1

In questo paragrafo si riportano le verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave longitudinale di bordo (T1). Dato lo schema statico dell'opera, faremo riferimento alla sezione di mezzeria (sezione S), dove si registra il massimo momento flettente, e alla sezione dove è stato rilevato il danneggiamento (sezione A).

Verranno riportati i dettagli del calcolo della sollecitazione flettente di SLU considerando dapprima la **normativa di progetto** e successivamente la **normativa vigente**. Seguiranno il calcolo del momento resistente per la configurazione integra e quella degradata, le verifiche in termini di rapporto tra *capacità* e *domanda* ed infine alcune osservazioni sulle criticità riscontrate.

5.7.1 Calcolo del momento flettente con carichi di normativa di progetto

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Si traccia la linea di influenza per il momento flettente nella mezzeria della trave T1 (in seguito indicato con M_S), per carichi verticali e considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio. Come indicato al paragrafo 5.3, la normativa di progetto



Figura 5.15. Linea di influenza per il momento $\rm M_S$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio I

prevede colonne di carico uniformemente distribuito. Di conseguenza, considerando i coefficienti della linea di influenza in figura 5.15, il momento M_S per un carico q

uniformemente distribuito è pari a:

$$M_S(UDL) = 2 \cdot 2.437 \cdot R_q = 4.875 \cdot \frac{L}{2} \cdot q = 47.52 \, q \tag{5.23}$$

Considerando i coefficienti di ripartizione trasversale del carico per la trave in esame (vedi figura 5.14), nota la linea di influenza, è possibile determinare la superficie di influenza per il momento flettente M_S , ovvero la superficie dell'impalcato su cui applicare i carichi per massimizzare la sollecitazione flettente nella sezione S della trave T1.



Figura 5.16. Disposizione del carico di normativa di progetto per massimizzare il momento flettente $\rm M_S$ - caso studio I

Si deduce che per massimizzare il momento M_S bisogna considerare soltanto le colonne di carico 1, 2, 3, i cui carichi sono definiti nelle tabelle 5.1 e 5.2.

Si riportano di seguito i coefficienti di Courbon relativi ai carichi sopraindicati:

co	DLONNA	CARICO [kN/m]	cou	JRBON	CARICO su T1 [kN/m]
1	q1A	55.57	ρ1	0.19	10.33
2	q1B	21.91	ρ2	0.12	2.61
3	q1B ridotto	6.57	ρ3	0.05	0.30
4	q1B ridotto	6.57	ρ4	- 0.029	- 0.19
co	DLONNA	CARICO [kN/m]	COL	JRBON	CARICO su T1 [kN/m]
1	DLONNA q2A	CARICO [kN/m] 74.92	CΟι ρ1	JRBON 0.19	CARICO su T1 [kN/m] 13.93
1 2	QLONNA q2A q2B	CARICO [kN/m] 74.92 29.12	COU ρ1 ρ2	URBON 0.19 0.12	CARICO su T1 [kN/m] 13.93 3.46
1 2 3	QLONNA q2A q2B q2B ridotto	CARICO [kN/m] 74.92 29.12 8.24	COU ρ1 ρ2 ρ3	JRBON 0.19 0.12 0.05	CARICO su T1 [kN/m] 13.93 3.46 0.37

Tabella 5.9. Carichi di normativa di progetto sulla trave T1 - caso studio I

Secondo la formula (5.23), considerando le risultanti dei carichi sulla trave T1, il momento flettente M_S dovuto ai carichi verticali da traffico è pari a :

$$M_S(UDL - q1) = 47.52 q = 47.52 \cdot (10.33 + 2.61 + 0.30) = 628.74 [kNm]$$
(5.24)

$$M_S(UDL - q2) = 47.52 q = 47.52 \cdot (13.93 + 3.46 + 0.37) = 844.05 [kNm]$$
(5.25)

Per quanto riguarda il contributo dei **carichi permanenti strutturali**, ricordando l'espressione 5.4 ed assumendo che essi siano equamente distribuiti tra le travi longitudinali, possiamo considerare un carico permanente strutturale uniformemente distribuito su ogni trave longitudinale uguale a:

$$g1_{lb} = \frac{G1_{tot}}{n \cdot L} = \frac{4516}{16 \cdot 19.50} = 17.13 \left[kN/m \right]$$
(5.26)

Considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio, otteniamo un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_S(G1) = \frac{g1_{lb} \cdot L^2}{8} = \frac{17.13 \cdot 19.50^2}{8} = 814.11 \, [kNm]$$
(5.27)

Relativamente ai **carichi permanenti non strutturali**, si considerano i seguenti contributi:

- cordolo esterno: ad un'altezza pari a 30 cm corrisponde un carico distribuito su 50 cm di larghezza di circa 3.75 kN/m;
- dispositivi di ritenuta del tipo guard rail e barriera fonoassorbente su sbalzi esterni a bordo ponte: 6.5 kN/m;

I carichi indicati agiscono direttamente sulla trave di bordo tuttavia, considerando la ripartizione trasversale secondo Courbon, si ottiene un carico uniformemente distribuito sulla trave T1 pari a:

$$g2_{T1} = \rho_{c,T1} \cdot g2_{tot} = 0.23 \cdot (3.75 + 6.5) = 2.47 [kN/m]$$
(5.28)

Considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio, otteniamo un momento flettente in mezzeria uguale a:

$$M_S(G2) = \frac{g_{2T1} \cdot L^2}{8} = \frac{2.47 \cdot 19.50^2}{8} = 117.80 \,[kNm]$$
(5.29)

Secondo quando riportato al paragrafo 3.13.3 della normativa di progetto: Le verifiche di stabilità agli stati limite ultimi devono essere effettuate considerando almeno le seguenti combinazioni di carico: $G_{UI} = 1,35 g + 1,5 q_5 + \Sigma_U$ $G_{UII} = 1,35 g + 1,5 (q_1 + q_2) + 0,9 q_5 + \Sigma_U$ $G_{UIII} = 1,35 g + 1,5 (q_1 + q_2 + q_3) + 0,75 q_5 + \Sigma_U$

Figura 5.17. Combinazioni di carico di stato limite ultimo secondo D.M. 02/08/1980

Applicando la **combinazione GU II** si ottiene il momento M_S di stato limite ultimo: $M_S(GUII) = 1.35 \cdot (814.11 + 117.80) + 1.5 \cdot (628.74 + 844.05) = 3467.27 [kNm] (5.30)$

MODELLO FEM su SAP 2000

Come anticipato in precedenza, per validare il metodo di Courbon, è stato realizzato un *modello FEM* dell'impalcato tramite il software SAP 2000. Si rimanda al paragrafo 5.6.1 per maggiori dettagli sulle tecniche di modellazione adottate.

Applicando i carichi previsti dalla normativa di progetto, nella configurazione illustrata precedentemente, si ottiene il seguente diagramma del momento flettente nella combinazione GU II per la trave T1:



Figura 5.18. Diagramma del momento flettente (GU II) della trave T1 soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio I

Nella tabella seguente si riportano i momenti flettenti M_S della trave di bordo T1 secondo i due metodi di calcolo adottati. Possiamo osservare che la sollecitazione flettente ottenuta applicando il metodo di Courbon è circa del 4% maggiore rispetto al risultato fornito dal modello FEM.

In conclusione, si ritiene accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché, il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

D.M. 02/08/1980	Metodo di Courbon	Modello su sap2000	Errore [%]	
M_SLU(S) [kNm]	3467.27	3330.02	4.0%	

Tabella 5.10. Confronto numerico del momento M_S tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio I

5.7.2 Calcolo del momento flettente con carichi di normativa vigente

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Come indicato al paragrafo 5.4, la normativa vigente prevede stese di carico uniformemente distribuito e carichi tandem concentrati. Dovendo massimizzare il momento M_S , il carico tandem verrà applicato a cavallo della mezzeria della trave.

Di seguito si riportano i coefficienti della linea di influenza e l'espressione del momento flettente M_S in funzione dei carichi.



Figura 5.19. Linea di influenza per il momento M_S per carichi concentrati - caso studio I

$$M_S(TD) = 2 \cdot 4.575 \cdot P = 9.15 P \tag{5.31}$$

$$M_S(UDL) = 2 \cdot 2.437 \cdot R_q = 4.875 \cdot \frac{L}{2} \cdot q = 47.52 \, q \tag{5.32}$$

Considerando i coefficienti di ripartizione trasversale del carico per la trave in esame (vedi figura 5.14), nota la linea di influenza, è possibile determinare la superficie di influenza per il momento flettente M_S , ovvero la superficie dell'impalcato su cui applicare i carichi per massimizzare la sollecitazione flettente nella sezione S della trave T1.



Figura 5.20. Linea di influenza per il momento $\rm M_S$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio I



Figura 5.21. Disposizione del carico di normativa vigente per massimizzare il momento flettente $\rm M_S$ - caso studio I

Si deduce che per massimizzare il momento M_S bisogna considerare le corsie di traffico NL1,NL2, NL3, NL4, i cui carichi sono definiti in tabella 5.4.

Secondo la formula (5.31) e (5.32), considerando le risultanti dei carichi sulla trave T1, il momento flettente M_S dovuto ai carichi verticali da traffico previsti da normativa vigente è pari a :

$$M_S(TD) = 9.15P = 9.15 \cdot 93.40 = 854.61 [kNm]$$
(5.33)

$$M_S(UDL) = 47.52q = 47.52 \cdot 7.46 = 354.56 [kNm]$$
(5.34)

Per quanto concerne l'effetto dei carichi permanenti strutturali e non strutturali si considerano le espressioni (5.27) e (5.29).

NL1		COURBO	N	CARICO su T1	NL3		со	URBON	CARICO su T1
F1 [kN]	150	ρF1	0.219	32.85	F1 [kN]	50	ρF1	0.092	4.6
F2 [kN]	150	ρF2	0.177	26.55	F2 [kN]	50	ρF2	0.05	2.5
q [kN/m]	27	ρq	0.198	5.346	q [kN/m]	7.5	ρq	0.071	0.5325
NL2		COURBO	N	CARICO su T1	NL4		со	URBON	CARICO su T1
F1 [kN]	100	ρF1	0.156	15.6	F1 [kN]	0	ρF1	0	0
ED [LAI]	100	052	0.113	11.3	F2 [kN]	0	oF2	0	0
FZ [KN]	100	P12	0.115	11.0		•		<u> </u>	

Tabella 5.11. Carichi di normativa vigente sulla trave T1 - caso studio I

In accordo alla normativa vigente, la combinazione fondamentale (SLU) è la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$
(5.35)

I coefficienti parziali sono riportati nella colonna A1 della tabella Tab.5.1.V delle NTC:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti $g_1 e g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}e\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali $^{(2)}$ g ₂	favorevoli sfavorevoli	YG2	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	Yq	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	Υqi	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecita- zioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	Ye2, Ye3, Ye4	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

ab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tabella 5.12. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni da NTC

Per le azioni da traffico, si considera soltanto la combinazione delle azioni del gruppo 1 (\mathbf{gr}_1) , definita nella tabella Tab.5.1.IV delle NTC.

Sulla base di quanto esposto, è possibile calcolare il momento M_S nella combinazione fondamentale:

$$M_S(SLU) = 1.35 \cdot [M_S(G1) + M_S(G2)] + 1.35 \cdot [M_S(TD) + (M_S(UDL)] = = 1.35 \cdot (814.11 + 117.80) + 1.35 \cdot (854.61 + 354.56) = 2890.45 [kNm]$$
(5.36)

MODELLO FEM su SAP 2000

Applicando i carichi previsti dalla normativa vigente, nella configurazione di carico illustrata precedentemente, si ottiene il seguente diagramma del momento flettente in combinazione fondamentale per la trave T1.



Figura 5.22. Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T1 soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio I

Nella tabella seguente si riportano i momenti flettenti M_S della trave di bordo T1 secondo i due metodi di calcolo adottati. Possiamo osservare che la sollecitazione flettente ottenuta applicando il metodo di Courbon è circa il 10% maggiore rispetto al risultato fornito dal modello FEM.

D.M. 17/01/2018	I. 17/01/2018 Metodo di Courbon		Errore [%]
M_SLU(S) [kNm]	2890.45	2584.72	10.6%

Tabella 5.13. Confronto numerico del momento $\rm M_S$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio I

In conclusione, si ritiene accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché, il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

5.7.3 Calcolo del momento resistente

In questo paragrafo si riporta il calcolo del momento resistente ultimo della sezione in esame. Esso viene determinato con gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni, utilizzando i legami costitutivi dei materiali indicati nelle NTC. In particolare, le ipotesi di calcolo che si adottato sono:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Calcestruzzo non reagente a trazione;
- Condizione di incipiente collasso allorché:
 - Raggiungimento della deformazione ultima del cl
s compresso $\varepsilon_{uc} =$ 3.5 ‰
 - Raggiungimento della deformazione limite dell'armatura $\varepsilon_{ud}{=}67.5~\%$
 - Raggiungimento della deformazione limite dell'armatura da precompressione $\varepsilon_{ud}{=}31.5~\%$
- Leggi costitutive di stato limite ultimo [NTC 4.1.2.1.2]
 - Legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo
 - Legame costitutivo bilineare elastico-perfettamente plastico per l'acciaio



Figura 5.23. Legami costitutivi di SLU

Il calcolo è stato effettuato utilizzando un foglio *Excel* e l'ausilio di *VCASlu* (licenza opensource del prof. Gelfi), che consente di modellare con accuratezza elementi di qualsiasi forma geometrica.

La sezione di mezzeria della trave di bordo (T1) è armata da 54 trefoli del diametro di 3/8", di cui 42 disposti nel bulbo inferiore ed i restanti 12 nel bulbo superiore. Data la presenza di una soletta collaborante in cemento armato, la sezione resistente da considerare è costituita dalla trave longitudinale più la soletta per una larghezza pari





Figura 5.24. Armatura presente nella trave T1 - caso studio I

a quella efficace $\mathbf{b}_{\text{eff}}.$ La sezione è in condizione integra.

Avendo uno schema statico di trave in semplice appoggio, si considera esclusivamente l'effetto isostatico della precompressione.

Svolgendo i calcoli si ottiene un momento ultimo a rottura $M_{Rd}(S) = 3640$ [kNm]. La rottura si raggiunge lato calcestruzzo, con cavo teso snervato. La posizione dell'asse neutro è tale da tagliare la soletta in cemento armato, ottenendo un' altezza della zona compressa pari a 19.84 cm.



Figura 5.25. Sezione S della trave T1 parzializzata allo SLU - caso studio I

5.7.4 Osservazioni su criticità riscontrate

Come anticipato, per la trave in oggetto si osserva un danneggiamento del bulbo inferiore, con frattura conica e perdita di precompressione a causa della rottura di n° 10 trefoli, ad una distanza di circa 5.0 m dalla spalla. L'entità del difetto è tale da compromettere la capacità strutturale della trave nei confronti della sollecitazione flessionale. Si ritiene necessario procedere con le verifiche di sicurezza in corrispondenza della sezione ammalorata della trave di bordo, di seguito indicata con **sezione A**.

Di seguito si riporta il calcolo del momento flettente nella sezione A (di seguito indicato con M_A), adottando il metodo di Courbon:



Figura 5.26. Linea di influenza per il momento M_A per carichi concentrati - caso studio I

$$M_A(TD) = 3.63 P + 3.35 P = 6.98 P \tag{5.37}$$



Figura 5.27. Linea di influenza per il momento $\rm M_A$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio I

$$M_A(UDL) = 1.895 \cdot R1_q + 1.895 \cdot R2_q = 1.895 \cdot (14.35 + 5.15) \cdot = 36.95 q \quad (5.38)$$

Considerando i carichi sulla trave T1 a seguito della ripartizione dei carichi (riportati in tabella 5.11) è possibile determinare il momento flettente M_A dovuto ai carichi da

traffico:

$$M_A(TD) = 6.98P = 6.98 \cdot 93.40 = 651.8 [kNm]$$
(5.39)

$$M_A(UDL) = 36.95q = 36.95 \cdot 7.46 = 275.70 \,[kNm] \tag{5.40}$$

Ricordando le espressioni (5.26) e (5.28) relative ai carichi permanenti strutturali e non strutturali sulla trave T1, è possibile risolvere lo schema statico e determinare il momento nella sezione A dovuto a tali carichi:

$$M_A(G1) = 633.0 \,[kNm] \tag{5.41}$$

$$M_A(G2) = 91.6 [kNm] \tag{5.42}$$

Applicando la combinazione fondamentale riportata nell'equazione(5.35), otteniamo il valore di momento flettente di stato limite ultimo:

$$M_A(SLU) = 1.35 \cdot [M_A(G1) + M_A(G2)] + 1.35 \cdot [M_A(TD) + (M_A(UDL)] = = 1.35 \cdot (633.0 + 91.6) + 1.35 \cdot (651.84 + 275.7) = 2230.4 [kNm]$$
(5.43)

Per quanto concerne il calcolo del momento resistente in corrispondenza della sezione ammalorata, sono assunte le seguenti ipotesi volte alla modellazione del difetto rilevato:

- eliminazione delle porzioni di calcestruzzo distaccato e lesionato;
- eliminazione dei trefoli rotti, nello specifico sono stati rimossi n. 10 trefoli ;

Il momento ultimo a rottura nella condizione ammalorata è pari a: $M_{Rd}(A) = 2835$ [kNm]



Figura 5.28. Sezione A della trave T1 parzializzata alla SLU - caso studio I

5.7.5 Verifiche C/D e conclusioni

Si riportano di seguito i risultati ottenuti e le verifiche in termini di Capacità e Domanda con riferimento alla normativa vigente:

SEZIONE	CONDIZIONE	DOMANDA Fle	essionale [kNm]	CAPACITA'	C/D
SEZIONE COI	CONDIZIONE	D.M. 02/08/1980	D.M. 17/01/2018	[kNm]	C/D
S	Integra	3467.27	2890.45	3625.06	1.3
А	Integra	-	2230.39	3625.06	1.6
А	Ammalorata	-	2230.39	2835.00	1.3

Tabella 5.14. Verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T1 - caso studio I

Alla luce dei risultati ottenuti, si nota che la *domanda flessionale* richiesta dalla normativa di progetto è maggiore rispetto a quella della normativa vigente.

A tal proposito risulta interessante applicare la procedura di verifica preliminare dell'opera in accordo a quanto previsto nel **Livello 3** delle Linee Guida [6].

La valutazione preliminare dell'opera, da effettuarsi nei casi previsti dalle Linee Guida, consente di valutare in maniera approssimata le risorse dell'opera in modo tale da giustificare una eventuale successiva verifica di sicurezza.

Assumendo, che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, ciò può essere eseguito valutando il rapporto tra la domanda indotta dai carichi da traffico previsti dalle norme dell' epoca e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti.

Per il caso in esame, con riferimento alla domanda flessionale per la trave di bordo (T1), si ottiene:

$$\frac{M_{S,1980}}{M_{S,2018}} = \frac{3467.27}{2890.45} = 1.19 \tag{5.44}$$

Possiamo affermare che la valutazione preliminare della sicurezza, per quanto riguarda la sola domanda flessionale per le travi longitudinali, è soddisfatta. Si deduce che, nel caso in cui il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, la capacità flessionale delle travi longitudinali è maggiore della domanda flessionale richiesta dalla normativa vigente.

Relativamente alla valutazione della sicurezza, possiamo asserire che le verifiche nei confronti della sollecitazione flettente, ai sensi della normativa vigente, sono soddisfatte.

5.8 Stato limite ultimo per taglio

Per la verifica di stato limite ultimo per taglio si fa riferimento sin da subito alla sezione ammalorata A della trave di bordo (T1). Si riportano di seguito i calcoli relativi

alla determinazione del taglio sollecitante e della capacità a taglio in configurazione degradata.

5.8.1 Calcolo del taglio con carichi di normativa di progetto LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Si traccia la linea di influenza per il taglio nella sezione A (in seguito indicato V_A), per carichi verticali e considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio.



Figura 5.29. Linea di influenza per il taglio V_A per carichi verticali - caso studio I

Come indicato al paragrafo 5.3, la normativa di progetto prevede colonne di carico uniformemente distribuito. Sulla base dei coefficienti della linea di influenza in figura 5.29, si distingue tra un carico uniformemente distribuito agente su un tratto di trave pari a 14.35 m a sinistra della sezione A e un carico uniformemente distribuito agente su un tratto di 5.15 m a destra della sezione A.

Per i suddetti carichi è possibile calcolare il valore del taglio V_A in funzione del carico uniformemente distribuito, \mathbf{q} .



Figura 5.30. Linea di influenza per il tagli
o $\rm V_A$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio I

$$V_A(UDL_{sx}) = 0.368 \cdot R_q = 0.368 \cdot L_1 \cdot q = 0.3688 \cdot 14.35 \cdot q = 5.28 q \tag{5.45}$$

$$V_A(UDL_{dx}) = -0.131 \cdot R_q = -0.131 \cdot L_2 \cdot q = 0.131 \cdot 5.15 \cdot q = -0.67 q \qquad (5.46)$$

Considerando i coefficienti di ripartizione del carico secondo Courbon, riportati in figura 5.14, nota la linea di influenza, è possibile determinare la *superficie di influenza* per il taglio V_A , ovvero le regioni dell'impalcato in cui la linea di influenza del taglio e i coefficienti di ripartizione del carico hanno lo stesso segno. Queste aree rappresentano la superficie di impalcato su cui applicare i carichi per massimizzare il taglio nella sezione A.



Ripartizione trasversale dei carichi secondo Courbon

Figura 5.31. Superficie di influenza per il tagli
o $\rm V_A$ per carichi di normativa di progetto - caso studio I

C	Consider	rando	le risi	ıltant	i dei	carichi	verticali	da	traffic	co i	agenti su	lla tra	ve T1	ripo	rtati
iı	n figura	5.15,	sulla	base	delle	relazio	ni (5.45)	е (5.46)	èı	possibile	detern	ninare	il va	alore
d	el tagli	o V _A .													

COLONNA		CARICO [kN/m]	COURBON		CARICO su T1 [kN/m]
1	q1A	55.57	ρ1	0.19	10.33
2	q1B	21.91	ρ2	0.12	2.61
3	q1B ridotto	6.57	ρ3 0.05		0.30
4 q1B ridotto		6.57	ρ4 - 0.029		- 0.19
COLONNA			COURBON		
C	DLONNA	CARICO [kN/m]	COL	JRBON	CARICO su T1 [kN/m]
1	Q2A	CARICO [kN/m] 74.92	CΟι ρ1	JRBON 0.19	CARICO su T1 [kN/m] 13.93
1 2	q2A q2B	CARICO [kN/m] 74.92 29.12	CΟι ρ1 ρ2	0.19 0.12	CARICO su T1 [kN/m] 13.93 3.46
1 2 3	Q2A q2B q2B ridotto	CARICO [kN/m] 74.92 29.12 8.24	COU ρ1 ρ2 ρ3	0.19 0.12 0.05	CARICO su T1 [kN/m] 13.93 3.46 0.37

Tabella 5.15. Carichi di normativa di progetto sulla trave T1 - caso studio I

$$V_A(UDL - q1) = 5.28 \cdot (10.33 + 2.61 + 0.30) + 0.67 \cdot (0.19) = 72.13 [kN]$$
(5.47)

$$V_A(UDL - q2) = 5.28 \cdot (13.94 + 3.47 + 0.37) + 0.67 \cdot (0.24) = 96.9 [kN]$$
(5.48)

Per quanto riguarda il contributo dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, ricordando le espressioni (5.26) e (5.28), risolvendo lo schema statico, otteniamo i seguenti valori del taglio in corrispondenza della sezione A:

$$V_A(G1) = 78.8 \,[kN] \tag{5.49}$$

$$V_A(G2) = 11.4 \,[kN] \tag{5.50}$$

Sulla base della combinazione di carico (G_{UII}) riportata al paragrafo 3.13.3 della normativa di progetto (vedi figura 5.17), si ottiene il taglio V_A di stato limite ultimo:

$$V_A(GUII) = 1.35 \cdot (V_{A,G1} + V_{A,G2}) + 1.5 \cdot (V_{A,q1} + V_{A,q2}) =$$

= 1.35 \cdot (78.8 + 11.4) + 1.5 \cdot (72.13 + 96.9) = 375.33 [kN] (5.51)

MODELLO FEM su SAP2000

Considerando i carichi di normativa di progetto, adottando la disposizione del carico precedentemente illustrata, si ottiene il seguente diagramma del taglio in combinazione di stato limite ultimo per la trave di bordo T1.



Figura 5.32. Diagramma del taglio (GU II) della trave T1 soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio I

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di taglio relative alla sezione A della trave di bordo T1 secondo i due metodi di calcolo adottati. Possiamo osservare che il valore della sollecitazione tagliante ottenuta con il metodo di Courbon è circa il 10% inferiore rispetto al risultato ottenuto tramite il modello agli elementi finiti.

D.M. 02/08/1980	Metodo di Courbon	Modello su sap2000	Errore [%]
V_SLU(A) [kNm]	375.33	415.26	9.6%

Tabella 5.16. Confronto numerico del taglio V_A tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio I

In conclusione, possiamo ritenere accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che per il caso studio in esame non trova piena applicabilità teorica.

5.8.2 Calcolo del taglio con carichi di normativa vigente LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Come indicato al paragrafo 5.4, la normativa vigente prevede stese di carico uniformemente distribuito e carichi concentrati. Dovendo massimizzare il taglio V_A , il carico tandem verrà applicato in corrispondenza della sezione A.

Di seguito si riportano i coefficienti della linea di influenza e l'espressione del taglio V_A in funzione dei carichi.

$$V_A(TD) = 0.736 \cdot P + 0.674 \cdot P = 1.41P \tag{5.52}$$

Per quanto riguarda le espressioni del taglio in funzione dei carichi uniformemente distribuiti si fa riferimento alle equazioni (5.45) e (5.46). In figura 5.34 si riporta la superficie di influenza per il taglio V_A.



Figura 5.33. Linea di influenza per il tagli
o V_A per carichi concentrati - caso studio I



Figura 5.34. Superficie di influenza per il tagli
o $\rm V_A$ per carichi di normativa vigente - caso studio I

N	L1	COUR	BON	CARICO su T1	N	NL4		NL4 COURBON		CARICO su T1
F1 [kN]	150	yF1	0.219	32.85	F1 [kN]	0	y1a	0	0.00	
F2 [kN]	150	yF2	0.177	26.55	F2 [kN]	0	y2b	0	0.00	
q [kN/m]	27	yq	0.198	5.35	q [kN/m]	7.5	yq	0.076	0.57	
N	IL2	COUR	BON	CARICO su T1	N	IL5	COUR	BON	CARICO su T1	
F1 [kN]	100	yF1	0.156	15.60	F1 [kN]	0	y1a	0	0.00	
F2 [kN]	100	yF2	0.113	11.30	F2 [kN]	0	y2b	0	0.00	
q [kN/m]	7.5	yq	0.135	1.01	q [kN/m]	7.5	yq	0.055	0.41	
N	IL3	COUR	BON	CARICO su T1	F	RA	COUR	BON	CARICO su T1	
F1 [kN]	50	y1a	0.092	4.60	F1 [kN]	0	y1a	0	0.00	
F2 [kN]	50	y2b	0.05	2.50	F2 [kN]	0	y2b	0	0.00	
q [kN/m]	7.5	yq	0.071	0.53	q [kN/m]	1.5	yq	0.094	0.14	

Considerando i carichi previsti da normativa vigente, sulla base dei coefficienti di ripartizione dei carichi secondo Courbon, otteniamo i seguenti risultati.

Tabella 5.17. Carichi di normativa vigente sulla trave T1 - caso studio I

In definitiva, i carichi risultanti agenti sulla trave T1 sono:

- $P_{tot}(TD)=93.4[kN]$
- $R_{1,tot}(UDL) = 7.46 [kN/m]$
- $R_{2,tot}(UDL)=0.41 [kN/m]$

Applicando i coefficienti delle linee di influenza per il taglio V_A si ottengono i seguenti contributi:

VA, (TD)	131.69	[kN]
VA, (R1tot, UDL)	39.40	[kN]
VA, (R2tot, UDL)	0.37	[kN]
VA, (G1)	78.8	[kN]
VA, (G2)	11.4	[kN]

Tabella 5.18. Contributi sollecitazione tagliante $\rm V_A$ per carichi di normativa vigente - caso studio I

Adottando la combinazione fondamentale prevista dalla normativa vigente, il taglio sollecitate di stato limite ultimo V_A è pari a:

$$V_A(SLU) = 1.35 \cdot (V_{A,G1} + V_{A,G2}) + 1.35 \cdot (V_{A,TD}) + (V_{A,UDL}) =$$

= 1.35 \cdot (74.9 + 15.4) + 1.35 \cdot (131.69 + 19.70) = 326.5 [kN] (5.53)

MODELLO FEM su SAP2000

Considerando i carichi di normativa di progetto, adottando la disposizione del carico precedentemente illustrata, si ottiene il seguente diagramma del taglio in combinazione di stato limite ultimo per la trave di bordo T1.



Figura 5.35. Diagramma del taglio (SLU) della trave T1 soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio I

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni di taglio relative alla sezione A della trave di bordo T1 secondo i due metodi di calcolo adottati. Possiamo osservare che il valore della sollecitazione tagliante ottenuto con il metodo di Courbon è circa il 4% maggiore rispetto al risultato ottenuto tramite il modello agli elementi finiti. In

D.M. 17/01/2018	Metodo di Courbon	Modello su sap2000	Errore [%]
V_SLU(A) [kNm]	353.25	339.31	3.9%

Tabella 5.19. Confronto numerico del taglio V_A tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio I

conclusione, possiamo ritenere accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che per il caso studio in esame non trova piena applicabilità teorica.

5.8.3 Calcolo del taglio resistente

La resistenza ultima a taglio viene valutata mediante il classico schema a traliccio. In accordo alla normativa tecnica vigente, la resistenza a taglio è la minore tra quella per taglio compressione dei puntoni di calcestruzzo e la resistenza a taglio trazione offerta dall'armatura trasversale.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \ge V_{Ed}$$

[4.1.26]

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{c} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \qquad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con $V_{\text{Red}} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]

 $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \nu \cdot f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2 \theta)$ [4.1.2 La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

 $V_{\rm Rd} = \min(V_{\rm Rsd}, V_{\rm Rcd})$ [4.1.29]

Si riportano i dettagli sull'armatura trasversale della trave in questione:



Figura 5.36. Armatura trasversale trave T1 - caso studio I

Configurazione integra

Per la trave in oggetto, non essendoci cavi inclinati lungo l'intero tracciato, non si avrà il contributo favorevole di taglio (controtaglio) offerto dall'inclinazione dei cavi di precompressione. Invece, verrà considerato l'effetto favorevole alla resistenza al taglio dovuto allo sforzo normale indotto dalla precompressione.

A tal proposito, si è fatto riferimento alla condizione a tempo infinito che tiene contro delle perdite di precompressione quali il ritiro, il fluage del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio. Cautelativamente, si è considerato un incremento del 50% delle perdite di precompressione finali rispetto al valore indicato nella documentazione di progetto (20%), ottenendo una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%. Si approfondirà successivamente questa tematica. Si riporta nel seguito una tabella riepilogativa relativa al calcolo delle componenti del tiro.

VALUTAZIONE COMPONENTI DELLA PRECOMPRESSIONE								
TREFOLI	a	σin-tes	$\Delta \sigma_{inf}$	σres-test	Atrefolo	Tres	Tv, res	TN, res
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
Risult. Inf.	0	1350	30	945	2184	2064	0	2064
Risult. Sup.	0	1350	30	945	624	590	0	590

Tabella 5.20. Componenti del tiro nei cavi a tempo infinito in configurazione integra - caso studio I

Per quanto riguarda le caratteristiche della sezione in esame in configurazione integra si fa riferimento alla seguente tabella. Ai fini del calcolo l'altezza della sezione resistente a taglio è la somma dell'altezza della trave e della soletta in cemento armato.

	MATERIALI								
Calcestruzzo)	Acciaio ar	matura ordi	naria					
fcd	26.1	[N/mm2]	fyd	396	[N/mm2]				
	GEOMETRIA			ARMATURA	l l				
bw	140	[mm]	Asw	157.08	[mm2]				
h	1070	[mm]	φ [mm]	10					
с	60	[mm]	n bracci	2					
d	1010	[mm]	s	150	[mm]				
Asez	260000	[mm2]							
		AZIONI							
Ved taglio a	gente NTC	326.5	[kN]						
Ned sforzo assiale(*)		2653.6	[kN]						
	σcp	10.2	[N/mm2]						

Tabella 5.21. Materiali, geometria e azioni della sezione A in configurazione integra - caso studio I

Si procede con il calcolo della $\cot g\theta^*$ in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale.

$$\cot g\theta^* = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} = 2.12$$
 (5.54)

Dal momento che la $\cot g\theta^*$ è compresa nell' intervallo (1.0 ÷ 2.5), il taglio resistente $V_{Rd}=V_{Rcd}(\cot g\theta^*)=V_{Rsd}(\cot g\theta^*)$.

RESISTENZA A TAGLIO COMPRESSIONE				
VRdc (cotgϑ=1)	1037.96			
	cotgϑ	1		
	αω	1.25		
VRdc (cotgϑ=2.	5)[kN]	715.84		
	cotgϑ	2.5		
	αςω	1.25		

RESISTENZA A TAGLIO								
cotgϑ* 2.12 1 ≤ cotgϑ* ≤ 2.5								
VRd=VR	VRd=VRcd(cotgϑ*)=VRsd(cotgϑ*)							
VRd [kN] 800.27								

Tabella 5.22. Resistenza a taglio sezione A in configurazione integra - caso studio I

Configurazione ammalorata

A causa del danneggiamento si ha una riduzione di area resistente a taglio nonché una riduzione della forza di precompressione a causa del tranciamento di alcuni trefoli. Di seguito si ricalcolano nuovamente le componenti della precompressione e il taglio resistente.

		MATERIALI			
Calcestruzzo			Acciaio ar	matura ordi	naria
fcd	26.1	[N/mm2]	fyd	396	[N/mm2]
	GEOMETRIA	4		ARMATURA	λ.
bw	130	[mm]	Asw	157.08	[mm2]
h	1000	[mm]	φ [mm]	10	
с	60	[mm]	n bracci	2	
d	940	[mm]	s	150	[mm]
Asez	260000	[mm2]			
		AZIONI			
Ved taglio agente	e NTC	0.0	[kN]		
Ned sforzo assial	e(*)	2075.2	[kN]		
	σcp	8.0	[N/mm2]		

Tabella 5.23. Materiali, geometria e azioni della sezione A in configurazione ammalorata - caso studio I

Si procede con il calcolo della $\cot g\theta^*$, mediante la (6.75), in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale Dal momento che la $\cot g\theta^*$ è compresa nell' intervallo (1.0 ÷ 2.5), il taglio resistente $V_{Rd}=V_{Rcd}(\cot g\theta^*)=V_{Rsd}(\cot g\theta^*)$.

RESISTENZA A TAGLIO COMPRESSIONE					
VRdc (cotgϑ=1) [k	897.02				
	1				
	αcw	1.25			
VRdc (cotgϑ=2.5)	[kN]	715.84			
	cotgરી	2.5			
	αω	1.25			

RESISTENZA A TAGLIO			
cotgϑ*	2.03	1 ≤ cotgϑ* ≤ 2.5	
VRd=VRcd(cotgϑ*)=VRsd(cotgϑ*)			
VRd [kN]	711.56		

Tabella 5.24. Resistenza a taglio sezione A in configurazione ammalorata - caso studio I

5.8.4 Verifiche C/D e conclusioni

Si riporta nel seguito una tabella riepilogativa relativa ai risultati ottenuti e alle verifiche in termini di rapporto tra Capacità e Domanda ai sensi della normativa vigente:

SEZIONE	CONDIZIONE	DOMANDA Taglio [kN]		CAPACITA'	- /-
		D.M. 02/08/1980	D.M. 17/01/2018	Taglio[kN]	C/D
А	Integra	415.26	353.25	800.27	2.3
Α	Ammalorata	415.26	353.25	711.56	2.0

Tabella 5.25. Verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T1 - caso studio I

Anche in questo caso risulta interessante analizzare i risultati della verifica preliminare dell'opera in accordo a quanto previsto nel **Livello 3** delle Linee Guida.

$$\frac{V_{A,1980}}{V_{A,2018}} = \frac{415.26}{353.25} = 1.17 \tag{5.55}$$

Assumendo che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, possiamo concludere che la verifica preliminare a taglio per le travi longitudinali è soddisfatta.

Relativamente alle verifiche di sicurezza ai sensi della normativa vigente, esse sono ampiamente soddisfatte. Inoltre, si osserva che la capacità a taglio risulta non compromessa a causa del danneggiamento rilevato.

5.9 Stato limite di limitazione delle tensioni

Gli stati limite di esercizio definiscono le condizioni che devono essere verificate affinché la struttura sia in grado di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio, senza richiedere onerosi interventi di manutenzione. Nel seguente paragrafo verrà posta l'attenzione sulle verifiche di limitazione delle tensioni nei materiali ai sensi della normativa vigente. In particolare, considereremo la sezione di mezzeria della trave di bordo (*sezione S*) in configurazione integra e la sezione in corrispondenza del danneggiamento rilevato (*Sezione A*).

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.8.1.2 delle Norme tecniche delle costruzioni relativamente agli stati limite di esercizio per elementi in c.a.p., per la valutazione degli stati di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per fenomeni reologici del calcestruzzo (ritiro e viscosità) e rilassamento dell'acciaio. Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precompresse, valgono le prescrizioni riportate al § 4.1.2.2.5 e al § 4.1.8.1.5 delle

NTC 2018.

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:

$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica	[4.1.15]
$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.	[4.1.16]

4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{\rm spi} < 0.85 \ f_{\rm p(0,1)k}$	$\sigma_{\rm spi}$ < 0,75 $f_{\rm ptk}$	per armatura post-tesa	[4 1 49]	
$\sigma_{\rm spi} < 0.90 \ f_{p(0,1)k}$	$\sigma_{\rm spi}\!<\!0,\!80~{\rm f}_{\rm ptk}$	per armatura pre-tesa	[4.1.47]	
ove si sostituisca f _{p(1)}	_{ik} o f _{pyk} a f _{p(0,1)k} , se	del caso.		

Le ipotesi di calcolo che si adottato sono:

- Conservazione delle sezioni piane (ipotesi di congruenza);
- Perfetta aderenza tra acciaio e cls;
- Comportamento isotropo, omogeneo ed elastico lineare dei materiali;
- Calcestruzzo reagente a trazione fino alla resistenza ultima a trazione **fctm**;

5.9.1 Perdite di precompressione a tempo infinito

Dalla documentazione in possesso, si desume una tensione iniziale di tiro dei trefoli pari a $\sigma_{p,i}=1350$ [MPa]. Inoltre, è riportata la tensione finale dei trefoli a tempo infinito, che tiene conto delle perdite di precompressione quali ritiro, viscosità e rilassamento dell'acciaio, pari a $\sigma_{p,inf}=1090$ [MPa].

** PRECOMPRESSIONE ** Area trefoli A= .52 Totale trefoli № 54 2/32/62/9 14/79 2/ 18 14/ 73 14/ 76 2/ 12 2/ 15 Dritti Rialzati Tens.finale=10896 Tens.iniziale=13500 Tensioni baricentriche Rilassamento = 505 = 600 Trave of 110.24 Kg/csq Ritiro Rit.+Fluage= 288 Tr+Sol J= 114.82 Kg/cmg = 1715 Fluage

Figura 5.37. Informazioni sulla precompressione da documentazione di progetto - caso studio I

Nel seguito si riporta il calcolo analitico della perdita di precompressione valutata a tempo infinito. Tale valore verrà confrontato con quanto riportato nella documentazione di progetto. Per una maggiore chiarezza espositiva, si farà riferimento alle seguenti fasi della vita della struttura:

- istante t_i: istante in cui le armature vengono tesate;
- istante t_0 : istante in cui avviene il trasferimento della precompressione;
- istante t_1 : istante in cui si considerano gli ulteriori carichi permanenti;
- istante t₂: istante in cui si considerano esauriti gli effetti dei fenomeni differiti;
- istante t₃: istante di applicazione della combinazione rara delle azioni;

Le caratteristiche statiche della sezione integra, omogenizzata, interamente reagente, sono ottenute adottando un coefficiente di omogenizzazione pari a:

$$\alpha_n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{190}{33.3} = 5.7 \tag{5.56}$$

GEOMETRIA sez. omogenizzata		ARMATURA	
Ac. Omg [mm2]	544 300	Ap, inf [cm2]	21.84
lx,omg [mm4]	6.85E+10	n° trefoli 3/8"	42
YG [mm]	660	Ap,sup [cm2]	6.24
XG [mm]	330	n° trefoli 3/8"	12

Tabella 5.26. Caratteristiche sezione S omogenizzata in configurazione integra - caso studio I



Figura 5.38. Caratteristiche geometriche della sezione S omogenizzata - caso studio I

ISTANTE t₀-t₁

Come anticipato, l'istante t_0 è l'istante di tempo in cui avviene il trasferimento della precompressione, mentre l'istante t1 coincide con l'applicazione degli ulteriori carichi permanenti. Per semplicità, possiamo considerare l'istante t_1 immediatamente successivo all'istante t_0 .

Innanzitutto, bisogna valutare le cosiddette perdite iniziali del tiro nei trefoli dovute a:

1. Perdita per rilassamento dell'acciaio durante la fase di maturazione: Nel periodo compreso tra la messa in tensione dei cavi e il trasferimento della precompressione possono intervenire perdite dovute al rilassamento dell'acciaio. Non disponendo di informazioni relative al trattamento termico di maturazione, si assume una perdita per rilassamento pari al 5% del tiro iniziale $\sigma_{p,i}$.

$$\Delta \sigma_{p,r} = 0.05 \cdot \sigma_{p,i} = 0.05 \cdot 1350 = 67.50 \,[MPa] \tag{5.57}$$

2. Perdita per rientro degli ancoraggi:

Durante la fase di tesatura di strutture a cavi pre-tesi si registra una perdita dovuta al rientro degli ancoraggi e nel caso di cavi deviati una perdita per attrito. Nel caso in esame, avendo dei cavi il cui tracciato è rettilineo lungo tutto lo sviluppo della trave, non si considerano le perdite per attrito.

Il dato sul rientro degli ancoraggi è tipicamente indicato dal produttore (dell'ordine di $3 \div 7$ mm). Non avendo dati a disposizione, si considera un rientro
dell'ancoraggio a=5 mm.

Considerando una lunghezza dell'elemento prefabbricato $L_0=20.50$ m, si ottiene una perdita di precompressione per rientro degli ancoraggi pari a:

$$\Delta \sigma_{p,sl} = E_p \cdot \Delta \varepsilon_{sl} = E_p \cdot \frac{a}{L_0} = 190000 \cdot \frac{0.005}{20.50} = 46.34 \,[MPa] \tag{5.58}$$

3. Perdita elastica per effetto dei carichi permanenti

Al rilascio dei cavi, a causa dell'accorciamento elastico del calcestruzzo al livello del cavo, per perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo, si ha una riduzione perdita di tensione nel cavo nota come *perdita elastica*. Considerando le cadute di tensione iniziale per rilassamento dell'acciaio e rientro degli ancoraggi, otteniamo un tiro nei trefoli all' istante t₀, σ_{p,t_0} pari a:

$$\sigma_{p,t_0} = \sigma_{p,i} - \Delta \sigma_{p,sl} - \Delta \sigma_{p,r} = 1350 - 46.34 - 67.50 = 1236.2 \left[MPa\right] \quad (5.59)$$

Sulla base delle caratteristiche della sezione omogenizzata riportate in tabella 5.26, considerando un tiro nei trefoli pari a σ_{p,t_0} , considerando l' effetto isostatico della precompressione e di tutti i carichi permanenti, all' istante t₁ otteniamo le seguenti sollecitazioni riferite al baricentro della sezione omogenizzata (convenzione sui segni: momento positivo tende le fibre inferiori):

SOLLECITAZIONI RIFERITE AL BARICENTRO DELLA SEZIONE OMOG.						
Mpsup [kNm]	42.4	Mpinf [kNm]	-1619.86			
Psup [kN]	771.4	Pinf [kN]	2699.8			
yPsup-G [mm]	55	yPinf-G [mm]	600			
M(G1) [kNm]	814.11	M(G2) [kNm]	117.8			

Tabella 5.27. Sollecitazioni agenti sulla sezione S omogenizzata a tempo t₁ - caso studio I

In definitiva si ottiene uno sforzo normale di compressione P = -3471.1 [kN] e un momento flettente orario M = -645.53 [kNm].

Applicando l'espressione di Navier possiamo determinare lo stato tensionale sulla sezione in esame, nonché la caduta di tensione nei trefoli a causa della deformazione elastica del calcestruzzo (convenzione sui segni: tensioni di trazione positive, tensioni di compressione negative).

$$\sigma_{p,sup} = \sigma_{p,t_0} + \alpha_n \cdot \left(\frac{P}{A_{omg}} + \frac{M}{I_{x,omg}} \cdot y_{Gp,sup}\right) =$$

$$= 1236.2 + 5.7 \cdot \left(-\frac{3471.1 \cdot 10^3}{544300} + \frac{645.53 \cdot 10^6}{6.85 \cdot 10^{10}} \cdot 55.0\right) =$$

$$= 1236.2 - 36.4 + 2.96 = 1202.8 [MPa]$$
(5.60)

$$\sigma_{p,inf} = \sigma_{p,t_0} + \alpha_n \cdot \left(\frac{P}{A_{omg}} + \frac{M}{I_{x,omg}} \cdot y_{Gp,inf}\right) =$$

$$= 1236.2 + 5.7 \cdot \left(-\frac{3471.1 \cdot 10^3}{544300} - \frac{645.53 \cdot 10^6}{6.85 \cdot 10^{10}} \cdot 600\right) =$$

$$= 1236.2 - 36.4 - 32.2 = 1167.6 [MPa]$$
(5.61)

In conclusione, a causa delle perdite iniziali per rilassamento dell'acciaio, rientro degli ancoraggi e deformazione elastica del calcestruzzo, si registra una riduzione di tensione nei trefoli rispetto al tiro iniziale pari a circa il $12\% \div 15\%$:

	σp,ti [MPa]	σp,t1 [MPa]	Δσp (ti - t1) [MPa]	Δσp (ti - t1) [%]	
Armatura sup.	1350	1202.8	147.2	12.2%	
Armatura inf.	1350	1167.6	182.4	15.6%	

Tabella 5.28. Perdite di tensione nei trefoli all'istante t_1 - caso studio I

ISTANTE t₂

L'istante t₂ coincide con l'instante in cui gli effetti differiti si ritengono esauriti. A partire dalla tensione nei trefoli all'istante t₁, $\sigma_{p,(t1)}$, valuteremo la perdita di tensione nei cavi di precompressione per effetto del rilassamento dell'acciaio, del ritiro e della viscosità.

Nell' EC2 è presente una formulazione semplificata, riportata di seguito, per valutare la perdita di precompressione per fenomeni reologici, $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$.

Tale metodo si riferisce al caso di elementi precompressi isostatici, con un cavo risultante posto con eccentricità $\mathbf{z_{cp}}$ rispetto al baricentro della sezione di calcestruzzo.

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{ritiro} \cdot E_p + \sigma_c(t_1) \cdot \frac{E_p \cdot \phi(t_2, t_1)}{E_c} + 0.8 \cdot \Delta \sigma_{rilass} \cdot (t_2, t_1)}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot \left[1 + \chi \cdot \phi(t_2, t_1)\right]}$$

Figura 5.39. Perdita di precompressione per fenomeni reologici - EC2

Dove

- $\sigma_{\rm c}(t1)$ è la tensione nel calcestruzzo al livello del cavo all'istante t₁;
- A_c e J_c sono rispettivamente l'area e il momento di inerzia della sola sezione di calcestruzzo rispetto al proprio asse baricentrico;

- χ è il coefficiente di invecchiamento, assunto pari a 0.8;
- $\Delta \sigma_{rilass}(t2, t1)$ è la perdita di rilassamento effettiva, pari a:

$$\Delta \sigma_{rilass}(t2, t1) = 0.8 \cdot \Delta \sigma_{p,r}(t2, t1) \tag{5.62}$$

In funzione delle caratteristiche ambientali, geometriche e dei materiali, si determinano i seguenti parametri di calcolo:

- deformazione di ritiro $\varepsilon_{(t1,t2)} = -0.3mm/m$
- coefficiente di deformazione viscos
a $\varphi=2.0$
- perdita per rilassamento dell'acciaio $\Delta \sigma_{p,r}(t2,t1)$:

RILASSAMENTO DELL' ACCIAIO					
	Armatura inf. Armatura				
fptk [MPa]	1860	1860			
σp,t1 [MPa]	1167.56	1202.8			
μ	63%	<mark>65</mark> %			
CLASSE DI RILASSAN	IENTO: CLASSE 2				
ρ1000,μ [%]	1.42	1.70			
Δσρ,1000,μ	16.5	20.4			
Δσp,r (t1-t2) [MPa]	93.73	106.13			

Tabella 5.29. Perdita per rilassamento dell'acciaio a tempo infinito - caso studio I

Si riporta il calcolo della perdita di precompressione dovuta ai fenomeni differiti nel tempo, applicando l'espressione riportata in figura 6.47.

	Armatura inf	Armatura sup
sigma,c (t1)	-12.0	-5.9
Δσrilass [MPa]	75.0	84.9
z _{cp} [mm]	600	55
Δσp, c+s+r [MPa]	-216.424	-205.011
σp,t1 [MPa]	1167.56	1202.76
σp,t2 [MPa]	951.14	997.75

Tabella 5.30. Perdita di precompressione dovuta ai fenomeni differiti - caso studio I

5.9.2 Verifiche di esercizio

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di esercizio di limitazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, con riferimento alla combinazione RARA delle azioni e ad un istante di *tempo infinito*.

Calcolo delle tensioni nella sezione S

Per il calcolo delle tensioni in esercizio nella sezione S si fa riferimento alla configurazione integra. Ai fini del calcolo si considera dapprima la sezione omogenizzata interamente reagente (stadio I). Nel seguito si riporta una tabella riepilogativa sulle caratteristiche della sezione in esame.

SEZIO	NE DI VERIFICA:	sezione S		
GEOMETRIA	sez. omogenizzata	ARMATURA		
Ac. Omg [mm2]	544 300	Ap, inf [cm2]	21.84	
lx,omg [mm4]	6.85E+10	n° trefoli 3/8"	42	
YG [mm]	660	Ap,sup [cm2]	6.24	
XG [mm]	330	n° trefoli 3/8"	12	
αn	5.7	σp,(t2) [MPa]	950.0	
	AZIONI	MATE	RIALI	
M, BABA [kNm]	2141.08	fctm [MPa]	3.2	

Tabella 5.31. Caratteristiche della sezione S (stadio I) - caso studio I

Tramite software VCAslu si ottengono i seguenti risultati:



Figura 5.40. Stato tensionale sezione S (stadio I) per la comb. rara - caso studio I

Per effetto della **combinazione rara** delle azioni la tensione massima di trazione nel calcestruzzo è maggiore della resistenza ultima a trazione del calcestruzzo (eq. 4.1.13 delle NTC):

$$\sigma_{c,t} = 4.05 > \frac{f_{ctm}}{1.2} = \frac{3.2}{1.2} = 2.66 \left[MPa\right]$$
(5.63)

Di conseguenza, possiamo concludere che:

- La verifica di stato limite di fessurazione ai sensi delle NTC2018 non è soddisfatta;
- Per il calcolo dello stato tensionale è necessario considerare il calcestruzzo non reagente a trazione e far riferimento alle caratteristiche della sezione omogenizzata fessurata (stadio II);

Considerando la sezione in stadio II, si ottiene il seguente stato tensionale:



Figura 5.41. Stato tensionale sezione S (stadio II) per la comb. rara - caso studio I

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo al lembo superiore è pari a:

$$\sigma_{c,max} = -13.27 \le 0.60 \cdot fck = 0.60 \cdot 34.67 = 20.80 \,[MPa] \tag{5.64}$$

Relativamente all'acciaio da precompressione, la tensione massima di trazione nei cavi è pari a:

$$\sigma_{p,max} = 1052 \le 0.75 \cdot f_{ptk} = 0.75 \cdot 1870.7 = 1403.02 \left[MPa\right]$$
(5.65)

$$\sigma_{p,max} = 1052 \le 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1670.0 = 1419.5 [MPa] \tag{5.66}$$

La verifica di stato limite di limitazione delle tensioni per la combinazione RARA delle azioni, ai sensi della normativa vigente, è soddisfatta.

Tuttavia, alla luce dell'esito della verifica di fessurazione, deduciamo che la trave in esame potrebbe presentare un evidente ed esteso quadro fessurativo al lembo inferiore.

Calcolo delle tensioni nella sezione A

Per il calcolo delle tensioni in esercizio nella sezione A si tiene conto dell'assenza dei trefoli tranciati. La sezione volumetrica di cls è quella ripristinata a seguito degli interventi di progetto. Ai fini del calcolo si considera dapprima la sezione omogenizzata interamente reagente (stadio I). Nel seguito si riporta una tabella riepilogativa sulle caratteristiche della sezione in esame.

SEZION	E DI VERIFICA:	sezione A		
GEOMETRIA se	ez. omogenizzata	ARMATURA		
Ac. Omg [mm2]	541 300	Ap, inf [cm2]	16.64	
lx,omg [mm4]	6.73E+10	n° trefoli 3/8"	32	
YG [mm]	663.4	Ap,sup [cm2]	6.24	
XG [mm]	299.6	n° trefoli 3/8"	12	
αn	5.7	σp,(t2) [MPa]	950.0	
AZ	ZIONI	MATE	ERIALI	
M, BABA [kNm]	1652.14	fctm [MPa]	3.2	

Tabella 5.32. Caratteristiche della sezione A (stadio I) - caso studio I

Considerando la comb. rara delle azioni otteniamo lo stato tensionale in figura:



Figura 5.42. Stato tensionale sezione A (stadio I) per la comb. rara - caso studio I

La massima tensione di trazione nel calcestruzzo è pari a $\sigma_{c,t} = 3.65 [MPa]$. Possiamo concludere che la sezione A risulta parzializzata in quanto la tensione massima di trazione è maggiore della resistenza massima a trazione offerta dal calcestruzzo.

Di conseguenza, con riferimento alle caratteristiche della sezione A in stadio II, otteniamo i risultati in figura:



Figura 5.43. Stato tensionale sezione A (stadio II) - Comb. rara

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo al lembo superiore è pari a:

$$\sigma_{c,max} = -11.99 \le 0.60 \cdot fck = 0.60 \cdot 34.67 = 20.80 \,[MPa] \tag{5.67}$$

Relativamente all'acciaio da precompressione, la tensione massima di trazione nei cavi è pari a:

$$\sigma_{p,max} = 1046 \le 0.75 \cdot f_{ptk} = 0.75 \cdot 1870.7 = 1403.02 \left[MPa\right]$$
(5.68)

$$\sigma_{p,max} = 1046 \le 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1670.0 = 1419.5 [MPa]$$
(5.69)

La verifica di stato limite di limitazione delle tensioni per la combinazione RARA delle azioni, ai sensi della normativa vigente, è soddisfatta. Tutttavia, alla luce dell'esito della verifica di fessurazione, deduciamo che la trave in esame potrebbe presentare un evidente ed esteso quadro fessurativo al lembo inferiore.

5.9.3 Osservazioni su criticità riscontrate

In un sistema di precompressione a cavi aderenti il tiro in ogni trefolo viene trasferito completamente al calcestrezzo, a meno delle perdite iniziali, per aderenza. Alla luce del danneggiamento rilevato, risulta di particolare interesse valutare entro quale distanza, dalla sezione in cui i trefoli sono tranciati, la precompressione risulta completamente ristabilita.

In tal senso l'EC2 definisce una lunghezza di trasmissione oltre la quale la forza di precompressione viene trasferita efficacemente la calcestruzzo per aderenza. Di conseguenza, si può pensare che al di là della sezione ammalorata A, fino ad una certa

lunghezza di trasmissione (che definiremo nel seguito), il contributo alla precompressione offerto dai trefoli danneggiati non sia del tutto ristabilito.

Per cui, se si dovesse procedere con una verifica strutturale in una sezione che ricade entro tale lunghezza, non bisogna considerare il contributo alla precompressione di tali trefoli.

Calcolo della lunghezza di trasmissione efficace

Secondo quanto riportato nell' EC2 al paragrafo 4.2.3, si distingue tra:

4.2.3.5.6. Zone di ancoraggio di elementi pre-tesi

- Dove possono intervenire forze di trazione, di regola devono essere disposte armature addizionali.
- (2) Si deve distinguere [fig. 4.9(a)] tra:
 - i) l_{bp} lunghezza di trasmissione necessaria per trasferire completamente al calcestruzzo la forza di precompressione P_0 da un'armatura pre-tesa;
 - ii) l_{p,eff} lunghezza di diffusione necessaria affinché le tensioni si diffondano gradualmente nel calcestruzzo fino a dar luogo a una distribuzione lineare sulla sezione;
 - iii) l_{ba} lunghezza di ancoraggio necessaria per trasferire completamente al calcestruzzo la forza ultima F_{pu} da una armatura pre-tesa (vedere 2.5.3.7.4).



Figura 5.44. Trasferimento della precompressione in elementi pre-tesi da EC2

La lunghezza di trasmissione l_{bp} è influenzata dalla dimensione e dal tipo di armatura, dalle condizioni superficiali dell'armatura, dalla resistenza del calcestruzzo, dal grado di compattazione del getto. I valori si basano di regola su dati sperimentali oppure su prove eseguite con il tipo di armatura da utilizzare. La lunghezza di trasmissione è definita come un multiplo del diametro nominale del trefolo o del filo: $l_{bp} = \beta_b \phi$. Il valore di calcolo l_{bpd} deve di regola essere preso pari a 0.8 l_{bp} o 1.2 l_{bp} , assumendo

il valore meno favorevole per gli effetti considerati.

Per il caso in esame otteniamo:

$$l_{bpd} = 1.2 \cdot l_{bp} = 1.2 \cdot \beta_b \cdot \phi = 1.2 \cdot 75 \cdot 8.3 = 731.7 \, mm \tag{5.70}$$

$$l_{p,eff} = \sqrt{l_{bpd}^2 + d^2} = 731.7^2 + 745^2 = 1044.22 \, mm \tag{5.71}$$

_							
Res calc rii	sistenza reale del estruzzo al trasfe- mento (N/mrn ²)	25	30	35	40	45	50
ßь	Trefoli e fili lisci o improntati	75	70	65	60	55	50
рь	Fili nervati	55 (1: 75)	50 (1: 70)	45 (1: 65)	40 (1: 60)	35 (1: 55)	30 (1: 50)

Prospetto 4.7 - Fattore β_b da considerare per la lunghezza di trasmissione di trefoli e fili (lisci a improntati) in relazione alla resistenza del calcestruzzo al momento del trasferimento

Figura 5.45. Fattore β_b per calcolo lunghezza di trasmissione da EC2

Possiamo concludere che, per una lunghezza pari a l_{bpd} , a destra e a sinistra della sezione in cui sono tranciati i trefoli, il contributo alla precompressione dei trefoli tranciai non è completamente ristabilito.

5.9.4 Conclusioni

Alla luce dei risultati ottenuti, considerando la caduta di tensione nei trefoli per effetto dei fenomeni differiti, in presenza della combinazione RARA delle azioni, la resistenza massima a trazione del calcestruzzo viene superata sia nella sezione di mezzeria (S) che nella sezione ammalorata (A). Risulta dunque necessario procedere con degli interventi volti al ripristino della precompressione.

Verifiche di esercizio in comb. RARA	sezione S	sezione A		
Esito verifica di fessurazione	sezione fessurata, stadio II	sezione fessurata, stadio II		
	σc,max ≤0.60 fck	σc,max ≤0.60 fck		
Esita varifia tansianala	σp,max ≤ 0.75 fptk	σp,max ≤ 0.75 fptk		
Esito vernica tensionale	σp,max ≤ 0.85 fp(1)k	σp,max ≤ 0.85 fp(1)k		
	soddisfatta	soddisfatta		

Tabella 5.33. Verifiche di esercizio per la trave T1 - caso studio I

Le verifiche di limitazione delle tensioni per il calcestruzzo e per l'acciaio da precompressione sono soddisfatte.

5.10 Considerazioni sui dispositivi di appoggio

I dispositivi di appoggio sono degli elementi particolarmente critici nell'ambito della manutenzione dei ponti stradali. Trattasi infatti di dispositivi caratterizzati da una

breve vita utile, quindi soggetti a periodica manutezione e sostituzione nell'arco della vita utile dell'opera.

Per il caso studio in esame, non disponendo di informazioni relative ai dispositivi di appoggio si procede con un progetto simulato. Successivamente, considerando la medesima configurazione dei dispositivi di vincolo, si mettono in evidenza le differenze in termini di domanda (azioni sui dispositivi di appoggio) tra la normativa di progetto e la normativa vigente.

La scelta della disposizione degli appoggi è correlata essenzialmente allo schema statico della struttura. E' fondamentale adottare la giusta configurazione degli appoggi in modo tale da realizzare il vincolo definito in fase di progetto e al contempo consentire i movimenti relativi - spostamenti e rotazioni - tra l' impalcato e la sotto-struttura. Per il caso in esame, si considera la seguente disposizione dei dispositivi di appoggio:



Figura 5.46. Disposizione dei dispositivi di vincolo - caso studio I

Come mostrato in figura 5.46, il vincolo di *cerniera* si realizza in corrispondenza della spalla A, mentre il vincolo di *carrello* sulla spalla B. In particolare, sulla base della disposizione dei vincoli, una generica forza di entità F agente in direzione x viene ripresa dai dispositivi 15 e 17, mentre una generica forza F in direzione y viene assorbita dai dispositivi 17 e 18.

5.10.1 Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa di progetto

Con riferimento ai carichi da traffico previsti dalla normativa di progetto e definiti nel paragrafo 5.3, si determinano le reazioni sugli appoggi considerando la combinazione di stato limite ultimo. Nel dettaglio, si considerano le seguenti azioni:

- Direzione longitudinale, x: azione di frenata agente su una singola corsia di carico q₃=3.97 [kN/m];
- Direzione trasversale, y: azione del vento q₅=1.91 [kN/m];
- Direzione verticale, z: carichi permanenti e carichi mobili da traffico $(q_1 e q_2)$;

Di seguito si riportano i risultati ottenuti tramite il software SAP2000.

SPALLA A				SPALLA B					
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
1	м	0	0	802.03	2	м	0	0	802.02
3	м	0	0	702.23	4	м	0	0	702.24
5	м	0	0	687.91	6	м	0	0	687.91
7	м	0	0	668.35	8	м	0	0	668.35
9	м	0	0	616.34	10	м	0	0	616.34
11	м	0	0	547.51	12	м	0	0	547.51
13	м	0	0	502.19	14	м	0	0	502.19
15	UT	44.42	0	469.74	16	м	0	0	469.74
17	F	13.23	27.98	432.70	18	UL	0	27.89	432.70
19	м	0.0	0.0	401.83	20	м	0	0	401.83
21	м	0	0	383.61	22	м	0	0	383.61
23	м	0	0	366.29	24	м	0	0	366.29
25	м	0	0	348.03	26	м	0	0	348.03
27	м	0	0	327.77	28	м	0	0	327.77
29	м	0	0	329.66	30	м	0	0	329.66
31	м	0	0	116.13	32	м	0	0	116.13

Tabella 5.34. Reazioni sugli appoggi con carichi di normativa di progetto - caso studio I

Consultando un catalogo di dispositivi di vincolo, sulla base delle reazioni di stato limite ultimo sugli appoggi (riportate in tabella 5.34), sono stati scelti i seguenti apparecchi di appoggio:

DISPOSITIVO	CODICE	V [kN]	Hy [kN]	Hx [kN]	A [mm]	B [mm]	He [mm]
(M) MULTIDIR.	ALGAFLON NTM 200x300x59	1000	-	-	310	430	93
(UL/UT) UNIDIR.	ALGAFLON NTU 200x300x59	1000	-	100	330	450	92
(F) FIXED	ALGABLOC NBF 200x300x41	1000	100	100	225	405	66

Tabella 5.35. Caratteristiche dei dispositivi di appoggio da normativa di progetto - caso studio I

	1	
ALGABLOC NBF		A deformazione orizzontale impedita in entrambe le direzioni. Idoneo a sopportare carichi orizzontali più elevati di un normale appoggio NB. Utilizzabile in qualsiasi tipo di struttura mediante opportuni ancoraggi e contropiastre. With restrained horizontal deformation in both directions. Suitable to resist high horizontal forces.
ALGAFLON NTU		Appoggio in gomma armata dotati di piastra di scorrimento superiore e guide laterali. Si comporta come un appoggio unidirezionale. Adatto per grandi escursioni in una direzione. Rubber bearing with sliding plate (stainless steel + PTFE) and guides. It behaves like a monodirectional sliding bearing. Suitable for large movements in one direction.
ALGAFLON NTM		Appoggio in gomma armata dotato di piastra di scorrimento in entrambe le direzioni. Si comporta come un appoggio multidirezionale. Adatto per grandi escursioni. Rubber multidirectional bearing with external sliding plate. Suitable for large movements in both directions.

Figura 5.47. Tipologia di dispositivi di appoggio da catalogo Alga

Dove A e B sono le dimensioni in pianta dell'appoggio e H_e l'altezza.

5.10.2 Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa vigente

Con riferimento ai carichi da traffico previsti dalla normativa di progetto e definiti nel paragrafo 5.4, si determinano le reazioni sugli appoggi considerando la combinazione di stato limite ultimo. Nel dettaglio, si considerano le seguenti azioni:

- Direzione longitudinale, x: azione di frenata agente su una singola corsia di carico q₃=21.16 [kN/m];
- Direzione trasversale, y: azione del vento q_{wind}=2.46 [kN/m];
- Direzione verticale, z: carichi permanenti e carichi mobili (LM1);

Di seguito si riportano i risultati ottenuti tramite il software *SAP2000*. Consultando un catalogo di dispositivi di vincolo, sulla base delle reazioni di stato limite ultimo sugli appoggi (riportate in tabella 5.36), sono stati scelti i seguenti apparecchi di appoggio:

Dove A e B sono le dimensioni in pianta dell'appoggio e $\rm H_{e}$ l'altezza.

	SPALLA A				SPALLA B				
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
1	м	0	0	633.8	2	м	0	0	466.8
3	м	0	0	666.1	4	м	0	0	444.3
5	м	0	0	651.3	6	м	0	0	432.0
7	м	0	0	755.9	8	м	0	0	429.8
9	м	0	0	524.5	10	м	0	0	414.5
11	м	0	0	585.5	12	м	0	0	407.6
13	м	0	0	582.7	14	м	0	0	402.4
15	UT	381.1	0.0	443.5	16	м	0	0	394.0
17	F	175.9	-174.5	492.4	18	UL	0	174.5	391.7
19	м	0.0	0.0	427.9	20	м	0	0	388.6
21	м	0	0	393.7	22	м	0	0	383.9
23	м	0	0	391.2	24	м	0	0	380.8
25	м	0	0	384.6	26	м	0	0	375.2
27	м	0	0	373.3	28	м	0	0	363.6
29	м	0	0	367.6	30	м	0	0	358.8
31	м	0	0	245.3	32	м	0	0	246.5

Tabella 5.36. Reazioni sugli appoggi con carichi di normativa vigente - caso studio I

DISPOSITIVO	CODICE	V [kN]	Hy [kN]	Hx [kN]	A [mm]	B [mm]	He [mm]
(M) MULTIDIR.	ALGAFLON NTM 200x300x59	1000	-	-	310	430	93
(UL/UT) UNIDIR.	ALGABLOC NTU 300X600X70	4000	-	400	855	430	124
(F) FIXED	ALGABLOC NBF 250x400x52	2000	200	200	305	530	82

Tabella 5.37. Caratteristiche dei dispositivi di appoggio da normativa vigente - caso studio I

5.10.3 Conclusioni

Confrontando i risultati riportati in tabella 5.34 e 5.36, si nota chiaramente che le reazioni orizzontali ottenute applicando i carichi di normativa di progetto sugli appoggi 15,17 e 18 sono drasticamente inferiori rispetto a quanto prescritto dalle attuali normative.

Questa discrepanza è da attribuirsi principalmente a una differente valutazione dell' azione di frenata e del vento tra le due normative.

AZIONE	D.M. 02/08/1980	D.M. 17/01/2018
azione di frenata [kN/m]	3.97	21.16
vento [kN/m]	1.91	2.46

Tabella 5.38. Confronto azioni orizzontali tra normativa di progetto e normativa vigente - caso studio I

Si deduce che, nel caso in cui il ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, i dispositivi di appoggio attualmente impiegati non sono adeguati per far fronte alle prestazioni richieste dalla normativa vigente. Di conseguenza, essi non sono in grado di realizzare il tipo di vincolo necessario al collegamento previsto in fase di progetto tra impalcato e spalle.

In questi casi è necessario procedere con la sostituzione degli stessi. Al riguardo, confrontando le dimensioni geometriche dei dispositivi di appoggio richiesti dalle attuali normative con quelli conformi alle indicazioni normative vigenti all'epoca (tabelle 5.35 e 5.37), si osserva che alcuni dei nuovi apparecchi richiedono ingombri maggiori rispetto a quelli esistenti.

Per quanto concerne le azioni verticali, non si notano rilevanti differenze in termini di domanda tra la normativa di progetto e la normativa vigente.

Capitolo 6

Caso studio II: Sottovia sulla SS 342

6.1 Descrizione dell'opera e stato di conservazione

L'opera oggetto di studio è un sottovia ubicato sulla SS 342. Dalle informazioni desumibili dalla documentazione in possesso, si evince che l'opera è stata progettata nel primo semestre del 1964 ed aperta al traffico nel 06/09/1967. Si deduce che la normativa vigente all'epoca della progettazione è la Circolare n.384 del 14 febbraio 1962 avente come oggetto: Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali. Dalla scheda anagrafica fornita dalla società concessionaria risultano essere stati eseguiti i seguenti interventi successivi alla costruzione dell'opera.

- Nel 1991 ripristino di n.11 travi danneggiate in carreggiata sinistra, e n.5 travi in carreggiata destra. Rinforzo strutturale mediante placcaggi in acciaio.
- Nel 1993 posa parziale guaina su giunto in carreggiata sinistra;
- Nel 1994 ripristino trave esterna di bordo in carreggiata sinistra, con placcaggi ed iniezioni epossidiche;
- Nel 2000 rifacimento del giunto tampone su pila;
- Nel 2011 eseguiti interventi di ripristino su spalla, travi, trasversi, solette e sbalzi. Sulle travi n. 2 e 3 di campata 2 in carreggiata sud, sono stati eseguiti interventi di ripristino mediante l'utilizzo di FRP;
- Nel 2018 ripristino del cls e foderamento con lamiera, in alcune travi di campata 1 in carreggiata Nord.

L'opera si sviluppa planimetricamente lungo un tratto rettilineo per una lunghezza complessiva di circa 27.0 metri. Il sottovia è costituito da due campate, di luci differenti ed a carreggiate separate (nord e sud).

La tipologia di impalcato è del tipo a graticcio con travi in cemento armato precompresso e una soletta collaborante in cemento armato. Lo schema statico dell' opera è a travata semplicemente appoggiata.

Si riporta nel seguito la planimetria della sola carreggiata nord.



Figura 6.1. Planimetria del sottovia con rappresentazione della sola carreggiata nord - caso studio II



Figura 6.2. Sezione longitudinale del sottovia - caso studio II

Gli impalcati di **campata 1**, di luce 17.60 m, sono formati da 15 travi in c.a.p. a fili aderenti. Le travi hanno sezione a doppia T di dimensioni 34x90 cm con larghezza dell'anima di 12 cm, e sono collegate da 5 trasversi ed una soletta collaborante di spessore 15 cm. Le travi di campata 1 sono armate in zona inferiore da un totale di 29 trefoli con diametro equivalente del singolo trefolo di 8 mm, mentre in zona superiore sono presenti 6 trecce e 4 ϕ 10.

Nelle figure seguenti si riporta la sezione trasversale di campata 1, e la disposizione dei trefoli all'interno delle travi.



Figura 6.3. Sezione trasversale dell'impalcato di campata 1 - caso studio II



Figura 6.4. Disposizione dei trefoli delle travi di campata 1 - caso studio II

La **campata 2**, di luce 8,20 ml è formata da 11 travi in c.a.p. a fili aderenti. Le travi hanno sezione a doppia T di dimensioni 26x70 cm con larghezza dell'anima di 9 cm, e sono collegate da 3 trasversi ed una soletta collaborante di spessore 15 cm. Le travi sono armate da trecce composte da 3 fili, rispettivamente 12 trecce in zona superiore e 28 in corrispondenza del bulbo inferiore.



Figura 6.5. Sezione trasversale dell'impalcato di campata 2 - caso studio II

La pila e le spalle, sono in cemento armato ordinario, uniche per entrambe le carreggiate. Dagli elaborati grafici di progetto risulta che la pila e le spalle sono prive di



Figura 6.6. Disposizione dei trefoli delle travi di campata 2 - caso studio II

armatura; è presente dell'armatura solamente alla base, in corrispondenza dell'attacco con la fondazione ed in sommità sul cordolo di appoggio delle travi di impalcato.



Figura 6.7. Sezione trasversale della pila (a) e delle spalle (b) - caso studio II

A seguito di una attività di ispezione visiva svolta da parte della società incaricata alla gestione e manutenzione dell'opera, è emerso un quadro di degrado particolarmente allarmante. I principali difetti individuati sono sinteticamente riportati nel seguito.

• Impalcato e soletta: in molti elementi, costituenti l'impalcato dell'opera, sia in campata 1 che in campata 2, si osservano fenomeni di degrado dovuti a moti di infiltrazioni d'acqua provenienti direttamente dalla piattaforma stradale. L'acqua meteorica percola non solo dai giunti trasversali ma in diversi punti dell'impalcato, provocando ammaloramenti di alcuni campi soletta ed il rigonfiamento del copriferro degli elementi di impalcato in alcune zone localizzate.



Figura 6.8. Campi di soletta con cls rigonfio - caso studio II

- Travi: per le travi di impalcato di campata 1 si rilevano porzioni di bulbo inferiore rimosso e/o mal ricostruito, a seguito dei precedenti interventi di ripristino, in corrispondenza delle zone di appoggio. Inoltre, in alcune travi, si osserva l'ossidazione dei rinforzi metallici a causa delle forti infiltrazioni d'acqua. Inoltre, si osserva cls ammalorato e dilavato su alcune anime delle travi. Durante la campagna di indagine volta ad accertare lo stato di conservazione delle travi di impalcato, sono emersi trefoli rotti e/o ossidati.
- **Spalle e pila**: per entrambe le spalle e per la pila, si osserva cls dilavato con forti tracce di scolo. Su spalla 1, in zona centrale, sotto lo spartitraffico, si osserva un'ampia fessura sub-verticale generata probabilmente da un giunto naturale e coadiuvata dall'assenza di armatura.

In considerazione dello stato di conservazione dell'opera, è stato ritenuto necessario progettare interventi di risanamento e ripristino delle travi ammalorate, con l'obiettivo di ripristinare la capacità strutturale delle stesse nei confronti delle sollecitazioni flessionali.



Figura 6.9. Calcestruzzo ammalorato e trefoli rotti e/o ossidati - caso studio II



Figura 6.10. Spalla 2 (a sinistra); Dettaglio della lesione verticale di spalla 1(a destra) - caso studio II

6.2 Obiettivi

Obiettivo delle analisi riportate nel seguito è quello di determinare le prestazioni dell'opera oggetto di studio nei confronti delle sole azioni statiche. Nella fattispecie, verrà determinato il rapporto tra *capacità* e *domanda*, di seguito indicato con C/D, per i principali elementi strutturali. Inoltre, verrà posta l'attenzione sulla differenza, in termini di richiesta di *domanda*, tra la normativa di progetto (CM 14/02/1962) e la normativa vigente (DM 17/01/2018). Sulla base dei risultati ottenuti sarà possibile inquadrare l'opera in un sistema di classificazione e gestione del rischio basato sulle prestazioni e sulla valutazione della sicurezza strutturale ai sensi della normativa vigente.

6.3 Analisi dei carichi secondo normativa di progetto C.M. 14/02/1962

6.3.1 Carichi permanenti strutturali

Per il calcolo del peso proprio della struttura sono assunti i seguenti valori standard:

- peso specifico del cls pari a 25 $[kN/m^3]$
- peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 $[\rm kN/m^3]$

1. TRAVI LONGITUDINALI - Campata 1

Le travi longitudinali di campata 1 hanno una sezione a doppio T, avente altezza 90 cm, base 34 cm e spessore dell'anima 12 cm. L'area totale della sezione è di 1406 cm². Il peso totale delle travi longitudinali di campata 1, $\mathbf{G1}_{\mathbf{lb},\mathbf{c1}}$ è pari a:

$$G1_{lb,c1} = [As_{lb,c1} \cdot L \cdot \gamma] \cdot n_{lb} = 0.14 \cdot 18.0 \cdot 25 \cdot 15 = 945.0 [kN]$$
(6.1)

2. TRAVI LONGITUDINALI - Campata 2

Le travi longitudinali di campata 2 hanno una sezione a doppio T, avente altezza 70 cm, base 26 cm e spessore dell'anima 9 cm. L'area totale della sezione è di 843.0 cm². Il peso totale delle travi longitudinali di campata 2, $\mathbf{G1}_{\mathbf{lb},\mathbf{c2}}$ è pari a:

$$G1_{lb,c2} = [As_{lb,c2} \cdot L \cdot \gamma] \cdot n_{lb} = 0.084 \cdot 8.50 \cdot 25 \cdot 11 = 197.05 [kN]$$
(6.2)

3. TRAVI TRASVERSALI - Campata 1

I traversi di campata 1 hanno una sezione rettangolare di altezza 90 cm e base 30 cm. L'area della sezione è di 2700 cm². Il peso totale delle travi trasversali di campata 1, $\mathbf{G1_{tb,c1}}$ è pari a:

$$G1_{tb,c1} = [As_{tb,c1} \cdot L \cdot \gamma] \cdot n_{tb} = 0.27 \cdot 10.14 \cdot 25 \cdot 5 = 342.23 [kN]$$
(6.3)

4. TRAVI TRASVERSALI - Campata 2

I traversi di campata 2 hanno una sezione rettangolare di altezza 70 cm e base 30 cm. L'area della sezione è di 2100 cm².Il peso totale delle travi trasversali di campata 2, $\mathbf{G1_{tb,c2}}$ è pari a:

$$G1_{tb,c2} = [As_{tb,c2} \cdot L \cdot \gamma] \cdot n_{tb} = 0.21 \cdot 10.14 \cdot 25 \cdot 3 = 159.71 [kN]$$
(6.4)



Figura 6.11. Sezione trave longitudinale di campata 1 e campata 2 - caso studio II

5. SOLETTA IN C.A. - Campata 1

Le travi longitudinali di campata 1 sono solidarizzate tramite una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 15 cm. Considerando un' area dell'impalcato di campata 1 di 196.02 m², il peso totale della soletta $\mathbf{G1}_{\mathbf{s,c1}}$ è pari a:

$$G1_{s,cl} = [A_{sl,c1} \cdot s \cdot \gamma] = 196.02 \cdot 0.15 \cdot 25 = 735.08 [kN]$$
(6.5)

6. SOLETTA IN C.A. - Campata 2

Le travi longitudinali di campata 2 sono solidarizzate tramite una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 15 cm. Considerando un' area dell'impalcato di campata 2 di 92.34 m², il peso totale della soletta $\mathbf{G1}_{\mathbf{s},\mathbf{c2}}$ è pari a:

$$G1_{s,c2} = [A_{sl,c2} \cdot s \cdot \gamma] = 92.34 \cdot 0.15 \cdot 25 = 346.28 [kN]$$
(6.6)

Il peso totale degli elementi strutturali che costituiscono l'impalcato di **campata 1** è pari a :

$$G1_{tot,c1} = G1_{lb,c1} + G1_{tb,c1} + G1_{sl,c1} = 2022.30 [kN]$$
(6.7)

Il peso totale degli elementi strutturali che costitui
scono l'impalcato di campata 2 è pari a :

$$G1_{tot,c2} = G1_{lb,c2} + G1_{tb,c2} + G1_{sl,c2} = 703.03 [kN]$$
(6.8)

6.3.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti degli elementi non strutturali sono indicati di seguito:

- manto stradale, pari a 3.0 kN/m2, corrispondente ad un pacchetto di spessore complessivo pari a 15 cm;
- cordolo esterno: ad un'altezza pari a 30 cm corrisponde un carico distribuito su 50 cm di larghezza di circa 3.75 kN/m;
- cordolo di spartitraffico: assente;
- dispositivi di ritenuta del tipo new jersey su spartitraffico: 6.4 kN/m;
- dispositivi di ritenuta del tipo guard rail su cordolo esterno ponte: 2.5 kN/m;
- dispositivi di ritenuta barriera metallica bordo ponte: 1.5 kN/m;

6.3.3 Carichi verticali da traffico

Sulla base di quanto riportato nella normativa di progetto (C.M. del 14/02/1962), ai fini dei carichi da considerarsi per il calcolo dei manufatti, le strade si suddividono in due categorie:

- 1^a categoria: strade destinate al transito di carichi civili e militari;
- 2^a categoria: strade destinate al transito dei soli carichi civili;

Gli schemi di carico indicati sono i seguenti:

- schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 tonn;
- schema 2: rullo compressore isolato da 18 tonn;
- schema 3: folla compatta in ragione di 400 kg/m²;
- schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61.5 tonn;
- schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 tonn;
- schema 6: carico militare isolato da 74.5 tonn;

La larghezza di ingombro trasversale degli schemi n
.1e2è di m.3.11,quella degli schem
i4,5,6è di m.3.50.

L'opera in esame ricade in 1^a categoria. Per il calcolo di questa categoria di ponti si deve considerare uno schema militare (il più gravoso tra gli schemi 4, 5, 6) affiancati da una o più colonne di autocarri (schema 1) e folla compatta (schema 3) sui marciapiedi. Per maggior chiarezza si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche degli schemi 1 e 6.

SCHEMA 1 Colonna indefinita di autocarri da 121



Figura 6.12. Carichi civili - Schema 1 - C.M. 14/02/1962



Figura 6.13. Carichi militari - Schema 6 - C.M. 14/02/1962

La disposizione degli schemi di carico sulla carreggiata sarà volta per volta quella che determina le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura. Avendo una larghezza della sede stradale di 10.50 m, considerando gli ingombri tra-

Avendo una larghezza della sede stradale di 10.50 m, considerando gli ingombri trasversali degli schemi 1 e 6, è possibile definire **3 corsie di carico**.

La normativa di progetto definisce, per ogni schema di carico e per diverse luci di calcolo, un carico equivalente uniformemente distribuito, differenziando i carichi flettenti p_1 da quelli taglianti p_2 . Si riporta di seguito la tabella dei carichi equivalenti indicata nella normativa di progetto. Viene specificato che per luci intermedie è ammessa l'interpolazione lineare.

		Carichi	flettenti p	1 in <i>t/ml</i>	-			Carichi t	aglianti p ₂	in timt	
2	Carich	i eivili	Ca	richi milit	ari	ce	Carich	i civili	Car	ichi milit	ari .
E Lu	Schema 1	Schema 2	Schema 4	Schema 5	Schema 6	u. Lu	Schema- 1	Schema 2	Schema 4	Schema 5	Schema 6
6,5	2,651	3,965	7,316	6,486	9,407	6,5	3,314	4,686	8,788	6,968	11,359
7	2,612	3,778	6,877	6,243	8,842	7	3,265	4,408	8,434	6,661	10,917
7,5	2,560	3,605	6,486	6,005	8,339	7,5	3,200	4,160	8,094	6,372	10,487
8	2,500	3,445	6,136	5,776	7,889	8	2,125	3,938	7,770	6,133	10,077
8,5	2,436	3,297	5,990	5,559	7,728	8,5	3,045	3,737	7,464	5,950	9,687
9	2,370	3,160	5,854	5,352	7,561	9	2,963	3,556	7,258	5,813	9,401
9,5	2,305	3,034	5,713	5,157	7,387	9,5	2,925	3,391	7,057	5,717	9,125
15	2,133	2,091	4,597	4,110	5,710	15	2,560	2,240	5,607	5,234	7,072
16	2,125	1,978	4,420	4,106	5,521	16	2,531	2,109	5,408	5,117	6,798
17	2,104	1,876	4,340	4,120	5,357	17	2,491	1,993	5,216	5,032	6.537
18	2,086	1,784	4,291	4,136	5,195	18	2,444	1,889	5,098	4.982	6,291
19	2,083	1,701	4,230	4,204	5,038	19	2,438	1,795	5,051	4,958	6,059

Per il caso in esame si considera una luce di calcolo per la campata 1, L_1 pari a 17.60 m e una luce di calcolo per la campata 2, L_2 pari a 8.20 m.

Tabella 6.1. Carichi equivalenti uniformemente distribuiti secondo C.M. 14/02/1962 - caso studio II

Nella circolare ministeriale del 14/02/1962 viene specificato che, per tener conto degli efetti dinamici, i carichi accidentali dovranno essere moltiplicati per il coefficiente ϕ :

$$\phi = \frac{1 + (100 - L)^2}{100(250 - L)} \tag{6.9}$$

dove \mathbf{L} , espressa in metri, è la luce di calcolo.

Per i carichi di campata 1 si ottiene un valore di $\phi_1 = 1.29$, mentre per la campata 2 si ottiene un coefficiente $\phi_2 = 1.35$.

In tabella sono riportati sinteticamente i valori dei carichi verticali previsti dalla normativa di progetto, compresi degli effetti dinamici.

6.3.4 Azione longitudinale di frenata

In accordo alla normativa di progetto, la forza frenante si assume pari a 1/10 del sovraccarico costituito da una sola colonna indefinito di autocarri (schema 1). Tale azione non dovrà comunque risultare inferiore al 30% del peso dell'asse più pesante dello schema di carico considerato.

		CAM	PATA 1	CAMPATA 2			
COLO	NNA di carico	CARICO flettente [kN/m]	CARICO tagliante [kN/m]	CARICO flettente [kN/m]	CARICO tagliante [kN/m]		
1	schema 6	67.97	82.57	105.51	133.77		
2	schema 1	27.01	31.83	33.36	33.58		
3	schema 2	27.01	31.83	33.36	33.58		

Tabella 6.2. Carichi verticali equivalenti secondo normativa di progetto - caso studio II



Figura 6.14. Schema di carico 1 sulle campate 1 e 2

• Campata 1

$$Q_{3,c1} = \frac{(4+8) + (4+8)}{10} = 24.0 \,[kN] \tag{6.10}$$

$$q_{3,c1} = \frac{Q_{3,c1}}{L1} = 1.36 \left[kN/m \right]$$
(6.11)

• Campata 2

$$Q_{3,c2} = \frac{(4+8)}{10} = 12.0 \,[kN] \tag{6.12}$$

$$q_{3,c2} = \frac{Q_{3,c2}}{L2} = 2.93 \left[kN/m \right] \tag{6.13}$$

6.3.5 Azione del vento

Secondo quanto riportato nella circolare ministeriale del 14/02/1962, la forza del vento sarà valutata in ragione di 250 kg/mq di superficie colpita ad opera scarica.

Per opera carica si dovrà assumere una forza di 100 kg/mq sulla detta superficie aumentata di una striscia continua di 3 m a partire dal piano stradale.

Considerando la superficie esposta al vento come un parte rettangolare di altezza pari a H + d, dove **H** è pari a 3.0 m e **d** è l'altezza dell'impalcato, assumendo una forza del vento per superficie carica pari a 100 kg/mq, si ottiene l'azione del vento per metro lineare di lunghezza dell'impalcato.

$$q_5 = p_{wind} \cdot [H+d] = 100 \cdot [3.0+1.20] = 4.2 [kN/m]$$
(6.14)

6.4 Analisi dei carichi secondo normativa vigente D.M. 17/01/2018

Per quanto riguarda i carichi permanenti strutturali e non strutturali si rimanda al paragrafo 6.3.

6.4.1 Carichi verticali da traffico

La normativa vigente definisce diversi modelli di carico in relazione al tipo di verifica che si vuole effettuare. Nel caso in esame, faremo riferimento al modello di carico 1 (LM1), in cui sono definiti i carichi concentrati e i carichi distribuiti per le verifiche globali e locali di stato limite ultimo. Il LM1 è costituito dai seguenti carichi:



Figura 6.15. Carichi Load Model 1 secondo D.M. 17/01/2018

Per quanto riguarda il numero di corsie di traffico convenzionali da considerare, si fa riferimento alla tabella 6.8.

Per l'opera in questione, considerando una larghezza carrabile dell'impalcato pari a 10.50 m, il numero massimo di corsie convenzionali che possono utilizzarsi è:

$$n_{NL} = int\left(\frac{w}{w_{NL}}\right) = int\left(\frac{10.50}{3}\right) = 3 \tag{6.15}$$

Dove:

- n_{NL} : numero di corsie di traffico convenzionali (notional lane)
- w : larghezza carrabile della sede stradale
- w_{NL} : larghezza della singola corsia convenzionale, stabilita da normativa pari a 3.0m.

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane <i>w_l</i>	Width of the remaining area					
<i>w</i> < 5,4 m	$n_1 = 1$	3 m	<i>w</i> - 3 m					
$5,4 \text{ m} \le w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	w	0					
	l	2						
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$					
NOTE For example, for a carriage way width equal to 11m, $n_1 = Int\left(\frac{w}{2}\right) = 3$, and the width of the								
remaining area is 11 - 3×	3 = 2m.							

Tabella 6.3. Corsie di traffico convenzionali secondo normativa D.M. 17/01/2018

La larghezza residua, considerata area rimanente, è pari a 1.50 m. In tabella 6.4 sono riportati sinteticamente i risultati ottenuti:

LM 1	wNL [m]	UDL [kN/m2]	TS [kN]
NL 1	3.0	9	300
NL 2	3.0	2.5	200
NL 3	3.0	2.5	100
RA	1.5	2.5	0

Tabella 6.4. Carichi secondo normativa vigente D.M. 17/01/2018 - Caso studio II

6.4.2 Azione longitudinale di frenata

Per quanto concerne la forza di frenata, in accordo alla normativa vigente, essa risulta pari a:

$$180[kN] \le Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + (0.10q_{1k}) \cdot w_1 \cdot L \le 900[kN] \tag{6.16}$$

Dove:

- q_{1k} carico uniformemente distribuito relativo al UDL del LM1
- Q_{1k} carico concentrato del singolo carico assiale relativo al TS del LM1

Svolgendo i calcoli per le campate 1 e 2 si ottengono i seguenti valori:

• Campata 1

$$Q_{3,c1} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + (0.10 \cdot 9) \cdot 3 \cdot 17.60 = 407.52 [kN]$$
(6.17)

$$q_{3,c1} = \frac{Q_{3,c1}}{L_1} = \frac{407.52}{17.60} = 23.15 \left[kN/m \right]$$
(6.18)

• Campata 2

 $Q_{3,c1} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + (0.10 \cdot 9) \cdot 3 \cdot 8.20 = 382.14 [kN]$ (6.19)

$$q_{3,c1} = \frac{Q_{3,c1}}{L_2} = \frac{382.14}{8.20} = 46.60 \left[kN/m \right]$$
(6.20)

Si sottolinea, sin d'ora, la notevole differenza tra l'azione frenante prevista dalla normativa vigente (6.18) e (6.20), e quella dalla normativa di progetto (6.11) e (6.13).

6.4.3 Azione del vento

Secondo quanto riportato al paragrafo 5.1.3.7 della normativa vigente, l'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nele direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. La superficie esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare secondo quanto specificato al Capitolo 3 delle NTC, salvo i casi in cui possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento. Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento:

- pressione cinetica di riferimento, q_r
 - $a_{\rm s},$ altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione: $a_{\rm s}=201$ m
 - Zona 1 : $v_{b,0}=25$; $a_0=1000$; $K_s=0.40$ (Tab. 3.3.I)
 - v_b=v_{b,0}= 25 [m/s] per $a_s \leq a_0$
 - $v_r = v_b \cdot c_r = 25 \ [m/s]$
 - $-q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 390.65 \left[N/m^2 \right]$
- coefficiente di esposizione, $\mathbf{c}_{\mathbf{e}}$
 - Categoria di esposizione del sito V : $k_r=0.23$; $z_0=0.7$; $z_{min}=12$ (Tab. 3.3.II)

$$- c_e(z) = c_e(z_{min}) = 1.48$$

- coefficiente di pressione, c_p
 Il coefficiente di pressione si assume pari a 1;
- coefficiente dinamico, c_d
 Il coefficiente dinamico si assume pari a 1;

La pressione del vento \mathbf{p} è pari a :

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390.65 \cdot 1.48 \cdot 1 \cdot 1 = 577.9 \left[N/m^2 \right]$$
(6.21)

Considerando la superficie esposta al vento come un parte rettangolare di altezza pari a H + d, dove H è l'altezza della parete rettangolare ideale e d l'altezza dell'impalcato, si ottiene l'azione del vento per metro lineare di lunghezza dell'impalcato.

$$q_{wind} = p_{wind} \cdot [H+d] = 577.9 \cdot [3.0+1.20] = 2.43 [kN/m]$$
(6.22)

6.5 Materiali esistenti

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state determinate sulla base dei risultati provenienti da una campagna di indagine di tipo diagnostico, abbinata a prelievi di campioni di calcestruzzo e acciaio sulle travi di impalcato.

I valori delle resistenze dei materiali da utilizzare nelle verifiche dei ponti esistenti possono essere determinati mediante l'espressione riportata al 6.3.4 "Linee Guida per la Valutazione della Sicurezza dei Ponti Esistenti" del C.S.LL.PP. (LL.GG. n.88/2019 del 17/04/2020).

6.5.1 Calcestruzzo degli impalcati

Le informazioni progettuali disponibili integrate dalle indagini svolte hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza LC3, *accurato* secondo la definizione contenuta nelle NTC18. Il fattore di confidenza corrispondente a tale livello è pari a FC=1.0. Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo da utilizzare nelle verifiche, a seguito dei risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati, sono indicate nella seguente tabella:

FC	1,00	
γ _c	1,50	
$x_{0.05} = f_{ck}$	21,74	[MPa]
f _{ck} /FC	21,74	[MPa]
f _{cm}	33,91	[MPa]
f_{cm}/γ_{c}	22,61	[MPa]
f _{cm} /γ _c /FC	22,61	[MPa]
f _{cd} = min (f _{ck} /FC ; f _{cm} /γ _c /FC)	21,74	[MPa]
f _{etm}	2,34	[MPa]
Ecm	31735	[MPa]

Tabella 6.5. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo degli impalcati - caso studio II

6.5.2 Acciaio da precompressione

Dalla documentazione del progetto originale si evince che sono stati utilizzati trefoli a fili aderenti con tensione di rottura del trefolo pari a $f_{ptk} = 1650$ MPa e tensione caratteristica allo 0.2% di deformazione residua del singolo filo costituente il trefolo pari a $f_{p (0.2)k} = 1450$ MPa.

Le vigenti norme utilizzano quale tensione convenzionale caratteristica di snervamento per i trefoli la tensione caratteristica all' 1% di deformazione residua, $f_{p(1)k}$ (NTC18 §4.1.2.1.1.3).

4.1.2.1.1.3 Resistenza di progetto dell'acciaio

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da: f_{yd} = f_{yk}/ γ_s [4.1.5]

dove: γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), f_{p(0,1)k} (fili), f_{p(1)k} (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII.

Il coefficiente $\gamma_{\rm s}$ assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Sfruttando la seguente relazione, è possibile determinare la tensione caratteristica all' 1% di deformazione, $f_{p(1)k}$:

$$f_{p1k} = 0.9 \cdot f_{ptk} = 0.9 \cdot 1650 = 1485 [MPa]$$
(6.23)

Le informazioni progettuali disponibili integrate ai controlli in stabilimento e le indagini in situ hanno consentito di raggiungere, per gli acciai armonici un livello di conoscenza LC2. Il fattore di confidenza corrispondete a tale livelo è FC = 1.2.

Nella tabella riportata di seguito sono indicate le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione:

Fattore di confidenza	FC	1.2	-
Coefficiente parziale di sicurezza	γp	1.15	-
Resistenza caratteristica a carico massimo	fptk	1650	[MPa]
Resistenza caratteristica allo 0.2 % di deformazione	fp(0.2)k	1450	[MPa]
Resistenza caratteristica all' 1% di deformazione	fp(1)k	1237.5	[MPa]
Resistenza di snervamento di progetto	fpy,d	1076.09	[MPa]
Deformazione di snervamento	εuk	35	[‰]
Modulo elastico	Ep	190000	[MPa]

Tabella 6.6. Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione - caso studio II

6.6 Metodologie per le verifiche e modelli di calcolo

La metodologia adottata prevede la determinazione delle prestazioni dell'opera con riferimento esclusivamente ai carichi statici.

In base alle informazioni reperibili dalla documentazione in possesso, è stato possibile effettuare le verifiche di stato limite ultimo (flessione e taglio) per le travi longitudinali e la verifica di esercizio di stato limite di limitazione delle tensioni. Seguono le verifiche sulla pila, sui dispositivi di appoggio e alcune considerazioni di carattere generale sulle criticità riscontrate per il particolare caso studio.

Come premesso, l'obiettivo è quello di mettere in evidenza eventuali differenze in termini di *domanda* tra la normativa di progetto e quella vigente. Successivamente, valutate le prestazioni statiche dell'opera, è stato possibile definire il rapporto (C/D) in modo tale da poter operare in un sistema di classificazione e gestione del rischio dei ponti esistenti basato sulla sicurezza strutturale.

Per la determinazione della risposta strutturale, ovvero della *domanda*, sono stati utilizzati due approcci di calcolo. Il primo basato sul metodo di Courbon e sulla teoria delle linee di influenza, il secondo, come validazione del primo, basato su un' analisi agli elementi finiti tramite il software *SAP 2000*.

6.6.1 Modellazione su SAP 2000

Per gli scopi di cui si è discusso in precedenza, è stato modellato esclusivamente l'impalcato tramite il software agli elementi finiti *SAP 2000*. La tecnica di modellazione adottata è quella del **grid model**, secondo cui le caratteristiche di rigidezza in direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato sono modellate tramite un network di *elementi beam* disposti sullo stesso piano. Evidentemente, usando questo approc-



Figura 6.16. Vista prospettica del modello FEM di impalcato di campata 1 - caso studio II

cio, non si considera l'eccentricità tra il baricentro dell' impalcato e tutti gli elementi strutturali che lo costituiscono.

- Le travi longitudinali sono modellate tramite elementi beam;
- I traversi sono modellati tramite elementi beam;
- Per considerare il contributo della soletta nella ripartizione trasversale dei carichi, si considerano un insieme di elementi beam disposti trasversalmente ed aventi adeguate caratteristiche geometriche e di rigidezza.

Gli impalcati di campata 1 e 2 sono stati modellati singolarmente. Per entrambi è stato utilizzato lo schema statico di trave in semplice appoggio, in accordo alla concezione strutturale dell'opera.

6.6.2 Metodo di Courbon

Il metodo di Courbon consente di risolvere, in maniera semplificata, il problema della ripartizione trasversale dei carichi. Esso consiste nel supporre la presenza di un traverso infinitamente rigido flessionalmente sotto qualunque posizione del carico e travi longitudinali con ridotta rigidezza torsionale. Si rimanda al paragrafo 5.6.2 per una trattazione più dettagliata di tale metodo.

Di seguito si riportano i coefficienti di ripartizione di Courbon per l'impalcato di campata 1 e 2.

COEFFICIE	ENTI DI RIPA	ARTIZIONE							Lo	oad on bea	im						
TRASVE	RSALE DEL	CARICO	1 2 3 4 5 6 7 8								9	10	11	12	13	14	15
hear	dic	di GAD	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10	e11	e12	e13	e14	e15
Deam	u-o	u-0-2	4.90	4.20	3.50	2.80	2.10	1.40	0.70	0.00	-0.70	-1.40	-2.10	-2.80	-3.50	-4.20	-4.90
1	4.90	24.01	0.24	0.22	0.19	0.17	0.14	0.12	0.09	0.07	0.04	0.02	-0.01	-0.03	-0.06	-0.08	-0.11
2	4.20	17.64	0.22	0.20	0.17	0.15	0.13	0.11	0.09	0.07	0.05	0.02	0.00	-0.02	-0.04	-0.06	-0.08
3	3.50	12.25	0.19	0.17	0.16	0.14	0.12	0.10	0.08	0.07	0.05	0.03	0.01	0.00	-0.02	-0.04	-0.06
4	2.80	7.84	0.17	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.05	0.04	0.02	0.01	0.00	-0.02	-0.03
5	2.10	4.41	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.03	0.02	0.01	0.00	-0.01
6	1.40	1.96	0.12	0.11	0.10	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07	0.06	0.05	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02
7	0.70	0.49	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.04
8	0.00	0.00	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
9	-0.70	0.49	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09
10	-1.40	1.96	0.02	0.02	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.12
11	-2.10	4.41	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14
12	-2.80	7.84	-0.03	-0.02	0.00	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.08	0.10	0.11	0.12	0.14	0.15	0.17
13	-3.50	12.25	-0.06	-0.04	-0.02	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.17	0.19
14	-4.20	17.64	-0.08	-0.06	-0.04	-0.02	0.00	0.02	0.05	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
15	-4.90	24.01	-0.11	-0.08	-0.06	-0.03	-0.01	0.02	0.04	0.07	0.09	0.12	0.14	0.17	0.19	0.22	0.24

Tabella 6.7. Coefficienti di ripartizione di Courbon per la campata 1 - caso studio II

In entrambi i casi si osserva che la trave longitudinale esterna è quella maggiormente sollecitata, poiché, per ogni posizione del carico, il relativo coefficiente di ripartizione

6 – Caso studio II: Sottovia sulla SS 342

COEFFICIE	COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE						Lo	ad on be	eam				
TRASVE	RSALE DEL	CARICO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
heam	dic	di-GA2	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10	e11
beam	ui-u	u-0-2	4.90	3.92	2.94	1.96	0.98	0.00	-0.98	-1.96	-2.94	-3.92	-4.90
1	4.90	24.01	0.32	0.27	0.23	0.18	0.14	0.09	0.05	0.00	-0.05	-0.09	-0.14
2	3.92	15.37	0.27	0.24	0.20	0.16	0.13	0.09	0.05	0.02	-0.02	-0.05	-0.09
3	2.94	8.64	0.23	0.20	0.17	0.15	0.12	0.09	0.06	0.04	0.01	-0.02	-0.05
4	1.96	3.84	0.18	0.16	0.15	0.13	0.11	0.09	0.07	0.05	0.04	0.02	0.00
5	0.98	0.96	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.05
6	0.00	0.00	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
7	-0.98	0.96	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14
8	-1.96	3.84	0.00	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.16	0.18
9	-2.94	8.64	-0.05	-0.02	0.01	0.04	0.06	0.09	0.12	0.15	0.17	0.20	0.23
10	-3.92	15.37	-0.09	-0.05	-0.02	0.02	0.05	0.09	0.13	0.16	0.20	0.24	0.27
11	-4.90	24.01	-0.14	-0.09	-0.05	0.00	0.05	0.09	0.14	0.18	0.23	0.27	0.32

Tabella 6.8. Coefficienti di ripartizione di Courbon per la campata 2 - caso studio II

assume il massimo valore. Di conseguenza, nelle verifiche riportate nel seguito, faremo riferimento alle travi T15 di campata 1 e T11 di campata 2.



Figura 6.17. Coefficienti di Courbon per la trave T15 di campata 1 - caso studio II



Figura 6.18. Coefficienti di Courbon per la trave T11 di campata 2 - caso studio II

Riguardo la validità del metodo, si dimostra che il modello di Courbon approssima

bene l'effettiva distribuzione trasversale dei carichi quando viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{L}{b_0} > 10$$
 (6.24)

Nel caso in esame, per la **campata 1**, considerando una luce di calcolo di 17.60 m e un interasse tra le travi longitudinali di $b_0=0.70$ m, si ottiene un rapporto pari a circa 25. Per la **campata 2**, considerando $L_2=8.20$ em $b_0=0.98$ m, si ottiene un rapporto prossimo a 10. In definitiva, possiamo assumere il metodo di Courbon valido con una buona approssimazione.

6.7 Stato limite ultimo per flessione - trave longitudinale T15 di campata 1

In questo paragrafo si riportano le verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave di bordo della campata 1 (trave T15). Dato lo schema statico dell'opera, faremo riferimento alla sezione di mezzeria (sezione S) della trave in esame, dove si registra il massimo momento flettente.

Verranno riportati i dettagli del calcolo della sollecitazione flettente di SLU considerando dapprima la **normativa di progetto** e successivamente la **normativa vigente**. Seguiranno il calcolo del momento resistente, le verifiche in termini di rapporto tra *capacità* e *domanda* ed infine alcune osservazioni sulle criticità riscontrate.

6.7.1 Calcolo del momento flettente con carichi di normativa di progetto

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Si traccia la linea di influenza per il momento flettente nella mezzeria della trave T15 di campata 1 (di seguito indicato con $M_{S,c1}$) per carichi verticali e considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio.



Figura 6.19. Linea di influenza per il momento flettente $\rm M_{S,c1}$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio II

Sulla base dei carichi definiti in tabella 6.2, ai fini del calcolo della linea di influenza faremo riferimento esclusivamente a carichi verticali uniformemente distribuiti. Considerando i coefficienti della linea di influenza in figura 6.19, il momento $M_{S,c1}$ per un carico **q** uniformemente distribuito è pari a:

$$M_{S,c1\,(UDL)} = 2 \cdot \frac{L_1}{8} \cdot R_q = 2 \cdot (2.2 \cdot \frac{L_1}{2} \cdot q) = 38.72\,q \tag{6.25}$$

Tenendo conto dei coefficienti di ripartizione trasversale del carico per la trave in esame (vedi figura 6.17), nota la linea di influenza, è possibile determinare la *superficie di influenza* per il momento flettente $M_{S,c1}$, ovvero la superficie di impalcato su cui applicare le colonne di carico per massimizzare la sollecitazione considerata. Si deduce



Figura 6.20. Disposizione del carico di normativa di progetto per massimizzare il momento flettente $M_{S,c1}$ della trave T15 di campata 1 - caso studio II

che per massimizzare il momento $M_{S,c1}$ bisogna considerare soltanto gli schemi 6 e 1, i cui carichi sono definiti in tabella 6.2.

I carichi sulla trave T15 per effetto della ripartizione trasversale secondo Courbon sono indicati in tabella:

		CAMPATA 1						
COLONN	A di carico	CARICO flettente [kN/m]	Coeff. di Courbon	Carico sulla trave T15 [kN/m]				
1	schema 6	67.97	0.185	12.57				
2	schema 1	27.01	0.07	1.89				
3	schema 2	27.01	-	-				

Tabella 6.9. Carichi di normativa di progetto sulla trave T15 di campata 1 - caso studio II

Sulla base dell'equazione (6.25), considerando la risultante dei carichi sulla trave T15,
è possibile calcolare il momento flettente nella mezzeria della trave dovuto ai carichi verticali da traffico.

$$M_{S,c1}(UDL) = 38.72 \cdot q = 38.72 \cdot (12.57 + 1.89) = 560.06 \,[kNm] \tag{6.26}$$

Per quanto riguarda il contributo dei **carichi permanenti strutturali**, ricordando l' espressione (6.7) ed assumendo che essi siano equamente distribuiti tra le travi, possiamo considerare un carico permanente strutturale uniformemente distribuito su ogni trave longitudinale pari a:

$$g1_{lb,c1} = \frac{G1_{tot,c1}}{n \cdot L} = \frac{2022.30}{15 \cdot 17.60} = 9.89 \left[kN/m \right]$$
(6.27)

Considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio, otteniamo un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_{S,c1}(G1) = g1_{lb,c1} \cdot \frac{L_1^2}{8} = 9.89 \cdot \frac{17.60^2}{8} = 382.9 \left[kN/m \right]$$
(6.28)

Relativamente ai **carichi permanenti non strutturali**, si considerano i seguenti contributi:

- manto stradale, pari a 3.0 kN/m2, corrispondente ad un pacchetto di spessore complessivo pari a 15 cm;
- cordolo esterno: ad un'altezza pari a 30 cm corrisponde un carico distribuito su 50 cm di larghezza di circa 3.75 kN/m;
- dispositivi di ritenuta del tipo guard rail e barriera fonoassorbente su sbalzi esterni a bordo ponte: 6.5 kN/m;

I carichi indicati agiscono direttamente sulla trave di bordo tuttavia, considerando la ripartizione trasversale secondo Courbon, si ottiene un carico uniformemente distribuito sulla trave T15 di campata 1 pari a:

$$g2_{T15,c1} = \rho_{c,T15} \cdot g2 = 0.24 \cdot (3.75 + 6.5) = 2.46 \left[kN/m \right]$$
(6.29)

Considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio, otteniamo un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_{S,c1}(G2) = g2_{T15,c1} \cdot \frac{L_1^2}{8} = 2.46 \cdot \frac{17.60^2}{8} = 95.3 \left[kN/m \right]$$
(6.30)

La normativa dell'epoca non prevede una combinazione di stato limite ultimo poiché il metodo semi-probabilistico, su cui si basa l'attuale normativa, non era ancora stato definito. Tuttavia, per poter condurre un' analisi comparativa fra i risultati ottenuti applicando le due normative, adotteremo la combinazione di stato limite ultimo così come definita nella normativa vigente:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \tag{6.31}$$

Sulla base dei risultati ottenuti, considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni (vedi Tab. 5.1.V delle NTC), otteniamo il seguente valore di momento flettente di SLU per la sezione S della trave T15 di campata 1:

$$M_{S,c1}(SLU) = 1.35 \cdot \left[M_{S,c1}(G1) \right] + 1.35 \cdot \left[M_{S,c1}(G2) \right] + 1.35 \cdot \left[M_{S,c1}(UDL) \right] = 1.35 \cdot \left[382.9 + 95.3 + 560.06 \right] = 1401.52 \left[kNm \right]$$
(6.32)

MODELLO FEM su SAP2000

Come anticipato in precedenza, per validare il metodo di Courbon, è stato realizzato un *modello FEM* dell'impalcato tramite il software SAP 2000.

Applicando i carichi previsti dalla normativa di progetto, nella configurazione illustrata precedentemente, si ottiene il seguente diagramma di momento flettente in combinazione fondamentale per la trave T15 di campata 1:



Figura 6.21. Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T15 di campata 1 soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio II

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai momenti flettenti della trave T15 di campata 1 secondo i due metodi di calcolo adottati.

C.M. 14/02/1962	Metodo di Courbon	Modello su Sap 2000	Errore [%]
M_SLU(S,T15 c1) [kNm]	1398.67	1283.72	8.2%

Tabella 6.10. Confronto numerico del momento $\rm M_{S,c1}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II

Possiamo osservare che la sollecitazione flettente ottenuta con il metodo di Courbon è

circa l' 8% maggiore rispetto al risultato fornito dal modello FEM. In conclusione, si ritiene accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.7.2 Calcolo del momento flettente con carichi di normativa vigente

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Come indicato al paragrafo 6.4, la normativa vigente prevede stese di carico uniformemente distribuito e carichi concentrati. Dovendo massimizzare il momento flettente in mezzeria, il carico *tandem* verrà applicato a cavallo della sezione S della trave in esame. Di seguito si riportano i coefficienti della linea di influenza e l'espressione del momento flettente per la trave T15 di campata 1.



Figura 6.22. Linea di influenza per il momento $\rm M_{S,c1}$ della trave T15 di campata 1 per carichi concentrati - caso studio II

$$M_{S,c1}(TD) = 2 \cdot 4.1 \cdot P = 8.2 P \tag{6.33}$$

Relativamente ai carichi uniformemente distribuiti vale quanto esposto nel paragrafo 6.7.1:

$$M_{S,c1\,(UDL)} = 38.72\,q\tag{6.34}$$

Considerando i coefficienti di ripartizione trasversale del carico e la linea di influenza, è possibile determinare la superficie di impalcato su cui applicare i carichi di normativa vigente in modo tale da massimizzare la sollecitazione flettente nella sezione di mezzeria della trave T15 di campata 1 (fig. 6.23).

Si deduce che per massimizzare il momento $M_{S,c1}$ bisogna considerare le corsie di traffico NL1 ed NL2, i cui carichi sono definiti in tabella 6.4.



Figura 6.23. Disposizione del carico di normativa vigente per massimizzare il momento $\rm M_{S,c1}$ della trave T15 di campata 1 - caso studio II

Si riportano di seguito i carichi sulla trave T15 per effetto della ripartizione trasversale secondo Courbon. Sulla base delle equazioni (6.33) e (6.34), considerando i carichi

NL1		COURBON		CARICO su T15
F1 [kN]	150	yF1	0.23	34.35
F2 [kN]	150	yF2	0.16	23.70
q [kN/m]	27	уq	0.19	5.24
NL 2		COURBON		CARICO su T15
F1 [kN]	100	yF1	0.12	12.24
F2 [kN]	100	yF2	0.05	5.10
q [kN/m]	8	уq	0.09	0.65

Tabella 6.11. Carichi di normativa vigente sulla trave T15 di campata 1 - caso studio II

risultanti sulla trave T15, il momento flettente $M_{S,c1}$ dovuto ai carichi verticali da traffico previsti dalla normativa vigente è pari a:

$$M_{S,c1}(TD) = 8.2 \cdot [34.35 + 23.70 + 12.24 + 5.10] = 8.2 \cdot 75.39 = 618.2 [kNm] \quad (6.35)$$

$$M_{S,c1}(UDL) = 38.72 \cdot [5.24 + 0.65] = 38.72 \cdot 5.88 = 38.72 \cdot 5.88 = 227.8 [kNm] \quad (6.36)$$

Per quanto riguarda il contributo dei carichi permanenti strutturali e non strutturali si considerano le espressioni riportate nelle equazioni (6.28) e (6.30).

Adottando la combinazione fondamentale prevista dalla normativa vigente, riportata di seguito, è possibile calcolare il momento flettente di stato limite ultimo.

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \tag{6.37}$$

 $M_{S,c1}(SLU) = 1.35 \cdot (M_{S,c1}(G1) + M_{S,c1}(G2)) + 1.35 \cdot (M_{S,c1}(TD)) + (M_{S,c1}(UDL)) =$ = 1.35 \cdot (382.90 + 95.3) + 1.35 \cdot (618.2 + 227.8) = 1787.52 [kNm] (6.38)

MODELLO SAP su SAP2000

Applicando i carichi previsti dalla normativa vigente nella configurazione illustrata precedentemente, si ottiene il seguente diagramma di momento flettente in combinazione fondamentale per le trave T15 di campata 1:



Figura 6.24. Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T15 di campata 1 soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio II

Nella tabella seguente si riportano i momenti flettenti $M_{S,c1}$ della trave di bordo T15 di campata 1 secondo i due metodi di calcolo adottati. Possiamo osservare che la sollecitazione flettente ottenuta applicando il metodo di Couron è circa il 10% maggiore rispetto al risultato fornito dal modello FEM. In conclusione, possiamo ritenere accet-

D.M. 17/01/2018	Metodo di Courbon	Modello su Sap 2000	Errore [%]
M_SLU (S,T15 c1) [kNm]	1784.67	1598.4	10.4%

Tabella 6.12. Confronto numerico del momento $\rm M_{S,c1}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio II

tabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.7.3 Calcolo del momento resistente

In questo paragrafo si riporta il calcolo del momento resistente ultimo della sezione in esame. Esso viene determinato con gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni, utilizzando i legami costitutivi dei materiali indicati nelle NTC. In particolare, le ipotesi di calcolo che si adottato sono:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Calcestruzzo non reagente a trazione;
- Condizione di incipiente collasso allorché:
 - Raggiungimento della deformazione ultima del cl
s compresso $\varepsilon_{uc} =$ 3.5 ‰
 - Raggiungimento della deformazione limite dell'armatura ε_{ud} =67.5 ‰
 - Raggiungimento della deformazione limite dell'armatura da precompressione $\varepsilon_{ud}{=}31.5~\%$
- Leggi costitutive di stato limite ultimo [NTC 4.1.2.1.2]
 - Legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo
 - Legame costitutivo bilineare elastico-perfettamente plastico per l'acciaio



Figura 6.25. Legami costitutivi di SLU

Il calcolo è stato effettuato utilizzando un foglio *Excel* e mediante l'ausilio di *VCASlu* (licenza opensource del prof. Gelfi), che consente di modellare con accuratezza elementi di qualsiasi forma geometrica.

Nella sezione di interesse, la trave è armata inferiormente con 29 trefoli, con diametro equivalente del singolo trefolo di 8mm, mentre in zona superiore sono presenti 6 trecce di diametro 3x30/10. Data la presenza di una soletta collaborante in cemento armato, la sezione resistente da considerare è costituita dalla trave longitudinale più la soletta



Figura 6.26. Sezione S della trave T15 di campata 1 - caso studio II

per una larghezza pari a quella efficace b_{eff} . Per la sezione in esame si fa riferimento esclusivamente alla configurazione originaria, ovvero integra.

Svolgendo i calcoli si ottiene un momento ultimo a rottura per la sezione S della trave T15 di campata 1, $M_{Rd} = 1484$ [kNm]. La rottura si raggiunge lato calcestruzzo, con cavo teso snervato.



Figura 6.27. Sezione S della trave T15 di campata 1 parzializzata allo SLU - caso studio II

La posizione dell'asse neutro è tale da tagliare la soletta in cemento armato, ottenendo un' altezza della zona compressa pari a 13.70 cm.

6.7.4 Verifiche C/D e conclusioni

Si riportano di seguito i risultati ottenuti e le verifiche in termini di Capacità e Domanda con riferimento alla normativa vigente:

		DOMANDA Flessionale [kNm]		CAPACITA'	- (-
SEZIONE	CONDIZIONE	C.M. 14/02/1962	D.M. 17/01/2018	Flessionale [kNm]	C/D
S_(T15c1)	Integra	1398.7	1784.7	1484.0	0.8

Tabella 6.13. Verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T15 di campata 1 - caso studio II

Alla luce dei risultati ottenuti, si nota che la *domanda flessionale* richiesta dalla normativa di progetto è minore rispetto a quella della normativa vigente.

A tal proposito risulta interessante applicare la procedura di verifica preliminare dell'opera in accordo a quanto previsto nel **Livello 3** delle Linee Guida [6].

Assumendo che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, la valutazione preliminare della sicurezza può essere eseguita valutando il rapporto tra la domanda indotta dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti. Per il caso in esame, con riferimento alla domanda flessionale per la trave di bordo T15 di campata 1, si ottiene:

$$\frac{M_{S,c1-1962}}{M_{S,c1-2018}} = \frac{1398.7}{1784.7} = 0.78 \tag{6.39}$$

Possiamo affermare che la valutazione preliminare della sicurezza, per quanto riguarda la sola domanda flessionale per le travi longitudinali, non è soddisfatta. Per questo motivo si deduce che, nel caso in cui il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, la capacità flessionale delle travi longitudinali è minore della domanda flessionale richiesta dalla normativa vigente.

Valutando la capacità flessionale della trave in esame si osserva che essa non è sufficiente per soddisfare la *domanda flessionale* richiesta dall' attuale normativa. Alla luce dei risultati ottenuti, possiamo concludere che la verifica di sicurezza, ai sensi della normativa vigente, nei confronti della sollecitazione flettente per le travi longitudinali dell'impalcato di campata 1 non sono soddisfatte. Pertanto, è necessario intraprendere delle azioni al fine di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. In tal senso, le Linee Guida prevedono tre possibili scenari: limitare i carichi consentiti, prevedere una restrizione all'uso del ponte, eseguire interventi volti ad aumentare la sicurezza.

6.8 Stato limite ultimo per flessione - trave longitudinale T11 di campata 2

In questo paragrafo si riportano le verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T11 di campata 2. Dato lo schema statico dell'opera, faremo riferimento alla sezione di mezzeria (sezione S), dove si registra il massimo momento flettente. Verranno riportati i dettagli del calcolo della sollecitazione flettente di SLU considerando dapprima la **normativa di progetto** e successivamente la **normativa vigente**. Seguiranno il calcolo del momento resistente, le verifiche in termini di rapporto tra

6.8.1 Calcolo del momento flettente con carichi di normativa di progetto

capacità e domanda ed infine alcune osservazioni sulle criticità riscontrate.

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Si traccia la linea di influenza per il momento flettente nella mezzeria della trave T11 di campata 2 (di seguito indicato con $M_{S,c2}$) per carichi verticali e considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio.

Sulla base dei carichi definiti in tabella 6.2, ai fini del calcolo della linea di influenza faremo riferimento esclusivamente a carichi verticali uniformemente distribuiti. Con-



Figura 6.28. Linea di influenza per il momento flettente $\rm M_{S,c2}$ per un carico uniformemente distribuito - caso studio II

siderando i coefficienti della linea di influenza in figura 6.28, il momento $M_{S,c2}$ per un carico \mathbf{q} uniformemente distribuito è pari a:

$$M_{S,c2(UDL)} = 2 \cdot \frac{L_2}{8} \cdot R_q = 2 \cdot (1.025 \cdot \frac{L_2}{2} \cdot q) = 8.41 q \tag{6.40}$$

Sulla base dei coefficienti di ripartizione trasversale del carico per la trave in esame (vedi figura 6.18), nota la linea di influenza, è possibile determinare la *superficie di influenza* per il momento flettente $M_{S,c2}$, ovvero la superficie di impalcato su cui applicare le colonne di carico per massimizzare la sollecitazione considerata.



Figura 6.29. Disposizione del carico di normativa di progetto per massimizzare il momento flettente $\rm M_{S,c2}$ della trave T11 di campata 2 - caso studio II

Si deduce che per massimizzare il momento $M_{S,c2}$ bisogna considerare soltanto gli schemi 6 e 1, i cui carichi sono definiti in tabella 6.2.

I carichi sulla trave T11 per effetto della ripartizione trasversale secondo Courbon sono indicati in tabella:

		CAMPATA 2			
COLONN	A di carico	CARICO flettente [kN/m]	Coeff. di Courbon	Carico sulla trave T11 [kN/m]	
1	schema 6	105.51	0.24	25.59	
2	schema 1	33.36	0.087	2.90	
3	schema 2	33.36	-	-	

Tabella 6.14. Carichi di normativa di progetto sulla trave T11 di campata 2 - caso studio II

Sulla base dell'equazione (6.40), considerando la risultante dei carichi sulla trave T11, è possibile calcolare il momento flettente nella mezzeria della trave dovuto ai carichi verticali da traffico previsti dalla normativa vigente all'epoca.

$$M_{S,c2}(UDL) = 8.41 \cdot q = 8.41 \cdot (25.59 + 2.90) = 239.44 [kNm]$$
(6.41)

Per quanto riguarda il contributo dei **carichi permanenti strutturali**, ricordando l' espressione (6.8) ed assumendo che essi siano equamente distribuiti tra le travi, possiamo considerare un carico permanente strutturale uniformemente distribuito su ogni trave longitudinale pari a:

$$g1_{lb,c2} = \frac{G1_{tot,c2}}{n \cdot L} = \frac{703.03}{11 \cdot 8.20} = 10.86 \left[kN/m \right]$$
(6.42)
104

Considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio, otteniamo un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_{S,c2}(G1) = g1_{lb,c2} \cdot \frac{L_2^2}{8} = 10.86 \cdot \frac{8.20^2}{8} = 91.3 \left[kN/m \right]$$
(6.43)

Relativamente ai **carichi permanenti non strutturali**, si considerano i seguenti contributi:

- manto stradale, pari a 3.0 kN/m2, corrispondente ad un pacchetto di spessore complessivo pari a 15 cm;
- cordolo esterno: ad un' altezza pari a 30 cm corrisponde un carico distribuito su 50 cm di larghezza di circa 3.75 kN/m;
- dispositivi di ritenuta del tipo guard rail e barriera fonoassorbente su sbalzi esterni a bordo ponte: 6.5 kN/m;

I carichi indicati agiscono direttamente sulla trave di bordo tuttavia, considerando la ripartizione trasversale secondo Courbon, si ottiene un carico uniformemente distribuito sulla trave T11 di campata 2 pari a:

$$g2_{T11,c2} = \rho_{cT11} \cdot g2 = 0.32 \cdot (3.75 + 6.5) = 3.28 \left[kN/m \right]$$
(6.44)

Considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio, otteniamo un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_{S,c2}(G2) = g2_{T11,c2} \cdot \frac{L_2^2}{8} = 27.6 \left[kN/m \right]$$
(6.45)

La normativa di progetto non prevede una combinazione di stato limite ultimo poiché all'epoca il metodo semi-probabilistico, su cui si basa l'attuale normativa, non era ancora stato definito. Tuttavia, per poter condurre un' analisi comparativa fra i risultati ottenuti applicando le due normative, adotteremo la combinazione di stato limite ultimo così come definita nella normativa vigente:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \tag{6.46}$$

Sulla base dei risultati ottenuti, considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni (vedi Tab. 5.1.V delle NTC), otteniamo i seguenti valori di momento flettente di SLU per la trave T11 di campata 2:

$$M_{S,c2}(SLU) = 1.35 \cdot \left[M_{S,c2}(G1) \right] + 1.35 \cdot \left[M_{S,c2}(G2) \right] + 1.35 \cdot \left[M_{S,c2}(UDL) \right] = 1.35 \cdot \left[91.3 + 27.6 + 239.44 \right] = 483.75 \left[kNm \right]$$

$$(6.47)$$

MODELLO FEM su SAP2000

Come anticipato in precedenza, per validare il metodo di Courbon, è stato realizzato un *modello FEM* dell'impalcato tramite il software SAP 2000.

Applicando i carichi previsti dalla normativa di progetto, nella configurazione illustrata precedentemente, si ottiene il seguente diagramma di momento flettente in combinazione fondamentale per la trave T11 di campata 2:



Figura 6.30. Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T11 di campata 2 soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio II

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai momenti flettenti della trave T11 di campata 2 secondo i due metodi di calcolo adottati. Possiamo osservare che la sollecitazione flettente ottenuta con il metodo di Courbon è circa l' 8% maggiore rispetto al risultato fornito dal modello FEM.

C.M. 14/02/1962	Metodo di Courbon	Modello su Sap 2000	Errore [%]
M_SLU(S,T11 c2) [kNm]	482.44	440.94	8.6%

Tabella 6.15. Confronto numerico del momento $\rm M_{S,c2}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II

In conclusione, si ritiene accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.8.2 Calcolo del momento flettente con carichi di normativa vigente

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Come indicato al paragrafo 6.4, la normativa vigente prevede stese di carico uniformemente distribuito e carichi concentrati. Dovendo massimizzare il momento flettente in mezzeria, il carico *tandem* verrà applicato a cavallo della sezione S della trave in esame. Di seguito si riportano i coefficienti della linea di influenza e l'espressione del momento flettente per la trave T11 di campata 2.



Figura 6.31. Linea di influenza per il momento flettente $\rm M_{S,c2}$ della trave T11 di campata 2 per carichi concentrati - caso studio II

$$M_{S,c2}(TD) = 2 \cdot 1.75 \cdot P = 3.5 P \tag{6.48}$$

Relativamente ai carichi uniformemente distribuito vale quanto detto nel paragrafo 6.8.1:

$$M_{S,c2\,(UDL)} = 8.41\,q\tag{6.49}$$

Considerando i coefficienti di ripartizione trasversale del carico e la linea di influenza, è possibile definire la superficie di impalcato su cui applicare i carichi di normativa vigente in modo tale da massimizzare la sollecitazione flettente nella sezione di mezzeria della trave T11 di campata 2. Si deduce che per massimizzare il momento $M_{S,c2}$ bisogna considerare le corsie di traffico NL1 ed NL2, i cui carichi carichi sono definiti in tabella 6.4.



Figura 6.32. Disposizione del carico di normativa vigente per massimizzare il momento $\rm M_{S,c2}$ della trave T11 di campata 2 - caso studio II

NI	.1	COURBON		L COURBON CARICO		CARICO su T11
F1 [kN]	150	yF1	0.3	45.0		
F2 [kN]	150	yF2	0.21	31.5		
q [kN/m]	27	yq	0.25	6.86		
NI	.2	COUR	BON	CARICO su T11		
F1 [kN]	100	yF1	0.16	16.0		
F2 [kN]	100	yF2	0.07	6.6		
q [kN/m]	7.5	yq	0.11	0.83		

Si riportano di seguito i carichi sulla trave T11 per effetto della ripartizione trasversale secondo Courbon.

Tabella 6.16. Carichi di normativa vigente sulla trave T11 di campata 2 - caso studio II

Sulla base delle equazioni (6.48) e (6.49), considerando i carichi risultanti sulla trave T11, il momento flettente $M_{S,c2}$ dovuto ai carichi verticali da traffico previsti dalla normativa vigente è pari a:

$$M_{S,c2}(TD) = 3.5 \cdot [45.0 + 31.5 + 16.0 + 6.6] = 3.5 \cdot 99.10 = 346.9 [kNm]$$
(6.50)

$$M_{S,c2}(UDL) = 8.41 \cdot [6.86 + 0.83] = 8.41 \cdot 7.68 = 64.6 [kNm]$$
(6.51)

Per quanto riguarda il contributo dei carichi permanenti strutturali e non strutturali si considerano le espressioni riportate nelle equazioni (6.43) e (6.45).

Adottando la combinazione fondamentale prevista dalla normativa vigente, riportata di seguito, è possibile calcolare il momento flettente di stato limite ultimo.

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \tag{6.52}$$

$$M_{S,c2}(SLU) = 1.35 \cdot (M_S(G1) + M_S(G2)) + 1.35 \cdot (M_S(TD, c2)) + (M_{S,c2}(UDL)) =$$

= 1.35 \cdot (91.3 + 27.6) + 1.35 \cdot (346.9 + 64.6) = 715.93[kNm]
(6.53)

MODELLO SAP su SAP2000

Applicando i carichi previsti dalla normativa vigente, nella configurazione illustrata precedentemente, si ottiene il diagramma di momento flettente in combinazione fondamentale per la trave T11 di campata 2 riportato in figura 6.33.

Nella tabella 6.17 si riportano le sollecitazioni relative ai momenti flettenti delle travi T11 di campata 2 secondo i due metodi di calcolo. Possiamo osservare che, in entrambi i casi, il valore del momento flettente ottenuto con il metodo di Courbon è circa



Figura 6.33. Diagramma del momento flettente (SLU) della trave T11 di campata 2 soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio II

D.M. 17/01/2018	Metodo di Courbon	Modello su Sap 2000	Errore [%]
M_SLU (S,T15 c1) [kNm]	1784.67	1598.4	10.4%

Tabella 6.17. Confronto numerico del momento $\rm M_{S,c2}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio II

l' $8\% \div 10\%$ maggiore rispetto al risultato fornito dal modello FEM. In conclusione, possiamo ritenere accettabile la discrepanza tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.8.3 Calcolo del momento resistente

In questo paragrafo si riporta il calcolo del momento resistente ultimo della sezione in esame. Esso viene determinato con gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni, utilizzando i legami costitutivi dei materiali indicati nelle NTC. In particolare, le ipotesi di calcolo che si adottato sono:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Calcestruzzo non reagente a trazione;
- Condizione di incipiente collasso allorché:
 - Raggiungimento della deformazione ultima del cl
s compresso $\varepsilon_{uc} =$ 3.5 ‰
 - Raggiungimento della deformazione limite dell'armatura ε_{ud} =67.5 ‰
 - Raggiungimento della deformazione limite dell'armatura da precompressione $\varepsilon_{ud}{=}31.5~\%$
- Leggi costitutive di stato limite ultimo [NTC 4.1.2.1.2]

- Legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo
- Legame costitutivo bilineare elastico-perfettamente plastico per l'acciaio



Figura 6.34. Legami costitutivi di SLU

Il calcolo è stato effettuato utilizzando un foglio *Excel* e mediante l'ausilio di *VCASlu* (licenza opensource del prof. Gelfi), che consente di modellare con accuratezza elementi di qualsiasi forma geometrica.

Nella sezione di interesse, la trave è armata inferiormente con 28 trecce, con diametro 3x30/10, mentre in zona superiore sono presenti 12 trecce di diametro 3x30/10. Data la presenza di una soletta collaborante in cemento armato, la sezione resistente da considerare è costituita dalla trave longitudinale più la soletta per una larghezza pari a quella efficace b_{eff}. Per la sezione in esame si fa riferimento esclusivamente alla configurazione originaria, ovvero integra.



Figura 6.35. Sezione S della trave T11 di campata 2 - caso studio II

Svolgendo i calcoli si ottiene un momento ultimo a rottura per la sezione S della trave T11 di campata 2, $M_{Rd} = 542.4$ [kNm]. La rottura si raggiunge lato calcestruzzo, con cavo teso snervato.



Figura 6.36. Sezione S della trave T
11 di campata 2 parzializzata allo SLU - caso studio II

La posizione dell'asse neutro è tale da tagliare la soletta in cemento armato, ottenendo un' altezza della zona compressa pari a 5.21 cm.

6.8.4 Verifiche C/D e conclusioni

Si riportano si seguito i risultati ottenuti e le verifiche in termini di Capacità e Domanda con riferimento alla normativa vigente:

	DOMANDA Flessionale [kNm]		CAPACITA'	- (-	
SEZIONE	CONDIZIONE	C.M. 14/02/1962	D.M. 17/01/2018	Flessionale [kNm]	C/D
S_(T11c2)	Integra	483.8	715.9	542.4	0.8

Tabella 6.18. Verifiche di stato limite ultimo per flessione per la trave T11 di campata 2 - caso studio II

Alla luce dei risultati ottenuti, si nota che la *domanda flessionale* richiesta dalla normativa di progetto è minore rispetto a quella della normativa vigente.

A tal proposito risulta interessante applicare la procedura di verifica preliminare dell'opera in accordo a quanto previsto nel **Livello 3** delle Linee Guida [6].

Assumendo che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, la valutazione preliminare della sicurezza può essere eseguita valutando il rapporto tra la domanda indotta dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti. Per il caso in esame, con riferimento alla domanda flessionale per la trave di bordo T11 di campata 2, si ottiene:

$$\frac{M_{S,c2-1962}}{M_{S,c2-2018}} = \frac{483.8}{715.9} = 0.67 \tag{6.54}$$

Possiamo affermare che la valutazione preliminare della sicurezza, per quanto riguarda la sola domanda flessionale per le travi longitudinali, non è soddisfatta. Per questo motivo si deduce che, nel caso in cui il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, la capacità flessionale delle travi longitudinali è minore della domanda flessionale richiesta dalla normativa vigente.

Valutando la capacità flessionale della trave in esame si osserva che essa non è sufficiente per soddisfare la *domanda flessionale* richiesta dall' attuale normativa. Alla luce dei risultati ottenuti, possiamo concludere che la verifica di sicurezza, ai sensi della normativa vigente, nei confronti della sollecitazione flettente per le travi longitudinali dell'impalcato di campata 2 non sono soddisfatte. Pertanto, è necessario intraprendere delle azioni al fine di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. In tal senso, le Linee Guida prevedono tre possibili scenari: limitare i carichi consentiti, prevedere una restrizione all'uso del ponte, eseguire interventi volti ad aumentare la sicurezza.

6.9 Stato limite ultimo per taglio - trave longitudinale T15 di campata 1

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T15 di campata 1. A tale scopo si fa riferimento alle sezione della trave in corrispondenza dell'appoggio (sezione A), ove evidentemente, dato lo schema statico dell'opera, il taglio è massimo.

La domanda a taglio viene determinata adottando dapprima i carichi previsti da **normativa di progetto** e successivamente quelli da **normativa vigente**. Segue il calcolo della resistenza a taglio delle stesse travi e le verifiche di sicurezza in termini di confronto tra domanda e capacità ai sensi della normativa vigente.

6.9.1 Calcolo del taglio con carichi di normativa di progetto

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Si traccia la linea di influenza per il taglio nella sezione A (di seguito indicato con $V_{S,c1}$), posta a 50 cm dall'appoggio per la trave T15 di campata 1. Come indicato al paragrafo 6.3, i carichi verticali da traffico previsti da normativa di progetto sono colonne di carico uniformemente distribuito.

Sulla base dei coefficienti della linea di influenza in figura 6.37, è possibile definire l'espressione del taglio nella sezione A in funzione di un generico carico uniformemente distribuito \mathbf{q} agente sulla trave.



Figura 6.37. Linea di influenza per il taglio nella sezione A della trave T15 di campata 1 per un carico uniformemente distribuito - caso studio II

$$V_{A,c1} = 0.485 \cdot R_q = 0.485 \cdot L_1 \cdot q = 0.485 \cdot 17.60 \cdot q = 8.536 \, q \tag{6.55}$$

Considerando i coefficienti di ripartizione trasversale del carico secondo Courbon, nota la linea di influenza, è possibile determinare la *superficie di influenza* per il taglio $V_{A,c1}$. Anche per questo caso si adotta la disposizione dei carichi riportata in figura 6.20.

Nella seguente tabella si riportano i carichi taglianti sulla trave T15 di campata 1 per effetto della ripartizione trasversale secondo Courbon:

COLONNA di carico		CAMPATA 1			
		CARICO tagliante [kN/m]	Coeff. di Courbon	Carico sulla trave T15 [kN/m]	
1	schema 6	82.57	0.185	15.28	
2	schema 1	31.83	0.070	2.23	
3	schema 1	31.83	-	-	

Tabella 6.19. Carchi di normativa di progetto sulla trave T15 di campata 1 - caso studio II

Sulla base dell'equazione (6.55), considerando la risultante dei carichi sulla trave T15 è possibile calcolare il valore del taglio nella sezione A per effetto dei carichi verticali da traffico.

$$V_{A,c1}(UDL) = 8.536 \cdot (15.28 + 2.23) = 8.536 \cdot 17.50 = 149.41 [kN]$$
(6.56)

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, richiamando le espressioni dei carichi (6.27) e (6.29), risolvendo lo schema statico per la trave T15, si ottengono le espressioni della sollecitazione tagliante nella sezione A. Di seguito si riporta una tabella con i contributi del taglio nella sezione A della trave T15 di campata 1.

CARICO [kN/m]		V_A,c1 [kN]
UDL	17.50	149.4
G1	<mark>9.8</mark> 9	82.1
G2	2.46	20.0

Tabella 6.20. Sollecitazioni taglianti nella sezione A della trave T15 di campata 1 - carichi di normativa di progetto - caso studio II

La normativa vigente all'epoca non prevede una combinazione di stato limite ultimo poiché il metodo semi-probabilistico, su cui si basa l'attuale normativa, non era ancora stato definito. Tuttavia, per poter condurre un' analisi comparativa fra i risultati ottenuti applicando le due normative, adotteremo la combinazione di stato limite ultimo così come definita nella normativa vigente:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \tag{6.57}$$

Sulla base dei risultati ottenuti (vedi tabella 6.20), considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, otteniamo i seguenti valori di taglio di SLU per la trave T15 di campata 1.

$$V_{A,c1}(SLU) = 1.35 \cdot \left[V_{A,c1}(G1) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c1}(G2) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c1}(UDL) \right] =$$

= 1.35 \cdot [149.4 + 82.1 + 20] = 339.54 [kNm] (6.58)

MODELLO FEM su SAP 2000

Considerando i carichi di normativa di progetto, adottando la disposizione del carico precedentemente illustrata, si ottiene il seguente diagramma della sollecitazione tagliante di stato limite ultimo per la trave T15 di campata 1 tramite SAP 2000.



Figura 6.38. Diagramma di taglio (SLU) della trave T15 di campata 1 soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio II

Nella tabella seguente si confrontano le sollecitazioni di taglio nella sezione A della

C.M. 14/02/1962	Metodo di Courbon	Modello su Sap 2000	Errore [%]
V_SLU (A,T15 c1) [kNm]	339.54	299.05	11.9%

Tabella 6.21. Confronto numerico del taglio $V_{A,c1}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II

trave in esame ottenute adottando i due metodi di calcolo.

In conclusione, possiamo ritenere accettabile le discrepanze tra i risultanti ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica nel caso studio in esame.

6.9.2 Calcolo del taglio con carichi di normativa vigente

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Sulla base del LM1 definito dalla normativa vigente, si definiscono le linee di influenza per il taglio nella sezione A della trave T15 di campata 1.



Figura 6.39. Linea di influenza per il tagli
o $\rm V_{A,c1}$ della trave T15 di campata 1 - caso studio II

Con riferimento alle linee di influenza riportate in figura 6.39, si definiscono le espressioni delle sollecitazioni taglianti nelle sezioni A delle travi in esame.

$$V_{A,c1}(TD) = (0.971 + 0.917) P = 1.888 P$$
(6.59)

$$V_{A,c1}(UDL) = 0.485 \cdot R_q = 0.485 \cdot L_1 \cdot q = 8.536 \, q \tag{6.60}$$

Considerando i carichi sulla trave T15 riportati in tabella 6.11, sulla base delle equazioni (6.59) e (6.60), è possibile calcolare il valore del taglio nella sezione A della trave T15 per effetto dei carichi verticali da traffico previsti da normativa vigente.

$$V_{A,c1}(TD) = 1.888 P = 1.888 \cdot 75.39 = 142.3 [kN]$$
(6.61)

$$V_{A,c1}(UDL) = 8.536 \, q = 8.536 \cdot 5.88 = 50.2 \, [kN] \tag{6.62}$$

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, richiamando le espressioni dei carichi (6.27) e (6.29), risolvendo lo schema statico per la trave T15, si ottengono le espressioni della sollecitazione tagliante nella sezione A. Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni taglianti in corrispondenza della sezione A della trave in esame:

CARICO [kN/m]		V_A,c1 [kN]
TD	75.39	142.3
UDL	5.88	50.2
G1	9.89	82.1
G2	2.46	20.0

Tabella 6.22. Sollecitazioni taglianti nella sezione A della trave T15 di campata 1 - carichi di normativa vigente - caso studio II

Sulla base dei risultati ottenuti, adottando la combinazione fondamentale prevista dalla normativa vigente, riportata di seguito, è possibile calcolare il taglio di stato limite ultimo per la trave T15 di campata 1.

$$V_{A,c1}(SLU) = 1.35 \cdot \left[V_{A,c1}(G1) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c1}(G2) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c1}(UDL) \right] =$$

= 1.35 \cdot [142.3 + 50.2 + 82.1 + 20.0] = 397.78 [kNm] (6.63)

MODELLO su SAP 2000

Considerando i carichi di normativa vigente, adottando la disposizione del carico precedentemente illustrata, si ottiene il seguente diagramma della sollecitazione tagliante di stato limite ultimo per la trave T15 di campata 1 tramite SAP 2000.



Figura 6.40. Diagramma di taglio per la trave T15 di campata 1 soggetta ai carichi di normativa vigente - caso studio II

Nella tabella seguente si confrontano le sollecitazioni di taglio nella sezione A della trave in esame, ottenute adottando i due metodi di calcolo.

D.M. 17/01/2018	Metodo di Courbon	etodo di Modello su courbon SAP 2000	
V_SLU (A,T15 c1) [kNm]	397.78	343.5	13.6%

Tabella 6.23. Confronto numerico del taglio $V_{A,c1}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa vigente - caso studio II

In conclusione, possiamo ritenere accettabile le discrepanze tra i risultati ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.9.3 Calcolo del taglio resistente

La resistenza ultima a taglio viene valutata mediante il classico schema a traliccio. In accordo alla normativa tecnica vigente, la resistenza a taglio è la minore tra quella per taglio compressione dei puntoni di calcestruzzo e la resistenza a taglio trazione offerta dall'armatura trasversale.

Per la trave in questione, a favore di sicurezza, non si considera l'effetto favorevole di taglio (controtaglio) offerto dall'inclinazione dei cavi di precompressione. Per quanto riguarda l'effetto favorevole sulla resistenza a taglio dovuto allo sforzo normale indotto dalla precompressione, si fa riferimento alla tensione nei trefoli a tempo infinito. Approssimativamente, si considera una perdita di precompressione a tempo infinito pari al 30% del tiro iniziale.

T15 - campata 1	σi [MPa]	∆σinf [%]	σinf [MPa]	A tot. [mm2]	Ris. [kN]
Arm. Inf	1350	30	945	1450.00	1370.3
Arm. Sup	1350	30	945	127.23	120.2

Tabella 6.24. Componenti del tiro nei cavi a tempo infinito per la trave T15 di campata 1 - caso studio II

In una tabella 6.25 si riportano le caratteristiche geometriche della sezione in esame. Si procede con il calcolo della $\cot g\theta^*$ in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale.

$$\cot g\theta^* = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$
 (6.64)

Dal momento che la $\cot g\theta^*$ è maggiore di 2.5, allora la crisi è da attribuirsi alle staffe e il taglio resistente $V_{Rd} = V_{Rsd}(\cot g\theta^*)$.

MATERIALI					
Calcestruzzo			Acciaio armat	ura ordinaria	
fcd	21.74	[N/mm2]	fyd 396 [N/m		
GI	EOMETRIA			ARMATURA	
bw	120	[mm]	Asw	157.08	[mm2]
h	1050	[mm]	φ [mm]	10	
с	60	[mm]	n bracci	2	
d	990	[mm]	S	300	[mm]
Asez	245600	[mm2]			
		AZIO	NI	•	
Ved taglio agente NTC 397.8		[kN]			
Ned sforzo assia	Ned sforzo assiale(*) 1490.5		[kN]		
	σcp	6.1	[N/mm2]		

Tabella 6.25. Materiali, geometria e azioni per la sezione A dell trave T15 di campata 1 - caso studio II

RESISTENZA A TAGLIO COMPRESSIONE				
VRdc (cotgϑ=1) [726.39			
	cotgરી	1		
	v	0.5		
	αω	1.25		
VRdc (cotgϑ=2.5)		500.96		
	cotgરી	2.5		
	v	0.5		
αω		1.25		

RESISTENZA A TAGLIO				
cota9*	2.62 cotgϑ*>2.			
cotgo+	VRd=VRsd(cotgϑ*)			
VRd [kN]	484.01			

Tabella 6.26. Resistenza a taglio sezione A della trave T15 di campata 1 - caso studio II

6.9.4 Verifiche C/D e conclusioni

Si riporta nel seguito una tabella riepilogativa relativa ai risultati ottenuti e alle verifiche in termini di rapporto tra Capacità e Domanda ai sensi della normativa vigente:

		DOMANDA Taglio [kN]		CAPACITA'	c/D
SEZIONE CONI	CONDIZIONE	C.M. 14/02/1962	D.M. 17/01/2018	Taglio[kN]	C/D
A - T15c1	Integra	339.54	397.78	484.01	1.2

Tabella 6.27. Verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T15 di campata 1 - caso studio II

Anche in questo caso risulta interessante analizzare i risultati della verifica preliminare dell'opera in accordo a quanto previsto nel **Livello 3** delle Linee Guida.

$$\frac{V_{A,c1-1962}}{V_{A,C1-2018}} = \frac{339.54}{397.78} = 0.85 \tag{6.65}$$

Assumendo che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, possiamo concludere che la verifica preliminare a taglio per le travi longitudinali non è soddisfatta.

Tuttavia, possiamo osservare che il rapporto tra capacità e domanda è maggiore di 1. Di conseguenza la verifica a taglio ai sensi della normativa vigente è soddisfatta.

6.10 Stato limite ultimo per taglio - trave longitudinale T11 di campata 2

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T11 di campata 2. A tale scopo si fa riferimento alle sezione della trave in corrispondenza dell'appoggio (sezione A), ove evidentemente, dato lo schema statico dell'opera, il taglio è massimo.

La domanda a taglio viene determinata adottando dapprima i carichi previsti da **normativa di progetto** e successivamente quelli da **normativa vigente**. Segue il calcolo della resistenza a taglio delle stesse travi e le verifiche di sicurezza in termini di confronto tra domanda e capacità ai sensi della normativa vigente.

6.10.1 Calcolo del taglio con carichi di normativa di progetto

LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Si traccia la linea di influenza per il taglio nella sezione A (di seguito indicato con $V_{S,c2}$), posta a 50 cm dall'appoggio per la trave T11 di campata 2.

Come indicato al paragrafo 6.3, i carichi verticali da traffico previsti da normativa di progetto sono colonne di carico uniformemente distribuito. Sulla base dei coefficienti della linea di influenza in figura 6.41, è possibile definire l'espressione del taglio nella sezione A in funzione di un generico carico uniformemente distribuito \mathbf{q} agente sulla trave.



Figura 6.41. Linea di influenza per il taglio nella sezione A della trave T11 di campata 2 per un carico uniformemente distribuito - caso studio II

$$V_{A,c2} = 0.469 \cdot R_q = 0.469 \cdot L_2 \cdot q = 0.469 \ cdot 8.20 \cdot q = 3.846 \ q \tag{6.66}$$

Considerando i coefficienti di ripartizione trasversale del carico secondo Courbon, nota la linea di influenza, è possibile determinare la *superficie di influenza* per il taglio $V_{A,c2}$. Anche per questo caso si adotta la disposizione dei carichi riportata in figura 6.29.

Nella seguente tabella si riportano i carichi taglianti sulla trave T11 di campata 2 per effetto della ripartizione trasversale secondo Courbon:

COLONNA di carico		CAMPATA 2			
		CARICO tagliante [kN/m]	Coeff. di Courbon	Carico sulla trave T11 [kN/m]	
1	schema 6	133.77	0.185	24.75	
2	schema 1	33.58	0.070	2.35	
3	schema 1	33.58	-	-	

Tabella 6.28. Carchi di normativa di progetto sulla trave T
11 di campata2- caso studio II

Sulla base dell'equazione (6.66), considerando la risultante dei carichi sulla trave T11 è possibile calcolare il valore del taglio nella sezione A per effetto dei carichi verticali da traffico.

$$V_{A,c2}(UDL) = 3.846 \cdot (24.75 + 2.35) = 8.536 \cdot 27.10 = 104.21 [kN]$$
(6.67)

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, richiamando le espressioni dei carichi (6.42) e (6.44), e risolvendo lo schema statico per la trave T11, si ottengono le espressioni della sollecitazione tagliante nella sezione A. Di seguito si riporta una tabella con i contributi del taglio nella sezione A della trave

CARICO [kN/m]		V_A,c2[kN]
UDL	27.10	104.21
G1	10.87	39.1
G2	3.28	11.8

Tabella 6.29. Sollecitazioni taglianti taglianti nella sezione A della trave T11 di campata 2 - carichi di normativa di progetto - caso studio II

T11 di campata 2.

La normativa vigente all'epoca non prevede una combinazione di stato limite ultimo poiché il metodo semi-probabilistico, su cui si basa l'attuale normativa, non era ancora stato definito. Tuttavia, per poter condurre un' analisi comparativa fra i risultati ottenuti applicando le due normative, adotteremo la combinazione di stato limite ultimo così come definita nella normativa vigente:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \tag{6.68}$$

Sulla base dei risultati ottenuti (vedi tabella 6.20), considerando i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, otteniamo i seguenti valori di taglio di SLU per la trave T15 di campata 1 e T11 di campata 2.

$$V_{A,c2}(SLU) = 1.35 \cdot \left[V_{A,c2}(G1) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c2}(G2) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c2}(UDL) \right] =$$

= 1.35 \cdot [104.2 + 39.1 + 11.8] = 209.40 [kNm] (6.69)

MODELLO FEM su SAP2000

Considerando i carichi di normativa di progetto, adottando la disposizione dei carichi precedentemente illustrata, si ottiene il seguente diagramma di taglio per la trave T11 di campata 2 soggetta ai carichi di normativa di progetto.



Figura 6.42. Diagramma di taglio (SLU) della trave T11 di campata 2 soggetta ai carichi di normativa di progetto - caso studio II

Nella tabella seguente si confrontano le sollecitazioni di taglio nella sezione A della

C.M. 14/02/1962	Metodo di Courbon	Modello su Sap 2000	Errore [%]
V_SLU (A,T11 c2) [kNm]	209.40	181.24	13.4%

Tabella 6.30. Confronto numerico del taglio $V_{\rm A,c2}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II

trave in esame ottenute adottando i due metodi di calcolo.

In conclusione, possiamo ritenere accettabile le discrepanze tra i risultati ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.10.2 Calcolo del taglio con carichi di normativa vigente LINEE DI INFLUENZA E METODO DI COURBON

Sulla base del LM1 definito dalla normativa vigente, si definiscono le linee di influenza per il taglio nella sezione A della trave T11 di campata 2.



Figura 6.43. Linea di influenza per il tagli
o $\rm V_{A,c2}$ della trave T11 di campata 2 - caso studio II

Con riferimento alle linee di influenza riportate in figura 6.43, si definiscono le espressioni delle sollecitazioni taglianti nelle sezioni A delle travi in esame.

$$V_{A,c2}(TD) = (0.939 + 0.792) P = 1.73 P$$
(6.70)

$$V_{A,c2}(UDL) = 0.469 \cdot R_q = 0.469 \cdot L_2 \cdot q = 3.84 \, q \tag{6.71}$$

Considerando i carichi sulla trave T11 riportati in tabella 6.16, sulla base delle equazioni (6.70) e (6.71), è possibile calcolare il valore del taglio nella sezione A della trave T11 per effetto dei carichi verticali da traffico previsti da normativa vigente.

$$V_{A,c1}(TD) = 1.73 P = 1.73 \cdot 99.1 = 171.44 [kN]$$
(6.72)

$$V_{A,c1}(UDL) = 3.84 q = 3.84 \cdot 7.69 = 29.53 [kN]$$
(6.73)

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, richiamando le espressioni dei carichi (6.42) e (6.44), e risolvendo lo schema statico per la trave T11, si ottengono le espressioni della sollecitazione tagliante nella sezione A. Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni taglianti in corrispondenza della sezione A della trave in esame:

CARICO [kN/m]		V_A,c2[kN]
TD	75.39	130.5
UDL	5.88	22.6
G1	10.87	39.1
G2	3.28	11.8

Tabella 6.31. Sollecitazioni taglianti nella sezione A della trave T
11 di campata2 - carichi di normativa vigente - caso studio II

Sulla base dei risultati ottenuti, adottando la combinazione fondamentale prevista dalla normativa vigente, riportata di seguito, è possibile calcolare il taglio di stato limite ultimo per la trave T11 di campata 2.

$$V_{A,c2}(SLU) = 1.35 \cdot \left[V_{A,c2}(G1) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c2}(G2) \right] + 1.35 \cdot \left[V_{A,c2}(UDL) \right] =$$

= 1.35 \cdot [39.1 + 11.8 + 130.5 + 22.6] = 275.4 [kNm] (6.74)

MODELLO SU SAP 2000

Considerando i carichi di normativa vigente, adottando la disposizione dei carichi precedentemente illustrata, si ottiene il seguente diagramma di taglio per la trave T11 di campata 2 soggetta ai carichi di normativa di progetto.



Figura 6.44. Diagramma di taglio (SLU) della trave T11 di campata 2 per carichi di normativa vigente - caso studio II

Nella tabella seguente si confrontano le sollecitazioni di taglio nella sezione A della trave in esame ottenute adottando i due metodi di calcolo.

D.M. 17/01/2018	Metodo di	Modello su	Errore
	Courbon	SAP 2000	[%]
V_SLU (A,T11 c2) [kNm]	275.44	238.1	13.6%

Tabella 6.32. Confronto numerico del taglio $V_{A,c2}$ tra il metodo di Courbon e il modello FEM - carichi di normativa di progetto - caso studio II

In conclusione, possiamo ritenere accettabile le discrepanze tra i risultati ottenuti poiché il modello di Courbon è un metodo approssimato che non trova piena applicabilità teorica per il caso studio in esame.

6.10.3 Calcolo del taglio resistente

La resistenza ultima a taglio viene valutata mediante il classico schema a traliccio. In accordo alla normativa tecnica vigente, la resistenza a taglio è la minore tra quella per taglio compressione dei puntoni di calcestruzzo e la resistenza a taglio trazione offerta dall'armatura trasversale.

Per la trave in questione, non essendoci cavi inclinati, non si considera l'effetto favorevole di taglio (controtaglio) offerto dall'inclinazione dei cavi di precompressione. Per quanto riguarda l'effetto favorevole sulla resistenza a taglio dovuto allo sforzo normale indotto dalla precompressione, si fa riferimento alla tensione nei trefoli a tempo infinito. Approssimativamente, si considera una perdita di precompressione a tempo infinipari al 30% del tiro iniziale.

T11 - campata 2	σin [MPa]	Δσinf [%]	σinf [MPa]	A tot. [mm2]	Ris. [kN]
Arm. Inf	1350	30	945	588.00	555.7
Arm. Sup	1350	30	945	254.47	240.5

Tabella 6.33. Componenti del tiro nei cavi a tempo infinito per la trave T11 di campata2 - caso studio II

In tabella 6.34 si riportano le caratteristiche della sezione in esame. Si procede con il calcolo della $\cot g\theta^*$ in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale.

$$\cot g\theta^* = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$
 (6.75)

Dal momento che la $\cot g\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1.0 ÷ 2.5), il taglio resistente $V_{Rd} = V_{Rcd}(\cot g\theta^*) = V_{Rsd}(\cot g\theta^*).$

MATERIALI					
Calcestruzzo			Acciaio armatura ordinaria		
fcd	21.74	[N/mm2]	fyd	396	[N/mm2]
GEOMETRIA		ARMATURA			
bw	90	[mm]	Asw	157.08	[mm2]
h	850	[mm]	φ [mm]	10	
с	60	[mm]	n bracci	2	
d	790	[mm]	s	240	[mm]
Asez	260000	[mm2]			
		AZION	l		
Ved taglio agente NTC 275.4			[kN]		
Ned sforzo assiale(*) 796.1		[kN]			
	σcp	3.1	[N/mm2]		

Tabella 6.34. Materiali, geometria e azioni per la sezione A della trave T11 di campata2 - caso studio II

RESISTENZA A TAGLIO COMPRESSIONE				
VRdc (cotgϑ=1) [kN]		434.73		
	cotgϑ	1		
	αcw	1.14		
VRdc (cotgϑ=2.5) 500.96				
	cotgဗ	2.5		
	αcw	1.14		
RES	ISTENZA A TAGL	0		
cot#9*	1.82	1 ≤ cotgϑ* ≤ 2.5		
colgu	VRd=VRcd(cotgϑ*)=VRsd(cotgϑ*)			
VRd [kN]	335.07			

Tabella 6.35. Resistenza a taglio sezione A della trave T11 di campata 2 - caso studio II

6.10.4 Verifiche C/D e conclusioni

Si riporta nel seguito una tabella riepilogativa relativa ai risultati ottenuti e alle verifiche in termini di rapporto tra Capacità e Domanda ai sensi della normativa vigente:

SEZIONE		DOMANDA Taglio [kN] CA		CAPACITA'	c/D
	CONDIZIONE	C.M. 14/02/1962	D.M. 17/01/2018	Taglio[kN]	C/D
A - T11c2	Integra	209.40	275.44	335.07	1.2

Tabella 6.36. Verifiche di stato limite ultimo per taglio per la trave T11 di campata2 - caso studio II

Anche in questo caso risulta interessante analizzare i risultati della verifica preliminare dell'opera in accordo a quanto previsto nel **Livello 3** delle Linee Guida.

$$\frac{V_{A,c2-1962}}{V_{A,C2-2018}} = \frac{209.40}{275.44} = 0.76 \tag{6.76}$$

Assumendo che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, possiamo concludere che la verifica preliminare a taglio per le travi longitudinali non è soddisfatta.

Tuttavia, possiamo osservare che il rapporto tra capacità e domanda è maggiore di 1. Di conseguenza la verifica a taglio ai sensi della normativa vigente è soddisfatta.

6.11 Stato limite di limitazione delle tensioni - trave longitudinale T15 di campata 1

Gli stati limite di esercizio definiscono le condizioni che devono essere verificate affinché la struttura sia in grado di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio, senza richiedere onerosi interventi di manutenzione. Nel seguente paragrafo verrà posta l'attenzione sulle verifiche di limitazione delle tensioni nei materiali ai sensi della normativa vigente. In particolare, considereremo la sezione di mezzeria della trave di bordo di campata 1 (trave T15).

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.8.1.2 delle Norme tecniche delle costruzioni relativamente agli stati limite di esercizio per elementi in c.a.p., per la valutazione degli stati di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per fenomeni reologici del calcestruzzo (ritiro e viscosità) e rilassamento dell'acciaio.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precompresse, valgono le prescrizioni riportate al § 4.1.2.2.5 e al § 4.1.8.1.5 delle NTC 2018.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di com	pressione del calcestruzzo oc.ma	, deve rispettare la	limitazione seguente
	1	· 1	0

4.1.8.1.5	Tensioni limite per gli acciai da precompressione		
	$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.	[4.1.16]	
	$\sigma_{c,max} \le 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica	[4.1.15]	

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{\rm spi} < 0.85 \ f_{p(0,1)k}$	$\sigma_{\rm spi}$ < 0,75 $f_{\rm ptk}$	per armatura post-tesa	[4 1 49]
$\sigma_{\rm spi} < 0.90 \ f_{p(0,1)k}$	$\sigma_{\rm spi}\!<\!0,\!80~{\rm f}_{\rm ptk}$	per armatura pre-tesa	[4.1.49]

ove si sostituisca $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a $f_{p(0,1)k'}$ se del caso.

Le ipotesi di calcolo che si adottato sono:

- Conservazione delle sezioni piane (ipotesi di congruenza);
- Perfetta aderenza tra acciaio e cls;
- Comportamento isotropo, omogeneo ed elastico lineare dei materiali;
- Calcestruzzo reagente a trazione fino alla resistenza ultima a trazione fctm;

6.11.1 Perdite di precompressione a tempo infinito

Dalla documentazione in possesso, si desume una tensione iniziale di tiro dei trefoli pari a $\sigma_{p,i}=1350$ [MPa].

Nel seguito si riporta il calcolo analitico della perdita di precompressione valutata a tempo infinito. Per una maggiore chiarezza espositiva, si farà riferimento alle seguenti fasi della vita della struttura:

- istante t_i : istante in cui le armature vengono tesate;
- istante t_0 : istante in cui avviene il trasferimento della precompressione;
- istante t_1 : istante in cui si considerano gli ulteriori carichi permanenti;
- istante t₂: istante in cui si considerano esauriti gli effetti dei fenomeni differiti;
- istante t_3 : istante di applicazione della combinazione rara delle azioni;

Nel seguito si riportano sinteticamente le caratteristiche statiche della sezione integra, omogenizzata ed interamente reagente, ottenute adottando un coefficiente di omogenizzazione $\alpha_n = 5.7$

GEOMETRIA sez. omogenizzata		ARMATURA	
Ac. Omg [mm2]	254 500	Ap, inf [cm2]	1.27
lx,omg [mm4]	3.37E+10	n° trecce	6
YG [mm]	663.2	Ap,sup [cm2]	14.5
XG [mm]	170	n° trefoli	29

Tabella 6.37. Caratteristiche sezione S omogenizzata trave T15 campata 1 - caso studio II

ISTANTE t₀-t₁

Come anticipato, l'istante t_0 è l'istante di tempo in cui avviene il trasferimento della precompressione , mentre l'istante t1 coincide invece con l'applicazione degli ulteriori carichi permanenti. Per semplicità, possiamo considerare l'istante t_1 immediatamente successivo all'istante t_1 .

Innanzitutto, bisogna valutare le perdite iniziali del tiro nei trefoli dovute a:



Figura 6.45. Caratteristiche geometriche della sezione S
 omogenizzata della trave T15 di campata 1 - caso studio II

1. Perdita per rilassamento dell'acciaio durante la fase di maturazione: Nel periodo compreso tra la messa in tensione dei cavi e il trasferimento della precompressione possono intervenire perdite dovute al rilassamento dell'acciaio. Non disponendo di informazioni relative al trattamento termico di maturazione, si assume una perdita per rilassamento pari al 5% del tiro iniziale $\sigma_{p,i}$.

$$\Delta \sigma_{p,r} = 0.05 \cot \sigma_{p,i} = 0.05 \cdot 1350 = 67.50 \,[MPa] \tag{6.77}$$

2. Perdita per rientro degli ancoraggi:

Durante la fase di tesatura di strutture a cavi pre-tesi si registra una perdita dovuta al rientro degli ancoraggi e nel caso di cavi deviati una perdita per attrito. Nel caso in esame, avendo dei cavi il cui tracciato è rettilineo lungo tutto lo sviluppo della trave, non si considerano le perdite per attrito.

Il dato sul rientro degli ancoraggi è tipicamente indicato dal produttore (dell'ordine di $3 \div 7$ mm). Non avendo dati a disposizione, si considera un rientro dell'ancoraggio $\mathbf{a}{=}5$ mm.

Considerando una lunghezza dell'elemento prefabbricato $L_0=18.0$ m, si ottiene una perdita di precompressione per rientro degli ancoraggi pari a:

$$\Delta \sigma_{p,sl} = E_p \cdot \Delta \varepsilon_{sl} = E_p \cdot \frac{a}{L_0} = 190000 \cdot \frac{0.005}{18.0} = 52.78 \, [MPa] \tag{6.78}$$

3. Perdita elastica per effetto dei carichi permanenti

Al rilascio dei cavi, a causa dell'accorciamento elastico del calcestruzzo al livello del cavo, per perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo, si ha una riduzione di tensione nel cavo. Tale perdita di tensione è nota come *perdita elastica*. Considerando le cadute di tensione iniziale per rilassamento dell'acciaio e rientro degli

ancoraggi, otteniamo un tiro nei trefoli all' istante t₀, σ_{p,t_0} pari a:

$$\sigma_{p,t_0} = \sigma_{p,i} - \Delta \sigma_{p,sl} - \Delta \sigma_{p,r} = 1350 - 52.78 - 67.50 = 1229.72 \,[MPa] \quad (6.79)$$

Sulla base delle caratteristiche della sezione omogenizzata riportate in tabella 6.37, considerando un tiro nei trefoli pari a σ_{p,t_0} , considerando l' effetto isostatico della precompressione e di tutti i carichi permanenti, all' istante t₁ otteniamo le seguenti sollecitazioni riferite al baricentro della sezione omogenizzata (convenzione sui segni: momento positivo tende le fibre inferiori):

SOLLECITAZIONI RIFERITE AL BARICENTRO DELLA SEZIONE OMOG.				
Mpsup [kNm]	31.8	Mpinf [kNm]	-1096.43	
Psup [kN]	156.5	Pinf [kN]	1783.1	
yPsup-G [mm]	203.5	yPinf-G [mm]	614.9	
M(G1) [kNm]	382.9	M(G2) [kNm]	95.3	

Figura 6.46. Sollecitazioni agenti sulla sezione S
 omogenizzata a tempo \mathbf{t}_1 - caso studio II

In definitiva si ottiene uno sforzo normale di compressione P= -1939.59 [kN] e un momento flettente orario M= -586.38[kNm].

Applicando l'espressione di Navier possiamo determinare lo stato tensionale sulla sezione in esame, nonché la caduta di tensione nei trefoli a causa della deformazione elastica del calcestruzzo (convenzione sui segni: tensioni di trazione positive, tensioni di compressione negative).

$$\sigma_{p,sup} = \sigma_{p,t_0} + \alpha_n \cdot \left(\frac{P}{A_{omg}} + \frac{M}{I_{x,omg}} \cdot y_{Gp,sup}\right) =$$

$$= 1229.72 + 5.7 \cdot \left(-\frac{1939.59 \cdot 10^3}{254500} + \frac{586.38 \cdot 10^6}{3.37 \cdot 10^{10}} \cdot 203.5\right) =$$

$$= 1229.72 - 43.4 + 20.16 = 1206.4 [MPa]$$

$$\sigma_{p,inf} = \sigma_{p,t_0} + \alpha_n \cdot \left(\frac{P}{A_{omg}} + \frac{M}{I_{x,omg}} \cdot y_{Gp,inf}\right) =$$

$$= 1229.72 + 5.7 \cdot \left(-\frac{1939.59 \cdot 10^3}{254500} - \frac{586.38 \cdot 10^6}{3.37 \cdot 10^{10}} \cdot 614.9\right) =$$

$$= 1229.72 - 43.4 - 60.9 = 1125.4 [MPa]$$
(6.80)

In conclusione, a causa delle perdite iniziali per rilassamento dell'acciaio, rientro degli ancoraggi e deformazione elastica del calcestruzzo, si registra una riduzione di tensione nei trefoli rispetto al tiro iniziale pari a circa il $12\% \div 20\%$:

	σp,ti [MPa]	σp,t1 [MPa]	Δσp (ti - t1) [MPa]	Δσp (ti - t1) [%]
Armatura sup.	1350	1206.4	143.6	11.9%
Armatura inf.	1350	1125.4	224.6	20.0%

Tabella 6.38. Perdite di tensione nei trefoli all'istante t_1 - caso studio II

ISTANTE t₂

L'istante t₂ coincide con l'instante in cui gli effetti differiti si ritengono esauriti. A partire dalla tensione nei trefoli all'istant t₁, $\sigma_{p,(t1)}$, valuteremo la perdita di tensione nei cavi di precompressione per effetto del rilassamento dell'acciaio, del ritiro e della viscosità.

Nell' EC2 è presente una formulazione semplificata, riportata di seguito, per valutare la perdita di precompressione per fenomeni reologici, $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$.

Tale metodo si riferisce al caso di elementi precompressi isostatici, con un cavo risultante posto con eccentricità $\mathbf{z_{cp}}$ rispetto al baricentro della sezione di calcestruzzo.

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{ritiro} \cdot E_p + \sigma_c(t_1) \cdot \frac{E_p \cdot \phi(t_2, t_1)}{E_c} + 0.8 \cdot \Delta \sigma_{rilass} \cdot (t_2, t_1)}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot \left[1 + \chi \cdot \phi(t_2, t_1)\right]}$$

Figura 6.47. Perdita di precompressione per fenomeni reologici-EC2

Dove

- $\sigma_{\rm c}(t1)$ è la tensione nel calcestruzzo al livello del cavo all'istante t₁;
- $A_c e J_c$ sono rispettivamente l'area e il momento di inerzia della sola sezione di calcestruzzo rispetto al proprio asse baricentrico;
- χ è il coefficiente di invecchiamento, assunto pari a 0.8;
- $\Delta \sigma_{rilass}(t2, t1)$ è la perdita di rilassamento effettiva, pari a:

$$\Delta \sigma_{rilass}(t2, t1) = 0.8 \quad \Delta \sigma_r(t2, t1) \tag{6.82}$$

In funzione delle caratteristiche ambientali, geometriche e dei materiali, si determinano i seguenti parametri di calcolo:

• deformazione di ritiro $\varepsilon_{(t1,t2)} = -0.3mm/m$
- coefficiente di deformazione viscos
a $\varphi=2.0$
- perdita per rilassamento dell'acciaio $\Delta \sigma_{p,r}(t2,t1)$:

RILASSAMENTO DELL' ACCIAIO					
Armatura inf. Armatura sup					
fptk [MPa] 1650		1650			
σp,t1 [MPa]	1125.36	1206.4			
μ	68%	73%			
CLASSE DI RILASSAME	NTO: CLASSE 2				
ρ1000,μ <mark>[</mark> %]	2.23	2.97			
Δσρ,1000,μ	25.1	35.8			
Δσp,r (t1-t2) [MPa]	110.49	125.34			

Tabella 6.39. Perdita per rilassamento dell'acciaio a tempo infinito - caso studio II

Applicando l'espressione riportata in figura 6.47 si calcola la perdita di precompressione dovuta ai fenomeni differiti.

	Armatura inf	Armatura sup
sigma,c (t1)	-18.3	-4.1
Δσrilass [MPa]	88.4	100.3
z _{cp} [mm]	614.9	203.5
Δσp, c+s+r [MPa]	-261.84	-201.77
σp,t1 [MPa]	1125.36	1206.44
σp,t2 [MPa]	863.52	1004.68

Figura 6.48. Perdita di precompressione dovuta ai fenomeni differiti - caso studio II

6.11.2 Verifiche di esercizio

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di esercizio di limitazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per la trave T15 di campata 1. In particolare, le verifiche saranno effettuate per la sezione di mezzeria della suddetta trave (sezione S) con riferimento alla combinazione RARA delle azioni e ad un istante di tempo infinito. Ai fini del calcolo si considera dapprima la sezione omogenizzata interamente reagente (stadio I), le cui caratteristiche sono riportate nella seguente tabella.

SEZIONE DI V	ERIFICA:	sezione S trave T15 - campata 1		
GEOMETRIA sez	. omogenizzata	ARI	MATURA	
Ac. Omg [mm2]	254 500	Ap, inf [cm2]	14.50	
Ix,omg [mm4]	3.37E+10	n° trecce	29	
ly,omg [mm4]	4.88E+09	Ap,sup [cm2]	1.27	
YG [mm]	663.2	n° trefoli	6	
XG [mm]	170	σp,inf(t2) [MPa]	863.5	
αn	5.7	σp,sup(t2) [MPa]	1004.7	
AZIONI		MA	ATERIALI	
M, RARA [kNm]	13242	fctm [MPa]	2.34	

Figura 6.49. Caratteristiche della sezione S trave T15 di campata 1 (stadio I) - caso studio II



Figura 6.50. Stato tensionale sezione S trave T15 di campata 1 (stadio I) per la comb. rara - stadio II

il software VCAslu si ottengono i seguenti risultati:

Per effetto della combinazione RARA delle azioni, la tensione massima di trazione nel calcestruzzo è maggiore della resistenza ultima a trazione del calcestruzzo (eq 4.1.13 delle NTC):

$$\sigma_{t,max} = 6.2 > \frac{f_{ctm}}{1.2} = 2.66 \,[MPa] \tag{6.83}$$
132

Di conseguenza, possiamo concludere che:

- La verifica di stato limite di fessurazione ai sensi delle NTC2018 non è soddisfatta;
- Per il calcolo dello stato tensionale è necessario considerare il calcestruzzo non reagente a trazione e far riferimento alle caratteristiche della sezione omogenizzata fessurata (stadio II);

Considerando la sezione in stadio II, si ottiene il seguente stato tensionale: La massima



Figura 6.51. Stato tensionale sezione S trave T15 di campata 1 (stadio II) per la comb. rara - stadio II

tensione di compressione nel calcestruzzo al lembo superiore è pari a:

$$\sigma_{c,max} = 15.41 > 0.60 \cdot fck = 0.60 \cdot 21.74 = 13.04 [MPa] \tag{6.84}$$

Relativamente all'acciaio da precompressione, la tensione massima di trazione nei cavi è pari a:

$$\sigma_{p,max} = 1002.0 \le 0.75 \cdot f_{ptk} = 0.75 \cdot 1650 = 1237.5 \,[MPa] \tag{6.85}$$

$$\sigma_{p,max} = 1002.0 \le 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 0.85 \cdot 1237.5 = 1051.87 \,[MPa] \tag{6.86}$$

La verifica di stato limite di limitazione delle tensioni per la combinazione RARA delle azioni, ai sensi della normativa vigente, non è soddisfatta.

Inoltre, alla luce dell'esito della verifica di fessurazione, deduciamo che la trave in esame potrebbe presentare un evidente ed esteso quadro fessurativo al lembo inferiore. Risulta dunque necessario procedere con degli interventi volti al ripristino della precompressione.

6.12 Considerazioni sui dispositivi di appoggio

Per il caso studio in esame, non disponendo di informazioni relative ai dispositivi di appoggio si procede con un progetto simulato. Successivamente, considerando la medesima configurazione dei dispositivi di vincolo, si mettono in evidenza le differenze in termini di domanda (azioni sui dispositivi di appoggio) tra la normativa di progetto e la normativa vigente.



Figura 6.52. Schema statico dell'opera - caso studio II

La scelta della disposizione degli appoggi è correlata essenzialmente allo schema statico della struttura. E' fondamentale adottare la giusta configurazione degli appoggi in modo tale da realizzare il tipo di vincolo definito in fase di progetto e al contempo consentire i movimenti relativi - spostamenti e rotazioni - tra gli impalcati e la sottostruttura.

Per il caso studio in esame, si fa riferimento alla seguente disposizione dei dispositivi di appoggio per le campate 1 e 2:



Figura 6.53. Disposizione dei dispositivi di vincolo - caso studio II

Come mostrato in figura 6.52, il vincolo di carrello per la campata 1 si realizza in corrispondenza della spalla B, mentre in vincolo di cerniera sulla pila. Per la campata 2 invece, il vincolo di carrello si realizza in corrispondenza della pila, mentre il vincolo di cerniera in corrispondenza della spalla A.

6.12.1 Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa di progetto

Con riferimento ai carichi da traffico previsti dalla normativa di progetto e definiti nel paragrafo 6.3, si determinano le reazioni sugli appoggi considerando la combinazione di stato limite ultimo, tramite il software *SAP2000*.

Per la campata 1 si considerano i seguenti carichi:

- Direzione longitudinale, x: azione di frenata agente su una singola corsia di carico q₃=1.36 [kN/m];
- Direzione trasversale, y: azione del vento q₅=4.2 [kN/m];
- Direzione verticale, z: carichi permanenti e carichi mobili ;

SPALLA B					PILA				
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
16	(M)	0.00	0.00	41.15	1	(M)	0.00	0.00	41.31
17	(M)	0.00	0.00	118.54	2	(M)	0.00	0.00	118.35
18	(M)	0.00	0.00	130.32	3	(M)	0.00	0.00	130.33
19	(M)	0.00	0.00	145.65	4	(M)	0.00	0.00	145.66
20	(M)	0.00	0.00	161.76	5	(M)	0.00	0.00	161.75
21	(M)	0.00	0.00	178.63	6	(M)	0.00	0.00	178.62
22	(M)	0.00	0.00	195.28	7	(UT)	0.00	33.07	195.28
23	(UL)	54.72	0.00	211.86	8	(F)	56.16	36.53	211.86
24	(M)	0.00	0.00	229.92	9	(M)	0.00	0.00	229.93
25	(M)	0.00	0.00	248.13	10	(M)	0.00	0.00	248.11
26	(M)	0.00	0.00	265.13	11	(M)	0.00	0.00	265.12
27	(M)	0.00	0.00	278.69	12	(M)	0.00	0.00	278.71
28	(M)	0.00	0.00	291.44	13	(M)	0.00	0.00	291.45
29	(M)	0.00	0.00	304.38	14	(M)	0.00	0.00	304.47
30	(M)	0.00	0.00	370.71	15	(M)	0.00	0.00	370.62

Tabella 6.40. Reazioni sugli appoggi di **campata 1** con carichi di normativa di progetto - caso studio II

Per la campata 2 si considerano i seguenti carichi:

- Direzione longitudinale, x: azione di frenata agente su una singola corsia di carico q₃=2.93 [kN/m];
- Direzione trasversale, y: azione del vento q₅=4.2 [kN/m];
- Direzione verticale, z: carichi permanenti e carichi mobili;

SPALLA A					PILA				
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
23	(M)	0.00	0.00	63.95	11	(M)	0.00	0.00	64.17
22	(M)	0.00	0.00	70.76	10	(M)	0.00	0.00	71.14
21	(M)	0.00	0.00	74.47	9	(M)	0.00	0.00	74.70
20	(M)	0.00	0.00	90.17	8	(M)	0.00	0.00	90.18
19	(M)	0.00	0.00	122.79	7	(M)	0.00	0.00	123.47
18	(F)	-25.23	-32.42	143.83	6	(UL)	-26.42	0.00	144.20
17	(M)	0.00	0.00	144.06	5	(M)	0.00	0.00	143.49
16	(M)	0.00	0.00	202.02	4	(M)	0.00	0.00	202.34
15	(M)	0.00	0.00	281.34	3	(M)	0.00	0.00	281.29
14	(M)	0.00	0.00	264.59	2	(M)	0.00	0.00	266.12
13	(M)	0.00	0.00	151.44	1	(M)	0.00	0.00	150.61

Tabella 6.41. Reazioni sugli appoggi di **campata 2** con carichi di normativa di progetto - caso studio II

6.12.2 Calcolo delle reazioni sugli appoggi con carichi di normativa vigente

Con riferimento ai carichi da traffico previsti dalla normativa di progetto e definiti nel paragrafo 6.4, si determinano le reazioni sugli appoggi considerando la combinazione di stato limite ultimo, tramite il software *SAP2000*.

Per la campata 1 si considerano i seguenti carichi:

- Direzione longitudinale, x: azione di frenata agente su una singola corsia di carico q₃=23.15 [kN/m];
- Direzione trasversale, y: azione del vento q₅=2.43 [kN/m];
- Direzione verticale, z: carichi permanenti e carichi mobili ;

Per la campata 2 si considerano i seguenti carichi:

- Direzione longitudinale, x: azione di frenata agente su una singola corsia di carico q₃=46.40 [kN/m];
- Direzione trasversale, y: azione del vento q₅=2.43 [kN/m];
- Direzione verticale, z: carichi permanenti e carichi mobili ;

SPALLA B					PILA				
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	NODO	DISPOSITIV O	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
16	(M)	0.00	0.00	65.91	1	(M)	0.00	0.00	63.13
17	(M)	0.00	0.00	112.68	2	(M)	0.00	0.00	112.37
18	(M)	0.00	0.00	118.51	3	(M)	0.00	0.00	119.23
19	(M)	0.00	0.00	125.92	4	(M)	0.00	0.00	127.46
20	(M)	0.00	0.00	133.34	5	(M)	0.00	0.00	136.67
21	(M)	0.00	0.00	140.95	6	(M)	0.00	0.00	158.61
22	(M)	0.00	0.00	148.64	7	(UT)	0.00	154.45	327.27
23	(UL)	-80.33	0.00	156.24	8	(F)	144.48	395.62	211.11
24	(M)	0.00	0.00	164.30	9	(M)	0.00	0.00	191.73
25	(M)	0.00	0.00	173.41	10	(M)	0.00	0.00	376.17
26	(M)	0.00	0.00	183.15	11	(M)	0.00	0.00	406.40
27	(M)	0.00	0.00	192.47	12	(M)	0.00	0.00	357.28
28	(M)	0.00	0.00	201.57	13	(M)	0.00	0.00	227.41
29	(M)	0.00	0.00	213.15	14	(M)	0.00	0.00	463.63
30	(M)	0.00	0.00	263.87	15	(M)	0.00	0.00	373.58

6 – Caso studio II: Sottovia sulla SS 342

Tabella 6.42. Reazioni sugli appoggi di **campata 1** con carichi di normativa vigente - caso studio II

SPALLA A					PILA				
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
23	(M)	0.00	0.00	231.27	11	(M)	0.00	0.00	231.27
22	(M)	0.00	0.00	227.31	10	(M)	0.00	0.00	227.31
21	(M)	0.00	0.00	214.07	9	(M)	0.00	0.00	214.07
20	(M)	0.00	0.00	183.96	8	(M)	0.00	0.00	183.96
19	(M)	0.00	0.00	164.57	7	(M)	0.00	0.00	164.56
18	(F)	-40.1	-515.86	145.46	6	(UL)	10.22	0.00	145.45
17	(M)	0.00	0.00	119.49	5	(M)	0.00	0.00	119.49
16	(M)	0.00	0.00	97.51	4	(M)	0.00	0.00	97.41
15	(M)	0.00	0.00	77.50	3	(M)	0.00	0.00	79.78
14	(M)	0.00	0.00	62.62	2	(M)	0.00	0.00	57.86
13	(M)	0.00	0.00	21.63	1	(M)	0.00	0.00	20.76

Tabella 6.43. Reazioni sugli appoggi di **campata 2** con carichi di normativa vigente - caso studio II

6.12.3 Conclusioni

Confrontando i risultati relativi agli appoggi di **campata 1** (riportati nelle tabelle 6.40 e 6.42), si nota chiaramente che le reazioni orizzontali sugli appoggi 7 e 8, ottenute applicando i carichi di normativa di progetto, sono drasticamente inferiori rispetto a quanto prescritto dalle attuali normative. Analogamente, per la **campata 2** si mette in evidenza la differenza di reazioni orizzontali sull' appoggio 18.

Questa discrepanza è da attribuirsi principalmente a una differente valutazione dell' azione di frenata tra le due normative (vedi tabella 6.44).

AZIONE	C.M. 14/02/1962	D.M. 17/01/2018
azione di frenata - campata 1 [kN/m]	1.36	23.15
azione di frenata - campata 2 [kN/m]	2.93	46.60

Tabella 6.44. Confronto azioni orizzontali tra normativa di progetto e normativa vigente - caso studio II

Alla luce dei risultati ottenuti si deduce che, nel caso in cui il ponte si stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca, i dispositivi di appoggio esistenti non sono adeguati per far fronte alle prestazioni richieste dalle attuali normative. Di conseguenza, essi non sono in grado di realizzare il tipo di vincolo necessario al collegamento previsto in fase di progetto tra impalcato e la sotto-struttura.

In questi casi è necessario procedere con la sostituzione degli stessi, considerando la problematica relativa alla differenza di ingombro per alcuni dispositivi.

Per quanto concerne le azioni verticali, non si notano rilevanti differenze in termini di domanda tra la normativa di progetto e la normativa vigente.

6.13 Verifiche sulla pila

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche sulla pila di pertinenza della carreggiata nord. Dalle informazioni desumibili dalla documentazione in possesso si evince che la pila è realizzata in cemento armato ordinario ed è priva di armatura.



Figura 6.54. Sezione trasversale della pila - caso studio II

Ai fini della verifiche sulla pila, si considerano le seguenti azioni:

- Reazioni trasmesse dagli appoggi;
- Peso proprio della pila;

La pila deve essere verificata ricercando la combinazione di carico più sfavorevole. In tal senso, il carico *tandem*, definito nel LM1, deve essere applicato sull'impalcato in corrispondenza della pila, mentre la forza frenante sarà considerata agente sulla campata 1, poiché, sulla base dello schema statico, essa prevede un vincolo di cerniera in corrispondenza della pila. Per massimizzare le azioni sulla pila, consideriamo il seguente schema di carico:



Figura 6.55. Schema di carico per massimizzare azioni sulla pila - caso studio II

Con riferimento alla disposizione dei dispositivi di appoggio riportata in figura 6.53, adottando lo schema di carico in figura 6.55, tramite il software SAP2000 si ottengono i seguenti risultati:

PILA - lato campata 1							
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]			
1	(M)	0.00	0.00	63.13			
2	(M)	0.00	0.00	112.37			
3	(M)	0.00	0.00	119.23			
4	(M)	0.00	0.00	127.46			
5	(M)	0.00	0.00	136.67			
6	(M)	0.00	0.00	158.61			
7	(UT)	0.00	154.45	327.27			
8	(F)	144.48	395.62	211.11			
9	(M)	0.00	0.00	191.73			
10	(M)	0.00	0.00	376.17			
11	(M)	0.00	0.00	406.40			
12	(M)	0.00	0.00	357.28			
13	(M)	0.00	0.00	227.41			
14	(M)	0.00	0.00	463.63			
15	(M)	0.00	0.00	373.58			

PILA - lato campata 2								
NODO	DISPOSITIVO	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]				
11	(M)	0.00	0.00	81.18				
10	(M)	0.00	0.00	70.12				
9	(M)	0.00	0.00	66.01				
8	(M)	0.00	0.00	66.42				
7	(M)	0.00	0.00	70.64				
6	(UL)	-14.94	0.00	76.75				
5	(M)	0.00	0.00	78.03				
4	(M)	0.00	0.00	84.80				
3	(M)	0.00	0.00	101.62				
2	(M)	0.00	0.00	105.30				
1	(M)	0.00	0.00	73.16				

Tabella 6.45. Reazione degli appoggi sulla pila - caso studio II

6.13.1 Verifica di stato limite ultimo a pressoflessione deviata (STR)

Ai fini della verifica di tipo strutturale, si considera un sistema di forze centrato nel baricentro della sezione della pila. Considerando le eccentricità lungo le due direzioni, tra i dispositivi di appoggio e il baricentro della sezione della pila, si ottengono le seguenti risultanti:

- N_z=4526.08 [kN]
- $N_x = 160.0 [kN]$
- N_v=550.07 [kN]
- $M_x = 902.86 \text{ [kNm]}$
- M_y=5041.35 [kNm]

Modellando la pila come una mensola incastrata alla base e risolvendo lo schema statico, si ottengono le seguenti sollecitazioni di SLU alla base della pila.

1. sforzo normale di compressione $N_{ED} = 6833.8$ [kN]



Figura 6.56. Diagrammi di sollecitazione della pila - caso studio II

- 2. momento flettenti $M_{x,ED} = 5927.4$ [kNm]
- 3. momento flettente $M_{y,ED}$ = 3949.8 [kNm]

Per la verifica a pressoflessione deviata si considera il criterio semplificato riportato nelle NTC 2018.

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^{\alpha} \le 1$$
[4.1.19]

dove

M_{Eyd}, M_{Ezd} sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z;

 $M_{R_{yd'}}M_{R_{zd}}$ sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$v = N_{Ed}/N_{Rcd}$	[4.1.20]
$\omega_t = A_t \cdot f_{vd} / N_{Rcd}$	[4.1.21]

 $\operatorname{con} N_{\operatorname{Rcd}} = A_{\operatorname{c}} \cdot f_{\operatorname{cd}}$.

In mancanza di una specifica valutazione, può assumersi:

- per sezioni rettangolari:

INEd/INRcd	1.0	1.5	2.0
u	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi di NEd/NRcd;

Figura 6.57. Criterio semplificato per verifica a pressoflessione deviata

Di seguito si riportano i momenti resistenti $M_{x,RD}$ e $M_{y,RD}$ ottenuti tramite software VCA slu:



Figura 6.58. Momento resistente lungo x della sezione della pila - caso studio II



Figura 6.59. Momento resistente lungo y della sezione della pila - caso studio II

Assumendo un coefficiente $\alpha = 1$, si ottiene:

$$\left(\frac{3949.8}{5191.0}\right)^1 + \left(\frac{5927.4}{35999}\right)^1 = 0.924 \le 1 \tag{6.87}$$

Possiamo concludere che la verifica a pressoflessione deviata per la pila è soddisfatta.

6.13.2 Verifica di stato limite ultimo di equilibrio (EQU)

Si riporta la verifica di stato limite ultimo di equilibrio al fine di verificare l'equilibrio globale dell' elemento considerato come corpo rigido.

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_{inst,d} \le E_{stb,d} \tag{6.88}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

		Coefficiente	EQU	A1	A2			
		$\gamma_{\rm F}$						
Contraction of the Contraction o	Favorevoli	24	0,9	1,0	1,0			
Carichi permanenti Gi	Sfavorevoli	Ϋ́G1	1,1	1,3	1,0			
	Favorevoli	24	0,8	0,8	0,8			
Carichi permanenti non strutturan G2(1)	Sfavorevoli	Ϋ́G2	1,5	1,5	1,3			
	Favorevoli	24	0,0	0,0	0,0			
Azioni variabili Q	Sfavorevoli	Ϋ́Qi	1,5	1,5	1,3			
(1)				-				

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

"Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.46. Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU

Considerando l'equilibrio attorno al polo A, possiamo affermare che l'azione verticale Q_z , il peso proprio e e il momento M_x producono un effetto stabilizzante, viceversa l'azione orizzontale Q_v è instabilizzante.



Figura 6.60. Rappresentazione grafica delle azioni stabilizzati e instabilizzati sulla pila

Dovendo considerare differenti fattori parziali per le azioni, si distingue tra i carichi permanenti e le azioni variabili:

AZION	I	braccio [m]	effetto	γF	M stab [kNm]	M instab [kNm]
Qz_perm [kN]	1601.15	0.775	favorevole	0.9	1240.89	-
Qz_var [kN]	4526	0.775	favorevole	0	-	-
Pproprio [kN]	2254.09	0.775	favorevole	0.9	1746.92	-
Mx_perm [kNm]	236.11	-	favorevole	0.9	236.11	-
Qy [kN]	550.07	5.54	sfavorevole	1.5	-	3047.39

Tabella 6.47. Azioni stabilizzati e instabilizzanti sulla pila - caso studio II

Considerando i momenti stabilizzanti e instabilizzanti, si ottiene:

$$M_{inst,d} = 3047.39 \le M_{stb,d} = 3223.92 \,[kNm] \tag{6.89}$$

La verifica di stato limite di equilibrio è soddisfatta.

Capitolo 7

Considerazioni finali e proposta di bridge rating system

Alla luce dei risultati ottenuti nei due casi studio presentati, risulta chiaro come la valutazione della sicurezza strutturale di un' opera esistente rivesta un ruolo fondamentale nel processo decisionale che porta alla pianificazione delle azioni da intraprendere per garantire la sicurezza e la funzionalità dell'opera. D'altra parte, altrettanto evidente è l'impossibilità di applicare il metodo analitico per la valutazione della sicurezza strutturale, così come esposto nel capitolo 8 delle NTC, per tutte le opere esistenti. Infatti, tale metodo richiede tempistiche molto lunghe, sia per la fase di indagine per la conoscenza dell'opera, sia per la fase di analisi, di verifica e di rielaborazione dei risultati [17].

Risulta quindi evidente come l'approccio multilivello definito nelle *Linee Guida* sia la strada da percorrere, almeno in questa prima fase emergenziale. Tuttavia, sulla base di quanto esposto in precedenza, è opportuno sottolineare la necessità di adottare criteri di classificazione basati, oltre che sui livelli di rischio e sul degrado rilevato, anche direttamente sulla valutazione della sicurezza e robustezza strutturale in modo tale da permettere di valutare direttamente la prioritizzazione delle azioni da intraprendere, evitando le problematiche riscontrate

Di seguito si illustra una possibile sequenzialità nelle operazioni da eseguire per il bridge rating basato maggiormente sulle prestazioni delle opere, conservando la struttura multilivello delle Linee Guida:

- Step 0: censimento delle opere esistenti;
- Step 1: rilievo dello stato di fatto dell'opera e dei difetti;
- Step 2: valutazione della sicurezza strutturale seguendo un approccio multilivello: a partire da analisi semplificate si passa a modelli di calcolo sempre più

affinati nel caso in cui le verifiche non siano soddisfatte. Questi ultimi, evidentemente, richiederanno una maggiore conoscenza dell'opera (sia dei materiali che dei carichi) e procedure di calcolo più avanzate.

- verifica di sicurezza preliminare (come definita nel Livello 3 delle Linee Guida);
- verifica di sicurezza semplificata, adottando assunzioni conservative sulle caratteristiche dei materiali (per esempio dalle informazioni desumibili dalla documentazione in possesso) e metodi di calcolo speditivi (metodo di Courbon);
- verifica di sicurezza avanzata, basata su metodi di calcolo più affinati (es. analisi non lineari), adottando le proprietà dei materiali derivate da indagini conoscitive e carichi da traffico derivanti da misurazioni dirette.
- Step 3: classificazione dei ponti stradali sulla base dei risultati ottenuti dalla valutazione della sicurezza, con particolare attenzione ai livelli di rischio e all'entità dei difetti rilevati.
- Step 4: definizione del piano di manutenzione e gestione sulla base della classificazione del livello 3;

Va ricordato che al termine del periodo di attuazione in via sperimentale delle Linee Guida esse diventeranno cogenti, per cui tutti gli Enti demandati alla gestione delle opere esistenti dovranno procedere con il *Livello 0* e il *Livello 1*, così come definiti dalle Linee Guida. Questo consentirà di raggiungere un miglior livello di conoscenza sullo stato di fatto e di progettazione del patrimonio esistente e al contempo permetterà di valutare, quanto meno in via preliminare, la sicurezza e la robustezza strutturale. Soltanto a valle di tale valutazione, considerando anche gli indicatori di difettosità e di rischio, sarà possibile classificare l'opera e definire il piano di manutenzione e gestione della stessa.

Bibliografia

- Leonardi A. -Frizzarin M. Franchetti P. "Ponti italiani: la parola ai gestori delle reti stradali", in INGENIO.
- [2] R. Pefano "Gestione dei ponti esistenti Il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali", in INGENIO.
- [3] M. De Miranda "Durabilità dei ponti e viadotti: come garantire la sicurezza dei ponti esistenti", in INGENIO.
- [4] Ministero dell'interno, "Circolare ministeriale LL.PP. n° 6736/61/AI", del 19/071967.
- [5] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", Decreto Ministeriale del 17/01/2018.
- [6] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" del 17/04/2020.
- [7] S. Conte, "AINOP: da ASSOBIM un webinar per spiegare funzionalità e modalità operative", in Ediltecnico.
- [8] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", Circolare Ministeriale del 21/01/2019.
- [9] Ministero dei lavori pubblici, "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali", Decreto Ministeriale del 02/08/1980.
- [10] Ministero dei lavori pubblici, "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali", Circolare Ministeriale LL.PP. n° 384 del 14/02/1962.
- [11] Ministero dei lavori pubblici, "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e norme tecniche per i carichi e i sovraccarichi", Decreto Ministeriale del 12/02/1982.
- [12] Debernardi P.G. Strutture di calcestruzzo armato precompresso: con riferimento agli eurocodici. Celid, 2011.
- [13] Petrangeli, M. P. Progettazione e costruzione di ponti. Masson, 1993.
- [14] Guidi, Cestelli C. Cemento armato precompresso. HOEPLI EDITORE, 1987.
- [15] EN 1990 Eurocodice Criteri generali di progettazione strutturale, 2002.
- [16] EN 1992-1-1 Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo, 2004.
- [17] W. Salvatore Valutazione del rischio strutturale dei ponti nelle reti infrastrutturali, in sito web Enea.