



**Politecnico
di Torino**

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Gestione e riqualificazione delle costruzioni e delle infrastrutture

INGEGNERIA FORENSE: I METODI "SWISS CHEESE" E "BOW-TIE" PER IL SAFETY MANAGEMENT DEI PONTI

Relatore

Prof. Bernardino CHIAIA

Candidato

Clara Francesca Anna COLAZZO

Anno Accademico 2023/2024

Abstract

Il territorio italiano è contraddistinto da un ampio patrimonio di opere di natura ingegneristica quali ponti, cavalcavia e viadotti, inserito in un contesto geomorfologico complesso ed eterogeneo. Tali strutture sono indispensabili per garantire il sistema di trasporto nazionale, sia umano che economico ed è proprio per questo motivo che la loro salvaguardia non può essere trascurata.

I recenti crolli, come quello emblematico del viadotto Polcevera nel 2018, evidenziano come l'assenza di manutenzione o la superficialità delle ispezioni visive, possano rappresentare una vera e propria minaccia per la sicurezza dell'infrastruttura e della complessa macchina a essa connessa, in termini di danni umani, danni economici, e danni alla storia delle infrastrutture.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha pubblicato nel 2020 le *Linee Guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti*, offrendo un approccio multilivello in grado di individuare e analizzare i principali rischi cui una struttura è soggetta.

Nel presente elaborato si è scelto di adottare i metodi dell'Ingegneria Forense come elementi al servizio del *Safety Management* dei ponti. Nella fattispecie, saranno introdotti i metodi *Swiss Cheese* e *Bow-Tie* per studiare alcune delle cause e delle con-cause responsabili del collasso di due diverse tipologie di ponte.

L'Ingegneria Forense è una disciplina in grado di coniugare la Tecnica con il Diritto; tuttavia, l'aspetto prettamente forense sarà trascurato. Sarà invece esaminata la letteratura di casi e di analisi dei dati ad essa riferibili, al fine di conseguire una conoscenza scientifica degli elementi che sono alla base di pertinenti spiegazioni dei collassi delle strutture, individuandone le dinamiche progressive e dunque assumendo una consapevolezza delle possibili strategie di controllo preventivo e manutentivo.

Abstract

The Italian territory is characterized by a large heritage of engineering works such as bridges, overpasses and viaducts, inserted in a complex and heterogeneous geomorphological context. These structures are essential to guarantee the national human and economic transport system, and it is precisely for this reason that their protection cannot be neglected.

Recent collapses, such as the emblematic one of the Polcevera viaduct in 2018, highlight how the lack of maintenance or the superficiality of visual inspections can represent a real threat to the safety of the infrastructure and the complex machine connected to it, in terms of human damage, economic damage, and damage to the history of the infrastructure.

In 2020, the Superior Council of Public Works published the *Guidelines for the classification and management of risk, safety assessment and monitoring of existing bridges*, offering a multi-level approach capable of identifying and analyzing the main risks to which a structure is subject.

In this paper we have chosen to adopt the methods of Forensic Engineering as elements at the service of the *Safety Management* of bridges. In particular, the *Swiss Cheese* and *Bow-Tie* methods will be introduced to study some of the causes and co-causes responsible for the collapse of two different types of bridges.

Forensic Engineering is a discipline capable of combining Technique with Law; however, the purely forensic aspect will be neglected. On the other hand, the literature of cases and data analysis referable to it will be examined, in order to achieve a scientific knowledge of the elements that are the basis of relevant explanations of the collapses of structures, identifying their progressive dynamics and therefore assuming an awareness of the possible strategies of preventive and maintenance control.

A mamma e papà

Indice

Elenco Tabelle	VI
Elenco figure	VII
Introduzione	1
I Parte I: Normazione e valutazione del rischio	4
1. Ingegneria forense	6
2. Normativa di riferimento	8
2.1 Quadro normativo italiano	8
3. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio	11
3.1 Approccio multilivello per la definizione dei livelli di analisi	11
3.2 Livello 2: Valutazione dei rischi e classificazione su scala territoriale .	13
4. Safety Management System, gestione e valutazione del rischio	15
4.1 Safety Management System (SMS)	15
4.2 Just Culture	16
4.3 Valutazione e gestione del rischio	17
4.3.1 ISO 31000	17
4.3.2 Identificazione dei rischi	19
4.3.3 Analisi dei rischi	20
4.3.4 Analisi delle barriere di controllo	20
4.3.5 Valutazione del rischio: criteri di accettabilità e tollerabilità .	21
4.3.6 Trattamento del rischio	23
5. Swiss Cheese Model (SCM)	25
5.1 Frasi di sviluppo del modello	25
5.1.1 La metafora degli eventi patogeni residenti (di <i>James Reason</i>)	25

5.1.2 Il concetto della difesa (di <i>John Wreathall</i>)	26
5.1.3 La metafora del formaggio svizzero (di <i>Rob Lee</i>)	27
5.2 Rivisitazione del modello ai fini applicativi	28
5.2.1 Percorsi possibili	30
5.3 Critiche al modello	32
6. Metodo Bow - Tie	33
6.1. Cenni storici	33
6.2 Rappresentazione dell'approccio Bow - Tie	35
6.3 Metodo e gestione del rischio	35
6.4 Livello di astrazione	36
6.5 Hazard	37
6.6 Top Event	37
6.7 Minacce	38
6.8 Conseguenze	39
6.9 Barriere	39
6.10 Fattori e controlli di degradazione	42
7. Robustezza strutturale	44
7.1 Valutazione della robustezza strutturale	44
7.2 Strategie di progettazione	46
II Parte II	48
8. Caso 1: ponte a travata	49
8.1 Caso studio	51
8.1.1 Materiali	51
8.1.2 Azioni agenti sulla struttura	53
8.2 Verifica dell'impalcato	55
8.2.1 Trave e sezioni di verifica	56
8.3 Modellazione dell'impalcato mediante il Software SAP 2000	58
8.3.1 Approccio di modellazione adottato	58
8.3.2 Applicazione delle azioni	60
8.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo sulla trave	64
8.4.1 Verifica allo SLU per flessione	64
8.5 Applicazione del danneggiamento	69
8.6 Applicazione del metodo <i>Bow - Tie</i>	74
8.6.1 Hazard e Top Event	74
8.6.2 Minacce e conseguenze	74
8.6.3 Escalation Factors e barriere di prevenzione e di mitigazione	75
8.7 Applicazione <i>Swiss Cheese Model</i>	78

III Parte III	81
9. Caso 2: ponte strallato	82
9.1 Caso studio	85
9.2 Modellazione mediante il software SAP 2000	85
9.2.1 Materiali	85
9.2.2 Impalcato	86
9.2.3 Sistema di sospensione	86
9.2.4 Pilone	87
9.2.5 Stralli	88
9.2.6 Azioni agenti sul modello	92
9.3 Verifica degli stralli	92
9.3.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo	92
9.4 Applicazione del danneggiamento	96
9.5 Applicazione del metodo <i>Bow - Tie</i>	109
9.5.1 Hazard e Top Event	109
9.5.2 Minacce e conseguenze	109
9.5.3 Escalation Factors e barriere di prevenzione e di mitigazione . .	110
9.6 <i>Applicazione Swiss Cheese Model</i>	112
10. Conclusioni	115

Elenco Tabelle

1	Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Calcestruzzo . . .	52
2	Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Acciaio ordinario A.L.E.	52
3	Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Acciaio ordinario AQ50	52
4	Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Acciaio da pre- compressione a rilassamento ordinario	52
5	Posizione di ciascuna sezione rispetto all'estremità sinistra della trave	57

Elenco figure

1	Prima pagina de "La Stampa" 20/01/67	9
2	Approccio multilivello e relazioni tra i diversi livelli di analisi [6] . .	12
3	Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione [6] . .	14
4	I pilastri del <i>Safety Management System</i> (EASA,2020) [8]	16
5	Swiss Cheese Model (Traduzione della fonte: J. Reason, 1990) [10] .	18
6	Principi del <i>Risk Management</i> in accordo alla norma ISO 31000 [10]	19
7	Livelli di rischio (Traduzione della fonte [10])	20
8	Rappresentazione delle soglie di accettabilità e di tollerabilità del rischio (Traduzione della fonte [10])	21
9	Matrice dei rischi (Traduzione della fonte [10])	22
10	Analisi di tipo semi-quantitativo (Traduzione della fonte [10])	23
11	Schema delle attività di trattamento del rischio (Traduzione della fonte [10])	24
12	Rischio intrinseco; rischio trattato; rischio residuo (Traduzione della fonte [10])	24
13	Rappresentazione grafica del concetto di "difese in profondità" [12] .	27
14	Rappresentazione grafica in cui si combinano un modello normativo di organizzazione produttiva disegnato da Wreathall e il lavoro di Reason sull'errore umano (1990) [12]	28
15	Metafora del formaggio svizzero [12]	29
16	Rivisitazione della rappresentazione ai fini applicativi [16]	30
17	Rappresentazione grafica del modello 1 [16]	30
18	Rappresentazione grafica del modello 2 [16]	31
19	Rappresentazione grafica del modello 3 [16]	31
20	Bow-Tie come combinazione di un FTA e di un ETA (Traduzione della fonte [10])	34
21	Struttura del diagramma Bow-Tie [10]	35
22	Livello di astrazione (Traduzione della fonte [10])	36
23	Funzione di una barriera (Traduzione della fonte [10])	40
24	Azioni di una barriera (Traduzione della fonte [10])	41
25	Classificazione delle barriere di sicurezza (Traduzione della fonte [10])	43

26	Impalcato a graticcio: schematizzazione di calcolo [22]	50
27	Sezione trasversale di un impalcato a cassone	50
28	Tabella - Definizione delle corsie convenzionali [4]	53
29	Valori del TS e degli UDL nelle varie corsie convenzionali previsti dal Load Model 1 [4]	54
30	Pianta dell'impalcato tipo	55
31	Disposizione dei cavi da precompressione	56
32	Schema dell'impalcato: la trave oggetto di verifica è evidenziata in grigio	56
33	Geometria delle sezioni di verifica	57
34	Modello dell'impalcato implementato nel software di analisi strutturale SAP 2000	58
35	Schema adottato per la deformazione delle corsie convenzionali sul modello	61
36	Esempio di applicazione del carico da traffico UDL B (LANE B)	61
37	Esempio di applicazione del carico da traffico TSA_07 (LANE A)	62
38	Tabella - LANE A: UDL + TS al tempo iniziale	62
39	Tabella - LANE B: UDL + TS al tempo iniziale	63
40	Tabella - LANE C: UDL + TS al tempo iniziale	63
41	Tabella - Valori cavo 1	65
42	Tabella - Valori cavo 2	66
43	Tabella - Valori cavo 3	66
44	Tabella - Valori cavo 4	67
45	Tabella - Valori cavo 5	67
46	Tabella - Valori cavo 6	67
47	Tabella - Valori cavo 7	67
48	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione	68
49	Valori delle tensioni prima dell'applicazione del danneggiamento	70
50	Valori delle tensioni a seguito dell'applicazione del danneggiamento	70
51	Tabella - Valori cavo 1 post danneggiamento	71
52	Tabella - Valori cavo 2 post danneggiamento	71
53	Tabella - Valori cavo 3 post danneggiamento	72
54	Tabella - Valori cavo 4 post danneggiamento	72
55	Tabella - Valori cavo 5 post danneggiamento	72
56	Tabella - Valori cavo 6 post danneggiamento	73
57	Tabella - Valori cavo 7 post danneggiamento	73
58	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione dopo l'applicazione del danneggiamento	73
59	Possibile ubicazione dei vuoti di iniezione dovuti al <i>bleeding</i> della miscela [26]	76
60	<i>Bow - Tie</i> : rappresentazione grafica applicata al caso di studio 1	78

61	<i>Swiss Cheese Model</i> : rappresentazione grafica applicata al caso di studio 1	79
62	Schema ad arpa (a); schema a ventaglio (b)	84
63	Schema con disposizione mista	84
64	Caso studio: ponte strallato intermedio tra il tipo ad arpa e il tipo a ventaglio (SAP 2000)	86
65	Parametri meccanici del calcestruzzo (SAP 2000)	87
66	Parametri meccanici dell'acciaio (SAP 2000)	88
67	Geometria dell'impalcato (SAP 2000)	89
68	Geometria del pilone con diametro maggiore (SAP 2000)	89
69	Geometria del pilone con diametro minore (SAP 2000)	90
70	Dettaglio sistema stralli - impalcato (SAP 2000)	90
71	Caratteristiche elemento cable (SAP 2000)	91
72	Tabella - Valori della tensione caratteristica [4]	93
73	Tabella - Verifica degli stralli DX	94
74	Tabella - Verifica degli stralli SX	95
75	Tabella - Scenario 1 - Stralli DX	97
76	Tabella - Scenario 1 - Stralli SX	98
77	Tabella - Scenario 2 - Stralli DX	99
78	Tabella - Scenario 2 - Stralli SX	100
79	Tabella - Scenario 3 - Stralli DX	101
80	Tabella - Scenario 3 - Stralli SX	102
81	Tabella - Scenario 4 - Stralli DX	103
82	Tabella - Scenario 4 - Stralli SX	104
83	Tabella - Scenario 5 - Stralli DX	105
84	Tabella - Scenario 5 - Stralli SX	106
85	Tabella - Scenario 6 - Stralli DX	107
86	Tabella - Scenario 6 - Stralli SX	108
87	Sezione illustrativa dei livelli di protezione di uno strallo a trefoli paralleli	111
88	<i>Bow - Tie</i> : rappresentazione grafica applicata al caso di studio 2 . .	112
89	<i>Swiss Cheese Model</i> : rappresentazione grafica applicata al caso di studio 2	114

Introduzione

La forte concentrazione delle attività antropiche e i cambiamenti climatici hanno ormai incrementato la frequenza e l'intensità di quegli eventi estremi, responsabili di conseguenze catastrofiche in termini di vittime umane, di perdite economiche e di perdita del patrimonio storico-architettonico del paese.

Il collasso strutturale dei ponti è al centro dell'attenzione del nostro paese e con esso il tema della sicurezza e della manutenzione delle strutture e delle infrastrutture.

Nel presente elaborato la parte prima contiene la normazione e la valutazione del rischio, introducendo l'approccio multi-livello proposto dalle "Linee Guida per la classificazione e la gestione del rischio" al fine di individuare i diversi livelli di analisi e al fine di valutare i rischi a cui risulta esposto il patrimonio ingegneristico del paese.

Si pone particolare attenzione sul *Safety Management System* in grado di individuare le necessarie azioni di mitigazione, in relazione alla loro probabilità di accadimento e alla gravità delle possibili conseguenze nell'ottica di migliorare la gestione del rischio e facilitare la comunicazione dei pericoli al fine di individuare e organizzare interventi tempestivi ed efficaci.

Vengono poi passati in rassegna i metodi *Swiss Cheese* e *Bow-Tie* per descrivere e comprendere il ruolo dei singoli elementi che costituiscono il corpo strutturale delle opere qui considerate e che, in una seconda fase, saranno assunte come casi studio specifici delle nostre analisi, costituendone la parte dominante del presente lavoro di tesi. Se lo *Swiss Cheese Model* si avvale di strati e buchi per rappresentare alcuni dei potenziali pericoli e ha bisogno dell'allineamento di questi elementi per avere una traiettoria dell'incidente, il secondo metodo invece si avvale di una rappresentazione grafica chiara ed esplicativa di tutte le possibili minacce e conseguenze e al contempo consente di individuare concettualmente le possibili barriere di prevenzione e mitigazione finalizzate alla salvaguardia della struttura.

Nella parte seconda è stato analizzato il caso studio di un ponte a travata in semplice appoggio. Tale infrastruttura, la cui modellazione è stata implementata nel software SAP 2000, è in calcestruzzo armato precompresso e presenta uno sviluppo pressoché rettilineo. Le travi dell'impalcato, con sezione a doppio T, ospitano sette cavi di precompressione post-tesi, il cui tracciato è perfettamente

simmetrico rispetto alla mezzeria della trave.

Ai fini della tesi sono state analizzate nove sezioni e per ciascuna di essa è stata condotta la verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione sia prima che a seguito dell'applicazione del danneggiamento. Nella fattispecie, non avendo informazioni in merito, sono state avanzate alcune ipotesi circa le possibili cause di degrado che hanno portato a una prima perdita di tensione nei cavi da precompressione. Nell'applicazione del danneggiamento invece è stata applicata un'ulteriore riduzione del 20% sulle tensioni dei cavi da precompressione, al fine di portare l'impalcato al collasso nelle sezioni di mezzeria e in quelle in prossimità della mezzeria stessa. Tenendo conto di diversi possibili scenari, il collasso dell'impalcato è stato studiato facendo ricorso ai metodi dell'Ingegneria Forense. L'approccio adottato, oltre che di carattere tecnico e matematico, è di tipo concettuale ed è finalizzato all'individuazione di barriere di prevenzione e mitigazione efficaci.

Nella parte terza il focus si è invece spostato su una tipologia strutturale diversa, il ponte strallato. In particolare, l'attenzione è stata rivolta agli elementi più sensibili e quindi considerati più critici, ossia gli stralli. La strategia di progettazione scelta è quella di valutare la capacità resistente degli stralli nei confronti di azioni eccezionali causate dalla rottura di uno o più stralli stessi.

Dopo aver condotto una verifica allo Stato Limite Ultimo in condizioni di normale funzionamento, è stato applicato il danneggiamento. Si propongono diversi scenari nei quali è possibile studiare il comportamento dei singoli elementi e avanzare conclusioni in merito.

Anche in questo caso, oltre all'approccio ingegneristico, sono state esaminate con i metodi forensi tutte le possibili cause e con-cause responsabili del danneggiamento e della riduzione della capacità resistente dell'elemento danneggiato.

Le analisi condotte mi hanno educata al ragionamento logico, inducendomi per l'appunto a ragionare su tutte le possibili strategie progettuali e di intervento da adottare per salvaguardare e garantire uno dei principali requisiti prestazionali delle opere: la robustezza strutturale. Con l'approccio multidisciplinare è stato quindi possibile identificare e valutare alcuni dei potenziali rischi, ricostruire la dinamica degli incidenti facendo leva su una conoscenza tecnico-scientifica, nell'ottica di prevenire incidenti futuri, fornendo così un contributo al progresso.

Parte I: Normazione e valutazione del rischio

1. Ingegneria forense

L’Ingegneria Forense è una disciplina strutturata da rigorosi paradigmi scientifici che le consentono di interpretare criticamente i dati rilevati da specifiche indagini di settore. Pertanto, le procedure adottate le consentono di spiegare scientificamente i fenomeni coinvolti, rilevandone dati empirici assemblati in principi e conoscenze, abilità e metodologie ingegneristiche applicabili alla soluzione di problemi tecnici, eventi catastrofici o altri tipi di alterazioni strutturali che presentino possibili branche applicative in campo legale, così coniugando la Tecnica con il Diritto.

La disciplina, dunque, assume dalla scienza il metodo di indagine per ricostruire fenomeni di proprio interesse ed esaminarne cause ed eventuali responsabilità correlate a dinamiche che spiegano i rapporti causali degli eventi. Per stabilire le possibili cause dell’evento, la ricostruzione avviene attraverso un processo di *reverse engineering*. L’incidente è visto come l’evento finale indesiderato di un percorso che parte da carenze organizzative e di contesto, dovute ad inefficienze ed errori di progettazione, e prosegue esaminando le azioni pericolose, le violazioni e gli errori umani che producono il verificarsi dell’incidente stesso. L’applicazione dei metodi strutturati del *reverse engineering*, unita all’intuizione dell’esperto forense (nel senso che la scienza è comunque *agita* dall’uomo), consentono la ricostruzione dell’albero degli eventi di guasto e l’individuazione delle specifiche cause ad essi connessa [1]. Nel senso che l’evento deve essere rappresentato in una “successione” che ne rappresenti la spiegazione scientifica. Il controllo rigoroso di una tale successione, peraltro, consente di rilevare e identificare, a posteriore, possibili incognite sconosciute (definite come *cigno nero*) che non risultino considerate prima del loro verificarsi in quanto mai rilevate precedentemente agli eventi negativi.

L’Ingegneria Forense è dunque un approccio rigoroso impegnato nella rilevazione (e scoperta!) delle cause profonde che possono aver provocato un incidente o che possono ancora potenzialmente provocarlo. Tale approccio multidisciplinare – che si dispiega per un verso sulla evidenza attuale della causalità di eventi disastrosi, senza sminuire la rilevanza (giuridica e tecnica) della potenzialità implicita di dati che possono minacciare eventi disastrosi – consente inoltre di identificare le cause immediate, dando così rilevanza al concorso di un eventuale “errore umano” e dei fattori che possono aver influenzato, amplificato o modificato il corso degli eventi

in termini di conseguenze dinamiche e di comprensione della loro evoluzione.

Nonostante gli sforzi di prevenzione e mitigazione, i disastri sono tuttora all'ordine del giorno poiché *niente è così certo come l'inaspettato*.

Nei rapporti sugli incidenti si evince la tendenza storica a trovare nelle azioni e nei fallimenti umani (attribuibili a ben individuabili figure professionali) l'unica causa (o quanto meno la principale) di un incidente. Un orientamento supportato dalla visione newtoniana del mondo per la quale una catena di cause-effetti è la traccia per identificare tutto poiché tutto è deterministico e materialistico. Tuttavia, inserendo la possibilità del fallimento, l'attenzione viene focalizzata non solo sui singoli componenti del sistema, ma anche sulle loro (cor)-relazioni. Le certezze newtoniane, quindi, crollano lasciando campo all'incertezza della conoscenza e alla prevedibilità delle probabilità. La casualità, dunque, non è solo un requisito scientifico, ma anche una necessità giuridica: le relazioni causa-effetto sono indispensabili per stabilire l'effettivo percorso dell'incidente e le eventuali responsabilità legali.

L'ingegnere forense raccoglie frammenti per costruire un mosaico in cui ogni tessera ha una sola collocazione naturale. È solo ricostruendo tale mosaico esplicativo del disastro esaminato, infatti, che diventa possibile fornire comprovate spiegazioni dei fatti e delle cause che li hanno determinati. Se tale spiegazione si basa inconfutabilmente su argomenti scientifici e sull'evidenza (empirica), sarà possibile fornire un contributo al progresso in un'autentica civiltà del diritto.

2. Normativa di riferimento

Il territorio italiano presenta un'orografia complessa, motivo per il quale si è resa necessaria la costruzione di numerose opere viarie riguardanti in modo particolare ponti, cavalcavia e viadotti. Basti pensare che in una rete stradale principale di quasi 180.000 km, sono presenti circa 30.000 ponti e 15.000 gallerie, con un'incidenza di opere infrastrutturali per chilometro percorso tra le più alte al mondo [2].

2.1 Quadro normativo italiano

La gestione del patrimonio infrastrutturale esistente è una tematica attuale e di notevole importanza, in quanto i recenti dissesti e crolli sono il risultato di un quadro legislativo spesso ambiguo, e di carenze nel sistema di gestione. Vi è una vasta eterogeneità sulle tipologie e tecniche costruttive, oltre che un'oggettiva scarsa conoscenza sullo stato di progetto, sullo stato di conservazione e sullo stato di manutenzione. La normativa italiana consta di diversi decreti ministeriali (DM) e circolari inerenti alla manutenzione dei ponti:

- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 19 luglio 1967 n. 6736/61A1, "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali".

Tale provvedimento fu emanato a seguito dell'emblematico crollo di due arcate del ponte di Ariccia sulla via Appia, il 18 gennaio 1967. Un editoriale su 'La Stampa' di Vittorio Gorresio, il 20 gennaio dello stesso anno, riportava in prima pagina un titolo tuttora attuale: "Nessuno in Italia controlla i ponti" [3].

L'incremento dell'intensità della circolazione e conseguentemente dei carichi, necessitano di particolare attenzione; pertanto, il ministero dei lavori pubblici ha emanato tale circolare che esplicita l'esigenza di redigere un piano di ispezione e manutenzione per monitorare le condizioni di stabilità delle opere portanti e secondarie. La parte saliente di questa circolare è nelle disposizioni operative a carico dei gestori stradali e autostradali al fine di garantire lo stato di conservazione dell'opera.



Figura 1: Prima pagina de "La Stampa" 20/01/67

- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 25 febbraio 1991 N. 34233, «Istruzioni relative alla Normativa Tecnica dei ponti stradali».

Tale documento segue la Circ. Min. LL.PP. No. 220977, «Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali» dell'11 novembre 1980 e il successivo D.M. di aggiornamento del 4 maggio 1990. Tale circolare è stata emanata dal ministero dei lavori pubblici al fine di introdurre nuove indicazioni per la gestione dei ponti stradali. Definisce inoltre le quattro operazioni cardine, necessarie per la gestione dei ponti:

- **Vigilanza:** programmate anche a seguito di eventi straordinari (alluvioni, sismi, etc.), è effettuata con frequenza prestabilita da personale preposto.
- **Ispezione:** con frequenza proporzionale all'importanza dell'opera, consente di valutare le condizioni statiche e di buona conservazione dei ponti. Al termine di un'ispezione, il tecnico, redige un rapporto sulle eventuali operazioni di manutenzione da eseguire.
- **Manutenzione:** può essere di due tipologie. Quella di tipo ordinaria consiste nella semplice pulizia o sostituzione di elementi privi di funzione strutturale; quella di tipo straordinaria è inerente al ripristino di parti strutturali danneggiate.
- **Interventi statici:** si articolano in: restauro statico per ripristinare la capacità portante di un'opera deteriorata, adeguamento per aumentare

la capacità portante dell'opera senza modificarne la geometria, ristrutturazione al fine di ripristinare o aumentare la capacità portante del ponte con possibili modifiche sulla geometria dell'opera. A seguito di tali interventi, si esegue un collaudo statico secondo le modalità previste dalla vigente normativa.

- Decreto ministeriale LL.PP. del 1° giugno 2001, “Modalità di istituzione e aggiornamento del Catasto delle strade”.

Tale decreto impone ai gestori la costituzione di un catasto stradale, ai sensi del “Nuovo Codice della Strada, D.lgs. del 30 aprile 1992.

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC), aggiornato dal D.M. del 17 gennaio 2019 e dalla Circolare Esplicativa No. 35/2019 dell'11 novembre 2019.

Nel capitolo 8 “Costruzioni esistenti”, si stabiliscono i criteri generali per la valutazione della sicurezza strutturale, ovvero il procedimento quantitativo volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere a livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente [4]. L'approccio metodologico proposto presuppone che vi sia una conoscenza dell'opera alla base. Si introduce il concetto di “Livello di Conoscenza”, ovvero il grado di accuratezza di dati e informazioni dell'opera in esame. Vi sono tre distinti livelli ai quali corrisponde un “Fattore di Confidenza (FC)”, parametro riduttivo che garantisce lo stesso livello di sicurezza a partire da livelli di conoscenza diversi.

- LC1: Livello di Conoscenza Limitato, cui corrisponde un FC pari a 1,35;
- LC2: Livello di Conoscenza Adeguato, cui corrisponde un FC pari a 1,20;
- LC3: Livello di Conoscenza Accurato, cui corrisponde un FC pari a 1,00.

Tale decreto, tuttavia, descrive i criteri generali per la valutazione della sicurezza, senza entrare nel merito di un sistema di classificazione e gestione del rischio del patrimonio esistente.

- Decreto Ministeriale No. 578, “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti”, del 17 aprile 2020.

Documento cardine nella definizione di un approccio multilivello da adottare. Introduce il concetto di sistema di gestione e un metodo operativo che assicurano la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio delle opere infrastrutturali esistenti.

3. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio

Le Linee Guida illustrano una procedura per la gestione della sicurezza dei ponti esistenti, ai fini di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio.

In particolare, viene definito un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare, arriva alla determinazione di una classe di attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stessa, alla verifica di sicurezza [5].

3.1 Approccio multilivello per la definizione dei livelli di analisi

L'approccio proposto dalle Linee Guida è di tipo multilivello, in quanto la corretta gestione delle risorse disponibili viene ricercata mediante la definizione di una gerarchia di livelli di analisi. Le strutture vengono esaminate con un sistema tale da consentirne la classificazione, assegnando un ordine di priorità agli elementi catalogati e classificati, con cui eseguire *in progress* analisi sempre più accurate. In questo modo, si individuano prioritariamente le opere maggiormente a rischio che dovranno essere sottoposte a controlli manutentivi oltre che a ispezioni periodiche.

In [Figura 2] si riporta il diagramma di flusso che riassume sinteticamente e chiaramente la struttura di tale approccio.

Dal Livello 0 al Livello 5, la complessità, il livello di dettaglio e l'onerosità delle indagini e delle analisi aumentano, ma il numero di infrastrutture su cui applicarle, così come il livello di incertezza dei risultati ottenuti, si riduce. L'approccio proposto dalle Linee Guida consta di sei livelli. Sinteticamente:

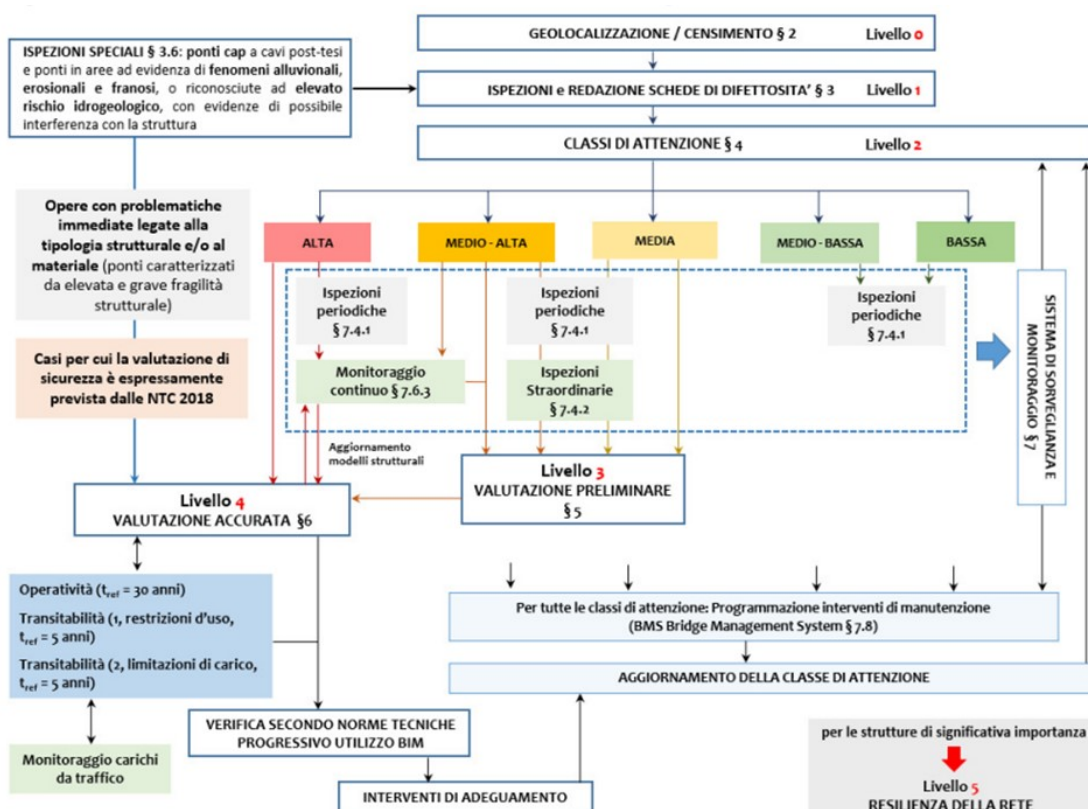


Figura 2: Approccio multilivello e relazioni tra i diversi livelli di analisi [6]

- Il Livello 0 prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile. Si redigono schede di censimento nelle quali si riportano i dati acquisiti.
- Il Livello 1 prevede ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geomorfologiche e idrauliche dell'area. In questa fase si compilano schede nelle quali si evidenziano eventuali specifici fenomeni di degrado con rispettive intensità ed estensione, impiegate nel livello successivo.
- Il Livello 2 consente di individuare la Classe di Attenzione (CdA) di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità, esposizione, combinati tra loro.

Tale classe è una stima approssimata dei fattori di rischio, fondamentale per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento delle indagini/verifiche/controlli e per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari.

- Il Livello 3 prevede valutazioni preliminari e analisi su entità e tipologia di dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1, al fine di stabilire l'effettiva necessità di ulteriori verifiche accurate condotte al Livello 4.

Per avere il riscontro della conformità con le normative vigenti all'epoca di costruzione del manufatto, si valuta il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile, spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca (intesa come minima capacità garantita dalla norma di progettazione originaria) e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti.

- Il Livello 4 prevede l'esecuzione di una valutazione completa del ponte mediante una verifica del manufatto in accordo alla NTC18. Tale verifica dovrà essere condotta nei confronti delle azioni statiche, sismiche e di quelle responsabili di eventuali dissesti idrogeologici.
- Il Livello 5, non trattato esplicitamente nelle presenti Linee Guida, prevede l'analisi dell'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socioeconomico.

3.2 Livello 2: Valutazione dei rischi e classificazione su scala territoriale

Il Livello 2 definisce la chiave di volta dell'approccio multilivello proposto dalle Linee Guida. La Classe di Attenzione (CdA) fornisce una stima del livello di rischio del manufatto e, attribuendo una classe ad ogni opera presente sul territorio, è possibile definire le conseguenti azioni in termini di indagini, monitoraggio e verifiche. Le Linee Guida esaminano rischi di tipo:

- Strutturale e fondazionale;
- Sismico;
- Frane;
- Idraulico.

Il rischio è associato a un determinato evento e dipende dalla combinazione di tre distinti fattori quali pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, valutati a loro volta sulla base di specifici parametri primari e secondari.

I ponti possono avere una Classe di Attenzione alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa. In particolare:

- Per i ponti con classe di attenzione Alta è opportuno eseguire tempestive valutazioni accurate, sia in termini di sicurezza, che di approfondimento sulle caratteristiche geotecniche e/o strutturali.

Si prevede inoltre l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1 e, ove si rendesse necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie, § 7.4.2, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo, come descritto nel § 7.6.

- Per i ponti con classe di attenzione Medio-Alta sono previste valutazioni preliminari di Livello 3. Anche in questo caso si predispongono ispezioni periodiche ordinarie di cui al § 7.4.1, ove si rendesse necessario, ispezioni periodiche straordinarie, § 7.4.2, e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo, come descritto nel § 7.6.

In seguito, sulla base dei risultati ottenuti dalle valutazioni preliminari dalle attività di monitoraggio e ispezione, si sceglierà se procedere con valutazioni più accurate.

- Per i ponti con classe di attenzione Media, si eseguono valutazioni preliminari e ispezioni periodiche ordinarie. Qualora emergessero fenomeni di degrado in rapida evoluzione, si dispongono ispezioni periodiche straordinarie. In base ai risultati ottenuti, si allocano sistemi di monitoraggio periodici o continui, ove necessario.
- Per i ponti con classe di attenzione Medio-Bassa non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite, bensì l'esecuzione di ispezioni periodiche frequenti (si veda al proposito la parte ad esso dedicata nelle presenti linee guida).
- Per i ponti con classe di attenzione Bassa non sono previste valutazioni o analisi diverse da quelle già eseguite.

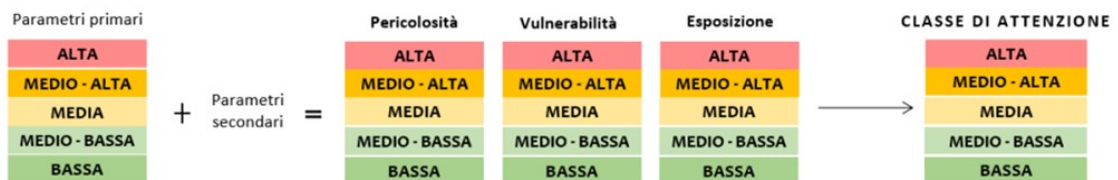


Figura 3: Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione [6]

4. Safety Management System, gestione e valutazione del rischio

Il *Safety Management System* identifica i pericoli e individua le necessarie azioni di mitigazione, in relazione alla loro probabilità di accadimento e alla gravità delle possibili conseguenze.

Per migliorare la gestione del rischio e per facilitare la comunicazione dei pericoli connessi, sono stati nel tempo implementati diversi approcci e software.

Nei seguenti capitoli saranno introdotti il modello *Swiss Cheese* e il metodo *Bow-Tie*, successivamente applicati nello studio di un ponte a travata in semplice appoggio e di un ponte strallato.

4.1 Safety Management System (SMS)

Il *Safety Management* è una procedura disciplinare, basata sull'applicazione di tecniche di gestione sistematica, finalizzata all'identificazione e al controllo di eventi o condizioni indesiderate lungo l'intero ciclo di vita di un progetto [7].

L'obiettivo principale è la prevenzione degli incidenti, conseguita mediante l'identificazione, la valutazione, l'eliminazione o il controllo dei *safety related hazards* fino a livelli considerati accettabili e controllabili.

Un SMS è in grado di anticipare e indirizzare le criticità prima che esse possano causare un incidente, oggetto poi di analisi giudiziaria. L'implementazione di tale sistema consente di definire una strategia per il raggiungimento della sicurezza, di identificare procedure finalizzate al controllo e al monitoraggio manutentivo e di effettuare verifiche continue tramite efficaci procedure in grado di valorizzare l'importanza di una *just culture* e prevedere azioni correttive ove vi siano criticità.

Il *Safety Management System* consta di quattro elementi principali:

- *Safety Policy*: politica e obiettivi;
- *Safety Risk Management*: gestione della Safety e del rischio;
- *Safety Assurance*: garanzia e controllo delle norme;
- *Safety Promotion*: promozione della Safety.

Tali elementi, definiti pilastri, poggiano sui concetti di *Safety Just Culture* e *Top Level Commitment* e sorreggono metaforicamente un tetto, il *Safety Management System* [8].



Figura 4: I pilastri del *Safety Management System* (EASA,2020) [8]

4.2 Just Culture

Il concetto di *Just Culture*, nato nel settore aeronautico, si è sviluppato ampiamente nel contesto europeo, diffondendosi anche nell'ambito sanitario, con una conseguente riduzione (notevole) dei livelli di incidentalità.

È una cultura moderna della sicurezza nella quale viene facilitata la segnalazione spontanea degli incidenti, anche lievi, al fine di attuare procedure riconosciute a sostegno di un solido sistema di gestione della sicurezza [9].

I pilastri fondamentali del sistema sono, in ambito giuridico, la prevenzione e l'individuazione della soglia del rischio accettabile.

Il concetto di *just culture* offre un punto di vista diametralmente opposto a quello della *cultura della colpa*; è un *modus operandi* al quale anche l'Agenzia Nazionale per la Sicurezza delle Ferrovie e delle Infrastrutture stradali e Autostradali (ANSFISA) ha scelto di aderire, al fine di sviluppare a livello nazionale una cultura della sicurezza in linea con gli standard europei.

4.3 Valutazione e gestione del rischio

La *gestione del rischio* è una delle espressioni più utilizzate nell'attuale scenario economico e sociale, la cui rilevanza è progressivamente aumentata in linea con l'evoluzione normativa.

Prima di entrare nel merito di tale approccio, è importante comprendere il significato della parola *rischio* poiché, oggigiorno, nessuna attività è esente da esso; pertanto, è opportuno iniziare a osservare la realtà da prospettive diverse - per esempio accettando per un verso una verità assoluta (quella scientifica), e per altro verso che il *rischio zero* non esiste.

La norma ISO 31000 offre una visione completa del concetto di rischio, visto come l'effetto dell'incertezza sugli obiettivi.

Inoltre, è di fondamentale importanza discostarsi dalla usuale concezione negativa del concetto di rischio inteso come minaccia, per sposare una visione positiva o neutra.

Valutando il rischio come opportunità, l'organizzazione tenderà a massimizzare la capacità di sfruttare le opportunità offerte dallo stesso, con una conseguente strategia di gestione in grado di calcolare le probabilità dei diversi scenari e di prevederne l'andamento. Se invece si valuta il rischio come evento avverso, allora la strategia che ne deriva non può che essere quella di evitare, trasferire, ridurre l'insieme dei rischi, adottando misure di controllo aggiuntive e sicure.

Individuare le strategie di sviluppo della gestione del rischio è un aspetto fondamentale e comporta la presenza di coerenza in tutte le fasi e a tutti i livelli.

L'idea di base di questo approccio è quella proposta da James Reason nello *Swiss Cheese Model*, ovvero di integrare gli elementi tradizionali con i processi di gestione del rischio, definiti utilizzando una prospettiva basata su barriere.

4.3.1 ISO 31000

Lo standard tecnico internazionale ISO 31000 fornisce principi e linee guida per la *gestione del rischio*. Il contenuto di tale norma si applica a qualsiasi organizzazione, indipendentemente dalla tipologia o dal settore di attività; pertanto, le indicazioni

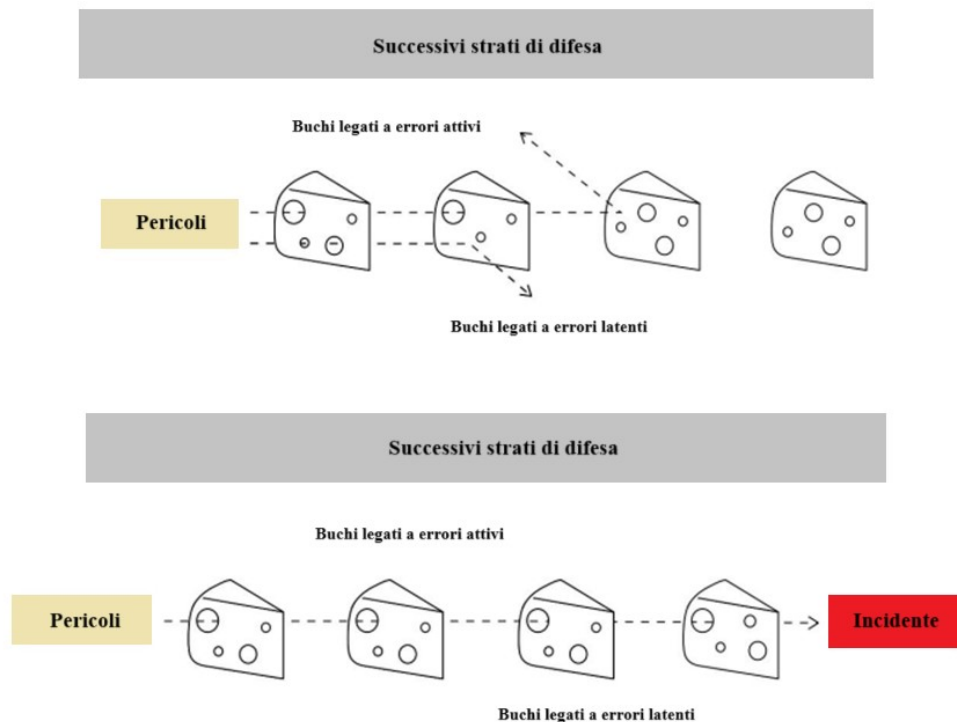


Figura 5: Swiss Cheese Model (Traduzione della fonte: J. Reason, 1990) [10]

dello standard devono poi trovare opportuna personalizzazione a seconda dello specifico contesto di applicazione. Il documento è altresì valido per l'intero ciclo di vita dell'organizzazione.

Adottare una strategia di gestione conforme allo standard tecnico internazionale, da anni ormai ampiamente consolidato, sperimentato e utilizzato, è garanzia di efficacia.

Il rischio è l'*effetto dell'incertezza sugli obiettivi* e il *Risk Management* è l'insieme di quelle attività in grado di controllare e dirigere un'organizzazione rispetto al rischio. Proprio per questo motivo, la gestione del rischio deve essere parte integrante del sistema di gestione dell'organizzazione.

La gestione del rischio avviene nelle fasi di identificazione, analisi e valutazione e ha l'obiettivo di ricercare le opportune azioni correttive in grado di accettare il rischio, compatibilmente ai requisiti normativi. Attraverso tale processo, l'organizzazione può monitorare i rischi e le misure di controllo impiegate per garantire che non siano necessarie ulteriori azioni di riduzione dei livelli di rischio raggiunti. La norma ISO 31000 descrive proprio come sviluppare tale strategia e delinea principi, struttura e flusso di lavoro per consentire una gestione del rischio idonea e duratura nel tempo.

Nella gestione del rischio è opportuno, in prima fase, stabilire il contesto di applicazione (fase “zero”) identificando gli obiettivi dell’organizzazione, i soggetti coinvolti, le condizioni al contorno, e definendo un criterio di accettabilità del rischio. Tale azione è conosciuta anche come “analisi del contesto” [10].

Si riportano di seguito i principi del Risk Management in accordo alla norma ISO 31000.

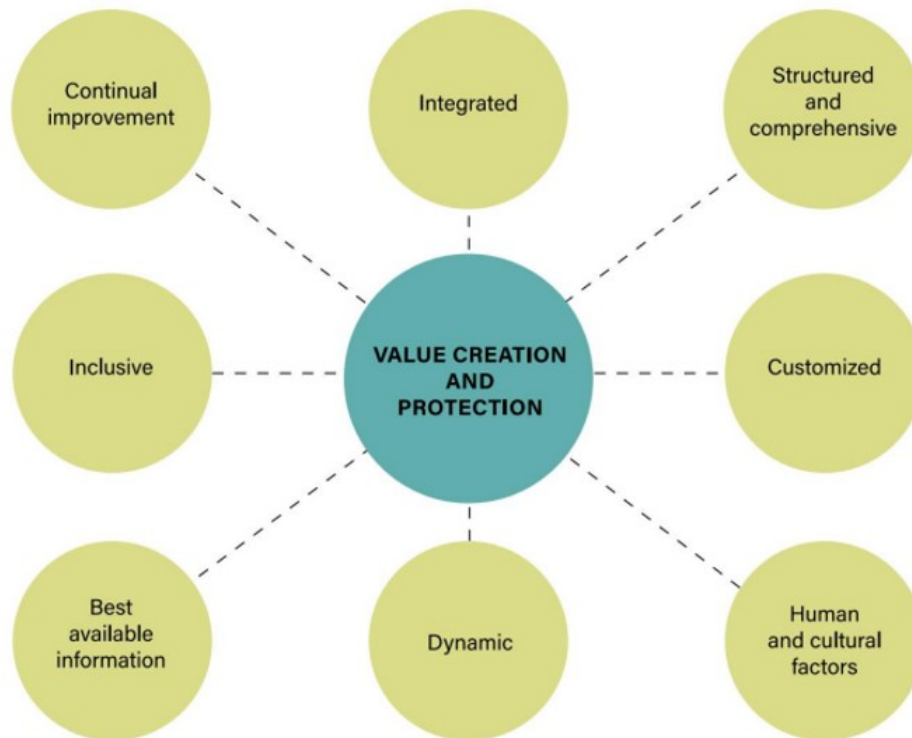


Figura 6: Principi del *Risk Management* in accordo alla norma ISO 31000 [10]

4.3.2 Identificazione dei rischi

Identificare i rischi è fondamentale poiché un rischio non identificato in questa fase, non sarà considerato nella successiva analisi.

Il fine di questa fase è quello di individuare tutti i rischi associati ai processi, le fonti di pericolo, le aree di impatto, i cambiamenti di contesto, le loro cause e le potenziali conseguenze, basandosi su eventi che possono creare, incrementare, accelerare o ritardare il raggiungimento degli obiettivi. È inoltre importante identificare i rischi associati al mancato perseguimento di opportunità di miglioramento. Dopo la ricerca del rischio, l’organizzazione individua le eventuali misure di controllo

del rischio esistenti messe in atto, siano esse relative alla progettazione, agli aspetti comportamentali o ai processi e ai sistemi hardware o software. Tali misure possono essere attive o passive ed entrambe caratterizzate da una probabilità intrinseca di fallimento.

4.3.3 Analisi dei rischi

La comprensione del rischio è fondamentale per una successiva valutazione dello stesso e per la scelta di quali rischi necessitino di ulteriore trattamento. Tale fase fornisce inoltre un input al processo decisionale di scelta tra diverse opzioni di trattamento che coprono diversi tipi e livelli di rischio.

L'analisi del rischio determina le conseguenze e le probabilità associate degli eventi di rischio precedentemente identificati, combinandole tra loro per ottenere il livello di rischio e tenendo conto della presenza/assenza e dell'efficacia delle misure di controllo esistenti.

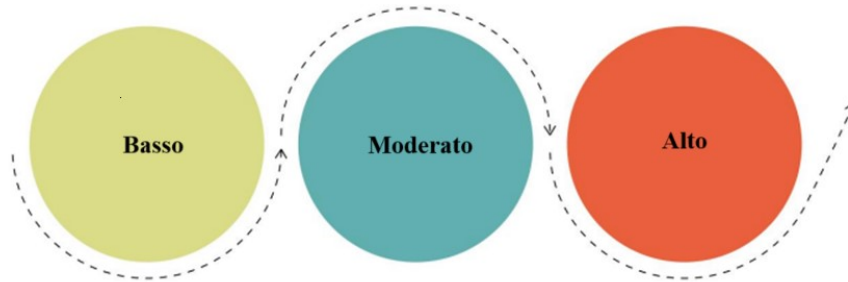


Figura 7: Livelli di rischio (Traduzione della fonte [10])

Questa fase prevede generalmente una stima della gravità delle conseguenze (effetti) derivanti da un evento e le relative probabilità di accadimento, al fine di misurare il livello di rischio.

4.3.4 Analisi delle barriere di controllo

I livelli di rischio dipendono dall'adeguatezza e dall'efficacia delle misure di controllo esistenti. L'analisi delle barriere di controllo richiede che:

- Si evidenzino le misure di controllo esistenti per un rischio specifico;
- Si stabilisca se tali barriere siano in grado di gestire il rischio ad un livello ritenuto "accettabile";
- Si verifichi che le misure di controllo adottate siano funzionali, come da progettazione, ed efficaci nel tempo.

4.3.5 Valutazione del rischio: criteri di accettabilità e tollerabilità

L'obiettivo di questa fase è quello di identificare i rischi oggetto di trattazione, stabilire un ordine di priorità e scegliere la strategia più idonea per ridurre il rischio stesso. La valutazione del rischio viene effettuata confrontando i livelli stimati nelle precedenti fasi di analisi con soglie di accettabilità, secondo criteri prestabiliti. Viene così analizzata la necessità di ulteriori azioni finalizzate a ridurre il livello di rischio.

Per definire i criteri di accettabilità e tollerabilità del rischio, l'approccio più semplice prevede la divisione del rischio in due categorie:

- Rischi che richiedono un trattamento;
- Rischi che non richiedono un trattamento.

Un'ulteriore divisione prevede l'individuazione di tre fasce: nella più alta, il trattamento è fondamentale poiché il livello di rischio è considerato intollerabile; nella fascia intermedia si confrontano opportunità e potenziali conseguenze, considerando il rapporto costi-benefici attesi dall'implementazione di misure aggiuntive; nella fascia più bassa, il livello di rischio è considerato accettabile o tale da non richiedere trattamenti. Si riporta di seguito una rappresentazione delle soglie di accettabilità e di tollerabilità del rischio [Figura 8].

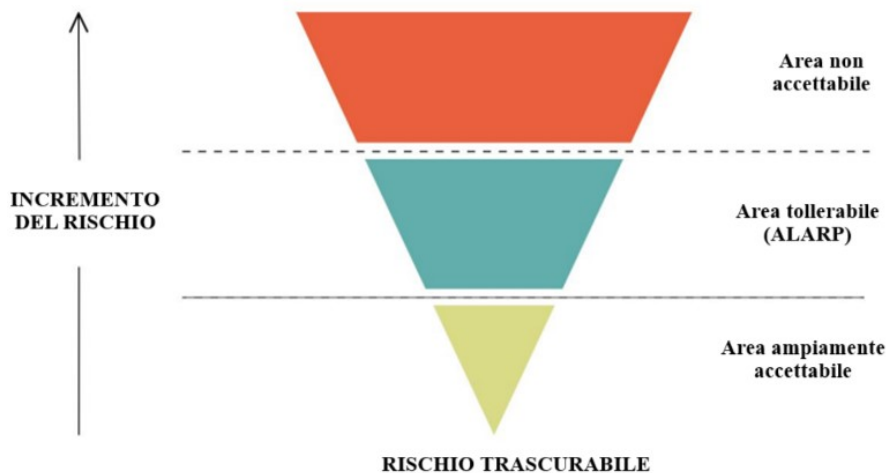


Figura 8: Rappresentazione delle soglie di accettabilità e di tollerabilità del rischio (Traduzione della fonte [10])

Per rappresentare gli intervalli di accettabilità e tollerabilità del rischio è possibile ricorrere a una matrice di rischio, nella quale si individuano gli intervalli di riferimento basati su categorie di effetti e/o classi di probabilità. Tale matrice consente pertanto una visualizzazione grafica dei rischi, oltre che le possibili combinazioni dei loro livelli di entità e frequenza. Può essere utilizzata in termini quantitativi qualitativi e semi-quantitativi. Nel primo caso si adotta un approccio numerico, unitamente a ipotesi semplificative, per valutare il livello di gravità delle conseguenze, la frequenza di accadimento delle cause scatenanti e l'efficacia delle misure di controllo; nel secondo caso invece, alla probabilità e alla gravità sono assegnati livelli idonei di rischio, dati dalla combinazione di una classe di gravità con una specifica classe di probabilità [Figura 9].

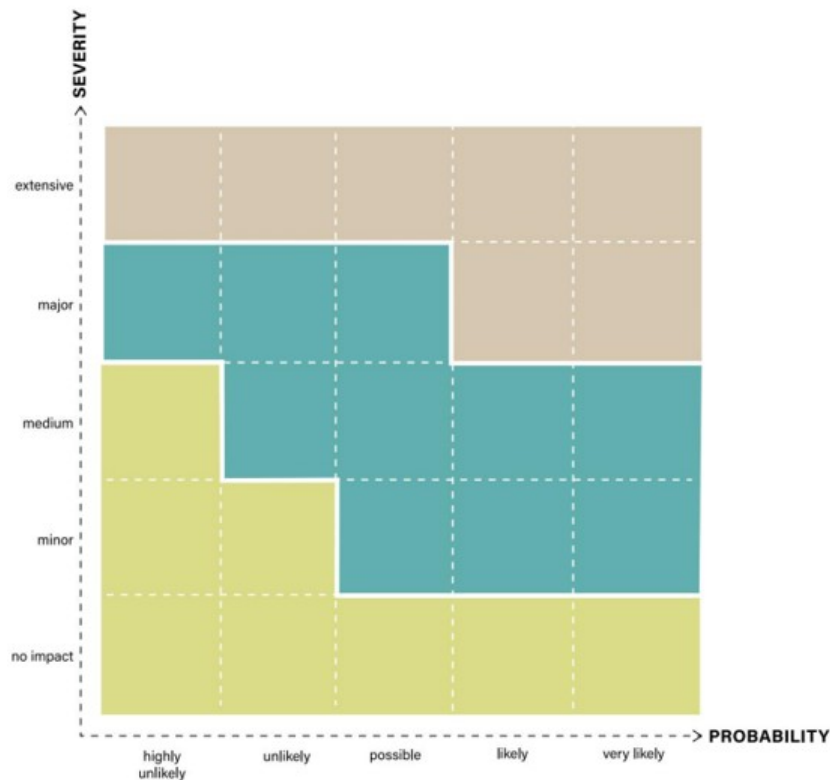


Figura 9: Matrice dei rischi (Traduzione della fonte [10])

Nell'analisi di tipo semi-quantitativo la frequenza di accadimento è espressa in occasioni all'anno, mentre le conseguenze, valutate in relazione alla loro gravità di conseguenza prevista, sono identificate attraverso un livello progressivo che parte da 1 (meno grave) e arriva a 5 (più grave). In [Figura 10] se ne riporta un esempio.

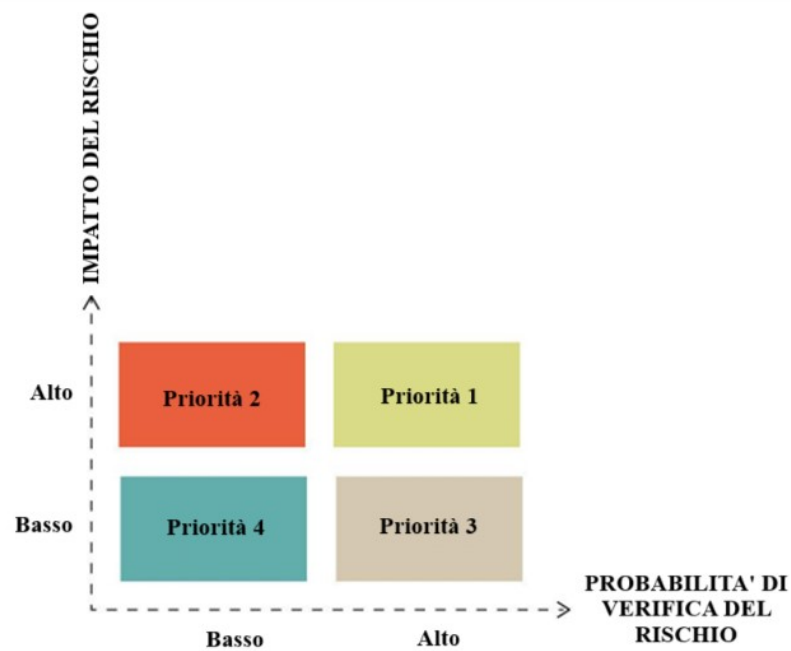


Figura 10: Analisi di tipo semi-quantitativo (Traduzione della fonte [10])

4.3.6 Trattamento del rischio

Il trattamento del rischio è un processo ciclico che prevede la valutazione del trattamento e stabilisce se il rischio residuo è accettabile o meno. Qualora non lo fosse, si genera un nuovo trattamento e se ne valuta l'efficacia.

I processi di trattamento possibili prevedono l'eliminazione del rischio e delle sue fonti o l'accettazione dello stesso. Due altre valide alternative sono quelle di modificare la frequenza della probabilità di accadimento dell'evento dannoso introducendo interventi idonei o di modificare il livello delle conseguenze previste aumentando l'efficacia della mitigazione offerta dalle misure di controllo.

Sinteticamente, le attività di trattamento del rischio possono essere schematizzate come in [Figura 11].

Al termine della fase di trattamento, il rischio intrinseco viene ridotto a un livello inferiore, definito "rischio residuo". Esso è da interpretare come un parametro che permane a seguito dell'implementazione dei controlli volti a ridurre il rischio intrinseco [Figura 12].

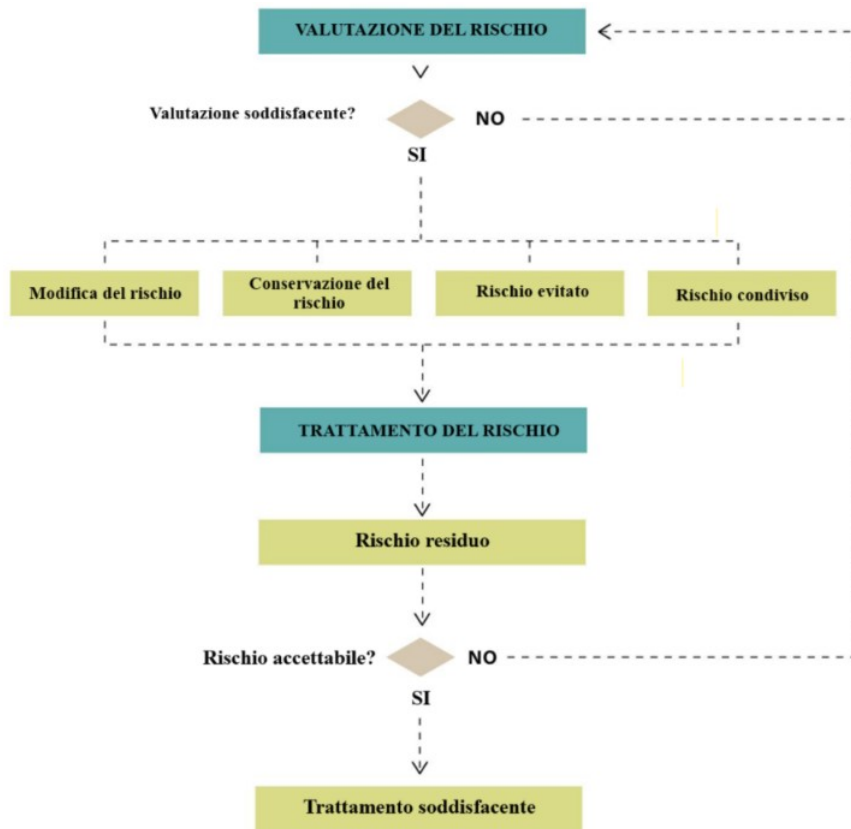


Figura 11: Schema delle attività di trattamento del rischio (Traduzione della fonte [10])

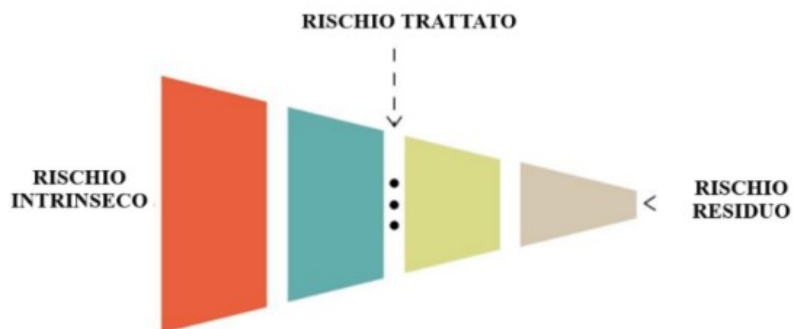


Figura 12: Rischio intrinseco; rischio trattato; rischio residuo (Traduzione della fonte [10])

5. Swiss Cheese Model (SCM)

Per sviluppare azioni di analisi e mitigazione del rischio, è di fondamentale importanza conoscere le tipologie di errori nel *risk management*.

Il modello più utilizzato è la “Teoria degli errori”, proposto da un ex docente di psicologia presso l’Università di Manchester, James Reason. Egli definisce l’errore come “un termine generico per comprendere tutte quelle occasioni in cui una sequenza pianificata di attività mentali o fisiche non riesce a raggiungere il risultato previsto, e quando questi fallimenti non possono essere attribuiti all’intervento di qualche agente casuale” [11]. Tale modello consente di comprendere facilmente idee complesse e ha contribuito a promuovere il paradigma dell’incidente organizzativo in diversi settori di attività.

Lo *Swiss Cheese Model* nasce da diversi momenti *ευρηκα* in cui tre menti si sono unite, ognuno dei quali è stato un trampolino di lancio verso il risultato finale [12].

5.1 Fasi di sviluppo del modello

Nel presente paragrafo si introduce l’evoluzione del modello, dopo uno studio approfondito di molteplici articoli [12], [13], [14], [15].

5.1.1 La metafora degli eventi patogeni residenti (di *James Reason*)

Per valutare il livello di sicurezza di una qualsiasi organizzazione ci si può avvalere di un insieme limitato di indicatori. Reason individua e distingue gli *errori latenti*, gli *errori attivi* e le *difese*.

I primi, legati alle tecnologie (di progettazione, di mancata manutenzione, ecc.) e alle fasi gestionali, possono creare ambienti di lavoro inclini agli sbagli e/o alle

violazioni. Eliminare gli errori latenti, ove possibile, riduce la possibilità di verifica di un incidente.

Gli errori attivi, ripetibili nel tempo, sono la conseguenza di quei fattori responsabili del verificarsi di un incidente; tuttavia, sono facilmente individuabili ed eliminabili. Le difese, infine, sono barriere finalizzate a impedire il verificarsi degli incidenti. Si configurano come veri e propri sistemi di difesa, costituiti da strumenti tecnologici (barriere di tipo “hard”) o da procedure/protocolli (barriere di tipo “soft”). Tale classificazione consente di definire l’importanza a priori dell’errore e di identificarne la tipologia al fine di scegliere azioni e/o decisioni strategiche e operative vincenti.

Gli incidenti non sono altro che la combinazione di fattori, ciascuno dei quali necessario ma non sufficiente per superare le difese tecniche, umane e organizzative del sistema.

James Reason propone di focalizzare la gestione della sicurezza sull’individuazione e sulla conseguente eliminazione degli agenti patogeni, piuttosto che sugli errori attivi. Il contributo della metafora proposta non è quello di dimostrare l’effettiva esistenza delle condizioni latenti, inevitabilmente alla base di qualsiasi tipologia di analisi degli incidenti, ma di suggerire che esse debbano essere individuate e affrontate a priori.

5.1.2 Il concetto della difesa (di *John Wreathall*)

L’Ingegnere nucleare John Wreathall ha fornito un modello normativo conforme a qualsiasi organizzazione produttiva, corroborando così la metafora degli eventi patogeni residenti di James Reason. In tale modello si individuano cinque elementi:

- Decisori politici;
- Una catena manageriale divisa in dipartimenti (manutenzione, formazione, operazioni, etc.);
- Precondizioni (operatori formati e non formati, tecnologia e attrezzature, piani futuri, manutenzione, etc);
- Attività produttive;
- Difese tecniche, umane e organizzative.

Lo psicologo Reason, sulla base di questi elementi, descrive una tassonomia degli errori e spiega, mediante la metafora degli eventi patogeni residenti, come i fallimenti in un sistema si combinino tra loro causando un incidente.

I piani sovrapposti conferiscono “profondità” al sistema, riflettendo così la realtà fisica della progettazione finalizzata alla prevenzione di uno scenario catastrofico.

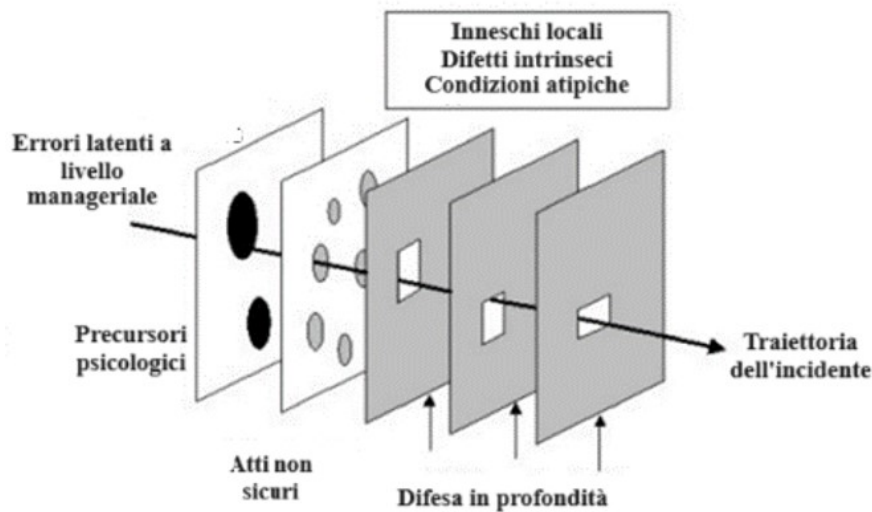


Figura 13: Rappresentazione grafica del concetto di "difese in profondità" [12]

Tale rappresentazione grafica esprime l'idea della percolazione degli effetti delle decisioni manageriali negli spazi di lavoro con possibili postumi effetti sull'integrità del sistema di difesa.

I primi strati del modello sono di natura gestionale, gli ultimi operativi e di natura ingegneristica.

5.1.3 La metafora del formaggio svizzero (di *Rob Lee*)

All'inizio degli anni Novanta, Rob Lee, esponente a capo del *Bureau of Air Safety Investigation* di Canberra, ha proposto la metafora del formaggio svizzero.

Le barriere di un sistema sono rappresentate mediante fette di formaggio e i loro punti deboli con dei buchi. Alla base del modello vi è l'utilizzo di un sistema produttivo con cinque strati di formaggio svizzero: difese inadeguate, atti non sicuri, precursori psicologici di atti non sicuri, carenze nella gestione della linea e delle decisioni fallibili (influenza organizzativa).

Per designare un evento avverso, il pericolo, rappresentato dal buco e presente in ogni strato, dovrebbe essere allineato, consentendo così di avere una "traiettoria dell'incidente" tale che la minaccia possa attraversare i buchi stessi in tutte le difese (barriere) [Figura 15].

James Reason ha implementato tale modello illustrando che i fori verranno sempre spostati, cambiando forma e dimensione come conseguenza delle azioni dell'operatore e delle richieste locali. Pertanto, è necessario costruire le difese in modo efficace per superare difetti e/o pericoli.

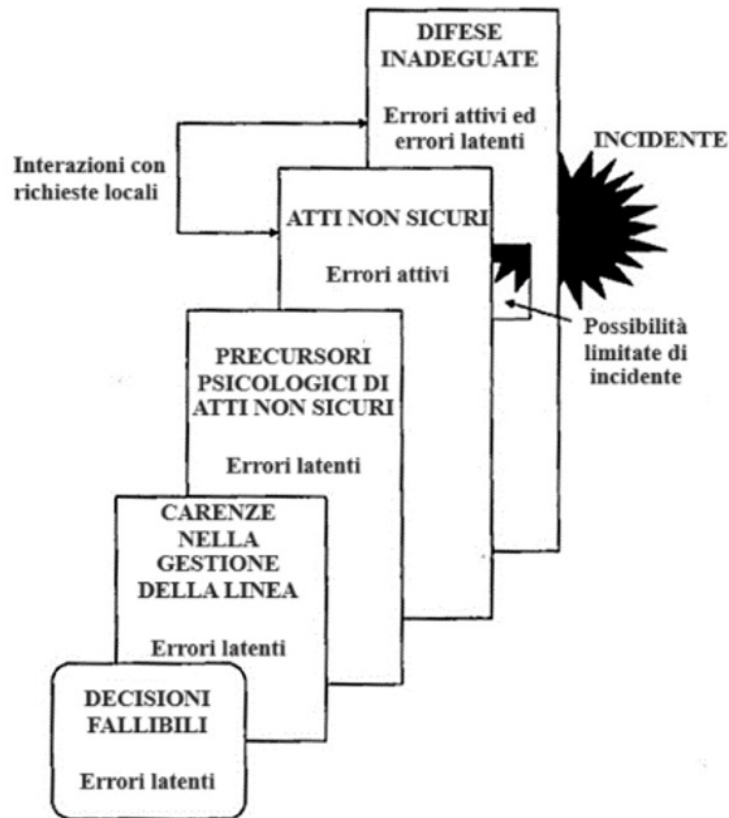


Figura 14: Rappresentazione grafica in cui si combinano un modello normativo di organizzazione produttiva disegnato da Wreathall e il lavoro di Reason sull'errore umano (1990) [12]

L'incidente, sia esso di natura individuale oppure organizzativa, deve essere minimizzato utilizzando difese che prevengano i fallimenti attivi e le condizioni latenti.

Tali sviluppi concettuali e grafici hanno dato origine a un modello di sicurezza efficace che consente di avere una visualizzazione sistematica degli incidenti.

5.2 Rivisitazione del modello ai fini applicativi

Per studiare i casi in esame, si sceglie di adottare un modello con il quale è possibile analizzare i fattori casuali di un incidente in modo efficace.

In questo modello verranno distinti gli errori operativi da quelli avvenuti durante le azioni di prevenzione/mitigazione.

I primi possono verificarsi nel corso del normale funzionamento e possono portare

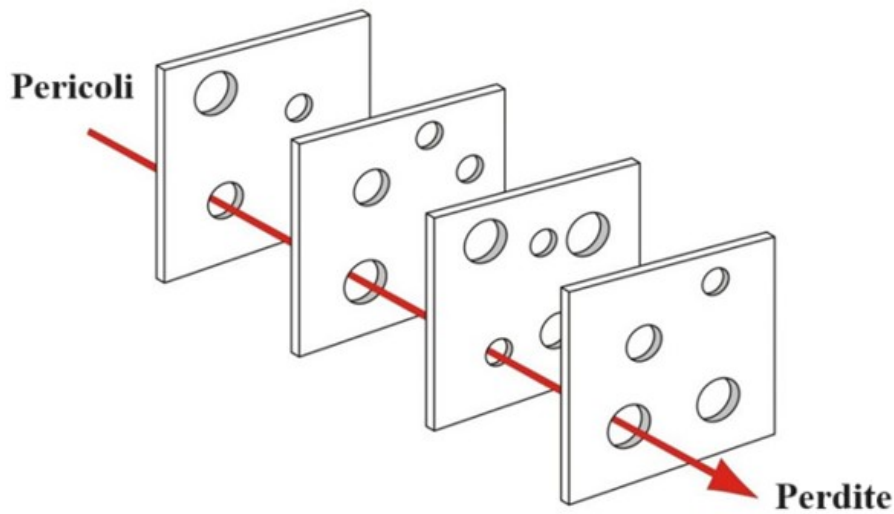


Figura 15: Metafora del formaggio svizzero [12]

il sistema a una situazione avversa; gli errori operativi di prevenzione/mitigazione possono invece verificarsi quando il sistema è già in una situazione compromettente. Le azioni potranno avere natura di carattere *preventivo* se il sistema è nei limiti consentiti, di carattere *mitigativo*, invece, se l'incidente si è già verificato. Inoltre, anche gli interventi tecnici/umani e automatici/manuali corrispondenti rispettivamente ai livelli operativo e di barriera, verranno classificati come in [Figura 16].

Particolare attenzione sarà rivolta agli errori latenti rilevanti e alla loro influenza sugli errori attivi. Ogni qualvolta vi sarà l'allineamento degli strati, offrendo così un possibile passaggio al pericolo esistente, potrà verificarsi un incidente.

Nel sistema in esame, l'operatore potrà interagire con la barriera di sicurezza automatica o manuale sia in condizioni operative normali, che in condizioni operative di prevenzione/mitigazione (considerate nel livello operativo umano).

Tale modello propone la rappresentazione di un potenziale evento indesiderato a seguito di guasti tecnici o legati al mancato intervento umano. Inoltre, se questi scenari sono stati previsti a priori in fase di progettazione o di valutazione della sicurezza, devono essere adoperate barriere di prevenzione o di mitigazione [16].

Un incidente definito *a priori* nella fase di progettazione, può verificarsi solo se la barriera di sicurezza automatizzata non interviene quando richiesto. Altresì, gli interventi manuali di barriera possono essere analizzati esaminando la supervisione degli interventi operativi umani o fornendo misure di prevenzione/mitigazione.

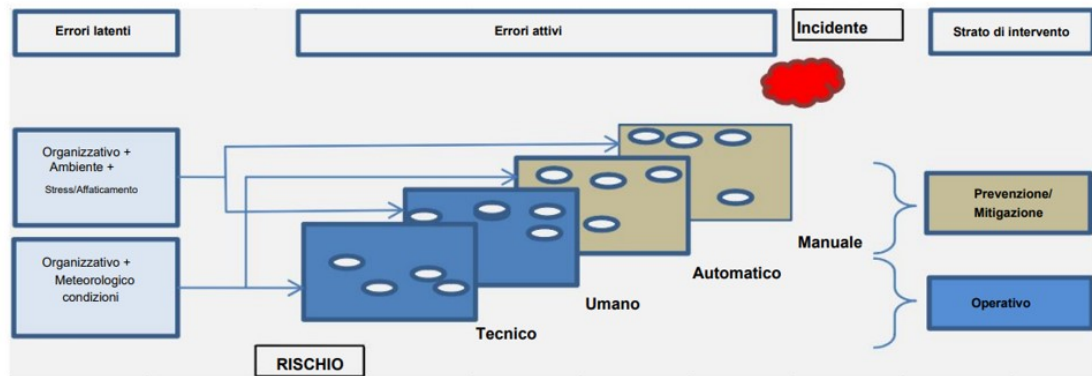


Figura 16: Rivisitazione della rappresentazione ai fini applicativi [16]

5.2.1 Percorsi possibili

- Modello 1: l'incidente nasce da errori attivi tecnici e umani con conseguente crollo dei successivi strati di barriera [Figura 17] .

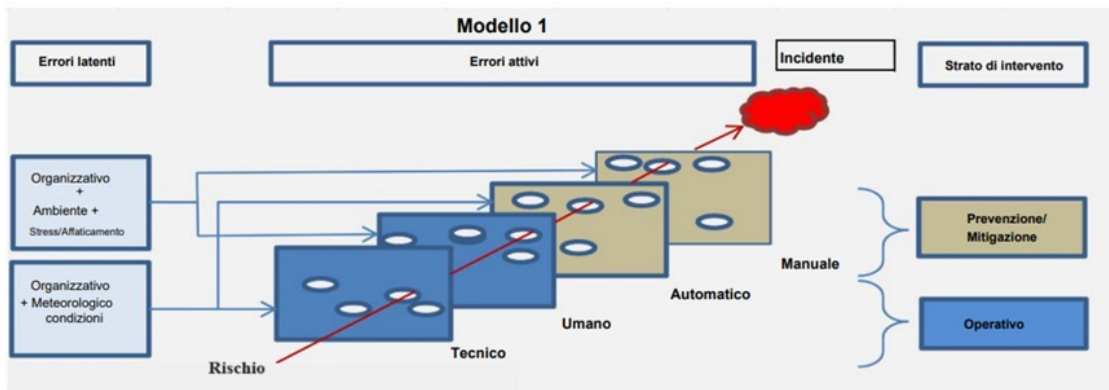


Figura 17: Rappresentazione grafica del modello 1 [16]

- Modello 2: l'incidente nasce dal solo guasto del livello tecnico. In tal caso non sono coinvolti gli errori attivi umani [Figura 18].
- Modello 3: l'incidente nasce dall'errore umano. In tal caso non sono coinvolti gli errori attivi tecnici [Figura 19].

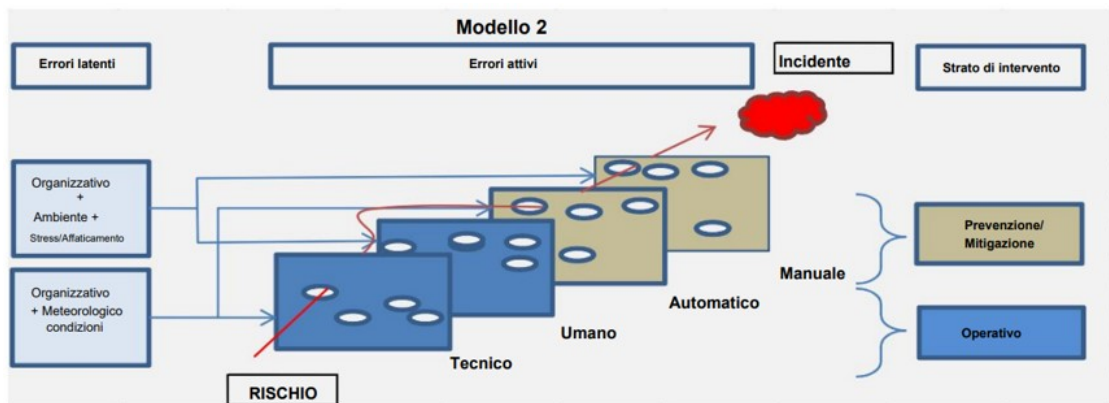


Figura 18: Rappresentazione grafica del modello 2 [16]

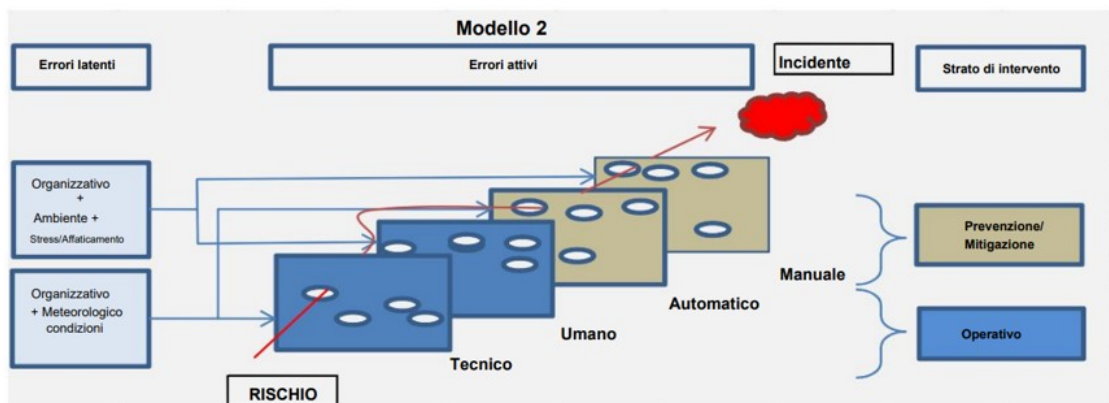


Figura 19: Rappresentazione grafica del modello 3 [16]

5.3 Critiche al modello

Sebbene lo *Swiss Cheese Model* sia uno dei modelli più utilizzato per l'efficacia della rappresentazione delle cause degli incidenti, nella letteratura vi è un acceso dibattito: può tale metodo essere effettivamente uno strumento valido per l'analisi degli incidenti?

Le debolezze del modello individuate dai critici sono legate alla visione sequenziale ed eccessivamente semplificata degli incidenti e alla mancanza di specificità. Non vi sono delle guide che consentono di riportare le rappresentazioni grafiche (di fette e buchi) a situazioni reali. Per applicare il modello, occorrono interpretazioni e adattamenti, con il rischio che non vi sia alcuna corrispondenza con la realtà dei fatti [17].

Per far fronte a queste debolezze, nella presente tesi, i casi reali saranno studiati con il modello *Swiss Cheese* e con la metodologia di analisi *Bow-Tie*, in grado di fornire una migliore rappresentazione delle barriere associate in modo specifico a molteplici minacce e conseguenze.

6. Metodo Bow - Tie

La gestione del rischio garantisce che le misure di controllo o le barriere adottate siano in grado di contenere il rischio nel corso del tempo, preservando la loro efficacia e assicurandosi che il rischio sia sempre entro la soglia di determinati valori.

L'approccio *Bow-Tie* è un metodo di analisi del rischio basato sul concetto di barriere come strumenti a supporto del sistema di gestione del rischio. La barriera è quindi una misura di controllo o un insieme di elementi di controllo in grado di impedire lo sviluppo di una causa in un evento top (barriera preventiva) o di mitigare le conseguenze dello stesso dopo la sua comparsa (barriera mitigativa).

I metodi di analisi basati sulle barriere migliorano notevolmente la sicurezza del processo; si focalizzano sugli aspetti operativi, evidenziando le barriere di sicurezza principali, aiutando nella valutazione dell'adeguatezza delle stesse e fornendo un quadro di riferimento per il monitoraggio.

Il diagramma bow-tie fornisce una chiara rappresentazione dell'output del processo di valutazione e gestione del rischio. Tale metodo, conforme al quadro dello standard ISO 31000, ha un'applicabilità molto ampia e sfrutta la sua potente e intuitiva capacità di comunicazione grafica delle informazioni per analizzare i rischi, standardizzandone il trattamento, la documentazione e la comunicazione.

6.1 Cenni storici

La prima menzione della metodologia bow-tie è apparsa negli appunti del corso ICI (*Imperial Chemical Industries*) di una conferenza sull'analisi dell'acqua, tenuta presso l'Università del Queensland (Australia) nel 1999; tuttavia, come e quando il metodo abbia avuto origine non è definitivamente accertato. È ampiamente riconosciuto che la nascita dei metodi basati sull'approccio bow-tie risalga agli anni '70 dai più noti diagrammi di causa-effetto. Si diffusero successivamente agli inizi degli anni '90, in seguito all'incidente a bordo della piattaforma *Piper Alpha*; il gruppo *Royal Dutch/Shell* sviluppò in quella circostanza una tecnica per migliorare la gestione delle attività di analisi dei rischi [10].

Il diagramma bow-tie può essere inteso come la fusione dell'albero dei guasti (FTA) e dell'albero degli eventi (ETA), il cui punto di contatto è il *top event* [Figura 20]. Offre quindi una panoramica esaustiva di tutto ciò che potrebbe causare un evento indesiderato (*top event*) e le possibili conseguenze dell'evento.

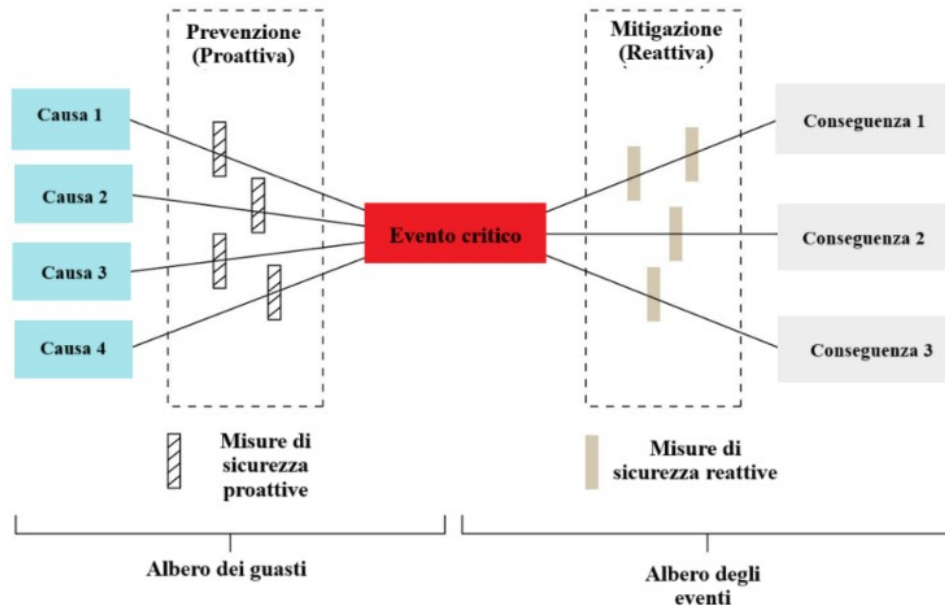


Figura 20: Bow-Tie come combinazione di un FTA e di un ETA (Traduzione della fonte [10])

Ruotando un diagramma FTA in senso orario (usualmente rappresentato verticalmente) e collegandolo a un diagramma ETA (rappresentato orizzontalmente) si crea un papillon collegato all'evento superiore. Tuttavia, mentre ETA e FTA sono di natura quantitativa, i papillon sono invece qualitativi e offrono una rappresentazione grafica semplificata dei pericoli, delle minacce, degli eventi principali, delle barriere, dei fattori di degrado e delle misure di controllo.

Tale definizione, indiscutibilmente semplificata, è la causa degli usi incoerenti e scorretti della metodologia. Vi sono infatti importanti differenze tra la logica di un albero delle cause e il lato sinistro di un papillon, come ad esempio l'indipendenza tra le cause e la loro diretta capacità di determinare l'evento principale. Non si può quindi considerare l'evento top come il risultato della combinazione di due o più cause che possono verificarsi contemporaneamente. La componente destra del papillon inoltre non include la rappresentazione degli eventi intermedi.

6.2 Rappresentazione dell'approccio Bow - Tie

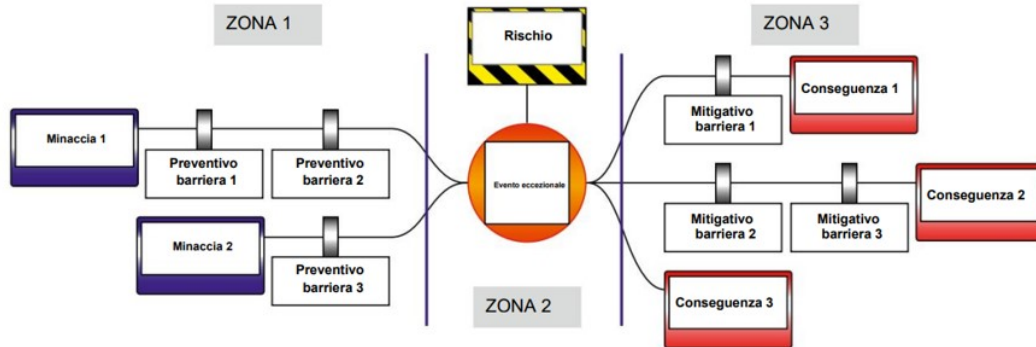


Figura 21: Struttura del diagramma Bow-Tie [10]

L'approccio *Bow-Tie* consente di identificare, valutare la frequenza e le conseguenze associate agli scenari e di quantificare il contributo dei sistemi di protezione e mitigazione. Prevede inoltre la formazione di diagrammi di flusso logici sviluppati in tre zone distinte. Si riporta graficamente un esempio [Figura 21].

La zona 1, di *prevenzione*, è nella parte sinistra del diagramma e identifica tutte le cause associabili all'evento indesiderato; per ciascuna di esse evidenzia i sistemi di protezione specifici finalizzati a prevenire l'evento indesiderato. Tale zona può essere considerata equivalente a un albero dei guasti semplificato.

L'*evento top* è nella parte centrale del diagramma e identifica univocamente il pericolo, considerato l'evento incidentale primario; quest'ultimo può a sua volta evolvere in scenari alternativi.

La zona 3, di *protezione*, identifica tutti gli scenari accidentali potenzialmente generati e l'insieme di tutti gli elementi che ne consentono lo sviluppo, inclusi i sistemi di protezione per mitigarne gli effetti. Tale zona può essere considerata equivalente a un albero degli eventi.

I *fattori di degrado* possono essere applicati alle barriere di mitigazione e prevenzione con una possibile conseguenza del cedimento delle stesse. Per evitare ciò e mantenere la barriera eretta, si eseguono controlli di degradazione che agiscono per mitigare i fattori di degrado.

6.3 Metodo e gestione del rischio

Il metodo *Bow-Tie* viene utilizzato per analizzare la frequenza del rischio, ottenendo così la *probabilità dell'incidente* che è uno dei due elementi di input per determinare il livello di rischio; l'altro è l'entità del rischio.

L'analisi del rischio è l'obiettivo principale dell'approccio; in questa fase si identificano i possibili scostamenti delle condizioni di controllo dei pericoli individuati, nonché le loro possibili cause e conseguenze sugli obiettivi considerati. Si identificano poi le misure di controllo per prevenire le cause o mitigarne le conseguenze, avendo cura di fornire tutte le informazioni.

La rappresentazione dell'analisi del rischio nel digramma *Bow-Tie* consente di visualizzare tempestivamente i benefici offerti dai diversi trattamenti. Ad esempio, è possibile vedere come cambia la probabilità che si verifichi una conseguenza se una o più barriere di controllo vengono rimosse o se una causa iniziale viene trascurata/eliminata. Tale digramma offre una rappresentazione grafica del concetto dinamico insito nel rischio; deve essere pertanto aggiornato intervenendo sulle cause, sulle barriere e talvolta anche sulle conseguenze.

6.4 Livello di astrazione

Nella gestione del rischio, il primo passo è quello di definire il livello di astrazione del diagramma. Per garantire efficacia e comprensibilità, tale livello non deve essere né troppo generico (nella definizione di cause, conseguenze e barriere) poiché si possono trascurare informazioni importanti per la gestione del rischio, né troppo specifico per evitare di perdere la visione generale con informazioni tecniche non pertinenti a questa fase [Figura 22].

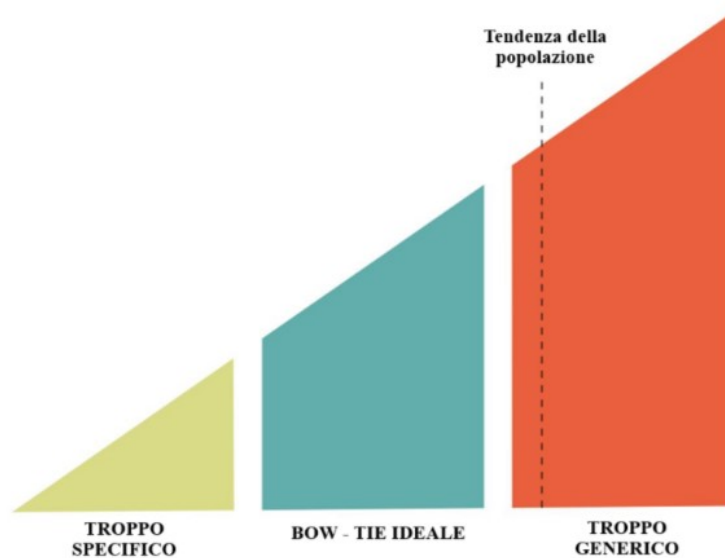


Figura 22: Livello di astrazione (Traduzione della fonte [10])

6.5 Hazard

L'*hazard* - pericolo - si configura come un'attività o un materiale che può causare danni e fornisce informazioni su quale possa essere la fonte del rischio. Definisce inoltre l'ambito di applicazione dell'intero bow-tie. Quanti più dettagli sono riportati nel diagramma, tanto maggiore sarà l'accuratezza delle informazioni. Nella definizione del pericolo vi sono due focus principali:

- Il contesto situazionale: le informazioni situazionali sono indispensabili per comprendere la tipologia di pericolo;
- L'indicazione di scala.

Il pericolo descrive un'attività o un materiale potenzialmente dannosi e non la perdita di controllo del pericolo (evento principale) o il danno effettivo che può derivare da un tale processo (conseguenze). Pertanto, deve essere formulato in uno stato controllato. Dopo la definizione del pericolo, il suo livello di dettaglio influenzerà quello dell'intero modello. La casella del pericolo sul diagramma non può mostrarne tutti i dettagli, ma le specifiche devono essere documentate. Il livello corretto dipende dalla portata e dallo scopo del bow-tie.

6.6 Top Event

Si definisce il *top event* al centro del diagramma, evento culminante in cui si perde il controllo del pericolo o il suo contenimento, permettendogli di liberare il suo potenziale dannoso. Tuttavia, anche se l'evento potrebbe già essersi verificato, non si tratta di un vero e proprio incidente (o impatto) poiché le barriere possono ancora intervenire per bloccare l'evento o mitigarne le conseguenze.

Il termine *top event* deriva dalla metodologia dell'albero dei guasti. La sua definizione più o meno dettagliata consente di definire il *livello di zoom*, ossia il grado di profondità da assegnare all'analisi del rischio. È necessario quantificare l'evento principale introducendo indicazioni di scala per la definizione adeguata di minacce, barriere e conseguenze, al fine di avere una visione comune per la costruzione di un diagramma coerente. L'errore più comune è quello di identificare nel top event una conseguenza con un danno o un danno piuttosto che un evento di perdita di controllo. Per evitare questo, è necessario comprendere l'entità dell'errore per poter scegliere il top event conforme al caso [18].

6.7 Minacce

Le minacce, rappresentate nella parte sinistra del diagramma, sono responsabili della perdita di controllo del pericolo che porta all'evento principale. Per ogni evento superiore ci sono più minacce, ognuna delle quali rappresenta un singolo scenario che potrebbe direttamente e in modo indipendente rinviare ad esso. È importante, inoltre, sottolineare che la minaccia - deve - portare all'evento superiore. Per identificare le minacce si introducono tre categorie:

- Apparecchiature primarie non funzionanti entro determinati limiti;
- Influenza ambientale;
- Problemi di natura operativa.

L'uso dell'*errore umano* come minaccia che porta direttamente a un evento top è generalmente sconsigliato in quanto questo comporta errori strutturali nel *Bow-Tie* poiché le barriere suggerite sono più spesso controlli di degrado. Un errore strutturale implica che sia stata violata una regola importante per la costruzione del diagramma, che si tratti di un pericolo, di una minaccia, di un evento o di barriere che non soddisfano i requisiti.

Gli errori strutturali possono essere a cascata in quanto il primo errore può produrne degli altri. L'esperienza dimostra che l'errore umano è opportuno considerarlo e trattarlo come un fattore di degradazione che porta alla compromissione di una barriera del percorso principale.

Le minacce dovrebbero essere specifiche e avere una causalità diretta con l'evento principale, ma non nel senso di tempo immediato poiché può verificarsi anni prima dell'evento principale. Identificare le minacce dirette implica l'introduzione di barriere più specifiche in grado di fornire informazioni pratiche finalizzate a una comprensione efficace di ciò che dovrebbe essere fatto per una efficace pratica preventiva. Le minacce, prese singolarmente, dovrebbero portare all'evento principale, ma se per farlo devono essere combinate tra loro, nessuna minaccia potrà essere considerata sufficiente e corretta. Quando due minacce devono verificarsi insieme per portare all'evento top, queste sono definite "necessarie" e dovrebbero essere riformulate in un'unica minaccia indipendente.

Le minacce non sono fallimenti di barriere. Spesso si associa il cedimento di una barriera a una minaccia nella costruzione del diagramma bow-tie. Un guasto di questa entità non porta di per sé a un evento principale poiché è un controllo che impedisce alla minaccia effettiva di raggiungere l'evento principale. L'assenza di una barriera implica che il sistema si basa su altre barriere per proteggersi dalla minaccia.

6.8 Conseguenze

Le *conseguenze* sono effetti indesiderati che possono derivare dalla perdita di controllo dell'evento principale, portando così a possibili danni sugli elementi vulnerabili. Generalmente - nelle pratiche giudiziarie, oltre che nella letteratura ingegneristica - si trattano incidenti con un certo impatto, ma si possono anche scegliere conseguenze minori a seconda dell'obiettivo da raggiungere. Tale scelta consente di visualizzare le barriere di mitigazione.

Le informazioni della matrice di rischio possono anche essere visualizzate sulle conseguenze per evidenziare la gravità e la probabilità della perdita o del danno.

Le conseguenze sono descritte come danno legato ad un evento. Tale dipendenza è indispensabile per individuare idonee barriere di prevenzione e mitigazione.

Nel momento in cui si esamina il diagramma, se tutte le barriere sono uguali su percorsi diversi, queste potrebbero essere combinate tra loro, a meno che non si vogliano sottolineare le differenze nelle valutazioni del rischio.

Talvolta, alcune conseguenze possono divenire una minaccia per un altro diagramma *Bow-Tie*. È necessario dunque prestare attenzione a non sviluppare una conseguenza che non derivi direttamente dall'evento top. Si deve realizzare un diagramma con conseguenze, hazards, top event e minacce adeguati.

6.9 Barriere

Le barriere sono misure finalizzate a prevenire o mitigare effetti indesiderati e soddisfare tutti i requisiti di validità per poter essere efficaci, indipendenti e verificabili. Una prima distinzione consente di definire le:

- Barriere primarie: posizionate sui rami principali del diagramma bow-tie, sono direttamente interposte tra cause ed eventi principali o tra eventi principali e conseguenze. Sono strumenti in grado di intervenire sugli eventi principali, nell'ottica di prevenzione o mitigazione;
- Barriere secondarie: definite dopo aver individuato i fattori di degradazione. Si configurano come strumenti di sostegno delle barriere primarie; pertanto, non prevengono né mitigano direttamente il susseguirsi degli eventi.

La collocazione delle barriere nel diagramma non è sempre così immediata; queste devono assolvere a una delle cinque funzioni, quali:

- Eliminazione o sostituzione del pericolo;
- Eliminazione della causa;
- Prevenzione dell'evento top;
- Separazione dell'evento dalla conseguenza;
- Mitigazione della conseguenza.

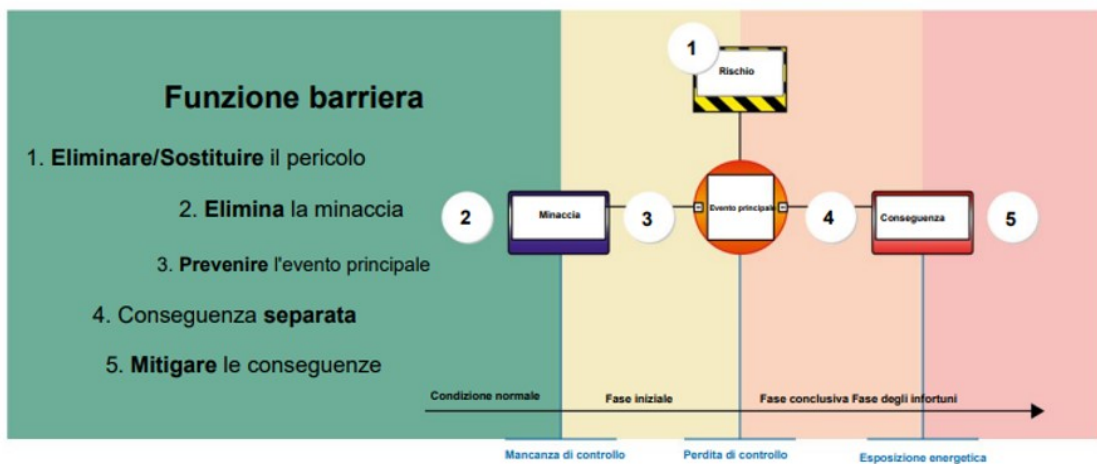


Figura 23: Funzione di una barriera (Traduzione della fonte [10])

Le barriere sono posizionate sui percorsi principali del diagramma bow-tie e hanno l'obiettivo di impedire l'evento superiore (sono posizionate a sinistra) o di agire a seguito di esso (sono posizionate a destra). A tal proposito si effettua un'ulteriore distinzione:

- **Barriere di prevenzione:** impediscono il verificarsi dell'evento principale. Una barriera deve essere in grado di fermare completamente l'evento top in autonomia. Ciò non implica che non sia affidabile, ma che può prevenire o terminare una sequenza di minacce. Ci sono due modi principali in cui una barriera di prevenzione può avere effetto: prevenendo il verificarsi della minaccia o impedendo che si verifichi, portando così al *top event*.
- **Barriere di mitigazione:** utilizzate post evento con il compito di aiutare a prevenire o ridurre le perdite, riprendendo il controllo del sistema. Tali barriere possono avere effetto in due modi: impedendo che la conseguenza

si verifichi o riducendo l'entità della stessa. Una barriera di mitigazione può comportare prestazioni inferiori rispetto a quella di prevenzione in quanto, come suggerisce la stessa terminologia, può esclusivamente mitigare e non terminare una conseguenza. Tali barriere devono essere efficaci, indipendenti e verificabili e, se attive, contenere tutti gli elementi di rilevamento e decisionali.

La tipologia di barriere scelta ne identifica il principio di funzionamento. Sebbene sia possibile avere una classificazione più elaborata, se ne considerano solo cinque:

- Hardware passivo;
- Hardware attivo;
- Hardware attivo + fattore umano;
- Fattore umano attivo;
- Hardware continuo.

Le barriere attive devono avere elementi in grado di:

- *Rilevare* un cambiamento;
- *Decidere* qual è l'azione necessaria per intervenire su di esso;
- *Agire*, impedendo che la minaccia possa così ulteriormente progredire [Figura 24].

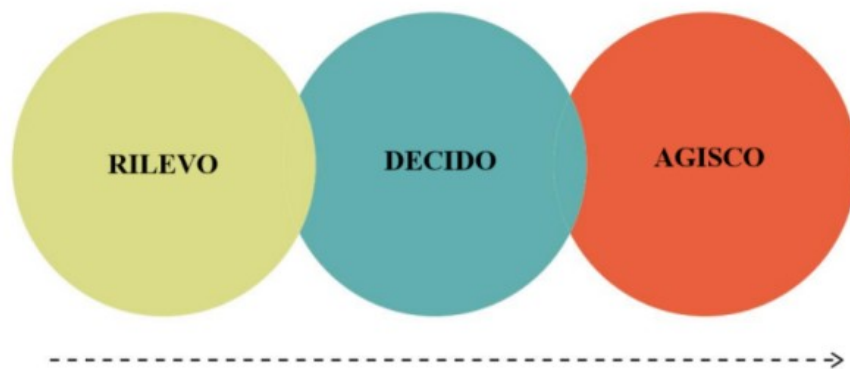


Figura 24: Azioni di una barriera (Traduzione della fonte [10])

Se uno di questi tre elementi non è in grado di intervenire, la barriera non riesce a fermare la minaccia.

Tutte le barriere devono essere efficaci, indipendenti tra loro lungo il percorso, integre, affidabili e verificabili.

Una barriera di prevenzione è considerata *efficace* se svolge la funzione prevista quando e come stabilito e se, in autonomia, previene una minaccia. Una barriera di mitigazione invece lo è quando è in grado di mitigare completamente le conseguenze di un evento top o di ridurre la gravità in modo significativo. Una barriera è considerata *indipendente* quando ha un impatto diretto e indipendente sulla causa, sull'evento principale o sulla conseguenza. Le barriere dovrebbero essere indipendenti tra loro lungo il percorso e indipendenti dalla stessa minaccia. Un errore comune si verifica quando un evento causa il guasto di due o più barriere; sebbene si cerchi di soddisfare il principio di indipendenza tra le barriere, questo non è possibile poiché vi sono diversi punti comuni legati alla gestione o alla manutenzione. Talvolta, le barriere possono avere una modalità comune in uno scenario, ma funzionare in modo indipendente in altri scenari. Ciononostante, il rischio di un guasto comune dovrebbe essere gestito introducendo ulteriori barriere che non hanno questa modalità comune. L'inclusione di più barriere che soffrono di una modalità di guasto comune sullo stesso percorso di prevenzione o mitigazione, crea un'illusione di sicurezza tale per cui se ne include solo una. Sarebbe interessante introdurre nel diagramma *Bow-Tie* una nota in cui si riportano quali barriere siano state rimosse a causa di problemi di errore di modalità comune. I fattori di degradazione aiutano in questo, evidenziando la suscettibilità delle barriere "su un singolo percorso verso il guasto di modo comune" [18].

Una barriera è considerata *verificabile* quando può essere valutata in termini di efficienza ed efficacia delle prestazioni previste. Tale criterio viene soddisfatto assegnando requisiti o standard prestazionali alla funzionalità della barriera, periodicamente verificati mediante un confronto con i criteri prestazionali minimi ritenuti accettabili.

Il modo più logico per posizionare le barriere nel diagramma è nella sequenza temporale del loro effetto. Vengono allocate quindi nell'ordine in cui ogni barriera si rende necessaria [Figura 25].

6.10 Fattori e controlli di degradazione

Idealmente, una barriera opportunamente identificata, progettata, installata e testata, è in grado di arrestare il flusso degli eventi in modo che l'evento principale o le conseguenze non manifestino il loro potenziale carico di danno, dando così origine a un incidente o impatto. Tuttavia, tale ipotesi è vera solo nel mondo reale dove l'affidabilità della barriera è sempre pari al 100%.

I fattori di degrado sono riportati nel diagramma *Bow-Tie* sotto le barriere alle quali si applicano e possono essere classificati in quattro categorie: fattori umani, guasti tecnici, condizioni anomale e perdita di servizi critici.

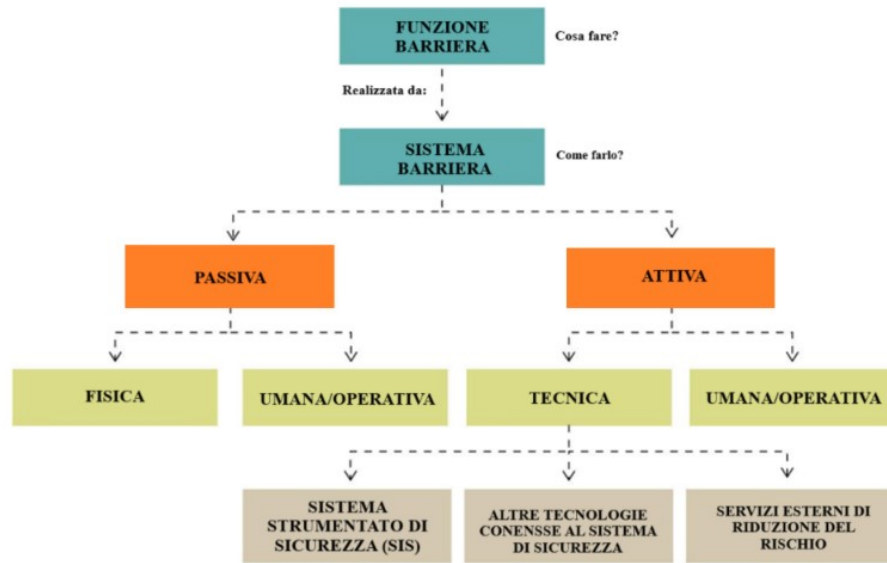


Figura 25: Classificazione delle barriere di sicurezza (Traduzione della fonte [10])

Il fattore di degrado è una condizione che può ridurre l'efficacia della barriera; esso non causa direttamente un evento o una conseguenza, ma, intervenendo sulla barriera lungo il corso principale, la probabilità di raggiungere conseguenze indesiderate sarà maggiore.

Nell'analogia con lo *Swiss Cheese Model*, i controlli di degradazione riducono la dimensione dei buchi nella barriera del percorso principale, garantendo così una maggiore fiducia nelle sue prestazioni. Sono posizionati lungo i percorsi di degradazione della barriera stessa; non impediscono e non attenuano un evento principale, ma operano direttamente sul fattore di degradazione cercando di eliminarlo.

I controlli identificano fattori umani, tecnici e organizzativi che si occupano della gestione del rischio e della garanzia delle barriere. Un errore comune è quello di posizionarli sui percorsi principali del diagramma; questo genera confusione poiché presenta una visualizzazione errata delle barriere lungo il percorso principale. Il rischio associato alla minaccia apparirebbe così opportunamente controllato, le difese sembrerebbero adeguate, ma questo non corrisponde alla realtà dei fatti.

Uno dei vantaggi dell'analisi *Bow-Tie* risiede nella sua capacità di comunicazione visiva e grafica. Poiché il focus è sulle barriere principali, la complessità del diagramma viene ridotta non sviluppando percorsi di degrado per le barriere meno importanti oppure semplicemente trascurandoli; pertanto, è opportuno definire preliminarmente un livello di dettaglio.

7. Robustezza strutturale

La *robustezza strutturale* è uno dei principali requisiti di cui devono essere in possesso le opere, a prescindere dalla loro tipologia.

Al giorno d'oggi le costruzioni sono sempre più spesso sottoposte ad azioni prodotte da eventi estremi, sia naturali (frane, alluvioni, uragani, etc.) che antropici (esplosioni, incendi, impatti). La forte concentrazione dell'attività antropica e i cambiamenti climatici hanno prodotto nel tempo un incremento della frequenza e dell'intensità di tali eventi, con conseguenze catastrofiche in termini di vittime umane, perdite economiche, interruzioni dei servizi pubblici e di quelli adibiti al commercio.

Il danno localizzato causato da eventi estremi e non sempre contenibili può portare le strutture a un collasso progressivo o sproporzionato. Le azioni estreme sono considerate dalle normative vigenti come azioni eccezionali (o accidentali) che possono influenzare la verifica della sicurezza strutturale dell'opera. Ed è proprio questo il motivo che ha condotto all'introduzione della "robustezza strutturale" come requisito prestazionale da sommare a quelli inerenti alle azioni ordinarie che possono raggiungere gli stati limite ultimo e di esercizio.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni stabiliscono che la struttura deve essere in grado di evitare danni sproporzionati rispetto alle entità delle azioni o di un danno inizialmente localizzato; quindi, deve essere in possesso di un adeguato livello di robustezza strutturale. Tale requisito inoltre è un elemento cruciale delle strutture critiche in relazione alle conseguenze del loro collasso.

7.1 Valutazione della robustezza strutturale

La valutazione della robustezza strutturale può essere effettuata secondo diversi approcci strettamente legati alla conoscenza della tipologia e dell'intensità dell'evento.

Per un evento noto la cui occorrenza e intensità sono modellabili probabilisticamente, si esegue un'analisi quantitativa del rischio di collasso progressivo sulla base delle statistiche di eventi passati. Questo approccio consente di considerare le incertezze legate all'azione e quelle associate alla struttura. Si ottiene quindi

la probabilità di collasso che moltiplicata per un valore esposto fornisce il valore atteso della conseguenza di un evento estremo, ovvero il rischio quantificato in termini di perdita economica o di vite umane. Tuttavia, non sempre vi sono dati statistici sufficienti per inquadrare un evento estremo. Non potendo ricorrere a una modellazione probabilistica, si ricorre quindi a un'analisi di scenario. In questo caso è possibile ricorrere a due ulteriori approcci, il primo dipendente dalla minaccia e definito in termini di azioni, il secondo indipendente dalla minaccia e definito in termini di danno iniziale. In entrambi gli approcci è possibile valutare l'eventuale propagazione del danno e del conseguente collasso progressivo.

Infine, per un evento sconosciuto e imprevedibile, si procede invece con un approccio alle conseguenze che può essere di tipo deterministico o probabilistico.

In accordo all' Eurocodice 1 – Parte 1 – 7, una valutazione corretta e completa della robustezza strutturale si basa sulla:

- Progettazione di elementi chiave per aumentare la probabilità di sopravvivenza della struttura dopo un evento eccezionale;
- Progettazione dei dettagli costruttivi;
- Progettazione di materiali ed elementi strutturali duttili, capaci di assorbire una significativa energia di deformazione senza giungere a rottura;
- Realizzazione di una sufficiente iperstaticità tale da facilitare il trasferimento delle azioni sfruttando percorsi di carico alternativi o il concetto di ridondanza strutturale;
- Resistenza alla corrosione;
- Distribuzione della capacità, specie per quanto concerne la stabilità laterale.

Per identificare gli elementi critici di una struttura che nel tempo possono ridurre la resistenza dell'opera e portarla a un collasso progressivo, si può fare ricorso alla procedura proposta da *Giuliani e Wolff*, basata sulla definizione del livello di danno e il conseguente algoritmo [19]:

1. Su una struttura integra, non deformata e con un livello di danno nullo, si individua una distribuzione dei carichi;
2. All'incrementare del carico si effettua un'analisi non lineare, tenendo presente che la resistenza ultima è data dal moltiplicatore di carico per il quale la struttura raggiunge la labilità;
3. Aumento unitario del livello di danno;

4. Rimozione di un elemento strutturale e si ritorna al punto 2. Quando tutte le combinazioni di possibili elementi rimossi sono state esaurite, si torna al punto 3.

L'analisi termina quando si raggiunge il livello di danno massimo considerato e fornisce due valori della resistenza ultima per ogni livello di danno della struttura, uno massimo e uno minimo.

7.2 Strategie di progettazione

Le Normative Tecniche di costruzione, in vigore dal 22 marzo 2018, al § 2.2.5 suggeriscono *diverse strategie di progettazione cui fare riferimento per garantire un adeguato livello di robustezza, in funzione dell'uso previsto dalla costruzione* [20], ovvero:

1. Progettare la struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale, combinando valori nominali delle azioni eccezionali alle altre azioni esplicite di progetto;
2. Prevenire gli effetti indotti dalle azioni eccezionali alle quali la struttura può essere soggetta o ridurre la loro intensità;
3. Adottare una forma e una tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
4. Adottare una forma ed una tipologia strutturale tale da tollerare il danneggiamento localizzato causato da un'azione di carattere eccezionale;
5. Realizzare strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili è possibile;
6. Adottare sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

In via generale, una progettazione condotta secondo tali prescrizioni, garantisce il conseguimento dei livelli di robustezza strutturale ritenuti soddisfacenti.

L'Eurocodice 1 – Parte 1-7 definisce altresì due stati limite di integrità strutturale:

- Il collasso parziale o totale di tipo sproporzionato: causato da un'azione accidentale o dalla crisi di un componente strutturale;
- Il collasso di un singolo componente strutturale: compromette l'incolumità delle persone.

Nello stesso documento sono proposte due strategie alternative per garantire un idoneo livello di sicurezza:

- Circoscrivere gli eventi estremi andando a limitare l'esposizione della struttura e dei suoi componenti agli stessi e riducendo la loro intensità impiegando misure di prevenzione e protezione;
- Ridurre l'estensione del collasso.

In conclusione, la robustezza strutturale è strettamente connessa al contesto; pertanto, la sua analisi deve essere adattata alla situazione. Quando le informazioni sono insufficienti, la robustezza deve essere garantita in senso generale andando ad esaminare le possibili debolezze di ogni elemento strutturale. I due parametri che accomunano le azioni accidentali che possono compromettere l'opera nel tempo sono il tempo e l'intensità dell'evento. Quest'ultima deve essere prevista in fase di progettazione e valutata in relazione alle sue caratteristiche e magnitudo.

Parte II

8. Caso 1: ponte a travata

I ponti a travata sono caratterizzati da una struttura principale composta da una o più travi longitudinali appoggiate alle sottostrutture (pile e spalle) e sollecitate prevalentemente da momenti flettenti e azioni di taglio.

Tali strutture sono realizzate frequentemente con travi prefabbricate in calcestruzzo armato precompresso o in acciaio con soletta in calcestruzzo collaborante, raramente invece si adottano travi in calcestruzzo gettato in opera [21].

A seconda della tipologia di impalcato, è possibile distinguere:

- Ponti con impalcato a graticcio;
- Ponti a cassone;
- Ponti a graticcio cassonati.

I ponti con impalcato a graticcio sono costituiti da un numero variabile di travi longitudinali, fra loro affiancate e collegate puntualmente mediante traversi, ossia elementi irrigidenti trasversali [Figura 26].

Tali impalcati sono caratterizzati da una ridotta rigidità torsionale delle travi che li compongono.

La rigidità torsionale dei singoli elementi e/o della sezione composta (trave-soletta) non contrasta le sollecitazioni torcenti; tuttavia, quando tali elementi sono sottoposti a un'azione verticale eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato, il momento torcente risultante è equilibrato da una distribuzione asimmetrica delle azioni verticali sulle singole travi.

I ponti a cassone sono costituiti da pareti piane, collegate in modo da formare una sezione scatolare chiusa [Figura 27].

Tale caratteristica conferisce al cassone una grande rigidità torsionale, contrariamente agli impalcati a graticcio. Le pareti inferiori e quelle laterali sono tendenzialmente in acciaio, mentre la chiusura superiore è costituita da una soletta in calcestruzzo che funge da piattaforma stradale.

I vantaggi di questa tipologia di impalcato sono legati ad aspetti estetici e funzionali in quanto la parte interna del cassone può essere sfruttata per il passaggio dell'impianti. Altresì, le pile sono caratterizzate da maggiore snellezza.

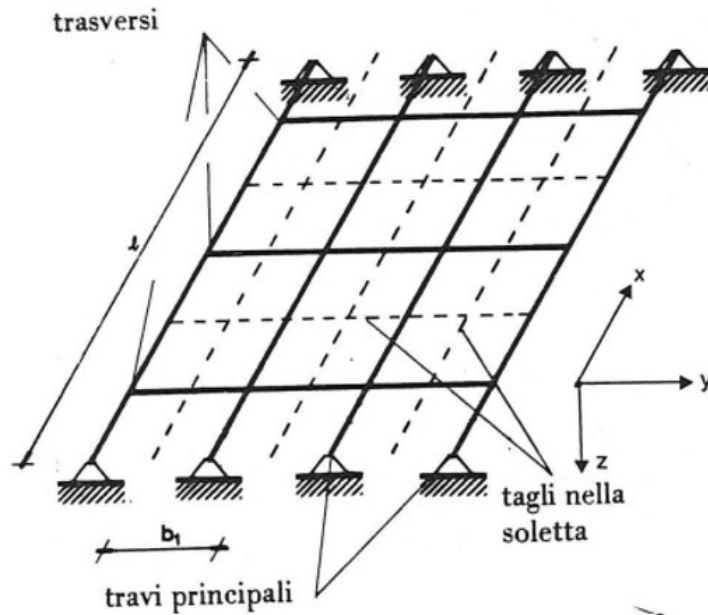


Figura 26: Impalcato a graticcio: schematizzazione di calcolo [22]

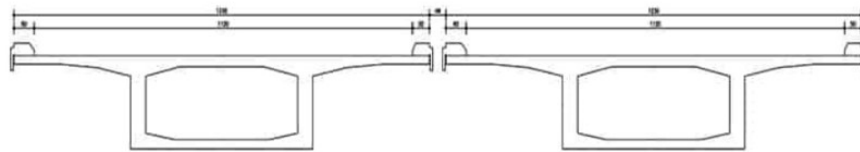


Figura 27: Sezione trasversale di un impalcato a cassone

I ponti a graticcio cassonato, infine, sono costituiti da impalcati a graticcio le cui travi longitudinali sono collegate mediante una controventatura orizzontale in corrispondenza delle piattabande inferiori. In questo modo si formano sezioni di tipo scatolare in cui la piastra inferiore è costituita dal controvento, le piastre verticali sono le anime e la piastra di chiusura è rappresentata dalla soletta.

8.1 Caso studio

La struttura in esame è un ponte a travata in semplice appoggio con uno sviluppo pressoché rettilineo. Per ciascuna delle due carreggiate consta di:

- Impalcato costituito da graticci di trave in calcestruzzo armato precompresso in semplice appoggio collegata da traversi in calcestruzzo armato con soletta collaborante;
- Pile a portale caratterizzate da due fusti di sezione circolare cava collegati in testa da un pulvino;
- Pali di fondazione trivellati di sezione circolare piena con diametro pari a quello delle pile.

8.1.1 Materiali

L'opera analizzata nel presente capitolo è in calcestruzzo armato precompresso. Si rilevano tre diverse tipologie di acciaio:

- Acciaio ordinario ad alto limite elastico A.L.E, impiegato per travi, travetti, pile, pulvini;
- Acciaio ordinario ad aderenza migliorata AQ50, impiegato per soletta e pali di fondazione;
- Acciaio da precompressione, impiegato per le travi.

Per tutte le tipologie elencate non sono state effettuate indagini dirette. Nella fattispecie, per gli acciai ordinari sono state utilizzate le caratteristiche tipiche degli acciai da cemento armato, mentre per quello da precompressione è stata adottato un acciaio armonico a rilassamento ordinario.

Nelle tabelle seguenti si riportano per il calcestruzzo e per gli acciai, i valori dei parametri meccanici impiegati in fase di verifica.

Parametri meccanici del calcestruzzo					
Elemento strutturale	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_d [MPa]	E_{cm} [MPa]
Trave	24,42	32,42	2,53	23,46	31309,30
Traverso	13,28	21,28	1,68	13,28	27594,40
Soletta	44,00	52,00	3,74	31,17	36077,40
Pila	33,70	41,70	3,13	29,18	33764,90
Pulvino	29,41	37,41	2,86	29,41	32683,93
Spalla	33,82	41,82	3,14	30,77	33794,19

Tabella 1: Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Calcestruzzo

Acciaio ordinario A.L.E. (travi, traversi, pulvino)				
f_{syk} [MPa]	f_{sym} [MPa]	E_s [MPa]	f_{syd} [MPa]	a_{sydd}
411,1	507,8	196000	357,48	0,0021

Tabella 2: Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Acciaio ordinario A.L.E.

Acciaio ordinario AQ50 (soletta, fondazioni)				
f_{syk} [MPa]	f_{sym} [MPa]	E_s [MPa]	f_{syd} [MPa]	a_{syd}
343,3	368,7	196000	298,5	0,0015

Tabella 3: Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Acciaio ordinario AQ50

Acciaio da precompressione a rilassamento ordinario (travi)						
$f_{p0,1k}$ [MPa]	f_{pk} [MPa]	E_{sp} [MPa]	f_{pyd} [MPa]	f_{ptd} [MPa]	a_{pyd}	a_{pud}
1485	1650	196000	1291,3	1434,8	0,0066	0,0350

Tabella 4: Parametri meccanici impiegati in fase di verifica - Acciaio da precompressione a rilassamento ordinario

8.1.2 Azioni agenti sulla struttura

La struttura in esame è soggetta a:

- Azione del peso proprio degli elementi strutturali;
- Azione dei carichi permanenti portati;
- Azione dei carichi da traffico;
- Azione del vento;
- Azione sismica.

Tuttavia, si precisa che nell'analisi non si è tenuto conto dell'azione sismica. Agli effetti di tali azioni si aggiungono poi quelli indotti dall'applicazione della precompressione, dalla temperatura e dalle resistenze passive dei vincoli. Sono stati inoltre considerati i fenomeni reologici quali ritiro e fluage del calcestruzzo e il rilassamento dell'acciaio.

8.1.2.1 Azioni del traffico

Nella NTC 2018 l'azione del traffico sui ponti e sui viadotti è definita secondo sei diversi schemi di carico. I carichi previsti da ciascuno schema sono disposti su corsie convenzionali (*Notional Lane*) definite in base alla larghezza w della corsia, come mostrato nella tabella riportata in [Figura 28].

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	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 28: Tabella - Definizione delle corsie convenzionali [4]

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

La scelta dello schema da adottare dipende dalla tipologia di verifica condotta. Nel caso in esame si fa riferimento al *Load Model 1*, costituito da carichi concentrati

su due assi tandem (*Tandem System*), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m e da carichi uniformemente distribuiti (*Uniform Distributed Loads*). Tale schema funge da riferimento sia per le verifiche globali, che per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. I valori dei TS e degli UDL previsti per ogni corsia convenzionale dal LM1 sono visibili nella figura seguente [Figura 29].

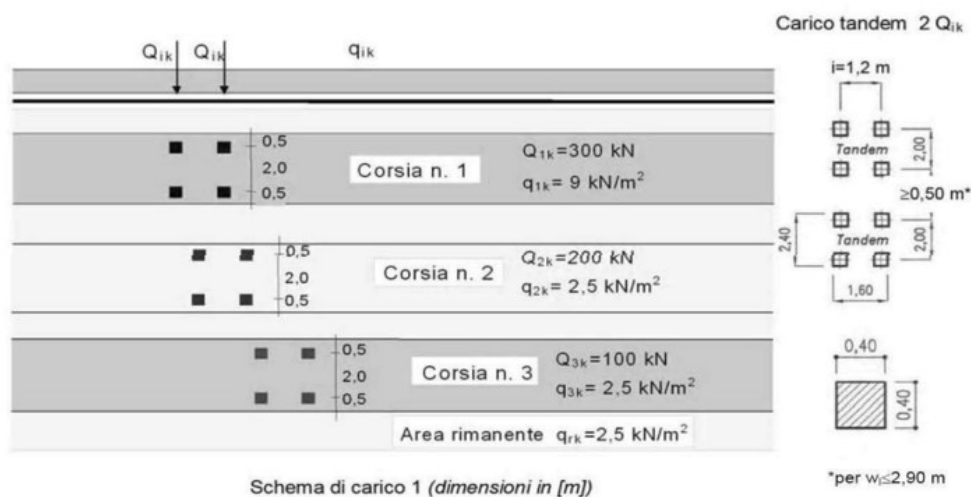


Figura 29: Valori del TS e degli UDL nelle varie corsie convenzionali previsti dal Load Model 1 [4]

La forza di frenatura o di accelerazione q_3 è calcolata in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale 1:

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

Con:

- w_1 la larghezza della corsia;
- L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione e agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

Nel caso in esame, essendo l'asse della struttura pressoché rettilineo, la forza centrifuga non è applicata. Per informazioni sulla disposizione dei carichi da traffico sulla struttura in esame si rimanda alle NTC-18.

8.2 Verifica dell'impalcato

Nel presente caso studio la verifica dell'impalcato è circoscritta a quella allo Stato Limite Ultimo per flessione di una trave.

Il ponte in esame presenta impalcato in semplice appoggio con:

- Asse pressoché rettilineo;
- Lunghezza misurata a partire dall'asse dei giunti pari a 31,90 m per le due campate di estremità e a 33 m per le restanti campate;
- Larghezza pari a 10,70 m, compresi gli sbalzi.

Ciascun impalcato è realizzato mediante quattro travi in calcestruzzo armato precompresso con soletta collaborante di spessore pari a 20 cm, collegate tra loro da quattro traversi in calcestruzzo armato, di cui due intermedie e due posti in corrispondenza degli appoggi, connessi alla soletta [Figura 30].

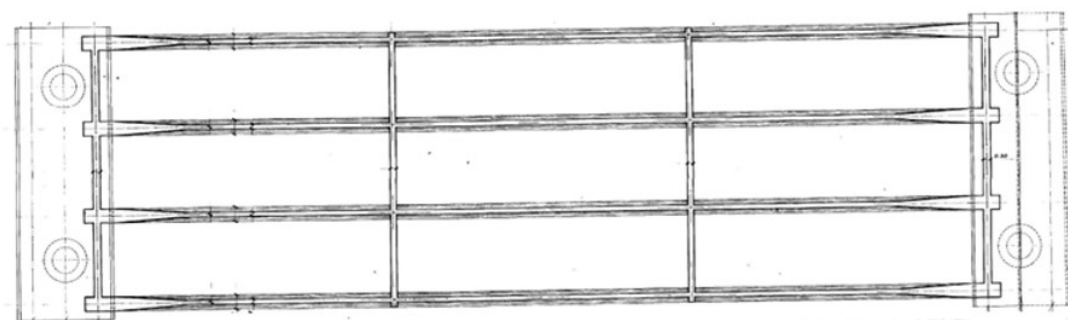


Figura 30: Pianta dell'impalcato tipo

Le travi hanno sezione a doppio T e sono più spesse in prossimità degli appoggi, andando così a incrementare la resistenza e consentire l'alloggiamento delle tesate di ancoraggio dei cavi di precompressione.

Ciascuna delle travi dell'impalcato ospita al suo interno sette cavi di precompressione post-tesi (numerati da 1 a 7), ognuno dei quali costituito da 24 fili di acciaio armonico di diametro ϕ pari a 7 mm. I cavi 1 - 4 sono ancorati sulla testata della trave, il cavo 5 sull'estradosso della trave, i cavi 6 - 7 in apposite tasche di tesatura realizzate sull'estradosso della soletta.

Il tracciato di ciascun cavo è perfettamente simmetrico rispetto alla mezzeria della trave [Figura 31].

Per evitare l'insorgere di fessurazioni indotte dall'eccesso della forza di precompressione, la tesatura generalmente non è effettuata simultaneamente su tutti i cavi,

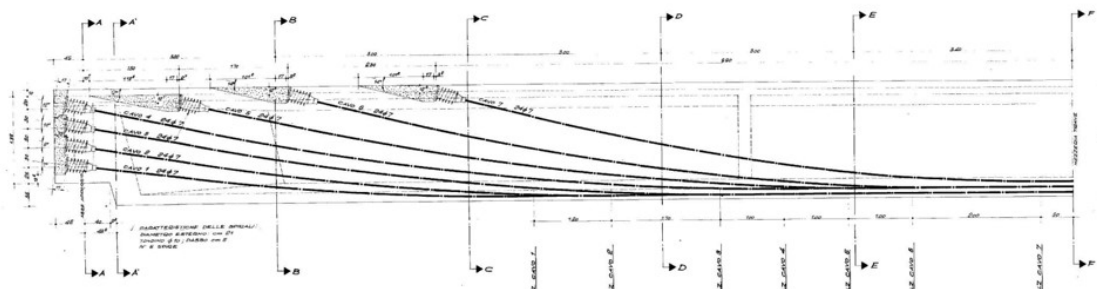


Figura 31: Disposizione dei cavi da precompressione

ma secondo una sequenza definita in fase di progetto. Non essendoci informazioni in merito e ai fini del calcolo delle perdite di tensione dei cavi, si ipotizza che la tesatura sia stata effettuata da entrambi i lati della trave.

8.2.1 Trave e sezioni di verifica

Negli impalcati a graticcio la modalità con cui avviene la ripartizione trasversale dei carichi fa sì che le travi di bordo siano soggette, indipendentemente dalla posizione del carico, a sollecitazioni maggiori. Sulla base di tale osservazione e tenendo conto della maggiore larghezza della soletta collaborante dovuta alla presenza dello sbalzo, le verifiche sono condotte in riferimento alla trave TR04, unitamente alla posizione di soletta con essa collaborante [Figura 32].

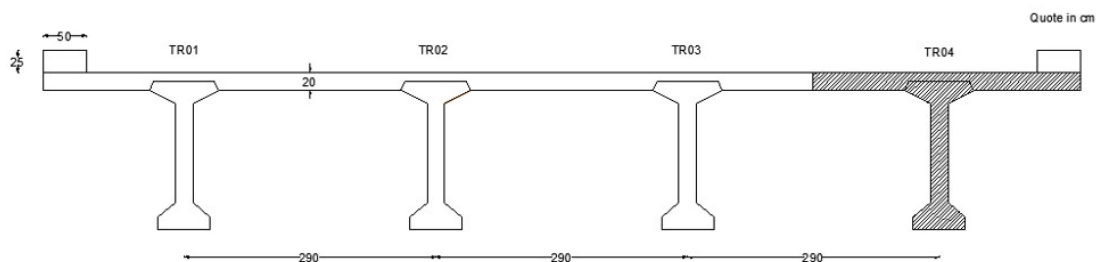


Figura 32: Schema dell'impalcato: la trave oggetto di verifica è evidenziata in grigio

Data la simmetria del problema le verifiche sono circoscritte alla porzione longitudinale di trave compresa tra l'asse degli appoggi e la mezzeria. In questo intervallo sono state individuate nove sezioni di verifica, privilegiando le zone della trave in cui si registrano variazioni della sezione trasversale o l'ingresso di nuovi cavi di precompressione.

In [Tabella 5] si riporta la posizione di ciascuna sezione rispetto all'estremità sinistra della trave, accompagnata dalla relativa numerazione e da una nota esplicativa.

Posizione	Sezione	x [m]
Asse appoggio	1	0,45
Termine della sella	2	0,95
Prima dell'ingresso del cavo 5	3	1,89
Prima dell'ingresso del cavo 6	4	3,58
Prima dell'ingresso del cavo 7	5	5,86
	6	7,71
Asse trasverso	7	10,62
	8	13,22
Mezzeria	9	15,85

Tabella 5: Posizione di ciascuna sezione rispetto all'estremità sinistra della trave

Si riporta di seguito la geometria delle sezioni in esame [Figura 33].

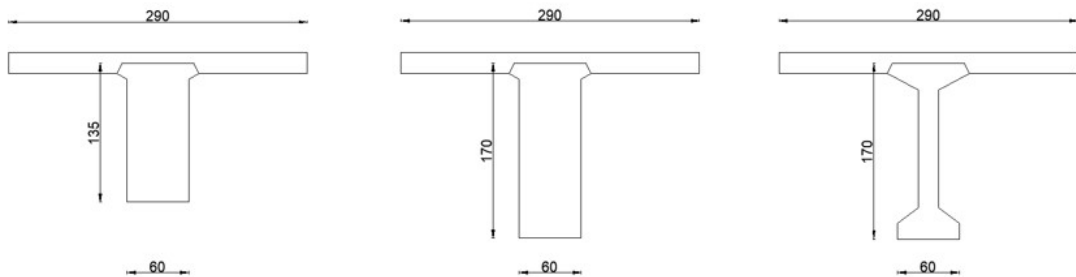


Figura 33: Geometria delle sezioni di verifica

8.3 Modellazione dell'impalcato mediante il Software SAP 2000

Le azioni applicate sull'impalcato a seguito del getto dei traversi, si ripartiscono in direzione longitudinale e trasversale. Per valutare la ripartizione trasversale dei carichi, si è ricorso al modello globale degli elementi finiti.

8.3.1 Approccio di modellazione adottato

La modellazione dell'impalcato del presente caso studio è effettuata attraverso il software SAP 2000, impiegando un modello a graticcio (*grid model*) in cui le proprietà di rigidezza in direzione longitudinale e trasversale sono concentrate in un sistema di elementi *beam*. In [Figura 34] si evidenziano:

- Le travi longitudinali in giallo;
- I traversi in rosa;
- I campi di soletta in verde;
- Gli elementi di connessione rigidi (*link rigidi*) in blu.

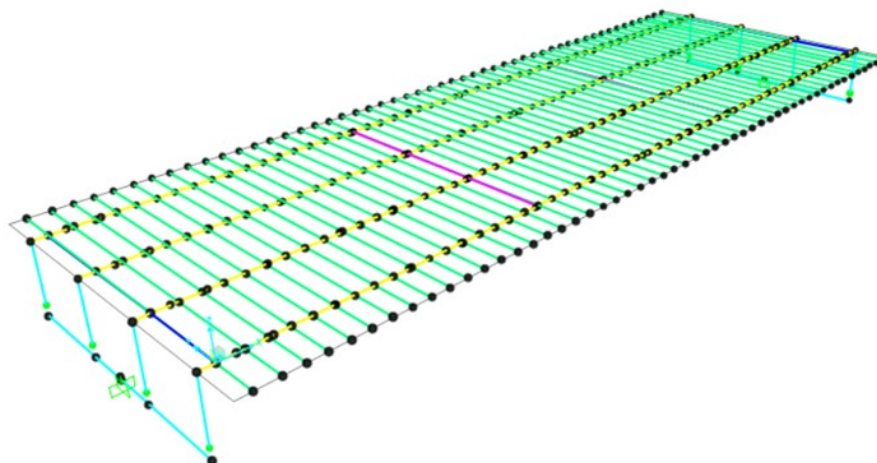


Figura 34: Modello dell'impalcato implementato nel software di analisi strutturale SAP 2000

La modellazione è basata sulle seguenti ipotesi:

- Gli elementi del modello sono disposti tutti nel medesimo piano, includente quello del baricentro del sistema trave longitudinale + soletta, ad eccezione degli appoggi che sono invece disposti nella loro effettiva posizione per mezzo di elementi di connessione rigidi (*link rigidi*);
- La sezione assegnata alle travi longitudinali è quella del sistema trave + soletta. Si definiscono sezioni differenti da applicare alle travi interne e a quelle di bordo, a causa della differente larghezza della soletta collaborante;
- La sezione assegnata ai traversi è definita considerando una porzione di soletta collaborante di larghezza pari a 0,3 volte l'interasse tra le travi longitudinali. Data la differente larghezza della soletta collaborante si definiscono due sezioni differenti da applicare rispettivamente ai traversi intermedi e a quelli di testata;
- La sezione assegnata ai campi di soletta è definita sulla base dello spessore reale e dell'interasse adottato: nel caso in esame si impiega un passo pari a 0,6 m, sottomultiplo dell'interasse longitudinale delle impronte di carico del TS;
- Alle travi longitudinali si assegnano i valori reali del peso proprio del sistema trave + soletta e delle rigidità flessionali nelle due direzioni e rigidità torsionale nulla;
- Ai traversi si assegna peso proprio nullo e i valori reali delle rigidità flessionali nelle due direzioni. Il peso proprio dei traversi è applicato come carico uniformemente distribuito sugli stessi;
- Ai campi di soletta si assegna peso proprio nullo e il valore reale della rigidità flessionale in direzione trasversale, mentre sono assunte nulle la rigidità flessionale in direzione longitudinale e la rigidità torsionale;
- Tutte le proprietà geometriche delle sezioni sono calcolate in riferimento alla sezione di solo calcestruzzo non fessurata.

La discretizzazione degli elementi longitudinali è effettuata in modo da consentire l'estrapolazione delle sollecitazioni da impiegare in fase di verifica.

I quattro appoggi di ciascuna estremità dell'impalcato sono tra loro collegati da una struttura costituita da elementi rigidi incastrata alla base. A livello degli appoggi, gli elementi rigidi sono collegati tramite sconnessioni disposte in modo da rendere l'impalcato isostatico nei confronti dell'azione della temperatura.

8.3.2 Applicazione delle azioni

Sul modello dell'impalcato sono applicati:

- Il peso proprio degli elementi strutturali, computato in automatico dal software in relazione alla geometria delle sezioni degli elementi longitudinali;
- Il peso proprio dei traversi, inserito come carico distribuito sugli stessi;
- I carichi permanenti non strutturali;
- I carichi da traffico.

I carichi permanenti non strutturali agenti sull'impalcato comprendono:

- Il peso della pavimentazione posto pari al valore convenzionale di $300 \text{ kg}/m^2$;
- Il peso dei cordoli, inserito mediante carichi concentrati posti sui campi di soletta in corrispondenza del baricentro della sezione di base, pari a 50 cm e altezza pari a 25 cm;
- Il peso della barriera di sicurezza, inserito mediante carichi concentrati posti sui campi di soletta in corrispondenza dell'asse dell'elemento.

Per la verifica dell'impalcato si fa esclusivamente riferimento alle azioni da traffico proprio del Gruppo 1 del *Load Model 1*, che prevede l'applicazione di carichi concentrati *Tandem System* (TS) e di carichi uniformemente distribuiti (UDL).

Nel caso in esame i carichi sono applicati sui campi di soletta.

La larghezza w della carreggiata ospitata da ciascun impalcato è pari a 10,70 m; dunque, i carichi appena definiti sono applicati su tre corsie convenzionali (*Notional Lane*) di larghezza pari a 3 m a cui si aggiunge una striscia (*Area Rimanente*) di larghezza pari a 1,7 m.

Il posizionamento dei carichi viene effettuato in modo da massimizzare le sollecitazioni in ciascuna delle sezioni di verifica.

Per la posizione longitudinale, i TS sono stati applicati in modo da avere il massimo effetto in termini di momento flettente e taglio, definendo per ogni corsia convenzionale 17 disposizioni di carico. In via semplificativa, gli UDL sono stati applicati su tutta la lunghezza dell'impalcato. Sia i carichi concentrati che quelli uniformemente distribuiti assumono un valore variabile a seconda della corsia convenzionale considerata.

Non essendo nota a priori la configurazione trasversale dei carichi che genera i massimi effetti sulla trave oggetto di verifica, si procede assegnando alle tre corsie convenzionali denominate LANE A, LANE B e LANE C i valori di competenza della Notional Lane 1 (pari rispettivamente a 600 kN per il TS e a $9 \text{ kN}/m^2$ per UDL). All'area rimanente (AR) è invece assegnato il valore reale dell'UDL pari a 2,5

kN/m^2 . Per quanto concerne i carichi uniformemente distribuiti, il valore per unità di lunghezza da applicare su ciascun campo di soletta è ottenuto moltiplicando l'UDL per l'interasse tra i campi di soletta stessi pari a 0,6 m.

In [Figura 35] si riporta lo schema adottato per la definizione delle corsie convenzionali e due esempi [Figure 36, 37] tratti dal software SAP 2000 delle disposizioni di carico (*Load Cases*) effettuate.

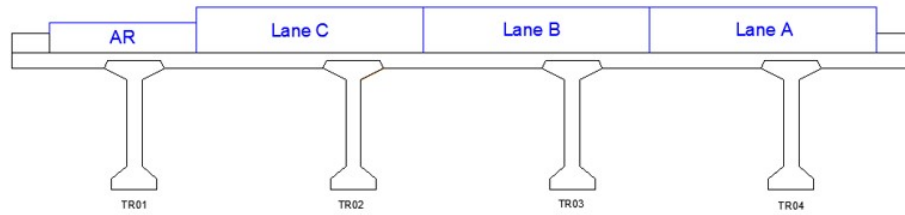


Figura 35: Schema adottato per la deformazione delle corsie convenzionali sul modello

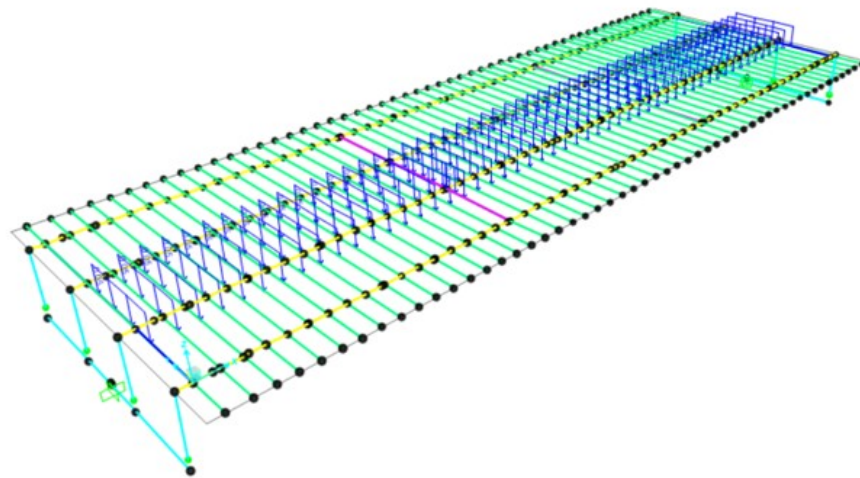


Figura 36: Esempio di applicazione del carico da traffico UDL B (LANE B)

Nelle [Tabelle 38, 39, 40] sono riportati i valori dei momenti estrapolati dal software SAP 2000, per ciascuna corsia convenzionale.

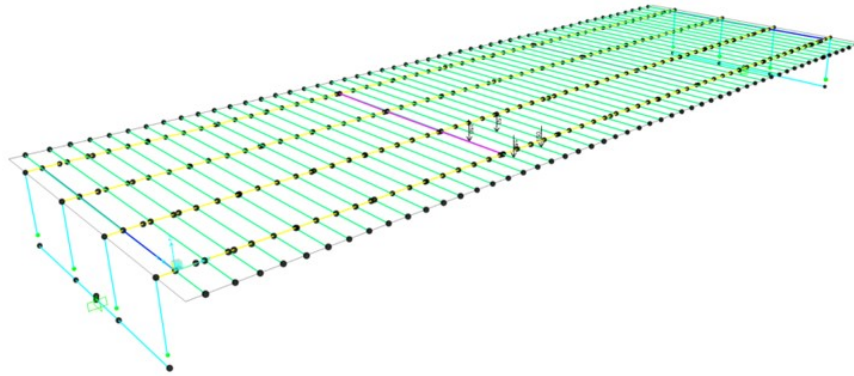


Figura 37: Esempio di applicazione del carico da traffico TSA_07 (LANE A)

LANE A: UDL + TS (trave di bordo) e tensioni a tempo iniziale						
Sezioni [m]	x [m]	I_x [m ⁴]	$y_{G,inf}$ [m]	M_UDL [kNm]	M_TS [kNm]	M _{TOT} [kNm]
0,45	0,00	0,308	0,971	128,300	199,434	327,733
0,94	0,49	0,553	1,173	263,234	405,640	668,874
1,89	1,44	0,434	1,321	511,189	766,015	1277,203
3,58	3,13	0,445	1,323	907,844	1321,227	2229,072
5,86	5,41	0,463	1,325	1347,865	1958,940	3306,806
7,71	7,26	0,479	1,328	1686,104	2523,567	4209,671
10,62	10,17	0,497	1,330	1919,485	2672,733	4592,217
13,22	12,77	0,507	1,330	2111,440	2930,018	5041,458
15,85	15,40	0,509	1,331	2200,111	3200,550	5400,661

Figura 38: Tabella - LANE A: UDL + TS al tempo iniziale

LANE B: UDL + TS (trave di bordo) e tensioni a tempo iniziale						
Sezioni [m]	x [m]	I_x [m ⁴]	$y_{G,inf}$ [m]	M_UDL [kNm]	M_TS [kNm]	M _{TOT} [kNm]
0,45	0,00	0,308	0,971	13,186	37,547	50,733
0,94	0,49	0,553	1,173	27,058	77,865	104,924
1,89	1,44	0,434	1,321	53,440	155,073	208,513
3,58	3,13	0,445	1,323	100,766	292,679	393,446
5,86	5,41	0,463	1,325	164,451	477,139	641,591
7,71	7,26	0,479	1,328	215,851	625,326	841,177
10,62	10,17	0,497	1,330	296,227	854,682	1150,910
13,22	12,77	0,507	1,330	299,822	818,577	1118,399
15,85	15,40	0,509	1,331	300,042	797,206	1097,249

Figura 39: Tabella - LANE B: UDL + TS al tempo iniziale

LANE C: UDL + TS (trave di bordo) e tensioni a tempo iniziale						
Sezioni [m]	x [m]	I_x [m ⁴]	$y_{G,inf}$ [m]	M_UDL [kNm]	M_TS [kNm]	M _{TOT} [kNm]
0,45	0,00	0,308	0,971	0,379	1,469	1,849
0,94	0,49	0,553	1,173	1,252	2,820	4,073
1,89	1,44	0,434	1,321	2,814	5,270	8,084
3,58	3,13	0,445	1,323	5,575	9,560	15,136
5,86	5,41	0,463	1,325	9,353	14,992	24,345
7,71	7,26	0,479	1,328	12,460	19,004	31,465
10,62	10,17	0,497	1,330	17,156	25,320	42,477
13,22	12,77	0,507	1,330	18,166	23,497	41,663
15,85	15,40	0,509	1,331	18,475	22,215	40,690

Figura 40: Tabella - LANE C: UDL + TS al tempo iniziale

8.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo sulla trave

Nel presente caso studio, la verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) cui si farà riferimento ai fini dell'elaborato, è la verifica per flessione di ciascuna delle nove sezioni in esame. Si precisa che tale verifica è stata condotta sulla sezione costituita dalla trave e dalla porzione di soletta con essa collaborante e in riferimento alle tensioni nei cavi al netto delle cadute.

8.4.1 Verifica allo SLU per flessione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione si basa sulle seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza acciaio - calcestruzzo;
- Calcestruzzo non reagente a trazione.

I legami costitutivi impiegati sono:

- Il modello parabola-rettangolo per il calcestruzzo;
- Il modello elasto - plastico incrudente per l'acciaio da precompressione;
- Il modello elasto - plastico perfetto per l'acciaio ordinario.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2)$$

Il calcolo dei momenti resistenti M_{Rd} è stato effettuato considerando la precompressione interamente come effetto resistente. In questo modo i valori delle sollecitazioni agenti M_{Ed} da adottare nella verifica di ciascuna sezione coincidono con quelli ottenuti combinando le sollecitazioni ottenute dal modello mediante la combinazione di carico fondamentale allo Stato Limite Ultimo.

Il metodo di calcolo adottato prevede i seguenti passaggi:

- Determinazione della pre-deformazione nei cavi mediante l'espressione:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\sigma_p}{E_{sp}} + \varepsilon_{cp} \quad (3)$$

Dove:

- σ_p è la componente orizzontale del tiro nei cavi al netto delle perdite e delle cadute di tensione;

– ε_{cp} è la deformazione nel calcestruzzo a livello del cavo corrispondente alla tensione σ_{c0} presente al termine dell'applicazione dei carichi permanenti.

- Definizione di una posizione dell'asse neutro x_u di primo tentativo;
- Valutazione della deformazione elastica complementare Δ_{cp} , avendo a priori ipotizzato il campo di rottura. Nel caso in esame si suppone inizialmente che la rottura avvenga in campo 2, ipotesi effettivamente verificata a valle del calcolo;
- Valutazione della condizione dei cavi e calcolo del corrispondente valore di tensione;
- Calcolo delle risultanti di compressione C e di trazione T;
- Impostazione di un ciclo iterativo a convergenza e verifica delle ipotesi iniziali.

In campo 2 i coefficienti di riempimento β_1 e di posizione β_2 sono funzione dello stato di deformazione della sezione; tuttavia, si è verificato che impiegando i valori relativi al Campo 3, i valori del momento resistente ottenuti sono uguali. Per tale ragione, i valori adottati sono quelli relativi al campo 3.

Si riportano di seguito i valori impiegati per ciascun cavo nel calcolo iterativo, relativi a ogni sezione di verifica.

Cavo 1									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps}$ ε_{psu}	ε_{psTOR}	$\varepsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
1	0,45	857,647	0,00015	0,00453	0,035	0,03953	0,035	1434,8	1324,55
2	0,94	874,711	0,00010	0,00456	0,035	0,03956	0,035	1434,8	1324,55
3	1,89	842,292	0,00020	0,00450	0,035	0,03950	0,035	1434,8	1324,55
4	3,58	849,623	0,00024	0,00457	0,035	0,03957	0,035	1434,8	1324,55
5	5,86	852,713	0,00031	0,00466	0,035	0,03966	0,035	1434,8	1324,55
6	7,71	846,149	0,00039	0,00470	0,035	0,03970	0,035	1434,8	1324,55
7	10,62	822,355	0,00052	0,00471	0,035	0,03971	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	822,784	0,00055	0,00475	0,035	0,03975	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	830,296	0,00055	0,00478	0,035	0,03978	0,035	1434,8	1324,55

Figura 41: Tabella - Valori cavo 1

Appare opportuno sottolineare che, in via esemplificativa, i calcoli sono effettuati non considerando il fatto che il calcestruzzo che costituisce la porzione di trave immersa nella soletta ha in realtà una resistenza minore di quella della soletta stessa. Tale assunzione consente di semplificare notevolmente il calcolo e non altera in maniera significativa i risultati, in quanto è ragionevole ipotizzare in prima battuta che l'asse neutro ricada all'interno dei primi 20 cm a partire dall'estradosso della soletta.

Cavo 2									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps}$ ε_{psu}	ε_{psTOT}	$\varepsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
1	0,45	857,8455	0,00016	0,00453	0,026	0,03006	0,030	1387,5	1280,89
2	0,94	863,6541	0,00013	0,00453	0,027	0,03107	0,031	1391,6	1284,68
3	1,89	833,6338	0,00022	0,00448	0,028	0,03256	0,033	1397,7	1290,34
4	3,58	842,3374	0,00025	0,00455	0,031	0,03513	0,035	1434,8	1324,55
5	5,86	841,6147	0,00031	0,00460	0,033	0,03756	0,035	1434,8	1324,55
6	7,71	827,9893	0,00039	0,00461	0,035	0,03961	0,035	1434,8	1324,55
7	10,62	776,6191	0,00052	0,00448	0,035	0,03948	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	763,4648	0,00055	0,00444	0,035	0,03944	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	769,1136	0,00055	0,00447	0,035	0,03947	0,035	1434,8	1324,55

Figura 42: Tabella - Valori cavo 2

Cavo 3									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps}$ ε_{psu}	ε_{psTOT}	$\varepsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
1	0,45	853,489	0,00016	0,00451	0,016	0,02058	0,021	1348,6	1244,98
2	0,94	850,014	0,00016	0,00449	0,017	0,02196	0,022	1354,3	1250,21
3	1,89	821,157	0,00025	0,00444	0,020	0,02478	0,025	1365,8	1260,89
4	3,58	831,560	0,00028	0,00452	0,025	0,02945	0,029	1385,0	1278,55
5	5,86	842,587	0,00031	0,00461	0,029	0,03371	0,034	1402,5	1294,69
6	7,71	835,454	0,00038	0,00464	0,032	0,03655	0,035	1434,8	1324,55
7	10,62	797,493	0,00052	0,00458	0,035	0,03958	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	784,370	0,00055	0,00455	0,035	0,03955	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	790,016	0,00055	0,00458	0,035	0,03958	0,035	1434,8	1324,55

Figura 43: Tabella - Valori cavo 3

Si precisa infine che in prima analisi si considera solo il contributo d'acciaio da precompressione, trascurando quello dell'acciaio ordinario da prendere eventualmente in conto nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per ciascuna delle nove sezioni, tutte verificate; pertanto, non si rende necessaria l'adozione di armatura ordinaria [Tabelle 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47].

8. Caso 1: ponte a travata

Cavo 4									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ϵ_{c_cavo}	$\bar{\epsilon}$	$\delta\epsilon_{ps_epsu}$	ϵ_{psTOT}	$\epsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
1	0,45	837,914	0,00016	0,00444	0,0066	0,01103	0,011	1309,5	1208,85
2	0,94	826,433	0,00019	0,00440	0,0090	0,01340	0,013	1319,2	1217,83
3	1,89	801,051	0,00028	0,00436	0,0140	0,01834	0,018	1339,4	1236,50
4	3,58	814,100	0,00030	0,00445	0,0198	0,02422	0,024	1363,5	1258,76
5	5,86	835,354	0,00031	0,00457	0,0257	0,03028	0,030	1388,4	1281,69
6	7,71	829,312	0,00037	0,00460	0,0288	0,03342	0,033	1401,3	1293,58
7	10,62	795,881	0,00050	0,00456	0,0330	0,03757	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	788,407	0,00053	0,00455	0,0330	0,03756	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	793,894	0,00053	0,00458	0,0330	0,03759	0,035	1434,8	1324,55

Figura 44: Tabella - Valori cavo 4

Cavo 5									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ϵ_{c_cavo}	$\bar{\epsilon}$	$\delta\epsilon_{ps_epsu}$	ϵ_{psTOT}	$\epsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
4	3,58	774,155	0,00034	0,00429	0,0109	0,01520	0,015	1326,6	1224,64
5	5,86	816,871	0,00031	0,00448	0,0196	0,02406	0,024	1362,9	1258,17
6	7,71	819,608	0,00036	0,00454	0,0248	0,02938	0,029	1384,7	1278,31
7	10,62	788,541	0,00048	0,00451	0,0310	0,03553	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	785,026	0,00053	0,00454	0,0330	0,03755	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	790,479	0,00053	0,00457	0,0330	0,03757	0,035	1434,8	1324,55

Figura 45: Tabella - Valori cavo 5

Cavo 6									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ϵ_{c_cavo}	$\bar{\epsilon}$	$\delta\epsilon_{ps_epsu}$	ϵ_{psTOT}	$\epsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
5	5,86	794,398	0,00031	0,00436	0,012	0,016	0,016	1329,9	1227,71
6	7,71	805,389	0,00034	0,00445	0,019	0,024	0,024	1361,7	1257,08
7	10,62	790,031	0,00047	0,00450	0,029	0,033	0,033	1399,9	1292,32
8	13,22	784,171	0,00053	0,00453	0,033	0,038	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	783,935	0,00053	0,00453	0,033	0,038	0,035	1434,8	1324,55

Figura 46: Tabella - Valori cavo 6

Cavo 7									
Sezioni [m]	σ_{s_fin} [MPa]	ϵ_{c_cavo}	$\bar{\epsilon}$	$\delta\epsilon_{ps_epsu}$	ϵ_{psTOT}	$\epsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [KN]	
6	7,71	800,720	0,00031	0,00440	0,009	0,01312	0,013	1318,0	1216,76
7	10,62	778,480	0,00041	0,00438	0,022	0,02612	0,026	1371,3	1265,95
8	13,22	781,861	0,00050	0,00449	0,029	0,03329	0,033	1400,7	1293,10
9	15,85	786,361	0,00052	0,00453	0,031	0,03555	0,035	1434,8	1324,55

Figura 47: Tabella - Valori cavo 7

Verifica a flessione									
Sezioni [m]	X_u [m]	ε_s	C [kN]	T risultante [kN]	C - T [kN]	Mrd [kNm]	Med [kNm]		
1	0,45	0,09107	0,0507	5059,26	5059,26	0,00	3678,52	535,55	Verificato
2	0,94	0,09225	0,0633	5077,27	5077,27	0,00	4038,82	1574,90	Verificato
3	1,89	0,09478	0,0615	5112,29	5112,29	0,00	4875,16	3291,55	Verificato
4	3,58	0,11577	0,0497	6411,05	6411,05	0,00	6852,62	6052,54	Verificato
5	5,86	0,13603	0,0418	7711,37	7711,37	0,00	9463,53	9246,04	Verificato
6	7,71	0,15490	0,0363	9019,38	9019,38	0,00	11676,48	11661,71	Verificato
7	10,62	0,15709	0,0357	9181,02	9181,02	0,00	13962,29	13671,37	Verificato
8	13,22	0,15790	0,0355	9240,40	9240,40	0,00	14804,55	14796,23	Verificato
9	15,85	0,15832	0,0354	9271,85	9271,85	0,00	14869,83	14869,24	Verificato

Figura 48: Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione

8.5 Applicazione del danneggiamento

L'obiettivo della presente tesi è quello di applicare un danneggiamento per portare la struttura al collasso. Per il ponte a travata in semplice appoggio si è scelto di intervenire su ciascuna sezione di verifica, applicando una riduzione del 20% sulle tensioni dei cavi di precompressione.

L'ipotesi fatta a monte è che al momento della tesatura vi siano state delle perdite che, a seguito dell'intervento di ritiro e fluage del calcestruzzo e di rilassamento dell'acciaio, hanno portato a una riduzione del tiro nei cavi di precompressione. A questa è stata poi sommata un'ulteriore riduzione del 20%, per tenere conto degli effetti di degrado.

Sono molteplici le incognite che porterebbe nel tempo al collasso dell'impalcato. Prima fra tutte è la casualità che si esplica in una possibile cattiva esecuzione dell'iniezione della guaina e che comporta inevitabilmente a una corrosione nel tempo del cavo. A livello delle testate:

- I cavi ancorati nelle tasche di tesatura, ossia i cavi 5 – 6 – 7, possono essere influenzati da una errata esecuzione del getto. L'acqua, penetrando nell'estradosso, giunge in testata portando i cavi alla corrosione;
- I cavi 1 – 2 – 3 – 4 sono collocati in corrispondenza dei giunti tra un impalcato e l'altro e nel tempo, a causa dell'acqua e dei detriti accumulati, possono intasarsi.

Considerando nel complesso questi possibili scenari, poiché tutti incogniti e rilevabili solo a seguito di ispezioni accurate, la scelta è ricaduta sulla ulteriore riduzione delle tensioni dei cavi per tenere conto dei fenomeni di degrado.

Nelle [Tabelle 49, 50] si riportano i valori delle tensioni per ciascuna sezione di verifica e per ogni cavo, prima e dopo la riduzione del 20%.

8. Caso 1: ponte a travata

Verifica a flessione								
		Valori originali						
		Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	Cavo 5	Cavo 6	Cavo 7
Sezioni (m)		σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)
1	0,45	857,647	857,8455	853,489	837,914			
2	0,94	874,711	863,6541	850,014	826,433			
3	1,89	842,292	833,6338	821,157	801,051			
4	3,58	849,623	842,3374	831,560	814,100			
5	5,86	852,713	841,6147	842,587	835,354	774,155	794,398	
6	7,71	846,149	827,9893	835,454	829,312	819,608	805,389	800,720
7	10,62	822,355	776,6191	797,493	795,881	788,541	790,031	778,480
8	13,22	822,784	763,4648	784,370	788,407	785,026	784,171	781,861
9	15,85	830,296	769,1136	790,016	793,894	790,479	783,935	786,361

Figura 49: Valori delle tensioni prima dell'applicazione del danneggiamento

Verifica a flessione								
		Riduzione del 20%						
		Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	Cavo 5	Cavo 6	Cavo 7
Sezioni (m)		σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)	σ_s fin (MPa)
1	0,45	686,118	686,2764	682,791	670,331			
2	0,94	699,769	690,9233	680,012	661,146			
3	1,89	673,833	666,9070	656,926	640,841			
4	3,58	679,699	673,8699	665,248	651,280			
5	5,86	682,171	673,2918	674,069	668,283	619,324	635,518	
6	7,71	676,919	662,3915	668,363	663,449	655,686	644,311	640,576
7	10,62	657,884	621,2952	637,994	636,705	630,833	632,025	622,784
8	13,22	658,227	610,7719	627,496	630,725	628,021	627,337	625,488
9	15,85	664,237	615,2908	632,013	635,116	632,383	627,148	629,089

Figura 50: Valori delle tensioni a seguito dell'applicazione del danneggiamento

In seguito, è stata condotta la verifica a flessione allo Stato Limite Ultimo, secondo le modalità espresse nel paragrafo 8.4.1. Si riportano rispettivamente:

- I valori di ciascun cavo a seguito della riduzione, per implementare il calcolo iterativo come sopra descritto;
- I risultati della verifica a flessione condotta nelle modalità viste precedentemente.

Cavo 1									
Sezioni [m]	$\sigma_{s,fn}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,cavo}$	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	ε_{psTOT}	$\varepsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [kN]	
1	0,45	686,118	0,00015	0,00365	0,035	0,03865	0,035	1434,8	1324,55
2	0,94	699,769	0,00010	0,00367	0,035	0,03867	0,035	1434,8	1324,55
3	1,89	673,833	0,00020	0,00364	0,035	0,03864	0,035	1434,8	1324,55
4	3,58	679,699	0,00024	0,00370	0,035	0,03870	0,035	1434,8	1324,55
5	5,86	682,171	0,00031	0,00379	0,035	0,03879	0,035	1434,8	1324,55
6	7,71	676,919	0,00039	0,00384	0,035	0,03884	0,035	1434,8	1324,55
7	10,62	657,884	0,00052	0,00387	0,035	0,03887	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	658,227	0,00055	0,00391	0,035	0,03891	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	664,237	0,00055	0,00394	0,035	0,03894	0,035	1434,8	1324,55

Figura 51: Tabella - Valori cavo 1 post danneggiamento

Cavo 2									
Sezioni [m]	$\sigma_{s,fn}$ [MPa]	$\varepsilon_{c,cavo}$	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	ε_{psTOT}	$\varepsilon_{psusata}$	σ_{pi} [MPa]	T [kN]	
1	0,45	686,2764	0,00016	0,00366	0,026	0,02919	0,029	1383,9	1277,58
2	0,94	690,9233	0,00013	0,00365	0,027	0,03019	0,030	1388,0	1281,35
3	1,89	666,9070	0,00022	0,00363	0,028	0,03171	0,032	1394,3	1287,13
4	3,58	673,8699	0,00025	0,00369	0,031	0,03427	0,034269439	1434,8	1324,55
5	5,86	673,2918	0,00031	0,00374	0,033	0,03670	0,035	1434,8	1324,55
6	7,71	662,3915	0,00039	0,00377	0,035	0,03877	0,035	1434,8	1324,55
7	10,62	621,2952	0,00052	0,00369	0,035	0,03869	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	610,7719	0,00055	0,00366	0,035	0,03866	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	615,2908	0,00055	0,00369	0,035	0,03869	0,035	1434,8	1324,55

Figura 52: Tabella - Valori cavo 2 post danneggiamento

Cavo 3									
Sezioni		σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	$\varepsilon_{ps_{TOT}}$	$\varepsilon_{ps_{usata}}$	σ_{pi} [MPa]	T [kN]
1	0,45	682,791	0,00016	0,00364	0,016	0,01971	0,020	1345,0	1241,69
2	0,94	680,012	0,00016	0,00363	0,017	0,02109	0,021	1350,7	1246,94
3	1,89	656,926	0,00025	0,00360	0,020	0,02394	0,024	1362,4	1257,72
4	3,58	665,248	0,00028	0,00367	0,025	0,02860	0,029	1381,5	1275,34
5	5,86	674,069	0,00031	0,00375	0,029	0,03285	0,033	1398,9	1291,44
6	7,71	668,363	0,00038	0,00379	0,032	0,03570	0,035	1434,8	1324,55
7	10,62	637,994	0,00052	0,00377	0,035	0,03877	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	627,496	0,00055	0,00375	0,035	0,03875	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	632,013	0,00055	0,00377	0,035	0,03877	0,035	1434,8	1324,55

Figura 53: Tabella - Valori cavo 3 post danneggiamento

Cavo 4									
Sezioni		σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	$\varepsilon_{ps_{TOT}}$	$\varepsilon_{ps_{usata}}$	σ_{pi} [MPa]	T [kN]
1	0,45	670,331	0,00016	0,00358	0,0066	0,01018	0,010	1306,0	1205,63
2	0,94	661,146	0,00019	0,00356	0,0090	0,01256	0,013	1315,7	1214,65
3	1,89	640,841	0,00028	0,00354	0,0140	0,01752	0,018	1336,1	1233,42
4	3,58	651,280	0,00030	0,00362	0,0198	0,02339	0,023	1360,1	1255,62
5	5,86	668,283	0,00031	0,00372	0,0257	0,02942	0,029	1384,9	1278,47
6	7,71	663,449	0,00037	0,00375	0,0288	0,03257	0,033	1397,8	1290,38
7	10,62	636,705	0,00050	0,00375	0,0330	0,03676	0,035	1434,8	1324,55
8	13,22	630,725	0,00053	0,00375	0,0330	0,03676	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	635,116	0,00053	0,00377	0,0330	0,03678	0,035	1434,8	1324,55

Figura 54: Tabella - Valori cavo 4 post danneggiamento

Cavo 5									
Sezioni		σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	$\varepsilon_{ps_{TOT}}$	$\varepsilon_{ps_{usata}}$	σ_{pi} [MPa]	T [kN]
4	3,58	619,324	0,00034	0,00350	0,0109	0,01442	0,014	1323,3	1221,66
5	5,86	653,497	0,00031	0,00364	0,0196	0,02323	0,023	1359,5	1255,02
6	7,71	655,686	0,00036	0,00370	0,0248	0,02855	0,029	1381,3	1275,15
7	10,62	630,833	0,00048	0,00370	0,0310	0,03472	0,034723383	1434,8	1324,55
8	13,22	628,021	0,00053	0,00374	0,0330	0,03674	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	632,383	0,00053	0,00376	0,0330	0,03677	0,035	1434,8	1324,55

Figura 55: Tabella - Valori cavo 5 post danneggiamento

Cavo 6									
Sezioni		σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	ε_{ps_TOT}	ε_{ps_usata}	σ_{pi} [MPa]	T [kN]
5	5,86	635,518	0,00031	0,00355	0,012	0,015	0,015	1326,6	1224,65
6	7,71	644,311	0,00034	0,00363	0,019	0,023	0,023	1358,4	1253,98
7	10,62	632,025	0,00047	0,00369	0,029	0,032	0,032	1396,6	1289,27
8	13,22	627,337	0,00053	0,00373	0,033	0,037	0,035	1434,8	1324,55
9	15,85	627,148	0,00053	0,00373	0,033	0,037	0,035	1434,8	1324,55

Figura 56: Tabella - Valori cavo 6 post danneggiamento

Cavo 7									
Sezioni		σ_{s_fin} [MPa]	ε_{c_cavo}	$\bar{\varepsilon}$	$\delta\varepsilon_{ps_epsu}$	ε_{ps_TOT}	ε_{ps_usata}	σ_{pi} [MPa]	T [kN]
6	7,71	640,576	0,00031	0,00358	0,009	0,01231	0,012	1314,7	1213,68
7	10,62	622,784	0,00041	0,00359	0,022	0,02532	0,025	1368,1	1262,94
8	13,22	625,488	0,00050	0,00369	0,029	0,03249	0,032	1397,5	1290,08
9	15,85	629,089	0,00052	0,00373	0,031	0,03474	0,034743396	1434,8	1324,55

Figura 57: Tabella - Valori cavo 7 post danneggiamento

Verifica a flessione									
Sezioni [m]	X_u [m]	ε_s	C [kN]	$T_{risultante}$ [kN]	C - T [kN]	Mrd [kNm]	Med [kNm]	Sezioni [m]	
1	0,45	0,09094	0,0508	5049,44	5049,44	0,00	3671,13	535,55	Verificato
2	0,94	0,09212	0,0634	5067,48	5067,48	0,00	4030,92	1574,90	Verificato
3	1,89	0,09465	0,0616	5102,82	5102,82	0,00	4865,30	3291,55	Verificato
4	3,58	0,11564	0,0498	6401,72	6401,72	0,00	6839,34	6052,54	Verificato
5	5,86	0,13586	0,0418	7698,68	7698,68	0,00	9444,19	9246,04	Verificato
6	7,71	0,15473	0,0363	9006,83	9006,83	0,00	11653,48	11661,71	Non verificato
7	10,62	0,15701	0,0357	9174,96	9174,96	0,00	13937,44	13671,37	Verificato
8	13,22	0,15785	0,0355	9237,38	9237,38	0,00	14779,04	14796,23	Non verificato
9	15,85	0,15832	0,0354	9271,85	9271,85	0,00	14844,60	14869,24	Non verificato

Figura 58: Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione dopo l'applicazione del danneggiamento

In conclusione, si evince chiaramente come la verifica per le sezioni in mezzeria e strettamente vicine a essa non siano soddisfatte. Pertanto, l'applicazione di tale danneggiamento si configura come elemento fondamentale nello studio del collasso dell'impalcato.

8.6 Applicazione del metodo *Bow - Tie*

Nel presente paragrafo saranno introdotti gli elementi chiave del metodo applicati al caso di studio 1, dopo uno studio accurato di molteplici articoli [23], [24], [25].

8.6.1 Hazard e Top Event

Il *top event* è l'evento culminante in cui il pericolo è in grado di liberare il suo potenziale dannoso con una conseguente perdita del suo controllo o del suo contenimento.

Nel caso studio trattato in questo capitolo, al centro del diagramma *Bow - Tie* vi è il collasso dell'impalcato.

L'*hazard* individuato invece si configura nell'applicazione del danneggiamento, ossia nella riduzione delle tensioni dei cavi di precompressione in ciascuna sezione di verifica dell'impalcato.

8.6.2 Minacce e conseguenze

Le *minacce* responsabili della perdita di controllo del pericolo che portano al *top event* sono:

- Degrado del calcestruzzo;
- Degrado dell'acciaio;
- Mancata manutenzione.

Nel primo caso, i fenomeni responsabili di tale degrado possono essere di natura chimica, fisica o meccanica. Il degrado indotto da cause fisiche è legato ai cicli di gelo-disgelo e alle variazioni termiche che, se cicliche, generano stati di coazione tra gli inerti e la pasta cementizia. Tra i fenomeni chimici invece rientrano:

- L'attacco dei solfiti e dei solfuri. La reazione tra il solfato e l'idrossido di calcio che si libera durante la fase di idratazione del cemento e la reazione tra il calcio-solfato e gli alluminati idrati di calcio determinano un aumento di volume; pertanto, si avranno prodotti di reazione con un volume maggiore rispetto ai prodotti di partenza. Questo comporta una conseguente nascita di tensione che sgretola il calcestruzzo;

- L'attacco di acidi e cloruri. Il deterioramento del calcestruzzo è una conseguenza della reazione tra l'idrossido di calcio presente nei pori e l'acido. Si formano dei composti solubili dilavati poi dalle soluzioni acquose, caratterizzati da vuoti che indeboliscono la struttura sottoponendola all'attacco di ulteriori agenti aggressivi. Gli acidi inoltre modificano il pH da basico ad acido, favorendo la corrosione delle armature;
- Carbonatazione. Tale fenomeno, indotto dal contatto tra anidride carbonica e calce presente nel calcestruzzo, incide sulla durabilità del cemento armato favorendo la corrosione delle armature.

La corrosione dell'acciaio invece è legata alla reazione della superficie del metallo con l'ambiente circostante, che provoca una riduzione della sezione resistente del materiale. Le barre di acciaio immerse nel calcestruzzo sono altresì interessate dal fenomeno di formazione dell'ossido di ferro, comunemente chiamata ruggine, che avendo un volume fino a 17 volte maggiore del materiale originario, fa nascere delle tensioni nel calcestruzzo provocandone la fratturazione nelle zone di ricoprimento dell'armatura e anche la perdita di aderenza. Il calcestruzzo correttamente miscelato e gettato è una protezione per il ferro, ma le sue caratteristiche protettive nel tempo possono venir meno.

Le *conseguenze* sono elementi che rendono la struttura o le sue componenti vulnerabili. Conseguenze dirette che seguono il collasso dell'impalcato sono inevitabilmente danni di natura economica e di natura umana, nell'ipotesi di ponte trafficato. Le conseguenze che invece derivano dai difetti nelle iniezioni dei cavi, da stati di corrosione dei cavi di precompressione o delle guaine o degli ancoraggi unitamente alle infiltrazioni di acqua, possono avere un impatto negativo sulla resistenza della struttura, dando luogo a collassi improvvisi anche in assenza di traffico. La corrosione dei cavi provoca una diminuzione della forza di precompressione che può causare la comparsa di lesioni nelle sezioni critiche a flessione o a taglio e a spostamenti di carattere permanente.

8.6.3 Escalation Factors e barriere di prevenzione e di mitigazione

Le *barriere* sono misure finalizzate a prevenire o mitigare effetti indesiderati. Devono inoltre soddisfare tutti i requisiti di validità per poter essere efficaci, indipendenti e verificabili, rispondendo al criterio "*Rilevo, Decido e Agisco*" [10].

Le barriere di prevenzione individuate nel presente caso studio sono indubbiamente le ispezioni periodiche al fine di controllare gli elementi critici della struttura. Una corretta manutenzione durante l'intera vita utile del ponte consente di rilevare

tutti quei potenziali rischi che, se trascurati, possono portare a conseguenze disastrose e a una drastica riduzione del requisito prestazionale di robustezza strutturale. Tra le barriere si possono inoltre considerare alcune delle indagini in grado di individuare il degrado.

In accordo alle ipotesi presentate per il caso studio, si analizzeranno di seguito alcune prove in grado di rilevare la presenza di aria nella guaina e di valutarne lo stato di conservazione.

Le strutture in calcestruzzo armato precompresso possono essere caratterizzate da un'elevata durabilità, grazie alla presenza di un sistema di protezione dell'armatura da precompressione a più livelli: copriferro, guaina e iniezione. Quest'ultima svolge un ruolo chiave poiché è necessario che l'armatura sia inglobata in un materiale alcalino (come, ad esempio, la boiaccia) per evitare l'innescio di fenomeni corrosivi. Quando nella guaina vi sono alternanze di vuoti e zone ben iniettate, l'armatura da precompressione è in condizioni di esposizione e inibizione della corrosione.

La presenza di questi vuoti può essere legata a:

- Riempimento incompleto: costituito da sacche di aria confinate nella boiaccia durante l'esecuzione dell'iniezione e connesse alla parziale occlusione della guaina o a errate procedure;
- *Bleeding*: causato dalla segregazione tra acqua e cemento quando la boiaccia è in fase plastica e alla successiva evaporazione dell'acqua (generalmente localizzato nei tratti più alti o più bassi dei cavi).

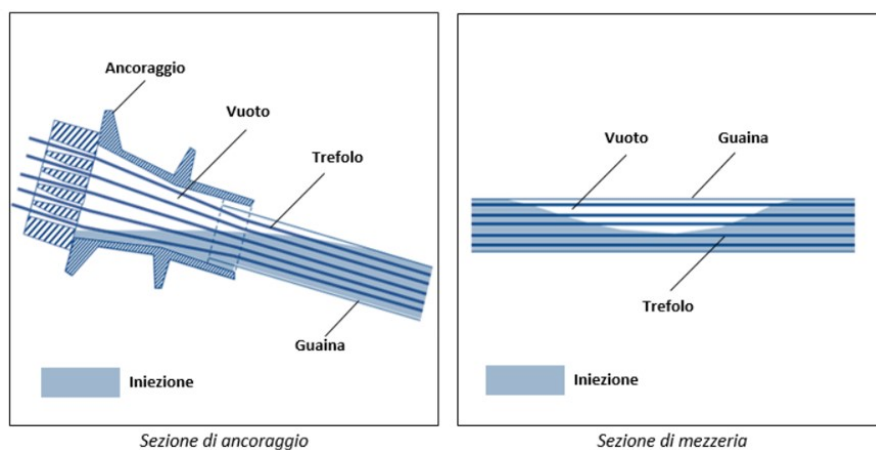


Figura 59: Possibile ubicazione dei vuoti di iniezione dovuti al *bleeding* della miscela [26]

Per rilevare le intensità anomale legate alle cavità di aria esterne alla guaina (relative al distacco guaina – calcestruzzo) o alla presenza di sacche di aria tra i

trefoli e la guaina (piccole fessurazioni e frantumazioni nella boiaccia), si possono eseguire indagini tomografiche ultrasoniche. Si tratta di prove non distruttive che prevedono l'impiego di un tomografo portatile, strumento in grado di individuare la differenza nella densità e nella velocità di attraversamento delle onde acustiche. Mediante un sistema di misura della velocità automatico, noti la distanza tra i sensori e il tempo necessario all'onda per andare da un sensore verso l'altro, è possibile valutare la velocità delle onde nel materiale.

Per valutare invece lo stato di conservazione del cavo e della guaina, si può ricorrere a prove endoscopiche. Queste consentono di determinare l'intensità dell'ossidazione e della corrosione della guaina e dell'armatura da precompressione, di studiare la consistenza della boiaccia di iniezione e di valutare la presenza di umidità. La prova si avvale di sonde endoscopiche inserite in un foro realizzato appositamente sulla superficie del calcestruzzo, in grado di intercettare il cavo da precompressione. Tali prove correlano la presenza di vuoti nella guaina alla presenza di ammaloramenti sul cavo da precompressione e sono spesso accompagnate dalle prove tomografiche a ultrasuoni per individuare le zone caratterizzate da difetti.

L'infrastruttura deve essere in grado di superare il *top event*. Tra le barriere mitigative, finalizzate a ridurre l'entità della conseguenza o a impedire che essa stessa si verifichi, vi è il concetto di *resilienza territoriale*: la rete stradale può subire un collasso, ma al contempo devono essere garantiti percorsi alternativi in grado di minimizzare le conseguenze.

Nel presente studio di caso è interessante individuare due elementi che possono influenzare, riducendone l'efficacia, una o più barriere. Tali *escalation factors* sono il fattore umano e il vizio occulto non facilmente rilevabile. La corrosione dei cavi di precompressione a seguito di una riduzione di tensione negli stessi può avere origine nella cattiva esecuzione dell'iniezione della guaina o del getto di calcestruzzo. Tali difetti, tuttavia, non sono così facilmente rilevabili; per questo motivo è indispensabile condurre ispezioni periodiche dettagliate eseguite da personale attento ed esperto, in grado di individuare e segnalare le problematiche. Un intervento tempestivo consente di scegliere le barriere di prevenzione e mitigazione più adatte al fine di salvaguardare l'integrità strutturale dell'opera.

In [Figura 60] si procede con la rappresentazione del diagramma *Bow – Tie*. Nella parte centrale viene collocato l'evento incidentale primario. Nella zona di prevenzione, situata a sinistra del diagramma, sono individuate le minacce associabili all'evento indesiderato e per ciascuna di essa vi sono specifiche misure di prevenzione. Nella zona di protezione invece, a destra della rappresentazione, vi sono gli scenari accidentali potenzialmente generati e l'insieme di tutti gli elementi che ne consentono lo sviluppo. Sono raffigurate inoltre le barriere di mitigazione e gli eventuali *escalation factors*.

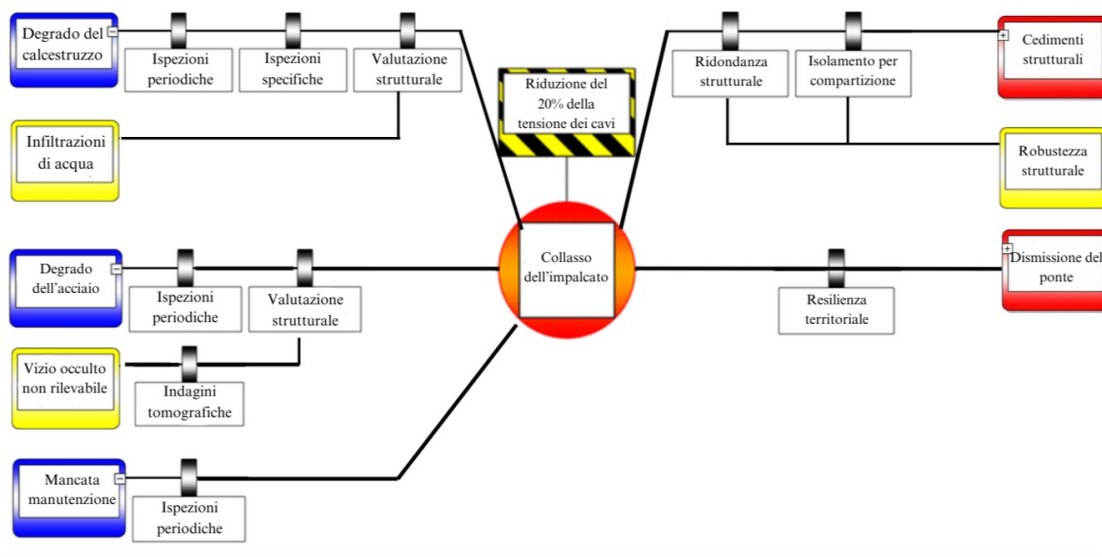


Figura 60: *Bow - Tie*: rappresentazione grafica applicata al caso di studio 1

8.7 Applicazione *Swiss Cheese Model*

In accordo al paragrafo 5.2.1., per il presente caso studio si farà ricorso al primo modello.

L'incidente, rappresentato dal collasso dell'impalcato, nasce da errori latenti e da errori attivi di natura tecnica e umana. Gli elementi di tale modello sono quelli analizzati e impiegati nella costruzione del diagramma *Bow - Tie*, cui si rimanda al paragrafo 8.6.

Si riporta di seguito una chiara rappresentazione grafica del percorso trattato.

Se con il metodo *Bow-Tie* si individua un *hazard* responsabile dell'evento, nello *Swiss Cheese Model* intervengono molteplici fattori.

Gli *errori latenti* possono verificarsi nel corso del normale funzionamento della struttura. Tra questi collochiamo fattori quali l'attacco dei solfiti e dei solfuri, l'attacco degli acidi e dei cloruri, la carbonatazione e la reazione tra la superficie di contatto delle barre di armatura e l'ambiente circostante sottoposto ad agenti aggressivi. Tali errori portano nel tempo al degrado del calcestruzzo e dell'acciaio, influenzando significativamente gli errori attivi. Il degrado del calcestruzzo influisce in modo significativo sul comportamento globale delle sezioni. Nello specifico, si pone particolare attenzione agli elementi critici della struttura il cui danneggiamento interessa l'intorno delle barre di armatura. Quest'ultime, soggette alla corrosione, subiscono nel tempo una riduzione della resistenza a compressione.

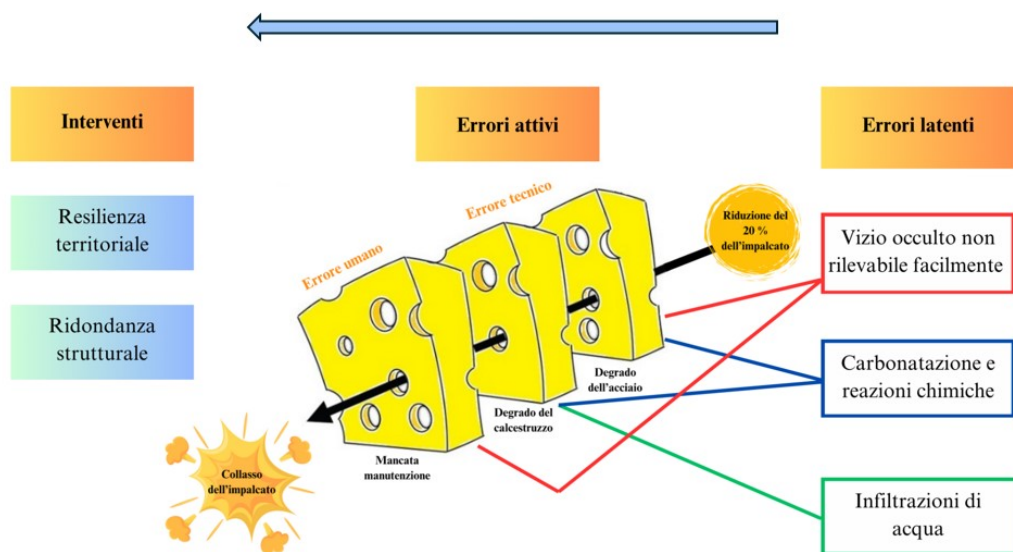


Figura 61: *Swiss Cheese Model*: rappresentazione grafica applicata al caso di studio 1

Alcuni studi condotti hanno permesso di rilevare l'esistenza di una variazione dell'indice di robustezza strutturale in funzione del livello di penetrazione della corrosione; pertanto, nell'ambito della valutazione della robustezza strutturale globale la corrosione dell'acciaio e il danneggiamento del calcestruzzo comportano una riduzione in termini prestazionali dell'opera.

Per valutare le tensioni locali del calcestruzzo e dell'acciaio da precompressione, si possono eseguire rispettivamente il metodo del rilascio tensionale e la diffrazione a raggi X. Per la valutazione della tensione locale del calcestruzzo, si eseguono uno o più tagli rettilinei o inclinati di un angolo pari a 45° , che isolano localmente la porzione di struttura interessata e inducono deformazioni misurabili mediante l'impiego di estensimetri elettrici. Tale deformazione corrisponde in modulo, ma in segno opposto, alla deformazione indotta dai carichi preesistenti. La tensione agente sull'elemento isolato prima dell'esecuzione dei tagli è ricavabile andando a definire il modulo elastico medio del calcestruzzo e introducendo la legge di Hooke. La diffrazione a raggi X invece consente di definire il livello di tensione presente nel materiale cristallino in funzione della distanza tra piani reticolari adiacenti.

Per quanto concerne invece gli altri errori latenti, per stabilire se la struttura è soggetta a un attacco solfatico, si ricorre a un'analisi chimica in grado di valutare la quantità di solfato presente nel calcestruzzo. Se l'analisi restituisce valori superiori allo 0,6%, il degrado del calcestruzzo può essere attribuito a questo fenomeno. Inoltre, tale indagine è spesso accompagnata da diffrattometro a raggi X. Si ricorre

altresì all'analisi chimica per stabilire la presenza di cloruri nel calcestruzzo e individuarne la classe di contenuto. Per calcestruzzi armati precompressi, come nel caso in esame, il valore limite è pari allo 0,2%. Tale indagine è accompagnata dalla diffrazione dei raggi X e da una prova colorimetrica alla fluoresceina. La reazione chimica tra il calcestruzzo e le altre due soluzioni determina lo spessore raggiunto dagli ioni cloruro nella struttura poiché la zona della carota penetrata dal cloruro stesso assume un colore rosa.

Per rilevare la carbonatazione invece si esegue un test colorimetrico in grado di descrivere il comportamento del calcestruzzo. Questa prova prevede l'impiego di una soluzione a base di fenoltaleina, spruzzata sulla superficie di interesse e in grado di fornire delle indicazioni sulla carbonatazione, in base al colore assunto (rosa in un ambiente basico con pH maggiore di 10 e incolore se il calcestruzzo è carbonato e ha un pH minore di 10) [27].

Gli *errori attivi* invece sono sia di natura tecnica che umana e, sia che si sviluppino in condizioni operative normali, sia che abbiano una funzione di prevenzione/mitigazione, agiscono quando il sistema è già compromesso.

Gli errori attivi di tipo tecnico sono rappresentati dall'applicazione di una riduzione del 20% delle tensioni dei cavi di precompressione per ciascuna sezione di verifica. Dalle ipotesi proposte, l'infrastruttura ha già assistito a una riduzione del tiro nei cavi a seguito delle perdite avvenute durante la tesatura e al successivo intervento dei fenomeni reologici di ritiro, fluage e rilassamento; pertanto, l'impalcato risulta essere già notevolmente compromesso. Gli errori attivi di tipo umano sono invece legati a inadempienze a carico dell'ente gestore o del personale addetto alle ispezioni. La mancata manutenzione e una scarsa attenzione dei dettagli in fase di verifica dell'adeguatezza e del degrado dell'infrastruttura non consentono un intervento tempestivo in grado di salvaguardare l'opera o di ridurre le conseguenze a seguito di un incidente.

Gli errori latenti influenzano in modo significativo quelli attivi e l'allineamento dei buchi dei diversi strati, siano essi di natura tecnica o umana, costituiscono un possibile passaggio al pericolo esistente che vede come causa ultima il collasso dell'infrastruttura.

Anche per lo *Swiss Cheese Model*, le barriere più adeguate sono le medesime individuate nel metodo *Bow – Tie*. Misure preventive, come suggerisce lo stesso termine, in grado di prevenire l'incidente sono sicuramente controlli periodici degli elementi critici, i cui difetti e i cui degradi non sono facilmente rilevabili. Ulteriori misure possono essere l'impiego di materiale idoneo o una maggiore attenzione nello svolgimento di fasi estremamente delicate quali il getto in opera, l'iniezione delle guaine o la tesatura dei cavi. Tra le barriere mitigative rientrano invece quelle misure che, a fronte dell'incidente ormai avvenuto, riescono a garantire ugualmente la robustezza strutturale dell'infrastruttura.

Parte III

9. Caso 2: ponte strallato

L'impiego di funi inclinate per sorreggere una trave rettilinea è antichissimo potendosi citare ad esempio le navi egiziane che avevano il picco superiore della vela sorretto da una serie di funi vegetali: gli stralli. Nel campo dei ponti le origini sono probabilmente da ricercarsi nei ponti levatoi dei castelli medievali che erano sorretti da catene [22].

Sarà poi necessario arrivare al 1955 per realizzare il primo ponte strallato della nuova generazione: lo Stromsund, in Svezia, progettato da Dischinger con una campata centrale metallica di 183 metri sorretta da 4 stralli.

Oggigiorno tali strutture sono considerate nettamente superiori rispetto ai competitivi ponti sospesi in quanto meno deformabili e meno soggette a fenomeni di instabilità aeroelastica, specie per impalcati di grandi luci.

Un'ampia diffusione di ponti strallati in calcestruzzo armato precompresso è avvenuta a partire dal 1960 per mano del progettista italiano R. Morandi, a cui si devono le più interessanti opere in questo settore.

Il sistema strutturale che definisce un ponte strallato consta principalmente di tre elementi [28]:

- Gli stralli, ovvero i cavi, più o meno inclinati secondo diverse configurazioni, sostengono l'impalcato mediante il collegamento alle antenne e sono soggetti quasi esclusivamente a sforzo assiale di trazione;
- Le antenne, con un'altezza ottimale pari al 20-25% della campata principale, permettono di creare un punto di ancoraggio in quota degli stralli così da poter generare delle componenti principalmente verticali per il sostegno dell'impalcato;
- L'impalcato, che costituisce l'attraversamento vero e proprio, è in grado di equilibrare le componenti orizzontali trasmesse dagli stralli e interviene come elemento strutturale principalmente compresso.

Tali ponti mirano a rappresentare non più un sistema di travi, ma di aste con rigidzze flessionali modeste poiché la rigidzza necessaria sarà garantita dal sistema “triangolare” antenne – stralli – impalcato.

Nei primi ponti strallati erano utilizzati pochi stralli con ampi spazi e questo implicava grandi sforzi nei cavi, i quali richiedevano congegni di ancoraggio complessi e spessori notevoli degli impalcato per colmare la distanza tra i cavi. Attualmente invece si utilizzano molti stralli con spazi notevolmente ridotti, come si evince dal caso studio trattato nella presente tesi. I vantaggi di questo utilizzo sono:

- Il grande numero di supporti elastici che comporta moderate flessioni longitudinali dell'impalcato sia durante la costruzione che in esercizio, rendendo possibile l'utilizzo di metodi di costruzione semplici ed economici;
- Cavi di diametro più piccolo che consentono di semplificarne l'installazione, l'ancoraggio e soprattutto la sostituzione;
- La possibilità di poter utilizzare impalcato sottili con notevoli vantaggi dal punto di vista dell'instabilità aerodinamica;
- Semplificazione delle fasi di montaggio dell'impalcato in quanto, se gli stralli sono vicini, ogni concio può essere messo in opera con il proprio strallo, riducendo così al minimo i tratti a sbalzo.

Il passo degli stralli è generalmente mantenuto costante, orientativamente tra i 6 e i 15 metri, ma potrebbe decrementare andando dal pilone verso la parte centrale in modo che le forze non siano molto differenti tra uno strallo e il suo successivo. La rigidità del sistema strutturale è altresì influenzata dall'altezza del pilone: aumentando l'inclinazione dei cavi, diminuisce la tensione negli stessi, oltre che la non linearità e gli sforzi nell'impalcato. L'inclinazione ottimale dei cavi è pari a 45° , ma può variare nel limite 25° - 65° : valori bassi corrispondono ai cavi esterni, mentre valori più alti corrispondono ai cavi più vicini al pilone [28].

I ponti strallati possono essere classificati in relazione agli schemi strutturali tipici, nella fattispecie si differenziano per il comportamento statico e per la disposizione geometrica degli stralli. Vi sono tre categorie fondamentali:

- Schema con stralli ad arpa;
- Schema con stralli a ventaglio;
- Schema con disposizione mista, fusione dei due precedenti.

Lo schema ad arpa prevede la disposizione degli stralli sull'antenna a quote diverse, ma con la stessa inclinazione rispetto all'impalcato. In questo modo gli ancoraggi degli stralli sull'impalcato saranno tutti uguali, mentre l'antenna sarà soggetta a flessione tanto maggiore quanto maggiore sarà lo sbilanciamento delle componenti orizzontali trasferite dagli stralli delle due diverse campate.

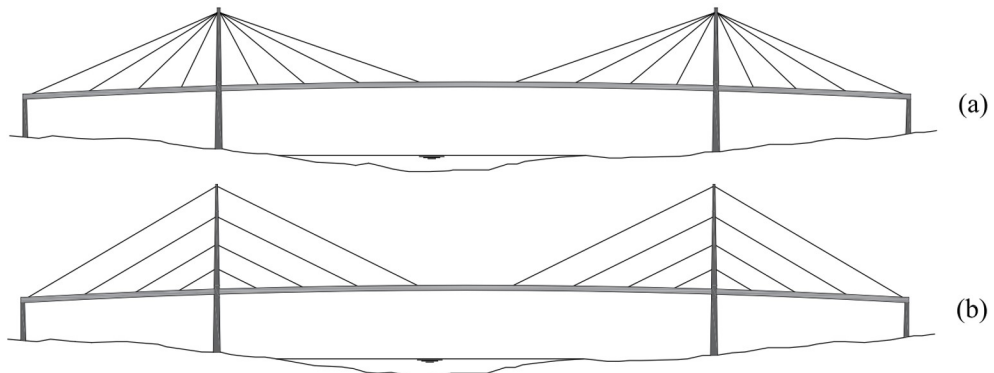


Figura 62: Schema ad arpa (a); schema a ventaglio (b)

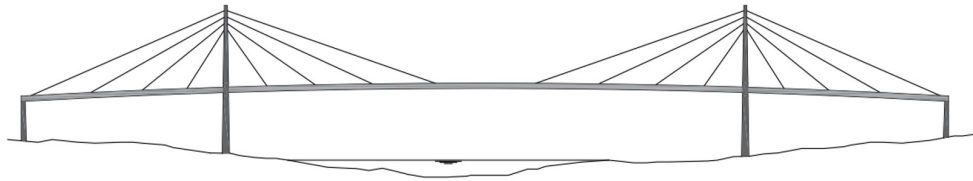


Figura 63: Schema con disposizione mista

Lo schema a ventaglio, invece, dispone tutti gli stralli sull'antenna alla stessa quota. In questo modo l'antenna è prevalentemente compressa e gli stralli sono sfruttati meglio. Tale tipologia, di usuale impiego negli ultimi tempi, può offrire diversi vantaggi:

- Il peso totale dei cavi è sostanzialmente minore rispetto al ponte ad arpa;
- L'inflessione longitudinale dei piloni resta moderata;
- Maggiore stabilità;
- Minore inflessione del pilone e dell'impalcato se gli stralli di ormeggio sono ancorati a terra.

Tuttavia, i problemi risiedono nel progetto e nella costruzione della testa dei piloni verso il quale tutti i cavi, teoricamente, sono condotti. Non può essere realizzata una convergenza ideale e per questa ragione è necessario estendere l'ancoraggio a una zona più o meno estesa. A tal proposito si ricorre a una soluzione intermedia fra il tipo ad arpa e quello a ventaglio che unisce i vantaggi dei due schemi descritti, come ad esempio un'altezza dell'antenna contenuta e la possibilità di separare gli ancoraggi degli stralli in quota, e ne separa gli svantaggi.

Grazie alla diffusione degli stralli nella parte superiore del pilone è possibile una buona progettazione degli ancoraggi senza apprezzabili riduzioni dell'efficacia del sistema strallato. I cavi situati vicino al pilone sono più inclinati di quelli di tipo ad arpa, rendendo così possibile la riduzione della rigidità delle connessioni orizzontali tra i piloni e l'impalcato.

9.1 Caso studio

A fronte di quanto sopra descritto, nella presente tesi la scelta è ricaduta su un modello di ponte strallato intermedio tra il tipo ad arpa e quello a ventaglio. Tale configurazione è sicuramente più competitiva in termini economici e combina i vantaggi della disposizione a ventaglio con una maggiore rigidità strutturale e minori sollecitazioni sulle antenne. Inoltre, offre uno spazio adeguato all'ancoraggio degli stralli e una posa degli stessi più semplice, rendendone così la collocazione e il posizionamento più rapidi ed efficienti.

Per il ponte strallato in esame si è fatto ricorso a un modello fittizio reperito online dalla libreria del software adottato (SAP 2000). Si precisa inoltre che le analisi condotte sono limitate esclusivamente ai dati contenuti nel software stesso, sui quali non è stato possibile apportare delle modifiche.

9.2 Modellazione mediante il software SAP 2000

La struttura in esame è un ponte strallato caratterizzato da un impalcato a cassone. Presenta un andamento rettilineo e si articola in due campate, per una lunghezza complessiva di 200 m. In [Figura 64] si evidenziano:

- In verde gli stralli;
- In rosa il pilone;
- In giallo l'impalcato.

9.2.1 Materiali

Gli stralli sono generalmente realizzati in acciaio armonico, ossia un acciaio al silicio a elevato contenuto di carbonio che implementa la resistenza del materiale. Nelle [Figure 65,66] si riportano rispettivamente per il calcestruzzo e per l'acciaio i valori dei parametri meccanici di riferimento restituiti dal software.

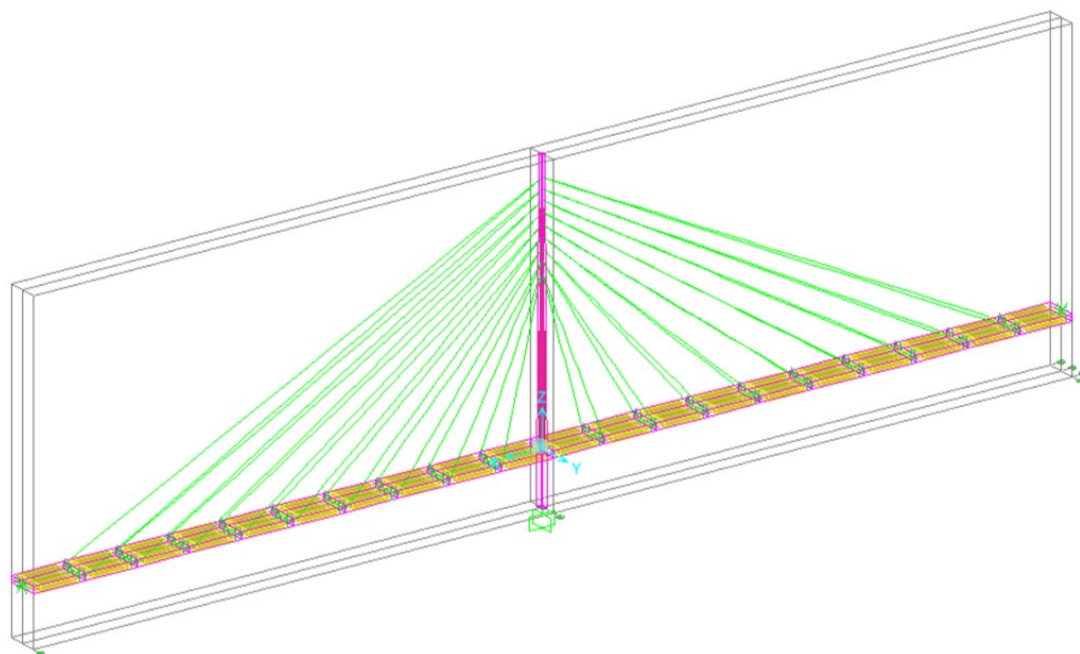


Figura 64: Caso studio: ponte strallato intermedio tra il tipo ad arpa e il tipo a ventaglio (SAP 2000)

9.2.2 Impalcato

La tipologia di impalcato è quella a cassone in cui le pareti piane sono collegate tra loro in modo da formare una sezione scatolare chiusa. Tale caratteristica conferisce una notevole rigidità torsionale.

Nel presente caso, vi sono dieci sezioni scatolari caratterizzate da una lunghezza di 10 m e collegate in direzione longitudinale mediante *link rigidi*. Si riporta la geometria di riferimento in [Figura 67] .

9.2.3 Sistema di sospensione

Il sistema di sospensione è di tipo centrale. Il vantaggio di questa scelta risiede probabilmente nell'uso di un impalcato torsionale rigido che contribuisce alla riduzione dei momenti del secondo ordine e a maggiori stabilità dinamica e aerodinamica. Tale metodo di sospensione è inoltre caratterizzato da un basso carico di fatica dei cavi poiché l'impalcato limita la variazione di tensione negli stralli grazie alla sua capacità di diffusione dei carichi.

The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following sections and values:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: CONC
 - Material Type: Concrete
 - Material Grade: (empty)
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 23,5631
 - Mass per Unit Volume: 2,4028
- Units:** KN, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 24821128,
 - Poisson, U: 0,2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06
 - Shear Modulus, G: 10342137,
- Other Properties For Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 27579,032
 - Expected Concrete Compressive Strength: 27579,032
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

Figura 65: Parametri meccanici del calcestruzzo (SAP 2000)

9.2.4 Pilone

Il pilone ha una configurazione longitudinale e trasversale legata allo schema strutturale, al tipo di sospensione e agli effetti provocati dai carichi.

Nel presente modello è caratterizzato da un'altezza complessiva di 60 m e da una geometria variabile. Le sezioni dei due estremi sono riportate in [Figura 68, Figura 69].

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: STEEL

Material Type: Steel

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9729

Mass per Unit Volume: 7,849

Units

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1,999E+08

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 76903069,

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 248211,28

Minimum Tensile Stress, Fu: 399896,

Expected Yield Stress, Fye: 372316,9

Expected Tensile Stress, Fue: 439885,6

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 66: Parametri meccanici dell'acciaio (SAP 2000)

9.2.5 Stralli

Gli stralli, poiché interessati dalle sole forze di trazione, sono stati modellati con l'elemento *cable* e sono collegati all'impalcato mediante *link rigidi* posizionati alle estremità. In [Figura 70] si riporta un dettaglio del sistema stralli - impalcato.

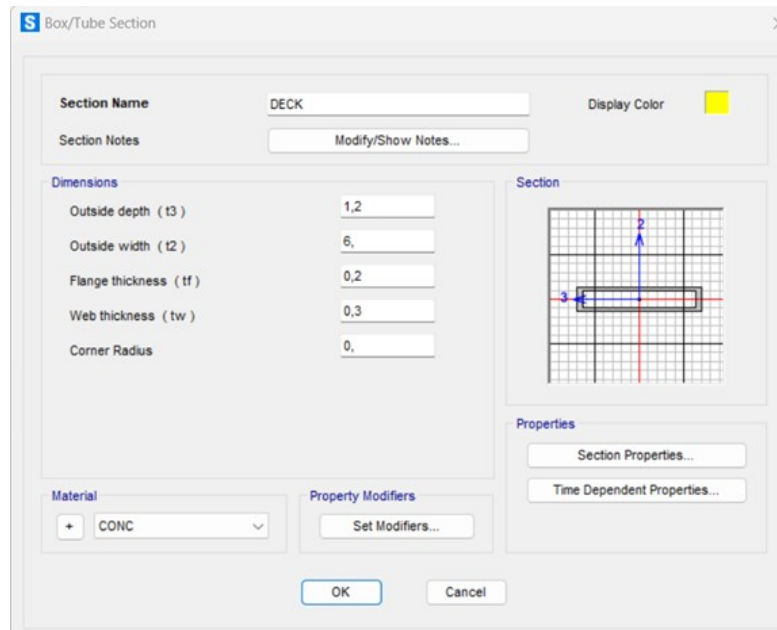


Figura 67: Geometria dell'impalcato (SAP 2000)

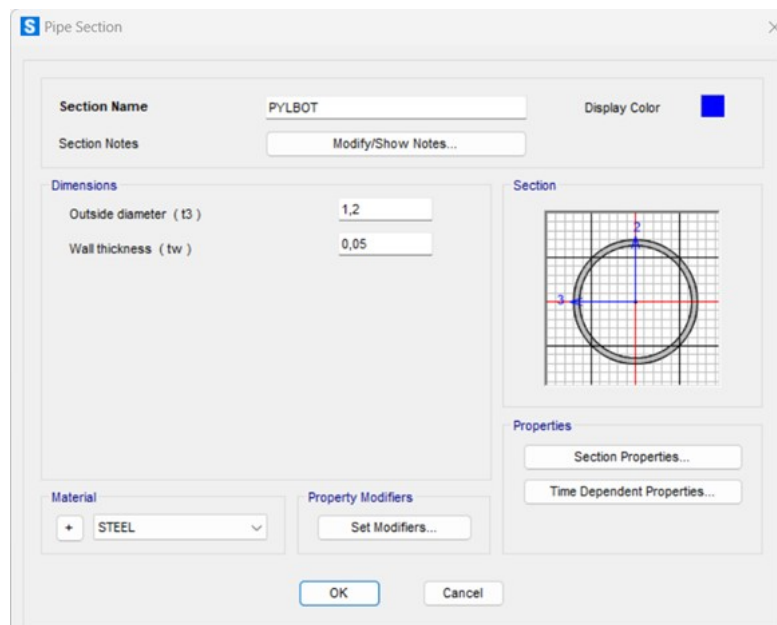


Figura 68: Geometria del pilone con diametro maggiore (SAP 2000)

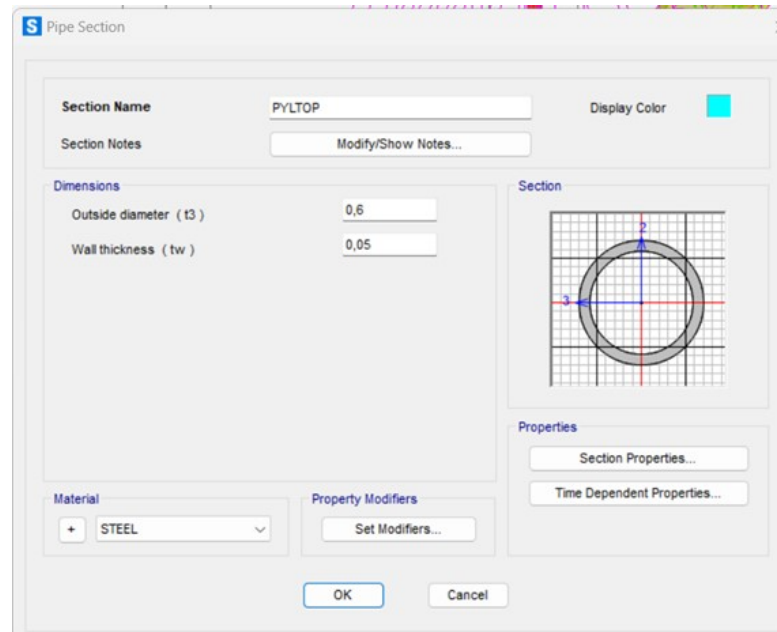


Figura 69: Geometria del pilone con diametro minore (SAP 2000)

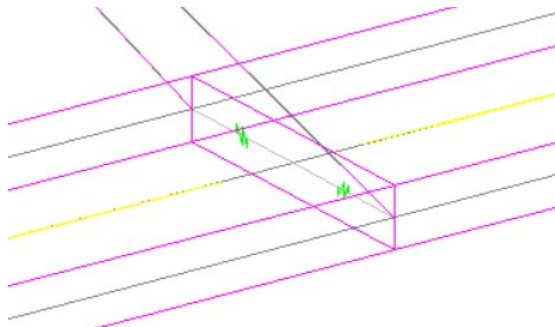


Figura 70: Dettaglio sistema stralli - impalcato (SAP 2000)

S Cable Section Data

Cable Section Name CAB1

Section Notes

Cable Material

Material Property + STEEL

Cable Properties

Specify Cable Diameter 0,04

Specify Cable Area 1,257E-03

Torsional Constant 2,513E-07

Moment of Inertia 1,257E-07

Shear Area 1,131E-03

Units KN, m, C

Display Color

Figura 71: Caratteristiche elemento cable (SAP 2000)

9.2.6 Azioni agenti sul modello

Sul modello dell'impalcato è applicato il peso proprio degli elementi strutturali, computato in automatico dal software in relazione alla geometria delle sezioni degli elementi.

9.3 Verifica degli stralli

In accordo alla Circolare Ministeriale n.7 del 21/01/2019, al Capitolo 2.2.5, la robustezza strutturale è un requisito in grado di *evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali* che possono portare al collasso dell'opera o di una parte di essa [28]. Le verifiche devono garantire un livello di sicurezza e un livello di robustezza adeguati.

Nel presente caso la strategia di progettazione scelta consente di valutare la capacità resistente degli stralli nei confronti di azioni eccezionali causate dalla rottura di uno strallo. La verifica viene condotta in presenza di una sollecitazione negli stralli dovuta al peso proprio degli elementi strutturali del ponte, al peso dei carichi permanenti e all'incremento di carico assiale negli stralli per effetto della rimozione di uno strallo stesso. Quest'ultimo aspetto si configura come l'azione eccezionale innescante.

9.3.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo

Per ognuno degli stralli è stato utilizzato il valore massimo della sollecitazione assiale agente. La verifica è effettuata allo Stato Limite Ultimo e deve soddisfare la seguente relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

Lo sforzo assiale agente N_{Ed} è stato calcolato come:

$$N_{Ed} = \frac{N_{max}}{n_{trefoli}} \quad (5)$$

In cui:

- N_{max} è lo sforzo assiale agente massimo restituito dal software;
- Il numero dei trefoli è stato assunto pari a 9, a fronte di un'area di circa 1250 mm^2 , indicata dal software.

La resistenza dell'elemento teso N_{Rd} è stata invece valutata mediante la seguente relazione:

$$N_{Rd} = \min\left(\frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R}\right) \quad (6)$$

Nel caso studio del ponte strallato sono stati assunti:

- Il valore della resistenza caratteristica a rottura del materiale F_{uk} pari a 1860 MPa, in accordo alla Tab. 11.3. VIII del D.M. 17/01/2018;
- Il valore della deformazione residua pari a 1570 MPa;
- Il valore caratteristico della resistenza di prova dei componenti tesi F_{uk} pari al valore della tensione caratteristica $F_{0,1k}$ all'0,1% della deformazione residua;
- Il coefficiente parziale γ_R pari a 1, secondo la Tab. 6.2. dell' EN 1993-1-11.

Di seguito la tabella di riferimento:

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 72: Tabella - Valori della tensione caratteristica [4]

Non avendo informazioni in merito, è stata ipotizzata un'area del singolo trefolo pari a 139 mm^2 . La resistenza di progetto è stata valutata secondo le seguenti espressioni:

$$F_{uk} = 1,860[kN] \cdot 139[mm^2] = 258,4[kN]; \quad (7)$$

$$F_k = 1,570[kN] \cdot 139[mm^2] = 218,23[kN]; \quad (8)$$

$$F_{Rd} = \min\left(\frac{258,4}{1,5 \cdot 1}; \frac{218,23}{1}\right) = \min(172,36; 218,23) = 172,36[kN] \quad (9)$$

Nella tabelle seguenti si riportano i risultati della verifica condotta allo Stato Limite Ultimo.

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trabelli}	N _{Ed}	N _{Rd}	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]				[kN]	[kN]		
1 DX	0	Max	182,58	9	20,29	172,36	0,12	Verificato
	50,55937	Max	180,297	9	20,03	172,36	0,12	Verificato
	101,1187	Max	178,12	9	19,79	172,36	0,11	Verificato
2 DX	0	Max	346,091	9	38,45	172,36	0,22	Verificato
	45,67549	Max	343,932	9	38,21	172,36	0,22	Verificato
	91,35097	Max	341,816	9	37,98	172,36	0,22	Verificato
3 DX	0	Max	493,405	9	54,82	172,36	0,32	Verificato
	40,84422	Max	491,351	9	54,59	172,36	0,32	Verificato
	81,68843	Max	489,32	9	54,37	172,36	0,32	Verificato
4 DX	0	Max	590,862	9	65,65	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	588,91	9	65,43	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	586,972	9	65,22	172,36	0,38	Verificato
5 DX	0	Max	628,518	9	69,84	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	626,667	9	69,63	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	624,826	9	69,43	172,36	0,40	Verificato
6 DX	0	Max	604,85	9	67,21	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	603,1	9	67,01	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	601,357	9	66,82	172,36	0,39	Verificato
7 DX	0	Max	518,003	9	57,56	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	516,353	9	57,37	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	514,708	9	57,19	172,36	0,33	Verificato
8 DX	0	Max	354,816	9	39,42	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	353,266	9	39,25	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	351,719	9	39,08	172,36	0,23	Verificato
9 DX	0	Max	105,243	9	11,69	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	103,791	9	11,53	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	102,341	9	11,37	172,36	0,07	Verificato
10 DX	0	Max	105,243	9	11,69	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	103,791	9	11,53	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	102,341	9	11,37	172,36	0,07	Verificato
11 DX	0	Max	354,816	9	39,42	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	353,266	9	39,25	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	351,719	9	39,08	172,36	0,23	Verificato
12 DX	0	Max	518,003	9	57,56	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	516,353	9	57,37	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	514,708	9	57,19	172,36	0,33	Verificato
13 DX	0	Max	604,85	9	67,21	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	603,1	9	67,01	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	601,357	9	66,82	172,36	0,39	Verificato
14 DX	0	Max	628,518	9	69,84	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	626,667	9	69,63	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	624,826	9	69,43	172,36	0,40	Verificato
15 DX	0	Max	590,862	9	65,65	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	588,91	9	65,43	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	586,972	9	65,22	172,36	0,38	Verificato
16 DX	0	Max	493,405	9	54,82	172,36	0,32	Verificato

Figura 73: Tabella - Verifica degli stralli DX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{travefili}	N _{Ed} [kN]	N _{Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]	Max						
1 SX	0	Max	182,58	9	20,29	172,36	0,12	Verificato
	50,55937	Max	180,297	9	20,03	172,36	0,12	Verificato
	101,1187	Max	178,12	9	19,79	172,36	0,11	Verificato
2 SX	0	Max	346,091	9	38,45	172,36	0,22	Verificato
	45,67549	Max	343,932	9	38,21	172,36	0,22	Verificato
	91,35097	Max	341,816	9	37,98	172,36	0,22	Verificato
3 SX	0	Max	493,405	9	54,82	172,36	0,32	Verificato
	40,84422	Max	491,351	9	54,59	172,36	0,32	Verificato
	81,68843	Max	489,32	9	54,37	172,36	0,32	Verificato
4 SX	0	Max	590,862	9	65,65	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	588,91	9	65,43	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	586,972	9	65,22	172,36	0,38	Verificato
5 SX	0	Max	628,518	9	69,84	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	626,667	9	69,63	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	624,826	9	69,43	172,36	0,40	Verificato
6 SX	0	Max	604,85	9	67,21	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	603,1	9	67,01	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	601,357	9	66,82	172,36	0,39	Verificato
7 SX	0	Max	518,003	9	57,56	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	516,353	9	57,37	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	514,708	9	57,19	172,36	0,33	Verificato
8 SX	0	Max	354,816	9	39,42	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	353,266	9	39,25	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	351,719	9	39,08	172,36	0,23	Verificato
9 SX	0	Max	105,243	9	11,69	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	103,791	9	11,53	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	102,341	9	11,37	172,36	0,07	Verificato
10 SX	0	Max	105,243	9	11,69	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	103,791	9	11,53	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	102,341	9	11,37	172,36	0,07	Verificato
11 SX	0	Max	354,816	9	39,42	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	353,266	9	39,25	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	351,719	9	39,08	172,36	0,23	Verificato
12 SX	0	Max	518,003	9	57,56	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	516,353	9	57,37	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	514,708	9	57,19	172,36	0,33	Verificato
13 SX	0	Max	604,85	9	67,21	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	603,1	9	67,01	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	601,357	9	66,82	172,36	0,39	Verificato
14 SX	0	Max	628,518	9	69,84	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	626,667	9	69,63	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	624,826	9	69,43	172,36	0,40	Verificato
15 SX	0	Max	590,862	9	65,65	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	588,91	9	65,43	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	586,972	9	65,22	172,36	0,38	Verificato
16 SX	0	Max	493,405	9	54,82	172,36	0,32	Verificato
	40,84422	Max	491,351	9	54,59	172,36	0,32	Verificato

Figura 74: Tabella - Verifica degli stralli SX

Si evince chiaramente che per ogni strallo e in ciascuna sezione di riferimento, la verifica è ampiamente soddisfatta.

9.4 Applicazione del danneggiamento

L'analisi allo Stato Limite Ultimo è stata condotta proponendo sei diversi scenari, in ognuno dei quali sono stati rimossi degli stralli per valutare l'incremento della sollecitazione agente in ciascuna sezione di riferimento.

- Scenario 1: rimozione dello strallo 1_SX [Figure 75,76];
- Scenario 2: rimozione degli stralli 1_SX e 1_DX [Figure 77,78];
- Scenario 3: rimozione degli stralli 1_SX, 2_SX, 3_SX, 4_SX e 1_DX, 2_DX, 3_DX [Figure 79,80];
- Scenario 4: rimozione degli stralli 1_SX, 2_SX, 3_SX, 4_SX, 5_SX, 6_SX, 7_SX e 1_DX, 2_DX, 3_DX, 4_DX [Figure 81,82];
- Scenario 5: rimozione degli stralli 1_SX, 4_SX, 9_SX [Figure 83,84];
- Scenario 6: rimozione degli stralli 1_SX, 4_SX, 9_SX e 1_DX, 12_DX, 17_DX [Figure 85,86].

9. Caso 2: ponte strallato

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed} [KN]	N _{Rd} [KN]	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
1 DX	0	Max	209,772	9	23,31	172,36	0,14	Verificato
	50,55937	Max	207,496	9	23,06	172,36	0,13	Verificato
	101,1187	Max	205,312	9	22,81	172,36	0,13	Verificato
2 DX	0	Max	367,787	9	40,87	172,36	0,24	Verificato
	45,67549	Max	365,629	9	40,63	172,36	0,24	Verificato
	91,35097	Max	363,512	9	40,39	172,36	0,23	Verificato
3 DX	0	Max	504,66	9	56,07	172,36	0,33	Verificato
	40,84422	Max	502,606	9	55,85	172,36	0,32	Verificato
	81,68843	Max	500,575	9	55,62	172,36	0,32	Verificato
4 DX	0	Max	593,367	9	65,93	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	591,415	9	65,71	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	589,478	9	65,50	172,36	0,38	Verificato
5 DX	0	Max	625,099	9	69,46	172,36	0,40	Verificato
	31,43645	Max	623,249	9	69,25	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	621,408	9	69,05	172,36	0,40	Verificato
6 DX	0	Max	598,223	9	66,47	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	596,474	9	66,27	172,36	0,38	Verificato
	53,89805	Max	594,731	9	66,08	172,36	0,38	Verificato
7 DX	0	Max	510,23	9	56,69	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	508,581	9	56,51	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	506,936	9	56,33	172,36	0,33	Verificato
8 DX	0	Max	347,112	9	38,57	172,36	0,22	Verificato
	18,9275	Max	345,562	9	38,40	172,36	0,22	Verificato
	37,855	Max	344,015	9	38,22	172,36	0,22	Verificato
9 DX	0	Max	98,208	9	10,91	172,36	0,06	Verificato
	15,88238	Max	96,756	9	10,75	172,36	0,06	Verificato
	31,76476	Max	95,306	9	10,59	172,36	0,06	Verificato
10 DX	0	Max	100,286	9	11,14	172,36	0,06	Verificato
	15,88238	Max	98,834	9	10,98	172,36	0,06	Verificato
	31,76476	Max	97,384	9	10,82	172,36	0,06	Verificato
11 DX	0	Max	351,576	9	39,06	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	350,026	9	38,89	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	348,479	9	38,72	172,36	0,22	Verificato
12 DX	0	Max	516,801	9	57,42	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	515,152	9	57,24	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	513,506	9	57,06	172,36	0,33	Verificato
13 DX	0	Max	605,006	9	67,22	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	603,256	9	67,03	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	601,513	9	66,83	172,36	0,39	Verificato
14 DX	0	Max	628,254	9	69,81	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	626,403	9	69,60	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	624,561	9	69,40	172,36	0,40	Verificato
15 DX	0	Max	587,329	9	65,26	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	585,376	9	65,04	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	583,438	9	64,83	172,36	0,38	Verificato
16 DX	0	Max	483,024	9	53,67	172,36	0,31	Verificato
	40,84422	Max	480,969	9	53,44	172,36	0,31	Verificato
	81,68843	Max	478,938	9	53,22	172,36	0,31	Verificato
17 DX	0	Max	325,717	9	36,19	172,36	0,21	Verificato
	45,67549	Max	323,556	9	35,95	172,36	0,21	Verificato
	91,35097	Max	321,441	9	35,72	172,36	0,21	Verificato
18 DX	0	Max	157,251	9	17,47	172,36	0,10	Verificato
	50,55937	Max	154,959	9	17,22	172,36	0,10	Verificato
	101,1187	Max	152,789	9	16,98	172,36	0,10	Verificato

Figura 75: Tabella - Scenario 1 - Stralli DX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{refoli}	N _{Ed} [KN]	N _{Rd} [KN]	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
2 SX	0	Max	374,694	9	41,63	172,36	0,24	Verificato
	45,67549	Max	372,537	9	41,39	172,36	0,24	Verificato
	91,35097	Max	370,42	9	41,16	172,36	0,24	Verificato
3 SX	0	Max	511,914	9	56,88	172,36	0,33	Verificato
	40,84422	Max	509,861	9	56,65	172,36	0,33	Verificato
	81,68843	Max	507,83	9	56,43	172,36	0,33	Verificato
4 SX	0	Max	600,982	9	66,78	172,36	0,39	Verificato
	36,0867	Max	599,031	9	66,56	172,36	0,39	Verificato
	72,1734	Max	597,093	9	66,34	172,36	0,38	Verificato
5 SX	0	Max	633,205	9	70,36	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	631,355	9	70,15	172,36	0,41	Verificato
	62,87291	Max	629,514	9	69,95	172,36	0,41	Verificato
6 SX	0	Max	607,032	9	67,45	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	605,282	9	67,25	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	603,539	9	67,06	172,36	0,39	Verificato
7 SX	0	Max	520,053	9	57,78	172,36	0,34	Verificato
	22,72114	Max	518,404	9	57,60	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	516,759	9	57,42	172,36	0,33	Verificato
8 SX	0	Max	358,344	9	39,82	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	356,795	9	39,64	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	355,247	9	39,47	172,36	0,23	Verificato
9 SX	0	Max	110,906	9	12,32	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	109,454	9	12,16	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	108,004	9	12,00	172,36	0,07	Verificato
10 SX	0	Max	112,578	9	12,51	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	111,126	9	12,35	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	109,677	9	12,19	172,36	0,07	Verificato
11 SX	0	Max	362,109	9	40,23	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	360,559	9	40,06	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	359,012	9	39,89	172,36	0,23	Verificato
12 SX	0	Max	525,746	9	58,42	172,36	0,34	Verificato
	22,72114	Max	524,097	9	58,23	172,36	0,34	Verificato
	45,44227	Max	522,452	9	58,05	172,36	0,34	Verificato
13 SX	0	Max	612,806	9	68,09	172,36	0,40	Verificato
	26,94903	Max	611,056	9	67,90	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	609,312	9	67,70	172,36	0,39	Verificato
14 SX	0	Max	635,235	9	70,58	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	633,384	9	70,38	172,36	0,41	Verificato
	62,87291	Max	631,543	9	70,17	172,36	0,41	Verificato
15 SX	0	Max	593,71	9	65,97	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	591,758	9	65,75	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	589,819	9	65,54	172,36	0,38	Verificato
16 SX	0	Max	488,936	9	54,33	172,36	0,32	Verificato
	40,84422	Max	486,882	9	54,10	172,36	0,31	Verificato
	81,68843	Max	484,85	9	53,87	172,36	0,31	Verificato
17 SX	0	Max	331,144	9	36,79	172,36	0,21	Verificato
	45,67549	Max	328,983	9	36,55	172,36	0,21	Verificato
	91,35097	Max	326,867	9	36,32	172,36	0,21	Verificato
18 SX	0	Max	161,043	9	17,89	172,36	0,10	Verificato
	50,55937	Max	158,753	9	17,64	172,36	0,10	Verificato
	101,1187	Max	156,582	9	17,40	172,36	0,10	Verificato

Figura 76: Tabella - Scenario 1 - Stralli SX

9. Caso 2: ponte strallato

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trifoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
2 DX	0	Max	406,608	9	45,18	172,36	0,26	Verificato
	45,67549	Max	404,452	9	44,94	172,36	0,26	Verificato
	91,35097	Max	402,334	9	44,70	172,36	0,26	Verificato
3 DX	0	Max	529,038	9	58,78	172,36	0,34	Verificato
	40,84422	Max	526,986	9	58,55	172,36	0,34	Verificato
	81,68843	Max	524,955	9	58,33	172,36	0,34	Verificato
4 DX	0	Max	605,909	9	67,32	172,36	0,39	Verificato
	36,0867	Max	603,958	9	67,11	172,36	0,39	Verificato
	72,1734	Max	602,021	9	66,89	172,36	0,39	Verificato
5 DX	0	Max	629,959	9	70,00	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	628,109	9	69,79	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	626,269	9	69,59	172,36	0,40	Verificato
6 DX	0	Max	599,467	9	66,61	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	597,718	9	66,41	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	595,976	9	66,22	172,36	0,38	Verificato
7 DX	0	Max	511,108	9	56,79	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	509,459	9	56,61	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	507,815	9	56,42	172,36	0,33	Verificato
8 DX	0	Max	349,766	9	38,86	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	348,216	9	38,69	172,36	0,22	Verificato
	37,855	Max	346,669	9	38,52	172,36	0,22	Verificato
9 DX	0	Max	103,482	9	11,50	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	102,03	9	11,34	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	100,58	9	11,18	172,36	0,06	Verificato
10 DX	0	Max	108,042	9	12,00	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	106,589	9	11,84	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	105,139	9	11,68	172,36	0,07	Verificato
11 DX	0	Max	359,695	9	39,97	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	358,145	9	39,79	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	356,597	9	39,62	172,36	0,23	Verificato
12 DX	0	Max	525,857	9	58,43	172,36	0,34	Verificato
	22,72114	Max	524,208	9	58,25	172,36	0,34	Verificato
	45,44227	Max	522,563	9	58,06	172,36	0,34	Verificato
13 DX	0	Max	614,523	9	68,28	172,36	0,40	Verificato
	26,94903	Max	612,773	9	68,09	172,36	0,40	Verificato
	53,89805	Max	611,029	9	67,89	172,36	0,39	Verificato
14 DX	0	Max	636,093	9	70,68	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	634,242	9	70,47	172,36	0,41	Verificato
	62,87291	Max	632,4	9	70,27	172,36	0,41	Verificato
15 DX	0	Max	589,742	9	65,53	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	587,789	9	65,31	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	585,85	9	65,09	172,36	0,38	Verificato
16 DX	0	Max	475,169	9	52,80	172,36	0,31	Verificato
	40,84422	Max	473,113	9	52,57	172,36	0,30	Verificato
	81,68843	Max	471,081	9	52,34	172,36	0,30	Verificato
17 DX	0	Max	303,388	9	33,71	172,36	0,20	Verificato
	45,67549	Max	301,224	9	33,47	172,36	0,19	Verificato
	91,35097	Max	299,11	9	33,23	172,36	0,19	Verificato
18 DX	0	Max	130,704	9	14,52	172,36	0,08	Verificato
	50,55937	Max	128,399	9	14,27	172,36	0,08	Verificato
	101,1187	Max	126,241	9	14,03	172,36	0,08	Verificato

Figura 77: Tabella - Scenario 2 - Stralli DX

9. Caso 2: ponte strallato

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{refoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]	Max						
2 SX	0	Max	406,608	9	45,18	172,36	0,26	Verificato
	45,67549	Max	404,452	9	44,94	172,36	0,26	Verificato
	91,35097	Max	402,334	9	44,70	172,36	0,26	Verificato
3 SX	0	Max	529,038	9	58,78	172,36	0,34	Verificato
	40,84422	Max	526,986	9	58,55	172,36	0,34	Verificato
	81,68843	Max	524,955	9	58,33	172,36	0,34	Verificato
4 SX	0	Max	605,909	9	67,32	172,36	0,39	Verificato
	36,0867	Max	603,958	9	67,11	172,36	0,39	Verificato
	72,1734	Max	602,021	9	66,89	172,36	0,39	Verificato
5 SX	0	Max	629,959	9	70,00	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	628,109	9	69,79	172,36	0,40	Verificato
	62,87291	Max	626,269	9	69,59	172,36	0,40	Verificato
6 SX	0	Max	599,467	9	66,61	172,36	0,39	Verificato
	26,94903	Max	597,718	9	66,41	172,36	0,39	Verificato
	53,89805	Max	595,976	9	66,22	172,36	0,38	Verificato
7 SX	0	Max	511,108	9	56,79	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	509,459	9	56,61	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	507,815	9	56,42	172,36	0,33	Verificato
8 SX	0	Max	349,766	9	38,86	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	348,216	9	38,69	172,36	0,22	Verificato
	37,855	Max	346,669	9	38,52	172,36	0,22	Verificato
9 SX	0	Max	103,482	9	11,50	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	102,03	9	11,34	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	100,58	9	11,18	172,36	0,06	Verificato
10 SX	0	Max	108,042	9	12,00	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	106,589	9	11,84	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	105,139	9	11,68	172,36	0,07	Verificato
11 SX	0	Max	359,695	9	39,97	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	358,145	9	39,79	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	356,597	9	39,62	172,36	0,23	Verificato
12 SX	0	Max	525,857	9	58,43	172,36	0,34	Verificato
	22,72114	Max	524,208	9	58,25	172,36	0,34	Verificato
	45,44227	Max	522,563	9	58,06	172,36	0,34	Verificato
13 SX	0	Max	614,523	9	68,28	172,36	0,40	Verificato
	26,94903	Max	612,773	9	68,09	172,36	0,40	Verificato
	53,89805	Max	611,029	9	67,89	172,36	0,39	Verificato
14 SX	0	Max	636,093	9	70,68	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	634,242	9	70,47	172,36	0,41	Verificato
	62,87291	Max	632,4	9	70,27	172,36	0,41	Verificato
15 SX	0	Max	589,742	9	65,53	172,36	0,38	Verificato
	36,0867	Max	587,789	9	65,31	172,36	0,38	Verificato
	72,1734	Max	585,85	9	65,09	172,36	0,38	Verificato
16 SX	0	Max	475,169	9	52,80	172,36	0,31	Verificato
	40,84422	Max	473,113	9	52,57	172,36	0,30	Verificato
	81,68843	Max	471,081	9	52,34	172,36	0,30	Verificato
17 SX	0	Max	303,388	9	33,71	172,36	0,20	Verificato
	45,67549	Max	301,224	9	33,47	172,36	0,19	Verificato
	91,35097	Max	299,11	9	33,23	172,36	0,19	Verificato
18 SX	0	Max	130,704	9	14,52	172,36	0,08	Verificato
	50,55937	Max	128,399	9	14,27	172,36	0,08	Verificato
	101,1187	Max	126,241	9	14,03	172,36	0,08	Verificato

Figura 78: Tabella - Scenario 2 - Stralli SX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed}	N _{Rd}	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]				kN	kN		
4 DX	0	Max	1170,486	9	130,05	172,36	0,75	Verificato
	36,0867	Max	1168,542	9	129,84	172,36	0,75	Verificato
	72,1734	Max	1166,604	9	129,62	172,36	0,75	Verificato
5 DX	0	Max	992,105	9	110,23	172,36	0,64	Verificato
	31,43645	Max	990,261	9	110,03	172,36	0,64	Verificato
	62,87291	Max	988,423	9	109,82	172,36	0,64	Verificato
6 DX	0	Max	758,206	9	84,25	172,36	0,49	Verificato
	26,94903	Max	756,462	9	84,05	172,36	0,49	Verificato
	53,89805	Max	754,723	9	83,86	172,36	0,49	Verificato
7 DX	0	Max	513,036	9	57,00	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	511,391	9	56,82	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	509,749	9	56,64	172,36	0,33	Verificato
8 DX	0	Max	266,447	9	29,61	172,36	0,17	Verificato
	18,9275	Max	264,899	9	29,43	172,36	0,17	Verificato
	37,855	Max	263,354	9	29,26	172,36	0,17	Verificato
9 DX	0	Max	27,231	9	3,03	172,36	0,02	Verificato
	15,88238	Max	25,775	9	2,86	172,36	0,02	Verificato
	31,76476	Max	24,33	9	2,70	172,36	0,02	Verificato
10 DX	0	Max	100,671	9	11,19	172,36	0,06	Verificato
	15,88238	Max	99,217	9	11,02	172,36	0,06	Verificato
	31,76476	Max	97,766	9	10,86	172,36	0,06	Verificato
11 DX	0	Max	382,469	9	42,50	172,36	0,25	Verificato
	18,9275	Max	380,917	9	42,32	172,36	0,25	Verificato
	37,855	Max	379,367	9	42,15	172,36	0,24	Verificato
12 DX	0	Max	572,056	9	63,56	172,36	0,37	Verificato
	22,72114	Max	570,403	9	63,38	172,36	0,37	Verificato
	45,44227	Max	568,753	9	63,19	172,36	0,37	Verificato
13 DX	0	Max	658,569	9	73,17	172,36	0,42	Verificato
	26,94903	Max	656,813	9	72,98	172,36	0,42	Verificato
	53,89805	Max	655,062	9	72,78	172,36	0,42	Verificato
14 DX	0	Max	632,981	9	70,33	172,36	0,41	Verificato
	31,43645	Max	631,12	9	70,12	172,36	0,41	Verificato
	62,87291	Max	629,269	9	69,92	172,36	0,41	Verificato
15 DX	0	Max	485,793	9	53,98	172,36	0,31	Verificato
	36,0867	Max	483,827	9	53,76	172,36	0,31	Verificato
	72,1734	Max	481,877	9	53,54	172,36	0,31	Verificato
16 DX	0	Max	231,668	9	25,74	172,36	0,15	Verificato
	40,84422	Max	229,586	9	25,51	172,36	0,15	Verificato
	81,68843	Max	227,554	9	25,28	172,36	0,15	Verificato
17 DX	0	Max	60,429	9	6,71	172,36	0,04	Verificato
	45,67549	Max	58,151	9	6,46	172,36	0,04	Verificato
	91,35097	Max	56,128	9	6,24	172,36	0,04	Verificato
18 DX	0	Max	40,372	9	4,49	172,36	0,03	Verificato
	50,55937	Max	37,886	9	4,21	172,36	0,02	Verificato
	101,1187	Max	35,897	9	3,99	172,36	0,02	Verificato

Figura 79: Tabella - Scenario 3 - Stralli DX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
5 SX	0	Max	1062,15	9	118,02	172,36	0,68	Verificato
	31,43645	Max	1060,306	9	117,81	172,36	0,68	Verificato
	62,87291	Max	1058,468	9	117,61	172,36	0,68	Verificato
6 SX	0	Max	833,55	9	92,62	172,36	0,54	Verificato
	26,94903	Max	831,806	9	92,42	172,36	0,54	Verificato
	53,89805	Max	830,067	9	92,23	172,36	0,54	Verificato
7 SX	0	Max	595,614	9	66,18	172,36	0,38	Verificato
	22,72114	Max	593,969	9	66,00	172,36	0,38	Verificato
	45,44227	Max	592,328	9	65,81	172,36	0,38	Verificato
8 SX	0	Max	358,152	9	39,79	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	356,604	9	39,62	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	355,06	9	39,45	172,36	0,23	Verificato
9 SX	0	Max	113,058	9	12,56	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	111,607	9	12,40	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	110,158	9	12,24	172,36	0,07	Verificato
10 SX	0	Max	186,553	9	20,73	172,36	0,12	Verificato
	15,88238	Max	185,1	9	20,57	172,36	0,12	Verificato
	31,76476	Max	183,65	9	20,41	172,36	0,12	Verificato
11 SX	0	Max	452,239	9	50,25	172,36	0,29	Verificato
	18,9275	Max	450,688	9	50,08	172,36	0,29	Verificato
	37,855	Max	449,139	9	49,90	172,36	0,29	Verificato
12 SX	0	Max	629,003	9	69,89	172,36	0,41	Verificato
	22,72114	Max	627,351	9	69,71	172,36	0,40	Verificato
	45,44227	Max	625,701	9	69,52	172,36	0,40	Verificato
13 SX	0	Max	706,561	9	78,51	172,36	0,46	Verificato
	26,94903	Max	704,805	9	78,31	172,36	0,45	Verificato
	53,89805	Max	703,055	9	78,12	172,36	0,45	Verificato
14 SX	0	Max	674,7	9	74,97	172,36	0,43	Verificato
	31,43645	Max	672,84	9	74,76	172,36	0,43	Verificato
	62,87291	Max	670,988	9	74,55	172,36	0,43	Verificato
15 SX	0	Max	522,89	9	58,10	172,36	0,34	Verificato
	36,0867	Max	520,925	9	57,88	172,36	0,34	Verificato
	72,1734	Max	518,975	9	57,66	172,36	0,33	Verificato
16 SX	0	Max	263,556	9	29,28	172,36	0,17	Verificato
	40,84422	Max	261,478	9	29,05	172,36	0,17	Verificato
	81,68843	Max	259,443	9	28,83	172,36	0,17	Verificato
17 SX	0	Max	65,158	9	7,24	172,36	0,04	Verificato
	45,67549	Max	62,89	9	6,99	172,36	0,04	Verificato
	91,35097	Max	60,858	9	6,76	172,36	0,04	Verificato
18 SX	0	Max	41,384	9	4,60	172,36	0,03	Verificato
	50,55937	Max	38,905	9	4,32	172,36	0,03	Verificato
	101,1187	Max	36,91	9	4,10	172,36	0,02	Verificato

Figura 80: Tabella - Scenario 3 - Stralli SX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
5 DX	0	Max	2022,993	9	224,78	172,36	1,30	Non verificato
	31,43645	Max	2021,149	9	224,57	172,36	1,30	Non verificato
	62,87291	Max	2019,308	9	224,37	172,36	1,30	Non verificato
6 DX	0	Max	1611,507	9	179,06	172,36	1,04	Non verificato
	26,94903	Max	1609,765	9	178,86	172,36	1,04	Non verificato
	53,89805	Max	1608,025	9	178,67	172,36	1,04	Non verificato
7 DX	0	Max	1056,585	9	117,40	172,36	0,68	Verificato
	22,72114	Max	1054,942	9	117,22	172,36	0,68	Verificato
	45,44227	Max	1053,301	9	117,03	172,36	0,68	Verificato
8 DX	0	Max	418,067	9	46,45	172,36	0,27	Verificato
	18,9275	Max	416,52	9	46,28	172,36	0,27	Verificato
	37,855	Max	414,977	9	46,11	172,36	0,27	Verificato
9 DX	0	Max	9,796	9	1,09	172,36	0,01	Verificato
	15,88238	Max	8,331	9	0,93	172,36	0,01	Verificato
	31,76476	Max	6,897	9	0,77	172,36	0,00	Verificato
10 DX	0	Max	11,052	9	1,23	172,36	0,01	Verificato
	15,88238	Max	9,584	9	1,06	172,36	0,01	Verificato
	31,76476	Max	8,142	9	0,90	172,36	0,01	Verificato
11 DX	0	Max	255,476	9	28,39	172,36	0,16	Verificato
	18,9275	Max	253,918	9	28,21	172,36	0,16	Verificato
	37,855	Max	252,363	9	28,04	172,36	0,16	Verificato
12 DX	0	Max	486,869	9	54,10	172,36	0,31	Verificato
	22,72114	Max	485,208	9	53,91	172,36	0,31	Verificato
	45,44227	Max	483,55	9	53,73	172,36	0,31	Verificato
13 DX	0	Max	566,485	9	62,94	172,36	0,37	Verificato
	26,94903	Max	564,717	9	62,75	172,36	0,36	Verificato
	53,89805	Max	562,956	9	62,55	172,36	0,36	Verificato
14 DX	0	Max	484,791	9	53,87	172,36	0,31	Verificato
	31,43645	Max	482,915	9	53,66	172,36	0,31	Verificato
	62,87291	Max	481,051	9	53,45	172,36	0,31	Verificato
15 DX	0	Max	242,828	9	26,98	172,36	0,16	Verificato
	36,0867	Max	240,838	9	26,76	172,36	0,16	Verificato
	72,1734	Max	238,882	9	26,54	172,36	0,15	Verificato
16 DX	0	Max	50,651	9	5,63	172,36	0,03	Verificato
	40,84422	Max	48,463	9	5,38	172,36	0,03	Verificato
	81,68843	Max	46,51	9	5,17	172,36	0,03	Verificato
17 DX	0	Max	32,832	9	3,65	172,36	0,02	Verificato
	45,67549	Max	30,43	9	3,38	172,36	0,02	Verificato
	91,35097	Max	28,513	9	3,17	172,36	0,02	Verificato
18 DX	0	Max	28,383	9	3,15	172,36	0,02	Verificato
	50,55937	Max	25,777	9	2,86	172,36	0,02	Verificato
	101,1187	Max	23,899	9	2,66	172,36	0,02	Verificato

Figura 81: Tabella - Scenario 4 - Stralli DX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
8 SX	0	Max	1027,674	9	114,19	172,36	0,66	Verificato
	18,9275	Max	1026,132	9	114,01	172,36	0,66	Verificato
	37,855	Max	1024,59	9	113,84	172,36	0,66	Verificato
9 SX	0	Max	509,272	9	56,59	172,36	0,33	Verificato
	15,88238	Max	507,826	9	56,43	172,36	0,33	Verificato
	31,76476	Max	506,379	9	56,26	172,36	0,33	Verificato
10 SX	0	Max	428,179	9	47,58	172,36	0,28	Verificato
	15,88238	Max	426,727	9	47,41	172,36	0,28	Verificato
	31,76476	Max	425,276	9	47,25	172,36	0,27	Verificato
11 SX	0	Max	666,768	9	74,09	172,36	0,43	Verificato
	18,9275	Max	665,215	9	73,91	172,36	0,43	Verificato
	37,855	Max	663,663	9	73,74	172,36	0,43	Verificato
12 SX	0	Max	811,363	9	90,15	172,36	0,52	Verificato
	22,72114	Max	809,705	9	89,97	172,36	0,52	Verificato
	45,44227	Max	808,051	9	89,78	172,36	0,52	Verificato
13 SX	0	Max	831,527	9	92,39	172,36	0,54	Verificato
	26,94903	Max	829,763	9	92,20	172,36	0,53	Verificato
	53,89805	Max	828,004	9	92,00	172,36	0,53	Verificato
14 SX	0	Max	708,847	9	78,76	172,36	0,46	Verificato
	31,43645	Max	706,976	9	78,55	172,36	0,46	Verificato
	62,87291	Max	705,114	9	78,35	172,36	0,45	Verificato
15 SX	0	Max	434,771	9	48,31	172,36	0,28	Verificato
	36,0867	Max	432,791	9	48,09	172,36	0,28	Verificato
	72,1734	Max	430,83	9	47,87	172,36	0,28	Verificato
16 SX	0	Max	88,356	9	9,82	172,36	0,06	Verificato
	40,84422	Max	86,221	9	9,58	172,36	0,06	Verificato
	81,68843	Max	84,217	9	9,36	172,36	0,05	Verificato
17 SX	0	Max	37,119	9	4,12	172,36	0,02	Verificato
	45,67549	Max	34,747	9	3,86	172,36	0,02	Verificato
	91,35097	Max	32,801	9	3,64	172,36	0,02	Verificato
18 SX	0	Max	30,119	9	3,35	172,36	0,02	Verificato
	50,55937	Max	27,536	9	3,06	172,36	0,02	Verificato
	101,1187	Max	25,635	9	2,85	172,36	0,02	Verificato

Figura 82: Tabella - Scenario 4 - Stralli SX

9. Caso 2: ponte strallato

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trifoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
1 DX	0	Max	218,058	9	24,23	172,36	0,14	Verificato
	50,55937	Max	215,784	9	23,98	172,36	0,14	Verificato
	101,1187	Max	213,598	9	23,73	172,36	0,14	Verificato
2 DX	0	Max	394,988	9	43,89	172,36	0,25	Verificato
	45,67549	Max	392,831	9	43,65	172,36	0,25	Verificato
	91,35097	Max	390,712	9	43,41	172,36	0,25	Verificato
3 DX	0	Max	552,482	9	61,39	172,36	0,36	Verificato
	40,84422	Max	550,429	9	61,16	172,36	0,35	Verificato
	81,68843	Max	548,396	9	60,93	172,36	0,35	Verificato
4 DX	0	Max	654,995	9	72,78	172,36	0,42	Verificato
	36,0867	Max	653,043	9	72,56	172,36	0,42	Verificato
	72,1734	Max	651,104	9	72,34	172,36	0,42	Verificato
5 DX	0	Max	678,794	9	75,42	172,36	0,44	Verificato
	31,43645	Max	676,944	9	75,22	172,36	0,44	Verificato
	62,87291	Max	675,102	9	75,01	172,36	0,44	Verificato
6 DX	0	Max	628,359	9	69,82	172,36	0,41	Verificato
	26,94903	Max	626,61	9	69,62	172,36	0,40	Verificato
	53,89805	Max	624,866	9	69,43	172,36	0,40	Verificato
7 DX	0	Max	514,784	9	57,20	172,36	0,33	Verificato
	22,72114	Max	513,135	9	57,02	172,36	0,33	Verificato
	45,44227	Max	511,49	9	56,83	172,36	0,33	Verificato
8 DX	0	Max	333,763	9	37,08	172,36	0,22	Verificato
	18,9275	Max	332,213	9	36,91	172,36	0,21	Verificato
	37,855	Max	330,666	9	36,74	172,36	0,21	Verificato
9 DX	0	Max	74,925	9	8,33	172,36	0,05	Verificato
	15,88238	Max	73,472	9	8,16	172,36	0,05	Verificato
	31,76476	Max	72,022	9	8,00	172,36	0,05	Verificato
10 DX	0	Max	67,34	9	7,48	172,36	0,04	Verificato
	15,88238	Max	65,887	9	7,32	172,36	0,04	Verificato
	31,76476	Max	64,437	9	7,16	172,36	0,04	Verificato
11 DX	0	Max	326,328	9	36,26	172,36	0,21	Verificato
	18,9275	Max	324,778	9	36,09	172,36	0,21	Verificato
	37,855	Max	323,23	9	35,91	172,36	0,21	Verificato
12 DX	0	Max	498,424	9	55,38	172,36	0,32	Verificato
	22,72114	Max	496,774	9	55,20	172,36	0,32	Verificato
	45,44227	Max	495,128	9	55,01	172,36	0,32	Verificato
13 DX	0	Max	589,19	9	65,47	172,36	0,38	Verificato
	26,94903	Max	587,44	9	65,27	172,36	0,38	Verificato
	53,89805	Max	585,696	9	65,08	172,36	0,38	Verificato
14 DX	0	Max	611,605	9	67,96	172,36	0,39	Verificato
	31,43645	Max	609,753	9	67,75	172,36	0,39	Verificato
	62,87291	Max	607,911	9	67,55	172,36	0,39	Verificato
15 DX	0	Max	569,294	9	63,25	172,36	0,37	Verificato
	36,0867	Max	567,34	9	63,04	172,36	0,37	Verificato
	72,1734	Max	565,401	9	62,82	172,36	0,36	Verificato
16 DX	0	Max	466,832	9	51,87	172,36	0,30	Verificato
	40,84422	Max	464,776	9	51,64	172,36	0,30	Verificato
	81,68843	Max	462,744	9	51,42	172,36	0,30	Verificato
17 DX	0	Max	312,025	9	34,67	172,36	0,20	Verificato
	45,67549	Max	309,862	9	34,43	172,36	0,20	Verificato
	91,35097	Max	307,747	9	34,19	172,36	0,20	Verificato
18 DX	0	Max	148,476	9	16,50	172,36	0,10	Verificato
	50,55937	Max	146,18	9	16,24	172,36	0,09	Verificato
	101,1187	Max	144,014	9	16,00	172,36	0,09	Verificato

Figura 83: Tabella - Scenario 5 - Stralli DX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed} kN	N _{Rd} kN	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]							
2 SX	0	Max	427,868	9	47,54	172,36	0,28	Verificato
	45,67549	Max	425,713	9	47,30	172,36	0,27	Verificato
	91,35097	Max	423,593	9	47,07	172,36	0,27	Verificato
3 SX	0	Max	592,114	9	65,79	172,36	0,38	Verificato
	40,84422	Max	590,061	9	65,56	172,36	0,38	Verificato
	81,68843	Max	588,028	9	65,34	172,36	0,38	Verificato
5 SX	0	Max	731,296	9	81,26	172,36	0,47	Verificato
	31,43645	Max	729,447	9	81,05	172,36	0,47	Verificato
	62,87291	Max	727,605	9	80,85	172,36	0,47	Verificato
6 SX	0	Max	686,319	9	76,26	172,36	0,44	Verificato
	26,94903	Max	684,57	9	76,06	172,36	0,44	Verificato
	53,89805	Max	682,827	9	75,87	172,36	0,44	Verificato
7 SX	0	Max	580,617	9	64,51	172,36	0,37	Verificato
	22,72114	Max	578,969	9	64,33	172,36	0,37	Verificato
	45,44227	Max	577,324	9	64,15	172,36	0,37	Verificato
8 SX	0	Max	410,657	9	45,63	172,36	0,26	Verificato
	18,9275	Max	409,108	9	45,46	172,36	0,26	Verificato
	37,855	Max	407,561	9	45,28	172,36	0,26	Verificato
10 SX	0	Max	140,217	9	15,58	172,36	0,09	Verificato
	15,88238	Max	138,765	9	15,42	172,36	0,09	Verificato
	31,76476	Max	137,315	9	15,26	172,36	0,09	Verificato
11 SX	0	Max	385,733	9	42,86	172,36	0,25	Verificato
	18,9275	Max	384,183	9	42,69	172,36	0,25	Verificato
	37,855	Max	382,636	9	42,52	172,36	0,25	Verificato
12 SX	0	Max	546,397	9	60,71	172,36	0,35	Verificato
	22,72114	Max	544,748	9	60,53	172,36	0,35	Verificato
	45,44227	Max	543,102	9	60,34	172,36	0,35	Verificato
13 SX	0	Max	629,265	9	69,92	172,36	0,41	Verificato
	26,94903	Max	627,515	9	69,72	172,36	0,40	Verificato
	53,89805	Max	625,772	9	69,53	172,36	0,40	Verificato
14 SX	0	Max	646,203	9	71,80	172,36	0,42	Verificato
	31,43645	Max	644,352	9	71,59	172,36	0,42	Verificato
	62,87291	Max	642,509	9	71,39	172,36	0,41	Verificato
15 SX	0	Max	599,95	9	66,66	172,36	0,39	Verificato
	36,0867	Max	597,997	9	66,44	172,36	0,39	Verificato
	72,1734	Max	596,058	9	66,23	172,36	0,38	Verificato
16 SX	0	Max	494,466	9	54,94	172,36	0,32	Verificato
	40,84422	Max	492,411	9	54,71	172,36	0,32	Verificato
	81,68843	Max	490,379	9	54,49	172,36	0,32	Verificato
17 SX	0	Max	336,783	9	37,42	172,36	0,22	Verificato
	45,67549	Max	334,622	9	37,18	172,36	0,22	Verificato
	91,35097	Max	332,505	9	36,95	172,36	0,21	Verificato
18 SX	0	Max	165,227	9	18,36	172,36	0,11	Verificato
	50,55937	Max	162,938	9	18,10	172,36	0,11	Verificato
	101,1187	Max	160,765	9	17,86	172,36	0,10	Verificato

Figura 84: Tabella - Scenario 5 - Stralli SX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed}	N _{Rd}	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]				kN	kN		
2 DX	0	Max	424,828	9	47,20	172,36	0,27	Verificato
	45,67549	Max	422,672	9	46,96	172,36	0,27	Verificato
	91,35097	Max	420,552	9	46,73	172,36	0,27	Verificato
3 DX	0	Max	579,408	9	64,38	172,36	0,37	Verificato
	40,84422	Max	577,356	9	64,15	172,36	0,37	Verificato
	81,68843	Max	575,323	9	63,92	172,36	0,37	Verificato
4 DX	0	Max	679,744	9	75,53	172,36	0,44	Verificato
	36,0867	Max	677,792	9	75,31	172,36	0,44	Verificato
	72,1734	Max	675,853	9	75,09	172,36	0,44	Verificato
5 DX	0	Max	702,01	9	78,00	172,36	0,45	Verificato
	31,43645	Max	700,16	9	77,80	172,36	0,45	Verificato
	62,87291	Max	698,318	9	77,59	172,36	0,45	Verificato
6 DX	0	Max	650,295	9	72,26	172,36	0,42	Verificato
	26,94903	Max	648,545	9	72,06	172,36	0,42	Verificato
	53,89805	Max	646,802	9	71,87	172,36	0,42	Verificato
7 DX	0	Max	536,15	9	59,57	172,36	0,35	Verificato
	22,72114	Max	534,501	9	59,39	172,36	0,34	Verificato
	45,44227	Max	532,856	9	59,21	172,36	0,34	Verificato
8 DX	0	Max	357,474	9	39,72	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	355,925	9	39,55	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	354,377	9	39,38	172,36	0,23	Verificato
9 DX	0	Max	105,456	9	11,72	172,36	0,07	Verificato
	15,88238	Max	104,004	9	11,56	172,36	0,07	Verificato
	31,76476	Max	102,554	9	11,39	172,36	0,07	Verificato
10 DX	0	Max	160,077	9	17,79	172,36	0,10	Verificato
	15,88238	Max	158,625	9	17,63	172,36	0,10	Verificato
	31,76476	Max	157,175	9	17,46	172,36	0,10	Verificato
11 DX	0	Max	457,987	9	50,89	172,36	0,30	Verificato
	18,9275	Max	456,437	9	50,72	172,36	0,29	Verificato
	37,855	Max	454,89	9	50,54	172,36	0,29	Verificato
13 DX	0	Max	698,143	9	77,57	172,36	0,45	Verificato
	26,94903	Max	696,393	9	77,38	172,36	0,45	Verificato
	53,89805	Max	694,648	9	77,18	172,36	0,45	Verificato
14 DX	0	Max	690,961	9	76,77	172,36	0,45	Verificato
	31,43645	Max	689,109	9	76,57	172,36	0,44	Verificato
	62,87291	Max	687,266	9	76,36	172,36	0,44	Verificato
15 DX	0	Max	631,019	9	70,11	172,36	0,41	Verificato
	36,0867	Max	629,066	9	69,90	172,36	0,41	Verificato
	72,1734	Max	627,126	9	69,68	172,36	0,40	Verificato
16 DX	0	Max	516,631	9	57,40	172,36	0,33	Verificato
	40,84422	Max	514,575	9	57,18	172,36	0,33	Verificato
	81,68843	Max	512,542	9	56,95	172,36	0,33	Verificato
18 DX	0	Max	157,937	9	17,55	172,36	0,10	Verificato
	50,55937	Max	155,644	9	17,29	172,36	0,10	Verificato
	101,1187	Max	153,474	9	17,05	172,36	0,10	Verificato

Figura 85: Tabella - Scenario 6 - Stralli DX

Stralli	Sezioni		N [kN]	n _{trefoli}	N _{Ed}	N _{Rd}	N _{Ed} /N _{Rd}	Verifica
	[m]				kN	kN		
2 SX	0	Max	426,743	9	47,42	172,36	0,28	Verificato
	45,67549	Max	424,587	9	47,18	172,36	0,27	Verificato
	91,35097	Max	422,467	9	46,94	172,36	0,27	Verificato
3 SX	0	Max	584,994	9	65,00	172,36	0,38	Verificato
	40,84422	Max	582,941	9	64,77	172,36	0,38	Verificato
	81,68843	Max	580,907	9	64,55	172,36	0,37	Verificato
5 SX	0	Max	711,764	9	79,08	172,36	0,46	Verificato
	31,43645	Max	709,914	9	78,88	172,36	0,46	Verificato
	62,87291	Max	708,072	9	78,67	172,36	0,46	Verificato
6 SX	0	Max	658,431	9	73,16	172,36	0,42	Verificato
	26,94903	Max	656,681	9	72,96	172,36	0,42	Verificato
	53,89805	Max	654,937	9	72,77	172,36	0,42	Verificato
7 SX	0	Max	541,813	9	60,20	172,36	0,35	Verificato
	22,72114	Max	540,164	9	60,02	172,36	0,35	Verificato
	45,44227	Max	538,519	9	59,84	172,36	0,35	Verificato
8 SX	0	Max	359,127	9	39,90	172,36	0,23	Verificato
	18,9275	Max	357,578	9	39,73	172,36	0,23	Verificato
	37,855	Max	356,03	9	39,56	172,36	0,23	Verificato
10 SX	0	Max	124,347	9	13,82	172,36	0,08	Verificato
	15,88238	Max	122,895	9	13,66	172,36	0,08	Verificato
	31,76476	Max	121,445	9	13,49	172,36	0,08	Verificato
11 SX	0	Max	415,655	9	46,18	172,36	0,27	Verificato
	18,9275	Max	414,105	9	46,01	172,36	0,27	Verificato
	37,855	Max	412,558	9	45,84	172,36	0,27	Verificato
12 SX	0	Max	596,973	9	66,33	172,36	0,38	Verificato
	22,72114	Max	595,323	9	66,15	172,36	0,38	Verificato
	45,44227	Max	593,677	9	65,96	172,36	0,38	Verificato
13 SX	0	Max	667,542	9	74,17	172,36	0,43	Verificato
	26,94903	Max	665,791	9	73,98	172,36	0,43	Verificato
	53,89805	Max	664,047	9	73,78	172,36	0,43	Verificato
14 SX	0	Max	668,807	9	74,31	172,36	0,43	Verificato
	31,43645	Max	666,955	9	74,11	172,36	0,43	Verificato
	62,87291	Max	665,112	9	73,90	172,36	0,43	Verificato
15 SX	0	Max	614,285	9	68,25	172,36	0,40	Verificato
	36,0867	Max	612,332	9	68,04	172,36	0,39	Verificato
	72,1734	Max	610,392	9	67,82	172,36	0,39	Verificato
16 SX	0	Max	503,504	9	55,94	172,36	0,32	Verificato
	40,84422	Max	501,448	9	55,72	172,36	0,32	Verificato
	81,68843	Max	499,415	9	55,49	172,36	0,32	Verificato
17 SX	0	Max	336,487	9	37,39	172,36	0,22	Verificato
	45,67549	Max	334,325	9	37,15	172,36	0,22	Verificato
	91,35097	Max	332,208	9	36,91	172,36	0,21	Verificato
18 SX	0	Max	153,024	9	17,00	172,36	0,10	Verificato
	50,55937	Max	150,729	9	16,75	172,36	0,10	Verificato
	101,1187	Max	148,561	9	16,51	172,36	0,10	Verificato

Figura 86: Tabella - Scenario 6 - Stralli SX

In conclusione, dai risultati emerge che per ciascuno scenario, l'incremento delle sollecitazioni non è tale da disattendere quanto richiesto dalla verifica allo Stato Limite Ultimo. Si dovrà arrivare allo scenario 4 per osservare un notevole incremento dell'azione agente, così che la verifica non sia soddisfatta. Probabilmente questo è da attribuire alla continuità strutturale garantita dal ponte, in quanto la distanza tra gli stralli risulta essere contenuta, e alla mancanza di carichi da traffico applicati che comporterebbe un incremento delle sollecitazioni. Un'ulteriore plausibile spiegazione è imputabile al sistema di sospensione che, grazie alla sua capacità di diffusione dei carichi, limita la variazione di tensione negli stralli.

Nel caso studio si farà riferimento alla condizione più sfavorevole, ossia quella proposta nello scenario 4 [Figure 81,82].

9.5 Applicazione del metodo *Bow - Tie*

Nel presente paragrafo si riportano gli elementi chiave del metodo, specifici per il caso di studio.

9.5.1 Hazard e Top Event

Nel presente caso studio il *top event* è rappresentato dalla riduzione della capacità resistente degli stralli.

Il punto di partenza, l'*hazard*, è l'incremento di sforzo assiale negli stralli causato dalla rimozione di uno o più di questi elementi.

In accordo al paragrafo 9.4, lo scenario esaminato sarà il quarto, il quale prevede la rimozione degli stralli 1_SX, 2_SX, 3_SX, 4_SX, 5_SX, 6_SX, 7_SX e 1_DX, 2_DX, 3_DX, 4_DX.

9.5.2 Minacce e conseguenze

Gli stralli sono elementi estremamente vulnerabili e il problema della durabilità rappresenta un aspetto fondamentale nelle loro progettazione e realizzazione. I fattori di vulnerabilità, che si configurano nel diagramma *Bow-Tie* come *minacce*, possono essere diversi. Una prima considerazione da fare è quella relativa alla carbonatazione del calcestruzzo, minaccia comune con il caso studio precedente. Tuttavia, per il ponte strallato, ci focalizzeremo sulla durabilità degli stralli in termini di resistenza a fatica e controllo della corrosione.

L'acciaio impiegato nella realizzazione degli stralli è ad elevata resistenza e quindi particolarmente sensibile alla corrosione. Gli stralli sono sensibili alle variazioni di tensione, ai movimenti e alle vibrazioni indotte dal traffico e a quelli indotti dal

vento. Questo comporta non solo forti sollecitazioni statiche delle zone di ancoraggio, ma sollecitazioni importanti anche in termini di fatica. È interessante sottolineare come per i ponti strallati in attività da prima degli anni '80, il dimensionamento a fatica fosse trascurato; pertanto, si hanno strutture in grado di oscillare in esercizio con ampiezze importanti, causando problematiche quali la formazione delle fessure o di fenomeni caratteristici degli elementi sottoposti a fatica.

Un'ulteriore minaccia è quella legata alla protezione dei cavi dall'attacco di agenti aggressivi che nel tempo possono portare alla corrosione. L'assenza di protezioni contro l'umidità e l'acqua possono generare danneggiamenti locali con conseguente collasso della struttura.

Le *conseguenze* di questi fattori possono essere molteplici, dai cedimenti strutturali legati al decremento della capacità resistente della struttura, alla dismissione del ponte a fronte di requisiti prestazionali strutturali e di sicurezza non adeguati. In quest'ottica è di notevole importanza individuare dei percorsi di traffico alternativi al fine di poter realizzare interventi di manutenzione per il ripristino del comportamento strutturale dell'infrastruttura o individuare operazioni di ripristino non invasive che non creino disagio.

9.5.3 Escalation Factors e barriere di prevenzione e di mitigazione

Nel presente studio di caso sono state inoltre individuate delle con-cause responsabili della riduzione della capacità resistente della struttura, quali una bassa qualità dei materiali e delle condizioni ambientali avverse che possono contribuire all'invecchiamento e alla corrosione del ponte, esaltando situazioni latenti.

Una delle principali barriere di prevenzione è la manutenzione degli elementi critici e di quelli più esposti, come per l'appunto gli stralli, per i quali è di fondamentale importanza salvaguardare lo stato di salute.

Gli stralli sono elementi esposti agli agenti atmosferici. Al fine di ridurre il rischio della corrosione, è indispensabile prevedere ed eseguire una buona progettazione delle protezioni dei cavi implementando sistemi che contrastano l'ingresso dell'acqua e dell'umidità. È altresì possibile garantire il controllo di tale degrado rinnovando nel corso del tempo le barriere di protezione ricorrendo a rivestimenti mediante verniciatura o malta. La corrosione dell'armatura può influenzare il comportamento del calcestruzzo a causa dell'ossidazione delle parti metalliche al suo interno, inducendone un aumento di volume. In aggiunta, una valida soluzione potrebbe essere la realizzazione di una verniciatura protettiva in grado di prevenire i processi di corrosione e delaminazione.

Per gli stralli a trefoli paralleli è prevista una protezione formata da quattro livelli differenti:

- La zincatura del trefolo;
- La cera o il grasso tra il trefolo e la guaina in grado di impedire l'ingresso di acqua e di vapore acqueo nelle zone di ancoraggio;
- La guaina individuale in HDPE (*High Density Polyethylene*). Tale guaina, isolante e impermeabilizzante, è prodotta con polietilene ad alta densità, garantisce la protezione dei cavi dall'umidità, dai raggi ultravioletti e conferisce resistenza a trazione;
- La guaina globale in HDPE di grande spessore.

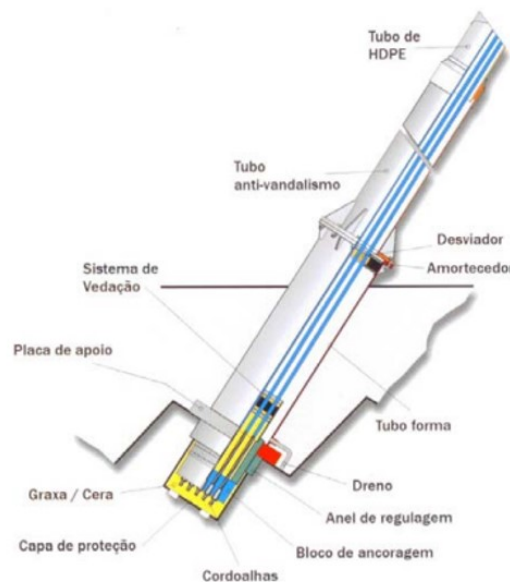


Figura 87: Sezione illustrativa dei livelli di protezione di uno strallo a trefoli paralleli

Il vantaggio di questo sistema risiede nella possibile sostituzione dei singoli o di tutti i trefoli danneggiati, agendo in maniera graduale su un numero limitato di elementi, in fase successive. Ulteriori barriere di prevenzione possono essere:

- Prove statiche di trazione sui trefoli in acciaio: consentono di misurare la forza e la deformazione del provino mediante macchine di prova per carichi elevati poiché l'acciaio armonico è caratterizzato da una resistenza elevata;

- Indagini riflettometriche di tipo “*Rimt-Reflectometric Impulse Measurement*”: registrano la riflessione degli impulsi ad alta frequenza inviati nei tiranti d'acciaio. In questo modo possono rilevare anomalie invisibili provocate dalla corrosione o dalla presenza di spazi vuoti.

A fronte di uno strallo ammalorato, un' interessante *barriera mitigativa* potrebbe essere l'installazione in opera di stralli convenzionali al fine di modulare lo stato tensionale generale e consentire il trasferimento del tiro dai cavi usurati a quelli nuovi. Tale intervento di recupero non richiede l'interruzione della viabilità sul tratto interessato, offrendo quindi una valida alternativa alla totale sostituzione degli stralli che implicherebbe invece problemi di sicurezza strutturale e una paralisi del traffico per lunghi periodi di tempo.

Tra le barriere mitigative, inoltre, si ripropone il concetto di ridondanza strutturale.

In [Figura 88] è stata realizzata la rappresentazione del modello *Bow - Tie* per il caso studio in esame.

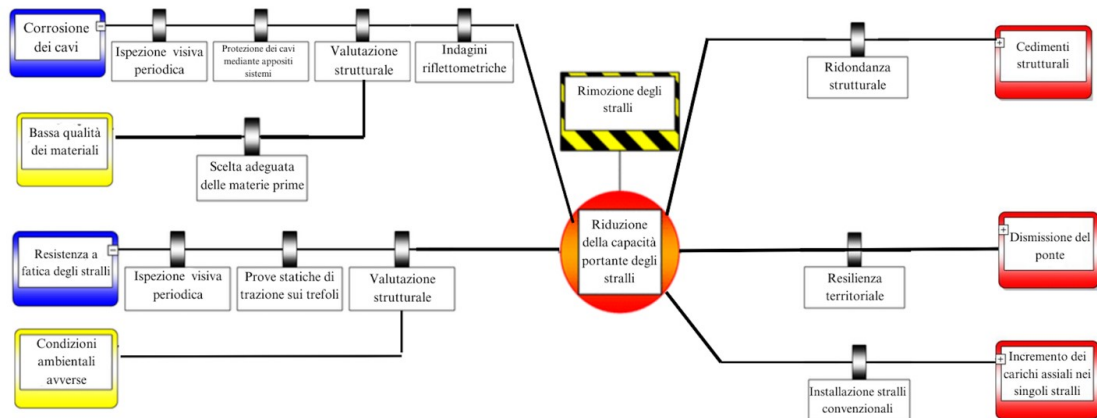


Figura 88: *Bow - Tie*: rappresentazione grafica applicata al caso di studio 2

9.6 Applicazione *Swiss Cheese Model*

In accordo al paragrafo 5.2.1, il modello scelto per il ponte strallato è il secondo. Se per il ponte a semplice travata l'incidente era funzione di errori umani e tecnici, per il ponte strallato nasce esclusivamente da errori attivi di natura tecnica.

Gli *errori latenti* possono essere rappresentati dalle condizioni ambientali sfavorevoli, incidendo notevolmente sull'intensità dell'evento culmine. Tra questi rientra inoltre l'impiego di materie prime di scarsa qualità. La scelta dei materiali gioca un ruolo fondamentale non solo sulla sicurezza, ma soprattutto sulla resistenza

e sulla durata della struttura. Inoltre, molto spesso, le problematiche strutturali a essi legati, possono richiedere interventi di recupero molto più elevati.

Gli *errori attivi* di natura tecnica sono invece legati alla durabilità degli stralli in termini di resistenza a fatica e corrosione, secondo quanto riportato anche nella rappresentazione bow-tie. Tali errori, nel tempo, allineandosi all'incremento delle tensioni nei singoli stralli, consentono il passaggio del pericolo che vede come causa ultima una riduzione in termini di resistenza degli stessi e dell'infrastruttura.

In aggiunta alle barriere proposte, cui si rimanda al paragrafo 9.5, una soluzione efficace in grado di prevenire questo scenario è la realizzazione di un piano di monitoraggio degli stralli al fine di valutarne i parametri fisici e meccanici. Alcuni monitoraggi possono essere di tipo statico e sono in grado di controllare parametri quali deformazioni, rotazioni, forze, temperature e cedimenti, altri invece possono essere di tipo dinamico e consentono di realizzare una mappatura del manufatto e dei suoi elementi strutturali in termini di smorzamenti e frequenze proprie. Individuando in una prima fase delle soglie di allerta e in una seconda fase delle soglie di allarme, possono essere individuati piani di intervento tempestivi in grado di rallentare o arrestare i processi evolutivi di degrado. Altresì, è di fondamentale importanza stilare un indice di priorità degli interventi al fine di ottimizzare anche i costi di recupero.

Per quanto concerne le barriere mitigative, invece, una soluzione vincente è anche in questo caso quella di un sistema strutturale che consenta nel tempo una sostituzione agevole. Tale scelta non solo consente un ripristino efficace degli elementi più vulnerabili, garantendo il concetto di *resilienza territoriale*, ma consente di salvaguardare uno tra i requisiti prestazionali più importante: quello di robustezza strutturale.

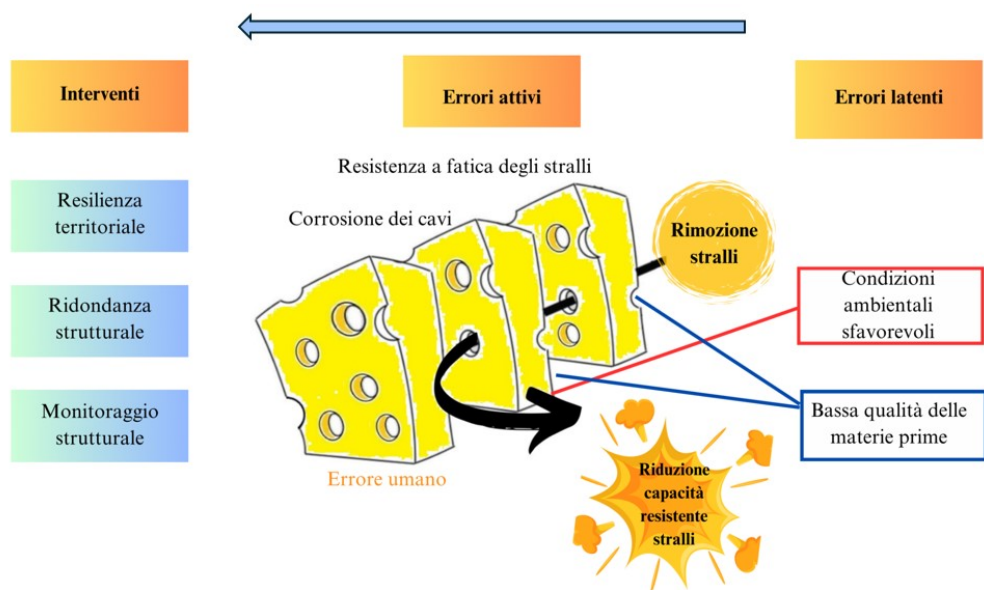


Figura 89: *Swiss Cheese Model*: rappresentazione grafica applicata al caso di studio 2

10. Conclusioni

Le infrastrutture civili sono indispensabili per lo sviluppo di un paese – concorrendo a rappresentarne la quota socio-economica. Per una tale peculiare ragione si ritiene di vitale importanza agire su di esse con un'adeguata attività di manutenzione e sorveglianza, al fine di garantirne l'utilizzo nella massima sicurezza.

Ne consegue che ogni potenziale collasso strutturale dei ponti viene tenuto sempre più nella massima considerazione, soprattutto dopo taluni crolli storici che hanno turbato non poco l'opinione pubblica, richiedendo una accorta attenzione al tema della sicurezza a cui dà supporto una scrupolosa sorveglianza manutentiva delle strutture che costituiscono il quadro infrastrutturale dell'economia del paese.

Ed è giusto per tali considerazioni che la questione delle infrastrutture civili richiede un forte e rigoroso coinvolgimento delle energie istituzionali e professionali nei cui profili si riconosce l'espressione della nostra democrazia – e dunque, la cifra stessa della civiltà a cui fanno riferimento i valori delle nostre conoscenze come della nostra vita quotidiana.

Un percorso deontico – quello sintetizzabile nella composizione di competenze ingegneristiche oltre che nei paradigmi giurisprudenziali di cui tratto nella presente tesi di laurea – che può dunque avviarsi a partire da un'attenta analisi dai collassi strutturali come anche dagli insuccessi realizzativi che consentono di risalire alle idee progettuali che possono prevenire o mitigare gli eventi estremi. È un processo che incrementa conoscenze complesse che, in qualche modo, risultano formalizzate nello specifico ambito dell'Ingegneria Forense.

Il concetto di robustezza strutturale, che è alla base del presente studio di tesi, richiede che risultino previamente definite talune particolari strategie di progettazione a partire dalla definizione delle azioni eccezionali a cui viene sottoposta la struttura realizzata e sottoposta a più che doverosi controlli manutentivi – che in qualche modo rientrano nella particolare etica professionale che deve tendere ad una riduzione del rischio in grado di attivare tutti quei possibili meccanismi di riserva per preservare i requisiti strutturali prestazionali al fine di evitare esiti disastrosi prodotti da collassi strutturali che, così considerati e approcciati, sono sempre prevedibili.

Una possibile strategia da adottare nel caso del ponte a travata a semplice appoggio è quella denominata “*discretizzazione della struttura*”. Infatti, per rendere una struttura abbastanza robusta – da metterla in sicurezza – è necessario suddividerla in compartimenti isolati tra loro così che l’eventuale collasso di uno di questi resti confinato (evitando alla struttura di subire effetti che potrebbero trascinarla al collasso totale – e dunque ad un possibile esito tragico fatto subire dai fruitori del servizio).

Si cerca quindi di rendere la struttura “discontinua” – nel senso che le componenti strutturali, distribuendo la trasmissione delle sollecitazioni meccaniche a componenti ingegneristiche in grado di distribuire il carico complessivo della struttura, di fatto tendono ad azzerare il margine di rischio. In questo senso, limitando l’estensione del collasso si incrementa la robustezza del manufatto.

Come a dire che è ragionevole ed economico accettare la eventuale perdita di una parte della struttura – su cui resta possibile fare interventi di “messa in sicurezza”, anziché perdere l’intero manufatto del cui collassamento si potrebbe anche produrre una rappresentazione delle cause di un collasso che potrebbe risultare *progressivo* (non *immediato*!) e come tale calcolarne il modo di distribuire l’evento gradualmente a singoli elementi strutturali dell’opera.

Una soluzione ottimale sarebbe quella di riuscire a realizzare una struttura che sia sufficientemente ridondante, così da resistere ai primi livelli di danno senza che vi siano ulteriori perdite. Allo stesso tempo, però, l’isolamento per compartimentazione garantisce una modalità di collasso (*contenuto* e dunque “sotto controllo”) che limita le perdite. Tale procedimento richiede delle specifiche modalità, quali l’introduzione di una non linearità geometrica per tenere conto delle deformazioni e di una non linearità nel comportamento del materiale, al momento del danneggiamento degli elementi strutturali. Devono altresì essere effettuate analisi dinamiche sia a livello globale che a livello locale al fine di tener conto delle azioni istantanee che *in progress* producono il danneggiamento dell’opera – oltre quelle particolari analisi relative al cinematismo locale che consentono di trasferire le sollecitazioni agli elementi adiacenti (susseguenti!), scaricando (con *effetto domino*!) lo stato tensionale che va assunto come la causa certificabile del collassamento della struttura.

Nel caso dei ponti strallati, di contro, una valida strategia potrebbe essere quella di aumentare la continuità della struttura, garantendo una maggiore connessione tra le componenti. In questo modo, la struttura tende a essere iperstatica, presentando una ridondanza di percorsi di trasferimento del carico dal punto di applicazione alle fondazioni. Nonostante non vi sia una correlazione diretta fra l’incremento della iperstaticità e quello della robustezza strutturale, tale soluzione sembra ottimale per questa tipologia di ponti. A farlo pensare vi è inoltre la constatazione che nel corso degli anni si sia passati da schemi con pochi stralli a schemi moderni con un numero significativo di stralli, con distanza notevolmente inferiore.

In conclusione, sebbene *niente è così certo come l'inaspettato*, il collasso strutturale può essere evitato scegliendo *ab imis* una forma strutturale caratterizzata da una bassa sensibilità al rischio e uno schema statico in grado di sopravvivere alla rimozione accidentale di un elemento o a un danneggiamento locale tollerabili. È opportuno inoltre prediligere strutture tali da non consentire che si possa giungere al collasso senza alcun preavviso e fornire l'opera di dispositivi e barriere di controllo in grado di salvaguardarne l'integrità.

Che si parli di un ponte a travata in semplice appoggio o che si parli di un ponte strallato, la manutenzione, le ispezioni periodiche e le attività di intervento tempestivo sono indispensabili nel contenimento del degrado di un'opera. L'immediata individuazione di formazione e apertura di fessure, di grandi deformazioni, di corrosione nei cavi, di infiltrazioni, di degrado del calcestruzzo, consentono di preservare i requisiti prestazionali della struttura.

Dunque, l'impiego di misure di prevenzione e mitigazione e la scelta di strategie idonee alla tipologia di struttura, può salvaguardare l'integrità e la robustezza strutturale dell'opera. A vantaggio (come in qualche modo suggerisce Maria Malatesta [29]) di un rigore realizzativo che potrebbe vantare un elevato standard deontico – rendendolo all'altezza di quanto richiesto dall'etica che supporta la realizzazione delle opere pubbliche; a vantaggio, altresì, di una professionalità ingegneristica che è chiamata sempre più a realizzare infrastrutture che diano prova dell'appartenenza ad una civiltà in cammino verso un futuro sostenibile; e a vantaggio, infine, dei fruitori di tali opere, che finalmente potranno goderne come occasione per realizzare il diritto a vivere esperienze estetiche che solo dall'alto di alcune opere ingegneristiche possono essere “godute” – sfidando limiti ed aprendo orizzonti per avventurarsi in una inedita quanto impreveduta umanizzazione (come a dire che l'impegno realizzativo delle infrastrutture ingegneristiche concorre alla emancipazione del genere umano).

Bibliografia

- [1] Luca Fiorentini and Luca Marmo. *Principles of forensic engineering applied to industrial accidents*. John Wiley & Sons, 2019 (cit. on p. 6).
- [2] A Leonardi, M Frizzarin, and P Franchetti. «Ponti italiani: la parola ai gestori delle reti stradali». In: *Ingenio-Informazione Tecnica e Progettuale* (2020), pp. 1–8 (cit. on p. 8).
- [3] Giulio Nicoli. «Classificazione e gestione del rischio dei ponti stradali sulla base della valutazione della sicurezza strutturale= Bridge rating system based on structural safety assessment». PhD thesis. Politecnico di Torino, 2022 (cit. on p. 8).
- [4] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. «Norme tecniche per le costruzioni». In: *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 17* (2018) (cit. on pp. 10, 53, 54, 93).
- [5] 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». In: *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Rome, Italy* (2020), pp. 74–78 (cit. on p. 11).
- [6] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti and Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. «Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti». In: *Rome, Italy* (2020) (cit. on pp. 12, 14).
- [7] ENAC (Ente Nazionale per l’Aviazione Civile). *Il Safety Management System (SMS) - Linee Guida e Strategie*. Direzione centrale regolazione tecnica, 2005 (cit. on p. 15).
- [8] Matteo Girardi. «Analisi del Safety Management System e applicazione del metodo BowTie per il Risk Assessment= Safety Management System analysis and application of the BowTie method for Risk Assessment». PhD thesis. Politecnico di Torino, 2022 (cit. on p. 16).

-
- [9] Chiara Samorì Fabio Croccolo. «La Just Culture: imparare dagli errori per migliorare la sicurezza di infrastrutture e trasporti». In: *Ingenio-Informazione Tecnica e Progettuale* (2021) (cit. on p. 16).
- [10] Luca Fiorentini. *Bow-Tie Industrial Risk Management Across Sectors: A Barrier-Based Approach*. John Wiley & Sons, 2021 (cit. on pp. 18–24, 33–36, 40, 41, 43, 75).
- [11] James Reason. *Human error*. Cambridge university press, 1990 (cit. on p. 25).
- [12] Justin Larouzee and Jean-Christophe Le Coze. «Good and bad reasons: The Swiss cheese model and its critics». In: *Safety science* 126 (2020), p. 104660 (cit. on pp. 25, 27–29).
- [13] Muhammad Ragil Suryoputro, Amarria Dila Sari, and Ratih Dianingtyas Kurnia. «Preliminary study for modeling train accident in Indonesia using Swiss Cheese Model». In: *Procedia Manufacturing* 3 (2015), pp. 3100–3106 (cit. on p. 25).
- [14] James E Stein and Kurt Heiss. «The Swiss cheese model of adverse event occurrence—closing the holes». In: *Seminars in pediatric surgery*. Vol. 24. 6. Elsevier. 2015, pp. 278–282 (cit. on p. 25).
- [15] Peter Underwood and Patrick Waterson. «Systems thinking, the Swiss Cheese Model and accident analysis: A comparative systemic analysis of the Grayrigg train derailment using the ATSB, AcciMap and STAMP models». In: *Accident Analysis & Prevention* 68 (2014), pp. 75–94 (cit. on p. 25).
- [16] Mehmood Ahmad and Marco Pontiggiaa. «Modified swiss cheese model to analyse the accidents». In: *CHEMICAL ENGINEERING* 43 (2015) (cit. on pp. 29–31).
- [17] Gabriele Gallone. «La teoria del formaggio svizzero (James Reason)». In: *Clinical Risk Management* (2016) (cit. on p. 32).
- [18] American Institute of Chemical Engineers. Center for Chemical Process Safety. *Bow Ties in Risk Management: A Concept Book for Process Safety*. John Wiley & Sons, Incorporated, 2018 (cit. on pp. 37, 42).
- [19] Aurora Gerardi. «I Cigni neri e grigi in ingegneria strutturale: progettazione antisismica e carichi esplosivi= Black and grey swan in the structural engineering: aseismic design and blast loads». PhD thesis. Politecnico di Torino, 2018 (cit. on p. 45).
- [20] Martina Scalvenzi Fulvio Parisi. «Il ruolo della robustezza strutturale nella riduzione del rischio verso eventi estremi». In: *Ingenio-Informazione Tecnica e Progettuale* (2020) (cit. on p. 46).

- [21] Diego Fratarcangeli. «Modellazione non lineare di un impalcato da ponte a graticcio soggetto a danneggiamento= Non-linear modelling of a girder bridge deck subjected to damage». PhD thesis. Politecnico di Torino, 2020 (cit. on p. 49).
- [22] Mario Paolo Petrangeli. *Progettazione e costruzione di ponti: con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*. Masson, 1996 (cit. on pp. 50, 82).
- [23] Yujie Huang, Zhipeng Zhang, Yu Tao, and Hao Hu. «Quantitative risk assessment of railway intrusions with text mining and fuzzy Rule-Based Bow-Tie model». In: *Advanced Engineering Informatics* 54 (2022), p. 101726 (cit. on p. 74).
- [24] Nima Khakzad, Faisal Khan, and Paul Amyotte. «Dynamic risk analysis using bow-tie approach». In: *Reliability Engineering & System Safety* 104 (2012), pp. 36–44 (cit. on p. 74).
- [25] Abubakar Sharafat, Kamran Latif, and Jongwon Seo. «Risk analysis of TBM tunneling projects based on generic bow-tie risk analysis approach in difficult ground conditions». In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 111 (2021), p. 103860 (cit. on p. 74).
- [26] PIARC - Comitato Nazionale Italiano. *Ispezione approfondita di impalcati da ponte con travi in C.A.P. a cavi post-tesi*. PIARC - Comitato Nazionale Italiano, 2021 (cit. on p. 76).
- [27] Emanuele Arena. «Diagnosi dello stato corrosivo di travi da ponte alla fine della vita utile= Diagnosis of the corrosive state of the bridge beams at the end of their useful life». PhD thesis. Politecnico di Torino, 2021 (cit. on p. 80).
- [28] ALESSANDRO GENEVRINI. «Modellazione di ponti strallati con impalcato composto acciaio-calcestruzzo. Il Ponte Filomena Delli Castelli.» In: (2019) (cit. on pp. 82, 83, 92).
- [29] Maria Malatesta et al. *Professionisti e gentiluomini. Storia delle professioni nell'Europa contemporanea [Capitolo IV, Ingegneri ed élite, pp.200-244]*. Einaudi, 2006 (cit. on p. 117).

Ringraziamenti

Ringrazio il relatore, Prof. Bernardino CHIAIA, per aver da subito accolto con entusiasmo la mia proposta. Il suo supporto tecnico e la sua professionalità sono stati fondamentali durante il percorso di redazione della presente tesi, permettendomi di approfondire tematiche complesse e di sviluppare una maggiore autonomia nella ricerca. Le sue lezioni hanno acceso in me una forte curiosità per il mondo dell'Ingegneria Forense e il suo entusiasmo contagioso ha reso di volta in volta l'apprendimento molto stimolante.

Un doveroso ringraziamento al caro e sempre presente Prof. Vito D'ARMENTO per avermi supportata nella stesura del presente elaborato, mettendo a disposizione la sua professionalità e le sue conoscenze multidisciplinari. Le sue osservazioni puntuali e i suoi consigli hanno arricchito il mio lavoro, contribuendone alla sua crescita. Grazie per la pazienza e per avermi sempre sostenuta sia professionalmente che umanamente.

Sono qui, oggi, a concludere questo tortuoso percorso universitario. Ed è proprio per questo che non posso esimermi dal ringraziare alcune persone che sono state fondamentali in questo cammino.

Il primo ringraziamento lo devo a me stessa, per non aver mai rinunciato ai miei sogni, per aver seguito sempre la mia testa anche a costo di andare contro tutto e tutti; alla mia perseveranza nel portare a termine ciò che mi sembrava giorno dopo giorno sempre più impossibile. Nonostante la costante paura di non essere all'altezza delle aspettative, di deludere gli altri e in primis me stessa, a fine percorso posso dire di essere orgogliosa delle mie scelte e di tutto ciò che sto costruendo.

Se potessi tornare indietro direi a me stessa di non disperare se a volte le cose non vanno come vorremmo perché l'impegno prima o poi viene sempre ripagato. L'importante è impegnarsi, perseverare, non smettere di sognare e soprattutto crederci sempre.

Grazie alla mia *famiglia*, a mia *madre*, mio *padre* e mio *fratello*, il sostegno più grande in questo percorso. La vostra pazienza, il vostro amore e il vostro incoraggiamento hanno reso possibile il raggiungimento di questo importante traguardo. Grazie per i vostri sacrifici, per avermi motivata a perseverare giorno dopo giorno, per avermi dato fiducia e per essermi stati vicini nei momenti più difficili. Da sempre siete stati i miei primi sostenitori: le passioni e gli insegnamenti che nel tempo mi avete trasmesso sono oggi parte fondamentale di tutto ciò che mi rappresenta. Mi avete insegnato il valore del lavoro e del sacrificio per raggiungere i propri sogni con umiltà e determinazione. Spero possiate essere orgogliosi di me. Vi voglio bene!

A mia sorella, *Valentina*, da una vita il "braccio" di cui la mente non può fare a meno. Sei sempre stata al mio fianco, anche a chilometri di distanza. Spalla su cui piangere nei momenti più bui, amica fidata alla quale confessare i pensieri più intimi e profondi e con la quale gioire nei momenti più belli. Ogni passo di questo lungo viaggio, ogni traguardo di questo percorso è stato accompagnato dalla tua presenza costante, dal tuo ascolto, dal tuo supporto e dalla tua comprensione. Una sola parola o il silenzio sono da sempre sufficienti per capire cosa sta succedendo nella nostra vita e di cosa abbiamo bisogno. Abbiamo condiviso risate, pianti, lamentele giornaliere e sei sempre stata quel porto sicuro dove cercare conforto e tranquillità.

Ho sempre pensato alla nostra amicizia come a un dono, prezioso e indispensabile e a tal proposito ancora una volta ripropongo la frase della canzone *Amico* di Renato Zero: "Amico è tutto, è l'eternità, è quello che non passa, mentre tutto va".
Ti voglio bene!

A *Giacomo*, il mio coinquilino e il mio migliore amico. Dire che se non ci fossi bisognerebbe inventarti sarebbe un cliché, ma nel tuo caso non esiste frase più azzeccata. In questo viaggio non sei stato solo un compagno di stanza, ma un punto di riferimento importante. Abbiamo condiviso giorno per giorno ogni momento, creando un legame profondo che va ben oltre la semplice convivenza.

Chi meglio di te può comprendere le sfide e le difficoltà che abbiamo affrontato? Nella gioia e nel dolore, la tua presenza costante, accompagnata da batture e umorismo contagioso, hanno reso questo soggiorno straordinariamente memorabile. Con un solo sguardo o anche solo nel silenzio, sapevamo già cosa fosse successo, cosa fare e soprattutto cosa dire. Sei stato una spalla su cui piangere, quella persona che ha toccato con mano le mille sfaccettature delle mie emozioni.

Da veri "Bonnie e Clyde", il nostro affiatamento e la nostra "mente perversa" hanno reso ogni attimo indimenticabile. I lunghi pomeriggi a discutere di tutto e niente, a sognare ad occhi aperti, a ridere, a progettare scherzi per Raffaele, a cantare, ballare durante le pulizie, suonare, condividere le stupidaggini di Tik Tok, sono momenti che porterò sempre con me.

Grazie per la tua pazienza, per esserci stato sempre quando avevo bisogno di supporto, per aver girato insieme medici e ospedali di Torino e per aver procrastinato tutto ciò che è stato sempre giusto procrastinare.

Mi mancherà la tradizione di ogni mattina: porta spalancata, musica a tutto volume con "Giorno e notte", misura del peso con annessi commenti, "gimento" dei piedi. Mi mancheranno i tuoi piatti da vero chef pronto a soddisfare tutti gli "spili" quotidiani che ci passavano per la testa.

Cos'altro aggiungere per il mio *gym-bro* di fiducia: semplicemente grazie. Mi auguro che questo forte legame possa durare nel tempo, che di momenti belli e gioiosi ce ne saranno altri da costruire, e soprattutto che i nostri sogni possano realizzarsi nel migliore dei modi, sia come professionisti che come persone.

Il nostro studio associato "CoMa Case & Cause" ci sta aspettando con "grangi novità" ed entusiasmo.

A *Rosalba e Michele*. Che dire: non potevamo chiedere di meglio!

Siete stati per noi una famiglia e avete reso questo soggiorno torinese indimenticabile. Ci avete fatti sentire a casa, trattandoci come dei veri e propri figli. Sempre presenti e disponibili, grazie per la pazienza nell'ascoltare ogni giorno urla e schiamazzi, per lo scambio di piatti culinari, per la vostra onestà e trasparenza, per le lunghe chiacchierate a ridere, scherzare e raccontarci. Siete delle persone meravigliose.

A' *Dudù*. Grazie per aver reso questo soggiorno torinese indimenticabile. La tua pazienza nel sopportare due esauriti come noi è da encomio. Con le tue battute e le tue espressioni tipicamente napoletane hai dato un tocco di allegria e spensieratezza alle nostre giornate. Sei stato una "vittima" di scherzi fantastica, sempre con un sorriso (e tanta rassegnazione). Oltre che ringraziarti, è doveroso anche chiederti scusa per tutte le marachelle, per averti fatto spaventare tra fantocci e casse nascoste, per aver fatto irruzione nella tua stanza solo per vedere se sul balcone ci fosse "il misetto", per le croci, i bigliettini, i rami di pomodoro nelle scarpe, i gruppi religiosi su Facebook e tanto, tanto altro.

Grazie per le nostre lunghe chiacchierate, per i consigli e per aver reso questa esperienza più leggera. Spero che questo legame possa durare nel tempo e che anche tu porterai nel cuore ogni momento vissuto insieme.

P.S. "I calzini neri non vanno con le scarpe bianche".

A *Vanessa*, la mia bellissima cognata. Grazie per aver pazientemente collaborato con me alla realizzazione della presentazione della tesi e per avermi supportata, con mio fratello Giulio, durante questo percorso dandomi sempre consigli indispensabili e allietandomi le giornate con le foto del mio "Ciuchino".

Grazie *Annarita*, la tua dolcezza e la tua empatia hanno creato dal primo istante un legame speciale tra noi. Anche a chilometri di distanza, sapevi sempre quando avevo bisogno di supporto e ascolto; le nostre chiamate nei momenti difficili e quelle per condividere momenti gioiosi sono state importanti per me. Non dimenticherò mai tuo "sesto senso" nel percepire quando qualcosa non andava: grazie per le tue parole, i tuoi consigli e il tuo immenso altruismo.

Grazie *Giulio*, El Paso, sempre presente con un messaggio o con un pensiero quando qualcosa non andava o per gioire insieme dei traguardi più importanti.

Grazie *Aurora*, compagna di una vita. Non siamo mai state di tante parole, ma nel momento del bisogno sappiamo di poter contare l'una sull'altra, annullando qualsiasi distanza fisica. Grazie per essermi stata vicina e per aver condiviso con me questo importante traguardo.

Grazie *Sara*. Abbiamo condiviso notizie gioiose e meno gioiose, incoraggiandoci e supportandoci a vicenda. Attenta e soprattutto presente, anche solo virtualmente, nei momenti più difficili in cui mi sembrava non ci fosse una via d'uscita.

Grazie a *Saverio* ed *Elèna*, gli amici migliori che potessimo conoscere. Porterò sempre nel cuore le nostre serate a parlare, ridere, scherzare, le vostre fantastiche focacce e quella buonissima torta al cocco e al cioccolato. Grazie *Saverio* per essere stato un amico oltre che un collega, per aver condiviso con noi gioie e delusioni accademiche e per non averci mai voltato le spalle.

Grazie ai miei fantastici colleghi *Eugenia*, *Veronica*, *Sebastiano*, compagni di progetti, risate e momenti di sconforto. Grazie per il vostro supporto e il vostro sostegno. Grazie *Lorenzo*, sei un ragazzo d'oro nel vero senso della parola. Grazie per la tua pazienza, per esserti sempre messo a disposizione, per aver fornito il tuo aiuto e la tua professionalità. Sei stato un punto di riferimento importante in questo percorso e non smetterò mai di riconoscertelo.

Grazie ai miei bimbi, ma soprattutto alla *Pezzi*, sempre al mio fianco. All'amore incondizionato che provo per te, alla gioia che mi dai anche solo quando ti vedo in una foto o in un video.

Grazie a tutti gli amici e i parenti che mi sono stati vicino nei momenti più difficili con una chiamata o un semplice messaggio e a tutti coloro che hanno cercato di ostacolare i miei piani seminando cattiveria. È anche a voi che dedico i miei successi, la mia crescita umana e professionale.

A *Riccardo*, il mio testimone.

Sei qui, alla fine, perché volevo che ci fosse un piccolo spazio dedicato solo ed esclusivamente a te.

Ho passato intere notti a cercare le parole più adatte, quelle parole che mi permettessero di esprimere sinceramente tutto ciò che provo per te e soprattutto che tu rappresenti per me.

Nell'antica Grecia il termine "*φιλία*" simboleggiava un'amicizia disinteressata, quel legame che unisce due persone affini. È il completamento di due anime, l'incontro di quella persona che non potevi non conoscere nella tua vita. In questo percorso non sei stato solo il mio compagno, ma anche il mio migliore amico.

Grazie per avermi sempre supportata, per averci creduto a volte anche più di me e per aver trovato, con la tua pazienza e il tuo amore, quelle parole di conforto e incoraggiamento sia che fossi sul gradino più alto del podio che a pezzi a terra da ricostruire.

Grazie per aver macinato chilometri su chilometri in macchina, in treno, in aereo, solo per vedermi, per starmi accanto nei momenti più difficili e condividere insieme la bellezza della quotidianità. Grazie per aver aspettato ore nei corridoi di un ospedale, per avermi tenuto la mano anche solo mentre dormivo o durante quelle flebo che sembravano non finire mai. Grazie per esserti preso cura delle mie ferite, per aver riempito il mio cuore di tenerezza con i tuoi modi di fare, con la tua presenza, con i tuoi abbracci e con il tuo amore.

Abbiamo vissuto esperienze indimenticabili e insieme abbiamo scoperto angoli meravigliosi dell'Italia, della Svizzera, della Grecia, della Francia e tanto altro. Ogni viaggio è stato un'avventura, una bellissima pausa dalla routine, un'occasione per staccare la spina e creare ricordi preziosi che ci hanno uniti giorno dopo giorno rendendoci sempre più complici. Tra concerti, esperienze culinarie e tanto altro, questi anni sono volati e tu gli hai resi speciali.

Le tue attenzioni costanti, i piccoli gesti quotidiani hanno arricchito ogni mia giornata. Con nostalgia e con un sorriso ripenso ai post-it che mi lasciavi nei cassetti ogni mattina prima di partire, alla colazione pronta sul tavolo, ai fiori per festeggiare traguardi importanti o semplicemente per vedermi arrossire, alle cene con Glovo per condividere, anche se a distanza, un pasto insieme.

Montale scrisse: "Ho sceso, dandoti il braccio, almeno un milione di scale".

Ed è così che ci immagino: l'uno al fianco dell'altro, ad ogni gradino l'uno il sostegno dell'altro. Prima ho scritto che tu sei il mio testimone, ossia quella persona a cui racconto e che vive con me la quotidianità; sei il testimone di tutte le mie emozioni e di tutti i miei traguardi.

In questo giorno così importante, mi auguro che tu possa sempre rimanere al mio fianco, con entusiasmo, con amore sincero e profondo.

Ti faccio una piccola promessa: *Ubi tu, ibi ego*.

Ti amo