



POLITECNICO
MILANO 1863

SCUOLA DI INGEGNERIA CIVILE,
AMBIENTALE E TERRITORIALE

Il calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi: verifica statica strutturale di un impalcato tipo.

TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN
CIVIL ENGINEERING – INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO
INGEGNERIA CIVILE – INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO

Autore: Lucrezia Giannini

Codice Persona: 10625696

Relatore: Prof. Ing. Liberato Ferrara

Anno Accademico: 2021-2022

Abstract

Most of the bridges with post-tensioned prestressed cable-stayed beams were built between 1955 and 1980. As such, these structures are at the end of their service life and may suffer unexpected collapses.

The main cause of such collapses is identified as the corrosion of the prestressing cables, which occurs without showing obvious surface imperfections. Their criticality is related to the fact that through conventional and visual investigations it is not possible to provide the actual conditions of degradation.

It is fundamental, then, to analyze the constructions in our territory following the indications of the "Guidelines for risk classification and management, safety assessment and monitoring of existing bridges" released by the Ministry of Infrastructure and Transport (April 2020).

In this dissertation, after introducing post-tensioned prestressed cable-stressed concrete and its main defects, the Guidelines [1] and regulatory developments for bridge design are analyzed [2]. Attention is brought to the gradual increase in traffic loads faced by the structures, as well as their advanced age and various signs of deterioration.

Then, are described the main special investigations that need to be carried out on bridges, to achieve a good level of knowledge of the state of conservation, the materials used and the actual geometry of the bars [3].

After that, the static structural analysis of a bridge's deck is carried out, with post-tensioned prestressed concrete cable-stayed beams, representative of the construction technologies of the 1960s and designed with the respective regulations of the time. The verification of each structural element is drawn up first in the intact condition and then, in the deteriorated condition. In particular, the damage found is the rupture of some wires that constitute the prestressing cables.

Finally, the verifications were re-drafted assuming that the special investigations on the structure have been carried out, this results in the achievement of a high level of knowledge and therefore reduced safety factors.

Keywords: prestressed reinforced concrete, sliding cables, special investigations, static verification.

Sommario

La maggior parte dei ponti con travi precomprese a cavi post-tesi è stata costruita tra il 1955 e il 1980. Queste strutture sono pertanto al termine della loro vita utile e potrebbero subire collassi imprevisti.

La principale causa di tali collassi è individuata nella corrosione dei cavi da precompressione, che avviene senza mostrare evidenti imperfezioni in superficie. La loro criticità è, infatti, legata al fatto che tramite le indagini convenzionali e visive non è possibile fornire le effettive condizioni di degrado.

È fondamentale, allora, analizzare le opere presenti sul nostro territorio seguendo le indicazioni delle *“Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”* emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (aprile 2020).

Nel presente elaborato, dopo aver introdotto il calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi e i suoi principali difetti, sono analizzate le Linee Guida [1] e l’evoluzione normativa per la progettazione dei ponti [2]. In particolare, si porta all’attenzione il graduale aumento dei carichi da traffico a cui le opere devono far fronte, oltre che alla loro avanzata età e ai vari segni di degrado.

Successivamente sono descritte le principali indagini speciali che devono essere svolte sul ponte al fine di raggiungere un buon livello di conoscenza dello stato di conservazione, dei materiali utilizzati e dell’effettiva geometria dei ferri [3].

Dopodiché è svolta l’analisi strutturale statica di un impalcato tipo, con travi in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi, costruito con tecnologie tipiche degli anni 60 del secolo scorso e progettato con la rispettiva normativa dell’epoca. La verifica di ciascun elemento strutturale è redatta prima in condizione integra e poi, in condizione ammalorata. In particolare, il danno riscontrato è la rottura di alcuni fili che costituiscono i cavi da precompressione.

Infine, sono state nuovamente elaborate le verifiche ipotizzando di aver effettuato le indagini speciali sull’opera, ciò comporta il raggiungimento di un elevato livello di conoscenza e dunque di fattori di sicurezza ridotti.

Parole chiave: calcestruzzo armato precompresso, cavi scorrevoli, indagini speciali, verifica statica.

Indice

Abstract	i
Sommario	iii
Indice	vii
Indice delle figure	x
Indice delle tabelle	xv
Acronimi	xvii
Introduzione	1
Sintesi dello stage	1
Obiettivi.....	2
Struttura della tesi.....	2
1 Il calcestruzzo armato precompresso	5
1.1. Ponti e viadotti in Italia	5
1.2. Storia della precompressione.....	6
1.3. Precompressione a cavi pre-tesi	8
1.4. Precompressione a cavi post-tesi	9
1.4.1. Problematiche e difetti principali negli impalcati in c.a.p. a cavi post-tesi	10
2 Linee Guida per la verifica di sicurezza dei ponti esistenti	14
2.1. Generalità	14
2.2. Livelli di approfondimento.....	17
2.3. Evoluzione normativa di progetto.....	23
3 Indagini speciali opere in c.a.p. post-teso	26
3.1. Ispezione visiva	28
3.1.1. Difetti manifesto.....	28
3.1.2. Difetti spia.....	31
3.2. Indagini georadar.....	36
3.2.1. Scopo.....	36
3.2.2. Attrezzatura e procedura esecutiva	36
3.3. Prove di rilascio tensionale	39
3.3.1. Prove di rilascio tensionale sul calcestruzzo	39

3.3.2.	Prove di rilascio tensionale sui trefoli o fili	40
3.4.	Tomografie ultrasoniche	41
3.4.1.	Scopo.....	41
3.4.2.	Attrezzature e procedura esecutiva	41
3.5.	Prove pacometriche.....	42
3.5.1.	Scopo.....	42
3.5.2.	Attrezzature e procedura esecutiva	42
3.6.	Video-endoscopie.....	43
3.6.1.	Scopo.....	43
3.6.2.	Attrezzature e procedura esecutiva	43
3.7.	Prove di durezza.....	44
3.7.1.	Scopo.....	44
3.7.2.	Attrezzature e procedura esecutiva	44
3.8.	Saggi diretti	45
3.8.1.	Scopo.....	45
3.8.2.	Attrezzature e procedura esecutiva	45
4	Caso studio: verifica statica di un impalcato tipo in c.a.p. a cavi scorrevoli.....	46
4.1.	Geometria di un impalcato tipo e descrizione degli elementi strutturali.....	46
4.1.1.	Travi principali.....	47
4.1.2.	Traversi.....	49
4.1.3.	Soletta.....	49
4.1.4.	Sbalzo.....	49
4.2.	Resistenze tipo dei materiali.....	50
4.2.1.	Calcestruzzo.....	50
4.2.2.	Acciaio ordinario.....	51
4.2.3.	Acciaio da precompressione.....	52
4.3.	Analisi dei carichi	53
4.3.1.	Pesi propri e permanenti portati.....	53
4.3.2.	Azioni da traffico	56
4.3.3.	Azione del vento	59
4.4.	Stati limite e combinazione delle azioni.....	68
4.5.	Descrizione dei modelli.....	73
4.5.1.	Unità di misura e convenzione dei segni.....	73
4.5.2.	Modello impalcato	73
4.5.3.	Modello Soletta.....	76
4.5.4.	Modellazione delle azioni.....	78
4.6.	Risultati analisi statica	81

4.6.1.	Trave di bordo	81
4.6.2.	Trave centrale	82
4.6.3.	Trave spartitraffico.....	83
4.6.4.	Traverso di campata	83
4.6.5.	Traverso di testata.....	84
4.6.6.	Solette.....	85
4.6.7.	Sbalzi.....	86
4.6.8.	Tabella riepilogativa delle sezioni di verifica	87
4.7.	Modelli di capacità degli elementi resistenti.....	88
4.7.1.	Resistenza a flessione	88
4.7.2.	Resistenza a taglio.....	90
4.8.	Verifiche elementi in configurazione integra.....	94
4.8.1.	Travi.....	94
4.8.2.	Traversi.....	114
4.8.3.	Soletta.....	122
4.8.4.	Sbalzi.....	126
4.9.	Verifica elementi in condizione ammalorata.....	129
4.9.1.	Trave 2: Verifica a Flessione –Sezione di mezzeria, Ammalorata -Adeguata	129
4.9.2.	Trave 2: Verifica a Flessione –Sezione di mezzeria, Ammalorata -Operativo	130
4.9.3.	Trave 2: Verifica a Flessione –Sezione di mezzeria, Ammalorata -Transitabile	130
4.9.4.	Trave 2: Verifica a Taglio – Sezione a distanza $0,9d=1,413m$, Ammalorata ..	130
4.9.5.	Tabella Riepilogativa delle Verifiche sezioni con Difetti	133
4.10.	Valutazione di Incidenza del Difetto (VPID)	134
4.11.	Valutazione in Livello di Conoscenza 3.....	134
4.11.1.	Trave 1: Verifica a flessione – Sezione di mezzeria - LC3 Adeguata	136
4.11.2.	Trave 2: Verifica a flessione - Sezione di mezzeria – LC3 Adeguata.	137
5	Conclusioni.....	139
	Bibliografia	143
A	Schemi circolare 384 14/02/1962	147
B	Diagrammi sollecitazioni.....	149

Indice delle figure

Figura 1: Logo Studio Speri.	1
Figura 1.1: Tempi di attuazione dettati dalle Linee Guida, [6].	5
Figura 1.2: Fasi precompressione a cavi pre-tesi, figura tratta da [11]	9
Figura 1.3: Andamento cavi post-tesi	9
Figura 1.4: Fasi precompressione a cavi post-tesi, figura tratta da [11]	10
Figura 2.1: Gradi di approfondimento delle indagini per opere in cemento armato..	15
Figura 2.2: Livelli di conoscenza e rispettivi valori dei fattori di confidenza.....	16
Figura 2.3: Approccio multilivello delle Linee Guida.....	17
Figura 2.4: Allegato B delle Linee Guida- Scheda difettosità per travi in calcestruzzo armato precompresso.	19
Figura 2.5: Schemi di carico da NTC2018	20
Figura 2.6: Transitabilità ai mezzi pesanti	22
Figura 2.7: Transitabilità ai mezzi intermedi.....	22
Figura 2.8: Transitabilità ai mezzi leggeri.....	23
Figura 2.9: Intensità dei carichi per le diverse corsie, Tab.5.1.II da NTC 2018.....	24
Figura 3.1: Cavi con una predisposizione maggiore alla formazione dei vuoti, figura tratta da [18]	27
Figura 3.2: Zone critiche dei cavi, figura tratta da [18]	27
Figura 3.3: Guaine degradate e fili ossidati, immagini tratte da [14].....	29
Figura 3.4: Riduzione armatura di precompressione, immagini tratte da [14].	29
Figura 3.5: Fuoriuscita barre ancoraggio, immagine tratta da [14]......	30
Figura 3.6: Riprese successive deteriorate, immagine tratta da [14]......	30
Figura 3.7: Testate di ancoraggio non sigillato, immagini tratte da [14]......	31
Figura 3.8: Distacco tamponi testate, immagini tratte da [14].	32
Figura 3.9: Lesione su anima lungo il tracciato dei cavi, immagini tratte da [14].	32
Figura 3.10: Lesione su suola del bulbo, immagini tratte da [14]......	33
Figura 3.11: Guaine in vista, immagini tratte da [14]......	33
Figura 3.12: Umidità dall'interno, immagine tratta da [14].	34
Figura 3.13: Armatura scoperta/ossidata nelle testate, immagini tratte da [14]......	34

Figura 3.14: Fessure trasversali, immagini tratte da [14].	35
Figura 3.15: Ristagni d'acqua nei cassoni, immagini tratte da [14].	35
Figura 3.16: Risultati indagine georadar non elaborate (in alto) e dopo aver sottratto lo sfondo. Immagine tratta da [20].	37
Figura 3.17: Rilascio tensionale sul calcestruzzo, provino troncopiramidale. Immagine tratta da [22].	39
Figura 3.18: Processo iterativo per trovare la mappa delle velocità, figura tratta da [20].	41
Figura 4.1: Profilo longitudinale.	47
Figura 4.2: Pianta dell'impalcato.	47
Figura 4.3: Particolare testata trave.	48
Figura 4.4: Sezione trasversale in mezzzeria.	48
Figura 4.5: Sezione trasversale in testata.	48
Figura 4.6: Andamento dei cavi da precompressione.	48
Figura 4.7: Sezione trasversale della trave di bordo in corrispondenza della mezzzeria. In nero le armature longitudinali e in rosso il cavo da precompressione equivalente.	49
Figura 4.8: Dettaglio sbalzo.	50
Figura 4.9: Proprietà meccaniche acciaio armonico, tabella tratta da NTC2018 [5].	52
Figura 4.10: Dettaglio sovrastruttura.	53
Figura 4.11: Schemi di carico da traffico, figura tratta da NTC2018 [11].	56
Figura 4.12: Numero e larghezza delle corsie convenzionali, tabella tratta da NTC18 [5].	57
Figura 4.13: Schema dei carichi distribuiti e concentrati adottati.	58
Figura 4.14: Valori parametri per il calcolo del coefficiente di altitudine, Tab. 3.3.I da NTC18.	60
Figura 4.15: Periodo di ritorno convenzionale, tabella A.I da CNR-DT 207 R1/2018 [25].	61
Figura 4.16: Classi di rugosità del terreno, Tabella 3.III da CNR-DT 207 R1/2018 [25].	61
Figura 4.17: Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane, tratta da CNR-DT 207 R1/2018 [25].	62
Figura 4.18: Valori dei parametri per le diverse categorie di esposizione, tratta da CNR-DT 207 R1/2018 [25].	62

Figura 4.19: Schema impalcato da ponte soggetto all'azione del vento, Figura G.56 della CNR-DT 207 R1/2018.....	64
Figura 4.20: Schema di riferimento per impalcati affiancati, figura G.58 della CNR-DT 207 R1/2018.....	65
Figura 4.21: Livelli di analisi in funzione delle finalità delle verifiche, Tabella 6.3.1 da LG20.	68
Figura 4.22: Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali, Tab.5.1.VI da NTC18.....	69
Figura 4.23: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, Tab.2.6.I da NTC18.	69
Figura 4.24: Applicazione del carico da traffico per massimizzare le sollecitazioni nella trave di bordo.....	71
Figura 4.25: Applicazione del carico da traffico per massimizzare le sollecitazioni nella trave centrale.....	72
Figura 4.26: Applicazione del carico da traffico per massimizzare le sollecitazioni nella trave spartitraffico.	72
Figura 4.27: Applicazione del carico da traffico per la combinazione transitabile di tipo 1.....	72
Figura 4.28: <i>Section designer</i> della trave.	74
Figura 4.29: Impalcato, vista tridimensionale	74
Figura 4.30: Impalcato, vista frontale	75
Figura 4.31: Griglia impalcato, vista tridimensionale.	75
Figura 4.32: Griglia impalcato, piano x-y.....	76
Figura 4.33: Schema di calcolo dello sbalzo-Diffusione del carico a 45°.....	77
Figura 4.34: Modello della soletta.	77
Figura 4.35: Schema di carico 1 con massimizzazione del momento flettente in mezzzeria.....	78
Figura 4.36: Schema di carico 2 con massimizzazione del momento flettente all'appoggio e del taglio.	78
Figura 4.37: Linea di influenza del momento - trave di bordo.....	79
Figura 4.38: Carichi corsie NTC 2018.....	79
Figura 4.39: Azione del vento sull'impalcato	80
Figura 4.40: Legame costitutivo del calcestruzzo (a sinistra) e dell'acciaio (a destra), figure tratte da NTC2018.....	88

Figura 4.41: Schema adottato per il calcolo del momento ultimo di una sezione in c.a. presso-inflessa, figura tratta da NTC2018.....	89
Figura 4.42: Dominio di interazione nel caso di pressoflessione deviata	89
Figura 4.43: In grigio il dominio di interazione nel caso di pressoflessione deviata ottenuto per un assegnato sforzo assiale di progetto N_{Ed} (i valori di M_{Rd-x} ed M_{Rd-y} che definiscono la frontiera del dominio piano sono calcolati per un dato valore di N_{Ed}).	89
Figura 4.44: Trave di bordo in c.a.p. sezione in mezzeria- VCASlu.....	95
Figura 4.45: Applicazione del carico da traffico per la combinazione transibile di tipo 1.....	96
Figura 4.46: Trave impalcato c.a.p – Disposizione dei cavi.....	97
Figura 4.47: Trave centrale in c.a.p. sezione in mezzeria- VCASlu.	102
Figura 4.48: Trave spartitraffico in c.a.p. sezione in mezzeria- VCASlu.	109
Figura 4.49: Sezione di Verifica Traverso di campata – VCASlu	115
Figura 4.50: Sezione di Verifica Traverso di campata – VCASlu	116
Figura 4.51: Sezione di Verifica Traverso di testata – VCASlu.....	119
Figura 4.52: Sezione di Verifica Traverso di testata – VCASlu.....	120
Figura 4.53: Sezione di Verifica Soletta- VCASlu.....	123
Figura 4.54: Sezione di Verifica Soletta – VCASlu.....	124
Figura 4.55: Sezione di Verifica Sbalzo- VCASlu.	127
Figura 4.56: Trave centrale ammalorata VCASLU.	129
Figura 4.57: Trave di bordo in c.a.p. sezione in mezzeria- VCASlu.....	137
Figura 4.58: Trave centrale in c.a.p. sezione in mezzeria- VCASlu.	138
Figura 5.1: Livelli di conoscenza e rispettivi valori dei fattori di confidenza.....	139
Figura 5.2: Approccio multilivello delle Linee Guida.....	140

Indice delle tabelle

Tabella 4.1: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.....	51
Tabella 4.2: Proprietà meccaniche dell'acciaio ordinario.....	51
Tabella 4.3: Proprietà meccaniche acciaio armonico.	52
Tabella 4.4: Simboli per il calcolo dei pesi propri e permanenti portati.....	53
Tabella 4.5: Pesi propri e permanenti portati.	55
Tabella 4.6: Calcolo della pressione cinetica del vento	63
Tabella 4.7: Calcolo delle forze e del momento agenti sull'impalcato per l'azione del vento.....	67
Tabella 4.8: Fattori parziali di sicurezza.....	70
Tabella 4.9: Codifica combinazioni statiche base per verifiche globali, tratta da Specifica Tecnica VAL4 [4].	70
Tabella 4.10: Legenda colori modello.	76
Tabella 4.11: Valori azione del vento.....	80
Tabella 4.12: Sollecitazioni sbalzo.	86
Tabella 4.13 Componenti della precompressione.....	97
Tabella 4.14: Verifica a taglio.	99
Tabella 4.15: Componenti della precompressione.....	100
Tabella 4.16: Verifica a taglio.	101
Tabella 4.17: Componenti della precompressione.....	104
Tabella 4.18: Verifica a taglio.	105
Tabella 4.19: Componenti della precompressione.....	106
Tabella 4.20: Verifica a taglio.	108
Tabella 4.21: Componenti della precompressione.....	110
Tabella 4.22: Verifica a taglio.	111
Tabella 4.23: Componenti della precompressione.....	112
Tabella 4.24: Verifica a taglio	114

Tabella 4.25: Verifica a taglio Traverso di campata.....	118
Tabella 4.26: Verifica a taglio Traverso di testata.	122
Tabella 4.27: Verifica a taglio della soletta.....	125
Tabella 4.28: Proprietà geometriche dello sbalzo.	126
Tabella 4.29: Verifica a taglio dello sbalzo.....	128
Tabella 4.30: Componenti della precompressione.....	131
Tabella 4.31: Verifica a taglio.....	132
Tabella 4.32: Tabella riepilogativa delle verifiche delle sezioni con difetti.....	133
Tabella 4.33: Valutazione incidenza del difetto.	134
Tabella 4.34: Proprietà meccaniche del calcestruzzo con $FC=1$	135
Tabella 4.35: Proprietà meccaniche dell'acciaio ordinario con $FC=1$	136
Tabella 4.36: Proprietà meccaniche dell'acciaio armonico con $FC=1$	136

Acronimi

MiMS	Ministero delle infrastrutture e della Mobilità Sostenibili
D.M.	Decreto Ministeriale
NTC18	Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018
CIR19	Circolare del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
LG20	Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019 del 17/04/2020
CdA	Classe di Attenzione in accordo alle LG20
CdS	Decreto Legislativo 30 aprile 1992, n. 285 “Codice della Strada”
ASPI	Autostrade per l’Italia
PIND	Piano di Indagine
SI	Scheda di Ispezione
VAL4	Verifica Accurata di Livello 4 in accordo al §6 delle LG20
VPS	Valutazione Preliminare dello Stato dell’Opera
VPPS	Valutazione Preventiva e Parziale dello Stato dell’opera
VPL3	Valutazione Preliminare dell’opera di Livello 3 in accordo al §5 delle LG20
VID	Valutazione di Incidenza del Difetto
CLS	Calcestruzzo
C.A.	Calcestruzzo armato
C.A.P	Calcestruzzo armato precompresso
LC	Livello di Conoscenza

FC	Fattori di confidenza
ANAS	Azienda Nazionale Autonoma delle Strade Statali
AINOP	Archivio Informatico delle Opere Pubbliche
AICAP	Associazione Italiana Cemento Armato Precompresso

Introduzione

Sintesi dello stage

Questa tesi nasce dal lavoro svolto durante il tirocinio curriculare presso Studio Speri Milano. Studio Speri è una società di ingegneria e architettura che opera con continuità sin dal 1974 in tutti i settori dell'ingegneria civile, in Italia e all'estero, per committenti pubblici e privati. Il reparto di ingegneria civile in cui sono stata inserita è quello che riguarda la progettazione e la verifica dei ponti.



Figura 1: Logo Studio Speri.

Innanzitutto, nel corso del tirocinio, ho acquisito la letteratura tecnico scientifica che concerne il lavoro assegnatomi: lo studio delle problematiche legate all'utilizzo di cavi post-tesi in opere in calcestruzzo armato precompresso e la verifica strutturale statica di un caso studio.

I documenti principali a cui ho fatto riferimento sono "Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti [1], "Ponti, viadotti e cavalcavia. Specifica tecnica per la redazione delle verifiche accurate di sicurezza (VAL4)" di autostrade per l'Italia Spa [4], "Norme Tecniche per le Costruzioni" emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti nel 2018 [5] e "Ispezione approfondita di impalcati da ponte con travi in c.a.p. a cavi post tesi" pubblicato da ANAS Spa [3].

Seguendo i documenti sopra menzionati, ho effettuato la valutazione di sicurezza accurata di Livello 4 (VAL4) di un impalcato tipo in calcestruzzo armato precompresso sottoposto alle azioni previste dalla vigente normativa NTC2018, sia antropiche (carichi da traffico) che naturali (vento). I risultati dell'analisi del ponte sono riportati nel Capitolo 4 del presente elaborato.

Obiettivi

L'obiettivo dello studio svolto nella presente tesi è di individuare le cause per cui alcuni elementi in c.a.p. a cavi post-tesi attualmente non soddisfano i requisiti strutturali di sicurezza.

La maggior parte dei ponti in Italia è stata costruita dopo la Seconda guerra mondiale. Poiché sono passati oltre 50 anni, molti ponti sono al termine della loro vita utile e necessitano di interventi e manutenzione per poterla prolungare. Inoltre, i carichi da traffico negli anni sono notevolmente aumentati, portando ad un degrado più rapido. Risulta, pertanto, di fondamentale importanza tenere costantemente aggiornato lo stato di conservazione di ciascuna opera. Per farlo si segue l'approccio multilivello delle *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, esposto nel Capitolo 2.

In particolare, le opere in calcestruzzo armato presollecitato mediante la tecnica di post-tensione sono tra quelle in cui si sono riscontrate maggiori problematiche, in quanto caratterizzate da una lacerazione improvvisa, a seguito della rottura dei cavi da precompressione (Capitolo 1.4).

Struttura della tesi

Di seguito una breve panoramica su come è strutturata la tesi.

- Capitolo 1: accenno teorico sul calcestruzzo armato precompresso, specificatamente su quello a cavi post-tesi e le sue principali problematiche.
- Capitolo 2: analisi della normativa italiana, per la verifica e per la progettazione, e la sua evoluzione nel tempo.
- Capitolo 3: rassegna delle indagini speciali da svolgere sulle opere in calcestruzzo armato precompresso.
- Capitolo 4: verifica statica strutturale di un impalcato tipo con travi in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi, applicando le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*.
- Capitolo 5: conclusioni.

1 Il calcestruzzo armato precompresso

1.1. Ponti e viadotti in Italia

A seguito del crollo del Ponte Morandi di Genova (conosciuto anche come Viadotto Polcevera o Ponte delle Condotte), nel 2020 nascono le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* con il fine di classificare lo stato dei ponti e dedicare maggiore attenzione alle strutture esistenti in condizioni critiche. Inoltre, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti invita gli enti ad istituire e pubblicare il censimento delle infrastrutture di loro competenza in un sistema digitalizzato in formato aperto accessibile da tutti i cittadini. Devono essere riportati nel sistema l'anno di costruzione, la portata dell'infrastruttura, lo stato e lo storico degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Un esempio di *database* è **AINOP**, l'Archivio Informativo delle Opere Pubbliche. Il *software* utilizzato per la gestione dei ponti è **BMS** (*Bridge Management Systems*): «In termini generali, un BMS è uno strumento di supporto alla gestione che consiste, tipicamente, nell'inventario delle opere, nell'archiviazione di dati e informazioni che provengono dalle ispezioni e dalle altre forme di monitoraggio, in logiche capaci di fornire indicazioni, in attuazione delle procedure stabilite dal Sistema di Gestione della Sicurezza, sulle manutenzioni, sui miglioramenti e sull'ottimizzazione dell'allocazione delle risorse secondo principi di priorità e di urgenza stabiliti nelle suddette procedure, in relazione all'applicazione delle presenti Linee Guida» [6].

Le Linee Guida prevedono tempi di attuazione diversi per il **censimento** delle opere esistenti, Figura 1.1. Anas dovrà censire le strutture di sua competenza entro il 31.12.2022, Regioni, Province e Città Metropolitane avranno tempo fino al 31.12.2023, i Comuni fino al 31.12.2024.

	Livello 0 - Censimento (§ 2)	Livello 2 - Analisi rischi rilevanti e attribuzione classe di attenzione (§ 4)
Concessionarie autostradali	-----	entro il 30.06.2023
ANAS S.p.A.	entro il 31.12.2022	entro il 31.12.2023
Regioni, Province, Città Metropolitane	entro il 31.12.2023	entro il 30.06.2025
Comuni con resid. > 15000	entro il 30.06.2024	entro il 30.06.2026
Comuni con resid. ≤ 15000	entro il 30.06.2024	entro il 31.12.2026

Figura 1.1: Tempi di attuazione dettati dalle Linee Guida, [6].

La numerosità dei ponti in Italia e la frammentazione nella loro gestione ne comporta la difficoltà di censimento e manutenzione.

1.2. Storia della precompressione

Il calcestruzzo è un materiale da costruzione con limitata resistenza a trazione, trascurabile rispetto a quella a compressione (circa il 10% di quest'ultima). Questo induce a fessurazione se la sezione è sottoposta ad una azione la cui risultante ricade all'esterno del nocciolo d'inerzia¹.

Per tale motivazione nasce il calcestruzzo armato, dove le barre di acciaio sono atte proprio a resistere agli sforzi di trazione. La compressione, invece, è affidata alla parte di calcestruzzo al di sopra dell'asse neutro. La sezione di calcestruzzo al di sotto dell'asse neutro, ossia in stato di trazione, risulta fessurata e come tale, non contribuisce a livello resistivo, ma trasferisce gli sforzi alle barre di acciaio.

Una struttura in calcestruzzo armato, sottoposta alle previste azioni, quindi, subisce una veloce fessurazione. Le fessure rappresentano una via d'accesso per l'ossigeno e l'umidità che, entrando in contatto con l'armatura, ne provocano la corrosione con ripercussioni sulla durabilità della struttura.

Un ulteriore sviluppo è rappresentato dal calcestruzzo armato precompresso, il cui scopo è eliminare in tutta la sezione la sollecitazione a trazione, o comunque limitarla, mediante l'applicazione di una precompressione [7]. Il corpo è soggetto ad uno stato di coazione, ossia una distribuzione di sforzi interni nonostante non siano applicate forze esterne.

Nel 1888, il tedesco C. W. Doehring fece un primo tentativo di mettere in tensione l'armatura del calcestruzzo armato e ne depositò il brevetto. Questi però non ebbe esito positivo a causa dei materiali non performanti disponibili all'epoca.

Successivamente, nel 1907, M. Koenen eseguì un ulteriore tentativo, ugualmente fallimentare. Utilizzando acciai con tensione limite di esercizio bassa, circa 100 MPa, la precompressione si annullava rapidamente (alcuni mesi) a causa del ritiro e degli scorrimenti viscosi del calcestruzzo e del rilassamento dell'armatura [8].

¹ «Se il centro delle pressioni $C(x_c, y_c)$ è sufficientemente vicino al baricentro l'asse neutro non interseca la sezione e le tensioni normali hanno tutte lo stesso segno; si usa peraltro definire nocciolo centrale d'inerzia il luogo dei centri di sollecitazione a cui corrisponde un asse neutro esterno alla sezione. Il contorno del nocciolo è il luogo degli antipoli delle rette tangenti e non secanti il contorno della sezione. Se C giace sul contorno del nocciolo, l'asse neutro è tangente alla sezione. Se C è esterno al nocciolo, l'asse neutro interseca la sezione e sono presenti tensioni normali sia di trazione sia di compressione» [32].

«Questa regione, detta nocciolo centrale d'inerzia è una caratteristica puramente geometrica della sezione. Se la risultante del carico di compressione cade all'esterno del nocciolo centrale d'inerzia la sezione si parzializza (parte risulta compressa e parte fessurata)», [31].

Le prime strutture in calcestruzzo armato precompresso realizzate con successo risalgono al 1928, anno in cui Eugène Freyssinet² depositò il brevetto in Francia. I suoi studi, teorici e pratici, contenuti nel volume “*Idées et voies nouvelles*” pubblicato nel 1933, sono la base della tecnica della precompressione. Egli, a differenza dei suoi predecessori, aveva a disposizione materiali di elevata qualità. L'acciaio così detto armonico³ era in grado di sostenere alte tensioni, superiori ai 400 MPa, motivo per il quale è stato il primo brevetto sul precompresso ad avere fortuna [9].

Per gli acciai armonici, infatti, il coefficiente di rendimento della precompressione η , dato dal rapporto della tensione iniziale e della tensione a tempo infinito, varia tra 0,7 e 0,8. Per gli acciai ordinari, invece, tale coefficiente è pressoché nullo.

² Elenco dettagliato dei contributi sul cemento armato precompresso, antecedenti a Freyssinet:

«1888, lo statunitense P. H. Jackson brevettò un sistema per confezionare pavimentazioni in lastre di calcestruzzo o pietra ai cui lembi sporgevano delle barre di acciaio opportunamente da presollecitare tramite serraggio agli estremi con piastre e bulloni stringenti;

1888, tedesco C.W. Doehring depositò un brevetto per la realizzazione di piastre e travi in calcestruzzo rinforzate da fili in acciaio pre-tesi annegati nel getto;

1896, Vienna, J. Mandl propose di contenere le sollecitazioni derivate dai carichi esterni utilizzando stati iniziali di presollecitazione

1906, il norvegese J. G. E. Lund suggerì di annegare barre di acciaio nel getto ancorate all'esterno con dadi di serraggio;

1907, il tedesco M. Koenen iniziò una serie di sperimentazioni su barre tese annegate nel calcestruzzo;

1910, il tedesco Zisseler e lo svizzero Siegwart separatamente, tentarono di avvolgere i tubi in calcestruzzo con cavi di acciaio tesi;

1919, Boemia, K. Wettstein fabbricò doghe sottili di calcestruzzo, le cosiddette asticelle di Wettstein, con fili armonici incorporati, fortemente tesi (individuando senza piena consapevolezza i presupposti che stanno alla base del successo dell'attuale cemento armato precompresso);

1922, M. H. Hewett realizza serbatoi rinforzati da cavi tesi;

1923, il viennese F. Von Emperger realizza tubi in calcestruzzo armati da cavi tesi;

1923, lo statunitense R. H. Dill è il primo a riconoscere la necessità di impiego di fili ad alta resistenza tesi ad elevata tensione», [9].

³ L'acciaio armonico, o ad alta resistenza, ha un alto valore di sforzo al limite di deformazione elastica e quasi nulla duttilità, per cui risulta particolarmente fragile. Per ottenere l'aumento di resistenza la percentuale di carbonio è incrementata fino al 0,6% e devono essere utilizzate particolari lavorazioni come l'incrudimento mediante lavorazione a freddo, tempra e rinvenimento [11].

La tempra è un trattamento termico dell'acciaio, in cui viene raffreddato velocemente. «Il rapido raffreddamento si ottiene immergendo il pezzo in un bagno temprante che può essere costituito, in ordine di severità crescente, da: aria, olio, acqua, salamoia (soluzione salina concentrata). Il trattamento di tempra induce negli acciai sforzi interni (trazione in superficie e compressione al cuore) anche rilevanti che possono portare a deformazioni o addirittura alla formazione di cricche o alla rottura del pezzo. [...] In genere gli acciai al carbonio si temprano in acqua. [...] La struttura ottenuta dopo la tempra è dura e resistente, ma è anche fragile; inoltre, nel pezzo sono presenti sforzi interni che devono essere rimossi. La tempra è quindi sempre seguita da un trattamento termico di rinvenimento che permette di ottenere strutture con un migliore compromesso fra caratteristiche meccaniche (in genere valutate con misure di durezza) e tenacità, diminuendo l'eccessiva fragilità a scapito parziale della durezza. Il rinvenimento consiste nel riscaldare l'acciaio a una temperatura compresa tra 200 e 600 °C, mantenerlo a tale temperatura per un tempo opportuno e quindi raffreddarlo in genere in aria» [29].

In Italia il principale studioso della precompressione è stato Gustavo Colonnetti, ingegnere di Torino. Questi depositò un brevetto, nel 1941, che favorì lo sviluppo del calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.) in Italia.

Colonnetti si concentrò principalmente sugli studi teorici, mentre, l'ingegnere Carlo Cestelli Guidi si dedicò alla tecnica e alle pratiche realizzative. Nel 1947, Guidi pubblicò *“Il conglomerato precompresso: teoria, esperienze, applicazioni”*, le cui riedizioni rappresentano tutt'oggi dei validi manuali per la progettazione di opere in calcestruzzo armato. Nella prefazione della prima edizione l'ingegnere Guidi scrive: *Il volumetto ha pertanto carattere essenzialmente pratico, mentre si rimanda il lettore alle opere classiche del Colonnetti ove si trovano trattati i problemi generali delle coazioni elastiche e, in particolare quelli del conglomerato precompresso.*

Nel 1948, venne fondata l'Associazione Nazionale Italiana Cemento Armato Precompresso, ANICAP, con presidente Cestelli Guidi [10]. L'associazione è attiva ancora oggi come AICAP, Associazione Italiana Cemento Armato Precompresso, e ha la funzione di promuovere incontri tra gli ingegneri del settore del precompresso per il suo studio e sviluppo.

Per l'applicazione della precompressione nascono principalmente due tecnologie: a cavi *pre-tesi* (o a cavi aderenti) e a cavi *post-tesi* (o a cavi scorrevoli). Il primo tipo è principalmente utilizzato per gli elementi strutturali prefabbricati, mentre il secondo è impiegato direttamente in opera o in cantiere.

1.3. Precompressione a cavi pre-tesi

La precompressione a cavi pre-tesi è altresì definita ad armature aderenti in quanto i cavi sono immersi nel getto di calcestruzzo.

Innanzitutto, viene preparato il cassero di contenimento e sono tesati i trefoli con due martinetti idraulici, vincolati a blocchi d'ancoraggio fissi al terreno, come possiamo vedere nella Figura 1.2.

Successivamente, viene gettato il calcestruzzo nel cassero attorno alle armature. Una volta che il calcestruzzo è maturato e ha raggiunto la resistenza desiderata, vengono tagliate le estremità dei cavi in corrispondenza delle sezioni terminali dell'elemento strutturale. È grazie all'aderenza che si crea tra calcestruzzo e acciaio che viene trasferita l'azione di precompressione P_0 . [11]

L'andamento dei cavi è rettilineo, per praticità nella fase costruttiva. Ciò rappresenta uno svantaggio perché l'andamento deve essere tale da far risultare ogni sezione dell'elemento interamente compressa. Se il cavo è rettilineo, per esempio in una trave semplicemente appoggiata, in corrispondenza degli appoggi la sezione sarebbe ancora in trazione.

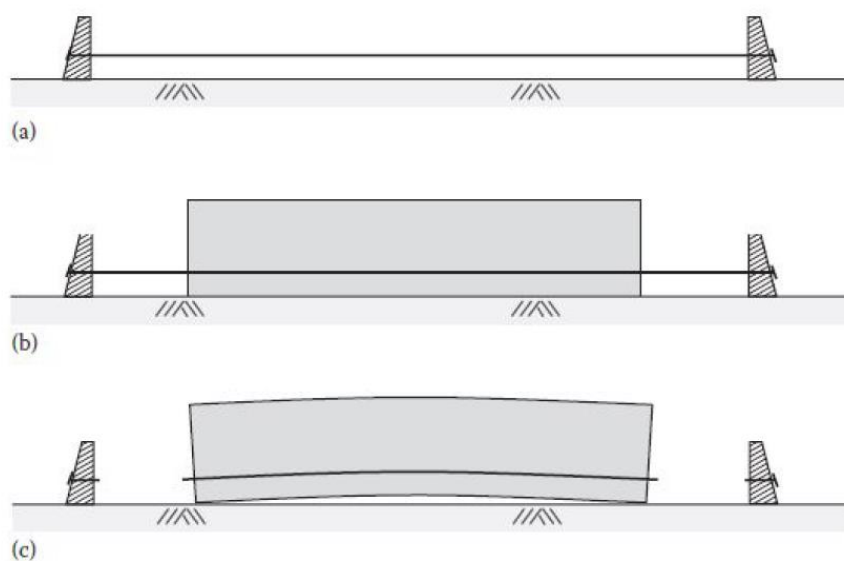


Figura 1.2: Fasi precompressione a cavi pre-tesi, figura tratta da [11]

1.4. Precompressione a cavi post-tesi

La precompressione a cavi post-tesi è anche definita ad armature scorrevoli, in quanto libere di scorrere all'interno di una guaina. L'andamento dei cavi è scelto in modo tale da contrastare il momento flettente esterno, sia nella fase di tiro sia a regime. Nel caso di precompressione completa o integrale, la compressione iniziale consente di annullare la trazione in tutte le configurazioni di sollecitazione [11].

Solitamente nei ponti si utilizza un andamento suddiviso in tre porzioni, come mostrato nella Figura 1.3, dove la coordinata x parte dalla mezzeria dell'elemento.

1. Primo tratto ad andamento costante, $y_1 = a$ per $0 < x < L_1$;
2. Secondo tratto ad andamento parabolico, $y_2 = bx^2 + cx + d$ per $L_1 < x < L_1 + L_2$;
3. Terzo tratto ad andamento lineare, $y_3 = ex + f$ per $L_1 + L_2 < x < L_1 + L_2 + L_3$;

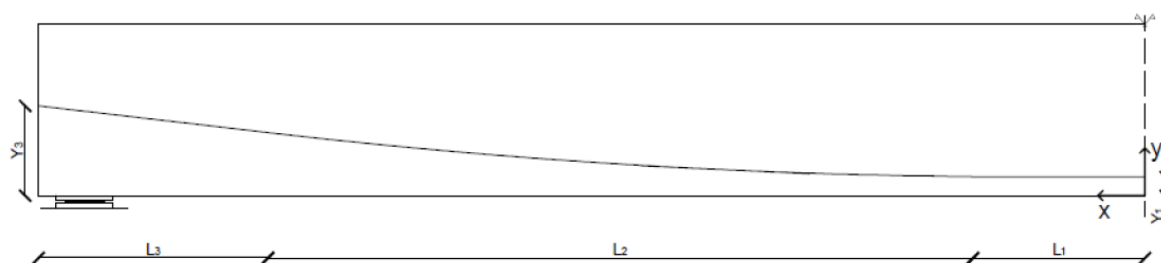


Figura 1.3: Andamento cavi post-tesi

La Figura 1.4 mostra le fasi di realizzazione della precompressione a cavi post-tesi. Viene preparato il cassero nel quale si dispongono guaine tubolari metalliche (solo recentemente sono utilizzate anche guaine di materiale plastico). Si inseriscono i cavi

nelle guaine e gli apparecchi di ancoraggio vengono posti alle estremità. Si procede con il getto del calcestruzzo. Una volta indurito, con i martinetti idraulici si mettono in tiro i cavi, ancora liberi di scorrere all'interno della guaina. Tale operazione può essere effettuata ad entrambe le estremità del cavo o ad una sola, avendo bloccata l'altra. Raggiunta la tensione di tiro desiderata, si bloccano le testate con dei cunei. Successivamente, si inietta un materiale protettivo nella guaina per renderla solidale con il cavo [11]. Il materiale iniettato deve avere elevata alcalinità, come la boiaccia cementizia, per evitare l'innescò dei fenomeni corrosivi. Questa fase è molto delicata e importante in quanto, se non effettuata correttamente, i vuoti possono causare corrosione localizzata difficile da individuare. La malta viene iniettata lentamente a bassa pressione fino a quando non esce dalla testata opposta. L'iniezione è effettuata a varie riprese in modo tale che la malta abbia il tempo di depositarsi all'interno della guaina e li colmi senza lasciare vuoti. La difficoltà di individuare degradi dei cavi e di poterli ispezionare rappresenta la principale problematica delle opere in cemento armato precompresso a cavi post-tesi.

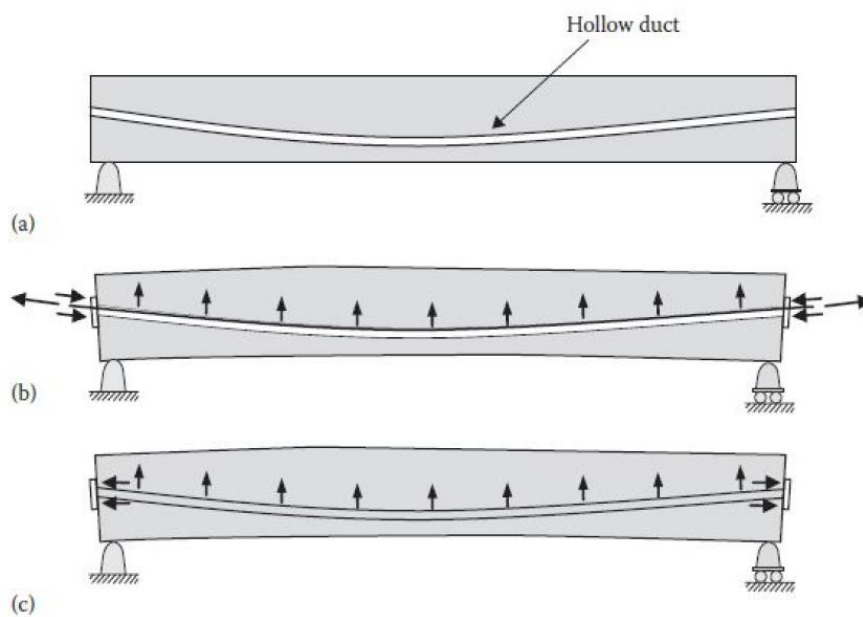


Figura 1.4: Fasi precompressione a cavi post-tesi, figura tratta da [11]

1.4.1. Problematiche e difetti principali negli impalcati in c.a.p. a cavi post-tesi

Gli impalcati dei ponti con travi in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi sono particolarmente vulnerabili. Le cause dei difetti nelle travi possono essere distinte in errori progettuali ed in errori costruttivi.

La principale problematica è che la corrosione dei cavi da precompressione si sviluppa senza che in superficie vi siano indicazioni dirette su quanto sta accadendo

internamente. Il calcestruzzo è alcalino (PH pari a circa 12.5-13) e offre una protezione all'acciaio al suo interno dall'ossidazione. Quando però l'aria e l'acqua penetrano nel calcestruzzo, l'idrossido di calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ si combina con il biossido di carbonio CO_2 presente nell'aria e forma carbonato di calcio CaCO_3 e acqua. Questa reazione è nota come carbonatazione e va ad intaccare il film di passività protettivo intorno all'acciaio. In questo modo si abbassa l'alcalinità del calcestruzzo fino a quando non offre più protezione dalla corrosione. Il calcestruzzo carbonatato ha PH pari a 8-8.5 [12].

Alcuni difetti a cui si deve porre attenzione, che potrebbero essere delle conseguenze indirette della corrosione interna, sono le fessure longitudinali, le delaminazioni⁴, le tracce di umidità e di ruggine [3].

1.4.1.1. Errori di progettazione

Tra il 1955 e il 1975, la prassi progettuale aveva come obiettivo quello di minimizzare i costi di produzione ottimizzando le sezioni degli elementi resistenti. Per farlo si tendeva a ridurre lo spessore del copriferro, offrendo minore protezione ai cavi nei confronti della corrosione. Si concentravano, inoltre, i cavi di precompressione nella parte bassa del bulbo inferiore della sezione. Con tale configurazione dei cavi, il getto di calcestruzzo risulta difficoltoso da eseguire a regola d'arte, causando così difetti come vespai⁵, cavità e segregazione degli aggregati⁶. Questi difetti di getto possono portare ad avere guaine esposte o non opportunamente inglobate nel calcestruzzo e,

⁴ La delaminazione del calcestruzzo avviene quando le armature di rinforzo si corrodono con la conseguente perdita di aderenza tra l'acciaio e il calcestruzzo. Venendo in contatto con l'umidità e l'aria, ha inizio un processo di ossidazione con prodotti di corrosione espansivi. Occupando un maggiore volume rispetto alla barra non corrosa, nascono delle sollecitazioni espansive che provocano le fessure, o se già presenti ne velocizzano lo sviluppo.

⁵ «I **vespai** o nidi di ghiaia sono difetti molto evidenti che compromettono la continuità superficiale del calcestruzzo. Comportano la presenza di zone non omogenee sulle superfici degli elementi a causa dell'esposizione degli inerti più grossi di calcestruzzo, che, nei casi più gravi, sono asportabili manualmente. Generalmente le cause di tale fenomeno risalgono a problemi in fase di esecuzione: sono infatti frequenti nel caso di calcestruzzi mal confezionati, con granulometria e/o mix design inadeguati, nel caso di getti male eseguiti, con insufficiente vibratura, o a causa della segregazione degli inerti dovuta ad insufficiente altezza di getto o per casseri mal sigillati. In corrispondenza dei vespai c'è un notevole aumento di permeabilità del calcestruzzo dovuto alla presenza dei vuoti tra gli inerti, che facilita la penetrazione di agenti aggressivi. Essi, pertanto, sono spesso associati ad altri fenomeni di degrado, quali ossidazione e/o corrosione delle armature e delle staffe», [14].

⁶ «Il calcestruzzo fresco può avere tendenza a segregare, cioè a separare i suoi costituenti in modo che la loro distribuzione non risulti più uniforme. Gli aggregati più grossi tendono a portarsi sul fondo, separandosi dagli aggregati fini. Nelle zone in cui mancano i fini, si creano delle cavità (nidi di ghiaia) dove il calcestruzzo non solo è debole meccanicamente, ma è anche vulnerabile agli agenti aggressivi. [...] Durante il trasporto in cantiere e la posa in opera, il calcestruzzo deve essere movimentato in modo che scorra, ma non cada. La caduta di un calcestruzzo fluido, infatti, determina la separazione degli aggregati grossi, soprattutto quando il calcestruzzo colpisce ripetitivamente le pareti del cassero o le armature prima di depositarsi sul fondo. Soprattutto per getti verticali, quali muri o pilastri, è opportuno prevedere sistemi di getto che rilascino il calcestruzzo nella parte bassa del cassero e si alzino gradualmente con il getto stesso», [29].

dunque, una ridotta protezione dei cavi nei confronti della corrosione. In ambienti aggressivi, i vespai possono degenerare nel distacco del copriferro (ricoprimento in calcestruzzo delle armature).

Sempre nelle prime costruzioni, si affidava ai cavi da precompressione la maggior parte della resistenza a flessione e taglio. La trave, così, assume un comportamento fragile in quanto l'acciaio armonico è caratterizzato da assenza o quasi di snervamento e, quindi, le fessure si formano improvvisamente quando ormai l'azione di precompressione si è notevolmente ridotta di circa il 40% rispetto quella di progetto [3].

In generale, gli errori di progettazione più frequenti riguardano la poca attenzione, per esempio, alla diffusione delle forze concentrate dovute alla precompressione o alle reazioni vincolari nelle zone ad esse adiacenti, regioni D, che danno sempre origine a tensioni di trazione nel calcestruzzo, le quali se non adeguatamente assorbite da armature ordinarie, possono portare alla fessurazione. Si hanno altresì quadri fessurativi precoci e conseguente degrado del calcestruzzo anche quando non si tiene conto degli effetti dei carichi concentrati, eventi di natura idraulica, viscosità e variazioni termiche [13].

1.4.1.2. Errori di costruzione

Modalità costruttive sbagliate, a causa di mano d'opera non specializzata, materiali non idonei o procedure non adeguate, portano a difetti costruttivi con effetti sulla durabilità.

All'interno delle guaine metalliche, entro cui sono posati i cavi da precompressione, è necessario effettuare l'iniezione di boiaccia di cemento. Questa è un materiale di elevata alcalinità che ostacola l'innesco della corrosione e protegge i cavi dall'umidità, ossigeno e agenti aggressivi.

L'errore più gravoso è una iniezione dei cavi incompleta, con vuoti d'aria, attraverso i quali possono penetrare agenti aggressivi, come cloruri, che favoriscono la corrosione localizzata per *pitting*⁷ dei cavi da precompressione. Il *pitting* avanza tramite piccole cavità che si propagano velocemente a causa delle elevate tensioni agenti, provocando una rottura fragile e improvvisa. La rottura dell'armatura comporta la perdita dell'azione di precompressione. Il tutto accade senza che si siano manifestate fessure sulla superficie del calcestruzzo.

⁷ Il *pitting* «è un attacco fortemente localizzato in specifiche aree che porta alla formazione di piccoli "pit" (vaiolature) che penetrano nel metallo e possono portare alla perforazione della parete metallica. Si manifesta quando nell'ambiente sono presenti specie che possono rompere localmente il film protettivo. In genere queste specie sono rappresentate dai cloruri. Questo tipo di attacco è pericoloso perché è estremamente localizzato; infatti, la zona anodica di corrosione (corrispondente all'area in cui si rompe il film protettivo) è spesso molto piccola ed è circondata da un'ampia area che si comporta da catodo», [12]. L'elevata differenza tra l'area dell'anodo e del catodo fa sì che la velocità di avanzamento, legata a questa differenza tramite la Legge di Faraday, sia molto elevata. Può raggiungere il valore di 1 µm/anno [29].

La condizione peggiore si ha quando si alternano zone protette e zone esposte alla corrosione. I vuoti sono generati da una iniezione incompleta, provocata da guaine parzialmente occluse o se si utilizzano procedure e miscele inadeguate. [3]

Un altro fenomeno che può provocare dei vuoti è il *bleeding*⁸ della miscela cementizia, cioè la segregazione tra l'acqua e il cemento, nei tratti più alti e più bassi del cavo, con successiva evaporazione dell'acqua.

Anche in assenza di vuoti della malta cementizia, per evitare la corrosione, è fondamentale la protezione degli ancoraggi. Questa, se incompleta, può portare ad infiltrazioni di acqua dalle testate e favorisce il permanere dell'umidità all'interno delle guaine di precompressione. Si tratta di un errore di costruzione se il sigillo delle testate di ancoraggio è completamente assente. Il getto protettivo, se presente, si può danneggiare a causa del ritiro del calcestruzzo o del dilavamento del sigillo dovuto al passaggio di acqua [14].

Un ulteriore errore, a livello costruttivo, è l'assenza di impermeabilizzazione delle solette e di efficienti sistemi di smaltimento delle acque piovane dalla piattaforma stradale. Ciò comporta scolatura (acqua in movimento) sulle travi e infiltrazioni nelle testate di ancoraggio dei cavi, sia in soletta che in testata. L'umidità sulle travi e Traversi è accompagnata da efflorescenze⁹, carbonatazione e dilavamento¹⁰ del calcestruzzo. Nei casi più gravi può portare al distacco del copriferro e, dunque, alla corrosione delle armature e dei cavi. Anche gli apparecchi di giunto hanno un ruolo fondamentale, se assenti o non efficienti si ha infiltrazione di acqua dalla soletta.

⁸ Il *bleeding* o essudazione è un fenomeno di segregazione che «riguarda la separazione dell'acqua d'impasto. In generale questo avviene dopo la vibrazione del calcestruzzo, quando parte dell'acqua d'impasto affiora in superficie a seguito dell'assettamento del getto. Sulla superficie del getto appare un velo d'acqua. L'acqua di *bleeding* si può fermare anche all'interno del getto, soprattutto in corrispondenza degli aggregati grossi che ostacolano la sua risalita (in particolare gli aggregati di forma piatta e allungata). Nelle zone in cui si concentra l'acqua si crea localmente un rapporto acqua/cemento maggiore di quello del resto del calcestruzzo; si formano, quindi, zone deboli e maggiormente sensibili alla fessurazione da ritiro», [29].

⁹ L'acqua al suo interno ha disciolti dei sali, scorrendo li deposita sotto forma di efflorescenze sulla superficie da cui evapora. I sali cristallizzano e se ciò avviene all'interno dei pori possono generare elevate tensioni con conseguenti fessurazioni e distacchi [12].

¹⁰ «Il dilavamento è dovuto alla percolazione di acque superficiali e si manifesta prevalentemente sulle superfici verticali o inclinate degli elementi. Per dilavamento si intende l'erosione dello strato superficiale di materiale dovuto al passaggio frequente di acqua. Tale fenomeno è generato dalla presenza di ambiente umido e calcestruzzi particolarmente porosi. Generalmente il difetto è conseguente a mancanze o carenze nel sistema di convogliamento delle acque meteoriche; molto frequentemente, infatti, si rileva in corrispondenza di scarichi corti o danneggiati, che indirizzano l'acqua direttamente sulle superfici degli elementi. Il suo progredire può portare ad una riduzione della sezione resistente del calcestruzzo» [14].

2 Linee Guida per la verifica di sicurezza dei ponti esistenti

2.1. Generalità

Le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti nel 2020, nascono con l'esigenza di avere una normativa univoca di riferimento per la gestione del rischio e il monitoraggio dei ponti esistenti.

Introducono la classificazione del rischio tramite classi di attenzione in base alla pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Tale classificazione si inserisce in un approccio multilivello che parte dal censimento di tutte le opere per poi calibrare le ispezioni, le indagini, i controlli, i monitoraggi e le verifiche da effettuare a seconda dell'urgenza del singolo ponte o viadotto.

I ponti e viadotti, secondo la definizione delle Linee Guida, sono le costruzioni con una luce complessiva superiore a 6 metri, che permettono di superare un ostacolo o una depressione del terreno.

In particolare, nella Parte II le Linee Guida espongono l'esecuzione della verifica accurata della sicurezza dei ponti esistenti.

Le Linee Guida sono coerenti con le *Norme Tecniche delle Costruzioni 2018* (D.M. 17.01.2018, GU 20.02.2018) e con la relativa *Circolare esplicativa* del 21 gennaio 2019 (Cir. 21.01.2019, n.7/CSLLPP, GU 11.02.2019).

Le *NTC2018* [5] introducono tre Livelli di Conoscenza in funzione del grado di approfondimento dell'opera esistente relativamente alla geometria, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra gli elementi e loro probabili modalità di collasso.

La *Circolare* [15] guida nella stima dei Fattori di Confidenza FC per ciascun Livello di Conoscenza. I fattori di confidenza sono dei coefficienti riduttivi da applicare ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti mediante le indagini condotte per il singolo caso studio. La *Circolare esplicativa* individua, inoltre, tre livelli di indagine in base al loro grado di approfondimento:

- **Indagini limitate:** prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova;
- **Indagini estese:** prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei

disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali;

- **Indagini esaustive** prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle prove, limitate o estese, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata.

Nel caso di indagini su opere in calcestruzzo armato, la tabella della Figura 2.1 indica la quantità di provini e le rispettive dimensioni per raggiungere i vari livelli di indagine.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 2.1: Gradi di approfondimento delle indagini per opere in cemento armato

Il Punto C8.5.4 della Circolare descrive quando si raggiunge ciascun livello di conoscenza e il corrispettivo fattore di confidenza da utilizzare, con riferimento alla tabella di Figura 2.2 : «Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, e riportata una guida alla stima dei Fattori di Confidenza (FC), definiti con riferimento ai tre Livelli di Conoscenza (LC) crescenti, secondo quanto segue. LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e $FC=1,35$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC2 solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione); LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e $FC=1,2$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione); LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato , come descritta al §C8.5.1, il rilievo

geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza $FC=1$ (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di FC è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite). Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale».

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 2.2: Livelli di conoscenza e rispettivi valori dei fattori di confidenza

2.2. Livelli di approfondimento

Le Linee Guida [1] utilizzano un approccio multilivello per la definizione della classe di attenzione dei ponti e viadotti. Determinano 6 livelli con grado di approfondimento e complessità crescenti. Lo schema del flusso logico da seguire è mostrato in Figura 2.3.

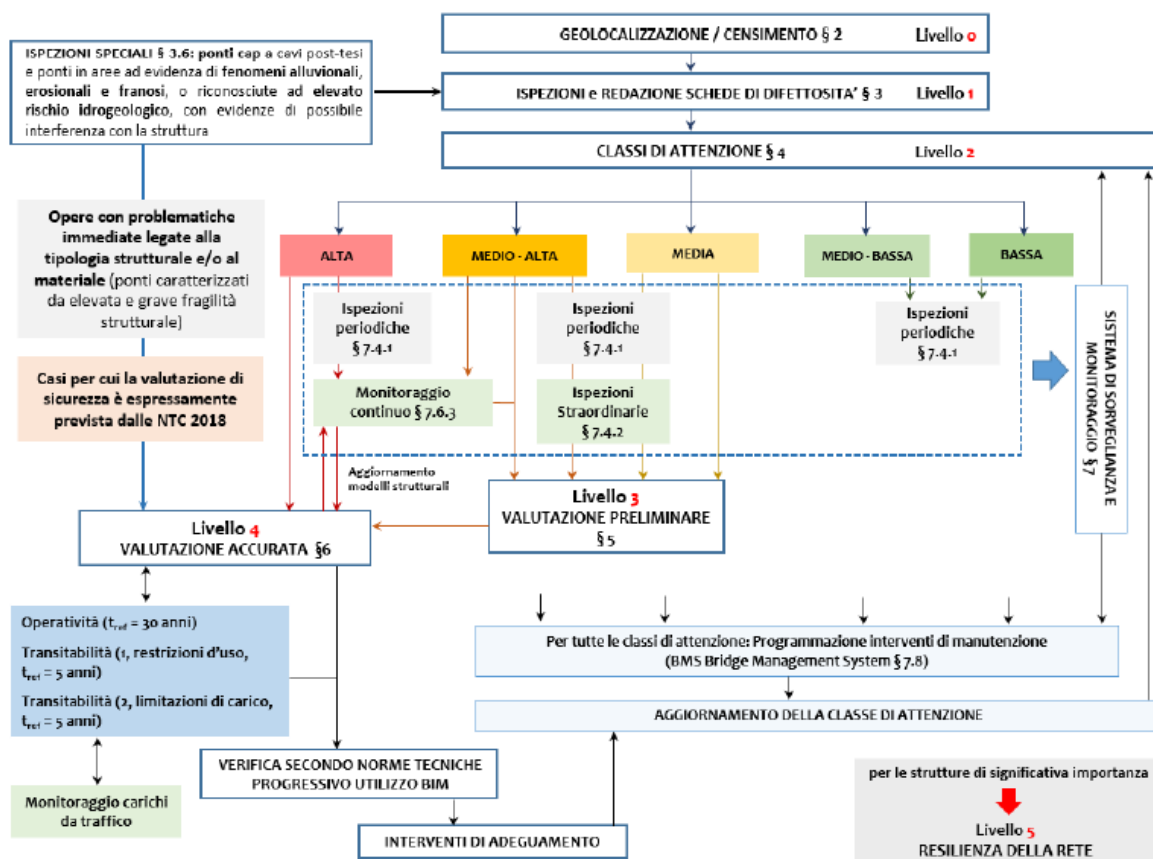


Figura 2.3: Approccio multilivello delle Linee Guida

- **Livello 0, censimento** di tutte le opere presenti sul territorio per conoscerne il numero e le caratteristiche principali, andando a popolare il database dei ponti italiani. Per ogni ponte viene redatta la "Scheda di censimento di Livello 0" (Allegato A delle Linee Guida). Oltre ai documenti tecnici e amministrativi, è importante valutare la rilevanza del ponte all'interno della rete e il soddisfacimento dei bisogni di mobilità, tramite studi trasportistici. Col censimento si individuano le opere con maggiore priorità di ispezioni visive (livello 1);
- **Livello 1, ispezioni visive** al fine di raccogliere le effettive caratteristiche geometriche e strutturali e il rilievo dello stato di conservazione. Sono definiti estensione (coefficiente k_1 variabile tra 0,2 e 1) ed intensità (coefficiente k_2 variabile tra 0,2 e 1) del degrado e gli viene assegnato un peso G , variabile da 1

a 5 in base alla sua gravità. I valori che possono assumere i coefficienti e il peso G sono indicati nelle “*Schede difettologiche*” (Allegato C). Compilando la “*Scheda descrittiva di ispezione*” e la “*Scheda di valutazione dei difetti*” (Allegato B), si individuano gli elementi di una struttura particolarmente critici, ossia con degrado avanzato tale da compromettere il comportamento globale del ponte. In Figura 2.4 è mostrata la “*Scheda di valutazione dei difetti*” per travi in calcestruzzo armato precompresso. In corrispondenza dei difetti di gravità più elevata (peso G pari a 4 e 5) è possibile segnalare il caso in cui il difetto possa pregiudicare la statica dell’opera e rappresentare un rischio rilevante (casella “PS”). Quando lo specifico difetto non è rilevato sulla struttura si deve indicare la casella “NA” se tale difetto non è applicabile alla tipologia di manufatto ed elemento in esame, “NR” se il difetto non si può rilevare mediante ispezione visiva o “NP” se il difetto non è effettivamente presente. In alcuni casi è possibile richiedere direttamente l’esecuzione della verifica accurata (livello 4), come per esempio per le opere con elevata fragilità intrinseca;

- **Livello 2**, analisi dei rischi rilevanti e classificazione del rischio assegnando a ciascuna opera una **classe di attenzione** (CdA). Le Linee Guida prevedono 5 classi di attenzione: alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa. La classe è valutata tenendo conto della pericolosità, dell’esposizione e della vulnerabilità dell’opera. Si distinguono quattro tipologie di rischio strutturale e fondazionale, sismico, frane, idraulico. Per ciascun rischio è valutata una Classe di Attenzione e le singole classi vengono poi combinate per ottenere una CdA complessiva della struttura;
- **Livello 3, valutazione preliminare** dell’opera per definire la qualità e la tipologia dei difetti rilevati al livello 1. Il livello 3 prevede il calcolo del rapporto di sicurezza approssimato, vale a dire il rapporto tra la domanda indotta dai carichi da traffico previsti dalle norme dell’epoca di progettazione dell’opera e la domanda ricavata dall’utilizzo dei carichi previsti dalle norme attualmente vigenti;
- **Livello 4, verifica accurata** (VAL4) dei ponti esistenti seguendo le *Norme Tecniche delle Costruzioni 2018*. Innanzitutto, si definisce il tempo di riferimento t_{ref} come «l’arco temporale cui è convenzionalmente riferita la verifica» [1], ossia entro il quale deve avvenire l’eventuale intervento strutturale, per esempio, o di riduzione dei carichi. La verifica accurata deve essere effettuata per le strutture a cui è stata assegnata una CdA alta al Livello 2. In alcuni casi specifici, come opere caratterizzate da elevata fragilità intrinseca, è richiesta direttamente una VAL4, anche prima della classificazione in CdA [4]. Nel caso di opere in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi, prima di svolgere la VAL4, occorre eseguire le indagini speciali per verificare l’effettiva necessità della verifica;

- **Livello 5**, per i ponti di significativa importanza viene valutata la **resilienza della rete** in cui essi sono inseriti, ossia la rilevanza trasportistica e le conseguenze di una possibile interruzione di esercizio.

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1															
15		Travi/Traversi		N _____		Strada di appartenenza:		Progressiva km: _____		Data ispezione: _____		NA		NR	
C.A.P.		C.A.P.		N _____		Strada di appartenenza:		Progressiva km: _____		Data ispezione: _____		PS		NP	
N°		Descrizione difetto		G		Estensione K1		Intensità K2		N° foto		PS		NP	
				0		0,2 0,5 1		0,2 0,5 1		1					
				1											
				2											
				3											
				4											
				5											
c.a./c.a.p._1		Macchie di umidità passiva			1										
c.a./c.a.p._2		Macchie di umidità attiva			3										
Dif. Gen_1		Tracce di scolo			3										
c.a./c.a.p._3		Cls dilavato / ammalorato			3										
c.a./c.a.p._21		Cls dilavato / ammalorato Testate			3										
Dif. Gen_2		Ristagni d'acqua			2										
Dif. Gen_5		Ristagni d'acqua nei cassoni			4										
c.a./c.a.p._4		Vespai			2										
c.a./c.a.p._5		Distacco del copriferro			2										
c.a./c.a.p._6		Armatura ossidata / corrosa			5										
c.a.p._1		Lesioni capillari agli ancoraggi			1										
c.a.p._2		Testate di ancoraggio non sigill.			2										
c.a.p._3		Distacco tamponi testate			1										
c.a.p._4		Lesioni su anima lungo i cavi			2										
c.a.p._5		Lesioni lungo suola del bulbo			2										
c.a.p._6		Guaine in vista			2										
c.a.p._7		Guaine degradate e fili ossidati			4										
c.a.p._8		Fili aderenti in vista ossidati			4										
c.a./c.a.p._7		Lesioni a ragnatela modeste			1										
c.a./c.a.p._10		Fessure diagonali			5										
c.a./c.a.p._19		Fessure trasversali			5										
c.a./c.a.p._22		Lesioni / distacco travi traversi			3										
c.a./c.a.p._16		Staffe scoperte / ossidate			3										
c.a./c.a.p._23		Rottura staffe			4										
c.a./c.a.p._12		Riprese successive deteriorate			1										
c.a.p._9		Riduzione armatura di precomp.			5										
c.a.p._10		Umidità dall'interno			2										
c.a.p._11		Arm. Scoperta / ossidata testate			2										
c.a.p._12		Fuoriuscita barre ancoraggio			5										
Dif. Gen_3		Danni da urto			4										
c.a./c.a.p._17		Armatura longitudinale deformata			5										
c.a./c.a.p._24		Difetti nelle selle Gerber			5										
Eventuali note															

Figura 2.4: Allegato B delle Linee Guida- Scheda difettosità per travi in calcestruzzo armato precompresso.

Le Linee Guida definiscono tre tipologie di ponti. Un ponte è detto *adeguato* se soddisfa le verifiche delle Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori in esse previsti. È *operativo* se soddisfa le verifiche delle Norme Tecniche, ma facendo riferimento ad un tempo di riferimento t_{ref} ridotto, entro il quale il gestore o il proprietario deve intervenire con adeguati lavori, pari a 30 anni. Infine, è detto *transitabile* quando il tempo di riferimento è ridotto a cinque anni e devono essere adottati dei provvedimenti come la limitazione dei carichi consentiti o la restrizione d'uso del ponte.

La verifica accurata della sicurezza del ponte può essere fatta con diverse combinazioni delle azioni. Le azioni variabili del traffico sono definite da cinque schemi di carico, descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

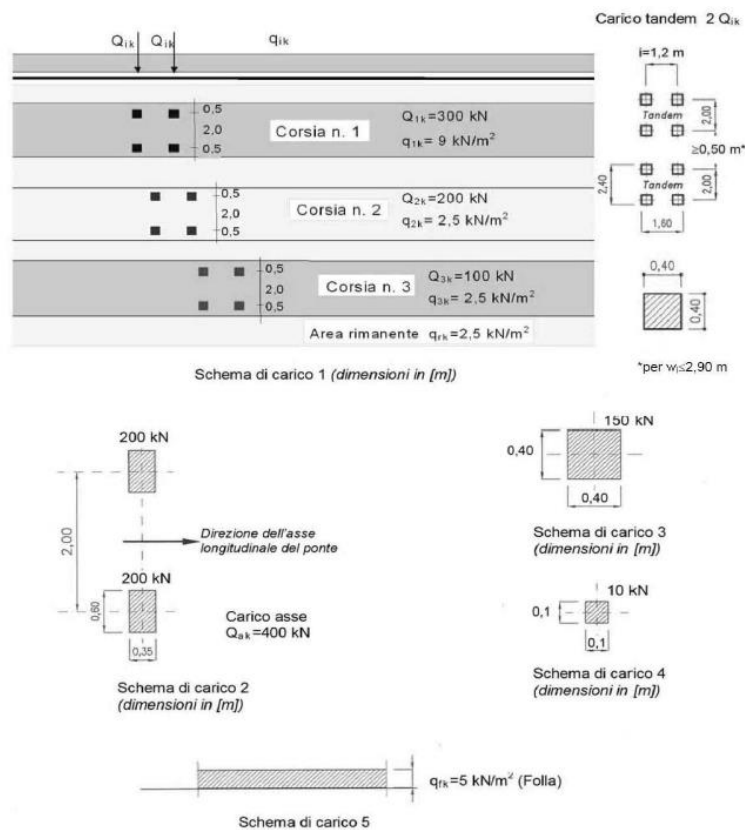


Figura 2.5: Schemi di carico da NTC2018

Tali schemi sono:

Schema di carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in

- Figura 2.5: Schemi di carico da NTC2018 Figura 2.5. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- **Schema di carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Figura 2.5. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- **Schema di carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurtavia.
- **Schema di carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurtavia e sulle passerelle pedonali.
- **Schema di carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- **Schema di carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25} \text{ [KN/m]}$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \text{ [KN/m]}$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \text{ [KN/m]}$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m. [5]

Gli schemi delle azioni da traffico sono combinati diversamente a seconda della tipologia di ponte:

- Ponte **Adeguito:** si applicano gli schemi di carico mobile descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018 mostrati in Figura 2.5. Le Norme Tecniche definiscono cinque schemi di carico;
- Ponte **Operativo:** si applicano gli schemi di carico mobile descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018 con fattori parziali ridotti che tengono conto del tempo di riferimento ridotto, 30 anni.

- Ponte **Transitabile di tipo 1**: si impongono limitazioni geometriche d'uso e si applicano ancora gli schemi di carico mobile descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018 con fattori parziali ridotti adattandoli alla nuova configurazione geometrica;
- Ponte **Transitabile di tipo 2**: si impongono limitazioni di carico coerentemente con il Codice della Strada e il peso dei veicoli massimo ammesso. La limitazione standard del Codice prevede un autoarticolato a 5 assi da 44 tonnellate, definita come "Transitabilità ai mezzi pesanti", configurazione mostrata in Figura 2.6. Analogamente può essere fatta la "Transitabilità ai mezzi intermedi" (Figura 2.7), mezzi a 3 assi con massa limite 26 t, e "Transitabilità ai mezzi leggeri" (Figura 2.8), mezzo da 7,5 t.

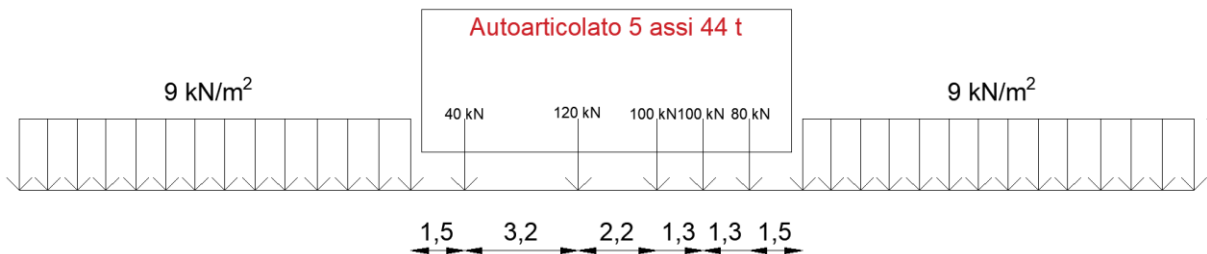


Figura 2.6: Transitabilità ai mezzi pesanti

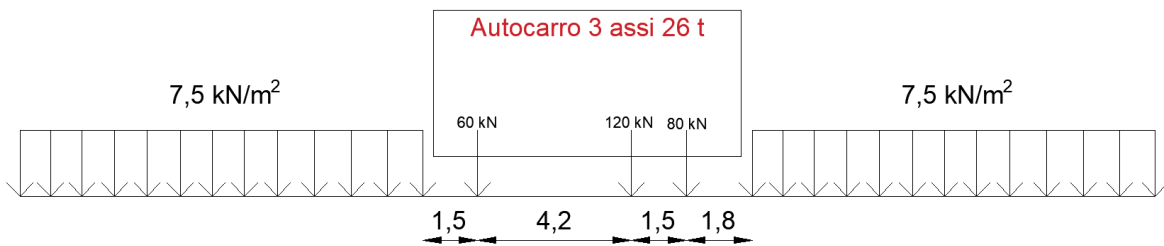


Figura 2.7: Transitabilità ai mezzi intermedi

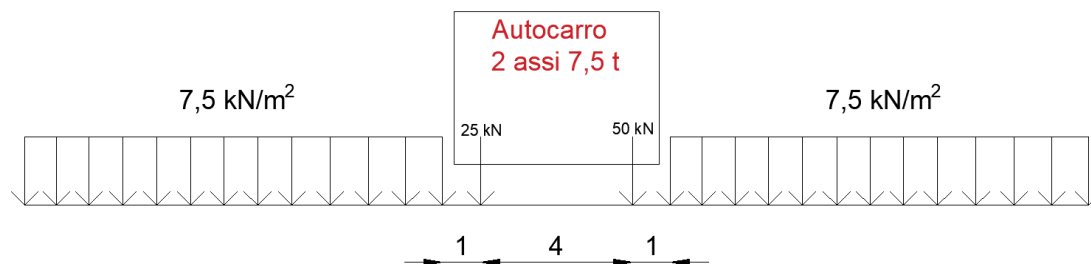


Figura 2.8: Transitabilità ai mezzi leggeri

2.3. Evoluzione normativa di progetto

Dal punto di vista progettuale, lo studio dell'evoluzione normativa è necessario per valutare l'incremento del carico da traffico che le opere hanno visto nel corso degli anni.

Le opere in calcestruzzo armato precompresso trovano il loro maggiore sviluppo tra il 1960 e il 1970.

L'ingresso del calcestruzzo armato precompresso in Italia è sancito con il decreto n.1516 del 20 dicembre 1947 che ne autorizza l'utilizzo previo controllo di una commissione del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR). Tuttavia, è con la circolare n. 1398 del 23 gennaio 1965, la quale definisce le "Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso", che si ha la maggiore espansione dell'applicazione del c.a.p. per la costruzione di ponti. [16]

Per quanto riguarda le norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali, il 14 febbraio del 1962 [17], il Ministero dei Lavori Pubblici emana la circolare n. 384 come riesame delle circolari n. 6018 del 6 giugno 1945 e n. 772 del 12 giugno 1946. Queste norme sono state modificate per includere: lo schema di carico che tiene conto del transito dei mezzi militari, i criteri per il calcolo della ripartizione trasversale dei carichi e le azioni dinamiche. Le strade sono così suddivise in due categorie, nella prima rientrano quelle destinate al transito dei carichi civili e militari, nella seconda rientrano quelle destinate al transito dei soli carichi civili (strade locali e vicinali).

Le rispettive combinazioni sono:

- Prima Categoria, il più gravoso tra gli schemi:
 - Treno indefinito di carichi militari da 61,5 tonnellate (schema 4), colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate (schema 1) e folla compatta in ragione di 400 kg/m^2 (schema 3);
 - Treno indefinito di carichi militari da 32 tonnellate (schema 5), colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate (schema 1) e folla compatta in ragione di 400 kg/m^2 (schema 3);

- Carico militare isolato da 74,5 tonnellate (schema 6), colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate (schema 1) e folla compatta in ragione di 400 kg/m² (schema 3);
- Seconda Categoria, il più gravoso tra gli schemi:
 - Colonna indefinita di autocarri da 12 tonnellate (schema 1) e folla compatta in ragione di 400 kg/m² (schema 3);
 - Rullo compressore isolato da 18 tonnellate (schema 2) e folla compatta in ragione di 400 kg/m² (schema 3).

Gli schemi a cui fanno riferimento le combinazioni della circolare sono riportati in Appendice A.

Per tenere conto delle azioni dinamiche, i carichi accidentali devono essere moltiplicati per il coefficiente ϕ , che, a seconda della luce del ponte, vale come in Equazione 2.1.

$$\phi = \begin{cases} 1 + \frac{(100 - L)^2}{100 \cdot (250 - L)}, & L < 100 \text{ m} \\ 1, & L \geq 100 \text{ m} \end{cases} \quad 2.1$$

Nella normativa vigente attualmente, Decreto ministeriale n.43 del 17 gennaio 2018, i ponti sono suddivisi in due categorie le cui rispettive combinazioni di carico sono:

- Prima categoria: ponti per il transito dei carichi mobili (schemi descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018) con il loro intero valore. «La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazioni per la struttura, membratura o sezione considerata.», [5]. L'intensità dei carichi è mostrata in Figura 2.9.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 2.9: Intensità dei carichi per le diverse corsie, Tab.5.1.II da NTC 2018

- Seconda categoria: ponti pedonali, si considera il carico associato allo schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Dal confronto delle sollecitazioni indotte dagli schemi di carico della normativa del 1962 e quella vigente si evince una inefficienza delle infrastrutture viarie progettate

in quel periodo. Le sollecitazioni indotte sono spesso inferiori al 50% di quelle indotte da NTC 2018. Tale confronto è svolto ne [2].

Risulta, allora, di particolare importanza la verifica delle opere esistenti, per il cambio di normativa, l'età avanzata, la scarsa manutenzione e il graduale aumento dei flussi veicolari.

3 Indagini speciali opere in c.a.p. post-teso

Gli impalcati in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi sono delle opere molto vulnerabili, lo dimostra l'elevato numero di opere di questo tipo, la loro età, il loro stato di conservazione ed i recenti fenomeni di collasso. Come detto nel Capitolo 1.4.1 del presente elaborato, la principale criticità è rappresentata dal fatto che il degrado dei cavi da precompressione non è facilmente rilevabile tramite le indagini convenzionali. Per tali ragioni le Linee Guida, per impalcati in c.a.p. a cavi scorrevoli, prevedono l'esecuzione di indagini speciali per constatare la necessità di eseguire una verifica approfondita di Livello 4. Nel capitolo § 7.4.3.1 delle Linee Guida sono elencate le indagini non distruttive o semi-distruttive che devono essere svolte.

La prima fase è sempre quella di raccolta dei dati disponibili dell'opera da indagare. È necessario acquisire la documentazione di progetto contenente informazioni riguardanti il periodo di costruzione, le caratteristiche geometriche, i materiali utilizzati, la tipologia di opera e le tecniche di costruzione. In particolare, per gli impalcati in c.a.p. a cavi post-tesi è necessario recepire il tracciato dei cavi, la loro tipologia e le perdite di precompressione¹¹ ipotizzate in fase di progetto [18]. Tutte le informazioni, non facilmente reperibili, devono comunque essere verificate in quanto

¹¹ «In una struttura a cavi post-tesi se σ_{sm} indica la tensione teorica della armatura alla sua estremità, corrispondente alla pressione p_m letta al manometro del martinetto di tesatura, la tensione iniziale σ_{si} della armatura in una sezione generica della struttura è minore di σ_{sm} . La differenza fra la tensione nella sezione considerata è quella nella sezione terminale: $\Delta_p \sigma_s = \sigma_{si} - \sigma_{sm}$ si definisce perdita di tensione e si produce istantaneamente al momento del tiro. La perdita per le strutture a cavi post-tesi è dovuta alle seguenti cause:

- 1) lungo il cavo: perdita di tensione per resistenza di attrito;
- 2) alla estremità del cavo: perdita per attrito nel martinetto ed agli ancoraggi; rientro degli apparecchi di ancoraggio per deformazioni plastiche del conglomerato nell'intorno di questi, prodotte dalla notevole concentrazione di sforzi; eventuale scorrimento dei fili al loro bloccaggio se con apparecchi a cuneo;
- 3) perdita di tensione nei cavi già pretesi per tiro degli altri cavi tirati successivamente. Questa causa è notevole per i tiranti di contrappeso di strutture, come quelli che si applicano alcune volte alle estremità degli sbalzi di travi da ponte.

La tensione nell'armatura in una sezione generica diminuisce nel tempo; la differenza tra tensione ad un dato tempo σ_s e quella iniziale σ_{si} : $\Delta_c \sigma_s = \sigma_s - \sigma_{si}$ si definisce caduta di tensione. La caduta di tensione è dovuta alla variazione nel tempo, più o meno rapidamente, dello stato di coazione dell'acciaio e del conglomerato. Le cause di questa lenta riduzione dello sforzo nel tempo sono:

- 1) rilassamento della tensione nell'acciaio;
- 2) deformazione lenta del conglomerato per ritiro;
- 3) deformazione lenta del conglomerato per viscosità sotto sforzo (*fluage-creep*).», [8].

potrebbe non esserci un riscontro del progetto nella realtà. Devono essere, inoltre, raccolti i risultati delle eventuali ispezioni e prove pregresse.

Con le ispezioni visive si individuano gli impalcati con maggiori danni e le travi di questi che presentano un elevato numero di difetti spia che potrebbero essere sintomatici di una qualche anomalia all'interno del sistema di post-tensione.

Per la determinazione del tracciato dei cavi e la localizzazione di eventuali difetti si utilizzano le indagini georadar, le tomografie ultrasoniche, le tecniche di *Impact-Echo* o metodi magnetici ed elettrochimici. Successivamente, per approfondire la conoscenza dello stato di conservazione, si redige un piano di prove più invasive come le endoscopie e i saggi diretti [1].

Si selezionano i cavi con maggiore predisposizione alla presenza di difetti, ossia quelli con raggi di curvatura più accentuati o con pendenze maggiori (cavi 1 e 2 in Figura 3.1). Su questi, le zone critiche da indagare, in rosso nella Figura 3.2, sono quelle ad alto rischio di penetrazione di aria, umidità e contaminanti che possono innescare la corrosione dei cavi. Tali zone sono le regioni ancoraggio, la mezzeria, le regioni di appoggio intermedie, i punti alti delle guaine, i giunti gettati in opera, i giunti segmentali e le zone interessate da percolamento di acqua meteorica per inadeguatezza del sistema di convogliamento delle acque.

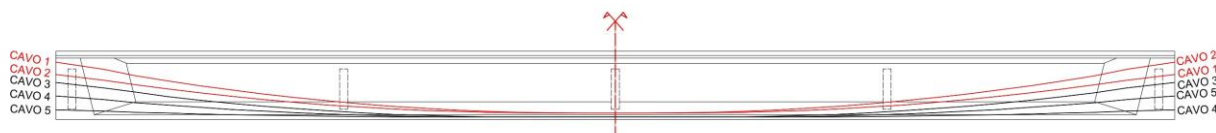


Figura 3.1: Cavi con una predisposizione maggiore alla formazione dei vuoti, figura tratta da [18]

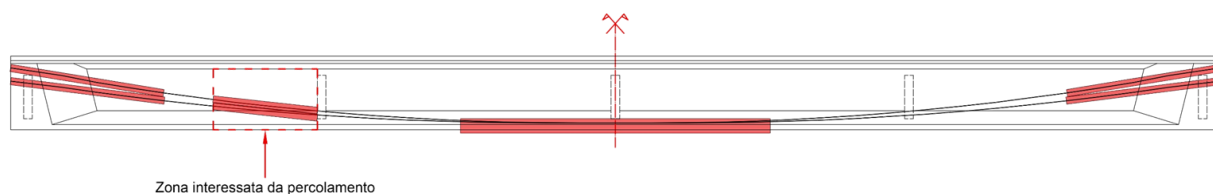


Figura 3.2: Zone critiche dei cavi, figura tratta da [18]

La strategia di indagine può essere duplice, una a minor impatto distruttivo sugli elementi da indagare ma con maggior tempo di esecuzione, una a maggior impatto ma minore tempo di esecuzione [18].

1. Nella prima strategia, si eseguono le indagini tomografiche sui cavi selezionati, in tutte le sezioni critiche. I risultati devono essere calibrati con almeno una video-endoscopia o un saggio diretto. Da questi si individuano le aree di

attenzione, ossia le zone dove è probabile che ci sia corrosione. Su queste vengono effettuate delle video-endoscopie che possono confermare o meno la presenza di corrosione. Se è presente si procede, infine, con i saggi diretti per quantificare la riduzione di area resistente.

Tale strategia riduce l'utilizzo di prove distruttive e moderatamente distruttive, ma richiede un elevato tempo di esecuzione, soprattutto per le tomografie.

2. Con la seconda strategia si inizia direttamente con le video-endoscopie sui cavi selezionati, nelle aree critiche. Se queste individuano delle aree corrose, si effettuano i saggi diretti per quantificare la riduzione di area resistente del cavo. L'impatto sugli elementi è molto maggiore rispetto alla prima strategia ma i tempi di esecuzione sono contratti.

3.1. Ispezione visiva

L'ispezione visiva rientra tra le indagini di tipo ordinario. È fondamentale per identificare la presenza e l'estensione dei difetti "manifesti" del sistema di precompressione e dei difetti "spia", che possono far presumere un ammaloramento dei cavi non rilevabile a vista. Con le indagini visive si individuano le zone preferenziali per l'ubicazione delle prove successive per la valutazione dei difetti sui cavi da precompressione. Questi sono descritti nelle *Schede Difettologiche*, Allegato C delle Linee Guida.

Nei casi in cui vengono rilevati tali difetti, si deve valutare l'estensione del degrado ed eseguire dei saggi conoscitivi locali.

Anche per gli impalcati in c.a.p., è importante rilevare lo stato di conservazione delle armature lente, in quanto possono condizionare quello dei cavi da precompressione. I difetti a cui porre attenzione sono i vespai, scolature, efflorescenze, fessure capillari e armature lente scoperte.

L'esame visivo può essere svolto con utilizzo di piattaforme *By Bridge*¹² per investigare gli elementi strutturali anche al di sotto dell'asse stradale.

3.1.1. Difetti manifesto

Dal documento [18] si riportano i difetti manifesto della corrosione dei cavi da precompressione e le loro descrizioni presenti nelle *Schede Difettologiche*, Allegato C delle Linee Guida.

¹² *By Bridge* è una particolare piattaforma aerea sottoponte, ossia dotata di un braccio che consente di raggiungere punti al di sotto del piano viario di ponti e viadotti. Tale braccio è detto "in negativo" in quanto va dall'alto verso il basso. Consente di ispezionare zona che altrimenti sarebbero irraggiungibili.

Guaine degradate e fili ossidati (difetto n° c.a.p._7): difetto di peso G pari a 4. Si individua quando le guaine dei cavi da precompressione sono corrose o rotte e la malta di iniezione è assente. I fili o i trefoli da precompressione sono, allora, esposti agli agenti aggressivi e soggetti a ossidazione con conseguente riduzione dell'armatura da precompressione (difetto c.a.p._9). La causa è la penetrazione dell'acqua all'interno dell'elemento, favorita da calcestruzzi porosi, da vespai (difetto c.a./c.a.p._4) e da lesioni lungo la suola del bulbo (difetto c.a.p._5). Degrado mostrato in Figura 3.3.



Figura 3.3: Guaine degradate e fili ossidati, immagini tratte da [14].

Riduzione armatura di precompressione (difetto n° c.a.p._9): difetto di peso G pari a 5. Quando l'ossidazione dei cavi in elementi in c.a.p. è molto avanzata, si ha una riduzione della sezione resistente fino, nei casi più gravi, alla rottura dei fili. Il fenomeno è causato da errori progettuali (sistemi di convogliamento delle acque e di impermeabilizzazione carenti o assenti) o da errori esecutivi (spessore del copriferro inadeguato, calcestruzzo poroso e/o con vespai o guaine non intasate correttamente). Degrado mostrato in Figura 3.4.



Figura 3.4: Riduzione armatura di precompressione, immagini tratte da [14].

Fuoriuscita barre ancoraggio (difetto n° c.a.p._12): difetto di peso G pari a 5. La fuoriuscita delle barre di precompressione è conseguente alla rottura delle stesse o al cedimento degli ancoraggi. La fuoriuscita equivale alla rottura perché entrambi implicano l'annullamento dello sforzo di precompressione. Avviene quando le guaine non sono iniettate correttamente e le testate di ancoraggio non sono sigillate. Degrado mostrato in Figura 3.5.



Figura 3.5: Fuoriuscita barre ancoraggio, immagine tratta da [14].

Riprese successive deteriorate (difetto n° c.a./c.a.p._12): difetto di peso G pari a 1. Le riprese successive sono delle riparazioni localizzate, ossia il riempimento dei vuoti, l'intasamento dei vespai, le ricostruzioni del copriferro e i rivestimenti di intonaco. Le riprese successive possono avere varie forme di degrado come lesioni, fenomeni legati all'umidità e il distacco degli elementi nuovi dal materiale base. Le cause sono la scelta dei materiali inadeguati, errata progettazione o esecuzione, presenza di agenti esterni aggressivi o la mancata risoluzione preventiva dei fenomeni di degrado che interessano le strutture. Degrado mostrato in Figura 3.6.



Figura 3.6: Riprese successive deteriorate, immagine tratta da [14].

3.1.2. Difetti spia

Dal documento [18] si riportano i difetti spia della corrosione dei cavi da precompressione e le loro descrizioni presenti nelle *Schede Difettologiche*, Allegato C delle Linee Guida.

Testate di ancoraggio non sigillate (difetto n° c.a.p._2): difetto di peso G pari a 2. Questo difetto si rileva quando gli ancoraggi dei cavi non sono ricoperti da un getto protettivo in calcestruzzo (per errore in fase di costruzione) o se tale getto è presente, ma ammalorato o deteriorato (per il ritiro del calcestruzzo o per il dilavamento della sigillatura dovuto al passaggio dell'acqua proveniente da giunti non impermeabilizzati). Le testate non sigillate favoriscono la presenza di umidità dall'interno. Degrado mostrato in Figura 3.7



Figura 3.7: Testate di ancoraggio non sigillato, immagini tratte da [14].

Distacco tamponi testate (difetto n° c.a.p._3): difetto di peso G pari a 1. Il distacco in corrispondenza del tampone che protegge le testate di ancoraggio dei cavi scorrevoli è attribuito a carenze/assenza di armatura di collegamento o a fenomeni di ritiro differenziale. Il fenomeno è aggravato dal contatto con l'acqua meteorica che può produrre disgregazione del calcestruzzo. Il distacco implica che le testate di ancoraggio dei cavi, protette dal tampone, non siano efficacemente sigillate. Degrado mostrato in Figura 3.8.



Figura 3.8: Distacco tamponi testate, immagini tratte da [14].

Lesione su anima lungo il tracciato dei cavi (difetto n° c.a.p._4): difetto di peso G pari a 2. Si formano fessure, generalmente oblique, che riproducono l'andamento dei cavi da precompressione se l'elemento è sottoposto ad una elevata concentrazione di sforzi per errori progettali o esecutivi. Gli errori possono consistere in guaine troppo numerose e ravvicinate, tesatura eccessiva o precoce, armatura trasversale insufficiente o deterioramento del calcestruzzo (causato dall'ossidazione delle guaine in presenza di acqua all'interno di esse). Per tale motivo conviene accertarsi che non sia presente riduzione di armatura di precompressione. Degrado mostrato in Figura 3.9.



Figura 3.9: Lesione su anima lungo il tracciato dei cavi, immagini tratte da [14].

Lesione su suola del bulbo (difetto n° c.a.p._5): difetto di peso G pari a 2. Principalmente nella mezzeria delle travi, se lo strato di ricoprimento in calcestruzzo dei cavi non è adeguato, quando le guaine metalliche si ossidano aumentano volume e si generano delle fessure nella direzione longitudinale che seguono l'andamento dei cavi. Il fenomeno è accentuato dalla presenza di acqua nelle guaine e non completa o mancata iniezione delle stesse. Degrado mostrato in Figura 3.10.



Figura 3.10: Lesione su suola del bulbo, immagini tratte da [14].

Guaine in vista (difetto n° c.a.p._6): difetto di peso G pari a 2. Dove si verifica il distacco dello strato di ricoprimento in calcestruzzo, le guaine metalliche sono in vista ed esposte alla corrosione. Il distacco del calcestruzzo avviene se il materiale è stato confezionato erroneamente, se gli spessori dei ricoprimenti non sono adeguati e se le guaine sono troppo ravvicinate. Anche la presenza di vespai favorisce tale fenomeno. Degrado mostrato in Figura 3.11.



Figura 3.11: Guaine in vista, immagini tratte da [14].

Umidità dall'interno (difetto n° c.a.p._10): difetto di peso G pari a 2. L'umidità dall'interno si manifesta in una fuoriuscita di acqua che scorre nelle guaine. Un sintomo è la presenza di stalattiti. È causato dai fenomeni che favoriscono la penetrazione dell'acqua attraverso il materiale come testate non sigillate, carenza di impermeabilizzazione o stati fessurativi. Degrado mostrato in Figura 3.12.



Figura 3.12: Umidità dall'interno, immagine tratta da [14].

Armatura scoperta/ossidata nelle testate (difetto n° c.a.p._11): difetto di peso G pari a 2. A seguito del distacco del copriferro, in corrispondenza delle testate degli elementi in c.a.p., causato dall'ossidazione delle armature che, rigonfiando, provocano la fessurazione, le armature stesse sono scoperte ed esposte alla corrosione. Degrado mostrato in Figura 3.13.



Figura 3.13: Armatura scoperta/ossidata nelle testate, immagini tratte da [14].

Fessure trasversali (difetto n° c.a./c.a.p._19): difetto di peso G pari a 5. Le fessure trasversali, lesioni che si sviluppano lungo gli assi trasversali degli elementi strutturali, derivano da errori in fase di progettazione ed esecuzione. Sono causate, per esempio, da carenze di armatura trasversale, da armature ad interasse troppo elevato, calcestruzzi di scarsa qualità o ritiro differenziale del calcestruzzo. La presenza di

lesioni facilita le infiltrazioni di acqua e degli agenti aggressivi attraverso il materiale. Degrado mostrato in Figura 3.14.



Figura 3.14: Fessure trasversali, immagini tratte da [14].

Ristagni d'acqua nei cassoni (difetto n° Dif.Gen_5): difetto di peso G pari a 4. Gli accumuli di acqua nelle zone di compluvio all'interno di un impalcato a cassone si presentano nel caso di scarsa manutenzione del sistema di smaltimento delle acque e d mancanza o insufficiente impermeabilizzazione della soletta. Il fenomeno può provocare degrado o corrosione delle zone in cui si verifica il ristagno. Degrado mostrato in Figura 3.15.



Figura 3.15: Ristagni d'acqua nei cassoni, immagini tratte da [14].

3.2. Indagini georadar

3.2.1. Scopo

Il *Ground Penetrating Radar* (GPR), chiamato anche *Surface Penetrating Radar* o georadar, è utilizzato per definire la numerosità e la posizione dei cavi da precompressione, sia superficiali sia profondi. La profondità indagabile dipende dalla frequenza dell'antenna del georadar: un segnale a bassa frequenza riesce a raggiungere maggiori distanze in quanto il coefficiente di assorbimento è più basso. Il segnale subisce i fenomeni dell'attenuazione che fanno sì che l'energia trasportata dal segnale diminuisca con la profondità. Con le alte frequenze si raggiungono però risoluzioni maggiori.

3.2.2. Attrezzatura e procedura esecutiva

Il GPR è un metodo non distruttivo a riflessione per la prospezione geofisica e sfrutta un segnale elettromagnetico di carattere impulsivo ad alta frequenza (generalmente supera i 900 MHz). Necessita di un trasmettitore, con una antenna che si compone di due dipoli a distanza fissa, e un ricevitore. La risoluzione è dell'ordine del centimetro o del decimetro.

La scelta del georadar dipende dalle dimensioni dell'elemento da indagare. Le travi con dimensioni elevate richiedono l'utilizzo di antenne con frequenze basse, eventualmente integrate con antenne ad alta frequenza poste nelle superfici accessibili in modo tale da migliorare la risoluzione. Per le travi con luci inferiori a 40 mt si utilizzano georadar ad alte frequenze. Il GPR deve essere utilizzato su tutte le superfici libere in modo da ridurre le zone cieche, ossia gli effetti di schermatura dei cavi [18]. Questo accade perché i metalli hanno il coefficiente di riflessione pari a -1, ovvero tutto il segnale è riflesso e non si riesce ad indagare oltre esso.

Le indagini con il GPR si svolgono facendo scorrere il macchinario lungo percorsi longitudinali e trasversali che vanno a costituire un grigliato sull'elemento strutturale studiato.

Una antenna trasmittente genera un segnale impulsivo che, incontrando una differenza di impedenza elettromagnetica, in parte viene riflesso e ritorna in superficie dove è captato da un'antenna ricevente. Viene registrato il tempo che il segnale impiega a raggiungere il target e tornare all'antenna ricevente. I tempi vengono memorizzati in un'unità di controllo, andando a comporre un diagramma tempi-ampiezze. Il diagramma ottenuto è una iperbole di diffrazione. Per poter migliorare l'immagine e aumentare il rapporto tra il segnale e il rumore di sottofondo, innanzitutto, si deve compensare la divergenza sferica e l'assorbimento.

La compensazione avviene moltiplicando il segnale per una funzione lineare dello spazio (r) e per una funzione esponenziale (e^{ar}). Dopodiché viene sottratto lo sfondo che è rappresentato dal segnale trasmesso direttamente dal trasmettitore al ricevitore

attraverso l'aria (Figura 3.16). Infine, per convertire i tempi in una indicazione della profondità si deve effettuare l'analisi delle velocità. Con un *software* si costruisce una iperbole sintetica e si sovrappone a quella reale. Si fa variare l'ampiezza dell'iperbole fintanto che non coincide con quella ottenuta dall'indagine. Maggiore è la velocità e maggiore sarà l'ampiezza. Nota la velocità e il tempo si può dunque ricavare la profondità dell'oggetto intercettato [19].

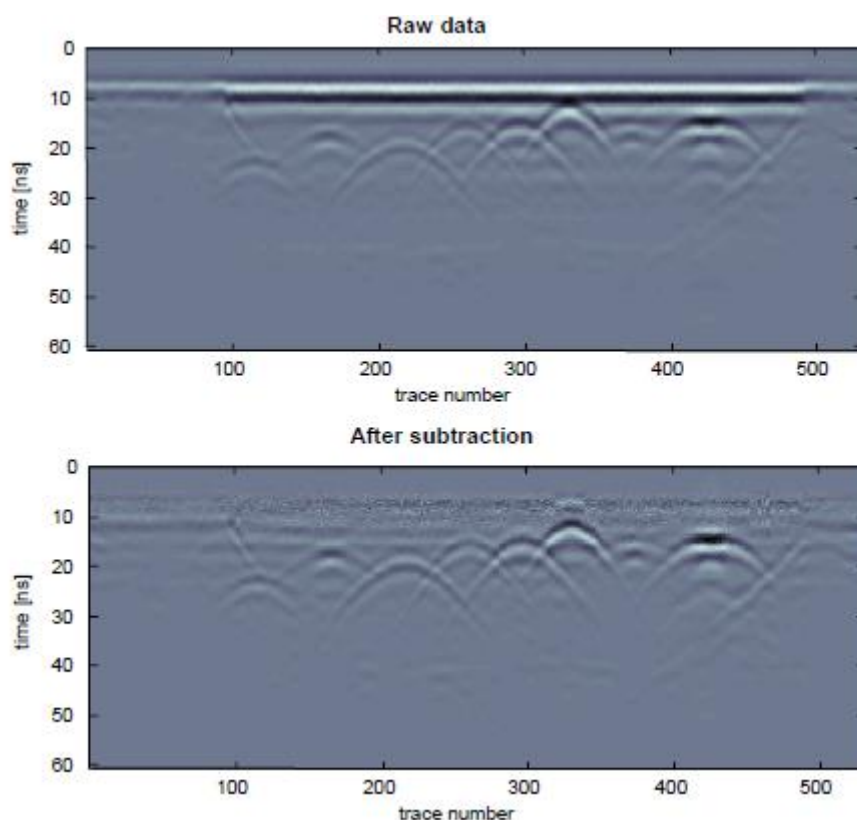


Figura 3.16: Risultati indagine georadar non elaborate (in alto) e dopo aver sottratto lo sfondo. Immagine tratta da [20].

Nell'apparecchio è anche contenuta una ruota igrometrica che misura la distanza percorsa e consente una perfetta localizzazione del sensore nel momento dell'acquisizione dei dati [21].

Si ottiene l'ubicazione dei cavi in termini di coordinate x , distanza orizzontale longitudinale dall'appoggio, y , distanza orizzontale trasversale dall'asse longitudinale della trave, z , distanza verticale dall'intradosso dell'ala inferiore. Per ciascun prospetto devono essere fornite le scansioni radar 2D e deve essere fornita l'elaborazione 3D.

Per verificare l'andamento dei cavi ottenuto si effettua una video-endoscopia puntuale.

Oltre a determinare il tracciato dei cavi da precompressione, l'indagine con il GPR può essere utile per fare una stima qualitativa dello stato di corrosione dei cavi stessi. Dato che aumentando la conducibilità del mezzo l'assorbimento dell'energia aumenta, la presenza di umidità o di sali fa sì che la riflessione sia più debole. In modo analogo,

registrando una variazione del segnale ricevuto, si può individuare la presenza di corrosione, delaminazioni e difetti del calcestruzzo (tutti fenomeni che conferiscono maggiore conducibilità) [21].

Le mappe di umidità e di corrosione ottenute con il GPR devono essere verificate e calibrate tramite dei saggi diretti puntuali in punti caratteristici come i minimi e i massimi dell'energia riflessa.

Le difficoltà nel realizzare tale prova sono dovute alla presenza di più cavi scorrevoli, elementi di disturbo come i tubi di scolo cavi esterni e la difficoltà di accesso agli elementi *by bridge*.

3.3. Prove di rilascio tensionale

3.3.1. Prove di rilascio tensionale sul calcestruzzo

La prova di rilascio tensionale sul calcestruzzo prevede l'esecuzione di quattro tagli distanziati di 60 mm, inclinati di 45° e profondi 30 mm (la metà della distanza tra i tagli). Mediante i tagli, effettuati a distanza temporale di 90 secondi l'uno dall'altro, viene estratto un provino di calcestruzzo di forma troncopiramidale, come mostrato in Figura 3.17, [22]. La prova deve essere fatta in una zona dell'elemento libera dalla gabbia di armature. I tagli sono effettuati con una macchina elettromeccanica dotata di un disco diamantato. Sulla superficie laterale della trave vengono incollati degli estensimetri resistivi che misurano in continuo le deformazioni prodotte dal taglio. La deformazione ε subita dalla porzione isolata di trave è uguale e in segno opposto alla deformazione indotta dalla precompressione, dal peso proprio e dai carichi permanenti. Mediante la Legge di Hooke, Equazione 3.1, è possibile valutare la tensione σ agente nell'elemento, dove il modulo elastico E può essere stimato attraverso delle indagini *pull-out*¹³ o prelievi di carote [18].

$$\sigma = E * \varepsilon \quad 3.1$$



Figura 3.17: Rilascio tensionale sul calcestruzzo, provino troncopiramidale. Immagine tratta da [22].

La prova è eseguita nella sezione di mezzeria, dove il momento flettente è massimo e il taglio è trascurabile, da entrambi i lati del bulbo inferiore. Sono da evitare le zone in cui il calcestruzzo ha dei difetti evidenti, come fessurazione o delaminazione, e le zone in cui sono presenti i cavi da precompressione e l'armatura ordinaria.

¹³ «Il metodo del pull-out consiste nel misurare la forza necessaria per estrarre dal calcestruzzo un tassello, che viene predisposto al momento del getto all'interno della struttura in conglomerato cementizio. Grazie alla particolare forma, il tassello viene estratto dal calcestruzzo assieme a un cono del materiale cementizio. La forza di estrazione del tassello consente di determinare la resistenza meccanica a compressione mediante delle correlazioni» [12]^[96]. La prova viene effettuata nello stesso punto in cui è stata fatta la prova di rilascio tensionale. Ricavata la resistenza del calcestruzzo si può trovare il suo Modulo Elastico.

Terminata la prova viene ripristinata la sezione di calcestruzzo, generalmente mediante della malta tixotropica fibrorinforzata¹⁴.

3.3.2. Prove di rilascio tensionale sui trefoli o fili

Innanzitutto, deve essere rimosso il copriferro in corrispondenza di un cavo di precompressione, fino a raggiungerne la guaina metallica. Si apre su essa una fessura rettangolare e, se ancora presente, si rimuove manualmente la boiaccia cementizia. In questo modo i cavi da precompressione sono messi a nudo senza essere intaccati.

La prova di rilascio tensionale sui cavi di precompressione viene svolta tagliandone un filo. Analogamente alla prova nel calcestruzzo, viene incollato un estensimetro sul cavo e se ne misura la deformazione $-\varepsilon$ prodotta dal taglio. Mediante la Legge di Hooke, Equazione 3.2, è valutata la tensione σ agente nel filo prima del taglio.

$$\sigma = E * \varepsilon \quad 3.2$$

Con questa prova è possibile valutare lo stato tensionale e fare una stima delle perdite di precompressione. Dato che prevede il taglio di un filo, deve essere effettuata su non più di un filo per trefolo e su non più di un trefolo per cavo.

¹⁴ Le malte tixotropiche fibrorinforzate sono utilizzate per il ripristino del calcestruzzo. Ha un comportamento tixotropico se non cola durante la sua applicazione, che può avvenire a spruzzo o con una cazzuola. Viene utilizzata quando lo spessore del copriferro è limitato e, dunque, non possono essere utilizzati dei casseri. Inoltre, è detta fibrorinforzata quando sono aggiunte delle fibre per aumentarne la resistenza meccanica, oltre che a renderla meno fluida [12].

3.4. Tomografie ultrasoniche

3.4.1. Scopo

Attualmente le tomografie ultrasoniche sono le uniche prove che individuano i vuoti e i difetti di iniezione con un buon livello di affidabilità. Individuate delle zone di attenzione, cioè dove con alta probabilità ci sono difetti, devono essere effettuate delle verifiche tramite saggi diretti. In ogni caso i risultati sono calibrati con il confronto con almeno un saggio diretto [18].

3.4.2. Attrezzature e procedura esecutiva

Le tomografie ultrasoniche possono essere eseguite mediante due tecniche, definite come *tomografia nei tempi* e *tomografia per ampiezze*.

La prima tecnica, la tomografia nei tempi, è più semplice da realizzare, più utilizzata e segue una procedura iterativa. Questa consiste nel misurare il tempo che impiega il segnale emesso a raggiungere il ricevitore, posto sulla faccia opposta al trasmettitore. Ipotizzando il percorso seguito (*ray-distribution*) si ottiene la mappa di velocità di prima ipotesi, invertendo il sistema 3.3 con una incognita v_k . Se si ottiene un'unica soluzione, la mappa è quella corretta. Se il valore di velocità non è univoco devo cambiare i percorsi fino a raggiungere la convergenza e, dunque, la mappa delle velocità definitiva.

$$t_{i,j} = \sum_k \frac{s_{i,j}}{v_k} \quad 3.3$$

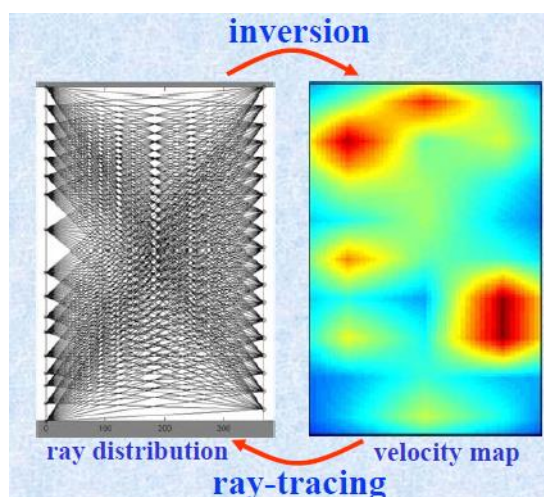


Figura 3.18: Processo iterativo per trovare la mappa delle velocità, figura tratta da [20].

La tomografia per ampiezze può essere svolta solo se è già stata fatta quella nei tempi, poiché deve essere noto il *ray-distribution* s_k corretto. Viene inoltre richiesta una sorgente ad energia costante A_0 . Con questa metodologia, si valuta la quantità di energia assorbita da ciascuna porzione dell'elemento soggetto a indagine. L'incognita del sistema 3.4 è l'attenuazione α_k .

$$\sum_k \alpha_k s_k = \ln A_0 - \ln A_{i,j} \quad 3.4$$

Le tomografie ultrasoniche sono svolte su porzioni limitate dell'elemento oggetto di indagine, un'area di circa 150 cm x 20 cm in corrispondenza dei cavi da precompressione. L'acquisizione è eseguita ortogonalmente al cavo, con modalità *stripe-scan*. I risultati ottenuti sono molto accurati, ma i tempi di indagine sono lunghi, circa 20 minuti per postazione di rilievo. [18]

3.5. Prove pacometriche

3.5.1. Scopo

Le prove pacometriche sono di tipo non distruttivo e sono utilizzate per definire la posizione, il diametro, il passo e il copriferro delle armature ordinarie e dei cavi da precompressione. Questa indagine sfrutta il principio dell'induzione magnetica e si basa sulla variazione del campo magnetico causata dalle armature. [13]

3.5.2. Attrezzature e procedura esecutiva

Il pacometro è dotato di una sonda, che emette un campo magnetico, ed una unità di elaborazione digitale. In base al grado di assorbimento del campo magnetico si riescono a determinare le informazioni sulle armature.

Queste prove sono particolarmente utili in via preventiva delle prove distruttive, in quanto queste devono essere svolte in zone di calcestruzzo prive di armatura. [23]

3.6. Video-endoscopie

3.6.1. Scopo

Con le video-endoscopie è possibile fare una valutazione locale del grado di difettosità dei cavi da precompressione. Infatti, si possono individuare i vuoti e i difetti delle iniezioni, l'ammaloramento dei cavi, l'ossidazione della guaina e l'eventuale presenza di umidità.

3.6.2. Attrezzature e procedura esecutiva

Le video-endoscopie sono delle ispezioni visive dirette e puntuali dei cavi da precompressione. Vengono svolte lungo il tracciato dei cavi ricavato con le indagini *georadar*.

Innanzitutto, per poter effettuare una indagine endoscopica è necessario praticare un foro di piccolo diametro, solitamente pari a 10 mm e comunque inferiore ai 20 mm, sulla superficie del calcestruzzo fino ad intercettare il cavo da precompressione, con limite massimo di lunghezza pari a 120-150 cm. Il foro è realizzato mediante l'utilizzo di perforatori a basso numero di giri per non provocare eccessive vibrazioni nella struttura in esame.

Successivamente, dopo aver pulito la cavità dalla polvere generata e verificata l'intercettazione dei cavi, il foro viene allargato gradualmente. Ivi viene inserita una sonda endoscopica flessibile. La sonda è costituita da un fascio di fibre ottiche per l'illuminazione e un sensore *Charge Coupled Device (CCD)* che raccoglie i segnali luminosi e li trasmette via cavo al video-processore che li elabora in immagini, poi ricostruite su video.

Sull'armatura esposta si applica una vernice passivante e la cavità è richiusa con una malta tixotropica fibrorinforzata.

3.7. Prove di durezza

3.7.1. Scopo

Attraverso le prove durometriche si stima la durezza superficiale dell'acciaio. Questa è la capacità di un materiale a resistere alla penetrazione di un corpo premuto sulla sua superficie. Questa grandezza è correlata alla resistenza a trazione dell'acciaio e alla sua qualità [12].

3.7.2. Attrezzature e procedura esecutiva

I metodi classici per eseguire la prova di durezza sono quelli Brinell (HB), Rockwell (HRC), Vickers (HV) e Knoop (HK). Sono tutte metodologie estremamente rapide, semplici e economiche, che misurano la deformazione plastica del provino sottoposto ad un penetratore sottoforma di profondità dell'impronta o delle sue dimensioni. Queste però devono essere effettuate su provini in laboratorio; per questo è nata l'esigenza di sviluppare una prova, sempre non distruttiva, da poter eseguire in sito. Con questo scopo nasce la prova Leeb (HL) o "Equotip test", una massa mobile con una punta di impatto sferica viene lanciata, da una molla precaricata, ad una nota velocità di impatto, contro la superficie del materiale. La massa possiede una determinata energia che in parte perde imprimendo un'impronta sulla superficie e in parte è restituita elasticamente rimbalzando nel verso opposto a quello in cui era stata lanciata la massa [24].

La metodologia Leeb però risulta inadeguata per le prove sui trefoli. Necessita un contrasto che vincoli i fili che costituiscono i cavi da precompressione e inoltre è difficile eseguire la prova in perfetta ortogonalità.

Risulta, allora, più semplice da utilizzare il durometro portatile di Vickers. Esso è dotato di una punta di diamante montata su una barra metallica a sezione circolare che vibra longitudinalmente con frequenza di risonanza di circa 78 kHz. La misurazione dell'impronta avviene con il metodo UCI, *Ultrasonic Contact Impedance*; infatti, nel contatto tra la punta e il provino la frequenza varia a seconda della superficie dell'impronta. Un segnale acustico avverte quando la misura è stata completata. Si eseguono almeno 15 battute per ogni superficie di misura. I risultati ottenuti vengono mediati, scartando il valore più alto e quello più basso [18].

3.8. Saggi diretti

3.8.1. Scopo

I saggi diretti vengono effettuati sulle testate delle travi, se sono accessibili, o nelle zone di appoggio degli elementi precompressi. Hanno lo scopo di indagare i cavi da precompressione, determinandone il diametro, la quantità, lo stato di conservazione e lo stato di tesatura. Si verifica, inoltre, la rispondenza con gli elaborati di progetto [23]. Si eseguono quando, dai risultati delle indagini pregresse, il copriferro è molto degradato, tale da far pensare a difetti rilevanti dei cavi sottostanti.

3.8.2. Attrezzature e procedura esecutiva

Innanzitutto, deve essere rimosso il copriferro degradato (con scalpello e/o demolitore elettrico) in corrispondenza di un cavo di precompressione, fino a raggiungere la guaina metallica. Si apre su essa una fessura rettangolare e, se ancora presente, si rimuove manualmente la boiaccia cementizia. In questo modo i cavi da precompressione sono stati messi a nudo e possono essere ispezionati e fotografati. Deve essere controllata la presenza di umidità, l'ossidazione della guaina, eventuali vuoti dell'iniezione di boiaccia e la sezione residue dei cavi di precompressione. La sezione residua è valutata tramite un calibro a cursore nel caso di precompressione a fili. Per la precompressione a trefoli si distinguono tre casi: trefolo integro, trefolo corrosivo (quando la sezione residua è pari al 71% di quella integra) e trefolo fortemente corrosivo (quando la sezione residua è pari al 43% di quella integra) [3].

Terminata l'indagine visiva, sull'armatura esposta si applica una vernice passivante, si ripristina l'iniezione con una malta epossidica, si richiude la fessura nella guaina e il copriferro si ricostruisce con una malta tixotropica fibrorinforzata.

È richiesta restituzione fotografica e esauriente descrizione degli elementi individuati e del loro stato di conservazione.

4 Caso studio: verifica statica di un impalcato tipo in c.a.p. a cavi scorrevoli

Nel presente capitolo si illustra la valutazione di sicurezza accurata di Livello 4, secondo la definizione delle *Linee Guida*, esposte nel Capitolo 2. Le verifiche interessano un impalcato tipo in calcestruzzo armato precompresso che ricalca le tipologie costruttive tipiche degli anni 60. Le verifiche sono condotte per le azioni previste dalla vigente normativa NTC2018, sia antropiche (carichi da traffico) che naturali (vento).

Per gli elementi interessati da difetti significativi, le verifiche sono svolte sia per lo stato di fatto, ovvero la configurazione “ammalorata”, tenendo esplicitamente in conto il difetto nel calcolo della capacità resistente dell’elemento, sia per lo stato originale di progetto, cioè la configurazione “integrata”. Ciò consente di stabilire, nel caso di non soddisfacimento di una verifica, se la causa sia da imputare al difetto presente oppure alla variazione normativa delle azioni agenti rispetto a quelle di progetto. Effettuando la verifica in un Livello di Conoscenza LC1, si utilizza un fattore di confidenza FC pari a 1,35. Il non soddisfacimento di una verifica si può, dunque, anche attribuire a questo coefficiente molto cautelativo dovuto alla poca conoscenza dell’opera, risolvibile con le indagini speciali.

Le verifiche sono condotte in accordo alle Specifica Tecnica “Ponti, viadotti e cavalcavia – Specifica tecnica per la redazione delle Verifiche Accurate di Sicurezza (VAL4), Gennaio 2022”, di Autostrade per l’Italia S.p.A.

Si ipotizza che l’impalcato risalga alla metà degli anni 60 e, dunque, che sia stato progettato seguendo gli schemi di carico della circolare del 14 febbraio 1962, vedi Capitolo 2.3.

4.1. Geometria di un impalcato tipo e descrizione degli elementi strutturali

L’impalcato tipo del seguente caso studio è costituito da una campata di luce pari a 23,05 m, di tipo a graticcio in c.a.p. con elementi in semplice appoggio a rotazione libera sulle elevazioni (schema isostatico). La larghezza dell’impalcato è di 19,10 m, di cui la larghezza carrabile è di 17,6 m tenendo conto di 0,5 m di ingombro di spartitraffico e 0,5 m rispettivamente i due cordoli. È, inoltre, suddiviso in due carreggiate separate, una per senso di marcia.

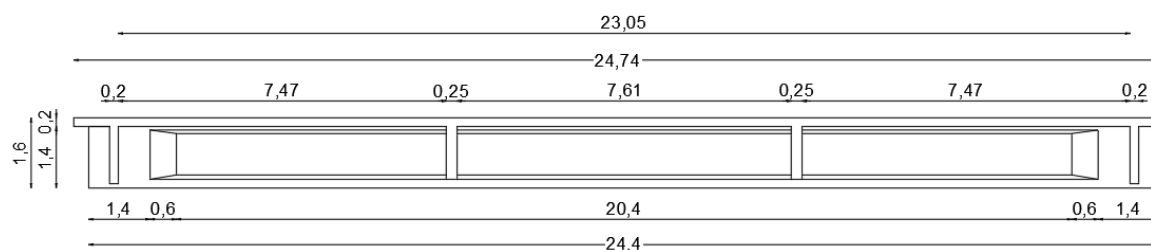


Figura 4.1: Profilo longitudinale.

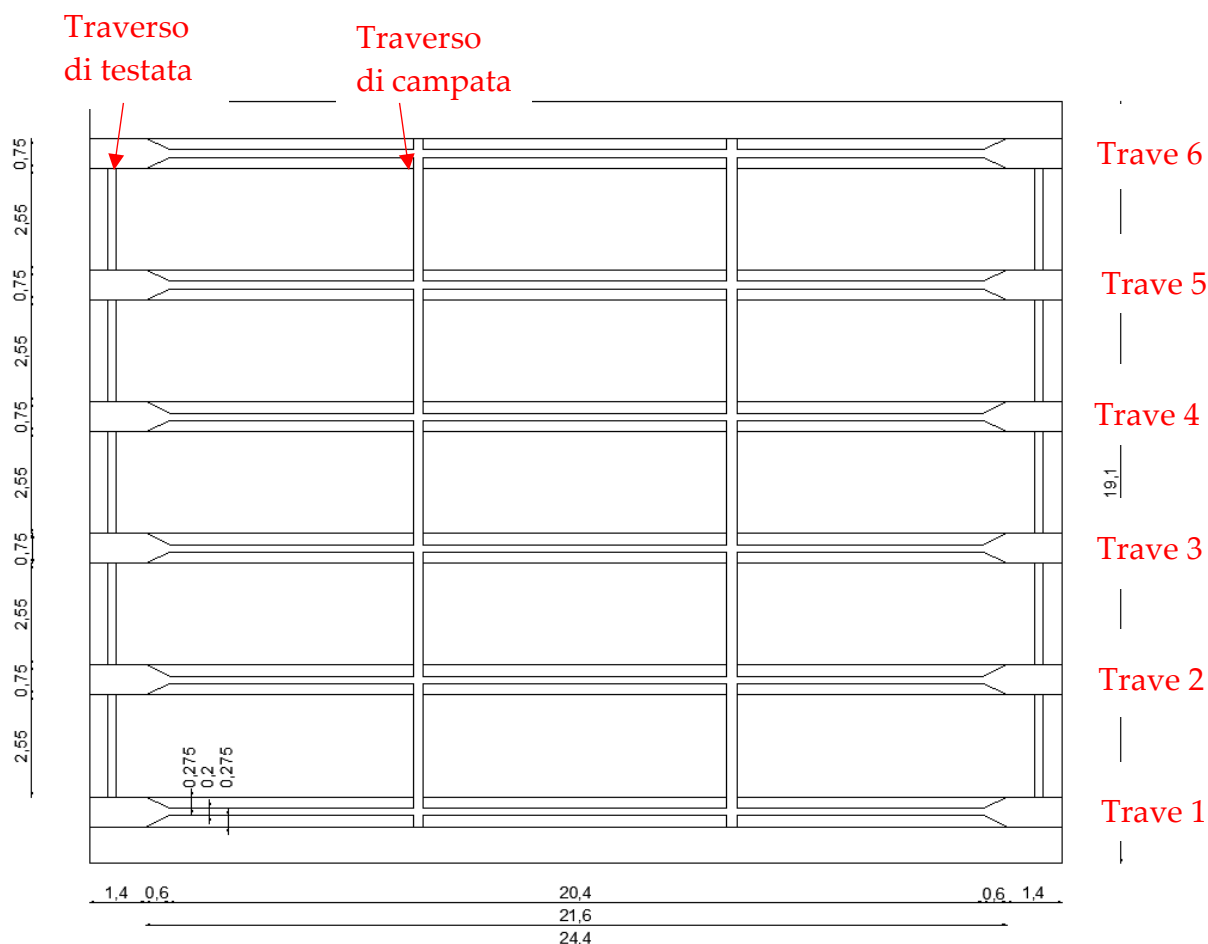


Figura 4.2: Pianta dell'impalcato.

4.1.1. Travi principali

L'impalcato è costituito da sei travi in c.a.p. prefabbricate a cavi scorrevoli di lunghezza pari a 24,40 m, altezza pari a 1,40 m e da una soletta di collegamento di spessore pari a 0,20 m. La sezione della trave è a doppia T con base del bulbo pari a 75 cm. L'interasse delle travi di campata è costante lungo lo sviluppo longitudinale e pari a 3,30 m.

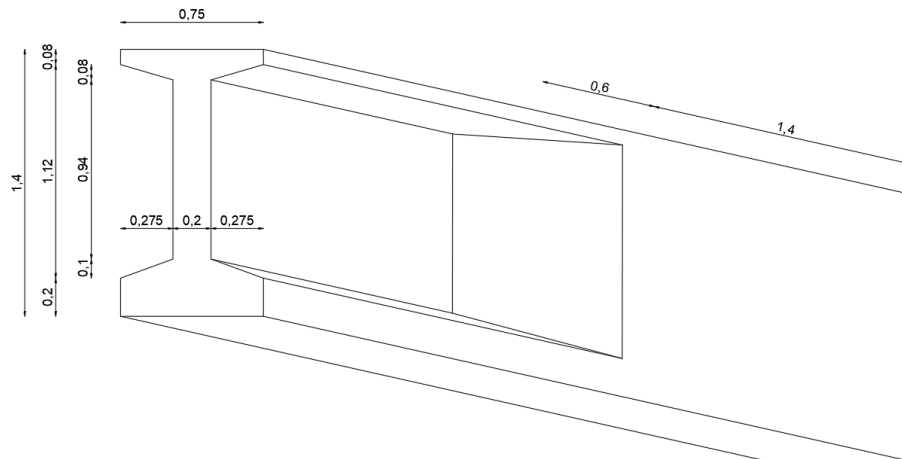


Figura 4.3: Particolare testata trave

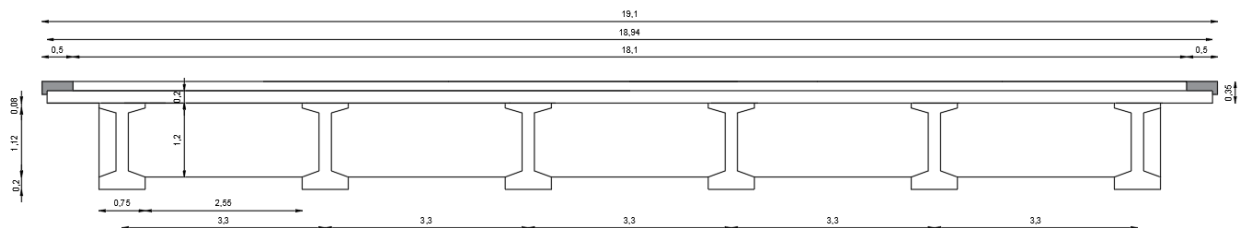


Figura 4.4: Sezione trasversale in mezzeria

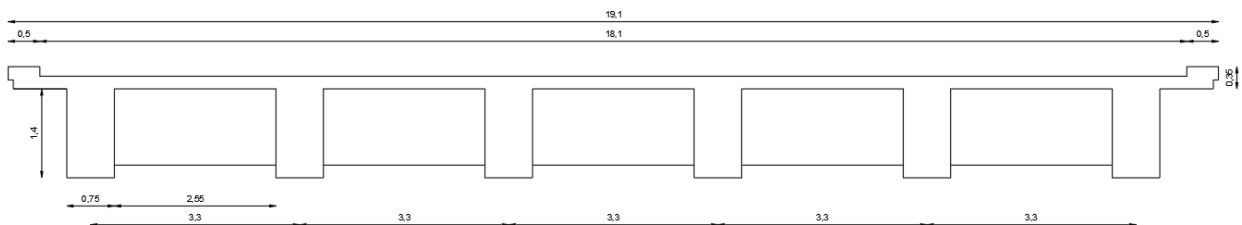


Figura 4.5: Sezione trasversale in testata

La precompressione delle travi è realizzata mediante un cavo da 44 fili con diametro 6 mm e due cavi da 55 fili con diametro 6 mm.

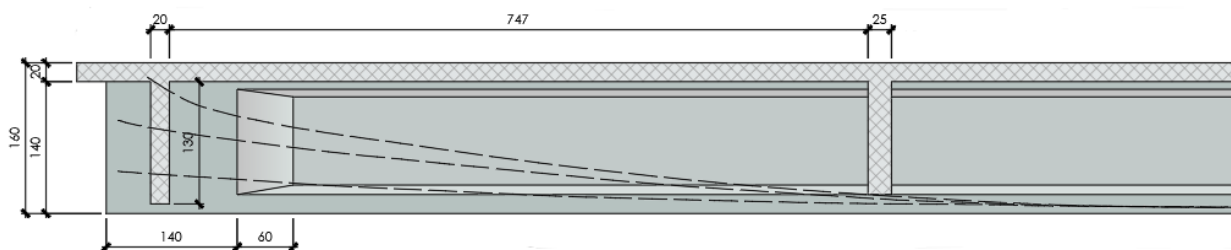


Figura 4.6: Andamento dei cavi da precompressione.

In corrispondenza della mezzeria, il cavo equivalente è ad una altezza di 7 cm e ha un'area equivalente A_s pari a 43,54 cm².

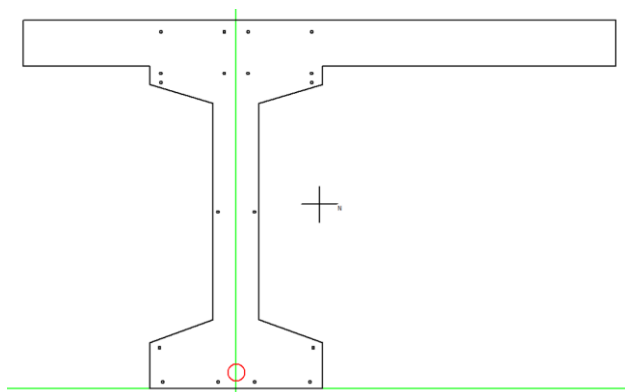


Figura 4.7: Sezione trasversale della trave di bordo in corrispondenza della mezzeria. In nero le armature longitudinali e in rosso il cavo da precompressione equivalente.

4.1.2. Traversi

Le travi sono collegate da 4 traversi in c.a.p. prefabbricati a cavi scorrevoli, di cui 2 intermedi e 2 di testata, di dimensioni rispettivamente pari a m 0,25x1,20 e m 0,20x1,30. La lunghezza è pari a 16.5m.

La precompressione dei traversi intermedi è realizzata mediante 2 cavi di precompressione da 32 fili con diametro 6 mm, uno posizionato all'interno della soletta e uno posizionato nel traverso.

La precompressione dei traversi di testata è realizzata mediante 2 cavi di precompressione da 32 fili con diametro 6 mm, entrambi posizionati nel Traverso.

4.1.3. Soletta

Le travi e i traversi costituenti l'impalcato sono solidamente collegate attraverso una soletta di altezza pari a 20 cm.

4.1.4. Sbalzo

L'impalcato presenta una soletta laterale a sbalzo di altezza pari a 20 cm; in corrispondenza della sezione di collegamento con la trave l'altezza dello stesso è sempre di 20 cm.

La lunghezza della mensola è pari a 0,925 m e presenta all'estremità una barriera new-jersey.

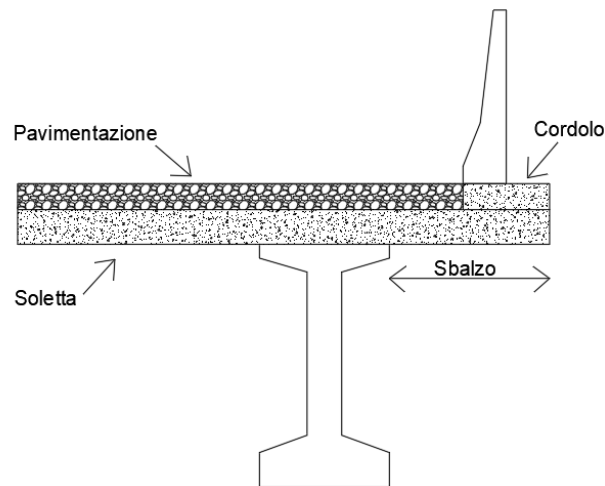


Figura 4.8: Dettaglio sbalzo.

4.2. Resistenze tipo dei materiali

Si riportano i tipi di materiali ipotizzati, più frequentemente utilizzati negli anni 60 del secolo scorso.

I valori delle resistenze dei materiali sono stati determinati in accordo con quanto indicato nella Specifica Tecnica di Aspi per il caso di "Assenza di certificati di collaudo e di indagini sui materiali". In questo caso, i valori di resistenza di progetto si determinano mediante le espressioni 4.1, 4.2 e 4.3, rispettivamente per il calcestruzzo, l'acciaio ordinario e l'acciaio armonico.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{FC_c} \quad 4.1$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{FC_s} \quad 4.2$$

$$f_{yd,cap} = \frac{f_{y,cap}}{FC_{cap}} \quad 4.3$$

I fattori di confidenza utilizzati sono pari a 1,35 in quanto il livello di conoscenza è 1.

4.2.1. Calcestruzzo

Si utilizza calcestruzzo dosato a 400kg e si assume una resistenza a compressione cubica caratteristica pari a 40 MPa. Il calcolo delle altre grandezze fondamentali utilizzate nelle verifiche successive è mostrato nella Tabella 4.1.

Calcolo resistenza utilizzata nelle verifiche - CALCESTRUZZO			
LG 2020 del C.S.LL. PP			
Fattore di Confidenza	FC	1,35	-
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	33,20	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica / FC	f_{ck} / FC	24,59	MPa
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck}/FC + 8$	32,59	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$	2,54	MPa
Resistenza a trazione media per sforzo assiale	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	1,78	MPa
Resistenza cilindrica di calcolo	$f_{cd} = f_{ck}/FC$	24,59	MPa
Resistenza di calcolo a trazione per sforzo assiale	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$	1,78	MPa
Resistenza media a trazione elementi sollecitati a flessione	$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$	3,04	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	31.359	MPa

Tabella 4.1: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.

4.2.2. Acciaio ordinario

Si ipotizza sia stato utilizzato acciaio ad alto limite elastico (ALE) con tensione limite caratteristica di snervamento pari a 400 MPa. Il calcolo delle altre grandezze fondamentali utilizzate nelle verifiche successive è mostrato nella Tabella 4.2.

Calcolo resistenza utilizzata nelle verifiche - ACCIAIO ARMATURA LENTA			
LG 2020 del C.S.LL. PP			
Fattore di Confidenza	FC	1,35	-
Resistenza a snervamento caratteristica	f_{yk}	400	MPa
Resistenza a snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/FC$	296	MPa
Modulo elastico	E_s	210.000	MPa

Tabella 4.2: Proprietà meccaniche dell'acciaio ordinario.

4.2.3. Acciaio da precompressione

Per i cavi da precompressione, analogamente a quanto fatto precedentemente, si ipotizza che siano stati utilizzati dei cavi costituiti da fili. La tensione di rottura dei cavi è pari a 1770 MPa e la tensione minima corrispondente allo 0,1% di deformazione residua è pari a 1620 Mpa. I valori di riferimento che sono stati utilizzati nelle verifiche sono mostrati nella Tabella 4.3.

Tale acciaio rispetta le prescrizioni della Tab.11.3.VIII delle NTC18, Figura 4.9, dove vengono mostrati i valori minimi delle proprietà meccaniche e di duttilità che il fabbricante deve garantire.

Calcolo resistenza utilizzata nelle verifiche - ACCIAIO ARMONICO (FILI)			
LG 2020 del C.S.LL.PP			
Fattore di Confidenza	FC	1,35	-
Resistenza caratteristica a carico massimo, Fili	f_{ptk}	1570	MPa
Resistenza caratteristica allo 0.1% di deformazione residua	$f_{p(0.1)k}$	1620	MPa
Resistenza a snervamento di calcolo, Fili	f_{yd}	1200	MPa
Modulo elastico	E_s	210.000	MPa

Tabella 4.3: Proprietà meccaniche acciaio armonico.

Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e treccie	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0.1)k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

na=non applicabile

Figura 4.9: Proprietà meccaniche acciaio armonico, tabella tratta da NTC2018 [5].

4.3. Analisi dei carichi

4.3.1. Pesi propri e permanenti portati

È riportata in Figura 4.10 la geometria dell'impalcato e della rispettiva sovrastruttura, costituita da una pavimentazione in conglomerato bituminoso di spessore 15 cm, cordoli in calcestruzzo e spartitraffico in new jersey. Le grandezze in Tabella 4.4 sono utilizzate per il calcolo dei pesi propri e dei pesi permanenti.

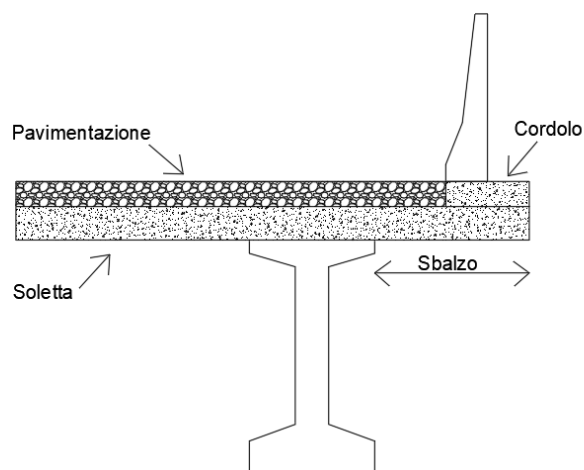


Figura 4.10: Dettaglio sovrastruttura.

Simboli							
Peso specifico calcestruzzo	γ_{cls}	25	kN/m ³	Numero di Traversi esterni	n_{trav}	2	
Peso specifico pavimentazione	γ_{pav}	22	kN/m ³	Numero di Traversi interni	n_{trav}	2	
Lunghezza trave	L	23,25	m	Area sezione della trave	A_{trave}	0,4835	m ²
Lunghezza Traverso	l_{trav}	16,5	m	Area sezioni Traversi (intermedio+ di testata)	A_{trav}	0,65	m ²
Larghezza sezione pavimentata	l_{pav}	18,1	m	Area della soletta	A_{sol}	3,82	m ²
Spessore pavimentazione	h_{pav}	0,15	m	Area del cordolo	A_{cord}	0,075	m ²
Peso lineare barriera new jersey	g_{nj}	6,2	kN/m	Numero di travi	n_{travi}	6	

Tabella 4.4: Simboli per il calcolo dei pesi propri e permanenti portati

Per il calcolo del peso proprio della struttura, g_1 , (eseguito in automatico dal programma di calcolo SAP2000) sono assunti i valori standard:

- Peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 ;
- Peso specifico dell'acciaio pari a $78,5 \text{ kN/m}^3$.

In particolare:

- Travi:

$$g_{travi} = A_{trave} \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{travi} = 0,4835 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 6 = 72,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{travi} \cdot L = 72,525 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 23,25 \text{ m} = 1686,21 \text{ kN}$$

- Traversi

$$G_{trasv} = A_{trasv} \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{trasv} \cdot l_{trasv} = 0,65 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2 \cdot 16,5 \text{ m} = 536,25 \text{ kN}$$

$$\frac{G_{trasv}}{L} = 536,25 \text{ kN} / 23,25 \text{ m} = 23,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Soletta:

$$g_{sol} = A_{sol} \cdot \gamma_{cls} = 3,82 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 95,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{sol} = g_{sol} \cdot L = 95,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 23,25 \text{ m} = 2220,38 \text{ kN}$$

Il carico permanente portato, g_2 , è dato dalla somma dei contributi di seguito elencati.

- Manto stradale:

$$q_{pav} = \gamma_{pav} \cdot h_{pav} = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,15 \text{ m} = 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{pav} = q_{pav} \cdot l_{pav} = 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 18,1 \text{ m} = 59,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{pav} = g_{pav} \cdot L = 59,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 23,25 \text{ m} = 1388,72 \text{ kN}$$

- Cordolo lato destro (dimensioni $0,50 \times 0,15 \text{ m}$):

$$g_{cord} = A_{cord} \cdot \gamma_{cls} = 0,075 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{cord} = g_{cord} \cdot L = 1,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 23,25 \text{ m} = 43,71 \text{ kN}$$

- Cordolo lato sinistro:

$$g_{cord} = A_{cord} \cdot \gamma_{cls} = 0,075m^2 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 1,88 \frac{kN}{m}$$

$$G_{cord} = g_{cord} \cdot L = 1,88 \frac{kN}{m} \cdot 23,25m = 43,71kN$$

- Dispositivi di ritenuta tipo New Jersey:

$$g_{nj} = 6,2 \frac{kN}{m}$$

$$G_{nj} = g_{nj} \cdot L = 6,2 \frac{kN}{m} \cdot 23,25m = 144,15 kN$$

I pesi propri e permanenti portati sono riassunti nella Tabella 4.5.

Analisi dei carichi		
kN/m	kN	
72,53	1686,2	travi
95,50	2220,4	soletta
23,06	536,3	traversi
59,73	1388,7	pavimentazione
16,18	376,2	cordoli e barriere
267,00	6207,7	totale impalcato
44,50	1034,6	a trave

Tabella 4.5: Pesì propri e permanenti portati.

4.3.2. Azioni da traffico

Per poter applicare le azioni da traffico, si deve innanzitutto definire il numero di corsie convenzionali. Le azioni da traffico sono definite tramite degli schemi di carico da NTC2018 (Figura 4.11), disposti sulle corsie convenzionali.

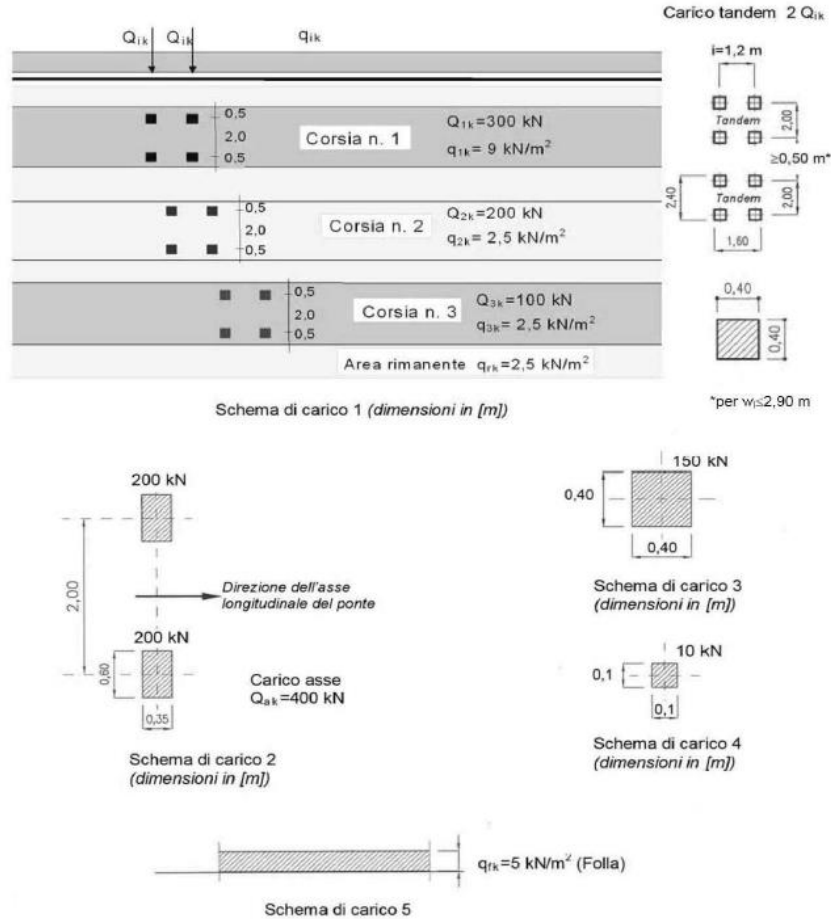


Figura 4.11: Schemi di carico da traffico, figura tratta da NTC2018 [11].

4.3.2.1. Definizione del numero di corsie convenzionali

Secondo la normativa vigente, NTC2018, il numero massimo delle corsie convenzionali da considerare agenti sull'impalcato è pari all'intero più piccolo ottenuto dalla divisione tra la larghezza carrabile dell'impalcato e la larghezza delle corsie convenzionali, ossia 3 m (Tab 5.1.I da NTC 2018, Figura 4.12).

Per l'opera in questione, considerando la larghezza carrabile dell'impalcato 18,10 m da cui si toglie l'ingombro dello spartitraffico in New jersey, 50 cm, e si divide per il numero di carreggiate separate (2), il numero massimo di corsie convenzionali che possono utilizzarsi è dato dall'Equazione 4.4.

$$n_{cc} = \text{int} \left(\frac{L_{carr}}{w_{cc}} \right) = \text{int} \left(\frac{8,80 \text{ m}}{3,00 \text{ m}} \right) = 2 \tag{4.4}$$

Dove:

- n_{cc} : numero massimo di corsie convenzionali;
- L_{carr} : larghezza carrabile della piattaforma stradale;
- w_{cc} : larghezza delle corsie convenzionali, stabilita da normativa pari a 3,00 m.

L'area rimanente è 2,80 m.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 4.12: Numero e larghezza delle corsie convenzionali, tabella tratta da NTC18 [5].

La denominazione utilizzata, coerentemente alle NTC, per la designazione delle corsie di carico convenzionali è di seguito riportata:

- q_{ik} = carico distribuito al metro quadrato riferito alla singola corsia convenzionale;
- Q_{ik} = carico concentrato per ognuno dei due assi tandem previsto;

4.3.2.2. Schemi di carico da traffico

Data la larghezza della piattaforma stradale, gli schemi di carico pertinenti all'opera in oggetto sono i seguenti, riportati in Figura 4.13:

- Corsia convenzionale N°1 (larghezza 3m): Carico distribuito pari a 9 kN/m^2 + carichi concentrati su due assi tandem, pari a 300 kN per asse, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m;
- Corsia convenzionale N°2 (larghezza 3m): Carico distribuito pari a $2,5 \text{ kN/m}^2$ + carichi concentrati su due assi tandem, pari a 200 kN per asse, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m;
- Corsia convenzionale N°3 (larghezza 3m): Carico distribuito pari a $2,5 \text{ kN/m}^2$ + carichi concentrati su due assi tandem, pari a 100 kN per asse, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m.
- Corsia convenzionale N°4 (larghezza 3m): Carico distribuito pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$.

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

caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.», [5].

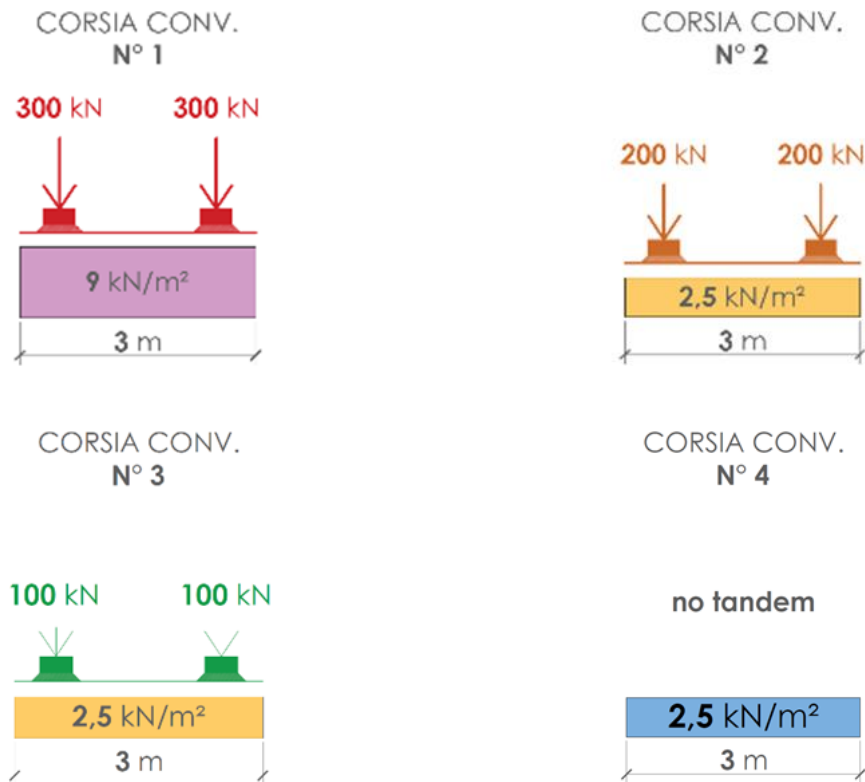


Figura 4.13: Schema dei carichi distribuiti e concentrati adottati

Con riferimento agli sbalzi è stato considerato, inoltre, lo schema di carico indicato come “schema 2” nelle NTC 2018 (Figura 4.11). Prevede due carichi concentrati pari a 200 kN cadauno agenti in parallelo a distanza pari a 2 m, con area di impronta pari a 35x60 cm ciascuno (al netto della distribuzione).

4.3.3. Azione del vento

L'azione del vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che, convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, provocano effetti dinamici. Di seguito, in particolare, la valutazione delle azioni aerodinamiche sull'impalcato è condotta utilizzando le indicazioni fornite dal DT 207 R1/2018 del Consiglio Nazionale delle Ricerche [25], riferimento normativo specifico per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni. Il calcolo delle azioni è necessariamente preceduto dalla stima della pressione cinetica di picco del vento $q_p(z)$, i cui parametri caratterizzanti sono determinati in base alle prescrizioni fornite al paragrafo §3.3 delle NTC18 [5].

Calcolo della pressione cinetica di picco del vento

La pressione cinetica di picco del vento è fornita dalla relazione 4.5 ed è funzione di:

- ρ , densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;
- v_r , velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno di progetto T_R , calcolata secondo la relazione 4.6;
- $c_e(z)$, coefficiente di esposizione, funzione dell'altezza z sul suolo del punto considerato, della zona geografica e della categoria di esposizione, quest'ultima determinata in funzione della posizione geografica del sito (distanza dal mare; altitudine) e della classe di rugosità del terreno. È calcolato tramite l'equazione 4.10. Questa è funzione del fattore di terreno k_r , della lunghezza di rugosità z_0 , dell'altezza minima z_{\min} e del coefficiente di topografia c_t .

La velocità di riferimento v_r è data dal prodotto della velocità base di riferimento, calcolata con la relazione 4.7, ed il coefficiente di ritorno, equazione 4.9, con T_R , tempo di ritorno, pari a 50 anni ove non specificato ($c_r=1$). La velocità base di riferimento caratterizza la ventosità della zona dove sorge l'opera. Per calcolarla si moltiplica la velocità base di riferimento al livello del mare ($v_{b,0}$) ed il coefficiente di altitudine che, in funzione di questa, vale come mostrato nell'espressione 4.8. I parametri a_0 e k_s , utilizzati in 4.8, sono forniti dalla Tab. 3.3.I NTC18 (Figura 4.14) in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad 4.5$$

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad 4.6$$

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad 4.7$$

$$c_a = \begin{cases} 1, & a_s \leq a_0 \\ 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right), & a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{cases} \quad 4.8$$

$$c_r = \begin{cases} 0,75, & T_R = 1 \\ 0,75 + 0,0652 \cdot \ln(T_R), & 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni} \\ 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right)}, & 5 \text{ anno} \leq T_R < 50 \text{ anni} \\ 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right) \right\}, & T_R \geq 50 \text{ anni} \end{cases} \quad 4.9$$

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) + 7 \right], & z \leq z_{min} \\ k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right], & z > z_{min} \end{cases} \quad 4.10$$

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

Figura 4.14: Valori parametri per il calcolo del coefficiente di altitudine, Tab. 3.3.I da NTC18.

Nella Tabella 4.6, per la struttura esaminata, si riporta il valore della pressione cinetica di picco q_p nonché i valori dei parametri suddetti necessari alla sua determinazione. In particolare, si suppone che il ponte si trovi in Lombardia ad una altitudine di 365 m sul livello del mare. Per la scelta del tempo di ritorno si seguono le indicazioni dell'Allegato A de [25]:

«Si definisce vita nominale V_N di una costruzione, purché sottoposta a manutenzione ordinaria, il periodo durante il quale la costruzione deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si definisce periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$, equazione 4.11, il valore maggiore fra il periodo di ritorno convenzionale T_0 riportano nella Tabella e la vita nominale della costruzione V_N . Si raccomanda, laddove non sono fornite indicazioni diverse, di attribuire al periodo di ritorno di progetto T_R i valori di riferimento $T_{R,0}$.».

$$T_{R,0} = \max\{T_0, V_N\} \quad 4.11$$

Proprietà della costruzione	T_0 (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo T in cui sussiste tale stato sia: $T \leq 3$ mesi $T \leq 1$ anno Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di T la somma di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata.	5 10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

Figura 4.15: Periodo di ritorno convenzionale, tabella A.I da CNR-DT 207 R1/2018 [25].

Essendo il ponte degli anni 60 e, si suppone, di rilevante importanza, il periodo di ritorno scelto è di 100 anni. Per determinare il fattore di terreno k_r , la lunghezza di rugosità z_0 e l'altezza minima z_{min} , si deve tener conto della classe di rugosità e la categoria di esposizione per la Lombardia (zona 1). Supponendo di avere una classe di rugosità B, Figura 4.16, la classe di esposizione è la IV, trovandoci ad una altitudine di 365 m, Figura 4.17. Dunque, i valori dei parametri, necessari al calcolo del coefficiente di esposizione, sono ricavanti dalla tabella riportata in Figura 4.18.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Figura 4.16: Classi di rugosità del terreno, Tabella 3.III da CNR-DT 207 R1/2018 [25].

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

Figura 4.17: Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane, tratta da CNR-DT 207 R1/2018 [25]

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

Figura 4.18: Valori dei parametri per le diverse categorie di esposizione, tratta da CNR-DT 207 R1/2018 [25]

Infine, il coefficiente di topografia c_t , funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione, è posto di regola pari ad 1, in mancanza di approfondite valutazioni.

Ubicazione dell'opera	
Zona	1
Altitudine sul livello del mare a_s	365 m

Parametri per calcolo pressione cinetica di picco $q_p(z)$	
Periodo di ritorno T_R	100 anni
Coefficiente di ritorno c_r	1,039
Velocità base riferimento v_b	25,00 m/s
Velocità di riferimento v_r	25,98 m/s
Categoria esposizione	IV
Altezza sul suolo z	10,43 m
Coefficiente esposizione $c_e(z)$	1,81
Pressione cinetica di picco $q_p(z)$	0,76 kN/m ²

Tabella 4.6: Calcolo della pressione cinetica del vento

Azione del vento sull'impalcato

Per gli impalcati da ponte si ammette che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato per cui si considera che esso eserciti nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche, per unità di lunghezza, riconducibili a:

- due forze ortogonali, una forza orizzontale parallela alla direzione del vento, f_x , e una verticale, f_y ;
- un momento torcente, m_z , intorno alla linea d'asse

applicate lungo l'asse di riferimento Z della costruzione o dell'elemento.

Tali azioni aerodinamiche per unità di lunghezza, sono fornite dalle relazioni 4.12, 4.13, 4.14:

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx} \quad 4.12$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy} \quad 4.13$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz} \quad 4.14$$

dove:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento;
- z è la quota sul suolo;
- l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti di forza; in particolare, nel valutare la forza orizzontale per unità di lunghezza, f_x , la dimensione di riferimento da considerare è quella ortogonale al flusso, pertanto $l = h_{tot}$ mentre per il calcolo della forza verticale f_y e il momento torcente per unità di lunghezza m_z , si considera $l = d$.

In particolare, si definisce:

- d la larghezza dell'impalcato nella direzione del vento (comprensiva dei cordoli, Figura 4.19: Schema impalcato da ponte soggetto all'azione del vento, Figura G.56 della CNR-DT 207 R1/2018.)
- h_{tot} l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato, somma dell'altezza dell'impalcato e dell'altezza di 3 m corrispondente, nel caso di ponte stradale, all'ingombro della sagoma dei veicoli in transito.

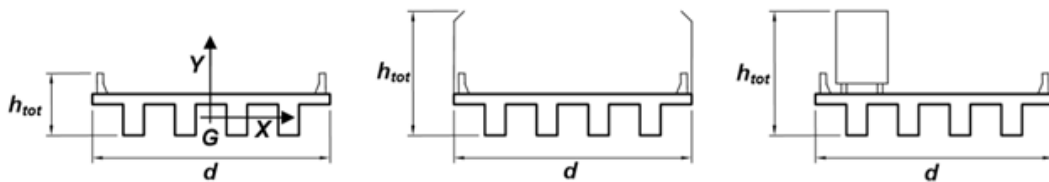


Figura 4.19: Schema impalcato da ponte soggetto all'azione del vento, Figura G.56 della CNR-DT 207 R1/2018.

- c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ} , coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza, forniti dalle relazioni 4.15, 4.16, 4.17.

$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10, & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}}, & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad 4.15$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right), & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2, & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad 4.16$$

$$c_{mZ} = \pm 0,2 \quad 4.17$$

Ai fini della valutazione delle azioni aerodinamiche per unità di lunghezza, f_x , f_y e m_z agenti sugli impalcati la norma suddetta distingue il caso di:

- impalcato isolato;
- coppia di impalcati affiancati di forma simile.

In particolare, con riferimento al caso di impalcati affiancati di forma simile (Figura 4.20), possono insorgere effetti di interferenza, che incidono sulla valutazione delle azioni del vento.

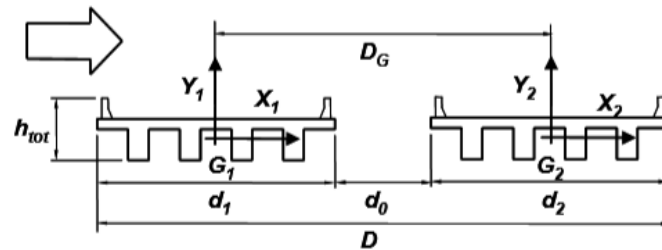


Figura 4.20: Schema di riferimento per impalcati affiancati, figura G.58 della CNR-DT 207 R1/2018.

Detta d_0 la spaziatura fra gli impalcati, d_1 e d_2 le larghezze dei due impalcati simili affiancati, la CNR-DT 207 R1/2018 considera gli effetti di interferenza trascurabili o meno a seconda che sia rispettivamente soddisfatta o non soddisfatta la seguente disuguaglianza (Equazione 4.18):

$$\frac{d_0}{\max\{d_1, d_2\}} \geq \frac{1}{4} \quad 4.18$$

- Se la spaziatura fra gli impalcati soddisfa la condizione 4.18, le azioni del vento su ciascun impalcato sono valutate trattando gli impalcati come se fossero isolati;
- Se la spaziatura non soddisfa la condizione suddetta, gli effetti di interferenza per gli impalcati affiancati non sono trascurabili.

In quest'ultima situazione, dette f_{x1} , f_{y1} e m_{z1} le azioni agenti su ciascun impalcato come se questo fosse isolato, e f_{x2} , f_{y2} e m_{z2} le azioni agenti sull'insieme dei due impalcati trattato come unico impalcato di larghezza totale $D = d_0 + d_1 + d_2$, la norma individua, per il calcolo delle azioni del vento f_x , f_y , m_z agenti su ciascun impalcato, due casi:

- i due impalcati sono indipendenti strutturalmente (eventualmente con l'eccezione dei collegamenti presso le pile e/o le spalle). Nella fattispecie, le azioni per unità di lunghezza f_x , f_y , m_z , agenti su ciascun impalcato sono fornite dalle espressioni 4.19, 4.20 e 4.21.

$$f_x = \max \left\{ \begin{array}{l} f_{x1} \\ 0,75 \cdot f_{x2} \end{array} \right. \quad 4.19$$

$$f_y = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{y1}| \\ 0,5 \cdot |f_{y2}| + \frac{|m_{z2}| - |m_{z1}|}{D_G} \end{array} \right. \quad 4.20$$

$$m_z = m_{z1} \quad 4.21$$

- i due impalcati sono collegati strutturalmente (in forma continua o discreta mediante traversi). Nella fattispecie le azioni per unità di lunghezza f_x , f_y , m_z , agenti su ciascun impalcato sono fornite dalle espressioni 4.22, 4.23 e 4.24.

$$f_x = \max \{f_{x2}; f_{x1}\} \quad 4.22$$

$$f_y = f_{y2} \quad 4.23$$

$$m_z = m_{z2} \quad 4.24$$

Nella Tabella 4.7 si riportano sinteticamente per la struttura esaminata le caratteristiche dell'impalcato (parametri geometrici ed eventuali informazioni relative allo schema strutturale) in funzione delle quali sono determinate le azioni per unità di lunghezza f_x , f_y , m_z , agenti.

Caratteristiche impalcato	
Tipologia impalcato	imp. singolo
Larghezza impalcato d	19,10 m
Altezza impalcato ($h_{trave}+h_{soletta}+h_{pavim}$)	1,75 m
Altezza totale h_{tot}	4,75 m
Coefficienti di forza	
C_{fx}	0,14
C_{fy}	1,20
C_{mz}	0,20
Azioni per unità di lunghezza	
forza orizzontale f_x	5,26 kN/m
forza verticale f_y (\pm)	16,09 kN/m
momento torcente m_z (\pm)	55,77 kNm/m

Tabella 4.7: Calcolo delle forze e del momento agenti sull'impalcato per l'azione del vento.

4.4. Stati limite e combinazione delle azioni

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate considerando la combinazione allo *Stato Limite Ultimo (SLU)* come prescritto da NTC2018:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

dove G_1 e G_2 sono rispettivamente i carichi permanenti e i carichi permanenti portati, P è l'azione della precompressione e Q_k sono i carichi variabili.

Le analisi allo SLU con coefficienti parziali unitari per tener conto degli effetti sfavorevoli sono eseguite se tale condizione effettivamente si realizza.

Se le verifiche per *ponte Adeguato*¹⁵ non risultano soddisfatte, si eseguono le verifiche per *ponte Operativo*. Se le verifiche per *ponte Operativo* non risultano soddisfatte, si eseguono le verifiche per *ponte Transitabile*. Il riepilogo dei livelli di analisi da svolgere e i parametri fondamentali sono mostrati in Figura 4.21 che rappresenta la Tabella 6.3.1 tratta dalle Linee Guida 2020.

	Obiettivi	Carichi da traffico	t_{ref}
COMPLETA ADEGUATEZZA Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme attuali (NTC 2018)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale, sismico e idraulico (alluvioni e frane) come previsto dalle NTC 2018, con eventuale riduzione fattori parziali carichi permanenti	Schemi convenzionali previsti dalle NTC 2018	Vita nominale (V_N) come da NTC 2018

Se il livello di sicurezza strutturale (statica/geotecnica) è insufficiente rispetto alle NTC

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Figura 4.21: Livelli di analisi in funzione delle finalità delle verifiche, Tabella 6.3.1 da LG20.

Il tipo di Transitabilità, NTC (Tipo 1 con limitazioni all'uso di tipo geometrico) o CdS (tipo 2 con limitazione all'uso in massa) si stabilisce in accordo con il gestore del ponte.

¹⁵ Dal Capitolo 2.2: un ponte è detto *adeguato* se soddisfa le verifiche delle Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori in esse previsti. È *operativo* se soddisfa le verifiche delle Norme Tecniche, ma facendo riferimento ad un tempo di riferimento t_{ref} ridotto, entro il quale il gestore o il proprietario deve intervenire con adeguati lavori, pari a 30 anni. Infine, è detto *transitabile* quando il tempo di riferimento è ridotto a 5 anni e devono essere adottati dei provvedimenti come la limitazione dei carichi consentiti o la restrizione d'uso del ponte.

Si indicano i coefficienti parziali di sicurezza ed i coefficienti di combinazione delle azioni base utilizzate nelle analisi.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} sono dati, per ponti stradali, dalla tabella Tab.5.1.VI da NTC18, Figura 4.22, e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gj} e γ_{Qj} sono dati da Tab.2.6.I da NTC18, Figura 4.23.

I coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali sono riportati in Tab. 12.1 da "Specifica tecnica VAL4".

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 4.22: Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali, Tab.5.1.VI da NTC18

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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.

Figura 4.23: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, Tab.2.6.I da NTC18.

Di seguito, in Tabella 4.8, il dettaglio dei valori utilizzati nelle combinazioni.

Fattori parziali di sicurezza	Tipo verifica - ponte ADEGUATO	Tipo verifica - ponte OPERATIVO
γ_{G1}	1,35	1,26
γ_{G2}	1,35	1,26
γ_q	1,35	1,20

Tabella 4.8: Fattori parziali di sicurezza.

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI	$(\gamma * \psi)$ g1_Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi)$ g2_Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali – Carichi distribuiti	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali – Carichi tandem	$(\gamma * \psi)$ q3_Azione del vento	$(\gamma * \psi)$ q4_Azioni della Temperatura
	STATICHE						
	PA=Ponte Adeguato						
	PO= Ponte Operativo						
	T1 = Ponte Trans. 1						
	T2 = Ponte Trans. 2						
Impalcato isostatici/Pulvini	PA_SER_VRT_00 ⁽¹⁾	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-
	PA_SLU_VRT_00 ⁽¹⁾	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-
	PA_SLU_VRT_01 ⁽¹⁾	1,35	1,35	1,35	1,35	0,90	-
	PA_SLU_VNT_01 ⁽¹⁾	1,35	1,35	0,54	1,0125	1,50	-
	PO_SLU_VRT_01 ⁽¹⁾	1,26	1,26	1,20	1,20	0,90	-
	PO_SLU_VNT_01 ⁽¹⁾	1,26	1,26	0,48	0,90	1,50	-
	T1_SLU_VRT_01 ⁽¹⁾	1,26	1,26	1,20	1,20	0,90	-
	T1_SLU_VNT_01 ⁽¹⁾	1,26	1,26	0,48	0,90	1,50	-
	T2_SLU_VRT_01	1,26	1,26	1,60	1,60	0,90	-
	T2_SLU_VNT_01	1,26	1,26	0,64	1,20	1,50	-

(1) La combinazione si ripete per ogni diversa disposizione delle corsie di carico

Tabella 4.9: Codifica combinazioni statiche base per verifiche globali, tratta da Specifica Tecnica VAL4 [4].

Si indicano in Tabella 4.9 i coefficienti parziali di sicurezza ed i coefficienti di combinazione per ciascuna combinazione delle azioni analizzata. Le combinazioni sono nominate utilizzando la sintassi riportata nella “*Specifica Tecnica VAL4*” all’Appendice 17. In particolare, la combinazione deve richiamare il livello di verifica, lo stato limite di riferimento, la tipologia di combinazione e il singolo caso di carico definito. Il livello di verifica può essere adeguato (PA), operativo (PO), transitabile di tipo 1 (T1) e transitabile di tipo 2 (T2). A seconda dell’azione variabile principale la combinazione viene identificata con VRT, nel caso di carichi verticali prevalenti, VNT, nel caso di vento prevalente.

In ragione di quanto stabilito dalla normativa vigente NTC2018, il numero di corsie e il loro posizionamento sono stati scelti in maniera tale da massimizzare gli effetti nelle sezioni di verifica degli elementi strutturali interessati.

Nelle seguenti figure si riportano le configurazioni dell’impalcato atte a massimizzare gli effetti sulle travi. La ricerca delle configurazioni può essere eseguita in automatico dal programma di calcolo, mediante permutazione delle corsie di carico. Dallo studio delle linee di influenza si individuano le *lines* da caricare di volta in volta in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli nelle sezioni indagate. Per esempio, per massimizzare le sollecitazioni nella trave di bordo, la configurazione è mostrata in Figura 4.24. Se si caricasse oltre si avrebbe un effetto benefico sulle sollecitazioni. In modo analogo si ottengono le configurazioni per la trave centrale (Figura 4.25) e per la trave di spartitraffico (Figura 4.26). Inoltre, in Figura 4.27 è mostrata la configurazione per la combinazione per la transitabilità di tipo 1, geometrica, in cui si lascia aperta una corsia per senso di marcia di larghezza 5 m.

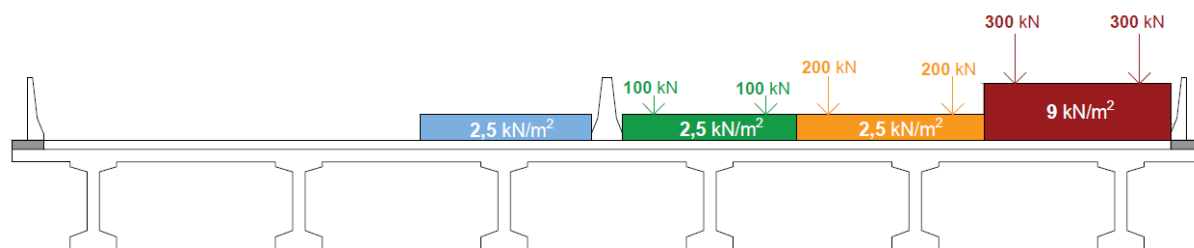


Figura 4.24: Applicazione del carico da traffico per massimizzare le sollecitazioni nella trave di bordo.

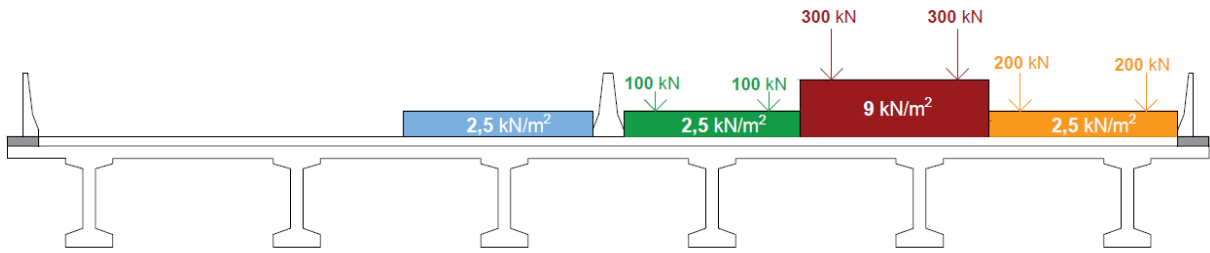


Figura 4.25: Applicazione del carico da traffico per massimizzare le sollecitazioni nella trave centrale.

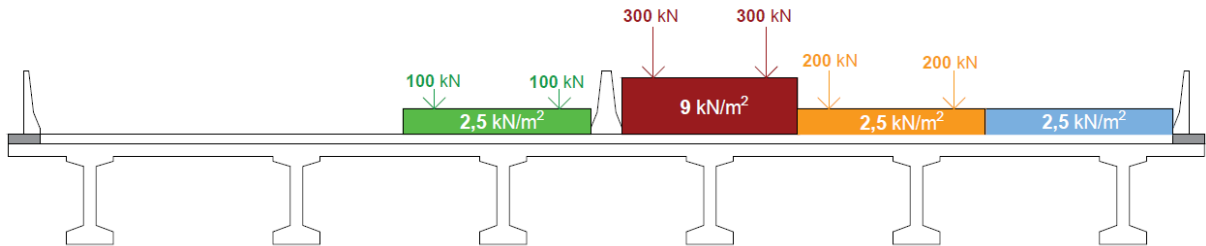


Figura 4.26: Applicazione del carico da traffico per massimizzare le sollecitazioni nella trave spartitraffico.

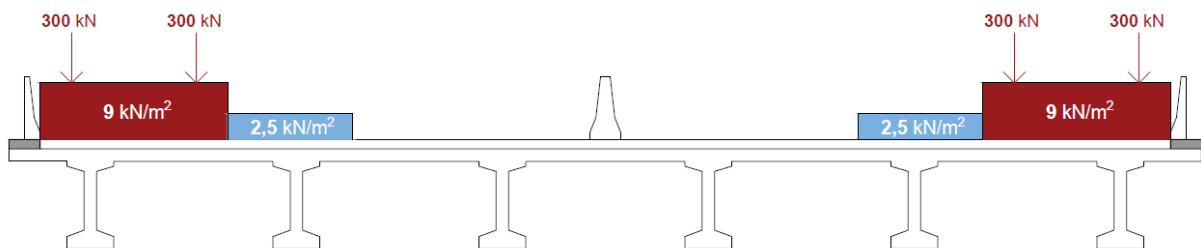


Figura 4.27: Applicazione del carico da traffico per la combinazione transitabile di tipo 1.

4.5. Descrizione dei modelli

Per la determinazione della risposta della struttura soggetta alle azioni permanenti e variabili statiche, si esegue un'analisi statica lineare, in cui le azioni vengono combinate tra loro secondo il principio di sovrapposizione degli effetti in base ai coefficienti parziali definiti nel Capitolo 4.4 relativo alle combinazioni delle azioni. L'analisi statica lineare consente di ricavare gli effetti sulla struttura dei carichi gravitazionali, del traffico e dell'azione del vento.

Ai fini della valutazione della risposta del viadotto nei confronti di tutte le azioni prescritte dalle attuali norme tecniche, sono state sviluppate differenti modellazioni. L'impalcato è modellato con uno schema in semplice appoggio. La risposta della struttura in termini di sollecitazioni, spostamenti e deformazioni, è stata determinata con l'ausilio di un modello di calcolo ad elementi finiti. Si è utilizzato il software di calcolo utilizzato SAP 2000, prodotto dalla CSI.

4.5.1. Unità di misura e convenzione dei segni

Si indicano le unità di misura e la convenzione dei segni utilizzati nei modelli di calcolo e nei programmi di verifica. Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

- Lunghezze: m
- Forze - momenti: kN - kNm
- Tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano positive le trazioni. Si farà riferimento, di norma, a sistemi di riferimento, di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame, asse z verticale.

4.5.2. Modello impalcato

Ai fini delle verifiche degli elementi d'impalcato, è stato utilizzato lo schema statico di travi in semplice appoggio, in accordo alla concezione strutturale dell'opera, attraverso l'ausilio di elementi di tipo *frame* (elemento di trave).

Per le travi e per i traversi l'elemento *frame* è stato dotato di caratteristiche geometriche e di rigidità che tengono conto della presenza della porzione di soletta collaborante. Per esempio, la Figura 4.28 rappresenta la sezione della trave con la relativa porzione di soletta collaborante.

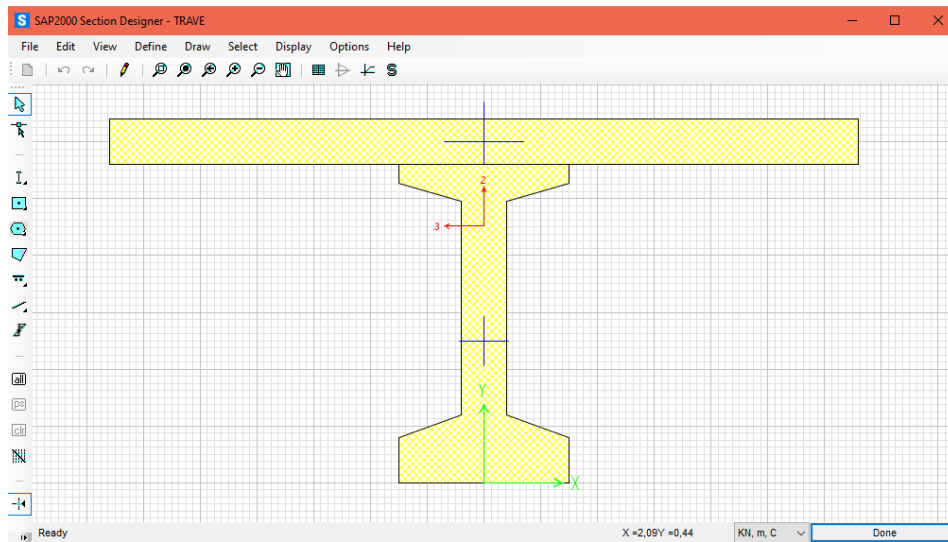


Figura 4.28: *Section designer* della trave.

Il peso proprio della soletta è tenuto in conto nella sezione della trave, mentre, trasversalmente, la sua rigidezza è modellato mediante elementi frame aventi peso nullo.

Al fine di simulare l'ingombro degli elementi di impalcato sono stati utilizzati dei *rigid link* che connettono i nodi rappresentanti l'estradosso e l'intradosso delle travi in c.a.p.

Di seguito (Figura 4.29, Figura 4.30, Figura 4.31, Figura 4.32) si mostrano le viste del modello dell'impalcato sopra descritto. La Tabella 4.10 riporta la legenda dei colori che distinguono i vari elementi dell'impalcato.

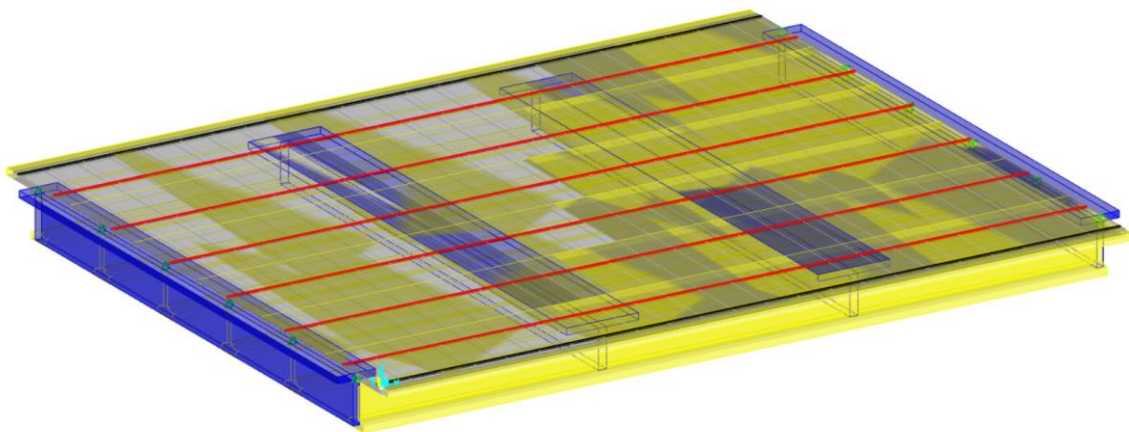


Figura 4.29: Impalcato, vista tridimensionale

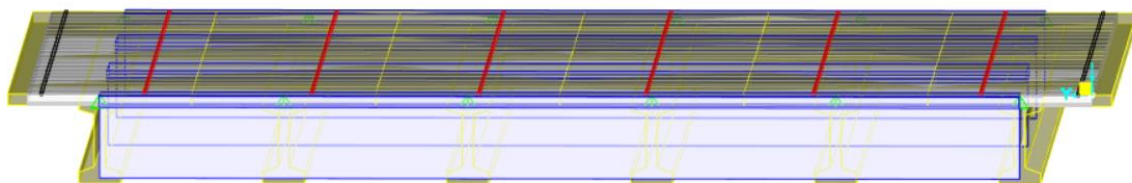


Figura 4.30: Impalcato, vista frontale

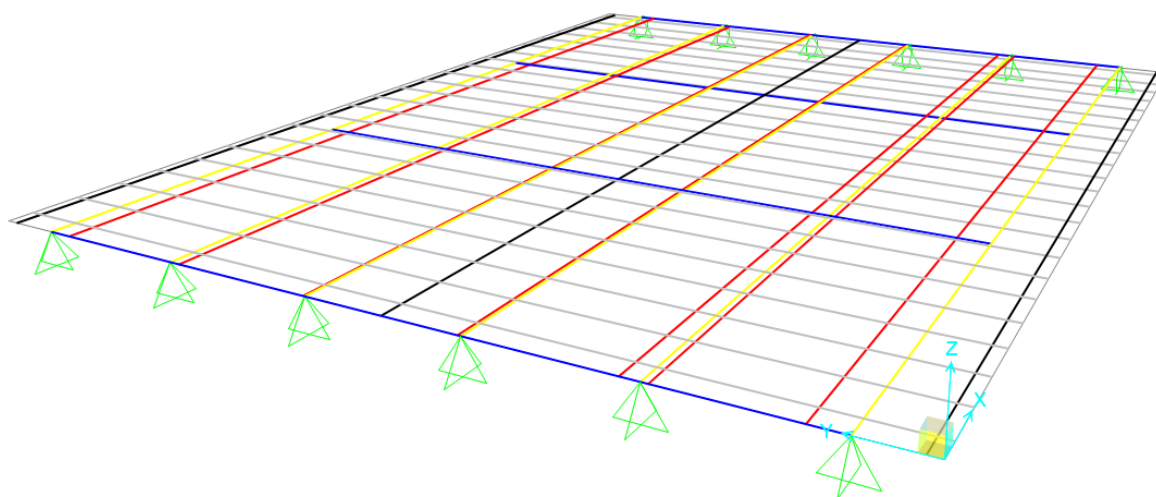


Figura 4.31: Griglia impalcato, vista tridimensionale.

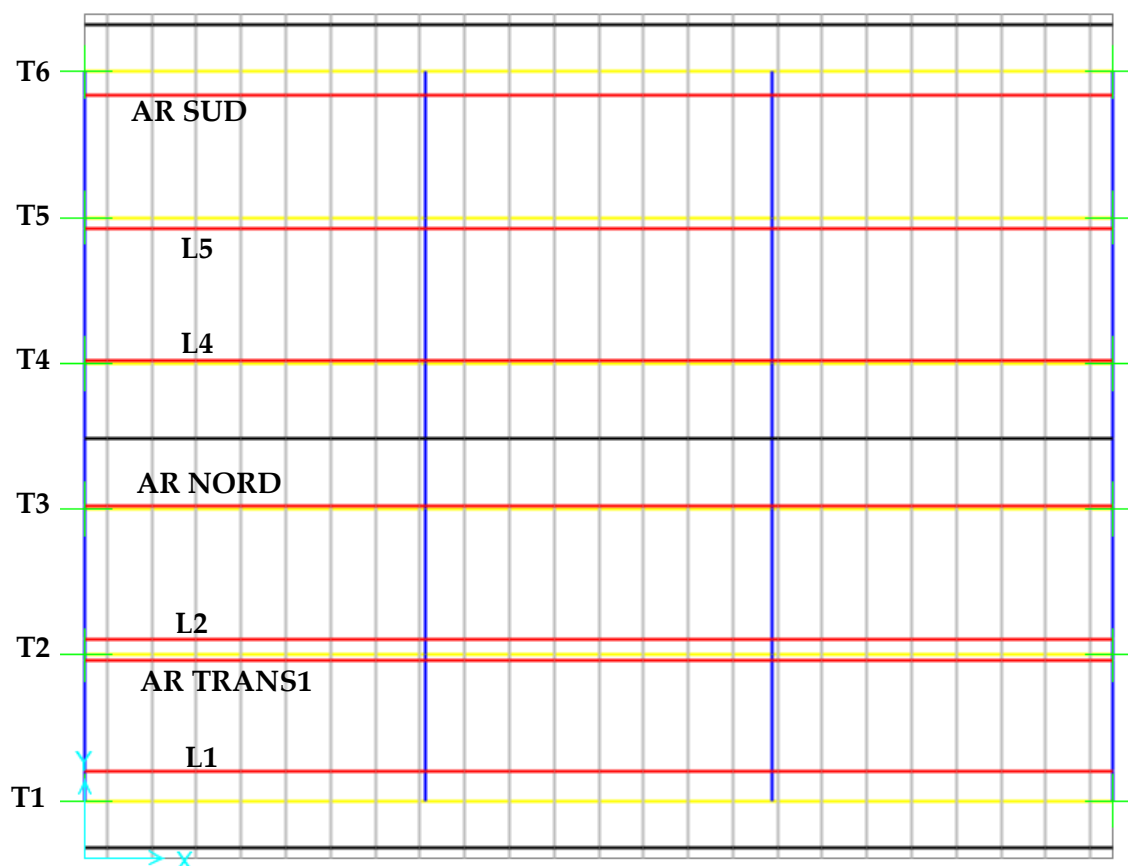


Figura 4.32: Griglia impalcato, piano x-y.

Legenda	
Blu	Traversi
Giallo	Travi
Rosso	<i>Lanes per i moving loads</i>
Nero	Cordoli
Verde	Appoggi
Grigio	Soletta

Tabella 4.10: Legenda colori modello.

4.5.3. Modello Soletta

La soletta è stata modellata con elementi finiti bidimensionali di spessore costante pari a 0,2 m.

Le travi sono state modellate, cautelativamente, attraverso vincoli di semplice appoggio, considerando inoltre l'ingombro del bulbo superiore che offre maggiore rigidità rispetto alla porzione di soletta.

Per la verifica dello sbalzo si considera uno schema a mensola incastrata in corrispondenza dell'estremità dell'ala superiore della trave di bordo. I carichi tandem agenti sullo sbalzo (Schema di carico 1 e Schema di carico 2) verranno diffusi in direzione verticale sino all'asse medio della soletta, successivamente in direzione orizzontale trasversale secondo un angolo di 45° (Figura 4.33).

In Figura 4.34: Modello della soletta. Figura 4.34 si mostrano le viste del modello e i relativi carichi applicati. Come prescritto dalla vigente normativa NTC 2018 i carichi da traffico considerati sono quelli dello schema 1 e dello schema 2.

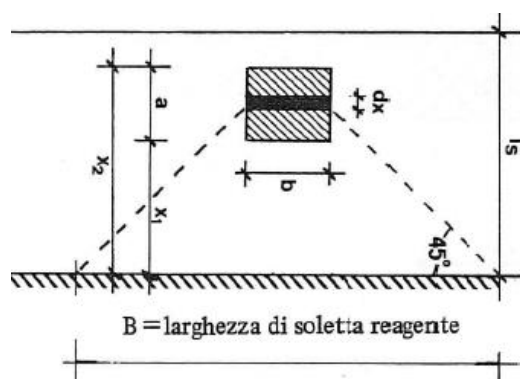


Figura 4.33: Schema di calcolo dello sbalzo-Diffusione del carico a 45° .

Relativamente al tandem dello Schema di carico 1, si tiene conto dell'eventuale interazione delle larghezze di diffusione delle due aree di impronta, andando a considerare la larghezza reagente complessiva.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni dello sbalzo, si dispongono gli assi tandem nella posizione più gravosa e si considera la sola porzione di area diffusa del tandem che intercetta la sezione di verifica (carico efficace).

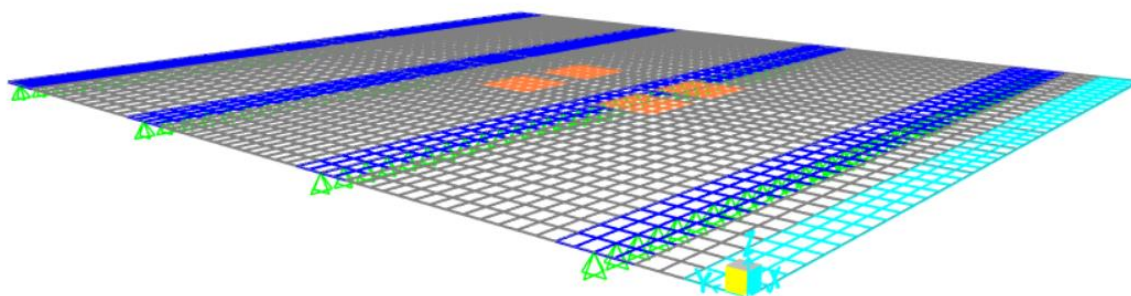


Figura 4.34: Modello della soletta.

Si riportano le aree di impronte considerate e compressive della diffusione, mostrate in Figura 4.35 e Figura 4.36:

- 90 x 90 cm schema q1 (4 assi da 150 kN);
- 85 x 110 cm schema q2 (2 assi da 200 kN).

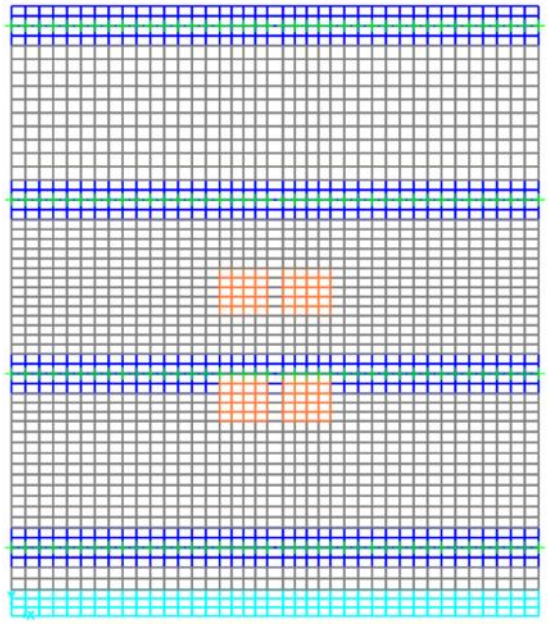


Figura 4.35: Schema di carico 1 con massimizzazione del momento flettente in mezzeria.

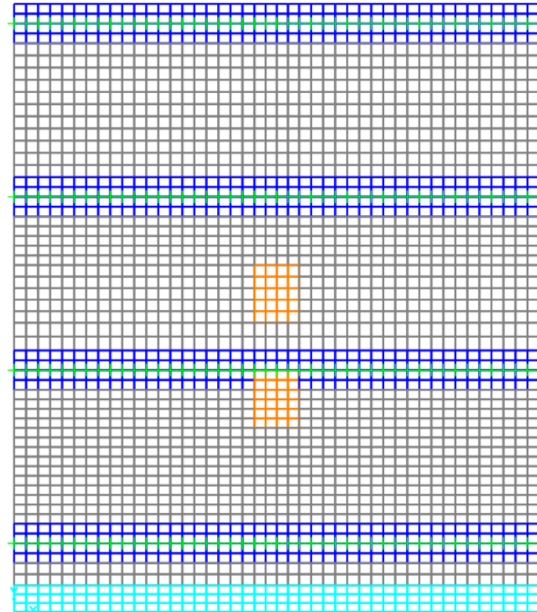


Figura 4.36: Schema di carico 2 con massimizzazione del momento flettente all'appoggio e del taglio.

Le sollecitazioni risultanti (N, M e V) sono ricavate mediante *sections cuts* (linee di sezione) realizzate in corrispondenza della porzione di soletta maggiormente sollecitata.

4.5.4. Modellazione delle azioni

4.5.4.1. Modellazione dei Carichi Permanenti

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato automaticamente dal codice di calcolo utilizzato, previa la definizione della geometria degli elementi strutturali e della densità dei materiali degli stessi.

I carichi permanenti non strutturali (pavimentazione, cordoli e barriere di ritenuta) sono stati applicati sottoforma di forze distribuite sugli elementi strutturali di competenza.

In quanto strada a carreggiate separate per senso di marcia, in mezzzeria, oltre che nei cordoli, è stato inserito il peso del new jersey.

4.5.4.2. Modellazione delle Azioni da Traffico

Le azioni da traffico sono state applicate ricorrendo alla funzione *moving loads* integrata nel codice di calcolo utilizzato. Operativamente, sono state predisposte opportune *lines* in asse alle corsie convenzionali adottate che dispongono automaticamente i carichi da traffico in modo tale da indurre le massime sollecitazioni nelle sezioni di interesse delle travi oltre a operare la permutazione delle corsie nell'ambito della sezione trasversale.

Tramite le *lines* è stato possibile, inoltre, tracciare le linee di influenza in tutte le sezioni di interesse.

Dallo studio delle linee di influenza si individuano le *lanes* da caricare di volta in volta in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli nelle sezioni indagate. Per esempio, per massimizzare le sollecitazioni nella trave di bordo, date le linee di influenza in Figura 4.37, si carica fino alla *lane* 4. Se si caricasse oltre tale *lane*, avrebbe un effetto benefico sulle sollecitazioni. I carichi da disporre (Figura 4.38) sono quelli indicati dalla NTC2018 ed esposti nel Capitolo 4.3.2 del presente elaborato.

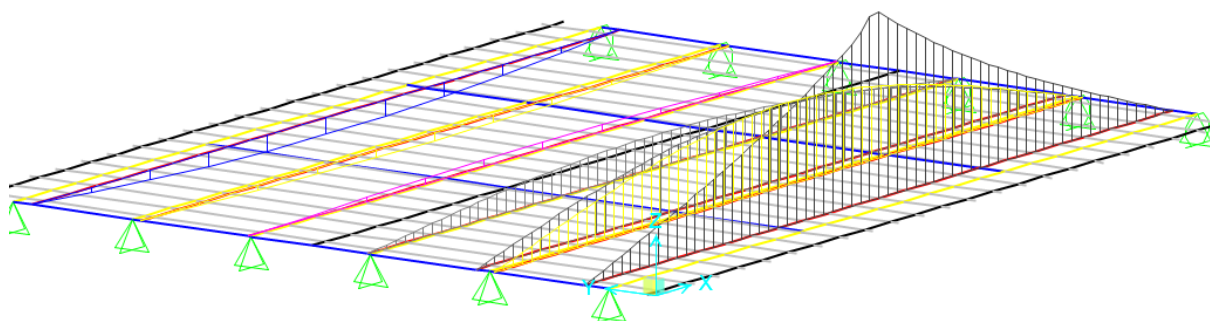


Figura 4.37: Linea di influenza del momento - trave di bordo.

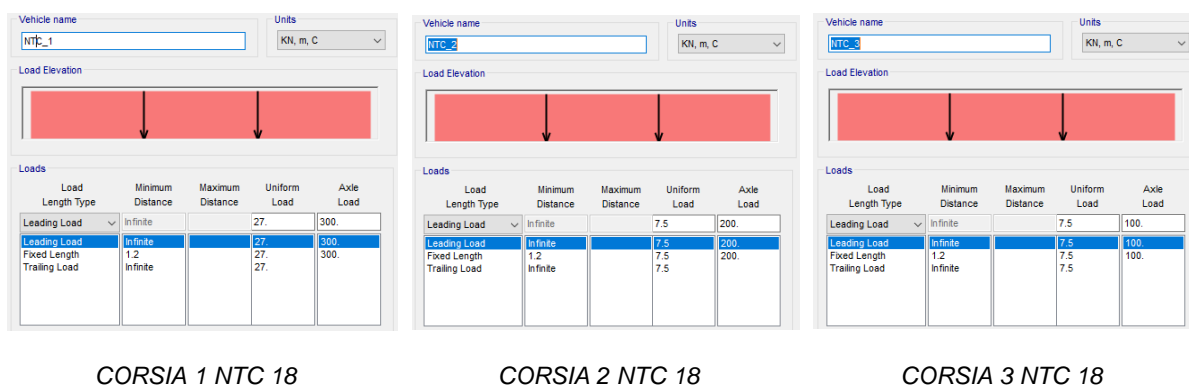


Figura 4.38: Carichi corsie NTC 2018

Tali carichi variabili sono stati combinati con i carichi dovuti ai pesi propri e permanenti secondo quanto descritto al paragrafo 4.43.1; inoltre, è previsto l'uso di coefficienti maggiorativi o riduttivi per l'applicazione dei carichi in condizione favorevole e/o sfavorevole.

4.5.4.3. Modellazione dell'Azione da Vento

L'azione del vento sull'impalcato è modellata applicando sugli elementi delle travi (*frames*), lungo la direzione longitudinale dell'elemento sia forze verticali (f_y) e orizzontali (f_x) che il momento torcente (m_z), tutti i valori sono riportati in Tabella 4.11.

Trascurando la forza orizzontale, si applica sulle travi la forza verticale somma dei contributi dati da f_y e m_z , in Tabella 4.11 V_{i_tot} , come mostra la Figura 4.39.

Trave	Eccentricità - y_i	$H_i(f_x)$	$V_i(f_y) \pm$	$V_i(m_z)$	V_{i_tot+}	V_{i_tot-}
	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Trave 1	8,25	0,88	2,68	2,41	5,10	-0,27
Trave 2	4,95	0,88	2,68	1,45	4,13	-1,23
Trave 3	1,65	0,88	2,68	0,48	3,16	-2,20
Trave 4	-1,65	0,88	2,68	-0,48	2,20	-3,16
Trave 5	-4,95	0,88	2,68	-1,45	1,23	-4,13
Trave 6	-8,25	0,88	2,68	-2,41	0,27	-5,10

Tabella 4.11: Valori azione del vento

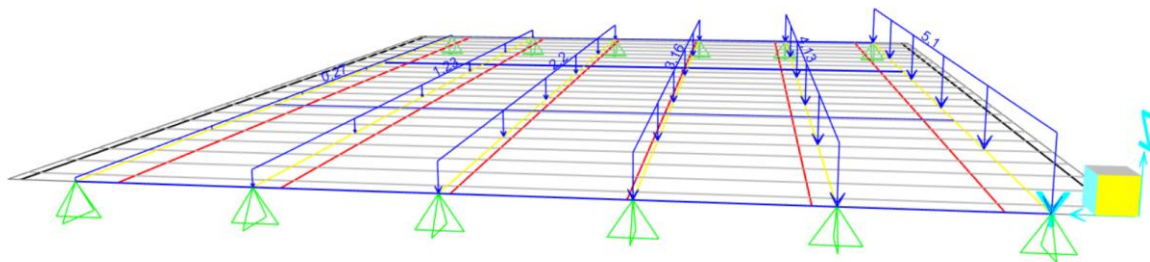


Figura 4.39: Azione del vento sull'impalcato

4.6. Risultati analisi statica

L'analisi statica lineare degli impalcati fornisce indicazioni sulla risposta della struttura soggetta alle azioni statiche di progetto, ed in particolare permette di determinare l'entità delle azioni trasmesse dagli impalcati alle sottostrutture e delle deformazioni subite dagli impalcati stessi in condizioni statiche.

Si osserva che, ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi che compongono gli impalcati (solette, sbalzi, travi e traversi), risultano determinanti le sollecitazioni derivanti dai soli carichi verticali.

Nel seguito si riportano i valori massimi di sollecitazione agenti in ciascun elemento, per ogni caso di carico da NTC2018, per le combinazioni SLU, adottando la seguente nomenclatura:

- M_{G1} , V_G : Momento e taglio dovuto ai pesi propri;
- M_{G2} , V_{G2} : Momento e taglio dovuto ai carichi permanenti
- M_Q , V_Q : Momento e taglio dovuto ai carichi da traffico e vento;

Le massime sollecitazioni risultanti sulle travi per i carichi da NTC18, utilizzate nello svolgimento delle verifiche di sicurezza, sono riportate nelle tabelle seguenti.

A titolo d'esempio, in Appendice B sono stati riportati i diagrammi delle sollecitazioni per la trave di bordo, ottenuti con SAP2000.

4.6.1. Trave di bordo

Le massime sollecitazioni, in termini di taglio e momento flettente, sono riportate nelle tabelle seguenti.

- Momento Flettente (mezzeria):

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S01	NTC18	SLU Adeguato	2812	1336	5652	9799
S01	NTC18	SLU Operativo	2624	1247	5057	8928
S01	NTC18	Transitabilità 1	2624	1247	4081	7952

- Taglio (a distanza $0,9d=1,413$ m dall'appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S02	NTC18	SLU Adeguato	420	216	1034	1670
S02	NTC18	SLU Operativo	392	202	924	1518

- Taglio (a distanza $4,70$ m dall'appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S03	NTC18	SLU Adeguato	293	124	735	1152
S03	NTC18	SLU Operativo	273	116	657	1046

4.6.2. Trave centrale

- Momento Flettente (mezzeria):

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S04	NTC18	SLU Adeguato	2847	1221	4659	8727
S04	NTC18	SLU Operativo	2657	1140	4168	7965
S04	NTC18	Transitabilità 1	2657	1140	2339	6136

- Taglio (a distanza $0,9d=1,413$ m dall'appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S05	NTC18	SLU Adeguato	425	182	1016	1623
S05	NTC18	SLU Operativo	397	170	907	1474

- Taglio (a distanza 4,7 m dall'appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S06	NTC18	SLU Adeguato	299	128	598	1025
S06	NTC18	SLU Operativo	279	120	534	933

4.6.3. Trave spartitraffico

- Momento Flettente (mezzeria):

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S07	NTC18	SLU Adeguato	2868	1196	3995	7868
S07	NTC18	SLU Operativo	2677	1116	3572	7365

- Taglio (a distanza $0,9d=1,413$ m dall'appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S08	NTC18	SLU Adeguato	428	190	964	1553
S08	NTC18	SLU Operativo	400	178	859	1437

- Taglio (a distanza 4,7 m dall'appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S09	NTC18	SLU Adeguato	301	112	537	931
S09	NTC18	SLU Operativo	281	104	480	865

4.6.4. Traverso di campata

Le massime sollecitazioni, in termini di taglio e momento flettente, sono riportate nelle tabelle seguenti.

- Momento Flettente Positivo:

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S10	NTC18	SLU Adeguato	28	-57	1623	1592
S10	NTC18	SLU Operativo	26	-53	1443	1416

- Momento Flettente Negativo:

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S11	NTC18	SLU Adeguato	28	-72	-736	-778
S11	NTC18	SLU Operativo	26	-67	-653	-694

- Taglio (Sezione di Appoggio):

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S12	NTC18	SLU Adeguato	-20	-15	473	507
S12	NTC18	SLU Operativo	-19	-14	421	368

4.6.5. Traverso di testata

Le massime sollecitazioni, in termini di taglio e momento flettente, sono riportate nelle tabelle seguenti.

- Momento Flettente Positivo:

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S13	NTC18	SLU Adeguato	9	-24	332	317
S13	NTC18	SLU Operativo	7	-23	295	279

- Momento Flettente Negativo:

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S14	NTC18	SLU Adeguato	-9	2	-144	-151
S14	NTC18	SLU Operativo	-8	2	-129	-135

- Taglio:

id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S15	NTC18	SLU Adeguato	16	2	423	439
S15	NTC18	SLU Operativo	15	2	377	392

4.6.6. Solette

Per le solette, il momento positivo è valutato in corrispondenza della mezzeria, tra due travi, mentre il momento negativo e il taglio in corrispondenza della sezione di appoggio su una trave.

- Momento Flettente Positivo (Mezzeria):

id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S16	NTC18	SLU Adeguato	1,34	1,43	39,1	41,87
S16	NTC18	SLU Operativo	1,25	1,34	34,75	37,34

- Momento Flettente Negativo (Sezione d'Appoggio):

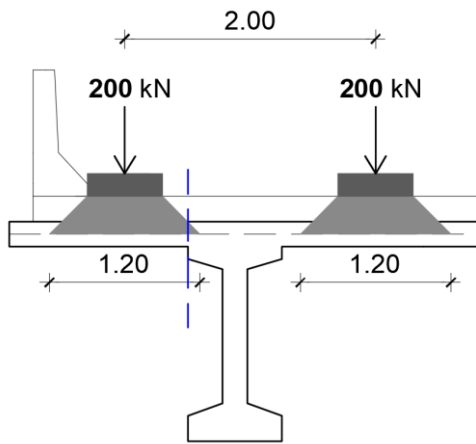
id	Azioni	Combinazione	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{tot}
	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S17	NTC18	SLU Adeguato	-5,64	-6,67	-27,31	-39,62
S17	NTC18	SLU Operativo	-5,26	-6,23	-24,28	-35,77

- Taglio (Sezione d'Appoggio):

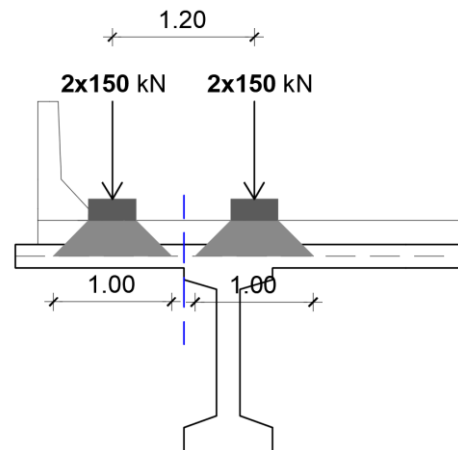
id	Azioni	Combinazione	V_{G1}	V_{G2}	V_Q	V_{tot}
	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
S18	NTC18	SLU	16,87	20,24	98,09	135,20
S18	NTC18	SLU Operativo	15,75	18,89	87,19	121,83

4.6.7. Sbalzi

Si riportano di seguito le mappature delle sollecitazioni ricavate sullo sbalzo nella sezione all'attacco della trave, come indicata negli schemi di carico:



Schema di carico 1



Schema di carico 2

La Tabella 4.12 mostra le sollecitazioni ricavate per i due schemi di carico (traffico) e per la combinazione eccezionale di urto.

Sollecitazioni dello sbalzo fattorizzate (al metro di soletta)							
Tipologia verifica	Combinazione	Condizione	Sollecitazioni	G1	G2	Q	Totale
CARICHI VERTICALI	COMBO 1 (SLU)	<i>Schema di carico 1</i>	M_{Ed} [kNm]	4,6	0,4	1,1	6,1
			V_{Ed} [kN]	8,8	1,9	98,9	109,6
	COMBO 2 (SLU)	<i>Schema di carico 2</i>	M_{Ed} [kNm]	5	0	19	24
			V_{Ed} [kN]	9	2	159	169
CARICHI ORIZZONTALI	COMBO 3 (ECCEZIONALE)	<i>Schema di carico 2 + Urto</i>	N_{Ed} [kN]			59,4	59,4
			M_{Ed} [kNm]	3,4	0,3	88,2	91,9
			V_{Ed} [kN]	6,5	1,4	117,6	125,5

Tabella 4.12: Sollecitazioni sbalzo.

4.6.8. Tabella riepilogativa delle sezioni di verifica

id	Elemento	Verifica	Posizione / Direzione
S01	Trave di bordo	Flessione	Mezzeria
S02	Trave di bordo	Taglio	0,9d=1,413m da appoggio
S03	Trave di bordo	Taglio	4,7 m da appoggio
S04	Trave centrale	Flessione	Mezzeria
S05	Trave centrale	Taglio	0,9d=1,413m da appoggio
S06	Trave centrale	Taglio	4,7 m da appoggio
S07	Trave spartitraffico	Flessione	Mezzeria
S08	Trave spartitraffico	Taglio	0,9d=1,413m da appoggio
S09	Trave spartitraffico	Taglio	4,7 m da appoggio
S10	Traverso di campata	Flessione (momento positivo)	A 6,6 m da appoggio
S11	Traverso di campata	Flessione (momento negativo)	A 6,6 m da appoggio
S12	Traverso di campata	Taglio	A 3,3 m da appoggio
S13	Traverso di testata	Flessione (momento positivo)	A 0,67 m da appoggio
S14	Traverso di testata	Flessione (momento negativo)	A 3,3 m da appoggio
S15	Traverso di testata	Taglio	A 9,9 m da appoggio
S16	Soletta	Flessione (momento positivo)	Mezzeria
S17	Soletta	Flessione (momento negativo)	Appoggio
S18	Soletta	Taglio	Appoggio
S19	Sbalzo	Flessione (momento negativo)	Appoggio
S20	Sbalzo	Taglio	Appoggio

4.7. Modelli di capacità degli elementi resistenti

4.7.1. Resistenza a flessione

Il momento ultimo delle sezioni in c.a. e c.a.p. è determinato con gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni, utilizzando i legami costitutivi dei materiali indicati nelle NTC, mediante l'ausilio del *software* VCASLU, che consente di modellare con accuratezza elementi di qualsiasi forma geometrica.

Il legame costitutivo tensione-deformazione adottato per il calcestruzzo è quello del *parabola-rettangolo*, assumendo la deformazione associata al punto di massima della parabola $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ e deformazione ultima di progetto $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$.

Con riferimento all'acciaio di armatura il legame adottato è di tipo bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito, caratterizzato dai valori della resistenza allo snervamento esposti nel Capitolo 4.2 dedicato alle resistenze dei materiali. Con riferimento alla deformazione ultima dell'acciaio è stata assunta pari a 6,75%, equazione 4.25. I due legami costitutivi sono descritti nella Figura 4.40.

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} \left(\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k \right) = 0,9 \cdot 0,075 = 6,75\% \quad 4.25$$

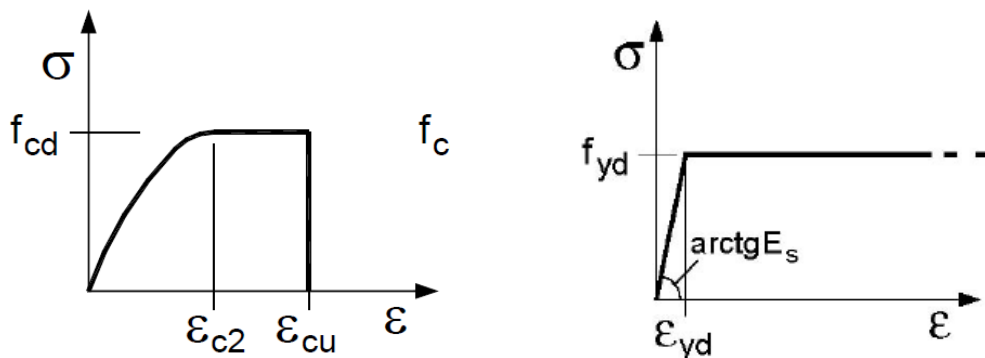


Figura 4.40: Legame costitutivo del calcestruzzo (a sinistra) e dell'acciaio (a destra), figure tratte da NTC2018.

Le verifiche sono state svolte confrontando la capacità espressa in termini di resistenza con la corrispondente domanda, secondo la relazione 4.26.

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad 4.26$$

Il calcolo del momento resistente in presenza di sforzo assiale è stato condotto adottando le ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, resistenza a trazione del calcestruzzo nulla, secondo lo schema mostrato in Figura 4.41.

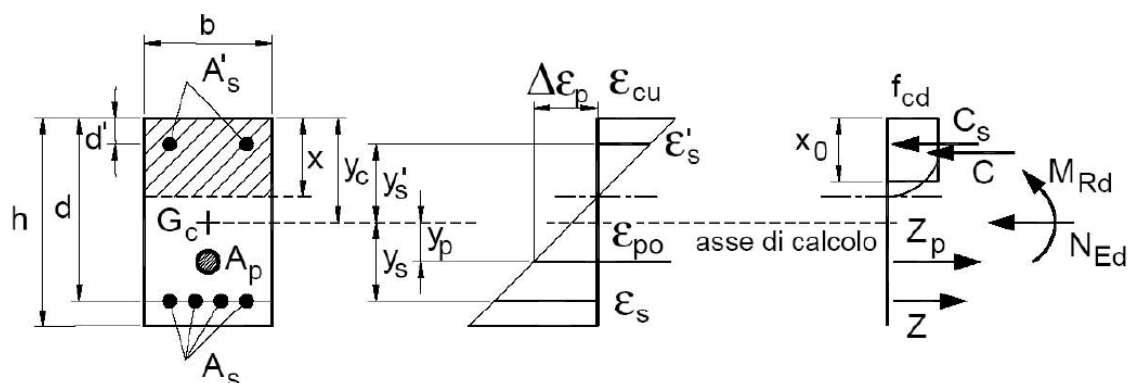


Figura 4.41: Schema adottato per il calcolo del momento ultimo di una sezione in c.a. pressoflessa, figura tratta da NTC2018.

La verifica di resistenza degli elementi soggetti a presso-flessione è basata sulla costruzione della curva di interazione M-N della sezione considerata. La verifica consiste nell'accertare che il punto rappresentativo delle sollecitazioni di progetto (M_x, M_y) sia all'interno del dominio di interazione per un assegnato N_{Ed} .

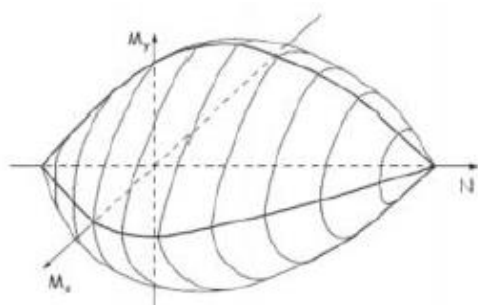


Figura 4.42: Dominio di interazione nel caso di pressoflessione deviata

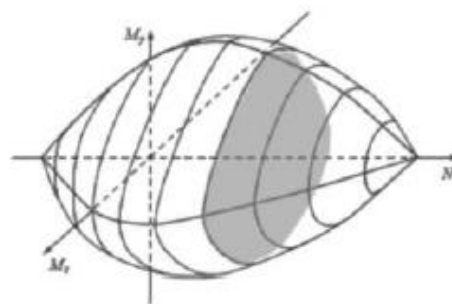


Figura 4.43: In grigio il dominio di interazione nel caso di pressoflessione deviata ottenuto per un assegnato sforzo assiale di progetto N_{Ed} (i valori di M_{Rd-x} ed M_{Rd-y} che definiscono la frontiera del dominio piano sono calcolati per un dato valore di N_{Ed}).

4.7.2. Resistenza a taglio

La resistenza a taglio è funzione dello stato fessurativo in cui si trova la sezione, indotto dalle sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente contemporaneamente agenti.

Mediante il classico schema a traliccio, meccanismi principali e secondari contribuiscono alla resistenza al taglio.

I meccanismi principali sono quelli legati al traliccio resistente:

- Resistenza a taglio delle armature trasversali $V_{Rd,s}$;
- Resistenza del puntone compresso $V_{Rd,max}$ con $V_{Rd,max} \geq V_{Rd,s}$;

I meccanismi secondari sono:

- Ingranamento degli aggregati V_{ag} ;
- Effetto spinotto V_{da} ;
- Resistenza a trazione residua V_{cr} ;
- Resistenza a taglio del corrente compresso superiore in calcestruzzo V_{cz} ;

Un altro contributo benefico è dato dal controtaglio, in relazione 4.27, che deve essere sottratto alla sollecitazione agente derivante dall'analisi. [4]

$$V_{pd} = V_{p0} + \Delta V_p \quad 4.27$$

Dove:

- V_{p0} è il controtaglio offerto dall'eventuale presenza di cavi inclinati;
- ΔV_p è il controtaglio generato dai fenomeni di interazione taglio-flessione;

Il modello proposto dall' *Eurocodice 2* e recepito nelle NTC2018 sottostima la resistenza al taglio e trascura il contributo dei meccanismi secondari.

4.7.2.1. Elementi non fessurati per flessione

Per elementi precompressi a campata singola in semplice appoggio, nelle zone non fessurate per flessione, la resistenza a taglio può valutarsi mediante l'espressione 4.28 (NTC18).

$$V_{Rc,d} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \sqrt{f_{ct}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad 4.28$$

dove:

- b_w : larghezza della sezione in corrispondenza dell'asse baricentrico;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c}$: la tensione di compressione del cls in corrispondenza dell'asse neutro baricentrico;

- N_{ed} : forza di precompressione;
- A_c area della sezione della trave di cls;
- d : altezza utile della sezione.

4.7.2.2. Elementi fessurati per flessione

Per le sezioni fessurate non armate a taglio, la resistenza a taglio, V_{Rd} , viene valutata secondo la formulazione 4.29 tratta dal capitolo §4.1.2.3.5.1 delle NTC18.

$$V_{Rd,ms} = \max \left\{ \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \right. \\ \left. [v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \right. \quad 4.29$$

dove:

- f_{ck} espresso in [MPa];
- ρ_l : percentuale meccanica di armatura tesa, calcolata come $\frac{A_s}{b_w d'}$, che si estende per non meno di $l_{bd}+d$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;
- A_s : armatura longitudinale tesa;
- b_w : larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- d : altezza utile della sezione [mm], valutata rispetto alla posizione del cavo risultante delle armature da precompressione;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c}$ [MPa]: tensione di compressione sul calcestruzzo in corrispondenza dell'asse neutro baricentrico.

Per le sezioni fessurate con armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio viene valutata mediante meccanismo resistente con traliccio ad inclinazione variabile. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. È pari al minimo, relazione 4.30, tra la resistenza per taglio-compressione (puntoni calcestruzzo) e la resistenza per taglio-trazione, quest'ultima data dalla somma dei

contributi delle staffe e/o ferri piegati e dei meccanismi secondari (ingranamento inerti, effetto spinotto, etc.).

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s}; V_{Rd,c}) \quad 4.30$$

La resistenza a *taglio-trazione*, con riferimento al contributo dell'armatura trasversale, si calcola mediante l'espressione 4.31, tratta dalle NTC18.

$$V_{Rsd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (cot\alpha + cot\theta) sin\alpha \quad 4.31$$

dove:

- A_{sw} : area dell'armatura trasversale;
- s : interasse tra due armature trasversali;
- α : inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- θ : inclinazione delle bielle compresse, determinata come da letteratura imponendo l'uguaglianza tra sollecitazioni interne degli elementi inclinati del traliccio, e deve essere compresa tra $21,5^\circ$ e 45° .

La resistenza a *taglio-compressione*, con riferimento al calcestruzzo d'anima, si calcola mediante l'espressione 4.32, tratta dalle NTC18.

$$V_{Rcd} = 0,9 * d * b_w * \alpha_c * \nu * f_{cd} * (cot\alpha + cot\theta) / (1 + cot^2\theta) \quad 4.32$$

dove:

- Il coefficiente maggiorativo α_c assume un valore diverso a seconda dei casi mostrati nell'espressione 4.33.

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & , \quad \text{membrature non compresse} \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & , \quad 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \\ 1,25 & , \quad 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd} \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & , \quad 0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \cdot f_{cd} \end{cases} \quad 4.33$$

- $\nu = 0,5$.

In fase di verifica, il valore di $cot\theta$ può essere ottenuto eguagliando la resistenza a taglio trazione $V_{Rd,s}$ con la resistenza a taglio compressione $V_{Rd,c}$, pervenendo alla relazione 4.34.

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_c}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha)}} - 1 \quad 4.34$$

La verifica di resistenza a taglio si pone con la disuguaglianza 4.35.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad 4.35$$

Per elementi precompressi con cavi inclinati, il taglio sollecitante viene assunto pari a:

$$V_{Ed} = V_D - V_{pd}$$

dove V_{pd} è il valore del *controtaglio* dovuto alla precompressione.

Per le verifiche locali, ad esempio per la verifica a taglio delle solette di c.a., in accordo con quanto prescritto dalle “Linee Guida per la Valutazione della Sicurezza dei Ponti Esistenti” del C.S.LL.PP. (LG20, §6.3.5.2) è possibile utilizzare una formulazione alternativa a quella delle NTC, essendo quest’ultime eccessivamente cautelative per le costruzioni esistenti.

In particolare, per la verifica a taglio negli elementi in cemento armato poco armati o non armati come solette e sbalzi, è consentito l’uso dell’espressione 4.36.

$$V_{Rd} = \frac{0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d}{\gamma_c \cdot (1 + 0,0022 \cdot d)} \quad 4.36$$

dove:

- b_w : larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- d : altezza utile della sezione, valutata rispetto alla posizione del cavo risultante delle armature da precompressione.

4.8. Verifiche elementi in configurazione integra

In questo capitolo si riportano le verifiche di sicurezza per le azioni ambientali ed antropiche. Le verifiche sono condotte per le condizioni più gravose che risultano dall'analisi per ciascuna tipologia di elemento strutturale e/o parte d'opera, già individuate nei precedenti capitoli. In particolare, in questo capitolo le verifiche sono svolte non tenendo conto dei difetti e, dunque, in condizione integra degli elementi (stato di progetto).

Gli esiti delle singole verifiche sono espressi mediante il rapporto Capacità/Domanda.

4.8.1. Travi

La verifica di sicurezza allo stato limite ultimo è stata condotta per la trave di bordo, trave intermedia e trave di spartitraffico; la sezione resistente considerata è composta dalla trave e dalla soletta ricadente nell'area di influenza di quest'ultima.

Le azioni sollecitanti sono riportate al Capitolo 4.6 del presente documento.

4.8.1.1. Trave 1: Verifica a Flessione S01– Trave di bordo, Sezione di mezzeria (SLU Adeguato)

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nelle verifiche:

- A_{cls} = 10630 cm²;
- d_p = 157 cm (baricentro del sistema di precompressione);
- $A_{s,prec}$ = 43,54 cm²;
- f_{cd} = 24,59 MPa;
- f_s = 1200 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.44.

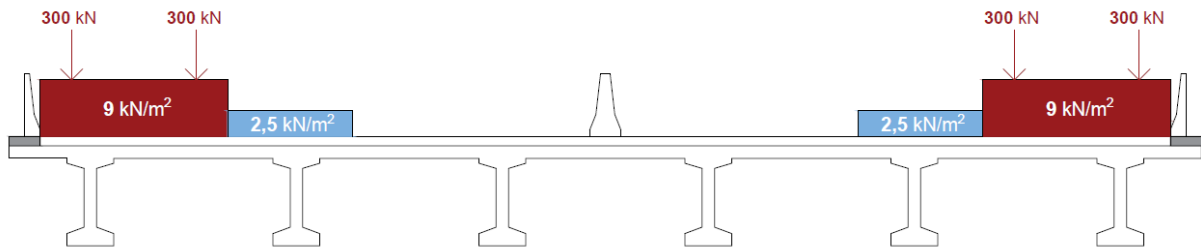


Figura 4.45: Applicazione del carico da traffico per la combinazione transitabile di tipo 1.

Utilizzando tale configurazione, la trave in c.a.p. più caricata risulta la Trave 1 di bordo.

La verifica a flessione, nella condizione di “*ponte transitabile*”, risulta:

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 7992 \text{ kNm}$;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 7952 \text{ kNm}$.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.1.4. Trave 1: Verifica a Taglio S02– Sezione a distanza $0,9d=1,413\text{m}$

In corrispondenza della sezione di verifica, a distanza $0,9d$ dall'appoggio, sono presenti staffe a 2 bracci $\text{Ø}14$ con passo 25cm.

La verifica è stata condotta nella sezione posta ad una distanza dall'appoggio pari a $0,9d=1,413 \text{ m}$, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{e,d} = 1670 \text{ kN (Capitolo 4.6.1)}$$

La precompressione genera un controtaglio che deve essere sottratto dal taglio sollecitante, in funzione dell'inclinazione dei cavi da precompressione.

Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1148 MPa per il cavo rialzato e 1132 MPa per i cavi più bassi.

Si è fatto riferimento alla condizione a tempo infinito che tiene conto delle perdite di precompressione quali il ritiro, la viscosità del calcestruzzo, il rilassamento dell'acciaio e l'interdipendenza tra le varie cadute di tensione.

Cautelativamente, si è considerato un incremento del 50% delle perdite di precompressione finali rispetto al valore di progetto (~20%), ottenendo una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono stati utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm^2 e 1244 mm^2 .

La tensione agente lungo il cavo si ottiene moltiplicando la tensione applicata al martinetto, depurata delle perdite di precompressione, per l'area del cavo stesso (4.37). Il contributo favorevole di taglio viene valutato in funzione dell'inclinazione dei cavi nella sezione di verifica, in accordo alla Figura 4.46. La tensione N viene, dunque, scomposta lungo la verticale (4.38) e l'orizzontale (4.39)

$$T_{res} = N = \sigma_{res,test} \cdot A_{cavo} \quad 4.37$$

$$T_{V,res} = V_{pd} = N \cdot \sin \alpha \quad 4.38$$

$$T_{N,res} = N_{pd} = N \cdot \cos \alpha \quad 4.39$$

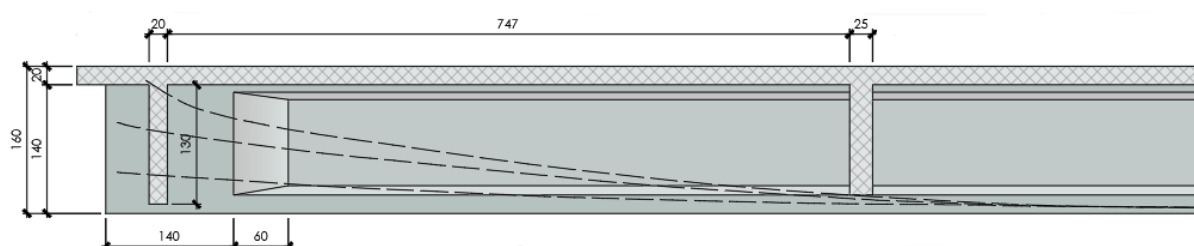


Figura 4.46: Trave impalcato c.a.p – Disposizione dei cavi

Si riporta nella Tabella 4.13 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione, valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	σ_{in-tes}	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{V,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	12	1148	30	804	1244	1000	208	978
2	8	1132	30	792	1555	1232	171	1220
3	4	1132	30	792	1555	1232	86	1229

Tabella 4.13 Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti totali, somma dei contributi che derivano dai singoli cavi, risultano:

$$V_d = 465 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3427 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 1670 - 465 = 1205 \text{ kN}$$

Si procede con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.14.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S02-Adeguato	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²
Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	307,88 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1570 mm	q_t	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.427 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	1.670 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	465 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	1.205 kN	

Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari		
$V_{Rd,ms}$		227 kN
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale		
$V_{Rds,arm}$		1.288 kN
Resistenza a taglio-trazione totale		
V_{Rds}		1.288 kN
Resistenza a taglio-compressione puntone cls		
V_{Rdc}		1.344 kN
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	1288 kN
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,07
Esito Verifica:	SODDISFATTA	

Tabella 4.14: Verifica a taglio.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 1288$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 1205$ kN.

*Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.***

4.8.1.5. Trave 1: Verifica a Taglio S03 – Sezione a distanza 4,70 m SLU-Adeguato

In corrispondenza della sezione di verifica sono presenti staffe a 2 bracci $\varnothing 12/25$ cm.

La verifica è stata condotta nella sezione posta a 4,70 m, in corrispondenza del cambio diametro della staffatura da $\varnothing 14$ a $\varnothing 12$, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{e,d} = 1152 \text{ kN}$$

Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1148 MPa per il cavo rialzato e 1132 MPa per i cavi più bassi. Si è considerato una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm² e 1244 mm².

Si riporta nella Tabella 4.15 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione (seguendo i passaggi descritti nel Capitolo 4.8.1.4), valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	σ_{in-tes}	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{v,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	7	1148	30	804	1244	1000	122	992
2	3	1132	30	792	1555	1232	64	1230
3	1	1132	30	792	1555	1232	22	1232

Tabella 4.15: Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti risultano:

$$V_d = 208 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3455 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 1152 - 208 = 944 \text{ kN}$$

Si procede con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.16.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S03-Adeguate	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	f_{yd}	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	γ_s	296,00 N/mm ²

Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	226,19 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1570 mm	q_l	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.455 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	1.152 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	208 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	944 kN	
Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari			
$V_{Rd,ms}$	228 kN		
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale			
$V_{Rds,arm}$	946 kN		
Resistenza a taglio-trazione totale			
V_{Rds}	946 kN		
Resistenza a taglio-compressione puntone cls			
V_{Rdc}	1.345 kN		
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	946 kN	
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,00	
Esito Verifica:	SODDISFATTA		

Tabella 4.16: Verifica a taglio.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 649$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 946$ kN.

Risulta $V_{Rd} \geq V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.1.6. Trave 2: Verifica a Flessione S04– Trave centrale, Sezione di mezzeria (SLU – Adeguato)

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nelle verifiche:

- A_{cls} = 11330 cm²;
- d_p = 157 cm (baricentro del sistema di precompressione);
- $A_{s,prec}$ = 43,54 cm²;
- f_{cd} = 24,59 MPa;
- f_s = 1200 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VcasLU, come mostrato in Figura 4.47.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave interna mezzeria campata 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : Trave interna, mezzeria campata 1

N° Vertici 16 Zoom N° barre 18 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-37,5	0
2	-37,5	20
3	-10	30
4	-10	124
5	-37,5	132
6	-37,5	140

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,5	8	76,8
2	0,5	-8	76,8
3	0,79	8	3
4	0,79	-8	3
5	0,79	-32	3
6	0,79	32	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd} 8,044 kNm

σ_c -24,59 N/mm²
σ_s 296 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 63,9 ‰
d 157 cm
x 8,153 x/d 0,05193
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T a T Circolare
Rettangioli Coord.
DXF

Armatura Precompressione
N° cavi 1 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{pr} [MPa]
1	43,54	0	7	764,5

Tipo cavo Trefolo

E_{su} 67,5 ‰
f_{yd} 1.200 N/mm²
E_s /E_c 6
E_{syd} 6 ‰
C_{s,adm} 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.200 N/mm²
ε_{sp} 65,82 ‰ compressa predef.

Metodo di calcolo S.L.U. S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura

Precompressione

Figura 4.47: Trave centrale in c.a.p. sezione in mezzeria– VcasLU.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 8044$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 8727$ kNm.

*Risulta $M_{Rd} < M_{Ed}$; **la verifica non è soddisfatta***

4.8.1.7. Trave 2: Verifica a Flessione S04– Trave intermedia, Sezione di mezzeria (SLU – Operativo)

La verifica allo Stato Limite Ultimo per la condizione di ponte adeguato non risulta soddisfatta. Considerando la verifica allo SLU in condizione di **ponte operativo**, si ha il seguente risultato.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 8044$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 7965$ kNm.

*Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta***

4.8.1.8. Trave 2: Verifica a Taglio S05– Sezione a distanza $0,9d=1,413$ m

In corrispondenza della sezione di verifica sono presenti staffe a 2 bracci $\varnothing 14$ con passo 25cm.

La verifica è stata condotta nella sezione posta ad una distanza dall'appoggio pari a $0,9d=1,413$ m, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{e,d} = 1623 \text{ kN (Capitolo 4.6.2)}$$

La precompressione genera un controtaglio che deve essere sottratto dal taglio sollecitante, in funzione dell'inclinazione dei cavi da precompressione.

Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1148 MPa per il cavo rialzato e 1132 MPa per i cavi più bassi. Si è considerato una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm² e 1244 mm².

Si riporta nella Tabella 4.17 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione (seguendo i passaggi descritti nel Capitolo 4.8.1.4), valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	σ_{in-tes}	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{v,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	12	1148	30	804	1244	1000	208	978
2	8	1132	30	792	1555	1232	171	1220
3	4	1132	30	792	1555	1232	86	1229

Tabella 4.17: Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti risultano:

$$V_d = 465 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3427 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 1623 - 465 = 1158 \text{ kN}$$

Si procede con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.18.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S05-Adeguate	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²

Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	307,88 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1570 mm	q_l	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.427 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	1.623 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	465 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	1.158 kN	
Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari			
$V_{Rd,ms}$	227 kN		
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale			
$V_{Rds,am}$	1.288 kN		
Resistenza a taglio-trazione totale			
V_{Rds}	1.288 kN		
Resistenza a taglio-compressione puntone cls			
V_{Rdc}	1.344 kN		
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	1288 kN	
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,11	
Esito Verifica:	SODDISFATTA		

Tabella 4.18: Verifica a taglio.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 1288$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 1158$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.1.9. Trave 2: Verifica a Taglio S06 – Sezione a distanza 4,7m SLU-Adeguato

In corrispondenza della sezione di verifica sono presenti staffe a 2 bracci $\varnothing 12$ con passo 25cm.

La verifica è stata condotta nella sezione posta a 4,70m, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{e,d} = 1025 \text{ kN (Capitolo 4.6.2)}$$

La precompressione genera un controtaglio che deve essere sottratto dal taglio sollecitante, in funzione dell'inclinazione dei cavi da precompressione.

Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1148 MPa per il cavo rialzato e 1132 MPa per i cavi più bassi. Si è considerato una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm² e 1244 mm².

Si riporta nella Tabella 4.19 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione (seguendo i passaggi descritti nel Capitolo 4.8.1.4), valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	σ_{in-tes}	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{v,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	7	1148	30	804	1244	1000	122	992
2	3	1132	30	792	1555	1232	64	1230
3	1	1132	30	792	1555	1232	22	1232

Tabella 4.19: Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti risultano:

$$V_d = 208 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3455 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 1025 - 208 = 817 \text{ kN}$$

Si procede in ogni caso con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.20.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S06-Adeguato	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²
Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	226,19 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1570 mm	q_t	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.455 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	1.025 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	208 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	817 kN	

Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari		
$V_{Rd,ms}$		228 kN
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale		
$V_{Rds,arm}$		946 kN
Resistenza a taglio-trazione totale		
V_{Rds}		946 kN
Resistenza a taglio-compressione puntone cls		
V_{Rdc}		1.345 kN
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	946 kN
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,16
Esito Verifica:	SODDISFATTA	

Tabella 4.20: Verifica a taglio.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 946$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 817$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.1.10. Trave 3: Verifica a Flessione S07– Trave di spartitraffico, Sezione di mezzzeria (SLU Adeguato)

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nelle verifiche:

- A_{cls} = 11330 cm²;
- d_p = 157 cm (baricentro del sistema di precompressione);
- $A_{s,prec}$ = 43,54 cm²;
- f_{cd} = 24,59 MPa;
- f_s = 1200 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.48.

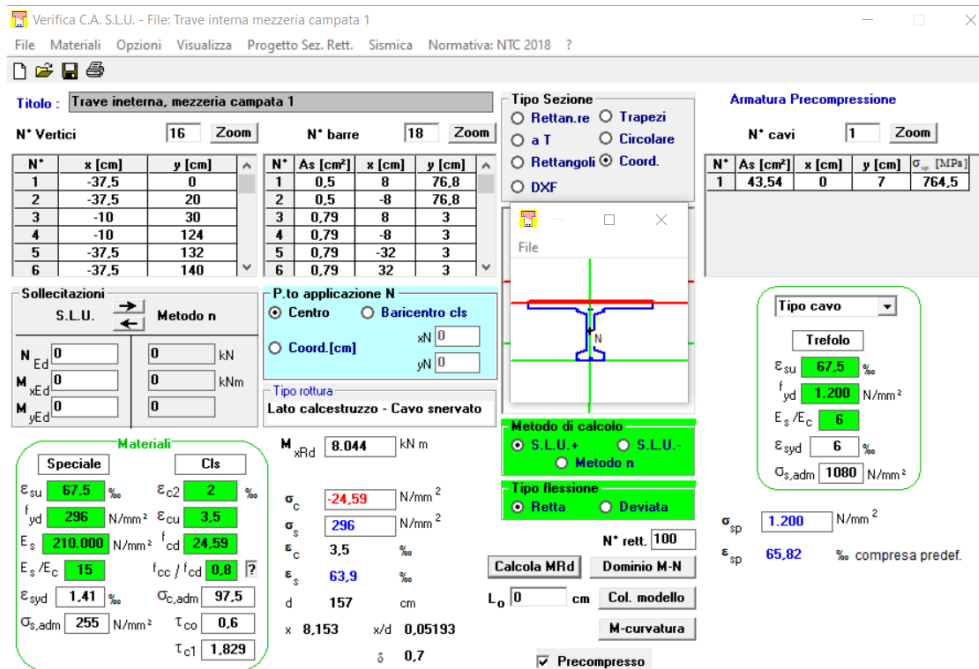


Figura 4.48: Trave spartitraffico in c.a.p. sezione in mezzera–VCASlu.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “ponte adeguato”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 8044$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 7867,75$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; *la verifica è soddisfatta*

4.8.1.11. Trave 3: Verifica a Taglio S08– Sezione a distanza $0,9d = 1,413$ m

In corrispondenza della sezione di verifica sono presenti staffe a 2 bracci $\varnothing 14$ con passo 25cm.

La verifica è stata condotta nella sezione posta ad una distanza dall'appoggio pari a $0,9d = 1,413$ m, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{e,d} = 1553 \text{ kN (Capitolo 4.6.3)}$$

La precompressione genera un controtaglio che deve essere sottratto dal taglio sollecitante, in funzione dell'inclinazione dei cavi da precompressione.

Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1148 MPa per il cavo rialzato e 1132 MPa per i cavi più bassi. Si è considerato una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm² e 1244 mm².

Si riporta nella Tabella 4.21 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione (seguendo i passaggi descritti nel Capitolo 4.8.1.4), valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Si riporta nella il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione, valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	σ_{in-tes}	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{v,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	12	1148	30	804	1244	1000	208	978
2	8	1132	30	792	1555	1232	171	1220
3	4	1132	30	792	1555	1232	86	1229

Tabella 4.21: Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti risultano:

$$V_d = 465 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3427 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 1553 - 465 = 1088 \text{ kN}$$

Si procede in ogni caso con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.22.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S08-Adeguato	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²

Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	307,88 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1570 mm	q_l	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.427 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	1.553 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	465 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	1.088 kN	
Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari			
$V_{Rd,ms}$	227 kN		
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale			
$V_{Rds,arm}$	1.288 kN		
Resistenza a taglio-trazione totale			
V_{Rds}	1.288 kN		
Resistenza a taglio-compressione puntone cls			
V_{Rdc}	1.344 kN		
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	1288 kN	
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,18	
Esito Verifica:	SODDISFATTA		

Tabella 4.22: Verifica a taglio.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 1288$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 1088$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.1.12. Trave 3: Verifica a Taglio S09 – Sezione a distanza 4,70 m SLU-Adeguato

In corrispondenza della sezione di verifica sono presenti staffe a 2 bracci $\varnothing 12/25$ cm.

La verifica è stata condotta nella sezione posta a 4,70 m, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{e,d} = 931 \text{ kN (Capitolo 4.6.3)}$$

La precompressione genera un controtaglio che deve essere sottratto dal taglio sollecitante, in funzione dell'inclinazione dei cavi da precompressione. Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1148 MPa per il cavo rialzato e 1132 MPa per i cavi più bassi. Si è considerato una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm² e 1244 mm².

Si riporta nella Tabella 4.23 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione (seguendo i passaggi descritti nel Capitolo 4.8.1.4), valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	σ_{in-tes}	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{v,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	7	1148	30	804	1244	1000	122	992
2	3	1132	30	792	1555	1232	64	1230
3	1	1132	30	792	1555	1232	22	1232

Tabella 4.23: Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti risultano:

$$V_d = 208 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3455 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 931 - 208 = 723 \text{ kN}$$

Si procede in ogni caso con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.24.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S09-Adeguato	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²
Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	226,19 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{st}	0 mm ²
d	1570 mm	q_t	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.455 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	931 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	208 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	723 kN	
Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari			
$V_{Rd,ms}$	228 kN		

Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale		
$V_{Rds,am}$		946 kN
Resistenza a taglio-trazione totale		
V_{Rds}		946 kN
Resistenza a taglio-compressione puntone cls		
V_{Rdc}		1.345 kN
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	946 kN
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,31
Esito Verifica:	SODDISFATTA	

Tabella 4.24: Verifica a taglio

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 946$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 723$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; *la verifica è soddisfatta.*

4.8.2. Traversi

Le verifiche dei traversi sono state effettuate nelle sezioni maggiormente sollecitate.

Per i casi di carico considerati, le sollecitazioni agenti nella sezione di verifica riportate al Capitolo 4.6 del presente elaborato.

4.8.2.1. Traverso di campata S10: Verifica a Flessione – Momento Positivo (6,6 m dall'appoggio) – Adeguato

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nei calcoli:

- $A_{s,prec} = 18,10$ cm²;
- $f_{cd} = 18,81$ MPa;
- $f_s = 1200$ MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.49.

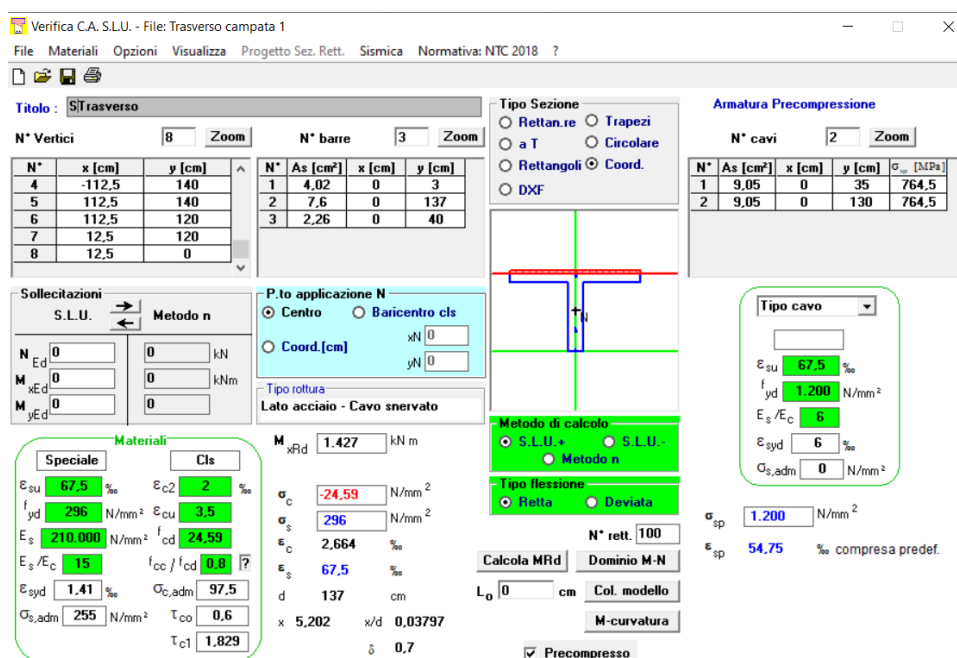


Figura 4.49: Sezione di Verifica Traverso di campata – VCASlu

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 1427$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 1592$ kNm.

Risulta $M_{Rd} < M_{Ed}$; la verifica non è soddisfatta.

4.8.2.2. Traverso di campata S10: Verifica a Flessione – Momento Positivo (6,6 m dall'appoggio) – Operativo

La verifica allo Stato Limite Ultimo per la condizione di ponte adeguato non risulta soddisfatta. Considerando la verifica allo SLU in condizione di **ponte operativo**, si ha il seguente risultato.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 1427$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 1416$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

4.8.2.3. Traverso di campata S11: Verifica a Flessione – Momento Negativo (6,6 m dall'appoggio)

Le azioni sollecitanti sono quelle riportate al Capitolo 4.6.4 del presente documento.

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nei calcoli:

- $A_{s,prec} = 18,10 \text{ cm}^2$;
- $f_{cd} = 18,81 \text{ MPa}$;
- $f_s = 1200 \text{ MPa}$.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.50.

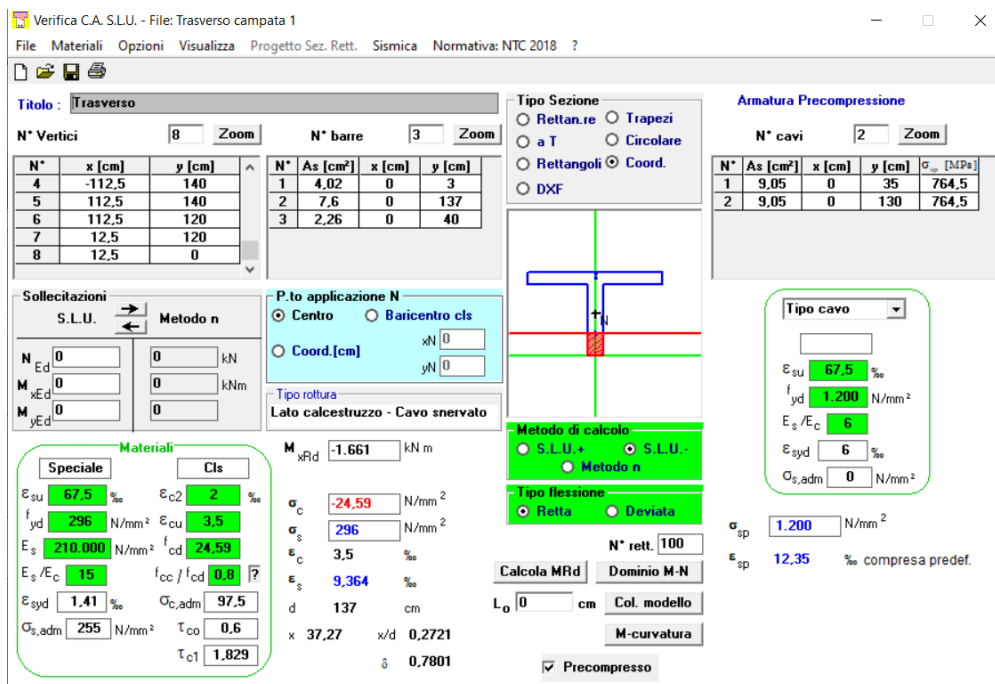


Figura 4.50: Sezione di Verifica Trasverso di campata – VCASlu

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = -1661 \text{ kNm}$;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = -778 \text{ kNm}$.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

4.8.2.4. Traverso di campata S12: Verifica a Taglio (3,3 m dall'appoggio)

In corrispondenza della sezione di verifica, quella maggiormente sollecitata (3,3 m dall'appoggio), sono presenti staffe a 2 bracci Ø12 con passo 20cm. Sono, inoltre, presenti due cavi da precompressione con andamento rettilineo lungo tutto lo sviluppo del traverso per cui non forniscono un contributo di controtaglio.

Lo sforzo normale da precompressione vale:

$$N = 1434 \text{ kN}$$

La verifica a Taglio viene svolta nelle medesime modalità presentate nel Capitolo 4.7 della presente relazione.

La sezione di verifica è posta in prossimità dell'incastro sulla trave, zona nella quale si ha il valore massimo del taglio. Si procede quindi alla verifica a taglio (Tabella 4.25) utilizzando le formulazioni valide per sezioni fessurate.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S12-Adeguate	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²
Dati geometrici		Dati armature	
b_w	250 mm	A_{sw}	100,53 mm ²
h	1400 mm	s	200 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1370 mm	q_l	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	1.434 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	507 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	0 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	507 kN	

Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari		
$V_{Rd,ms}$		307 kN
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale		
$V_{Rds,arn}$		459 kN
Resistenza a taglio-trazione totale		
V_{Rds}		766 kN
Resistenza a taglio-compressione puntone cls		
V_{Rdc}		1.525 kN
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	766 kN
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,51
Esito Verifica:	SODDISFATTA	

Tabella 4.25: Verifica a taglio Traverso di campata.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 766$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 507$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.2.5. Traverso di testata S13: Verifica a Flessione – Momento Positivo (0,67 m dall'appoggio) - Adeguato

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nei calcoli:

- $A_{s,prec} = 18,10$ cm²;
- $f_{cd} = 18,81$ MPa;
- $f_s = 1200$ MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.51.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trasverso di testata

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO: **Trasverso di testata**

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-10	0
2	-10	150
3	10	150
4	10	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,02	0	15
2	7,6	0	147
3	2,26	0	84

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Armatura Precompressione
 N° cavi Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	9,05	0	56	764,5
2	9,05	0	111	764,5

Tipologia: **S.L.U.** Metodo **n**

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd} kN m

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Fletta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

Speciale	Cls
ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> %	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> %
f_{yd} <input type="text" value="296"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> %
E_s <input type="text" value="210.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="24,59"/> %
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> %
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,41"/> %	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="97,5"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0,6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1,829"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} % compressa predef.

Tipo cavo
 ϵ_{su} %
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c %
 ϵ_{syd} %
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²

Figura 4.51: Sezione di Verifica Trasverso di testata – VCASLU.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 1171$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 317$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

4.8.2.6. Trasverso di testata S14: Verifica a Flessione – Momento Negativo (3,3 m dall'appoggio)

Le azioni sollecitanti sono quelle riportate al 4.6.5 del presente documento.

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nei calcoli:

- $A_{s,prec} = 18,10$ cm²;
- $f_{cd} = 18,81$ MPa;
- $f_s = 1200$ MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.52.

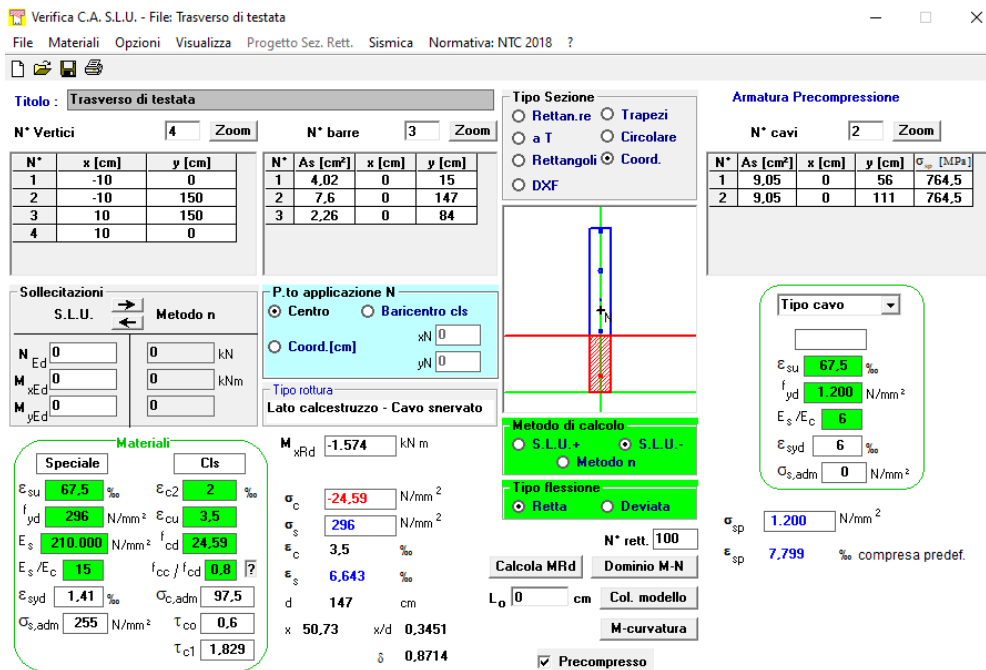


Figura 4.52: Sezione di Verifica Trasverso di testata – VCASlu

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = -1574$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = -151$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.2.7. Trasverso di testata S15: Verifica a Taglio (9,9 m dall'appoggio)

In corrispondenza della sezione di verifica sono presenti staffe a 2 bracci Ø12/20cm. Sono, inoltre, presenti due cavi da precompressione con andamento rettilineo lungo tutto lo sviluppo del traverso per cui non forniscono un contributo di controtaglio.

Lo sforzo normale da precompressione vale:

$$N = 1434 \text{ kN}$$

La verifica a Taglio viene svolta nelle medesime modalità presentate nel Capitolo 4.7 della presente relazione.

La sezione di verifica è posta in prossimità dell'incastro sulla trave, zona nella quale si ha il valore massimo del taglio. Si procede quindi alla verifica a taglio (Tabella 4.26) utilizzando le formulazioni valide per sezioni fessurate.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		S15-Adeguito	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,50 -	γ_s	1,15 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²
Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	100,53096 mm ²
h	1500 mm	s	200 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1470 mm	ρ_l	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	1.434 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	169 kN	
Controtaglio	V_{Pd}	0 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	169 kN	
Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari			
$V_{Rd,ms}$	293 kN		
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale			
$V_{Rd,s,am}$	492 kN		

Resistenza a taglio-trazione totale		
V_{Rds}		785 kN
Resistenza a taglio-compresione puntone cls		
V_{Rdc}		1.340 kN
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	785 kN
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	4,64
Esito Verifica:	SODDISFATTA	

Tabella 4.26: Verifica a taglio Trasverso di testata.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 785$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 439$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.3. Soletta

Le verifiche delle solette sono state effettuate considerando una larghezza significativa pari a 1,00 m.

Le caratteristiche geometriche degli elementi sono state descritte al 4.1.3 e le azioni sollecitanti sono riportate al 4.6.6 del presente documento.

4.8.3.1. Verifica a Flessione S16– Momento Positivo

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali riportate nei calcoli:

- A_{cls} = 2'000 cm²;
- d_{ord} = 17 cm;
- $A_{s,ord}$ = 12,32 cm²;
- $A'_{s,ord}$ = 5,42 cm²;
- f_{cd} = 18,81 MPa;

$$- f_{yd} = 347,6 \text{ MPa.}$$

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.53.

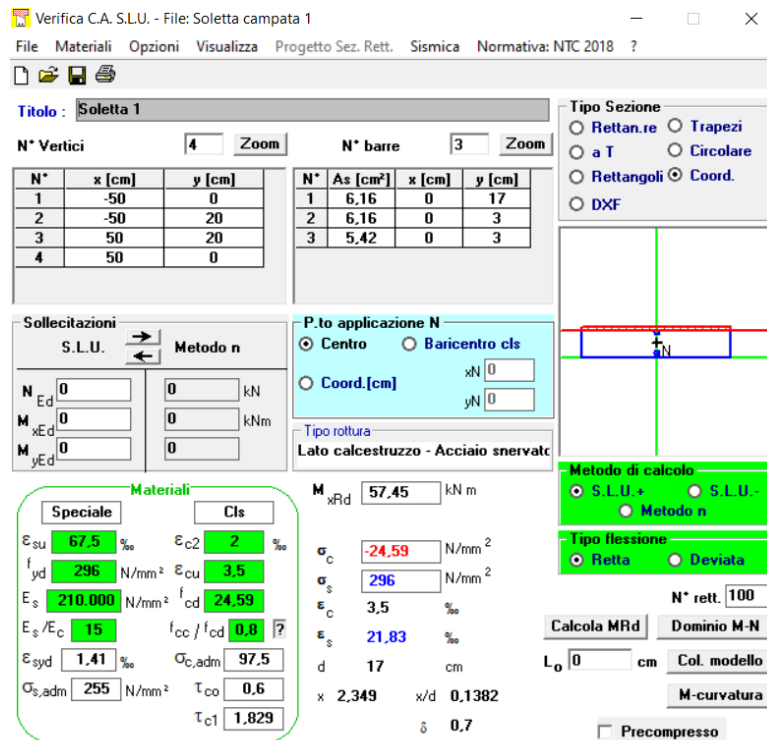


Figura 4.53: Sezione di Verifica Soletta– VCASlu.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 57,45 \text{ kNm}$;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 41,87 \text{ kNm}$ (schema di carico 1).

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; *la verifica è soddisfatta.*

4.8.3.2. Verifica a Flessione S17– Momento Negativo

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali riportate nei calcoli:

- $A_{cls} = 2'000 \text{ cm}^2$;
- $d_{ord} = 17 \text{ cm}$;
- $A_{s,ord} = 11,58 \text{ cm}^2$;
- $A'_{s,ord} = 6,16 \text{ cm}^2$;

- f_{cd} = 18,81 MPa;
- f_{yd} = 347,6 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VcasLU, come mostrato in Figura 4.54.

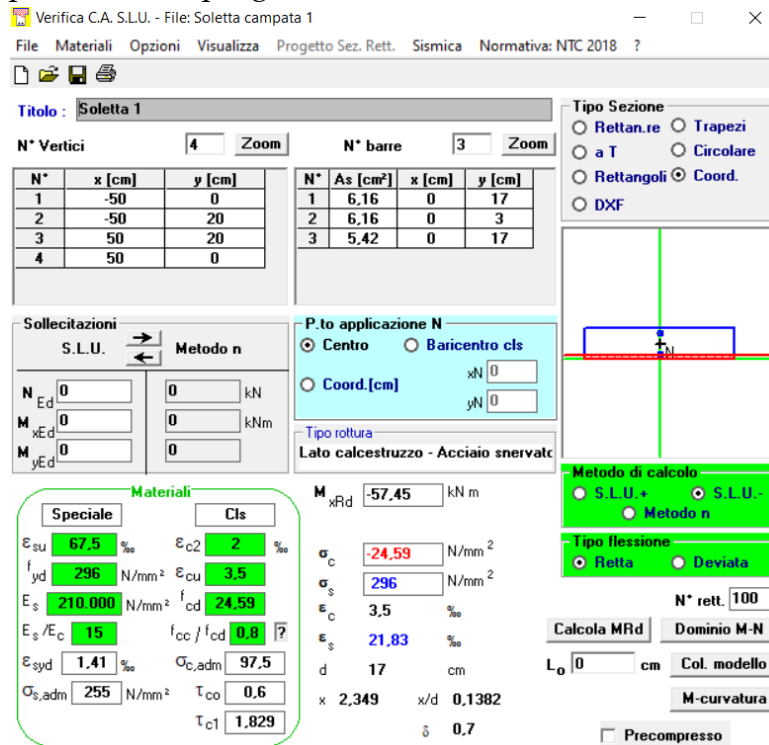


Figura 4.54: Sezione di Verifica Soletta – VcasLU.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = - 57,45$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = - 39,62$ kNm (schema di carico 2).

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

4.8.3.3. Verifica a Taglio S18

La verifica a Taglio viene svolta nelle medesime modalità presentate nel Capitolo 4.7 del presente documento.

Di seguito in Tabella 4.27 è riportata la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi senza armature trasversali § 4.1.2.3.5.1 NTC 2018</i>					
SEZIONE DI VERIFICA			S19-Appoggio		
Materiali					
<i>Calcestruzzo</i>			<i>Acciaio armatura ordinaria</i>		
FC	1,35	-	FC	1,35	-
γ_c	1,00	-	γ_s	1,00	-
f_{cd}	24,59	N/mm ²	f_{yd}	296,00	N/mm ²
Dati geometrici		Dati armature long.			
b_w	1000	mm	A_{sl}	1231,5043	mm ²
h	200	mm	q_l	0,0061575	-
c	30	mm			
d	170	mm			
Parametri di calcolo					
σ_{cp}	0,00	k	2,000	v_{min}	0,491
Azioni					
Sforzo assiale			N_{Ed}	0	kN
Taglio agente (di calcolo)			V_{Ed}	135	kN
Controtaglio			V_{Pd}	0	kN
Taglio agente effettivo			$V_{Ed,ef}$	135	kN
Resistenza a taglio			V_{Rd}	151	kN
Rapporto Capacità/Domanda			$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,12	
Esito Verifica:	SODDISFATTA				

Tabella 4.27: Verifica a taglio della soletta.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 151 \text{ kN}$;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 135,2 \text{ kN}$.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta**.

4.8.4. Sbalzi

Le verifiche degli sbalzi sono state effettuate considerando una larghezza significativa pari ad 1,00 m. Per la verifica a flessione e a taglio, è stata considerata un'altezza della sezione pari a 0,20 m.

4.8.4.1. Verifica a Flessione S19– Momento Negativo

Nella Tabella 4.28 si riportano le proprietà geometriche e le proprietà meccaniche dello sbalzo.

Proprietà geometriche dello sbalzo	
L_{cor} [cm]	50
L_{sbalzo} [cm]	92,5
$h_{soletta}$ [cm]	20
h_{cor} [cm]	15
h_{pav} [cm]	15
γ_{pav} [kN/m ³]	22
$G_{barriera}$ [kN/m]	0
$\alpha_{diffusione}$ [°]	45

Tabella 4.28: Proprietà geometriche dello sbalzo.

Per la verifica dello sbalzo si applicano due scemi di carico, dai quali si ricava la sollecitazione massima agente (Capitolo 4.6.7).

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.55.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sbalzo campata 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sbalzo campata 1

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	0
2	-50	20
3	50	20
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	6,16	0	17
2	6,16	0	17
3	4,62	0	3
4	8,04	0	17

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 0 kNm
V_{Ed}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio sneravato

M_{xRd}: -94,85 kNm

σ_c: -24,59 N/mm²
σ_s: 296 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 16,23 ‰

d: 17 cm
x: 3,016 x/d: 0,1774
δ: 0,7

Materiali: Speciale CIs

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 296 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
E_s: 210.000 N/mm² f_{cd}: 24,59 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,41 ‰ σ_{c,adm}: 97,5 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
τ_{cl}: 1,829

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord. DXF

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Figura 4.55: Sezione di Verifica Sbalzo– VCASlu.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = -94,85$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = -91,9$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

4.8.4.2. Verifica a Taglio S20

La verifica a Taglio viene svolta nelle medesime modalità presentate nel 0 del presente documento. Il taglio massimo resistente è dato dalla espressione 4.40.

$$V_{Rd,ms} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \\ \frac{0,3 \sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0,0022d)} \end{array} \right. \quad 4.40$$

Verifica dello sbalzo a taglio (al metro di soletta)				
Combinazione	SEZIONE INTEGRA			
	V_{Rd_NTC} [kN]	V_{Rd_LG} [kN]	CS [-]	ξ_v [-]
Schema di carico 1	179,0	169,7	1,63	1,70
Schema di carico 2	179,0	169,7	1,06	1,06
Schema di carico 2 + Urto	179,0	169,7	1,43	1,45

Tabella 4.29: Verifica a taglio dello sbalzo.

Si riporta la verifica per la condizione di “**ponte adeguato**”.

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 179$ kN;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 169$ kN.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; *la verifica è soddisfatta.*

4.9. Verifica elementi in condizione ammalorata

In questo capitolo si riportano le verifiche effettuate con riferimento alla configurazione “ammalorata”, ipotizzando che la trave centrale dell’impalcato abbia l’armatura di precompressione a sezione ridotta. Le sollecitazioni risultanti utilizzate per le verifiche sono quelle agenti sul singolo elemento ammalorato nella sezione in cui è presente il difetto, in mezzeria e in corrispondenza dell’appoggio.

Si riporta di seguito la verifica a flessione della trave centrale nella sezione di riferimento posta in mezzeria e a $x=0,9d$ dall’appoggio.

4.9.1. Trave 2: Verifica a Flessione –Sezione di mezzeria, Ammalorata - Adeguata

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nelle verifiche:

- A_{cls} = 11330 cm²;
- d_p = 157 cm (baricentro del sistema di precompressione);
- $A_{s,prec}$ = 43,54 cm²;
- f_{cd} = 24,59 MPa;
- f_s = 1200 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l’armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma V-CASLU, come mostrato in Figura 4.56.

Il difetto considerato è la riduzione della sezione dell’armatura di compressione, considerando 10 fili rotti nel primo cavo, passando, dunque, da 44 a 34 fili.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave centrale ammalorata

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Trave centrale ammalorata

N° Vertici: 16 Zoom N° barre: 18 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-37,5	0	1	0,5	8	76,8
2	-37,5	20	2	0,5	-8	76,8
3	-10	30	3	0,79	8	3
4	-10	124	4	0,79	-8	3
5	-37,5	132	5	0,79	-32	3
6	-37,5	140	6	0,79	32	3

Amatura Precompressione

N° cavi: 1 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{pr} [MPa]
1	40,72	0	7	

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Cavo snevato

M_{MRd} 7.548 kNm

σ_c 24,59 N/mm²
σ_s 296 N/mm²
ε_c 3,468 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 157 cm
x 7,673 x/d 0,04887
δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 Col. modello
M-curvatura

Precompresso

Tipo cavo: Trefolo

ε_{su} 67,5 ‰
f_{yd} 1.200 N/mm²
E_s/E_c 6
ε_{syd} 5,714 ‰
σ_{s,adm} 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.200 N/mm²
ε_{sp} 65,69 ‰ compressa predef.

Materiali

Speciale C25

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 296 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 24,59
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,41 ‰ σ_{s,adm} 97,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

Figura 4.56: Trave centrale ammalorata V-CASLU.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 7548 \text{ kNm}$;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 8727 \text{ kNm}$.

*Risulta $M_{Rd} < M_{Ed}$; **la verifica non è soddisfatta.***

4.9.2. Trave 2: Verifica a Flessione –Sezione di mezzeria, Ammalorata - Operativo

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte operativo**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 7548 \text{ kNm}$;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 7965 \text{ kNm}$.

*Risulta $M_{Rd} < M_{Ed}$; **la verifica non è soddisfatta.***

4.9.3. Trave 2: Verifica a Flessione –Sezione di mezzeria, Ammalorata - Transitabile

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte transitabile**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 7548 \text{ kNm}$;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 6136 \text{ kNm}$.

*Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.***

4.9.4. Trave 2: Verifica a Taglio – Sezione a distanza $0,9d=1,413\text{m}$, Ammalorata

Nel seguito si riporta la verifica a taglio della trave centrale ammalorata.

La verifica è stata condotta nella sezione a distanza $0,9d$ pari a $1,413 \text{ m}$ dall'appoggio, nella quale il valore del taglio dovuto ai carichi esterni (SLU) risulta pari a:

$$V_{Rd} = 1623 \text{ kN.}$$

La precompressione genera un controtaglio che deve essere sottratto dal taglio sollecitante, in funzione dell'inclinazione dei cavi da precompressione.

Da progetto, tenendo conto delle perdite e delle cadute di precompressione, la tensione realizzata al martinetto vale 1074 MPa per il cavo rialzato e 1059 MPa per i cavi più bassi. Si è considerato una perdita globale rispetto al tiro iniziale di circa 30%.

Sono utilizzati due cavi con 55 fili di diametro 6 mm e un cavo con 44 fili, sempre di diametro 6 mm. Rispettivamente l'area dei cavi è di 1555 mm² e 1244 mm².

Si riporta nella Tabella 4.30 il calcolo delle componenti verticale ed orizzontale del tiro di precompressione (seguendo i passaggi descritti nel Capitolo 4.8.1.4), valutata in funzione dell'inclinazione del cavo risultante.

Valutazione componenti della precompressione								
CAVI	α	$\sigma_{in-test}$	$\Delta\sigma_{inf}$	$\sigma_{res-test}$	A_{cavo}	T_{res}	$T_{v,res}$	$T_{N,res}$
n.	[°]	[MPa]	[%]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	12	1074	30	752	1244	935	194	915
2	8	1059	30	741	1555	1153	160	1142
3	4	1059	30	741	1555	1153	80	1150

Tabella 4.30: Componenti della precompressione.

I valori delle due componenti risultano:

$$V_d = 435 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = 3206 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante nella sezione di verifica risulta pari a:

$$V_{Ed} = V_d - V_{pd} = 1623 - 435 = 1188 \text{ kN}$$

Si procede in ogni caso con la verifica per sezioni fessurate le quali vengono riportate in Tabella 4.31.

VERIFICA A TAGLIO <i>Elementi fessurati § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018</i>			
SEZIONE DI VERIFICA		Centrale ammalorata	
Materiali			
<i>Calcestruzzo</i>		<i>Acciaio armatura ordinaria</i>	
FC	1,35 -	FC	1,35 -
γ_c	1,00 -	γ_s	1,00 -
f_{cd}	24,59 N/mm ²	f_{yd}	296,00 N/mm ²

Dati geometrici		Dati armature	
b_w	200 mm	A_{sw}	307,88 mm ²
h	1600 mm	s	250 mm
c	30 mm	A_{sl}	0 mm ²
d	1570 mm	q_l	0 -
Inclinazione ottimizzata dei puntoni di calcestruzzo			
θ_{ottim}	21,8 °		
Azioni			
Sforzo assiale	N_{Ed}	3.206 kN	
Taglio agente (di calcolo)	V_{Ed}	1.623 1.623	
Controtaglio	V_{Pd}	435 kN	
Taglio agente effettivo	$V_{Ed,ef}$	1.188 kN	
Resistenza a taglio-trazione meccanismi secondari			
$V_{Rd,ms}$	218 kN		
Resistenza a taglio-trazione armatura trasversale			
$V_{Rds,arm}$	1.288 kN		
Resistenza a taglio-trazione totale			
V_{Rds}	1.288 kN		
Resistenza a taglio-compressione puntone cls			
V_{Rdc}	1.355 kN		
Resistenza complessiva a taglio	V_{Rd}	1288 kN	
Rapporto Capacità/Domanda	$V_{Rd}/V_{Ed,ef}$	1,08	
Esito Verifica:	SODDISFATTA		

Tabella 4.31: Verifica a taglio.

Si procede alla verifica nelle condizioni di “**ponte adeguato**”

Il taglio resistente è pari a: $V_{Rd} = 1288 \text{ kN}$;

Il taglio sollecitante è pari a $V_{Ed} = 1188 \text{ kN}$.

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; *la verifica è soddisfatta.*

4.9.5. Tabella Riepilogativa delle Verifiche sezioni con Difetti

Elemento	Parte d'opera	Posizione	Difetto	Verifica	Condizione
Trave 2	Impalcato	mezzeria	D01	Flessione	Transitabile
Trave 2	Impalcato	A $0,9d=1,413 \text{ m}$ dall'appoggio	D02	Taglio	Adeguato

Tabella 4.32: Tabella riepilogativa delle verifiche delle sezioni con difetti

4.10. Valutazione di Incidenza del Difetto (VPID)

La rilevanza del difetto osservato è misurata dal rapporto tra la capacità resistente della sezione con difetto e la capacità della sezione integra.

I rapporti per le sezioni esaminate sono riportati nella Tabella 4.33 che segue.

Elemento	Parte d'opera	Posizione	Difetto	C_{rid}	C_{int}	VPID
Trave 2 c.a.p.	Impalcato	Mezzeria	D01	7548 [kNm]	8044 [kNm]	0,94
Trave 2 c.a.p.	Impalcato	A 0,9d=1,413m dall'appoggio	D02	435 [kN]	465 [kN]	0,94

Tabella 4.33: Valutazione incidenza del difetto.

I valori di VPID fanno riferimento ai risultati ricavati dalle verifiche in condizioni statiche maggiormente gravose per gli elementi difettati appartenenti all'impalcato.

4.11. Valutazione in Livello di Conoscenza 3

A seguito delle verifiche condotte l'opera nel suo complesso risulta **"Transitabile"**, secondo la definizione delle citate LG, per le azioni dei carichi da traffico, a causa del deficit strutturale riscontrato sulle travi in c.a.p. Le ragioni per le quali il ponte ricade nella transitabilità possono essere molteplici.

Innanzitutto, si deve considerare il cambio normativo e i relativi carichi di progetto che sono progressivamente aumentati negli anni. Per tale sviluppo, alcuni ponti risultano inefficienti alle sollecitazioni indotte dai carichi da traffico prescritti nelle NTC del 2018. Tale argomentazione trattata nel Capitolo 2.3 della presente relazione.

In secondo luogo, la presenza di difetti in stato avanzato può generare un deficit strutturale dell'impalcato tale da determinarne, in accordo con l'ente, una limitazione geometrica (transitabilità di tipo 1) o una limitazione veicolare (transitabilità di tipo 2). Questo deve essere un provvedimento temporaneo fintanto che la resistenza degli elementi non è stata ripristinata.

Un'ulteriore motivazione è data dai fattori di confidenza utilizzati, questi sono estremamente cautelativi. Il livello di conoscenza per l'impalcato studiato è 1, ciò comporta un FC pari a 1,35. Inoltre, i dettagli strutturali derivano dal progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca di costruzione ipotizzato, così come le proprietà dei materiali sono i valori usuali per la pratica costruttiva degli anni di riferimento. Non si hanno, dunque, delle prove dirette sui materiali realmente utilizzati.

Quest'ultima problematica è risolvibile facendo un piano di indagini speciali, le quali sono analizzate nel Capitolo 3. Con le indagini esaustive in situ si raggiunge il livello di conoscenza 3, il cui fattore di confidenza corrispondente è pari a 1.

Nell'ipotesi che le proprietà meccaniche dei materiali siano state verificate tramite le indagini, i valori da utilizzare nelle verifiche sono mostrati ne Tabella 4.34, Tabella 4.35 e Tabella 4.36.

Calcolo resistenza utilizzata nelle verifiche - CALCESTRUZZO			
LG 2020 del C.S.LL. PP			
Fattore di Confidenza	FC	1,00	-
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	33,20	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica / FC	f_{ck} / FC	33,20	MPa
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck}/FC + 8$	41,20	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$	3,10	MPa
Resistenza a trazione media per sforzo assiale	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2,17	MPa
Resistenza cilindrica di calcolo	$f_{cd} = f_{ck}/FC$	33,20	MPa
Resistenza di calcolo a trazione per sforzo assiale	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$	2,17	MPa
Resistenza media a trazione elementi sollecitati a flessione	$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$	3,72	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$	33.643	MPa

Tabella 4.34: Proprietà meccaniche del calcestruzzo con FC=1.

Calcolo resistenza utilizzata nelle verifiche - ACCIAIO ARMATURA LENTA			
LG 2020 del C.S.LL.PP			
Fattore di Confidenza	FC	1,00	-
Resistenza a snervamento caratteristica	f_{yk}	400	MPa
Resistenza a snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/FC$	400	MPa
Modulo elastico	E_s	210.000	MPa

Tabella 4.35: Proprietà meccaniche dell'acciaio ordinario con FC=1.

Calcolo resistenza utilizzata nelle verifiche - ACCIAIO ARMONICO (FILI)			
LG 2020 del C.S.LL.PP			
Fattore di Confidenza	FC	1,00	-
Resistenza caratteristica a carico massimo, Fili	f_{ptk}	1570	MPa
Resistenza caratteristica allo 0.1% di deformazione residua	$f_{p(0.1)k}$	1620	MPa
Resistenza a di calcolo, Fili	f_{yd}	1620	MPa
Modulo elastico	E_s	210.000	MPa

Tabella 4.36: Proprietà meccaniche dell'acciaio armonico con FC=1.

Con il fattore di confidenza pari ad 1 ovviamente le resistenze dei materiali sono più elevate. Si procede, dunque, a ripetere l'analisi degli elementi dell'impalcato che erano risultati transitabili con la verifica in LC1. Ossia, la trave di bordo a flessione e trave centrale ammalorata sempre a flessione.

4.11.1. Trave 1: Verifica a flessione – Sezione di mezzeria - LC3 Adeguata

- A_{cls} = 10630 cm²;
- d_p = 157 cm (baricentro del sistema di precompressione);
- $A_{s,prec}$ = 43,54 cm²;
- f_{cd} = 33,2 MPa;
- f_s = 1620 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma Vcaslu, come mostrato in Figura 4.57.

Figure 4.57 shows the Vcaslu software interface for a reinforced concrete beam analysis. The window title is "Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave di bordo campata 1". The interface is divided into several panels:

- Titolo:** Trave di bordo, mezzeria campata 1
- N° Vertici:** 16, **N° barre:** 18
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n
- Materiali:** Speciale, Cls
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls
- Tipo Sezione:** Rettangolare, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord., DXF
- Armatura Precompressione:** N° cavi: 1
- Metodo di calcolo:** S.L.U., Metodo n
- Tipo flessione:** Retta, Deviata
- Calcola MRd:** Dominio M-N, M-curvatura
- Precompresso:** checked

The central diagram shows the cross-section of the beam with a vertical axis and a horizontal axis. The "Precompresso" checkbox is checked.

Figura 4.57: Trave di bordo in c.a.p. sezione in mezzeria– Vcaslu.

La verifica a flessione, nelle condizioni di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 10790$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 9799$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

4.11.2. Trave 2: Verifica a flessione - Sezione di mezzeria – LC3 Adeguata.

Nel seguito si riportano le proprietà geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nelle verifiche:

- A_{cls} = 11330 cm²;
- d_p = 157 cm (baricentro del sistema di precompressione);
- $A_{s,prec}$ = 40,72 cm²;
- f_{cd} = 33,20 MPa;
- f_s = 1620 MPa.

Per il calcolo del momento resistente si è definita la sezione, l'armatura ordinaria e i cavi da precompressione sul programma VCASLU, come mostrato in Figura 4.58.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave centrale ammalorata

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Trave centrale ammalorata

N° Vertici: 16 Zoom N° barre: 18 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-37,5	0	1	0,5	8	76,8
2	-37,5	20	2	0,5	-8	76,8
3	-10	30	3	0,79	8	3
4	-10	124	4	0,79	-8	3
5	-37,5	132	5	0,79	-32	3
6	-37,5	140	6	0,79	32	3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Cavo snervato

M_{xRd}: 101.190 kNm

σ_c: -33,2 N/mm²
σ_s: 400 N/mm²
ε_c: 3,48 ‰
ε_s: 67,5 ‰
d: 157 cm
x: 7,697 x/d: 0,04902
δ: 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord. DXF

Armatura Precompressione: N° cavi: 1 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{pr} [MPa]
1	40,72	0	7	

Tipo cavo: Trefolo

ε_{su}: 67,5 ‰
f_{yd}: 1620 N/mm²
E_s/E_c: 6
ε_{syd}: 7,714 ‰
σ_{s,adm}: 1080 N/mm²

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd: Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

σ_{sp}: 1.620 N/mm²
ε_{sp}: 65,69 ‰ compressa predef.

Figura 4.58: Trave centrale in c.a.p. sezione in mezzeria- VCASLU.

La verifica a flessione, nelle condizioni di “**ponte adeguato**”.

Il momento resistente è pari a: $M_{Rd} = 10190$ kNm;

Il momento sollecitante è pari a $M_{Ed} = 8727$ kNm.

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

5 Conclusioni

Nel presente elaborato sono riportati gli esiti della valutazione di sicurezza dell'opera condotta in accordo al Capitolo 8 della vigente normativa NTC18 ed al Capitolo 6 delle Linee Guida del C.S.LL.PP. (verifica "accurata di Livello 4). Le verifiche sono condotte nei confronti degli Stati Limiti Ultimi.

Il livello di conoscenza raggiunto per il calcestruzzo, l'acciaio dolce e l'acciaio armonico è LC1 (Figura 5.1). I dettagli strutturali utilizzati nelle verifiche derivano dal progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca di costruzione ipotizzato, così come le proprietà dei materiali sono i valori usuali per la pratica costruttiva degli anni di riferimento.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 5.1: Livelli di conoscenza e rispettivi valori dei fattori di confidenza

A seguito delle verifiche condotte l'opera nel suo complesso risulta "**Transitabile**", secondo la definizione delle citate LG, per le azioni dei carichi da traffico, a causa del deficit strutturale riscontrato sulle travi e sui traversi in c.a.p.

Si è proceduto, dunque, alla verifica degli elementi nel livello di Transitabilità (1) o Transitabilità NTC18, ovvero con limitazioni geometriche d'uso come previsto dalle C.S.LL.PP. del 17/04/20. Nello specifico ci si è riferiti ad una configurazione in cui le travi di bordo sono state scaricate inibendo il traffico lasciando aperta una corsia di 5 m a partire dal cordolo esterno, rispettivamente per entrambe le carreggiate.

La verifica è stata eseguita in condizioni integre e in condizioni ammalorate. In quest'ultimo caso si è considerata la corrosione e la rottura di 10 fili del cavo da precompressione più alto nella trave centrale (trave 2). Anche in questa ipotesi la trave risulta "Transitabile".

Ripetendo le verifiche a seguito delle indagini speciali, che permettono di raggiungere un Livello di Conoscenza 3 con Fattore di Confidenza 1, l'opera nel suo complesso risulta "**Adeguata**", anche in condizioni ammalorate. Si deve comunque tenere conto che le proprietà meccaniche utilizzate sono ipotetiche di progetto, non si tiene,

dunque, conto di eventuali materiali più scadenti realmente utilizzati oppure del loro degrado.

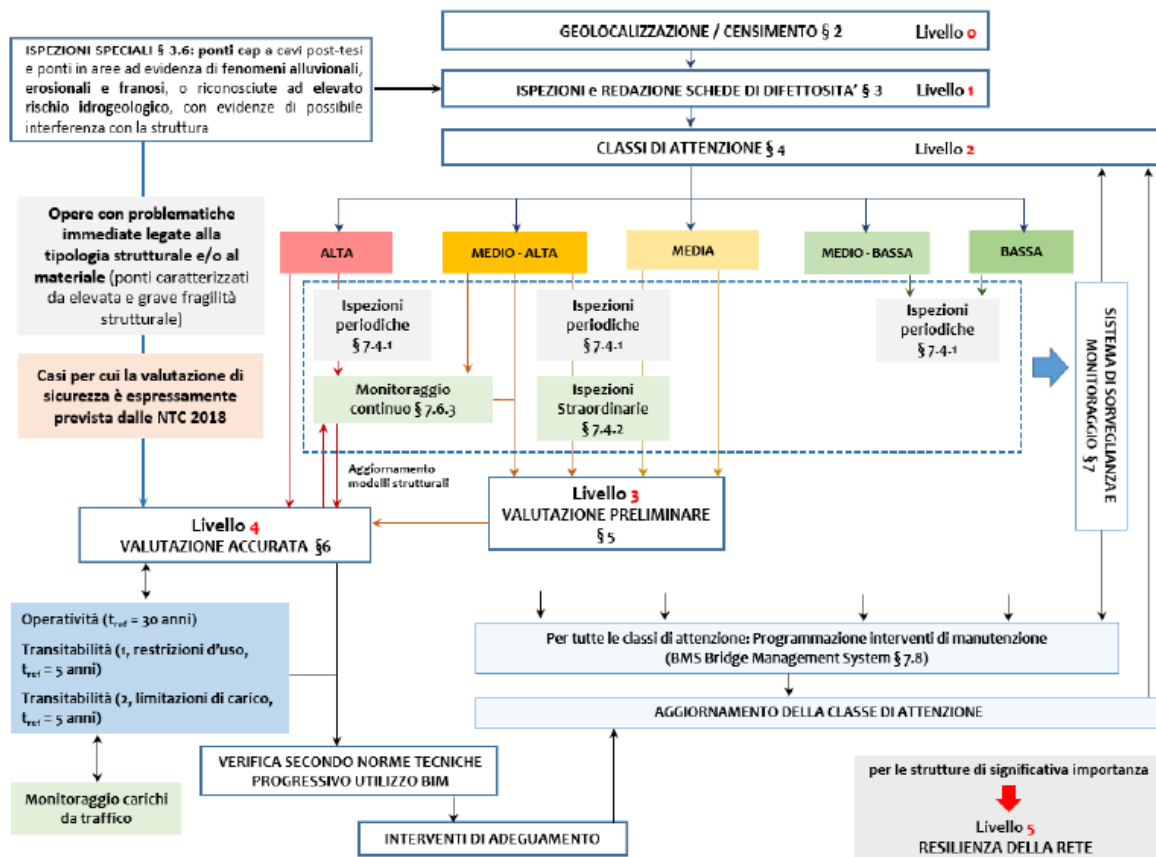


Figura 5.2: Approccio multilivello delle Linee Guida

Alla luce di quanto sopra esposto si evince che la “non verifica” di un elemento strutturale non è sempre da imputare ad una cattiva progettazione, evoluzione normativa o degrado di esso stesso, ma anche alla poca conoscenza dell’opera. La carenza di indagini sul ponte fa sì che vengano utilizzati coefficienti di sicurezza eccessivamente cautelativi. Il livello di conoscenza influenza, infatti, sia il Fattore di Confidenza sia i fattori parziali di sicurezza γ che riducono la resistenza dei materiali.

Come possiamo vedere nello schema in Figura 5.2, per le opere in c.a.p. a cavi post-tesi devono essere programmate, già al Livello 1 dell’approccio multilivello delle LG, delle indagini speciali, in quanto strutture particolarmente critiche. Solo a seguito di queste si procede alle valutazioni di sicurezza approfondite previste dal Livello 4.

Le indagini speciali ci consentono di conoscere lo stato attuale degli elementi dei ponti e del rispettivo sistema di precompressione. È necessario, però, prevedere un monitoraggio in continuo dell’evoluzione dello stato di conservazione, col fine di ridurre le incertezze di natura epistemica e pianificare gli interventi di manutenzione.

Bibliografia

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.*, 2020.
- [2] G. Buratti, A. Cosentino, F. Morelli, W. Salvatore, P. Bencivenga, M. Zizi e G. De Matteis, «Alcune considerazioni sull'evoluzione normativa dei carichi da traffico nella progettazione dei ponti stradali in Italia,» in *XVII Convegno ANIDIS- Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica*, Ascoli Piceno, 2019.
- [3] ANAS, Centro sperimentale stradale di Cesano, «Ispezione approfondita di impalcati da ponte con travi in c.a.p. a cavi post-tesi.» Aprile 2020.
- [4] Autostrade per l'Italia Spa, *Ponti,viadotti e cavalcavia. Specifica Tecnica per la redazione delle verifiche accurate di sicurezza (VAL4)*, Gennaio 2022.
- [5] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*, Decreto 17 gennaio 2018.
- [6] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.*, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2022.
- [7] F. Neri, *Strutture in Cemento Armato Precompresso*, Catania: Appunti del corso "Tecnica delle costruzioni", 1996/97.
- [8] C. C. Guidi, *Cemento armato precompresso: teoria, esperienze, realizzazioni*, Milano: Hoepli, 1987.
- [9] C. Sigmund, *Calcolo di elementi prefabbricati in cemento armato precompresso secondo Norme Tecniche e Eurocodici*, Palermo: Grafil Srl, 2012.
- [10] M. Marandola, *La costruzione in precompresso: conoscere per recuperare il patrimonio italiano*, Milano: Il Sole 24 Ore, 2009.

- [11] M. C. Rampini, *Il calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.)*, Milano: Slides del corso "Tecnica delle costruzioni" Prof. Marco di Prisco, 2021.
- [12] L. Bertolini, *Materiali da costruzione: degrado, prevenzione, diagnosi, restauro (Vol.2)*, Torino: CittàStudi, 2012.
- [13] M. P. Petrangeli, *Progettazione e costruzione di ponti : con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti.*, Milano: Casa Editrice Ambrosiana, 2017.
- [14] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Allegato C: Schede difettologiche*, Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti., 2020.
- [15] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*, Circolare 21 gennaio 2019.
- [16] P. G. Debernardi, *Strutture di calcestruzzo armato precompresso con riferimento agli Eurocodici*, Torino: Celid, 2011.
- [17] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Circolare 384, Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*, 14 febbraio 1962.
- [18] Autostrade per l'Italia Spa, *Ponti, viadotti e cavalcavia. Piano delle indagini su elementi in c.a.p. post-tesi ai fini delle verifiche accurate di sicurezza. Istruzioni operative.*, Febbraio 2022.
- [19] L. Zanzi, «Appunti di sismica di esplorazione e georadar,» Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Ottobre 2004.
- [20] M. Lualdi, Slides del corso "Prove non Distruttive", Politecnico di Milano, 2022.
- [21] E. Proverbio, G. Epasto, V. Venturi e M. Venturi, «Indagini radar (GPR) per la valutazione dello stato di degrado di strutture in c.a.p a cavi post-tesi,» *Quarry & construction*, vol. 535, pp. 143-151, 2007.
- [22] A. Lupoi e G. De Bedetti, «Efficiency and effectiveness evaluation of post-tensioned prestressed,» in *Italian Concrete Days- Aicap e CTE*, Aprile 2021.
- [23] Envsensing, «Specificata tecnica per indagini in situ su opere d'arte,» 2021.

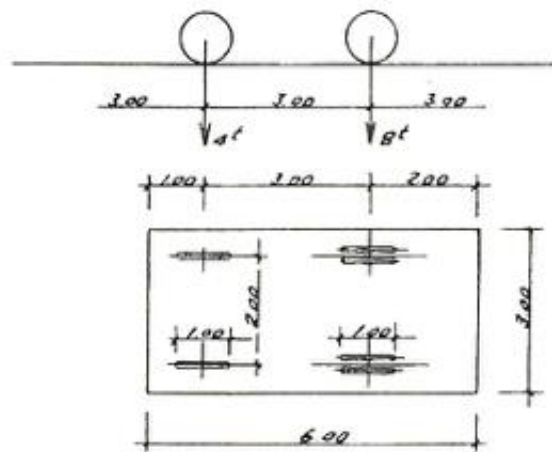
- [24] S. Mineo, D. Basile e M. D. Vita, «Stima della resistenza dell'acciaio delle barre di armatura inglobate in getti di calcestruzzo mediante la prova non distruttiva di durezza in opera Leeb,» in *Congresso Nazionale dell'associazione Master*, 2019.
- [25] Consiglio Nazionale delle Ricerche, «Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni,» 2018.
- [26] Autostrade per l'Italia Spa, *Ponti, viadotti e cavalcavia. Specifiche per la stesura del Piano delle indagini ai fini delle verifiche di sicurezza. Seconda emissione*, Gennaio 2022.
- [27] G. De Matteis, M. Z. Pasquale Bencivenga e A. Del Prete, «Rischio strutturale di ponti esistenti: considerazioni preliminari sullo scenario in provincia di Caserta,» in *XVII Convegno ANIDIS- Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica*, Ascoli Picena, 2019.
- [28] G. Vederame, A. Stella e E. Cosenza, «Le proprietà meccaniche degli acciai impegnati delle strutture in c.a. realizzate negli anni '60,» in *X Convegno ANIDIS- Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica*, Potenza-Matera, 2001.
- [29] L. Bertolini e M. Cannarsa, *Materiali da costruzione: struttura, proprietà e tecnologie di produzione (Vol.1)*, Novara: CittàStudi, 2014.
- [30] C. S. d. L. P. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Circolare esplicativa*, 21 gennaio 2019.
- [31] N. Cefis, *Esercizi di meccanica dei solidi e delle strutture*, Bologna: Esculapio, 2016.
- [32] L. Nunziante, L. Gambarotta e A. Tralli, *Scienza delle costruzioni*, Milano: McGraw-Hill Italia, 2011.
- [33] A. Greco, F. Bontempi e P. Olmati, «Aspetti delle caratteristiche prestazionali di barriere stradali tipo new jersey. Confronto tra tipologie,» *Progettare e costruire con la prefabbricazione- Precast Design*, vol. INGENIO, 2014.

A Schemi circolare 384 14/02/1962

CARICHI CIVILI

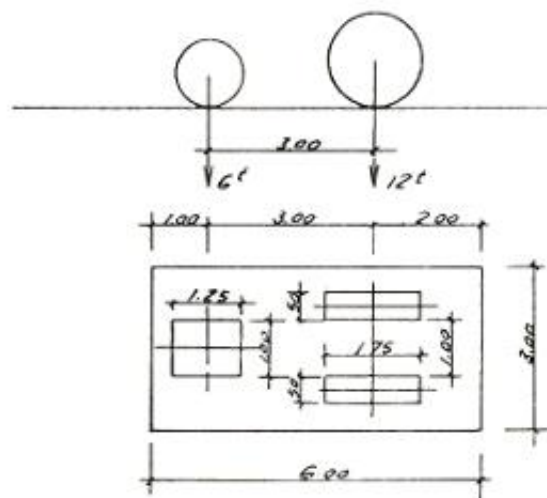
SCHEMA

Colonna indefinita di autocarri da 12 t



SCHEMA 2

Rullo compressore isolato da 18 t



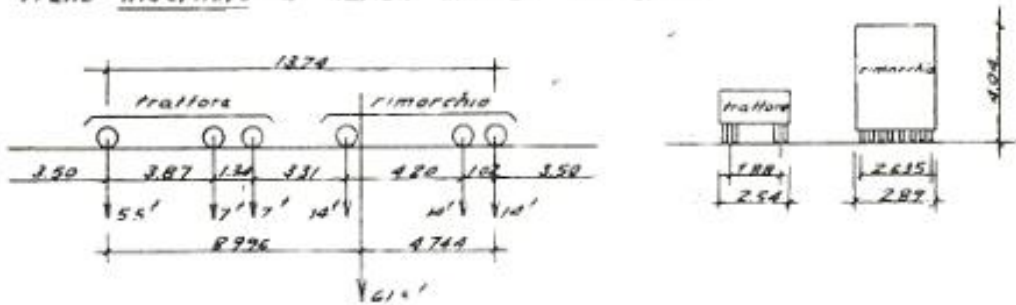
SCHEMA 3

Folla compatta (400 Kg/m²)

CARICHI MILITARI

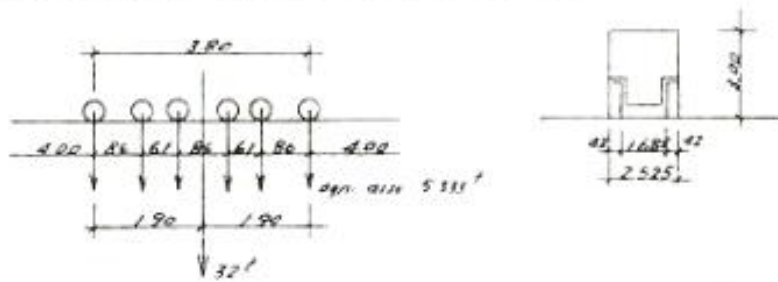
SCHEMA 4

Treno indefinito di carichi militari da 615 t



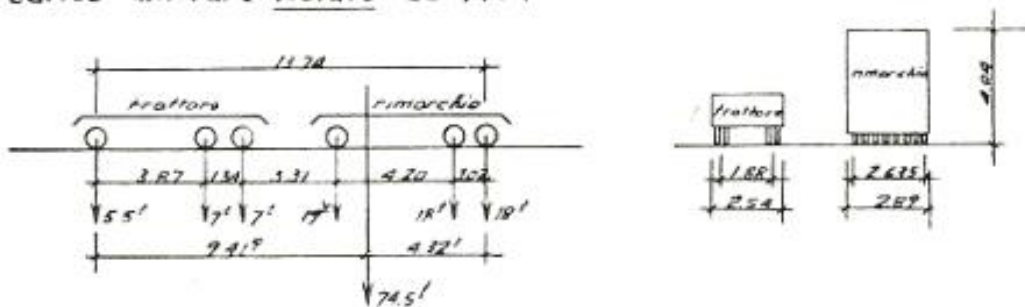
SCHEMA 5

Treno indefinito di carichi militari da 32 t



SCHEMA 6

Carica militare isolata da 74.5 t



B Diagrammi sollecitazioni



Figure B.1: Trave di bordo – Adeguato.

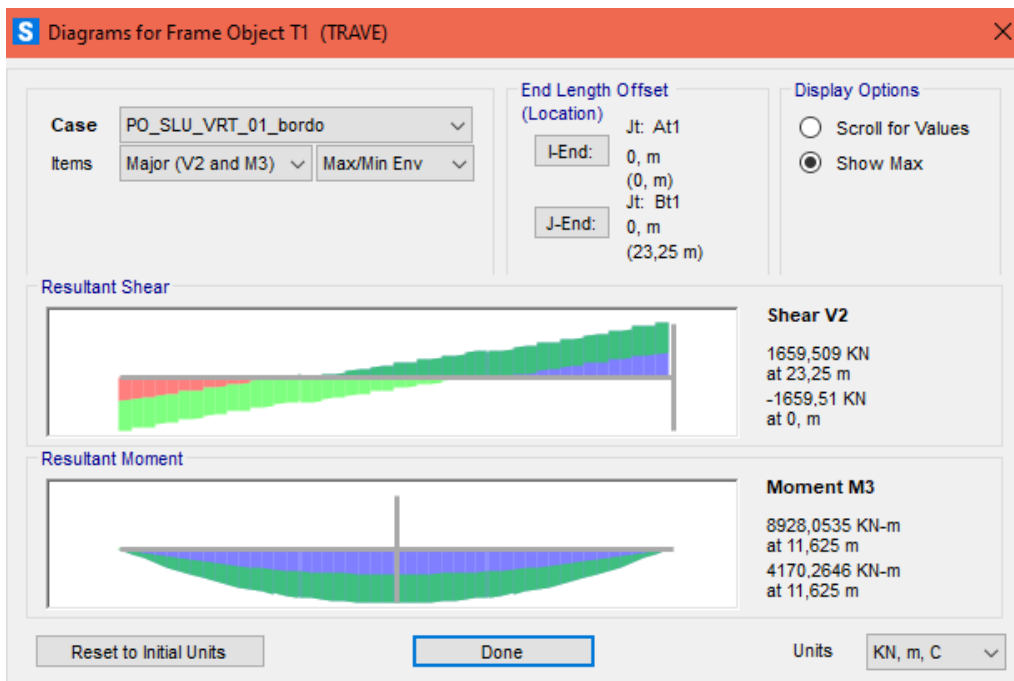


Figure B.2: Trave di bordo – Operativo.

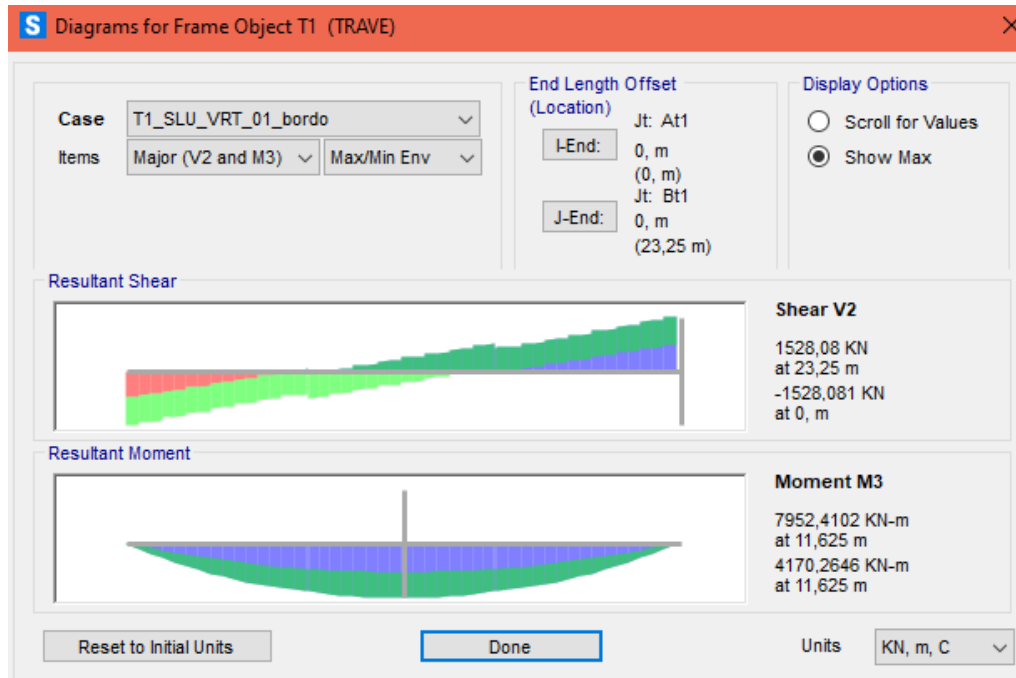


Figure B.3: Trave di bordo – Transitabilità 1.

