



**UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI DELLA  
BASILICATA**

Dottorato di Ricerca in

**“Ingegneria per l’Innovazione e lo Sviluppo Sostenibile”**

TITOLO DELLA TESI

**MODELLAZIONE, ANALISI E OTTIMIZZAZIONE DELLE TECNICHE DI  
RINFORZO PER L’INCREMENTO DELLA SICUREZZA STRUTTURALE E  
DELLA RESILIENZA DEI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO CON  
SELLE GERBER**

Settore Scientifico-Disciplinare

“CEAR-07/A”

*Coordinatrice del Dottorato*

**Prof.ssa Aurelia SOLE**

*Dottoranda*

**Dott.ssa Ing. Valentina PICCIANO**

*Relatori*

**Prof. Ing. Angelo MASI**

**Prof. Ing. Giuseppe SANTARSIERO**

Ciclo XXXVII – a.a. 2023/2024



*Alle sfide che ho vinto,  
a quelle che ho perso e  
a quelle che verranno.*



## Ringraziamenti

*Alla fine di questi tre anni di intenso lavoro, preziose esperienze e soprattutto crescita personale, desidero ringraziare in maniera sincera e sentita i miei tutor Prof. Giuseppe Santarsiero e Prof. Angelo Masi.*

*Al prof. Giuseppe Santarsiero, grazie per avermi supportata, guidata e motivata durante l'intero percorso di dottorato; per gli innumerevoli confronti e scambi di idee ricchi di insegnamenti; per la fiducia che ha riposto in me quando io per prima non mi sono sentita all'altezza. Grazie sinceramente. Se oggi ho sviluppato la passione per la ricerca è perché ho avuto un insegnante come lei.*

*Al prof. Angelo Masi, grazie per i preziosi insegnamenti e per il costante supporto; per le riflessioni e le critiche costruttive, soprattutto durante l'ultima parte della stesura della tesi, che hanno permesso di valorizzare al meglio il lavoro svolto.*

*Senza il lavoro di squadra, sinergicamente calibrato, non sarebbe stato possibile raggiungere i risultati ottenuti. Sono molto orgogliosa di fare parte della vostra squadra.*

*Un ringraziamento anche agli altri membri del gruppo di ricerca, a Giuseppe Ventura, Andrea Digrisolo e Vincenzo Manfredi, per la condivisione dei momenti all'università e non solo.*

*Grazie alla mia famiglia, al mio fianco in tutto e per tutto.*

*Grazie a Donato, che c'è stato, c'è e ci sarà sempre.*

*Grazie anche a chi non è più con me, ma non se n'è mai andato.*

*Infine, grazie all'Università della Basilicata, seconda casa ormai da 10 anni, per avermi permesso di trovare la mia strada e per rappresentare uno dei pochi luoghi all'interno dei quali non mi sono mai sentita sbagliata.*

*Sinceramente,*

*Valentina Picciano*

*Oppido Lucano, 20/11/2024*



## Prefazione

Il presente documento racchiude le ricerche e gli studi condotti durante i tre anni del corso di dottorato di ricerca in “Ingegneria per l’Innovazione e lo Sviluppo Sostenibile” frequentato dalla dottoranda presso il Dipartimento di Ingegneria (già Scuola di Ingegneria) dell’Università degli studi della Basilicata.

Durante questi anni la dottoranda ha contribuito, come parte dell’unità di ricerca dell’Università della Basilicata, attraverso la supervisione dei Professori Angelo Masi e Giuseppe Santarsiero, alle attività di diversi progetti di ricerca nazionali ed internazionali. In particolare, i contenuti della presente tesi di dottorato sono inquadrati principalmente all’interno dei seguenti progetti:

- Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024, WP5 – “Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati”, Task 5.4 – “Interventi di miglioramento ed adeguamento di ponti esistenti”, nell’ambito dell’accordo stipulato tra il Dipartimento della Protezione Civile ed il Consorzio interuniversitario ReLUIS;
- Progetto per la “Sperimentazione delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”, WP4 – “Sperimentazione su componenti strutturali e/o speciali”, Task 4.1 – “Problemi di durabilità dei ponti”, nell’ambito della convenzione stipulata tra il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e il Consorzio interuniversitario ReLUIS;
- Progetto TECH4YOU – “Technologies for climate change adaptation and quality of life improvement”, Spoke 1, Goal 2, PP3 Azione 3 – “System for Risk Analysis and Forecast for Critical Infrastructures (hydraulic and road network)”.

Grazie al supporto economico dei progetti di ricerca citati, i risultati delle ricerche condotte sono stati condivisi e presentati in diversi Convegni nazionali ed internazionali, tra i quali:

- *8th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2023, Milano 2-6 Luglio)*;
- *II Fabre Conference – Existing bridges, viaducts and tunnels: research, innovation and applications (FABRE24, Genova 12-15 Febbraio)*;
- *12th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2024, Copenhagen 24-28 Giugno)*;
- *15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering (PhD Symposium 2024, Budapest 28-30 Agosto)*,

ai quali la dottoranda ha partecipato in qualità di relatrice di alcune memorie.

Inoltre, parte dei contenuti della presente tesi di dottorato, nonché schemi e figure, sono stati pubblicati all’interno dei seguenti articoli, dei quali la dottoranda è coautrice:

- Santarsiero, G., & Picciano, V. (2023). Durability enhancement of half-joints in RC bridges through external prestressed tendons: The Musmeci Bridge’s case study. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e01813.

- Santarsiero, G., Picciano, V., & Masi, A. (2023). Structural rehabilitation of half-joints in RC bridges: a state-of-the-art review. *Structure and Infrastructure Engineering*.
- Santarsiero, G., Picciano, V., Masi, A., & Ventura, G. (2023). Retrofit of RC bridge half-joints: Applications and remarks with emphasis on post-tension techniques. In *Life-Cycle of Structures and Infrastructure Systems - Proceedings of the 8th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*, IALCCE 2023 (pp. 1029-1036). CRC Press.
- Santarsiero, G., & Picciano, V. (2024). Post-tension retrofitting of RC dapped-end beams: A numerical investigation. *Structural Concrete*.
- Picciano, V., Santarsiero, G., Masi, A., & Ventura, G. (2024). Review and analysis of RC bridge half-joints strengthening techniques. In *II Fabre Conference—Existing bridges, viaducts and tunnels: research, innovation and applications (FABRE24)*. Genova, 12-15 Febbraio 2024.
- Picciano, V., Santarsiero, G., Masi, A., & Digrisolo, A. (2024). Structural analysis of dapped-end beams through machine learning techniques. In *Bridge Maintenance, Safety, Management, Digitalization and Sustainability - Proceedings of the 12th International Conference on Bridge maintenance, safety and management*, IABMAS 2024, 24-28 June 2024, Copenhagen, Denmark, 261–269.
- Santarsiero, G., Picciano, V., Masi, A., & Lanzo, A. D. (2024). Retrofit of Gerber saddles in RC bridges: review and application of post-tension techniques. *Structural Magazine 251 Aprile - Giugno 2024*.
- Picciano, V., & Santarsiero, G. (2024). Reinforced concrete dapped-end beams' strength assessment: comparison of analytical and numerical methods. In *Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Budapest, Hungary, August 28-30 2024.

## Abstract

Le selle Gerber rappresentano elementi critici per la sicurezza strutturale dei ponti in calcestruzzo armato, poiché sono caratterizzate da concentrazioni di fenomeni di degrado e di sforzi che possono comprometterne l'integrità strutturale, causando, nel peggiore dei casi, il collasso dell'intera struttura. Tali criticità sono state sottolineate anche all'interno delle Linee Guida italiane per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti. La presente tesi di dottorato si propone di approfondire il comportamento strutturale delle selle Gerber, nonché analizzare le diverse tecniche di intervento disponibili, con l'obiettivo di proporre strategie ottimizzate che considerino aspetti strutturali, pratici ed economici, in un'ottica di aumento della sicurezza strutturale e della resilienza delle infrastrutture. La ricerca è stata condotta attraverso un approccio metodologico definito in più fasi. Inizialmente, un'analisi approfondita dello stato dell'arte ha evidenziato le principali criticità delle selle Gerber, illustrando, poi, i principali dettagli costruttivi e i meccanismi di rottura caratteristici, nonché i principali metodi di calcolo per la loro analisi. Successivamente, la costruzione e l'analisi dettagliata di un database di test sperimentali di letteratura hanno permesso di identificare i meccanismi di rottura più frequenti anche in relazione ai dettagli costruttivi presenti. Sulla base dei risultati ottenuti, l'analisi approfondita delle tecniche di intervento ha condotto alla proposta di un percorso logico per l'individuazione delle strategie di intervento ottimali, considerando sia gli aspetti puramente strutturali sia quelli pratici, legati alla applicabilità in opera e all'impatto sull'operatività del ponte. Particolare attenzione è stata dedicata alla tecnica basata sulla post-tensione esterna, risultata efficace dal punto di vista strutturale, economica e poco invasiva. Proponendo un metodo di progettazione dell'intervento, attraverso analisi numeriche non lineari, è stata ottimizzata l'applicazione della post-tensione esterna fornendo indicazioni sull'aumento delle prestazioni strutturali delle selle Gerber in funzione dei livelli di pretensione all'interno dei tiranti esterni. Infine, l'applicazione preliminare di tecniche di Machine Learning per la previsione della resistenza delle selle Gerber, a partire dai dati collezionati all'interno del database di test sperimentali, ha sottolineato le potenzialità di questi metodi per la realizzazione di rapide ed accurate valutazioni di sicurezza strutturale. I risultati offrono una panoramica dettagliata sul comportamento meccanico delle selle Gerber nonché strumenti utili per la pratica ingegneristica, aprendo la strada ad ulteriori ricerche verso l'approfondimento dell'influenza di differenti scenari di degrado sulle prestazioni strutturali delle selle Gerber, sull'utilizzo di configurazioni alternative di rinforzo basate sulla post-tensione, nonché verso ulteriori applicazioni avanzate di intelligenza artificiale nel campo dell'ingegneria strutturale.



# Indice

Ringraziamenti .....	i
Prefazione.....	iii
Abstract .....	v
Indice.....	vii
Elenco delle figure .....	xi
Elenco delle tabelle .....	xvii
Nomenclatura .....	xix
Introduzione .....	1
Capitolo 1 .....	5
LE SELLE GERBER NEI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: STATO DELL'ARTE .....	5
1.1 Evoluzione, vantaggi e criticità dello schema Gerber .....	5
1.1.1 L'approccio multirischio e multilivello delle Linee Guida italiane .....	10
1.2 Dettagli costruttivi e meccanismi di rottura .....	12
1.3 Metodi di calcolo.....	18
1.3.1 Metodi di calcolo secondo l'esperienza italiana .....	18
1.3.2 Metodo di calcolo secondo il PCI Design Handbook.....	21
1.3.3 Metodo Strut-and-Tie.....	22
1.3.4 Metodo cinematico.....	26
1.3.5 Metodi numerici.....	27
1.4 Fenomeni di degrado nelle selle Gerber: la corrosione delle armature e i suoi effetti.....	28
1.4.1 Innesco e propagazione della corrosione .....	28
1.4.2 Effetti della corrosione.....	30
Capitolo 2.....	33
VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLE SELLE GERBER ATTRAVERSO LA COSTRUZIONE E L'ANALISI DI UN DATABASE DI TEST SPERIMENTALI DI LETTERATURA.....	33
2.1 Descrizione delle campagne sperimentali di letteratura selezionate .....	33
2.2 Organizzazione del database .....	37
2.3 Analisi del database.....	39
Capitolo 3.....	45

TECNICHE DI INTERVENTO: STATO DELL'ARTE, ANALISI CRITICA E INDICAZIONI PROGETTUALI .....	45
3.1 Stato dell'arte delle tecniche di intervento .....	46
3.1.1 Tecniche che modificano il trasferimento dei carichi .....	46
3.1.2 Tecniche di rinforzo strutturale .....	49
3.2 Analisi critica delle tecniche di intervento .....	56
3.2.1 Confronto delle tecniche .....	56
3.2.2 Analisi delle tecniche di intervento testate sperimentalmente .....	58
3.3 Osservazioni e indicazioni per l'ottimizzazione delle tecniche di intervento .....	63
3.4 Intervento di post-tensione di un ponte caso studio: analisi parametrica dei costi .....	67
Capitolo 4.....	77
ANALISI NUMERICHE NON LINEARI PER L'OTTIMIZZAZIONE DELL'INTERVENTO BASATO SULLA POST-TENSIONE ESTERNA .....	77
4.1 Calibrazione di modelli numerici relativi a test sperimentali di letteratura .....	78
4.1.1 Modellazione.....	78
4.1.2 Confronto tra i risultati numerici e sperimentali .....	84
4.2 Proposta di un metodo di progettazione per l'intervento di post-tensione.....	88
4.3 Modellazione della soluzione di intervento.....	91
4.4 Analisi dei risultati .....	93
4.4.1 Incremento delle prestazioni dei test sperimentali.....	93
4.4.2 Ulteriori sviluppi.....	101
Capitolo 5.....	103
APPLICAZIONE DI TECNICHE DI MACHINE LEARNING PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELLE SELLE GERBER .....	103
5.1 Panoramica sull'uso di tecniche di Machine Learning in campo ingegneristico .....	103
5.2 Previsione della capacità portante di selle Gerber attraverso algoritmi di apprendimento supervisionato .....	105
5.2.1 Prime applicazioni.....	105
5.2.2 Discussione dei risultati e possibili applicazioni alternative .....	114
Capitolo 6.....	117
CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI .....	117
Bibliografia .....	121
Appendice A .....	131

Appendice B..... 139



## Elenco delle figure

Figura 1.1 – Ponte a schema Gerber e dettaglio del giunto a sella Gerber. ....	5
Figura 1.2 – Posizionamento dei giunti Gerber in corrispondenza dei punti di nullo del momento flettente di una trave continua. ....	6
Figura 1.3 – Inflessione delle travi in uno schema continuo a seguito di un cedimento in appoggio (in alto) e rotazione rigida delle travi in corrispondenza delle cerniere in uno schema Gerber (in basso). ....	6
Figura 1.4 – a) Esempi di selle degradate appartenenti a ponti esistenti in calcestruzzo armato; b) concentrazione del degrado lungo l'intradosso della campata a sbalzo. ....	8
Figura 1.5 – a) Crollo del cavalcavia a schema Gerber “de la Concorde” in Canada (Mitchell et al., 2011); b) crollo del cavalcavia Annone in provincia di Lecco. ....	10
Figura 1.6 – Estensione della zona di discontinuità in una trave Gerber. ....	12
Figura 1.7 – a) Meccanismo resistente di una sella Gerber in presenza di armature verticali e orizzontali e b) relativa disposizione tipica delle armature; c) meccanismo resistente in presenza anche di armature inclinate e d) relativo layout di armature. ....	14
Figura 1.8 – Possibili modalità di rottura di una sella Gerber: 1 e 4 (Mohammed et al., 2020); 2 e 5 (Desnerck et al., 2016); 3 (Rajapakse et al., 2022). ....	16
Figura 1.9 – Ulteriori possibili modalità di rottura: a) combinazione delle modalità 3 e 4 (Mohammed et al., 2020); b) combinazione delle modalità 3, 4 e 5 (Herzinger, 2008); c) rottura secondo una direzione orizzontale (Mohammed et al., 2020); d) rottura della zona di calcestruzzo compresso superiore (Mata-Falcón, 2015). ....	18
Figura 1.10 – Dettaglio di armatura della sella Gerber tratto dai disegni di progetto del ponte Musmeci. ....	19
Figura 1.11 – Dettaglio delle armature della sella di una trave in c.a.p. a cavi post-tesi. ....	19
Figura 1.12 – Particolare della progettazione delle armature all'interno di una sella Gerber secondo il Bollettino Ufficiale CNR10037/86 (Consiglio Nazionale delle Ricerche, 1992). ....	20
Figura 1.13 – Confronto tra i meccanismi resistenti di una mensola solidale ad un pilastro e una sella Gerber secondo Mattock & Chan (1979). ....	21
Figura 1.14 – Dettaglio di armatura all'interno di una trave Gerber secondo il PCI Design Handbook (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010). ....	22
Figura 1.15 – Tralicci resistenti secondo l'Eurocodice 2 (EN 1992-2, 2005) (puntoni in linea tratteggiata e tiranti in linea continua): a) con l'utilizzo di armature verticali e orizzontali; b) con l'utilizzo di armature inclinate. ....	24
Figura 1.16 – Ipotesi del meccanismo di collasso di una sella Gerber al fine di individuare la capacità resistente attraverso il metodo cinematico. ....	27

Figura 1.17 – Variazione della curva carico-spostamento di barre di acciaio corrose al variare della perdita di massa percentuale (Almusallam, 2001). .....	30
Figura 2.1 – Arrangiamento della strumentazione utilizzata per testare i provini nella campagna sperimentale di Mattock & Chan (1979).....	33
Figura 2.2 – Differenti dettagli costruttivi considerati nella campagna sperimentale di Taher (2005). .....	34
Figura 2.3 – Schematizzazione dei possibili dettagli costruttivi dei provini inseriti all'interno del database e relativa nomenclatura. ....	38
Figura 2.4 – Configurazioni di vincolo e applicazione dei carichi utilizzate all'interno delle campagne sperimentali di letteratura: a) “three-point bending”; b) “four-point bending”. ....	39
Figura 2.5 – a) Variabilità dell'altezza totale dei provini testati inseriti all'interno del database; b) variabilità del rapporto a/h. ....	41
Figura 2.6 – a) Variabilità della resistenza del calcestruzzo dei provini testati; b) variabilità del valore medio della tensione di snervamento delle barre di armatura utilizzate all'interno delle sperimentazioni. ....	41
Figura 2.7 – a) Meccanismi di rottura considerati all'interno del database; b) individuazione dei meccanismi di rottura più frequenti in assenza e in presenza di armature inclinate. ....	43
Figura 2.8 – a) Modalità di rottura più frequenti in funzione di valori decrescenti del parametro $l_a/H$ ; b) schematizzazione del trasferimento dei carichi tra la sella di appoggio e quella appoggiata in un ponte Gerber.....	44
Figura 3.1 – Installazione di colonne aggiuntive in acciaio per scaricare le selle Gerber in corrispondenza delle campate a sbalzo. ....	46
Figura 3.2 – Installazione di bracci aggiuntivi in acciaio per il parziale assorbimento dei carichi in corrispondenza delle selle Gerber. ....	47
Figura 3.3 – Disposizione di mensole in acciaio all'intradosso delle selle Gerber ancorate attraverso barre passanti inclinate.....	48
Figura 3.4 – Sostentamento della campata tampone attraverso l'installazione di cavi esterni post-tesi. ....	49
Figura 3.5 – Completa connessione degli impalcati in corrispondenza dei giunti a sella Gerber. ....	50
Figura 3.6 – Installazione di barre post-tese. ....	51
Figura 3.7 – Differenti configurazioni di post-tensione esterna testate da Atta & Taman (2016).....	52
Figura 3.8 – a) Schematizzazione di un intervento di rivestimento delle selle Gerber con piastre in acciaio; b) condizioni di degrado delle selle del viadotto Generale Franco Romano e c) realizzazione dell'intervento di rinforzo (Bertagnoli & Stellini, 2019).....	54
Figura 3.9 – a) Configurazioni di applicazione di materiali fibro-rinforzati testate da Taher (2005); b) differenti applicazioni testate da Nagy-György et al. (2012).....	55
Figura 3.10 – Configurazione geometrica molto frequente degli impalcati a schema Gerber. ....	65

Figura 3.11 – Percorso logico per la selezione delle tecniche di intervento ottimali. ....	66
Figura 3.12 – Sezione trasversale dell’impalcato del ponte caso studio.....	68
Figura 3.13 – Operazione di sollevamento dall’alto della campata tampone. ....	69
Figura 3.14 – Costo dell’operazione di sollevamento degli impalcati considerati. ....	70
Figura 3.15 – Costi diretti di intervento relativi alle differenti fasi lavorative per la realizzazione dei due scenari considerati. ....	73
Figura 3.16 – Costi indiretti relativi all’intera durata degli interventi previsti nei due scenari. ....	74
Figura 3.17 – Costo totale di intervento (diretto + indiretto) per i due scenari considerati.....	75
Figura 4.1 – Dettagli dei provini testati sperimentalmente da Rajapakse et al. (2022) e utilizzati per la modellazione dell’intervento di post-tensione: a) provino 1-OL1; b) provino 2-OL3. ....	79
Figura 4.2 – a) Legame costitutivo uniassiale equivalente in termini di tensione e deformazione del calcestruzzo; b) criterio di rottura biassiale del calcestruzzo (Kupfer et al., 1969).....	80
Figura 4.3 – Modello di plasticizzazione del calcestruzzo (Cervenka Consulting, 2021).....	81
Figura 4.4 – Modello di fessurazione in trazione del calcestruzzo (Hordijk, 1991).....	81
Figura 4.5 – a) Modello agli elementi finiti delle due travi analizzate; b) discretizzazione in elementi finiti delle armature della trave 1 (sella 1-OL1); c) discretizzazione in elementi finiti delle armature della trave 2 (sella 2-OL3). ....	84
Figura 4.6 – a) Confronto dei risultati sperimentali e numerici in termini di curva carico-spostamento della sella 1-OL1; b) posizionamento dei trasduttori di spostamento orizzontali (DT3) e verticali (DT4) in accordo alla sperimentazione di Rajapakse et al. (2022).....	85
Figura 4.7 – a) Fessurazione sperimentale a rottura del provino 1-OL1; b) fessurazione numerica a rottura; c) deformazioni delle armature verticali e orizzontali in corrispondenza dello snervamento (risultati numerici).....	86
Figura 4.8 – a) Confronto dei risultati sperimentali e numerici in termini di curva carico-spostamento della sella 2-OL3; b) posizionamento del trasduttore di spostamento DT7 in accordo a Rajapakse et al. (2022).....	87
Figura 4.9 – a) Fessurazione sperimentale a rottura del provino 2-OL3; b) fessurazione numerica a rottura; c) deformazioni delle armature verticali e orizzontali in corrispondenza dello snervamento (risultati numerici).....	88
Figura 4.10 – Schematizzazione di un intervento di post-tensione in corrispondenza delle selle Gerber di un ponte esistente. ....	89
Figura 4.11 – Schema per la progettazione dell’intervento di post-tensione a) per il provino 1-OL1, b) per il provino 2-OL3.....	90
Figura 4.12 – a) Modello agli elementi finiti del provino 1-OL1 in presenza di intervento; b) modello della sella 2-OL3 in presenza di intervento. ....	92

Figura 4.13 – a) Incremento delle prestazioni della sella 1-OL1 in termini di carico di fessurazione e b) in termini di capacità portante, rispetto alla condizione as-built. ....	94
Figura 4.14 – a) Incremento delle prestazioni della sella 2-OL3 in termini di carico di fessurazione e b) in termini di capacità portante, rispetto alla condizione as-built. ....	95
Figura 4.15 – Inviluppo delle curve carico-spostamento del provino 1-OL1 in assenza ed in presenza dell'intervento di post-tensione con valori crescenti di precompressione. ....	96
Figura 4.16 – Inviluppo delle curve carico-spostamento del provino 2-OL3 in assenza ed in presenza dell'intervento di post-tensione con valori crescenti di precompressione. ....	97
Figura 4.17 – Quadri fessurativi a rottura dei modelli con e senza intervento relativi al provino 1-OL1. ....	98
Figura 4.18 – Quadri fessurativi a rottura dei modelli con e senza intervento relativi al provino 2-OL3. ....	99
Figura 4.19 – Valori di deformazione delle armature del provino 1-OL1 nella condizione as-built e con intervento di post-tensione (casi limite di pretensione). ....	100
Figura 4.20 – Valori di deformazione delle armature del provino 2-OL3 nella condizione as-built e con intervento di post-tensione (casi limite di pretensione). ....	100
Figura 5.1 – Riepilogo dei parametri inseriti all'interno del database. ....	105
Figura 5.2 – Parametri di input utilizzati per l'addestramento del modello di apprendimento supervisionato. ....	106
Figura 5.3 – Correlazione tra ognuno dei dieci parametri di input selezionati e l'output in termini di capacità portante. ....	108
Figura 5.4 – Differenti tipologie di modelli di regressione. ....	109
Figura 5.5 – Risultati del modello di regressione “Rational Quadratic GPR”: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset. ....	111
Figura 5.6 – Risultati del modello di regressione “Exponential GPR”: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset. ....	112
Figura 5.7 – Risultati del modello di regressione “Matern 5/2 GPR”: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset. ....	113
Figura 5.8 – Risultati del modello di regressione “Support Vector Machine” ottenuto per il sottogruppo $f_c \leq 37.15$ MPa: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset. ....	115
Figura 5.9 – Risultati del modello di regressione “Exponential GPR” ottenuto per il sottogruppo $f_c > 37.15$ MPa: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul	

test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset.  
..... 116



## Elenco delle tabelle

Tabella 1.1 – Resistenze di progetto delle differenti tipologie di nodi secondo l’Eurocodice 2. ....	25
Tabella 2.1 – Variabilità dei principali parametri geometrici del database. ....	40
Tabella 3.1 – Confronto qualitativo delle tecniche di intervento analizzate. ....	57
Tabella 3.2 – Confronto prestazionale delle tecniche di intervento testate sperimentalmente in letteratura. ....	60
Tabella 3.3 – Fasi lavorative relative ai due scenari di intervento considerati. ....	68
Tabella 3.4 – Costi indiretti giornalieri in funzione della distanza della deviazione considerata. ....	72
Tabella 3.5 – Tempi per la realizzazione degli interventi nei due scenari considerati. ....	74
Tabella 4.1 – Caratteristiche di resistenza dell’acciaio di armatura (Rajapakse et al., 2022). ....	79
Tabella 4.2 – Parametri di modellazione del comportamento non lineare del calcestruzzo. ....	83
Tabella 4.3 – Confronto numerico-sperimentale dei principali parametri che descrivono il comportamento strutturale della sella 1-OL1. ....	86
Tabella 4.4 – Confronto numerico/sperimentale dei principali parametri che descrivono il comportamento strutturale della sella 2-OL3. ....	88
Tabella 4.5 – Caratteristiche meccaniche e geometriche dei tiranti in acciaio impiegati per l’intervento di post-tensione. ....	91
Tabella 4.6 – Caratteristiche meccaniche e geometriche delle piastre di ancoraggio utilizzate per l’intervento di post-tensione. ....	91
Tabella 4.7 – Analisi parametriche implementate relative al provino 1-OL1. ....	93
Tabella 4.8 – Analisi parametriche implementate relative al provino 2-OL3. ....	93
Tabella 4.9 – Risultati delle analisi numeriche in termini di incrementi delle prestazioni del provino 1-OL1. ....	94
Tabella 4.10 – Risultati delle analisi numeriche in termini di incrementi delle prestazioni del provino 2-OL3. ....	95
Tabella 5.1 – Valutazione dell’accuratezza dei dieci migliori modelli di regressione addestrati. ....	110
Tabella 5.2 – Riepilogo dei residui calcolati per i tre modelli di regressione considerati. ....	113



## Nomenclatura

$b$	Larghezza della sella Gerber (database)
$h$	Altezza della sella o della parte rastremata della trave (database)
$H$	Altezza totale della trave (database)
$l$	Lunghezza della parte rastremata della trave (database)
$l_a$	Distanza tra il punto di applicazione dei carichi e la reazione verticale della sella (database)
$a$	Luce di taglio (database)
$f_{cm}$	Resistenza media a compressione del calcestruzzo (database)
$f_{ym}$	Resistenza media allo snervamento delle armature (database)
$A_s$	Area delle armature principali orizzontali all'interno della sella (database)
$f_{ym,s}$	Valore medio della resistenza allo snervamento delle armature $A_s$ (database)
$A_d$	Area delle armature principali inclinate all'interno della sella (database)
$f_{ym,d}$	Valore medio della resistenza allo snervamento delle armature $A_d$ (database)
$A_v$	Area delle staffe verticali principali all'interno della sella (database)
$f_{ym,v}$	Valore medio della resistenza allo snervamento delle armature $A_v$ (database)
$A_h$	Area delle staffe orizzontali secondarie all'interno della mensola (database)
$f_{ym,h}$	Valore medio della resistenza allo snervamento delle armature $A_h$ (database)
$A_{vn}$	Area delle staffe verticali secondarie all'interno della mensola (database)
$f_{ym,vn}$	Valore medio della resistenza allo snervamento delle armature $A_{vn}$ (database)
$N$	Azione orizzontale agente sulla sella (database)
$P$	Carico agente sulla sella (database)
$V_u$	Capacità portante della sella (database)
<i>Meccanismo di rottura 1</i>	Fessurazione verticale all'interno della mensola, dovuta a stati flessionali e tensioni assiali
<i>Meccanismo di rottura 2</i>	Fessurazioni verticali in corrispondenza della sezione di attacco tra la mensola e la trave, causate da una sollecitazione di taglio diretto
<i>Meccanismo di rottura 3</i>	Formazione di fessure diagonali a partire dall'angolo tra la mensola e la trave, generate da sollecitazioni di tensione diagonali
<i>Meccanismo di rottura 4</i>	Rottura a taglio del puntone di calcestruzzo nella mensola
<i>Meccanismo di rottura 5</i>	Formazione di fessure diagonali a partire dallo spigolo inferiore della parte non rastremata della trave, causate da sollecitazioni di tensione diagonale
$E_c$	Modulo elastico del calcestruzzo
$f_{cd}$	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f_{ck}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$f_t$	Resistenza a trazione del calcestruzzo
$w_d$	Spostamento critico a compressione del calcestruzzo
$G_F$	Energia di frattura del calcestruzzo
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
$\epsilon_c$	Deformazione del calcestruzzo al raggiungimento della resistenza a compressione
$\nu$	Coefficiente di Poisson

$\phi$	Diametro delle armature della sella
$E_s$	Modulo elastico dell'acciaio
$f_y$	Tensione allo snervamento dell'acciaio di armatura
$f_u$	Tensione a rottura dell'acciaio di armatura
$\varepsilon_y$	Deformazione allo snervamento delle barre di armatura
$\varepsilon_u$	Deformazione a rottura delle barre di armatura
$V$	Reazione verticale della sella
$V_c$	Reazione verticale della sella in corrispondenza delle prime fessurazioni
$V_y$	Reazione verticale della sella in corrispondenza dello snervamento delle armature
$w$	Ampiezza delle fessure all'interno del calcestruzzo
$w_u$	Ampiezza delle fessure in corrispondenza del raggiungimento della resistenza della sella
$F_p$	Forza di precompressione risultante dalla pretensione dei tiranti esterni
$x$	Profondità della zona compressa di calcestruzzo all'interno della sella
$\theta$	Inclinazione delle fessure generate a partire dall'angolo rientrante
$\sigma_c$	Tensione di compressione agente sulle superfici di calcestruzzo
$\sigma_p$	Valore di pretensione all'interno dei tiranti esterni
$f_{yb}$	Tensione allo snervamento dell'acciaio dei tiranti esterni
$f_{tb}$	Tensione a rottura dell'acciaio dei tiranti esterni
$f_{ys}$	Tensione allo snervamento dell'acciaio delle piastre di vincolo dei tiranti esterni
$f_{ts}$	Tensione a rottura dell'acciaio delle piastre di vincolo dei tiranti esterni
$\Delta V_c$	Incremento del carico di fessurazione della sella
$\Delta V_u$	Incremento di capacità portante della sella
$d_u$	Capacità di deformazione della sella
$\sigma_{t,max}$	Valore massimo della tensione di trazione all'interno dei tiranti esterni
$R^2$	Coefficiente di determinazione

## Introduzione

Nel contesto delle infrastrutture per il trasporto, le strutture da ponte rappresentano elementi cruciali la cui sicurezza, funzionalità ed operatività sono essenziali per garantire la continuità dei flussi di persone e merci, fondamentale per lo sviluppo economico e sociale di un paese, come ampiamente riconosciuto in ambito internazionale ed europeo (European Parliament, 2022).

A seguito della fine del Secondo Conflitto Mondiale, l'Italia ha subito un enorme sviluppo infrastrutturale che ha portato alla costruzione, tra gli anni '50 e gli anni '70 del secolo scorso, delle principali autostrade del paese e, quindi, della maggior parte dei ponti e viadotti esistenti ancora oggi. L'invecchiamento strutturale, aggravato dallo sviluppo di fenomeni di degrado più o meno aggressivi, l'aumento dei carichi da traffico e la conseguente riduzione dei livelli di sicurezza strutturale descrivono le condizioni in cui versa la maggior parte delle strutture da ponte del paese, per le quali, quindi, è necessario intervenire con straordinari e mirati piani di valutazione, manutenzione ed intervento.

Nell'ambito delle diverse tipologie strutturali impiegate nella costruzione di ponti e viadotti, lo schema Gerber, caratterizzato dall'accoppiamento di campate semplicemente appoggiate e dalle adiacenti campate a sbalzo, ha trovato ampia applicazione, grazie anche agli sviluppi teorici e pratici di quegli anni nei confronti della tecnologia del calcestruzzo armato e del calcestruzzo armato precompresso.

Se da un lato lo schema Gerber, per molti anni, ha rappresentato un vantaggio in termini di rapidità di costruzione e possibilità di utilizzo di schemi isostatici piuttosto che iperstatici, dall'altro ha dimostrato, nel tempo, le sue vulnerabilità. Infatti, a causa della loro conformazione geometrica, le selle Gerber, ossia i componenti strutturali che permettono di collegare le campate appoggiate alle campate a sbalzo, rappresentano elementi particolarmente critici dal punto di vista della durabilità. Infatti, in corrispondenza dei giunti, di solito, si assiste ad una concentrazione di fenomeni di degrado, accentuati dalla continua percolazione delle acque di piattaforma, affiancati da problemi dal punto di vista statico, in quanto la concentrazione degli sforzi che caratterizza le selle Gerber, associata ad un comportamento strutturale tipicamente fragile, può portare al collasso sia del singolo elemento sia dell'intero ponte, come accaduto, ad esempio, nel caso del collasso del cavalcavia di Annone nel 2016 (Di Prisco et al., 2023). Tali elementi, dunque, richiedono una particolare attenzione, poiché da loro dipende la sicurezza strutturale e l'operatività di molti dei ponti in calcestruzzo armato esistenti.

Le criticità delle selle Gerber sono state sottolineate anche all'interno delle Linee Guida italiane per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2020), emanate a seguito del crollo del ponte Morandi (Rymcza, 2021), con l'obiettivo di definire procedure standardizzate per far fronte alla necessità di gestire e mantenere l'intero parco infrastrutturale italiano ed, in particolare, le infrastrutture critiche.

In questo contesto, la presente tesi di dottorato si focalizza sull'approfondimento del comportamento strutturale delle selle Gerber all'interno dei ponti in calcestruzzo armato, con l'obiettivo di proporre soluzioni di intervento ottimizzate per aumentare la resistenza strutturale e la resilienza complessiva di queste infrastrutture. La ricerca affronta questa sfida attraverso un approccio metodologico che

combina l'analisi approfondita dello stato dell'arte, lo studio di test sperimentali disponibili in letteratura, l'analisi critica e l'ottimizzazione delle tecniche di intervento, nonché l'applicazione di avanzate tecniche di modellazione e apprendimento automatico. Il lavoro si articola in cinque capitoli principali, ciascuno dei quali contribuisce ad una trattazione e comprensione completa della problematica in esame.

Il Capitolo 1 fornisce una panoramica dettagliata dello stato dell'arte relativo alle selle Gerber nei ponti in calcestruzzo armato. Partendo dall'evoluzione storica dello schema Gerber, si analizzano i principali vantaggi e le criticità di questa soluzione strutturale, sottolineate, come già menzionato, all'interno delle Linee Guida, delle quali si illustra brevemente l'approccio multirischio e multilivello proposto. Il capitolo esplora, poi, i possibili dettagli costruttivi e i meccanismi di rottura caratteristici delle selle Gerber, presentando i diversi metodi di calcolo utilizzati per la loro analisi. Infine, si affronta il cruciale problema del degrado strutturale, concentrandosi in particolare sul fenomeno della corrosione delle armature e sui suoi effetti sulle prestazioni delle strutture.

Nel Capitolo 2, la ricerca si sposta su un piano sperimentale, attraverso la costruzione e l'analisi di un database di test sperimentali tratti dalla letteratura scientifica. Questo approccio permette di valutare il comportamento strutturale delle selle Gerber e approfondire l'influenza della variabilità di differenti parametri, sia geometrici sia meccanici, sulla capacità portante e sui meccanismi di rottura di questi elementi, analizzando i risultati di differenti campagne sperimentali. Questo rappresenta il punto di partenza per le successive fasi di ottimizzazione e modellazione relative alle tecniche di intervento.

Il Capitolo 3 si concentra, infatti, sull'approfondimento delle tecniche di intervento disponibili per le selle Gerber, presentando uno stato dell'arte sia delle soluzioni testate sperimentalmente in letteratura, sia di quelle adottate in strutture esistenti, conducendo un'analisi critica dei vantaggi e degli svantaggi di ognuna di esse. Particolare attenzione è dedicata all'analisi delle tecniche testate sperimentalmente, per le quali è possibile valutare l'efficacia nell'aumento delle prestazioni delle selle Gerber oggetto delle campagne sperimentali. Il capitolo si conclude con osservazioni ed indicazioni per la selezione delle tecniche di intervento ottimali, proponendo un framework decisionale che considera tanto gli aspetti puramente strutturali, quanto quelli relativi a particolari vincoli di carattere geometrico. Infine, viene illustrata un'analisi parametrica dei costi relativa all'applicazione della post-tensione su un ponte caso studio, che permette di sottolineare tanto la semplicità di realizzazione quanto l'economicità della tecnica.

Nel Capitolo 4, attraverso analisi numeriche non lineari, vengono approfondite ed ottimizzate le prestazioni dell'intervento basato sulla post-tensione esterna. Dopo una fase di calibrazione dei modelli numerici basata su test sperimentali di letteratura, viene proposto un metodo di progettazione per l'intervento di post-tensione. I risultati delle analisi forniscono soluzioni utili sia a limitare i quadri fessurativi sia ad aumentare la capacità portante in base alla pretensione nei tiranti esterni.

Infine, il Capitolo 5 esplora l'applicazione innovativa di tecniche di Machine Learning per la valutazione della resistenza delle selle Gerber. Dopo una panoramica sull'uso di queste tecniche in campo ingegneristico, il capitolo presenta i risultati ottenuti nell'applicazione di algoritmi di apprendimento supervisionato per la previsione della capacità portante delle selle Gerber a partire dal database di test sperimentali collezionato, discutendo i risultati e aprendo la strada ad ulteriori sviluppi.

Questo approccio metodologico non solo affronta le sfide tecniche specifiche delle selle Gerber, ma si inserisce in una visione più ampia di miglioramento della resilienza delle infrastrutture da ponte. La ricerca mira, infatti, a fornire soluzioni che aumentino la resistenza strutturale e la durabilità di elementi critici quali le selle Gerber; ottimizzino le tecniche di intervento, considerando sia aspetti tecnici sia economici; facilitino una valutazione rapida e accurata delle prestazioni strutturali attraverso l'uso di tecniche avanzate di modellazione e apprendimento automatico.

Nei capitoli seguenti, verranno presentati in dettaglio i metodi utilizzati, i risultati ottenuti e le loro implicazioni per la pratica ingegneristica, discutendo, infine, le prospettive e gli ulteriori sviluppi futuri.



## Capitolo 1

# LE SELLE GERBER NEI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: STATO DELL'ARTE

### 1.1 Evoluzione, vantaggi e criticità dello schema Gerber

I ponti a schema Gerber sono caratterizzati da uno schema isostatico in cui campate a sbalzo, o cantilever, sostengono campate semplicemente appoggiate, dette campate tampone, grazie alla presenza, alle loro estremità, di mensole tozze, note come selle Gerber. Tali estremità sono caratterizzate da una brusca variazione geometrica in termini di riduzione di sezione in altezza che ne definisce una risega, anche nota in letteratura come “half-joint” oppure “dapped-end” (Figura 1.1).

Lo schema Gerber prende il nome dal suo ideatore, un ingegnere tedesco di nome Gottfried Gerber attivo tra la seconda metà del 1800 e i primi del '900, che utilizzò per la prima volta uno schema del genere per la realizzazione di ponti ferroviari costruiti attraverso l'uso di travature in acciaio. L'ingegnere, infatti, pensò di interrompere le travi continue in più tronchi collegati attraverso vincoli a cerniera in corrispondenza dei punti di nullo del momento flettente, ottenendo così uno schema isostatico caratterizzato da campate semplicemente appoggiate alle estremità e altre appoggiate su due punti e a sbalzo dagli appoggi, beneficiando della riduzione del momento flettente in campata degli schemi continui (Figura 1.2).

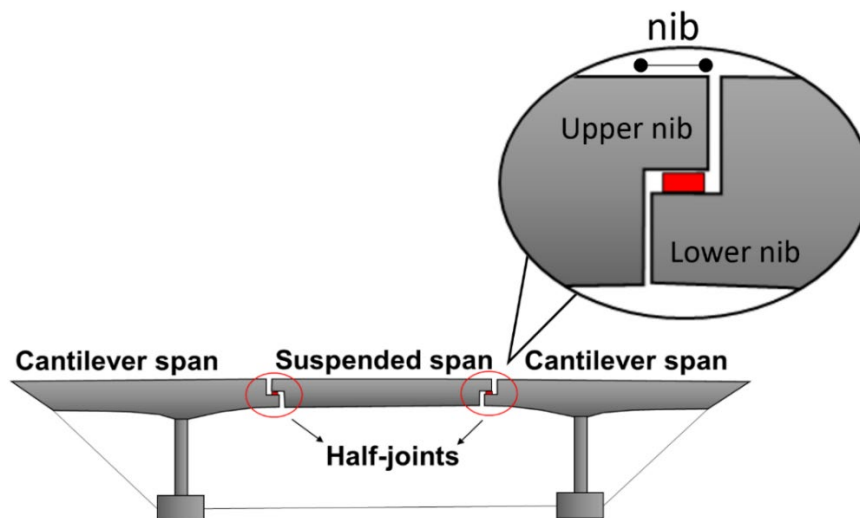


Figura 1.1 – Ponte a schema Gerber e dettaglio del giunto a sella Gerber.

Un ulteriore evidente vantaggio di uno schema isostatico così fatto risiede nella possibilità di assorbire eventuali cedimenti degli appoggi senza l'introduzione di sollecitazioni aggiuntive nelle travi. Infatti, se in uno schema continuo il cedimento di un appoggio produce una inflessione delle travi e quindi la nascita di tensioni interne e reazioni nei vincoli, in uno schema isostatico il cedimento viene assorbito dalla possibilità di rotazione in corrispondenza delle sconnessioni tra le varie campate che rimangono rettilinee nei vari tratti (Mathivat, 1983), come mostrato nella Figura 1.3.

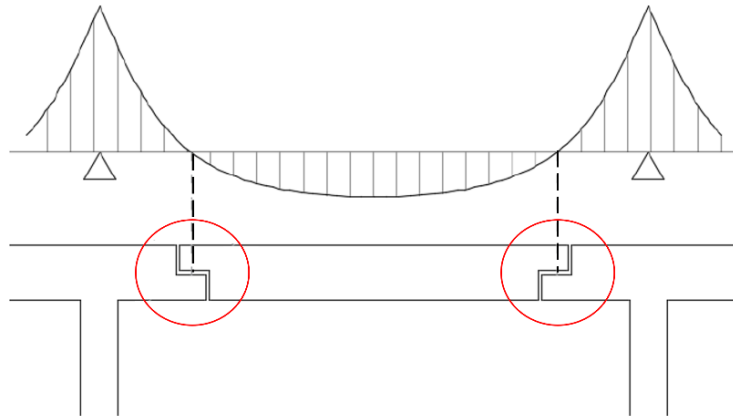


Figura 1.2 – Posizionamento dei giunti Gerber in corrispondenza dei punti di nullo del momento flettente di una trave continua.

Con la nascita della tecnologia del calcestruzzo armato nei primi anni del ‘900 e successivamente del calcestruzzo armato precompresso a partire dal 1950 circa, lo sviluppo delle reti infrastrutturali di molti paesi si arricchisce di ponti e viadotti per il trasporto stradale, per la costruzione dei quali viene adottato anche lo schema Gerber utilizzato fino ad allora soltanto per i ponti ferroviari in acciaio (Buratti et al., 2019).

In particolare, in Italia, come in altri paesi europei, la fine del secondo conflitto mondiale dà inizio ad un periodo di forte sviluppo infrastrutturale che vede la costruzione delle principali autostrade del paese. Ad esempio, l’autostrada A1, detta “Autostrada del sole”, che collega Milano a Napoli fu costruita negli anni compresi tra il 1956 e il 1964 con largo impiego di elementi prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso per la costruzione dei ponti (Jelmoni, 1956), per i quali lo schema Gerber fu ampiamente utilizzato. Infatti, nonostante i vantaggi già sottolineati in termini di migliore distribuzione delle sollecitazioni e possibilità di assorbire cedimenti differenziali agli appoggi, l’utilizzo dello schema Gerber per ponti e viadotti stradali introduce ulteriori benefici legati alla rapidità di esecuzione, poiché le travi Gerber spesso venivano prefabbricate e poste direttamente in opera, e alla possibilità di coprire luci maggiori con schemi isostatici anziché utilizzare schemi a travi continue. Inoltre, la presenza delle selle Gerber alle estremità delle travi permetteva di collegare tra loro elementi di diverse dimensioni.

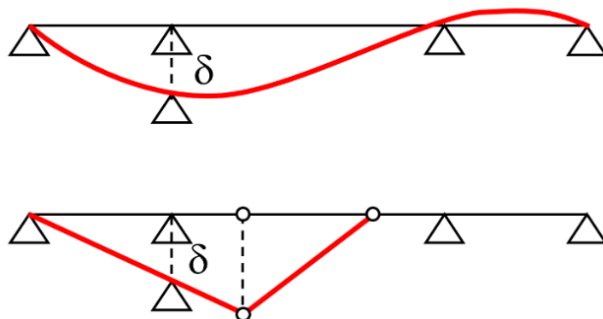


Figura 1.3 – Inflessione delle travi in uno schema continuo a seguito di un cedimento in appoggio (in alto) e rotazione rigida delle travi in corrispondenza delle cerniere in uno schema Gerber (in basso).

Le travi Gerber sono utilizzate non solo per la costruzione di ponti, ma anche in una varietà di edifici come strutture industriali, parcheggi multipiano e coperture. Infatti, la presenza di travi Gerber prefabbricate quali elementi strutturali principali consente una costruzione rapida e più agevole degli orizzontamenti, oltre che fornire una maggiore sicurezza e stabilità laterale in fase di esecuzione rispetto alle travi a sezione costante (Aswin et al., 2015b).

Se da un lato i suoi numerosi vantaggi hanno spinto il notevole impiego dello schema Gerber all'interno dei ponti stradali, dall'altro proprio l'utilizzo in questi ultimi attraverso la tecnologia del calcestruzzo armato ne ha introdotto le maggiori criticità. Infatti, problematiche come l'accumulo delle acque di piattaforma sugli impalcati, la gestione e la manutenzione dei sistemi di regimentazione e drenaggio delle stesse e la realizzazione di una corretta impermeabilizzazione non si ponevano per i ponti ferroviari, mentre nel caso dei ponti stradali diventano le principali cause della presenza di fenomeni di deterioramento del calcestruzzo lungo gli elementi strutturali di ponti e viadotti (Lee, 1994). Inoltre, bisogna considerare che durante gli stessi anni in cui le infrastrutture viarie si espandevano in modo importante grazie agli sviluppi tecnologici e alle ricerche condotte per la sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso, aspetti come quello della durabilità dei materiali nel tempo e lo studio delle problematiche legate al loro utilizzo in certi ambienti venivano scarsamente o per niente considerati (Di Prisco, 2019).

In particolare, a causa della loro conformazione geometrica e del posizionamento quali elementi di collegamento in corrispondenza dei giunti di dilatazione tra due impalcati successivi, le selle Gerber rappresentano punti preferenziali per lo scorrimento e il ristagno delle acque di piattaforma. L'associazione al susseguirsi di cicli di bagna-asciuga e alla presenza di ioni cloruro derivanti dai sali disgelanti utilizzati nelle stagioni invernali lungo i viadotti situati in zone a clima rigido (Bernal et al., 2016), oppure in zone marine dove i cloruri si diffondono facilmente in atmosfera (Gjørsv, 2014; Kim et al., 2020), comporta l'instaurarsi di condizioni ideali per l'innescò e la propagazione di fenomeni di corrosione delle armature e dei processi di ammaloramento del calcestruzzo che ne derivano, soprattutto in corrispondenza delle selle Gerber appartenenti alle campate a sbalzo (Figura 1.4a), le quali, a causa della gravità e del comportamento coesivo dell'acqua, presentano concentrazioni di degrado anche lungo tutto l'intradosso (Figura 1.4b).



a)



b)

Figura 1.4 – a) Esempi di selle degradate appartenenti a ponti esistenti in calcestruzzo armato; b) concentrazione del degrado lungo l'intradosso della campata a sbalzo.

Un'ulteriore criticità deriva dalle difficoltà di ispezione e manutenzione delle selle Gerber, e quindi anche di accesso ai dispositivi di appoggio presenti su di esse, a causa degli esigui spazi presenti tra le due selle coniugate dove la campata tampone si appoggia alla campata a sbalzo. L'unica possibilità di ispezione completa delle selle Gerber richiederebbe il sollevamento dell'impalcato appoggiato, causando, quindi, disagi relativi alla chiusura del ponte al traffico. In alternativa, sarebbe possibile l'ispezione dal livello del ponte, che comunque richiede la chiusura al traffico e la completa rimozione dei giunti di dilatazione, potendo così ispezionare solo le superfici verticali trasversali delle selle utilizzando, ad esempio, una telecamera endoscopica (Santhanam & Shah, 2011). Tali difficoltà non consentono di constatare il reale stato di degrado in cui versano le selle e i relativi dispositivi di appoggio, soprattutto quelle appartenenti alle travi interne degli impalcati non visibili dall'esterno, aumentando l'incertezza sulla presenza di fenomeni di degrado in atto e conseguenti ritardi nella programmazione degli interventi (Desnerck, Lees, Valerio, et al., 2018).

Alle criticità dovute all'interazione con l'ambiente atmosferico circostante si aggiungono aspetti legati al comportamento strutturale di tali elementi. La configurazione geometrica tozza delle selle Gerber viene associata ad un comportamento strutturale di tipo fragile con possibili collassi locali improvvisi che possono causare il crollo dell'intera struttura, vista la scarsa robustezza e l'assenza di sovrarresistenze dei sistemi isostatici quali quello Gerber (Martinelli et al., 2024). La presenza di una densità di armature elevata in rapporto al volume ridotto della sella determina una ulteriore difficoltà nella individuazione dei dettagli esecutivi attraverso le tecniche diagnostiche utilizzate per tale scopo, soprattutto quando sono assenti disegni progettuali di riferimento. Quest'ultimo aspetto è particolarmente critico poiché l'assenza di procedure standardizzate di progettazione ha portato nel tempo ad avere differenti tipologie di dettagli costruttivi e, in alcuni casi, errori di progettazione. Tutti

questi aspetti incidono sulla corretta individuazione della quantità e della posizione delle armature della sella al fine di effettuare valutazioni di sicurezza accurate (Palmisano et al., 2023).

Pertanto, nel caso dei ponti Gerber, i problemi di degrado legati alla mancanza di manutenzione possono comportare una riduzione delle prestazioni strutturali, specialmente per quelli più datati progettati secondo norme obsolete per le quali si consideravano carichi inferiori rispetto a quelli previsti dalle norme attuali (Choudhury & Hasnat, 2015; Deng et al., 2016).

Le problematiche relative alle selle Gerber sono state responsabili sia di limitazioni operative dei ponti in calcestruzzo, sia del loro collasso parziale o completo (Granata et al., 2022). Nel 2006, un ponte situato a Laval in Canada, nello specifico il cavalcavia “de la Concorde”, crollò a causa di un cedimento di una sella (Figura 1.5a), causando cinque vittime e sei feriti (Jonhson et al., 2007; Mitchell et al., 2011). Il crollo avvenne sotto l’azione del solo peso proprio, vista la pressoché assenza di carichi da traffico durante l’episodio. In questo caso, il comitato di indagine constatò che una combinazione di diverse cause generò la condizione di collasso, comprendenti difetti di progettazione e costruzione legati ad una carenza in termini di armature a taglio e mancanza di adeguato ancoraggio delle barre diagonali, nonché effetti di corrosione delle armature accelerati dai cicli di gelo-disgelo caratteristici della zona.

Nel 2016, anche in Italia un ponte a schema Gerber, in particolare il cavalcavia di Annone in provincia di Lecco (Figura 1.5b), è crollato a seguito del passaggio di un convoglio eccezionale da 108 tonnellate. Anche in questo caso, il crollo, che ha causato una vittima e il ferimento di 5 persone, fu dovuto a una serie di fattori legati alla presenza di lesioni e deterioramenti preesistenti del ponte, nonché a difetti di progettazione nelle selle Gerber (Di Prisco et al., 2023).



a)



b)

*Figura 1.5 – a) Crollo del cavalcavia a schema Gerber “de la Concorde” in Canada (Mitchell et al., 2011);  
b) crollo del cavalcavia Annone in provincia di Lecco.*

Anche se in letteratura si trovano soltanto due casi in cui ponti a schema Gerber sono crollati, si riconosce che le selle Gerber si degradano più facilmente di altri elementi e possono portare a seri problemi strutturali in futuro. Per questi motivi, lo schema non viene più utilizzato per la costruzione di nuovi ponti e viadotti, mentre è necessario intervenire su tutti quelli esistenti che richiedono valutazioni e soluzioni di intervento accurate.

Anche le Linee Guida italiane per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2020), emesse dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici a seguito del crollo del ponte sul Polcevera (Rymsza, 2021), sottolineano le criticità di tali elementi strutturali delineando le procedure per una valutazione dettagliata a partire dall'individuazione dei difetti attraverso le ispezioni visive, alla definizione del livello di attenzione del ponte, fino alla delineazione delle misure necessarie a garantire la sicurezza della struttura.

### **1.1.1 L'approccio multirischio e multilivello delle Linee Guida italiane**

Al fine di fornire una minima standardizzazione dei protocolli di valutazione relativi ai ponti esistenti, le Linee Guida definiscono in modo molto chiaro tutte le indicazioni necessarie agli enti di competenza stradale e autostradale e agli ingegneri per gestire il patrimonio di circa 120,000 ponti in tutto il paese (Santarsiero, Masi, Picciano, et al., 2021), passando da un approccio territoriale di classificazione e gestione alla valutazione della sicurezza ed al monitoraggio delle singole strutture. Il documento fornisce un approccio multirischio e multilivello con regole e criteri generali applicabili sia ai ponti stradali che ferroviari, sebbene tratti in particolare i primi. Le procedure per la classificazione, la gestione e la valutazione della sicurezza sono organizzate attraverso cinque livelli, dal livello 0 al livello 4.

I livelli 0 e 1 di analisi sono dedicati alla raccolta delle informazioni disponibili su ogni singolo ponte attraverso documenti di progetto, risultati delle ispezioni periodiche, definite al livello 0, e ispezioni specifiche in loco per verificare lo stato attuale di degrado e la presenza di componenti strutturali e non strutturali affetti da difetti significativi, definite al livello 1. All'interno di quest'ultimo, infatti, i difetti locali devono essere individuati, valutati e annotati accuratamente attraverso opportune schede di difettosità dedicate ai materiali specifici del ponte (acciaio, calcestruzzo armato e precompresso, muratura, ecc.) e ai differenti componenti (pile, travi, spalle, selle Gerber, ecc.). Alcuni di questi componenti, come proprio le selle Gerber, sono identificati come elementi critici. Pertanto, rilevare qualsiasi difetto su un elemento critico del ponte analizzato di volta in volta porta a una classe di attenzione alta, con la conseguente necessità di una valutazione dettagliata della sicurezza al successivo livello 4.

Al livello 2, utilizzando le informazioni raccolte ai livelli 0 e 1, ogni ponte è sottoposto a una procedura volta alla valutazione della "classe di attenzione" relativa a quattro diversi tipi di rischio: strutturale e fondazionale, sismico, idraulico e da frane. La combinazione logica di questi quattro risultati in termini di classe di attenzione porta alla classe di attenzione complessiva del ponte, che può avere cinque livelli di rischio crescente: basso, medio-basso, medio, medio-alto, alto. In base a questo risultato, il gestore del ponte deve adottare le misure necessarie. Nel caso di una classe di attenzione fino a medio-bassa, il ponte può mantenere la sua funzionalità sottoponendosi alle consuete ispezioni periodiche. Se la classe di attenzione è media o medio-alta, deve essere effettuata una valutazione preliminare della sicurezza il cui risultato può richiedere una valutazione approfondita, con informazioni dettagliate su materiali, geometria, dettagli, vincoli e carichi. In caso di classe di attenzione alta, è obbligatoria una valutazione approfondita.

Pertanto, i livelli di analisi 0, 1 e 2 sono dedicati a dare priorità a valutazioni e/o interventi più approfonditi sui ponti a scala territoriale o per il patrimonio di ponti sotto la responsabilità di un determinato ente gestore.

Il livello 3 della procedura consiste in una valutazione preliminare, necessaria quando la classe di attenzione risulta media o medio-alta. Questo livello prevede una valutazione più approfondita dei difetti e dei problemi riscontrati al livello 1, durante le ispezioni, e una valutazione semplificata basata sulle normative tecniche utilizzate al momento della progettazione. Dopo aver verificato l'assenza di errori di progettazione significativi, possono essere valutate le risorse di resistenza del ponte in questione. Quest'ultima valutazione può essere effettuata mediante il confronto tra i livelli di sollecitazione sui principali componenti strutturali dovuti alle azioni previste dalle norme di progettazione, assunte al momento della costruzione, e quelli ottenuti considerando le azioni da traffico previste dalle norme tecniche attuali (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018), che sono generalmente maggiori. In base a questo confronto e alla valutazione approfondita dei difetti, l'ente gestore decide la necessità di una valutazione accurata.

Il livello 4 consiste nella valutazione della sicurezza dei ponti secondo le attuali norme tecniche italiane (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018). Questo livello della procedura, descritto nel capitolo 6 delle Linee Guida, è dedicato a fornire informazioni sulla definizione dei metodi concettuali e operativi di verifica, a partire dalla fase volta alla conoscenza del ponte (inclusi test distruttivi e non distruttivi in sito), fino alle indicazioni finali che descrivono le misure o gli interventi necessari. Infatti, in base al risultato della valutazione, un ponte può essere:

- conforme, quando il ponte soddisfa le verifiche di sicurezza secondo i carichi di progetto attuali;
- operativo, quando il ponte soddisfa le verifiche di sicurezza secondo i carichi di progetto attuali utilizzando fattori parziali di sicurezza ridotti per carichi e materiali;
- transitabile, quando il ponte non è né conforme né operativo e necessita di una restrizione della carreggiata o un controllo del peso dei veicoli per limitare i carichi del traffico.

L'ultima parte delle Linee Guida riguarda il monitoraggio dei ponti esistenti. In particolare, include indicazioni, criteri e requisiti minimi delle procedure da adottare da parte degli enti gestori dei trasporti pubblici e privati sul territorio nazionale italiano per pianificare e svolgere le attività di gestione della sicurezza strutturale, come sorveglianza, controllo, ispezione e monitoraggio dei ponti esistenti, in modo uniforme.

## 1.2 Dettagli costruttivi e meccanismi di rottura

A causa della loro particolare conformazione geometrica, le selle Gerber rappresentano elementi di discontinuità, all'interno dei quali si instaurano concentrazioni di stati tensionali ad andamento non lineare e bi- o tridimensionale. Pertanto, tali elementi non soddisfano le ipotesi della teoria di Bernoulli valida per le travi inflesse. La Figura 1.6 mostra come la zona di discontinuità delle tensioni si estenda sia all'interno della mensola a sezione ridotta, anche nota in letteratura come "nib", sia per una porzione della trave non rastremata, per una estensione totale pari a circa l'altezza  $H$  della trave (Desnerck et al., 2016).

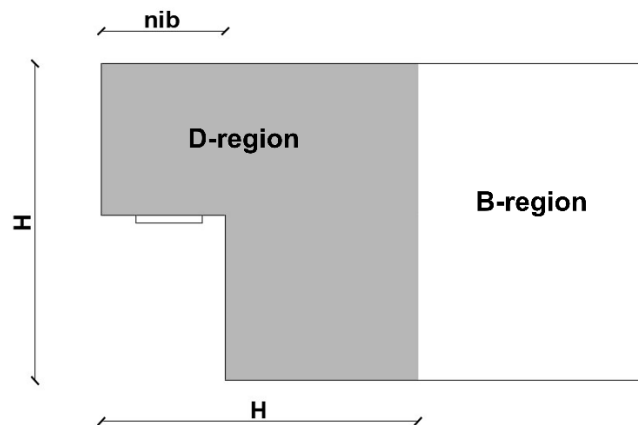


Figura 1.6 – Estensione della zona di discontinuità in una trave Gerber.

Di conseguenza, anche i meccanismi resistenti, ossia il modo in cui le forze esterne vengono assorbite dalla sella attraverso il trasferimento interno degli sforzi dalla mensola alla trave, dipendono dalla particolare disposizione delle armature all'interno della zona di discontinuità.

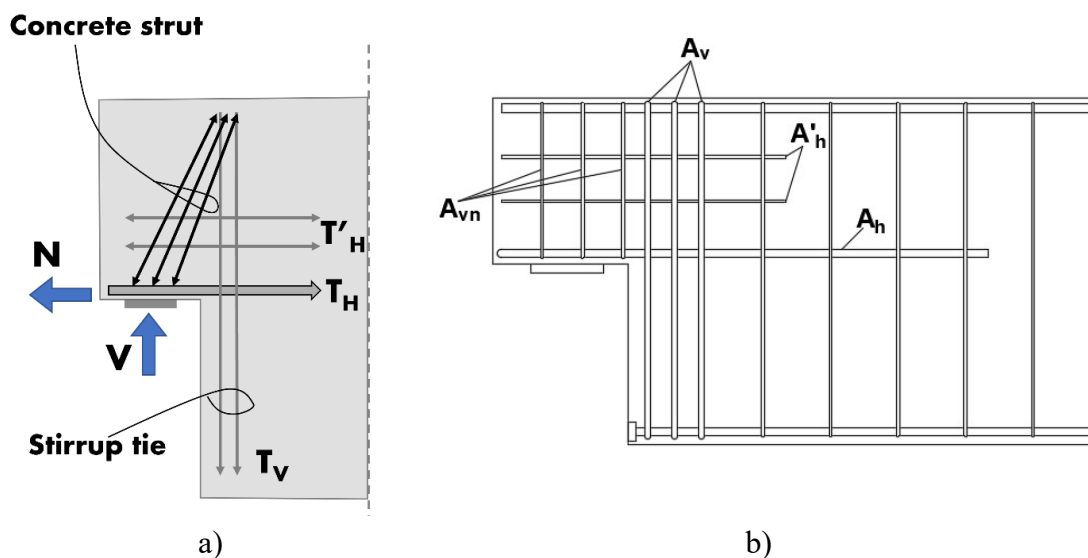
In particolare, come si può osservare dalla Figura 1.7a, le selle Gerber possono assorbire forze esterne sia in direzione verticale ( $V$ ), sia in orizzontale ( $N$ ). Il trasferimento della forza verticale esterna avviene attraverso la formazione di un puntone inclinato di calcestruzzo, che necessita, per motivi di equilibrio, dell'esistenza di una forza di trazione  $T_V$ . Quest'ultima viene solitamente fornita da

un'armatura verticale adeguatamente posizionata, tipicamente le staffe ( $A_v$  in Figura 1.7b). La componente orizzontale del puntone inclinato di calcestruzzo viene bilanciata da una forza di trazione  $T_H$ , fornita da un'armatura orizzontale opportunamente disposta ( $A_h$  in Figura 1.7b), che può essere completata da ulteriori barre ( $A'_h$ ) che generano una forza di trazione  $T'_H$ . Il meccanismo resistente, quindi, si basa sulla formazione di un traliccio di tiranti e puntoni capace di assorbire le azioni esterne applicate (Mattock, 2012).

Un ulteriore meccanismo resistente è possibile, ed è quello rappresentato nella Figura 1.7c. In questo caso, oltre alla presenza di armature verticali e orizzontali, possono essere presenti armature inclinate ( $A_d$  in Figura 1.7d). Queste ultime rappresentano una componente aggiuntiva nell'assorbimento del puntone inclinato di calcestruzzo, infatti, a seconda della loro inclinazione rispetto all'asse della trave, completano l'azione sia delle barre verticali che orizzontali, aumentando così la resistenza al taglio della sella. Inoltre, la presenza delle armature inclinate permette la formazione di un ulteriore puntone di calcestruzzo verticale nella mensola che aiuta ad assorbire l'azione verticale esterna  $V$ . Pertanto, questo ulteriore meccanismo a traliccio si aggiunge al primo aumentando significativamente la resistenza complessiva della sella (Desnerck et al., 2016).

I dettagli costruttivi vengono poi completati da ulteriori staffe verticali all'interno della mensola ( $A_{vn}$  in Figura 1.7b,d) non sempre presenti, che principalmente hanno la funzione di confinamento del calcestruzzo e di conseguenza ne aumentano anche la resistenza, e dalle armature derivanti dal calcolo a flessione e taglio dell'intera trave, ossia armature longitudinali superiori e inferiori e staffe verticali disposte al di fuori dell'estensione della zona di discontinuità.

Se le travi sono realizzate in calcestruzzo armato precompresso, le selle Gerber possono essere sede di ancoraggio dei cavi da precompressione. In questi casi, la componente verticale della forza di precompressione, o controtaglio, fornisce un contributo resistente che si oppone al taglio agente dovuto ai carichi verticali. Tale contributo resistente aggiuntivo deve essere considerato con cautela per non incorrere in valutazioni di sicurezza poco conservative (Granata et al., 2023). L'aspetto più rilevante, invece, è quello relativo all'influenza di questi ultimi sul comportamento strutturale delle selle. Infatti, le zone di calcestruzzo dove viene alloggiato l'ancoraggio sono caratterizzate da concentrazione di sforzi con effetto irrigidente.



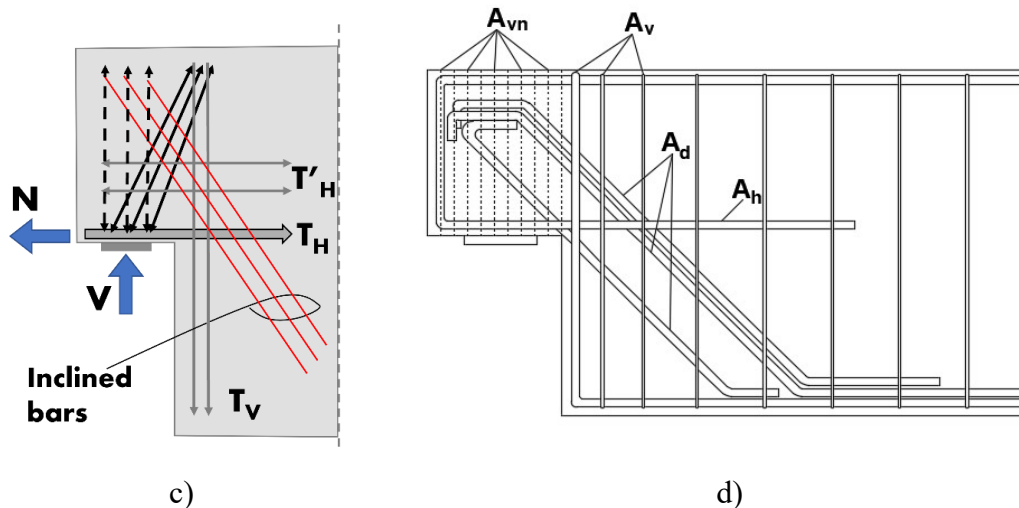


Figura 1.7 – a) Meccanismo resistente di una sella Gerber in presenza di armature verticali e orizzontali e b) relativa disposizione tipica delle armature; c) meccanismo resistente in presenza anche di armature inclinate e d) relativo layout di armature.

Le Figura 1.7b,d rappresentano, dunque, i due principali layout di armatura più diffusi all'interno delle selle Gerber. In particolare, i differenti dettagli costruttivi riflettono anche una progettazione secondo differenti codici e metodi di calcolo, che verranno illustrati in dettaglio nel successivo paragrafo. Infatti, dettagli costruttivi che non prevedono la presenza di armature inclinate fanno riferimento ad una esperienza di progettazione e costruzione prevalentemente statunitense e soprattutto sono relativi a travi Gerber utilizzate in strutture edilizie, per le quali si predilige l'utilizzo di elementi prefabbricati. D'altro canto, i ferri inclinati sono solitamente presenti all'interno di selle Gerber nelle strutture da ponte, specialmente in quelle progettate e costruite secondo gli standard europei (Desnerck, Lees, Valerio, et al., 2018). Inoltre, la presenza di barre inclinate all'interno delle selle di ponti e viadotti, che abbiamo visto rappresentare un contributo di resistenza aggiuntivo, potrebbe essere giustificata anche dai differenti regimi di carico alle quali sono sottoposte con l'aggravante di fenomeni dinamici, relativi ai carichi mobili, e conseguenti sollecitazioni da fatica.

I parametri principali dai quali dipendono la resistenza e il comportamento strutturale delle selle Gerber sono rappresentati sicuramente dalla resistenza del calcestruzzo e dalla quantità e dalla disposizione delle armature presenti, secondo i meccanismi che sono stati già illustrati, ma altri fattori come la presenza di determinati rapporti geometrici, l'efficacia dell'ancoraggio delle differenti barre di armatura, la realizzazione di un raccordo più inclinato e meno netto in corrispondenza dell'angolo rientrante possono incidere nel determinare un certo comportamento piuttosto che un altro. Per questo motivo, in letteratura sono presenti differenti e numerosi studi che hanno indagato l'influenza di tali e ulteriori parametri sul comportamento strutturale delle selle Gerber.

Ad esempio, Mattock & Chan (1979) sottolinearono l'importanza della progettazione di una corretta lunghezza di ancoraggio delle armature principali orizzontali  $A_h$ , suggerendo di estenderle all'interno della trave anche oltre la fine della zona di discontinuità.

Diversi studi di letteratura (Liem, 1983; Clark & Thorogood, 1988; Wang et al., 2005; Moreno-Martínez & Meli, 2014) hanno evidenziato l'influenza delle armature inclinate sulla resistenza a taglio delle selle Gerber, confermando che esse comportano un aumento della capacità portante circa

pari al 50% rispetto al solo utilizzo di armatura ortogonale. Inoltre, i loro studi hanno dimostrato che le barre inclinate migliorano il comportamento in esercizio delle selle, poiché riducono la formazione di fessure in corrispondenza dell'angolo rientrante, il quale rappresenta il punto di concentrazione massima degli sforzi (Aswin et al., 2015c).

Secondo Lu et al. (2003), la resistenza delle selle aumenta all'aumentare della resistenza a compressione del calcestruzzo e dell'area delle armature orizzontali  $A_h$ . Un ulteriore parametro studiato è il rapporto tra la luce di taglio e l'altezza della mensola ( $a/h$ ), segnalando come la resistenza aumenti al diminuire di tale valore.

Taher (2005) ha approfondito i fattori che possono portare ad una perdita di capacità portante delle selle, segnalando tra questi l'assenza o una non corretta progettazione delle armature orizzontali  $A_h$  e verticali  $A_v$  e del loro ancoraggio. Gli stessi parametri sono stati studiati da Wang et al. (2005), aggiungendo anche l'influenza dell'interasse delle staffe verticali.

Mohamed & Elliott (2008) si sono concentrati sull'utilizzo di diversi tipi di calcestruzzo per aumentare la resistenza a taglio, constatando che l'utilizzo di calcestruzzo auto-compattante con fibre d'acciaio permette di ridurre la quantità di armatura nelle selle. Anche l'influenza del rapporto geometrico tra altezza della mensola e altezza della trave ( $h/H$ ) è stato studiato.

Peng (2009) suggerisce che, per ottenere una maggiore capacità resistente oltre che una buona duttilità, bisogna realizzare adeguati ancoraggi delle armature e utilizzare sufficienti quantitativi di armature verticali.

Gli studi di Mattock (2012) hanno dimostrato che la resistenza varia al variare dell'altezza della mensola  $h$  e del rapporto  $a/h$ , mentre Moreno-Martínez & Meli (2014), oltre a studiare l'influenza delle barre inclinate, suggeriscono che la presenza di un raccordo più inclinato e meno netto in corrispondenza della sezione di attacco tra la mensola e la trave potrebbe limitare la formazione di fessure inclinate proprio nella sezione più sollecitata.

Infine, gli studi di Desnerck et al. (2016, 2017) hanno analizzato l'influenza di differenti dettagli costruttivi, quali l'assenza delle armature orizzontali o verticali e l'assenza o la presenza di armature inclinate, oltre che gli effetti di combinazioni di difetti, quali la presenza simultanea di riduzione della sezione delle barre a causa della corrosione o perdita di ancoraggio delle armature, sulla capacità portante delle selle, concludendo che in questi ultimi casi l'impatto potrebbe essere maggiore della combinazione lineare dei singoli effetti.

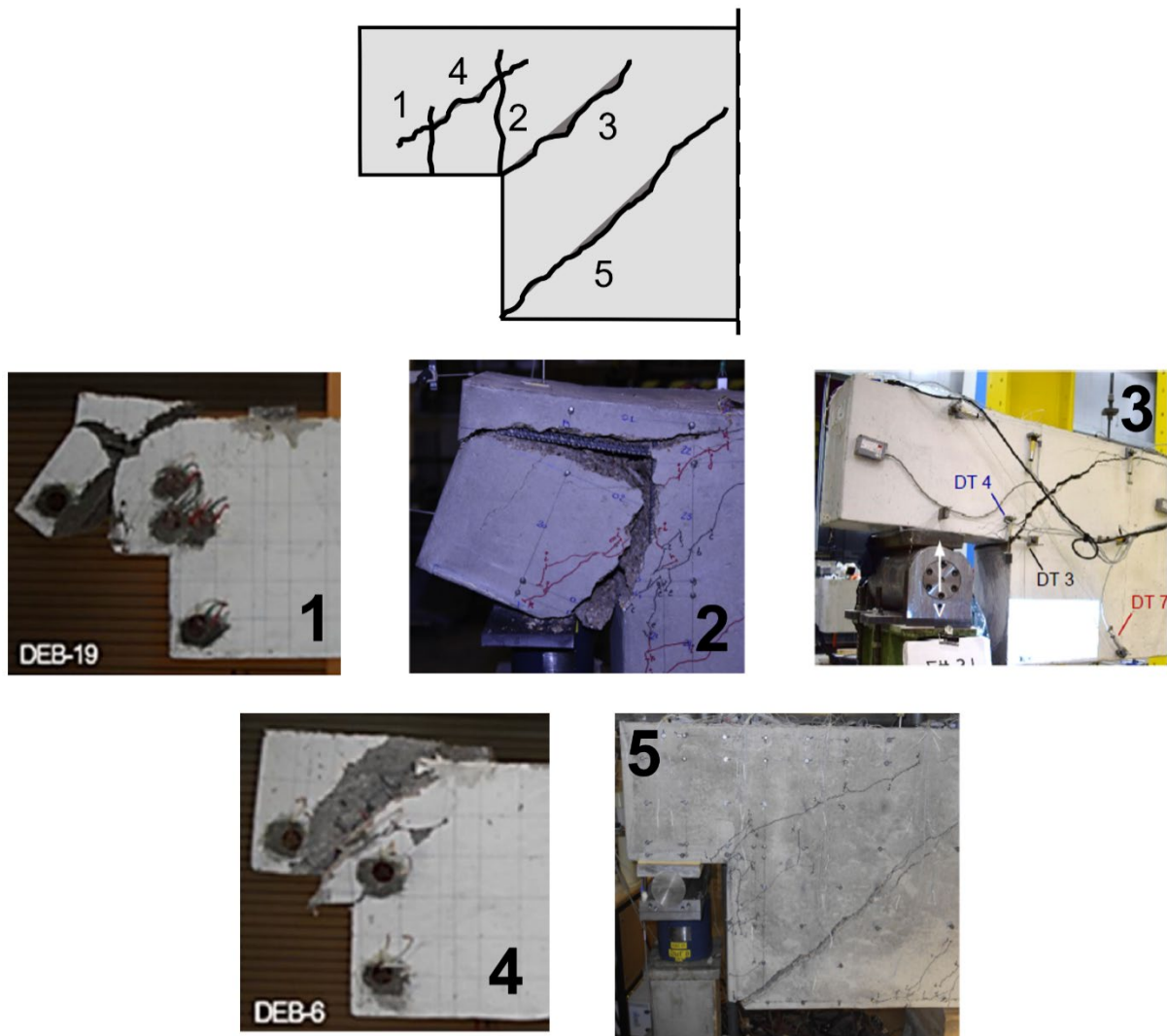


Figura 1.8 – Possibili modalità di rottura di una sella Gerber: 1 e 4 (Mohammed et al., 2020); 2 e 5 (Desnerck et al., 2016); 3 (Rajapakse et al., 2022).

Oltre che sulla resistenza a taglio, la presenza di differenti dettagli costruttivi incide anche sulla modalità di rottura delle selle. In particolare, secondo il PCI Design Handbook (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010), le modalità di collasso di una sella Gerber soggetta a carichi verticali possono essere raggruppate in 5 differenti tipologie. Le cinque modalità di rottura sono mostrate all'interno della Figura 1.8 e possono essere così definite:

- La modalità 1 – “Flexure and axial tension in the extended end” – coinvolge la fessurazione verticale della mensola dovuta a stati flessionali e tensioni assiali;
- La modalità 2 – “Direct shear” – è causata da una sollecitazione di taglio diretto in corrispondenza della sezione di attacco tra la mensola e la trave e genera fessurazioni verticali di distacco tra le 2 parti;
- La modalità 3 – “Diagonal tension at re-entrant corner” – è caratterizzata dalla formazione di fessure diagonali a partire dall'angolo tra la mensola e la trave generate da sollecitazioni di tensione diagonale;

- La modalità 4 – “Diagonal tension in extended end” – rappresenta la rottura a taglio del puntone di calcestruzzo nella mensola;
- La modalità 5 – “Diagonal tension in the undapped portion” – è caratterizzata dalla formazione di fessure diagonali a partire dallo spigolo inferiore della trave a sezione non ridotta, causate da sollecitazioni di tensione diagonale.

Tali modalità rappresentano potenziali condizioni di rottura, ma non esauriscono tutte le possibilità. Come riportato in Aswin et al. (2015b), che hanno effettuato una revisione di differenti studi sperimentali di letteratura condotti sulle selle Gerber, la maggior parte dei provini testati raggiunge la condizione di rottura con la formazione di fessure inclinate che si generano all’angolo rientrante e si propagano lungo altre zone della trave, ottenendo quindi condizioni in cui più di una modalità, tra quelle indicate dal PCI Design Handbook, possono coesistere.

Esemplificativi, infatti, sono i provini riportati in Figura 1.9a,b, che rappresentano travi con estremità rastremate testate rispettivamente da Mohammed et al. (2020) e Herzinger (2008). La figura mostra condizioni di rottura che coinvolgono sia la modalità 3 che la modalità 4, con rottura prevalentemente a taglio della intera mensola, nel primo caso, e una distribuzione delle fessure che coinvolge non solo l’angolo rientrante e la mensola, ma anche la zona non rastremata della trave, quindi assimilabile ad una coesistenza delle modalità 3, 4 e 5, nel secondo caso.

Inoltre, non sempre la rottura può essere associata ad una sola o ad una combinazione delle 5 modalità indicate. Infatti, alcuni studi sperimentali (Mata-Falcón, 2015; Mohammed et al., 2020) hanno indicato anche altri tipi di rottura, quali quelli mostrati nella Figura 1.9c,d. In questi casi, la condizione di rottura si raggiunge attraverso la formazione di fessure allineate in modo orizzontale rispetto all’asse della trave, in un caso, e sia attraverso la formazione di fessure inclinate allo spigolo tra mensola e trave, sia con l’espulsione della zona superiore di calcestruzzo compresso, nell’altro.

Sebbene la determinazione di tali possibili meccanismi di collasso sia fondata sulla base dei risultati di test sperimentali di laboratorio, è possibile riferirsi a questi anche per le travi Gerber all’interno delle strutture esistenti, per le quali non ci sono molte testimonianze di collasso strutturale. Gli unici casi, citati al paragrafo precedente, sono rappresentati dal collasso del cavalcavia Annone in provincia di Lecco, per il quale quadri fessurativi riconducibili al meccanismo di tipo 3 erano visibili anche molto tempo prima dell’evento catastrofico, nonché dal crollo del ponte “de la Concorde” in Canada, dove non è stato possibile, a causa dell’evento improvviso, riscontrare fessurazioni preesistenti in corrispondenza delle selle Gerber.



a)



b)



Figura 1.9 – Ulteriori possibili modalità di rottura: a) combinazione delle modalità 3 e 4 (Mohammed et al., 2020); b) combinazione delle modalità 3, 4 e 5 (Herzinger, 2008); c) rottura secondo una direzione orizzontale (Mohammed et al., 2020); d) rottura della zona di calcestruzzo compresso superiore (Mata-Falcón, 2015).

### 1.3 Metodi di calcolo

La molteplicità e la diversità di dettagli costruttivi esistenti per le selle Gerber, sia quelle utilizzate per le travi da ponte, sia per le travi di strutture edilizie, sono frutto di una altrettanta diversità in termini di metodi di calcolo e progettazione sviluppati nel tempo, dal momento in cui le selle Gerber sono state utilizzate per la costruzione di opere in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso a partire dagli anni '60 del secolo scorso.

Di seguito, dunque, verranno illustrate le teorie, i metodi, e le pratiche di progettazione utilizzate per la realizzazione delle selle Gerber, evidenziando sia metodi e codici utilizzati nel nostro paese, mostrando due esempi differenti di progettazione ricavati dall'analisi di relazioni tecniche estratte da progetti esecutivi di 2 ponti costruiti tra gli anni '60 e gli anni '70, sia le teorie e i metodi disponibili in letteratura. Inoltre, per ognuno dei metodi illustrati verranno fornite osservazioni per l'utilizzo degli stessi ai fini della valutazione della resistenza di selle Gerber esistenti.

#### 1.3.1 Metodi di calcolo secondo l'esperienza italiana

All'inizio degli anni '60, in Italia la progettazione di ponti e viadotti veniva effettuata con riferimento al D.L. n. 2229 del 16 Novembre 1939 (Regio Decreto, 1939) per quanto riguarda la progettazione delle opere in calcestruzzo armato, alla Circolare del CSLLP n. 384 del 4 Febbraio 1962 (Ministero dei Lavori Pubblici, 1962) per quanto riguarda i carichi da traffico per i ponti stradali, e la Circolare del CSLLP n. 1398 del 23 Gennaio 1965 (Ministero dei Lavori Pubblici, 1965) per quanto riguarda la progettazione delle strutture in calcestruzzo armato precompresso. Pertanto, non esistevano norme o linee guida specifiche per la progettazione delle armature in corrispondenza delle selle Gerber.

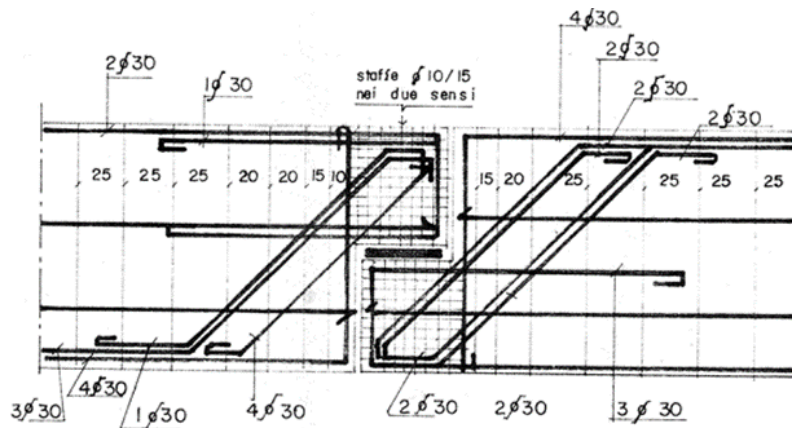


Figura 1.10 – Dettaglio di armatura della sella Gerber tratto dai disegni di progetto del ponte Musmeci.

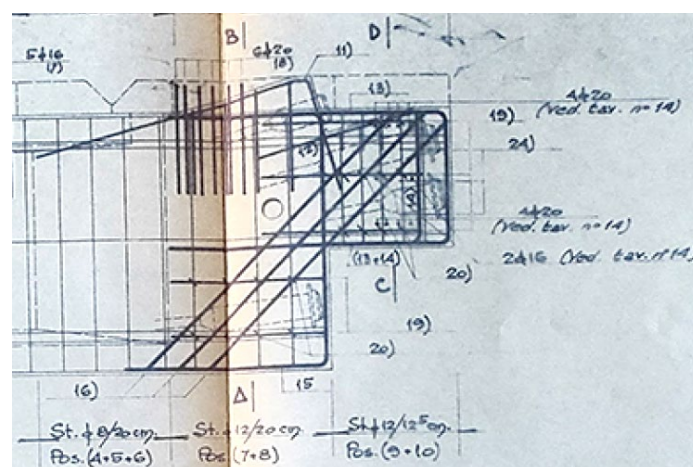


Figura 1.11 – Dettaglio delle armature della sella di una trave in c.a.p. a cavi post-tesi.

Un primo esempio di progettazione è stato ricavato analizzando i disegni esecutivi e la relazione di calcolo del ponte Musmeci situato a Potenza (Marmo et al., 2019), progettato alla fine degli anni '60. I dettagli costruttivi delle selle Gerber appartenenti all'impalcato del ponte sono mostrati in Figura 1.10. Come si può osservare, è presente una grande quantità di armatura inclinata ( $45^\circ$ ), che è stata progettata e verificata per assorbire completamente l'azione di taglio, senza considerare alcun contributo resistente del calcestruzzo. L'armatura orizzontale della sella è stata progettata e verificata a flessione, mentre le staffe verticali, seppur presenti, non sono state dimensionate. Inoltre, è stata effettuata una verifica a fatica delle armature, fornendo un margine di sicurezza adeguato rispetto alla tensione ammissibile dell'acciaio. In corrispondenza della mensola sono presenti staffe bidirezionali molto ravvicinate, che svolgono principalmente un ruolo di confinamento del calcestruzzo, fornendo una maggiore resistenza a taglio alla mensola.

Un secondo esempio riguarda un viadotto realizzato con travi in c.a.p. a cavi post-tesi, anche esso alla fine degli anni '60. La Figura 1.11 mostra il dettaglio delle armature della sella dove si possono notare anche le zone di alloggiamento degli ancoraggi dei cavi di post-tensione. Anche in questo caso, si possono distinguere armature diagonali, verticali (staffe) e orizzontali opportunamente disposte. All'interno della relazione di calcolo si fa riferimento soltanto ad una verifica a taglio della sezione di appoggio, calcolando l'area necessaria di staffe verticali nella mensola, mentre sono assenti

informazioni sul dimensionamento delle restanti armature diagonali, orizzontali e delle staffe disposte a partire dalla sezione di attacco della mensola.

I due esempi illustrati mettono in evidenza come, in passato, l'assenza di norme di riferimento abbia portato i progettisti a considerare le selle Gerber come un qualsiasi elemento strutturale inflesso, effettuando semplici verifiche a flessione e taglio per il progetto delle armature, senza nessuna considerazione degli effettivi meccanismi resistenti. Nonostante ciò, il buon senso ingegneristico e una pratica di progettazione significativamente conservativa hanno spinto l'indicazione, all'interno dei dettagli esecutivi, di armature aggiuntive rispetto a quelle espressamente calcolate. Infatti, armature orizzontali, verticali e inclinate sono presenti in entrambi i casi insieme alle staffe di confinamento all'interno della mensola.

Dunque, le informazioni ricavate attraverso l'analisi della documentazione progettuale di ponti e viadotti costruiti durante quegli anni risultano essenziali durante le fasi di valutazione della sicurezza di tali elementi, al fine di eseguire una progettazione simulata (Verderame et al., 2010), soprattutto quando si dispone di una conoscenza limitata della struttura in questione.

Significative differenze potrebbero essere presenti per le selle Gerber appartenenti a ponti progettati dopo il 1992, anno in cui è stato emesso il Bollettino Ufficiale CNR10037/86 (Consiglio Nazionale delle Ricerche, 1992) relativo alla progettazione delle "Mensole tozze e selle Gerber". Il documento, infatti, ha rappresentato un'utile guida per la progettazione di questi elementi strutturali sulla base degli sviluppi tecnico-scientifici di quegli anni. In particolare, il Bollettino fornisce maggiori dettagli sui meccanismi resistenti da considerare per la progettazione delle differenti tipologie di armatura e indica due possibili modalità di rottura caratterizzate dalla apertura delle fessure secondo direttrici inclinate a  $45^\circ$  a partire dall'angolo rientrante della mensola e a partire dallo spigolo inferiore della parte non rastremata della trave, ossia le direzioni (1) e (2) in Figura 1.12. Oltre alle armature orizzontali, verticali e inclinate che continuano ad essere presenti, il Bollettino fornisce indicazioni sull'utilizzo di un'ulteriore tipologia di armature orizzontali (armature  $A_v$  in Figura 1.12) disposte al fine di aumentare il collegamento tra la mensola e la restante parte della trave.

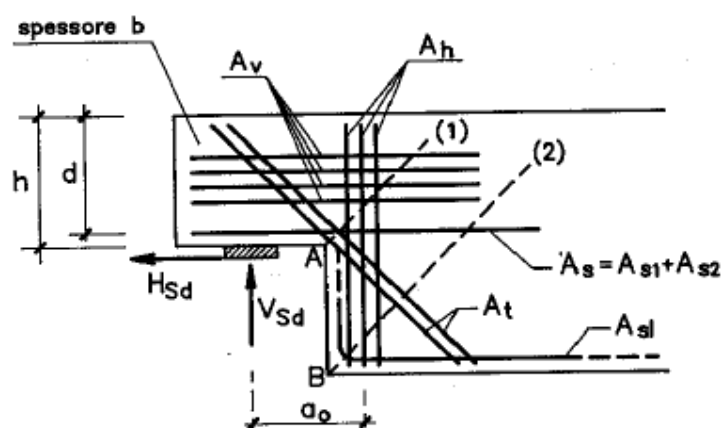


Figura 1.12 – Particolare della progettazione delle armature all'interno di una sella Gerber secondo il Bollettino Ufficiale CNR10037/86 (Consiglio Nazionale delle Ricerche, 1992).

### 1.3.2 Metodo di calcolo secondo il PCI Design Handbook

L'approccio di progettazione proposto dal PCI Design Handbook (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010), che fa riferimento all'individuazione delle 5 potenziali modalità di rottura illustrate al paragrafo 1.2, è il frutto di ricerche sperimentali e studi condotti da Mattock & Chan (1979). I ricercatori furono i primi a proporre un metodo di progettazione delle selle Gerber in analogia alla progettazione delle mensole tozze. Secondo i ricercatori, infatti, le selle Gerber potevano essere assimilate a mensole invertite per le quali sono necessarie armature verticali aggiuntive al fine di assorbire gli sforzi di compressione presenti all'interno della sella, che nel caso delle mensole vengono bilanciate da forze di compressione presenti all'interno del pilastro (Figura 1.13). Tali armature verticali, dette "hanger reinforcement", vanno posizionate a ridosso dell'interfaccia tra trave e mensola in modo da sviluppare una luce di taglio  $a$  tale da bilanciare la reazione verticale esterna e generare una forza non minore di essa.

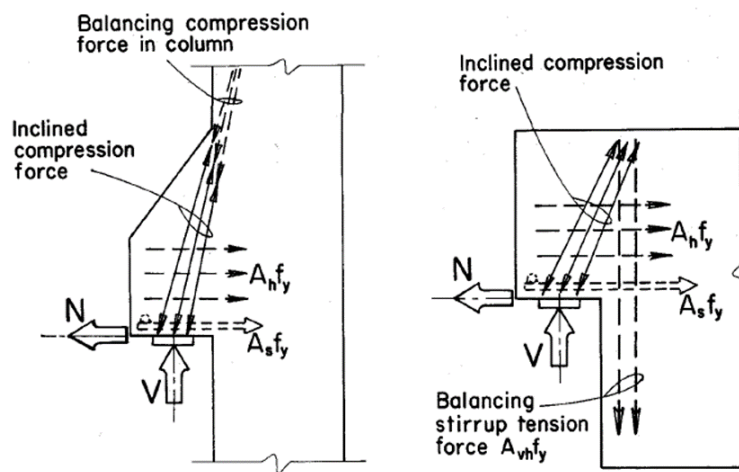


Figura 1.13 – Confronto tra i meccanismi resistenti di una mensola solidale ad un pilastro e una sella Gerber secondo Mattock & Chan (1979).

Le 5 modalità di rottura individuate attraverso la realizzazione di diversi test sperimentali portarono alla definizione di particolari dettagli costruttivi e indicazioni progettuali tuttora presenti all'interno del PCI Design Handbook nella versione più aggiornata del 2010 e mostrati in Figura 1.14. La progettazione così definita viene articolata nei seguenti passaggi:

- La modalità di rottura 1 prevede il calcolo di armatura a flessione  $A_f$ , necessaria ad assorbire il momento flettente che si genera nella mensola per effetto delle azioni esterne  $V_u$  e  $N_u$ , e armatura assiale  $A_n$  calcolata per assorbire soltanto l'azione orizzontale  $N_u$ . La somma delle armature così calcolate definisce l'armatura principale orizzontale della sella  $A_s$  in Figura 1.14;
- Al fine di contrastare il meccanismo di collasso di tipo 2 di taglio diretto tra la mensola e la trave, è necessario inserire sia armature  $A_s$  sia ulteriori armature orizzontali  $A_h$  costituite da uncini ad U, distribuite all'interno della mensola e prolungate oltre la linea di fessurazione 2 per una lunghezza di ancoraggio almeno pari a  $l_d$  definita come da manuale;



Il progetto di nuove selle con il metodo Strut-and-Tie restituisce valori di capacità portante conservativi, poiché esso rappresenta un'applicazione del teorema statico, o "del limite inferiore", dell'analisi limite, secondo il quale qualsiasi configurazione interna di sforzi in equilibrio con i carichi esterni e che non violi la condizione di resistenza dei materiali genera un carico che non supera quello di collasso della struttura. Secondo tale teorema, dunque, possono esistere differenti configurazioni geometriche del traliccio di tiranti e puntoni all'interno della sella. Infatti, nel tempo sono state sviluppate differenti teorie per la ricerca del traliccio ottimale.

Un primo approccio è quello di orientare i tiranti e i puntoni secondo le linee isostatiche di trazione e compressione ottenute da una analisi statica in fase elastica non fessurata della struttura, secondo quanto indicato dagli studi di Schlaich et al. (1987). Così facendo, infatti, si garantisce che tutte le aste attingano la loro resistenza di progetto senza che si verifichi la rottura anticipata di un qualsiasi elemento del traliccio. Di contro, tale approccio ha lo svantaggio di trascurare parte della resistenza ultima della struttura e, quindi, restituisce una capacità portante abbastanza lontana dal carico di collasso, dunque una sottostima.

Al contrario, posizionando le aste del traliccio secondo le linee di carico ottenute attraverso una analisi allo stato limite ultimo, si otterrebbero valori di resistenza sicuramente prossimi al carico di collasso, ma contemporaneamente si potrebbero avere rotture premature delle aste, poiché non è garantito il raggiungimento della capacità resistente di ognuna. Infatti, in questo caso bisognerebbe verificare la capacità duttile delle singole aste, ad esempio, attraverso analisi non lineari agli elementi finiti.

Un ulteriore approccio per la definizione della geometria ottimale del traliccio resistente si basa sulla considerazione che i carichi tendono a seguire percorsi nei quali si sviluppano le minime tensioni e deformazioni. Secondo tale approccio, dunque, qualsiasi traliccio può essere ottimizzato attraverso criteri energetici, secondo quanto stabilito anche all'interno dell'Eurocodice 2 (EN 1992-2, 2005).

All'interno dell'Eurocodice 2 vengono proposti due differenti tralicci resistenti per il progetto delle selle Gerber, illustrati in Figura 1.15. I due tralicci corrispondono ad un differente dettaglio di armature. Infatti, il traliccio raffigurato in Figura 1.15a corrisponde all'utilizzo di armature principali verticali, le staffe, che contribuiscono alla resistenza del tirante verticale  $T_2$ , e armature orizzontali secondo la direzione del tirante  $T_1$ , mentre la Figura 1.15b fa riferimento alla presenza di armature inclinate che confluiscono in termini di resistenza nel tirante  $T'_1$ . I due tralicci possono essere adottati indipendentemente oppure combinati tra di loro, ad esempio, associando ad ognuno un contributo di resistenza pari al 50%. Relativamente al traliccio di Figura 1.5a, alcuni autori (Wight & MacGregor, 2012) hanno sottolineato la difficoltà di formazione del puntone  $C_2$  nei casi reali. Infatti, come ampiamente illustrato all'interno del paragrafo 1.2, solitamente tale zona è caratterizzata da una concentrazione di fessure causata dalla presenza di stati tensionali di trazione. Pertanto, in letteratura sono stati proposti tralicci alternativi che tengono conto di tale aspetto (Schlaich et al., 1987; Schlaich & Schaefer, 1991).

A seguito della definizione della geometria del traliccio resistente, il metodo prevede il calcolo degli sforzi nelle singole aste, il dimensionamento delle armature, e infine la verifica di resistenza di tutti gli elementi componenti il traliccio. La rottura di un traliccio Strut-and-Tie può essere causata da differenti meccanismi: snervamento di uno o più tiranti, schiacciamento di un puntone di calcestruzzo, schiacciamento di un nodo e sfilamento di uno o più tiranti in corrispondenza di un nodo.

Per quanto riguarda i tiranti, bisogna verificare che la resistenza ad essi associata, funzione del quantitativo di armatura disposto e della tensione di snervamento dell'acciaio considerato, non sia inferiore allo sforzo di trazione agente in essi, che è funzione della geometria del traliccio e dei carichi esterni applicati. Se il tirante è orizzontale, bisogna verificare che la rottura di quest'ultimo non avvenga per sfilamento delle barre. Dunque, ad esso verrà associata la resistenza minima tra la forza di snervamento e la forza di aderenza sviluppata dalle barre confluenti nel tirante.

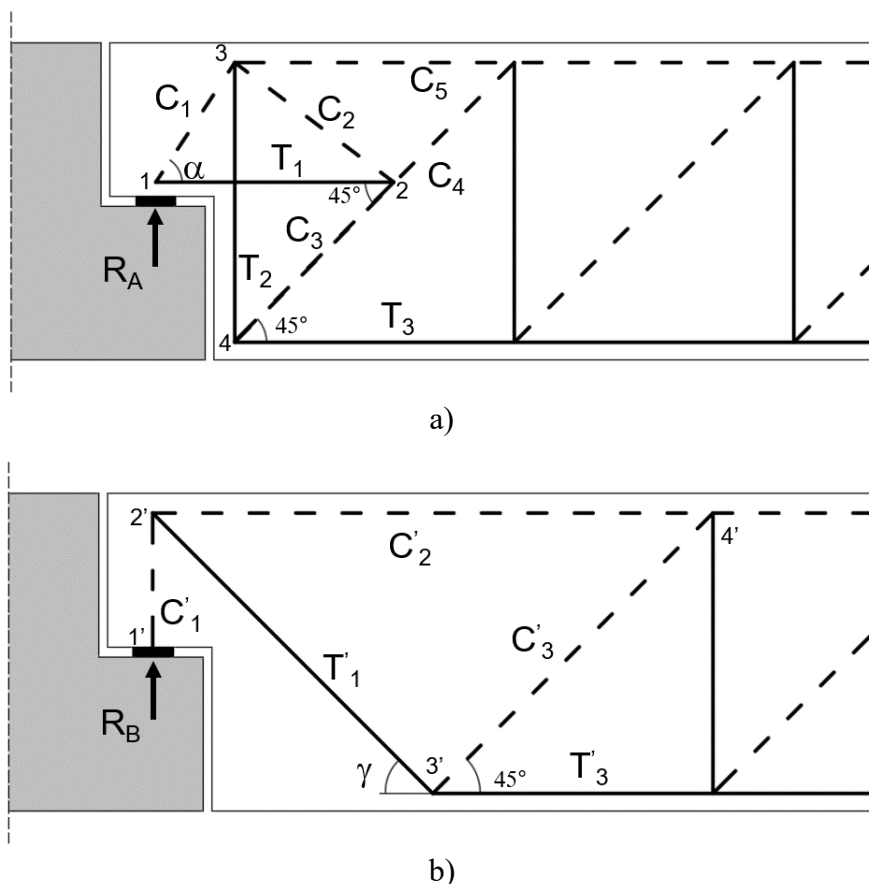


Figura 1.15 – Tralicci resistenti secondo l'Eurocodice 2 (EN 1992-2, 2005) (puntone in linea tratteggiata e tiranti in linea continua): a) con l'utilizzo di armature verticali e orizzontali; b) con l'utilizzo di armature inclinate.

Lo schiacciamento di un puntone si verifica quando all'interno di esso si instaura uno sforzo di compressione superiore alla resistenza di progetto del puntone stesso. In questo caso, la resistenza di progetto dipende dalla presenza o meno di campi di tensione trasversali. Infatti, in assenza di tensioni trasversali, la resistenza di progetto coincide con la resistenza a compressione del calcestruzzo, come riportato nella espressione (1.1):

$$\sigma_{Rd} = f_{cd} \quad (1.1)$$

In presenza di tensioni trasversali, si considera una resistenza inferiore, secondo quanto riportato dall'Eurocodice 2, pari a:

$$\sigma_{Rd} = 0.6 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (1.2)$$

$$v' = 1 - f_{ck}/250$$

I nodi rappresentano volumi di calcestruzzo in cui confluiscono differenti sforzi sia di compressione che di trazione; infatti, essi rappresentano delle zone critiche sede di brusche variazioni di carico e concentrazione degli sforzi. Pertanto, è necessario verificare sia la resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo sia l'ancoraggio delle armature. All'interno delle zone nodali la capacità resistente dipende dal loro dimensionamento e dall'ancoraggio delle armature. I nodi possono essere di differenti tipologie a seconda degli sforzi che confluiscono in essi e vengono così definiti: CCC quando confluiscono tre puntoni; CCT, presenza di due puntoni e un tirante; CTT, un puntone e due tiranti; TTT in presenza di tre tiranti. Esempi di nodi CCT sono presenti all'interno del traliccio resistente di Figura 1.15a, in particolare in corrispondenza dei nodi 1, 2 e 3, mentre il nodo 4 è un esempio di noto CTT.

La resistenza di progetto dei nodi è pari ad una aliquota della resistenza di progetto del calcestruzzo. Tale aliquota rappresenta il fattore di efficienza  $k$  che dipende dalla tipologia di nodo. Infatti, nodi CCT e CTT hanno fattori di efficienza minori rispetto a nodi CCC, poiché si considera la presenza di tensioni di trazione trasmesse per aderenza dalle armature, che diminuiscono la resistenza a compressione. In particolare, le resistenze si ricavano attraverso le espressioni riportate in Tabella 1.1.

*Tabella 1.1 – Resistenze di progetto delle differenti tipologie di nodi secondo l'Eurocodice 2.*

Nodo	Fattore di efficienza	Resistenza di progetto
CCC	$k_1 = 1$	$\sigma_{1Rd} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (1.3)$
CCT	$k_1 = 0.85$	$\sigma_{2Rd} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (1.4)$
CTT	$k_1 = 0.75$	$\sigma_{3Rd} = k_3 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (1.5)$
TTT	–	$\min(f_{yd}; f_{y,aderenza}) \quad (1.6)$

Per quanto riguarda l'utilizzo del metodo Strut-and-Tie per la valutazione della resistenza di selle esistenti, bisogna considerare che, affinché si ottengano valori di resistenza affidabili, il traliccio resistente deve tenere conto della reale posizione delle armature all'interno della sella e della capacità resistente e duttile residua di queste ultime.

Riguardo il primo aspetto, si sottolineano tutte le criticità relative alle difficoltà di individuazione dei dettagli costruttivi, soprattutto quando sono assenti i documenti progettuali e le relazioni di calcolo. Inoltre, in molti casi all'interno delle selle esistenti le staffe verticali sono posizionate su più strati a partire dall'interfaccia tra la mensola e la trave, rendendo di non facile valutazione la posizione e la resistenza del tirante verticale  $T_2$  di Figura 1.15a, dal quale dipende anche l'inclinazione del puntone di calcestruzzo  $C_1$ . A questo proposito, anziché decidere arbitrariamente il numero di staffe da

considerare e posizionare il tirante nel baricentro delle stesse, Menichini et al. (2024) hanno proposto una procedura iterativa basata sul soddisfacimento di relazioni di equilibrio per valutare la resistenza e la posizione del tirante  $T_2$ , al fine di ottenere stime più accurate della capacità portante della struttura. Un ulteriore aspetto da considerare riguarda la combinazione dei 2 tralicci resistenti indicati dall'Eurocodice 2. In questo caso, l'associazione di un contributo di resistenza pari al 50% ad ognuno dei due tralicci potrebbe condurre a valutazioni errate di resistenza. L'aliquota di resistenza andrebbe, invece, quantificata in base ai quantitativi di armatura relativi all'uno o all'altro meccanismo resistente effettivamente presenti all'interno delle selle (Menichini et al., 2024). In base a tali considerazioni, al fine di effettuare valutazioni di capacità di selle Gerber appartenenti a travi in calcestruzzo armato precompresso, bisogna considerare anche della presenza degli ancoraggi dei cavi di post-tensione all'interno della mensola, utilizzando, ad esempio, tralicci resistenti opportunamente modificati, come quelli proposti da Wang & Meng (2008).

Riguardo il secondo aspetto, nelle strutture esistenti la presenza della corrosione può ridurre drasticamente la resistenza e la duttilità delle armature, ma anche compromettere l'aderenza con il calcestruzzo (Desnerck et al., 2017). Per tale ragione, in letteratura sono stati sviluppati tralicci resistenti che tengono conto di tali fenomeni (Desnerck, Lees, & Morley, 2018), ottimizzando la disposizione e il comportamento delle aste al fine di riprodurre il reale comportamento di tali elementi (Mata-Falcón et al., 2019).

#### **1.3.4 Metodo cinematico**

Il metodo cinematico è un approccio analitico attraverso il quale è possibile valutare la resistenza di una sella ipotizzando una modalità di rottura caratterizzata dall'apertura di una principale fessura lungo una particolare direzione e imponendo che le armature in corrispondenza della fessura soddisfino l'equilibrio alla rotazione attorno al punto di propagazione di quest'ultima (Kanazawa et al., 2024; Rajapakse et al., 2021). Anche questo metodo è espressione della analisi limite, in particolare rappresenta una applicazione del teorema cinematico, o del "limite superiore".

La Figura 1.16, ad esempio, rappresenta una condizione di rottura molto frequente all'interno delle selle Gerber attraverso la formazione di una fessura principale che si propaga a partire dall'angolo rientrante tra la mensola e la trave, solitamente seguendo una direzione inclinata di  $45^\circ$  rispetto all'asse orizzontale. Ipotizzando che l'apertura di tale fessura suddivida la sella in 2 blocchi rigidi e che il momento flettente generato dalla reazione verticale esterna generi un meccanismo di rotazione del blocco superiore rispetto a quello inferiore con punto di rotazione individuato in corrispondenza della profondità dell'asse neutro  $x$ , è possibile valutare il valore di collasso della reazione  $V$  attraverso il soddisfacimento di equazioni di equilibrio alla rotazione, considerando che allo stato limite ultimo le armature che attraversano tale fessura raggiungano la condizione di snervamento. Attraverso la variazione dell'angolo  $\theta$  di propagazione della fessura, è possibile procedere in modo iterativo al fine di individuare il valore di resistenza della sella più realistico.

In letteratura, esistono diversi esempi di applicazione di tale metodo. Ad esempio, Rajapakse et al. (2021) hanno proposto un metodo basato sulla conoscenza dell'angolo con il quale si propagano le fessurazioni a partire dall'angolo rientrante, assumendo una modalità di rottura di tipo 3, tra quelle indicate all'interno del PCI Design Handbook, discusse al paragrafo 1.2. Ulteriori parametri di input considerati sono la larghezza della fessura, la quantità di armatura in corrispondenza dell'angolo

rientrante, nonché la lunghezza della fessura. Tale modello è stato applicato ad un database di 47 test sperimentali, fornendo valori accurati di resistenza delle selle in confronto ai risultati sperimentali. Kanazawa et al. (2024) hanno approfondito lo studio considerando differenti inclinazioni di propagazione delle fessure a partire dall'angolo rientrante, costruendo, quindi, una funzione che definisce una curva di rottura al variare dell'angolo  $\theta$ . Anche in questo caso, il metodo proposto è stato validato attraverso i risultati di 30 differenti test sperimentali ottenendo un valore medio del rapporto tra la resistenza così valutata e quella sperimentale pari a 0.988.

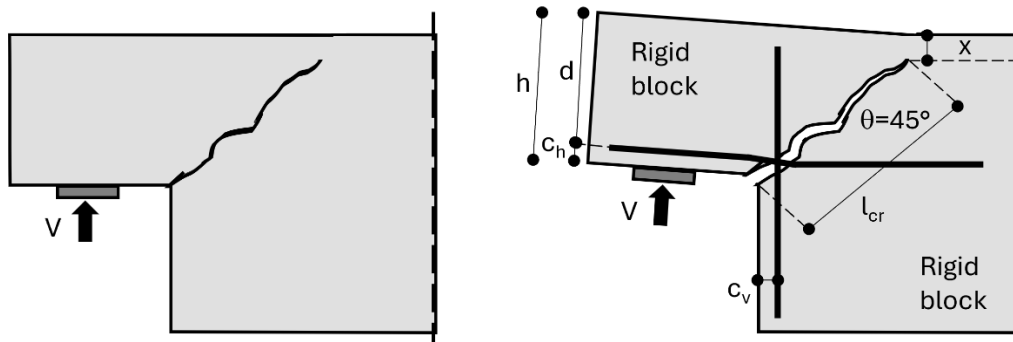


Figura 1.16 – Ipotesi del meccanismo di collasso di una sella Gerber al fine di individuare la capacità resistente attraverso il metodo cinematico.

Il metodo cinematico, dunque, rappresenta un'ulteriore alternativa analitica per la valutazione della resistenza delle selle Gerber attraverso il quale, a differenza del metodo Strut-and-Tie che restituisce valori molto conservativi, è possibile ottenere valori più realistici della capacità portante. D'altro canto, assumere a priori sia la modalità di rottura, sia le entità geometriche relative al meccanismo individuato rappresenta il principale svantaggio del metodo, soprattutto per la valutazione della resistenza di selle esistenti per le quali tali informazioni sono di difficile reperimento.

### 1.3.5 Metodi numerici

Le analisi numeriche rappresentano un approccio molto utilizzato per la valutazione del comportamento strutturale delle selle Gerber. Infatti, la realizzazione di modelli di dettaglio bidimensionali o tridimensionali agli elementi finiti e la possibilità di implementare analisi non lineari, considerando il reale comportamento dei materiali quali il calcestruzzo e l'acciaio di armatura attraverso opportuni legami costitutivi, ad esempio quelli basati sulla meccanica della frattura non lineare per il calcestruzzo (Bažant & Oh, 1983), che descrive il comportamento del materiale oltre la fase elastica sia in compressione sia in trazione, o l'utilizzo di differenti modelli di comportamento post-elastico dell'acciaio (comportamento elasto-plastico, elasto-plastico con incrudimento, ecc.), permettono di approfondire il comportamento delle selle Gerber sia in esercizio, sia allo stato limite ultimo.

Molto spesso, infatti, le analisi numeriche vengono utilizzate per effettuare indagini parametriche, dopo aver calibrato i modelli sulla base di test sperimentali, per approfondire l'influenza di differenti fattori. In letteratura, esistono numerosi studi che seguono questo approccio. Ad esempio, l'influenza della geometria delle selle, in particolare l'altezza della mensola, e la resistenza del calcestruzzo sono stati studiati da Abdel-Moniem et al. (2020), Abdul-Jawad (2018) e Mohammed (2013). Altri autori

(Don et al., 2022; Hasa & Zich, 2017; Moreno & Meli, 2013) hanno indagato l'influenza di differenti layout di armatura sulla modalità di rottura e la capacità ultima delle selle Gerber. Alcuni ricercatori hanno studiato il comportamento delle selle attraverso analisi statiche (Aswin et al., 2015a), altri hanno approfondito gli effetti di carichi dinamici (Syed et al., 2019). Anche le prestazioni di differenti tecniche di intervento sono state approfondite attraverso l'implementazione di analisi numeriche (Abdel-Moniem et al., 2018; Nagy-György et al., 2012).

Un altro aspetto studiato attraverso le analisi numeriche è il degrado delle selle Gerber. Infatti, in letteratura vengono proposti differenti approcci di modellazione della corrosione e dei suoi effetti. Ad esempio, in Rosso et al. (2022) sono stati realizzati modelli agli elementi finiti in cui la corrosione delle armature è stata portata in conto attraverso una riduzione della sezione trasversale delle stesse, ipotizzando la percentuale di perdita di massa a vari istanti di tempo. In altri studi (Belletti et al., 2024), oltre alla riduzione di sezione delle barre, sono stati considerati differenti effetti, tra i quali la riduzione della resistenza allo snervamento e della duttilità dell'acciaio, nonché la perdita di ancoraggio causata dalla corrosione, mentre altri autori hanno modellato anche gli effetti della corrosione in termini di fessurazione e spalling del calcestruzzo di ricoprimento delle barre (Chijiwa et al., 2020). Ulteriori approcci più sofisticati di modellazione permettono di simulare il fenomeno della corrosione a partire dalla fase di innesco e durante la fase di propagazione per un determinato periodo di tempo. Infatti, ipotizzando di conoscere le concentrazioni iniziali di agenti inquinanti quali, ad esempio, i cloruri, è possibile ottenere la percentuale di riduzione della sezione resistente delle armature, permettendo, dunque, di implementare analisi di durabilità abbastanza accurate (Cervenka et al., 2017).

## **1.4 Fenomeni di degrado nelle selle Gerber: la corrosione delle armature e i suoi effetti**

Come già sottolineato all'interno del paragrafo 1.1, i ponti a schema Gerber sono caratterizzati da una criticità intrinseca relativa alla facilità di accumulo di degrado in corrispondenza delle zone di giunto che possono generare notevoli riduzioni di resistenza mettendo in discussione la sicurezza dell'intero sistema strutturale. La principale causa di degrado è rappresentata dalla corrosione delle armature. Pertanto, di seguito verranno sintetizzati i processi che portano all'innesco e alla propagazione della corrosione e i suoi effetti sulla riduzione delle prestazioni delle armature e del calcestruzzo.

### **1.4.1 Innesco e propagazione della corrosione**

La maggior parte dei fenomeni corrosivi dei metalli è conseguenza di un attacco di tipo elettrochimico, in cui sono coinvolti gli elettroni liberi presenti negli strati più esterni del reticolo cristallino dei materiali metallici, e che avviene in un elettrolita che può essere una soluzione acquosa o l'ambiente atmosferico. Nel caso delle barre di acciaio presenti nel calcestruzzo armato, l'elettrolita è la soluzione presente nei pori capillari del calcestruzzo che ha un pH compreso tra 13 e 14, all'atto della costruzione. Ricoperte da un adeguato spessore di calcestruzzo e immerse in un ambiente alcalino, le barre di acciaio sono protette dall'ambiente esterno e dagli agenti atmosferici aggressivi (condizioni di passivazione delle armature) finché il ricoprimento di calcestruzzo rimane intatto e non altera la sua composizione chimica variando il valore di pH (Bertolini et al., 2013).

Nel tempo il calcestruzzo perde le caratteristiche protettive a causa della sua struttura capillare che favorisce la penetrazione di sostanze aggressive. Inoltre, a causa di agenti fisici (variazioni termiche), meccanici (erosione, urto), chimici (attacco solfatico, reazioni alcali-aggregati) e strutturali (sovraccarichi, cedimenti, carichi ciclici), il ricoprimento di calcestruzzo può subire sfaldamenti, fessurazioni e deterioramento che contribuiscono all'innesco e alla propagazione della corrosione.

L'innesco della corrosione, causato dalla rottura delle condizioni di passivazione delle armature, è dovuto principalmente a due fenomeni:

- Partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui la soluzione all'interno dei pori del calcestruzzo passa da valori di  $\text{pH} > 13$  a  $\text{pH} < 9$ , deteriorando le condizioni di passività delle armature. Questo fenomeno prende il nome di carbonatazione poiché, a seguito della reazione tra la  $\text{CO}_2$  e gli idrossidi alcalini contenuti nel cemento, viene prodotto carbonato di calcio (Poursaee, 2023);
- A contatto con ambienti contenenti cloruri, nel calcestruzzo possono penetrare questi ioni fino a raggiungere le armature. Se alla superficie delle armature si supera un tenore critico di cloruri, indicativamente dell'ordine di 0.4-1% del contenuto in peso di cemento, il film protettivo può rompersi localmente e rendere vulnerabili le armature (Tian et al., 2023).

L'attacco corrosivo dovuto alla carbonatazione è prevalente nelle strutture situate in ambienti con alte concentrazioni di anidride carbonica (zone urbane e industriali o gli ambienti interni degli edifici), all'interno dei quali le reazioni di carbonatazione avvengono in maniera continua generando una depassivazione e, quindi, una corrosione generalizzata ed uniforme delle armature.

Per quanto riguarda i ponti in calcestruzzo armato, invece, è molto più frequente la corrosione innescata dalla presenza di cloruri. Questi ioni si trovano in concentrazioni molto elevate all'interno delle acque marine, oppure possono essere introdotti all'interno delle strutture da ponte attraverso lo spargimento di sali disgelanti sulle pavimentazioni stradali durante la stagione invernale, soprattutto in zone montane e collinari. In questo caso, la depassivazione delle armature avviene in maniera localizzata nei punti in cui gli ioni cloruro superano le concentrazioni critiche, generando una corrosione per vaiolatura ("pitting"). L'ingresso dei cloruri all'interno del calcestruzzo dipende da numerosi fattori. I più importanti sono la concentrazione iniziale di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo e il coefficiente di diffusione proprio del calcestruzzo che dipende, come il contenuto critico, da parametri intrinseci al materiale come la permeabilità, il tipo di cemento utilizzato, il rapporto acqua/cemento, ecc. (Gjörv, 2014).

Il periodo di propagazione ha inizio a seguito della depassivazione dell'armatura. Durante questa fase la corrosione si sviluppa più o meno velocemente a seconda della disponibilità di ossigeno, di acqua e di ioni  $\text{OH}^-$  all'interno della soluzione interstiziale (Bertolini et al., 2013).

Lo studio del fenomeno della corrosione può essere condotto analizzando separatamente la fase di innesco e i processi che si sviluppano durante la propagazione. La fase di propagazione è molto simile sia nel caso di corrosione dovuta alla carbonatazione sia per la presenza di cloruri. Infatti, superata la fase di innesco, lo sviluppo della corrosione dipende soprattutto dall'apporto di ossigeno. La fase di innesco, invece, viene studiata in maniera differente nei due casi, sfruttando i numerosi modelli esistenti per descrivere l'evoluzione della profondità di carbonatazione o l'ingresso dei

cloruri all'interno del calcestruzzo, analizzando i fattori che entrano in gioco e stimando ad esempio il tempo di innesco che rappresenta un dato molto importante per valutare gli effetti della corrosione sulle strutture (Kim et al., 2020).

### 1.4.2 Effetti della corrosione

Gli effetti della corrosione nelle strutture in calcestruzzo armato sono molteplici. In primis, le barre di armature vengono consumate riducendone la sezione resistente. Tale riduzione viene di solito indicata in termini di perdita di massa relativa della barra corrosa  $\Delta m$  rispetto alla barra in assenza di corrosione (ASTM G1-03, 2017). La diretta conseguenza della riduzione di sezione è la riduzione di resistenza dell'armatura. Più in generale, si osserva una variazione totale del legame costitutivo dell'acciaio che coinvolge non solo la riduzione della resistenza allo snervamento, ma anche della tensione e della deformazione a rottura, osservando un generale infragilimento dell'acciaio (Almusallam, 2001) (Figura 1.17).

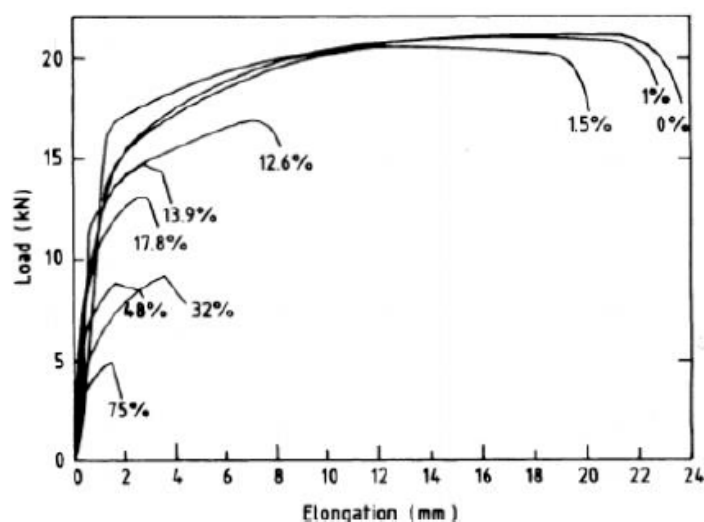


Figura 1.17 – Variazione della curva carico-spostamento di barre di acciaio corrose al variare della perdita di massa percentuale (Almusallam, 2001).

In letteratura, esistono differenti espressioni per indicare la variazione delle caratteristiche di resistenza in funzione della percentuale di corrosione (Allam et al., 1994; Cairns et al., 2005; Zhang et al., 2012). Le espressioni più utilizzate sono quelle che legano la variazione di una determinata caratteristica di resistenza alla perdita di massa della barra, causata da una corrosione di tipo uniforme, attraverso relazioni di decadimento lineare ottenute mediante regressioni statistiche di risultati sperimentali. Ad esempio, attraverso le espressioni (1.7) e (1.8) di seguito riportate, è possibile calcolare sia la variazione della resistenza allo snervamento, sia di quella a rottura (Apostolopoulos et al., 2006; Du et al., 2005b).

$$\frac{F_y^*}{F_y} = 1 - \beta_{F_y} \times \Delta m \quad (1.7)$$

$$\frac{F_u^*}{F_u} = 1 - \beta_{F_u} \times \Delta m \quad (1.8)$$

Essendo relazioni ottenute attraverso regressioni statistiche di dati sperimentali, in letteratura sono presenti differenti valori dei coefficienti  $\beta_{F_y}$  e  $\beta_{F_u}$  che dipendono da diversi fattori quali la percentuale di corrosione, la natura dell'esposizione alla corrosione (esposizione naturale ai cloruri, alla carbonatazione, corrosione accelerata), la tipologia di barra (nervata o liscia) e la posizione di quest'ultima rispetto al calcestruzzo, nonché la tipologia di attacco corrosivo.

Per quanto riguarda la variazione della deformazione a rottura, che incide sulla capacità duttile delle barre di armatura, in letteratura esistono sia leggi di decadimento lineare (Du et al., 2005a), simili alle precedenti, sia espressioni di decadimento esponenziale (Imperatore et al., 2017), rispettivamente descritte dalle espressioni (1.9) e (1.10) di seguito riportate. Anche in questo caso, i coefficienti  $\beta_{\varepsilon_{su}}$  e  $\hat{\beta}_{\varepsilon_{su}}$  possono essere differenti in funzione delle condizioni con le quali sono stati ottenuti gli studi sperimentali.

$$\varepsilon_{su}^*/\varepsilon_{su} = 1 - \beta_{\varepsilon_{su}} \times \Delta m \quad (1.9)$$

$$\varepsilon_{su}^*/\varepsilon_{su} = \exp(-\hat{\beta}_{\varepsilon_{su}} \times \Delta m) \quad (1.10)$$

Se da un lato la barra si consuma, dall'altro aumenta il suo volume per la presenza dell'ossido ferrico (la ruggine) che viene generato nel processo di corrosione causando la perdita di aderenza tra l'armatura e il calcestruzzo circostante. Inoltre, la pressione esercitata dalla ruggine causa dapprima la fessurazione e in seguito l'espulsione del calcestruzzo (spalling), esponendo le armature a diretto contatto con l'ambiente atmosferico e, quindi, aumentando la velocità di corrosione e facilitando l'ingresso di elementi innescenti come i cloruri (Jonhson et al., 2007).

La corrosione, dunque, influenza in modo significativo sia il comportamento statico, sia il comportamento ciclico delle strutture, compromettendone la sicurezza se non si interviene tempestivamente (Bossio et al., 2018). Risulta, quindi, di fondamentale importanza per le strutture esistenti, e in particolar modo per quelle critiche, saper individuare e riconoscere le diverse tipologie di degrado, per comprendere lo stato della struttura e pianificare una attività di manutenzione e riparazione prima che la capacità portante della struttura venga compromessa significativamente. Spesso, soltanto l'ispezione visiva non basta a rilevare in modo approfondito la tipologia di degrado presente sulla struttura e gli effetti che ne possono derivare. Per questo motivo, tecniche di indagine distruttive e non distruttive o tecniche di monitoraggio continuo sono fondamentali per una completa e chiara conoscenza dello stato in cui riversano le strutture esistenti.



## Capitolo 2

# VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLE SELLE GERBER ATTRAVERSO LA COSTRUZIONE E L'ANALISI DI UN DATABASE DI TEST SPERIMENTALI DI LETTERATURA

Dopo aver illustrato, all'interno del capitolo 1, lo stato dell'arte delle conoscenze e delle ricerche condotte sulle selle Gerber, nel quale sono stati delineati i principali aspetti legati alle criticità, ai metodi di progettazione e analisi ed al comportamento strutturale di tali elementi, all'interno del capitolo 2 viene delineata la metodologia di ricerca e analisi condotta in questo lavoro di tesi riguardo le selle Gerber. In particolare, il capitolo descrive la fase iniziale di tale metodologia che consiste nella costruzione di un database di test sperimentali di letteratura al fine di condurre analisi più approfondite riguardo i dettagli costruttivi, le modalità di rottura, i parametri geometrici e altri fattori che influenzano il comportamento strutturale di tali elementi. Dapprima verranno brevemente descritte le differenti campagne sperimentali selezionate dalla letteratura, in seguito verrà illustrata l'organizzazione del database ed infine verranno analizzati i dati collezionati.

### 2.1 Descrizione delle campagne sperimentali di letteratura selezionate

La revisione della letteratura riguardo le travi Gerber ha permesso di raccogliere un totale di 210 test sperimentali sviluppati in 22 differenti ricerche all'interno delle quali sono state realizzate campagne sperimentali per approfondire il comportamento strutturale a rottura di tali elementi e valutare l'influenza di differenti parametri.

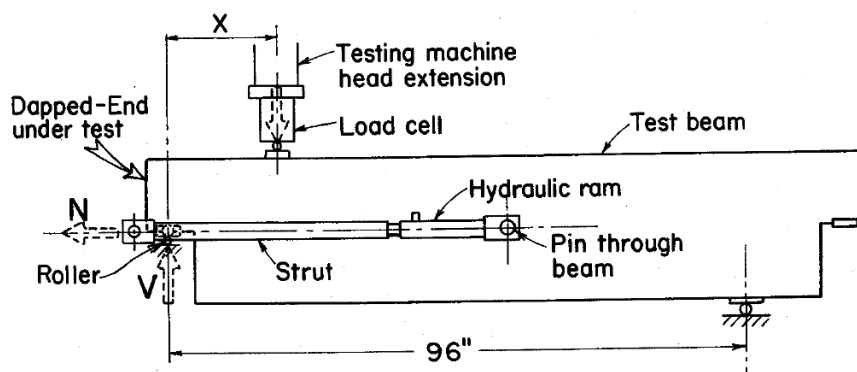


Figura 2.1 – Arrangiamento della strumentazione utilizzata per testare i provini nella campagna sperimentale di Mattock & Chan (1979).

In particolare, Mattock & Chan (1979) hanno realizzato una campagna sperimentale comprendente 4 travi con entrambe le estremità a sella Gerber, per un totale di 8 provini testati. Le 4 travi sono state realizzate con la stessa geometria e dimensione, mentre a variare sono i quantitativi di armatura orizzontale e verticale all'interno delle selle (non sono state utilizzate armature inclinate) e la modalità di applicazione dei carichi esterni. Infatti, attraverso un particolare test set-up, mostrato in Figura 2.1,

è stato possibile applicare soltanto carichi verticali ad alcuni provini e una combinazione di carichi verticali e orizzontali ad altri, considerando anche diversi punti di applicazione del carico verticale, al fine di studiare differenti modalità di rottura.

Ulteriori 12 provini di selle Gerber sono stati testati da Kumaraguru (1992) quali parti estremali di 6 travi aventi le stesse dimensioni e dettagli di armatura, a meno delle armature principali orizzontali che sono state inserite considerando differenti quantitativi in alcuni provini. Oltre alle armature orizzontali, è stato fatto variare anche il punto di applicazione dei carichi esterni al fine di indagare differenti modalità di risposta strutturale delle selle.

La campagna sperimentale condotta da Lu et al. (2003) comprende 12 provini appartenenti alle estremità di 6 differenti travi aventi la stessa geometria. In questo caso, i parametri della sperimentazione sono stati la resistenza a compressione del calcestruzzo, considerando sia calcestruzzi con resistenza ordinaria ( $f_c \approx 30$  MPa), sia ad alta resistenza ( $f_c \approx 60$  MPa), la quantità di armatura verticale e orizzontale principale, e il rapporto tra la luce di taglio e l'altezza della mensola  $a/d$ . Anche in questo caso non sono state considerate armature inclinate, mentre in tutti i provini sono presenti armature orizzontali secondarie all'interno della mensola.

In modo simile, Lin et al. (2003) hanno analizzato l'effetto di diverse quantità di armatura principale orizzontale e verticale, del rapporto  $a/d$  e della resistenza del calcestruzzo sulla capacità resistente delle selle Gerber, testando 12 travi in calcestruzzo ad alta resistenza aventi entrambe le estremità rastremate, per un totale di 24 provini.

Una campagna sperimentale comprendente un totale di 52 provini è stata realizzata da Taher (2005). In particolare, la ricerca condotta aveva lo scopo di approfondire l'influenza di differenti dettagli costruttivi in termini di armatura e valutare l'incremento delle prestazioni fornito da 12 diverse tecniche di intervento. Ipotizzando la presenza di carenze di progettazione in termini di armatura, consistenti, ad esempio, nell'assenza di una appropriata lunghezza di ancoraggio delle armature orizzontali principali, oppure nell'assenza delle armature orizzontali secondarie o delle staffe all'interno della mensola, sono stati realizzati 4 differenti gruppi di provini (Figura 2.2), in ognuno dei quali sono state implementate le diverse tecniche di intervento considerate. Soltanto 3 di questi provini, in particolare quelli di controllo in assenza di intervento, sono stati considerati ai fini della costruzione del database.

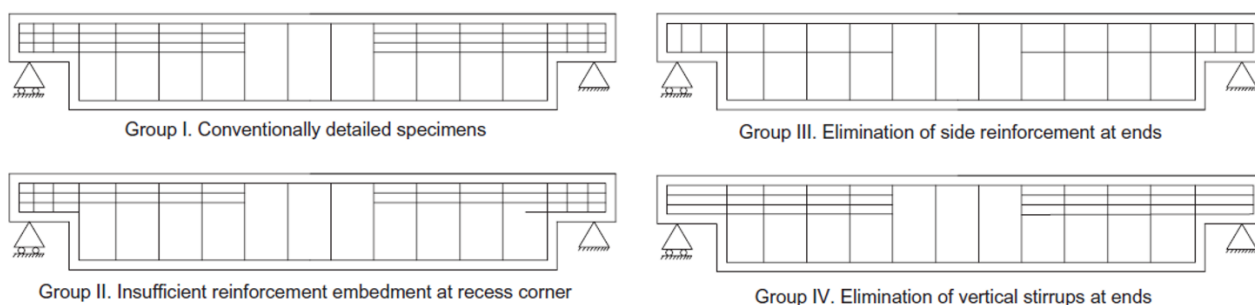


Figura 2.2 – Differenti dettagli costruttivi considerati nella campagna sperimentale di Taher (2005).

Le sperimentazioni condotte da Wang et al. (2005) hanno indagato la resistenza e la modalità di rottura di 24 provini aventi differenti dimensioni in termini di larghezza, altezza della mensola e

altezza totale della trave, considerando per tutti i provini la stessa quantità di armatura orizzontale principale e facendo variare per alcuni la quantità di staffe verticali sia all'interno della mensola sia all'interno della trave non rastremata e considerando la presenza di barre inclinate disposte trasversalmente in differenti configurazioni. Soltanto 18 test sono stati registrati all'interno del database, poiché alcuni provini risultavano ridondanti.

Herzinger (2008) ha sviluppato una sperimentazione per studiare il comportamento strutturale a rottura di 11 travi con estremità rastremate. Lo studio condotto ha considerato differenti variabili riguardanti sia i dettagli costruttivi sia le modalità di applicazione dei carichi. Infatti, in alcuni provini è stato fatto variare il punto di applicazione del carico verticale considerando contemporaneamente la presenza dell'azione orizzontale, utilizzando un particolare tipo di supporto inclinato. Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, differenti quantitativi di armatura orizzontale, verticale e inclinata sono stati considerati, oltre che particolari barre dotate di una testa arrotondata alle estremità ("headed studs"), utilizzate per aumentare l'aderenza con il calcestruzzo rispetto alle barre convenzionali. Di questi 11 provini, soltanto 7 sono stati inseriti nel database.

Ulteriori 24 provini sono stati testati da Lu et al. (2012), considerando per la metà di essi soltanto carichi verticali e per l'altra metà una combinazione di carichi verticali e orizzontali. In particolare, i provini sono stati realizzati con differenti geometrie in termini di larghezza e altezza della sezione rastremata e differenti dettagli costruttivi comprendenti sia rapporti  $a/d$  maggiori che minori dell'unità, per studiare la variazione di rigidità e della capacità ultima in entrambi i casi, nonché la variazione delle armature quali le staffe principali all'interfaccia tra trave e mensola, le staffe verticali e orizzontali all'interno della mensola.

Ahmad et al. (2013) hanno realizzato una campagna sperimentale al fine di valutare l'efficacia del metodo Strut-and-Tie per la progettazione delle selle Gerber confrontando la resistenza di progetto delle selle così calcolata con quella ottenuta sperimentalmente testando 4 provini con differente altezza e differenti quantitativi di armatura orizzontale.

A differenza delle ricerche finora descritte, Moreno-Martínez & Meli (2014) hanno condotto una campagna sperimentale in cui, attraverso l'utilizzo di un differente test set-up, sono state portate a rottura 4 travi con estremità rastremata, disponendo la cella di carico direttamente in corrispondenza delle mensole e, dunque, simulando la configurazione delle travi a sbalzo nei ponti a schema Gerber. Lo scopo della sperimentazione è stato quello di valutare l'influenza di differenti configurazioni di armatura sulla formazione delle fessure a bassi livelli di carico verticale, simulando le condizioni di esercizio delle strutture reali, e valutare la capacità ultima delle stesse. In particolare, oltre ad una trave di controllo progettata utilizzando armature orizzontali e staffe verticali, altre 3 travi sono state testate considerando la presenza di armature inclinate e riducendo il quantitativo di staffe verticali, oppure considerando cavi di pretensione al posto delle armature orizzontali ordinarie. Inoltre, 2 dei 4 provini testati sono stati dotati di un raccordo inclinato in corrispondenza della sezione di attacco tra la mensola e la trave al fine di valutare l'influenza di una differente sagomatura dello spigolo sulla formazione delle fessure. Al fine della costruzione del database oggetto di questa ricerca, soltanto i 2 provini in assenza di armatura pretesa sono stati considerati.

Lu et al. (2015) hanno studiato la capacità resistente di 24 provini di travi con estremità rastremate aventi rapporti  $a/d$  superiori all'unità. Quali parametri della sperimentazione sono stati considerati la

resistenza a compressione del calcestruzzo, utilizzando anche calcestruzzi ad elevata resistenza, il rapporto  $a/d$ , e i quantitativi di armatura orizzontale e verticale principali all'interno delle selle.

Quattro provini sono stati testati in una campagna sperimentale condotta da Aswin et al. (2015c). Attraverso tale ricerca sono state studiate differenti tipologie di armatura e le prestazioni di un differente tipo di calcestruzzo ad alta resistenza sulla capacità ultima e la modalità di rottura delle travi con estremità rastremata.

Lo studio condotto da Mata-Falcón (2015) fornisce 60 test sperimentali di travi Gerber, corrispondenti a 30 configurazioni differenti in termini di dettagli costruttivi. In particolare, in tutti i provini sono state inserite armature principali orizzontali e verticali e staffe all'interno della mensola, facendone variare le quantità, mentre in alcuni provini sono state aggiunte le armature inclinate e le staffe orizzontali secondarie all'interno della mensola. La sperimentazione ha considerato anche la presenza di armatura post-tesa in alternativa alle armature orizzontali ordinarie e l'utilizzo di calcestruzzo fibro-rinforzato per contrastare la formazione di fessure a bassi livelli di carico. All'interno del database soltanto 8 test sono stati registrati.

Nella sperimentazione condotta da Desnerck et al. (2016), 4 differenti configurazioni di armatura sono state analizzate per studiare l'impatto di ognuna sulla capacità resistente e la modalità di rottura delle selle Gerber. In un provino sono state inserite armature orizzontali, verticali e diagonali, nel secondo sono state eliminate soltanto quelle orizzontali, mentre nei restanti provini, in un caso è stata considerata l'assenza di barre inclinate, nell'altro una quantità limitata di staffe verticali.

Atta & Taman (2016) hanno condotto uno studio sperimentale per indagare le prestazioni di sistemi di rinforzo basati sull'utilizzo di barre in acciaio esterne post-tese disposte in diverse configurazioni (verticali, orizzontali e inclinate) sulle travi con estremità rastremate. In particolare, hanno realizzato 8 provini, di cui uno di controllo e 7 in presenza di rinforzo. Per ovvi motivi, all'interno del database è stato inserito soltanto il provino di controllo progettato inserendo armature orizzontali e verticali, senza l'utilizzo di barre inclinate.

All'interno dello studio condotto da Desnerck, Lees, & Morley (2018) sono state testate 6 travi per un totale di 12 provini di selle Gerber presenti alle estremità di ognuna. L'obiettivo della ricerca è stato quello di analizzare differenti configurazioni di armature e simulare la presenza di diversi difetti tra quelli maggiormente riscontrati all'interno delle selle Gerber appartenenti ai ponti esistenti. In particolare, la riduzione di sezione delle armature in corrispondenza dell'angolo rientrante, l'assenza di ancoraggio delle armature diagonali e orizzontali e la presenza di quadri fessurativi preesistenti sono stati considerati all'interno della sperimentazione. All'interno del database, soltanto 2 dei 12 provini testati sono stati considerati.

La ricerca sperimentale condotta da Mata-Falcón et al. (2019) ha investigato l'influenza di 15 differenti configurazioni di armatura sulla resistenza a taglio delle selle Gerber, portando a rottura un totale di 28 provini. Le differenti configurazioni di armature comprendono barre orizzontali, barre diagonali e staffe verticali disposte singolarmente o su più strati variandone la spaziatura. Variando le quantità delle differenti barre di armatura, sono stati realizzati provini a differenti livelli di rinforzo, ottenendo provini altamente armati, mediamente armati e scarsamente armati. Dei 28 provini totali, all'interno del database ne sono stati inseriti soltanto 15.

Hussain & Shakir (2019) hanno condotto una campagna sperimentale per studiare il comportamento strutturale di 10 travi Gerber, alcune delle quali a sezione composita acciaio-calcestruzzo, sottoposte sia a carichi statici, sia ciclici. In alcuni provini, all'interno delle mensole sono stati inseriti profilati in acciaio a "I" e a sezione chiusa ("box section") al fine di aumentarne la rigidezza e la duttilità e ridurre la propagazione delle fessure a taglio. All'interno dei provini realizzati in calcestruzzo ordinario, sono stati considerati differenti rapporti  $a/d$  maggiori dell'unità. Due dei provini in calcestruzzo ordinario sono stati inseriti all'interno del database.

All'interno del database sono stati inseriti 24 provini dei 27 totali testati sperimentalmente da Mohammed et al. (2020). La sperimentazione è stata condotta variando la disposizione e i quantitativi di armatura rispetto ad una trave di riferimento, progettata secondo quanto previsto all'interno del PCI Design Handbook (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010), e considerando diversi provini con rapporto  $a/d$  maggiore dell'unità.

Lo studio condotto da Rajapakse et al. (2022) ha coinvolto l'esecuzione di 8 test sperimentali su travi con estremità rastremata per studiare l'influenza della quantità di armatura, considerando differenti rapporti tra l'armatura orizzontale e quella verticale all'interno della sella. In funzione di tale rapporto sono stati indagate la resistenza, la propagazione delle fessure e la capacità di rotazione dei provini.

Di Carlo, Meda, et al. (2023) e Di Carlo, Molaioni, et al. (2023) hanno realizzato una campagna sperimentale comprendente un set di 16 travi Gerber considerando differenti quantitativi e disposizione delle armature e riproducendo in laboratorio l'innescò e la propagazione della corrosione sottoponendo alcuni provini a corrosione accelerata considerando differenti livelli di concentrazione di cloruri, testandoli, successivamente, fino a rottura. Soltanto i 4 provini di controllo con differenti dettagli costruttivi e in assenza di corrosione indotta sono stati inseriti all'interno del database.

In definitiva, le ricerche sperimentali condotte in letteratura hanno indagato differenti aspetti del comportamento strutturale delle selle Gerber attraverso la realizzazione di analisi parametriche considerando la variazione di numerosi parametri riguardanti sia i rapporti geometrici dei provini, sia i parametri meccanici relativi alla resistenza dei materiali calcestruzzo e acciaio, e soprattutto hanno indagato l'influenza di differenti configurazioni di armatura sulla capacità ultima delle selle. Pertanto, il database di test sperimentali costruito presenta un'ampia variabilità di parametri coinvolti consentendo di effettuare un'approfondita analisi di questi ultimi.

## 2.2 Organizzazione del database

I differenti provini testati in letteratura attraverso le campagne sperimentali descritte nel precedente paragrafo sono stati organizzati all'interno di un database strutturato in forma tabellare, in cui ad ogni riga corrisponde un provino testato, per un totale di 210 test registrati, mentre le caratteristiche geometriche, i dettagli costruttivi, le resistenze dei materiali, la capacità ultima e la modalità di rottura di ogni provino sono stati inseriti all'interno delle colonne. L'intero database è riportato in Appendice A, allegato alla presente tesi di dottorato.

In particolare, i singoli test sperimentali sono stati ordinati cronologicamente rispetto all'anno di pubblicazione della corrispondente ricerca. Facendo riferimento agli schemi riportati in Figura 2.3, successivamente alla denominazione del singolo provino, così come riportato all'interno delle relative

campagne sperimentali, sono state inserite le principali caratteristiche geometriche in termini di larghezza della sezione trasversale del provino ( $b$ ), altezza della mensola ( $h$ ), altezza totale della trave ( $H$ ), e lunghezza della mensola ( $l$ ).

I successivi 2 parametri inseriti fanno riferimento al particolare test set-up utilizzato durante la sperimentazione. Infatti, nella maggior parte delle campagne sperimentali condotte, i provini sono stati testati attraverso le configurazioni denominate “three-point bending” e “four-point bending” riportate rispettivamente in Figura 2.4a,b, in cui in entrambi i casi il provino viene vincolato in 2 punti, uno in corrispondenza della sella da testare, dove viene monitorata la reazione verticale fino a rottura, e l’altro in corrispondenza della superficie inferiore della trave a sezione non rastremata ad una certa distanza dal primo, mentre la sollecitazione esterna può essere applicata puntualmente, attraverso opportune celle di carico, nel primo caso, oppure in due differenti punti simmetrici nel secondo caso. Considerando tali configurazioni, all’interno del database è stata inserita, per ogni test, la distanza  $l_a$  tra il punto di applicazione del carico e il vincolo in corrispondenza della sella testata. Nei casi in cui la trave viene caricata secondo lo schema di Figura 2.4b, la distanza  $l_a$  è stata calcolata considerando il punto di carico equivalente ai 2 simmetrici. L’altro parametro inserito riguarda la distanza ( $a$ ) tra la reazione verticale in corrispondenza della sella e il bordo della trave, come mostrato in Figura 2.3. Tale parametro è stato inserito in termini di rapporto rispetto all’altezza della mensola  $a/h$ .

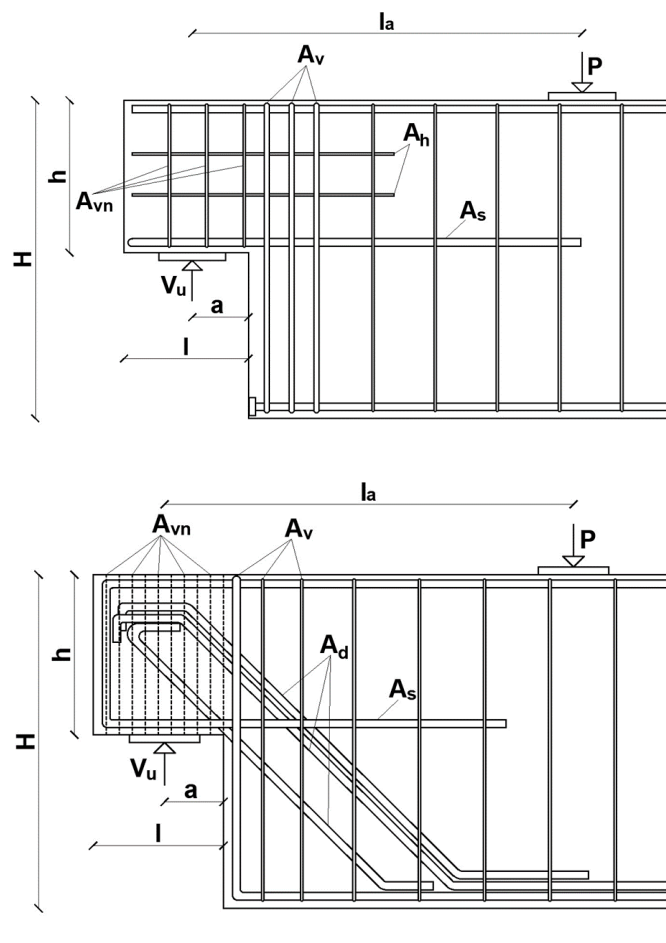


Figura 2.3 – Schematizzazione dei possibili dettagli costruttivi dei provini inseriti all’interno del database e relativa nomenclatura.

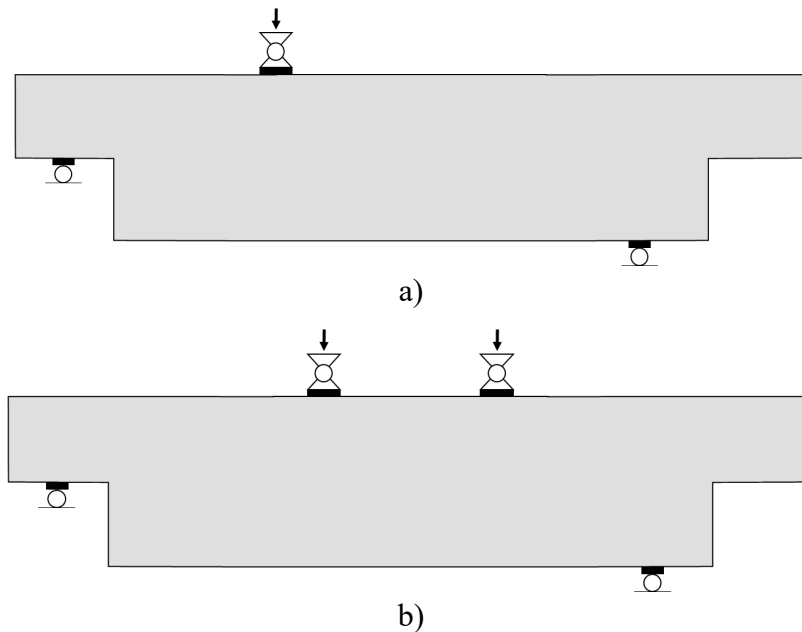


Figura 2.4 – Configurazioni di vincolo e applicazione dei carichi utilizzate all’interno delle campagne sperimentali di letteratura: a) “three-point bending”; b) “four-point bending”.

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei materiali e i dettagli costruttivi, all’interno delle successive colonne del database è stato inserito il valore medio della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo ( $f_{cm}$ ), così come indicato all’interno delle sperimentazioni, e per ognuna delle differenti principali armature presenti all’interno del singolo provino è stato riportato il prodotto tra l’area complessiva di armatura utilizzata e il valore medio della resistenza allo snervamento delle relative barre. In particolare, il prodotto  $A_s f_{ym,s}$  è relativo alle armature orizzontali principali,  $A_v f_{ym,v}$  si riferisce alle staffe verticali all’interno della zona di discontinuità della trave, il termine  $A_d f_{ym,d}$  fa riferimento alle barre inclinate, qualora presenti, ed i restanti termini  $A_h f_{ym,h}$  e  $A_{vn} f_{ym,vn}$  rappresentano i contributi resistenti rispettivamente delle staffe orizzontali e verticali all’interno della mensola (Figura 2.3).

All’interno delle ultime 3 colonne, sono stati inseriti il valore del carico orizzontale ( $N$ ), quando considerato all’interno del test, il valore della reazione verticale a rottura della sella ( $V_u$ ), e la modalità di rottura del singolo provino. In riferimento alla modalità di rottura, si è cercato di associare gli stati fessurativi a rottura dei singoli provini testati alle 5 modalità di rottura indicate all’interno del PCI Design Handbook (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010), descritte all’interno del paragrafo 1.2, oppure ad una combinazione delle stesse. Quando non è stato possibile associare la configurazione a rottura a nessuna di tali modalità, il dato è stato omissivo.

## 2.3 Analisi del database

Di seguito viene riportata un’analisi dei dati collezionati all’interno del database di test sperimentali costruito.

Innanzitutto, viene descritta la variabilità dei parametri geometrici e meccanici dei singoli provini. All’interno della Tabella 2.1 sono sintetizzati i principali indici statistici dei parametri geometrici dei provini testati, in termini di valore minimo, medio, massimo e deviazione standard. In particolare, la

dimensione trasversale dei provini ( $b$ ) varia tra un minimo di 120 mm e un massimo di 1000 mm, con un valore medio pari a 208.9 mm. La maggior parte dei provini, infatti, ha larghezza minore o uguale a 200 mm (circa il 63%), mentre il restante 35% è caratterizzato da una dimensione trasversale compresa tra 200 e 400 mm, soltanto 2 provini sono stati realizzati con una larghezza pari a 1 m. Tale variabilità riflette i differenti fattori di scala utilizzati per la realizzazione dei provini, all'interno delle diverse campagne sperimentali revisionate. Lo stesso vale per altri parametri geometrici. Ad esempio, in termini assoluti, l'altezza totale delle travi testate ( $H$ ) varia tra un valore minimo di 250 mm e un valore massimo di 1000 mm. Inoltre, per circa il 13% dei provini l'altezza è minore di 250 mm, una seconda parte pari al 25% è caratterizzata da valori compresi tra 250 e 500 mm, mentre la maggior parte dei provini (61.4%) esibisce un'altezza superiore a 500 mm (Figura 2.5a). Osservando l'altezza totale in relazione all'altezza della mensola attraverso il rapporto  $h/H$ , si ottiene una variazione tra un valore minimo pari a 0.43 e un valore massimo di 0.77, mentre mediamente il rapporto esibisce un valore pari a 0.53. Infatti, per la maggior parte dei provini, l'altezza della mensola è pari alla metà dell'altezza totale, soltanto in alcuni casi il rapporto supera il valore di 0.5. In termini di rapporto geometrico tra la lunghezza e l'altezza della mensola ( $l/h$ ), l'intervallo di variazione è compreso tra i valori 0.46 e 2.50, mentre in media il rapporto è pari a 1.20. Dunque, molti dei provini sono stati realizzati con lunghezza della mensola superiore alla sua altezza, solo alcuni con  $l/h < 1$ , al fine di indagare possibili differenti modalità di rottura. Il penultimo parametro geometrico riportato in Tabella 2.1 è il rapporto tra la luce di taglio e l'altezza della mensola ( $a/h$ ). Come mostrato in Figura 2.5b, la maggior parte dei provini esibisce un valore inferiore all'unità, poiché sono stati progettati considerando le indicazioni presenti all'interno del PCI Design Handbook, il cui metodo di progettazione è valido per selle Gerber con rapporto  $a/h < 1$ , mentre soltanto in alcune sperimentazioni (9% dei provini) è stato studiato il comportamento di travi Gerber con tale rapporto maggiore all'unità. Infine, considerando la distanza tra il punto di applicazione del carico e la reazione verticale della sella in rapporto alla altezza totale della trave ( $l_a/H$ ), si osserva un valore minimo pari a 0.64 e un valore massimo pari a 3.79, che si traduce in differenti configurazioni di carico e vincolo indagate.

*Tabella 2.1 – Variabilità dei principali parametri geometrici del database.*

Parametro	Min.	Media	Max.	Dev. standard
$b$ (mm)	120	208.9	1000	99.2
$H$ (mm)	250	518.2	1000	170.4
$h/H$ (-)	0.43	0.53	0.77	0.07
$l/h$ (-)	0.46	1.20	2.50	0.47
$a/h$ (-)	0.13	0.59	1.33	0.27
$l_a/H$ (-)	0.64	1.32	3.79	0.64

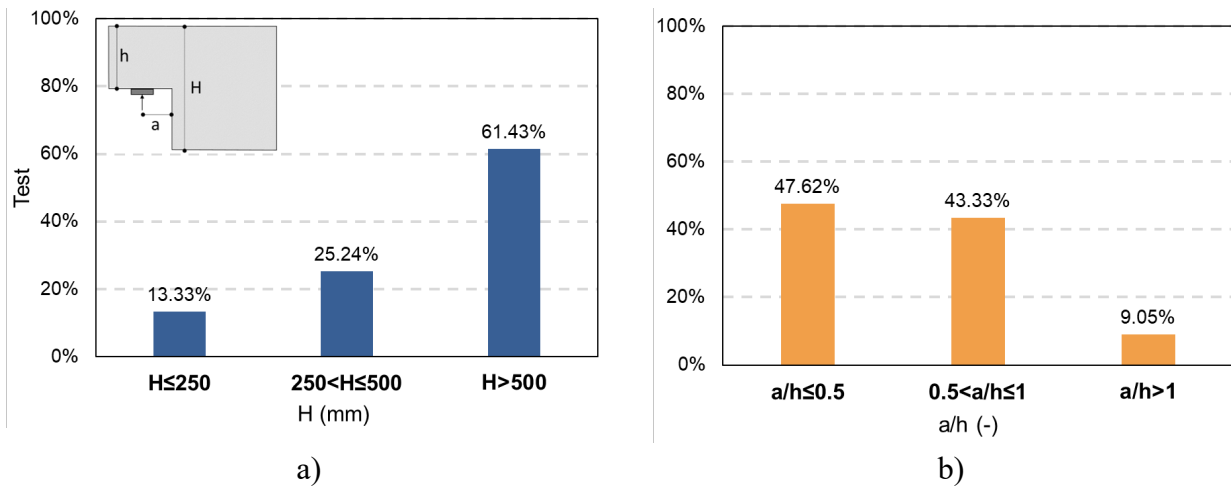


Figura 2.5 – a) Variabilità dell'altezza totale dei provini testati inseriti all'interno del database; b) variabilità del rapporto a/h.

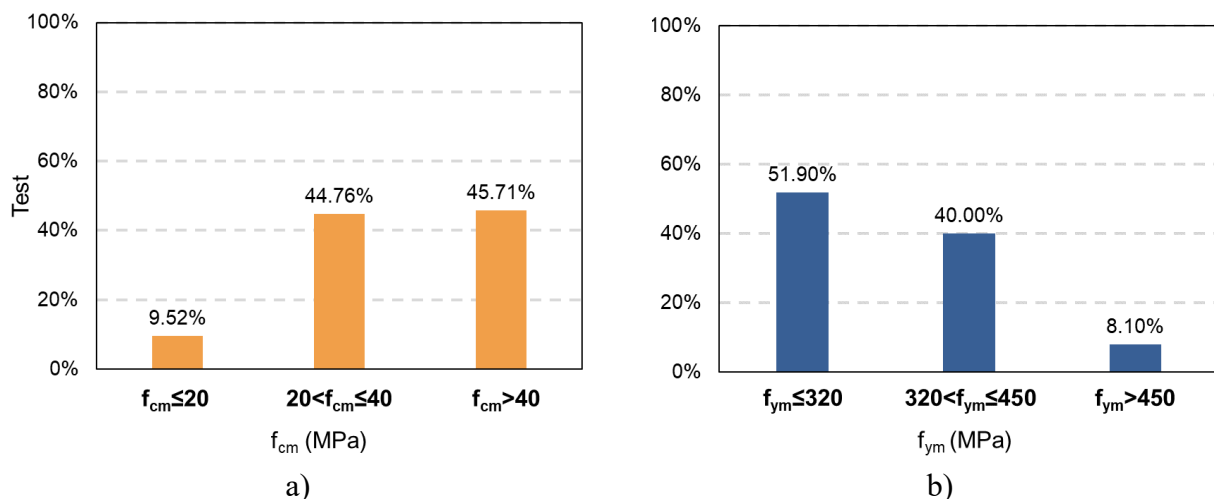


Figura 2.6 – a) Variabilità della resistenza del calcestruzzo dei provini testati; b) variabilità del valore medio della tensione di snervamento delle barre di armatura utilizzate all'interno delle sperimentazioni.

Passando alle caratteristiche meccaniche dei provini, all'interno della Figura 2.6 viene riportata la variabilità in termini di resistenza a compressione del calcestruzzo ( $f_{cm}$ ) e valore medio della tensione allo snervamento delle barre di armature inserite all'interno dei provini ( $f_{ym}$ ). In particolare, la maggior parte dei provini esibisce una resistenza del calcestruzzo superiore a 20 MPa, infatti soltanto il 9.52% ha una resistenza inferiore (Figura 2.6a). Inoltre, per oltre il 45% dei test è stata analizzata l'influenza di calcestruzzi ad elevata resistenza; infatti, diversi sono i casi in cui la resistenza supera valori di 60 e 70 MPa, fino ad un valore massimo pari a 105.30 MPa. Riguardo la resistenza allo snervamento delle barre di armatura, per oltre il 50% dei provini le barre esibiscono una resistenza piuttosto bassa ( $f_{ym} < 320$  MPa) arrivando ad un valore minimo pari a 129 MPa, il 40% ha un valore di resistenza compresa tra 320 e 450 MPa, mentre soltanto per il restante 8% delle travi, l'acciaio ha una resistenza di snervamento superiore a 450 MPa (Figura 2.6b), che raggiunge in alcuni casi il valore massimo di 584 MPa.

Come descritto in precedenza, i dettagli costruttivi dei provini sono caratterizzati da differenti tipologie di barre di armatura e diversi quantitativi in termini di area resistente utilizzata. In particolare, quasi la totalità dei 210 provini collezionati è caratterizzata dalla presenza di armatura principale orizzontale  $A_s$  (Figura 2.3), infatti soltanto in 5 selle queste ultime sono assenti. Riguardo le staffe verticali  $A_v$  posizionate in corrispondenza dell'interfaccia tra la mensola e la restante parte della trave, 13 provini su 210 ne sono sprovvisti. In diverse sperimentazioni, infatti, è stato analizzato il comportamento strutturale delle selle in assenza di tali armature, le quali rappresentano un principale contributo di resistenza della sella, ipotizzando errori in fase di progettazione e/o costruzione. Diverso è il caso della presenza delle armature inclinate  $A_d$ . Infatti, soltanto in 40 provini su 210 (19%) queste ultime sono presenti. Tale carenza è legata al fatto che la maggior parte delle campagne sperimentali riguarda le travi con estremità rastremata utilizzate soprattutto all'interno di sistemi edilizi e progettate facendo riferimento al PCI Design Handbook, nel quale le barre inclinate non vengono considerate. Infine, le armature secondarie rappresentate dalle staffe orizzontali ( $A_h$ ) e verticali ( $A_{vn}$ ), disposte all'interno della mensola, rappresentano ulteriori parametri di indagine delle campagne sperimentali, infatti non sempre sono presenti all'interno dei provini testati. In particolare, le staffe orizzontali sono assenti in 74 provini su 210, mentre le staffe verticali all'interno della mensola sono presenti soltanto in 68 travi testate.

Oltre a descrivere la variabilità dei parametri considerati all'interno delle sperimentazioni, il database costruito ha permesso di analizzare l'occorrenza di determinati meccanismi di rottura in relazione a particolari dettagli costruttivi presenti. Come menzionato in precedenza, al meccanismo di rottura dei singoli provini testati, quando possibile, è stata associata una delle 5 modalità di rottura illustrate in dettaglio nel paragrafo 1.2 e riepilogate nella Figura 2.7a, oppure una combinazione delle stesse. Infatti, per 204 provini su 210 è stata possibile tale associazione e per questi ultimi sono state individuate le modalità di rottura più frequenti distinguendo i casi in cui all'interno dei dettagli costruttivi ci fosse la presenza di armature inclinate (36 provini) dai casi in cui non fossero presenti (168 test). Il grafico a barre mostrato in Figura 2.7b illustra l'analisi condotta, dalla quale è emerso che in presenza di armature inclinate (barre di colore rosso) la modalità di rottura più frequente (30% di occorrenza) è una combinazione delle modalità 3 e 4 che coinvolge, dunque, la fessurazione sia in corrispondenza dell'angolo rientrante sia all'interno della mensola, seguita dalla modalità 5 (22%), attraverso la propagazione di fessure anche all'interno della sezione non rastremata, e la modalità 3 (13.9%), mentre la modalità 4 occorre in pochi casi (8.3%) al pari delle combinazioni 3+4+5 e 3+5. In assenza di armature inclinate (barre di colore nero), i meccanismi principali sono il 3, con una percentuale di occorrenza pari a 38.1, seguito dal meccanismo puro di tipo 4 (32.7%) e dalla combinazione delle modalità 3 e 4 (22.6%).

In sintesi, la presenza o l'assenza delle barre inclinate può incidere sul verificarsi di determinate modalità di rottura. Ad esempio, la modalità 4, che coinvolge la rottura per schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della mensola con la formazione delle caratteristiche fessure inclinate, è meno probabile se si dispongono barre inclinate opportunamente dimensionate. Inoltre, tale meccanismo, essendo più fragile di altri, come ad esempio le modalità 3 e 5, tende a formarsi in seguito alle precedenti seguendo una sorta di gerarchia delle resistenze, secondo la quale i meccanismi più duttili, innescati dallo snervamento delle armature principali verticali e orizzontali, tendono a formarsi prima di quelli più fragili che coinvolgono la rottura per schiacciamento del calcestruzzo. Quindi, attraverso la progettazione di opportuni dettagli costruttivi caratterizzati non solo dalla

presenza di barre inclinate ma anche da staffe verticali e orizzontali in corrispondenza della mensola, grazie alle quali il calcestruzzo risulta più confinato e resistente, si riesce a scongiurare meccanismi di rottura fragili e improvvisi in favore di modalità più duttili e controllabili.

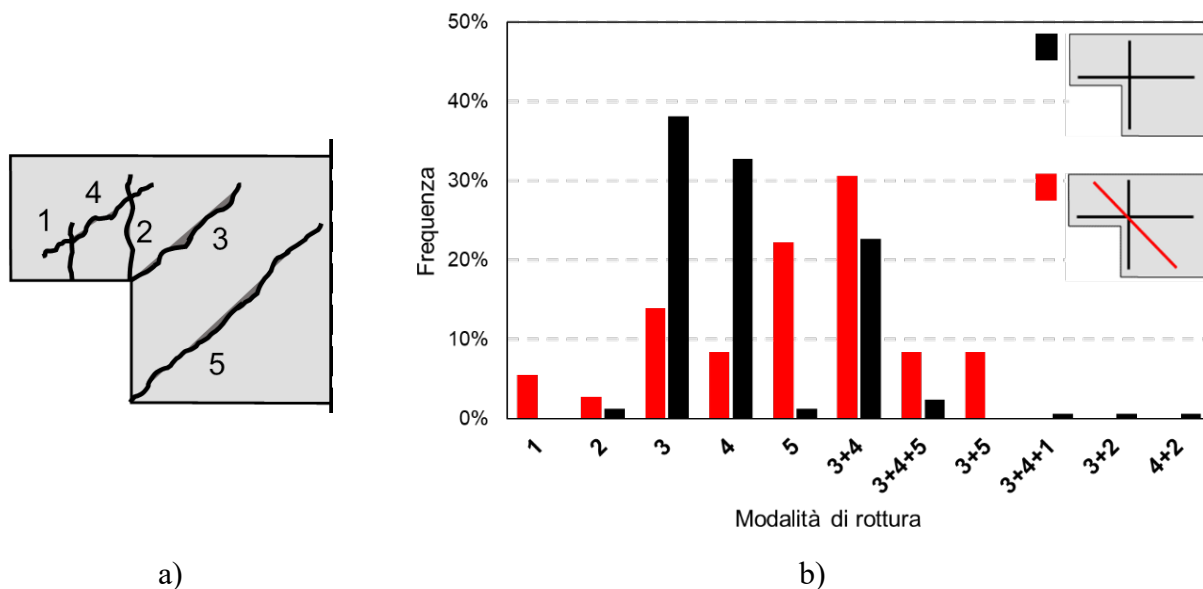


Figura 2.7 – a) Meccanismi di rottura considerati all'interno del database; b) individuazione dei meccanismi di rottura più frequenti in assenza e in presenza di armature inclinate.

Una differente analisi condotta coinvolge il verificarsi di determinati meccanismi di rottura in relazione alle condizioni di vincolo e di applicazione dei carichi all'interno dei test sperimentali collezionati. Considerando il valore medio del rapporto  $l_a/H$ , calcolato per tutti i provini aventi la stessa modalità di rottura e ripetendo l'operazione per ognuno dei differenti meccanismi di collasso individuati all'interno del database (sia per quelli puri, sia per le combinazioni di più meccanismi), è possibile ottenere il grafico illustrato in Figura 2.8a, in cui i valori di  $l_a/H$  così ottenuti sono stati ordinati in senso decrescente. In particolare, osservando soltanto i meccanismi di rottura "puri", si ottiene che, per valori più elevati della distanza tra il punto di applicazione dei carichi e la reazione in corrispondenza della sella, si verificano modalità per le quali si sviluppano tensioni diagonali all'interno della sezione non rastremata e in corrispondenza dell'angolo rientrante, come la 5 ( $l_a/H = 1.5$ ) e la 3 ( $l_a/H = 1.4$ ), mentre per valori più bassi, quindi quando il punto di applicazione dei carichi e la reazione della sella sono più vicini, si verificano meccanismi che coinvolgono la rottura della mensola, come le modalità 4 ( $l_a/H = 1.3$ ), 2 ( $l_a/H = 1.2$ ) e 1 ( $l_a/H = 0.64$ ).

Facendo riferimento allo schema di Figura 2.8b, in corrispondenza delle selle Gerber di un ponte stradale il trasferimento dei carichi avviene in maniera differente tra la campata a sbalzo e la campata semplicemente appoggiata. Infatti, se nel primo caso la distanza tra il punto di applicazione dei carichi e la reazione nella sella ( $l'_a$ ) è fissata in base alla posizione della pila, nel secondo caso il punto di applicazione dei carichi ( $P$ ) può assumere differenti posizioni in funzione della disposizione dei carichi da traffico lungo la campata tampone. Pertanto, la sella in corrispondenza della campata a sbalzo può subire meccanismi di collasso differenti dalla sella appoggiata, proprio in funzione dei differenti meccanismi di trasferimento dei carichi illustrati. Sarebbe, quindi, necessario valutare la

posizione più gravosa di applicazione dei carichi, in corrispondenza della sella appoggiata, durante la fase di valutazione, considerando i meccanismi di rottura che possono verificarsi.

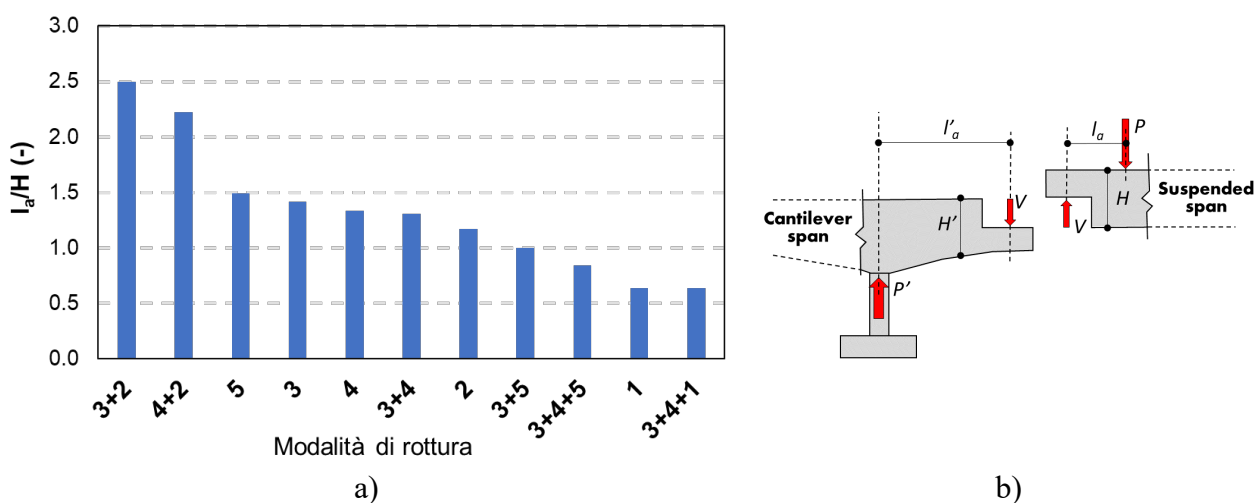


Figura 2.8 – a) Modalità di rottura più frequenti in funzione di valori decrescenti del parametro  $l_a/H$ ; b) schematizzazione del trasferimento dei carichi tra la sella di appoggio e quella appoggiata in un ponte Gerber.

In conclusione, la revisione delle differenti ricerche di letteratura in cui sono state sviluppate campagne sperimentali sulle travi Gerber e la costruzione del database dei differenti provini testati hanno permesso di approfondire diversi aspetti relativi al comportamento strutturale di tali elementi e conoscere i parametri geometrici e meccanici da cui dipende. L'individuazione delle modalità di rottura più frequenti e la correlazione con particolari dettagli costruttivi rappresenta un aspetto molto importante non solo ai fini della valutazione delle selle Gerber, ma anche per la progettazione di efficaci strategie di intervento. Dunque, le analisi condotte rappresentano il punto di partenza per l'approfondimento e la discussione delle diverse tipologie di intervento disponibili, le quali saranno oggetto del successivo capitolo.

Inoltre, i parametri geometrici e meccanici dei differenti test sperimentali collezionati sono stati utilizzati per l'applicazione di metodi innovativi di valutazione basati sull'utilizzo di tecniche di intelligenza artificiale. Infatti, all'interno del capitolo 5, verrà illustrato lo sviluppo di algoritmi di apprendimento supervisionato attraverso i quali è possibile ottenere una preliminare e rapida valutazione della capacità portante di qualsiasi altra sella Gerber utilizzando soltanto le caratteristiche geometriche e meccaniche, nonché i dettagli costruttivi di quest'ultime.

## Capitolo 3

# TECNICHE DI INTERVENTO: STATO DELL'ARTE, ANALISI CRITICA E INDICAZIONI PROGETTUALI

Le criticità illustrate all'interno del capitolo 1 sottolineano la necessità di rinforzare le selle Gerber all'interno dei ponti esistenti in calcestruzzo armato al fine di aumentarne la sicurezza strutturale, salvaguardarne l'operatività e prolungare il più possibile la loro vita utile, riducendo o eliminando del tutto le condizioni di degrado presenti.

Al di là dell'invecchiamento e dell'instaurarsi dei fenomeni di degrado, un'ulteriore motivazione che spinge il bisogno di intervenire su tali strutture è l'aumento dei carichi da traffico alle quali sono sottoposte. Infatti, la maggior parte delle infrastrutture esistenti è stata progettata secondo norme obsolete, considerando sollecitazioni inferiori rispetto a quelle previste dalla normativa attuale. Dunque, ponti e viadotti esistenti, in particolar modo quelli a schema Gerber, hanno subito negli anni una riduzione dei livelli di sicurezza, causata dall'aumento della domanda, aggravata e resa maggiormente tangibile dalla presenza di fenomeni di degrado in atto (Granata et al., 2023). Per tali motivi, è molto importante per i gestori delle infrastrutture e per i professionisti incaricati della progettazione conoscere le tecniche di intervento disponibili e sviluppate nonché analizzate in dettaglio in letteratura attraverso campagne sperimentali di laboratorio, in alcuni casi, o simulazioni numeriche in altri.

Dunque, all'interno di questo capitolo verranno illustrate e analizzate criticamente le principali e differenti strategie di rinforzo disponibili per le selle Gerber dei ponti esistenti e più in generale per le travi ad estremità rastremata utilizzate all'interno degli edifici quali sistemi strutturali principali. Infatti, in letteratura sono state approfondite e studiate sia strategie appositamente sviluppate per la riabilitazione strutturale di ponti esistenti a schema Gerber, in alcuni casi anche realizzate in strutture reali, sia strategie di intervento concepite per le travi rastremate in generale, che possono essere utilizzate anche per i ponti. Tale distinzione è molto importante poiché permette di considerare le differenti esigenze di realizzazione in opera dettate dai diversi schemi e dalle diverse geometrie presenti nel caso dei ponti Gerber e nel caso delle travi all'interno degli edifici, potendo, dunque, valutare e distinguere le tecniche anche in base all'applicabilità e fattibilità di realizzazione.

Le tecniche disponibili si distinguono anche in base ai differenti materiali utilizzati. Applicazioni basate sull'utilizzo di materiali compositi come le fibre di carbonio (FRP e CFRP) sono differenti da sistemi basati sull'utilizzo della post-tensione esterna, oppure ancora altri sistemi in cui semplici piastre in acciaio, opportunamente solidarizzate alle superfici delle strutture interessate, permettono di limitare anche lo sviluppo di condizioni di degrado.

È chiaro, quindi, che differenti materiali possono essere implementati considerando diverse strategie di intervento aventi lo scopo comune di aumentare i livelli di sicurezza delle selle Gerber. In alcuni casi, la strategia è quella di ridurre i carichi trasferiti dalla campata "tampone", semplicemente appoggiata, alle adiacenti campate a sbalzo. In altri, la strategia è quella di migliorare le prestazioni delle singole selle in modo da aumentarne la capacità portante e ridurre, contemporaneamente, la fessurazione in fase di esercizio, migliorando anche la durabilità della struttura nel tempo.

Considerando tale suddivisione, nei successivi paragrafi verranno dapprima illustrate le differenti tecniche disponibili. Successivamente, attraverso un'analisi critica di ognuna di esse ed in particolare di quelle testate sperimentalmente in letteratura, oltre al confronto dei principali vantaggi e svantaggi verrà proposto un percorso logico utile nella scelta delle tecniche ottimali da utilizzare per il caso studio di volta in volta in esame in funzione di diversi aspetti: la fattibilità in opera; le modalità di rottura attese (collegando l'analisi condotta nel precedente capitolo per l'individuazione delle modalità di rottura più frequenti in relazione ai dettagli costruttivi presenti); ed infine la necessità di migliorare le prestazioni in esercizio o in condizioni ultime. L'ultimo paragrafo si focalizza su una analisi parametrica dei costi di intervento di un ponte caso studio, attraverso la quale, ipotizzando due differenti scenari, verranno confrontati i costi diretti, relativi alla realizzazione dell'intervento, e quelli indiretti, relativi all'interruzione di operatività del ponte, sottolineando la variazione dell'incidenza di ognuno di essi rispetto ai costi totali, in funzione del differente scenario di riabilitazione considerato.

### 3.1 Stato dell'arte delle tecniche di intervento

#### 3.1.1 Tecniche che modificano il trasferimento dei carichi

##### Colonne aggiuntive in acciaio

Un modo molto semplice per ridurre i carichi in corrispondenza delle campate a sbalzo è quello di installare delle colonne aggiuntive in acciaio al di sotto delle selle Gerber appartenenti alla campata tampone (Figura 3.1). In questo modo, a seconda di come viene effettuato il collegamento tra gli elementi verticali aggiuntivi e le parti strutturali esistenti, è possibile ottenere uno scarico parziale o totale delle selle di appoggio consentendo di ripristinare i livelli di sicurezza (Kun et al., 2015).

Nonostante la sua semplicità di realizzazione e la possibilità di intervenire al di sotto delle strutture e non direttamente su di esse consentendo il normale traffico stradale, la tecnica presenta delle limitazioni e degli svantaggi. La prima limitazione riguarda la possibilità di implementazione soltanto nei casi in cui l'altezza del ponte rientra entro certi limiti, superati i quali la soluzione diventa non più economicamente vantaggiosa. La sua realizzazione dipende anche dalla presenza al di sotto del ponte di un'ulteriore strada, come nel caso dei sovrappassi autostradali, per la quale le colonne aggiuntive comporterebbero un restringimento della carreggiata non sempre compatibile in funzione della classificazione stradale, oppure di un corso d'acqua, che complicherebbe le operazioni di installazione dell'intervento.



*Figura 3.1 – Installazione di colonne aggiuntive in acciaio per scaricare le selle Gerber in corrispondenza delle campate a sbalzo.*

La costruzione di un nuovo sistema di fondazione per le colonne aggiuntive e la possibilità di dover rinforzare le superfici esistenti in corrispondenza dell'ancoraggio con le colonne, a causa della presenza di ammaloramenti più o meno diffusi, ne aumentano notevolmente i costi rendendo la tecnica applicabile soltanto in casi limitati.

### Travi in acciaio all'intradosso delle selle

Il trasferimento dei carichi dalla campata tampone alla campata a sbalzo può essere modificato a vantaggio di un alleggerimento delle selle Gerber di appoggio attraverso l'installazione di una sorta di "braccio" in acciaio al di sotto di ognuna delle travi dell'impalcato, in modo simile allo schema illustrato nella Figura 3.2. Le nuove travi in acciaio vengono ancorate alle travi esistenti in un punto intermedio attraverso barre in acciaio post-tese disposte lungo l'anima delle travi esistenti e vincolate superiormente in corrispondenza della soletta del ponte, che quindi necessita di un rinforzo strutturale al fine di sopportare le nuove sollecitazioni introdotte, e inferiormente alle superfici laterali dei nuovi elementi in acciaio. Introducendo punti di scarico aggiuntivi, in corrispondenza del posizionamento dei nuovi dispositivi di appoggio che possono essere mobili o fissi a seconda delle diverse necessità richieste dallo schema statico del ponte, parte dei carichi trasferiti dalla campata tampone vengono assorbiti dal sistema di rinforzo e vengono scaricati lungo le travi della campata a sbalzo in punti più interni in prossimità delle pile.

Un intervento del genere è stato realizzato in corrispondenza delle selle Gerber del ponte Acheregg in Svizzera (Kun et al., 2015), permettendo di ottenere una migliore distribuzione dei carichi e un monitoraggio costante di questi ultimi attraverso l'introduzione di opportune celle di carico. Una soluzione del genere è molto invasiva e costosa considerando le diverse operazioni necessarie per la realizzazione dell'ancoraggio delle travi in acciaio alla struttura esistente e l'interruzione del traffico stradale.

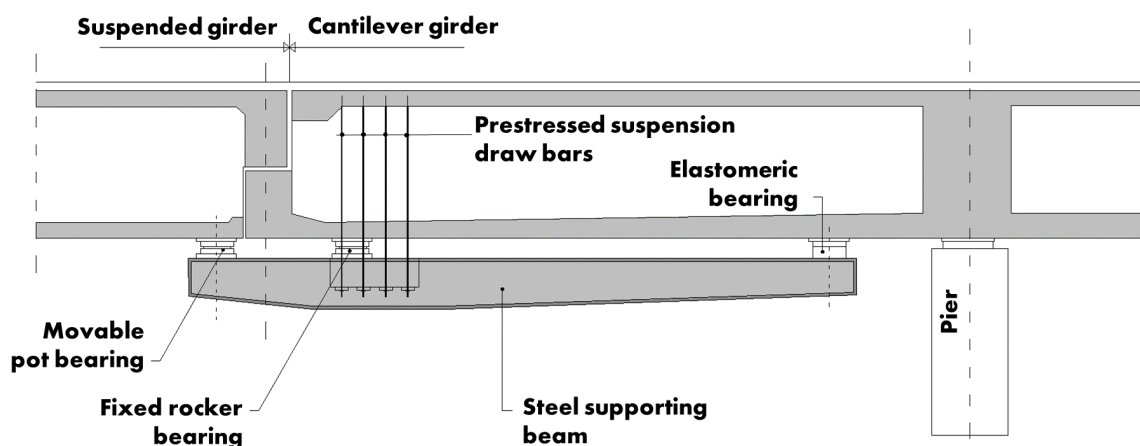


Figura 3.2 – Installazione di bracci aggiuntivi in acciaio per il parziale assorbimento dei carichi in corrispondenza delle selle Gerber.

### Mensole in acciaio ancorate con barre inclinate

Similmente alla soluzione precedente, utilizzando mensole in acciaio più corte posizionate all'intradosso dell'impalcato in corrispondenza delle selle Gerber e vincolate alle selle di appoggio

attraverso barre inclinate in acciaio ancorate superiormente alla soletta esistente (Figura 3.3), è possibile fornire un supporto aggiuntivo nel sostenere la campata tampone.

Tale intervento è stato utilizzato per riabilitare il ponte Beverino ubicato in provincia della Spezia in cui erano presenti gravi ammaloramenti in corrispondenza delle selle Gerber (Mascia et al., 2019). Anche se non è necessario sollevare la trave tampone, il che non permette di sostituire i dispositivi di appoggio, la soluzione è comunque piuttosto invasiva, poiché l'installazione delle barre inclinate prevede la realizzazione di fori sia in corrispondenza della soletta sia in corrispondenza delle superfici inferiori delle selle di appoggio. Inoltre, per le zone della soletta in cui è previsto l'ancoraggio delle barre che sostengono la mensola in acciaio potrebbe essere necessario un ulteriore rinforzo strutturale, aumentando i costi di realizzazione.

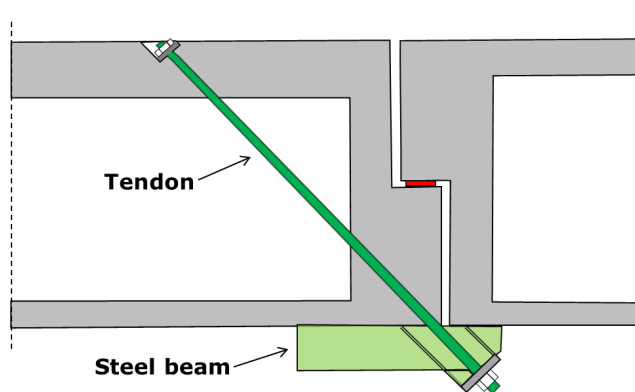


Figura 3.3 – Disposizione di mensole in acciaio all'intradosso delle selle Gerber ancorate attraverso barre passanti inclinate.

### Cavi esterni post-tesi

Hino et al. (1999) hanno proposto una differente tecnica per la riduzione delle sollecitazioni in corrispondenza delle selle di appoggio. Essa consiste nell'utilizzo di cavi in acciaio post-tesi ancorati alle superfici esterne delle travi di bordo dell'intero impalcato attraverso la disposizione di opportuni deviatori, secondo lo schema illustrato in Figura 3.4, in modo da sollevare la campata tampone e scaricare le campate a sbalzo adiacenti. Attraverso la realizzazione di blocchi di ancoraggio in calcestruzzo in corrispondenza degli accessi al ponte opportunamente vincolati al terreno circostante, è possibile trasferire le reazioni  $R_1$  e  $R_2$  necessarie al sollevamento della campata tampone.

La soluzione presenta il vantaggio di non impattare direttamente sul normale utilizzo del ponte in condizioni di traffico, poiché è necessario intervenire soltanto lungo le superfici laterali e all'intradosso della campata tampone. D'altro canto, per la realizzazione di un intervento del genere è necessario considerare l'entità dei carichi coinvolti soprattutto lungo la campata sospesa. Infatti, utilizzando soltanto cavi in corrispondenza delle travi esterne dell'impalcato, all'aumentare dei carichi coinvolti sarebbe necessario mobilitare forze notevoli per il sollevamento della campata, risultando non più conveniente economicamente. Inoltre, in corrispondenza del posizionamento dei deviatori è necessario ringrossare le sezioni delle travi e, quindi, intervenire al fine di rinforzare le superfici di calcestruzzo coinvolte per l'assorbimento delle reazioni aggiuntive.

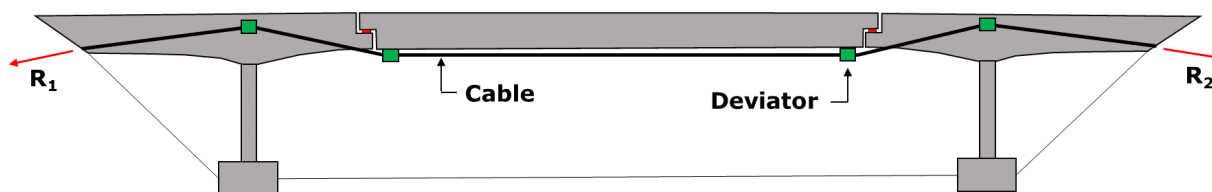


Figura 3.4 – Sostentamento della campata tamponata attraverso l'installazione di cavi esterni post-tesi.

### 3.1.2 Tecniche di rinforzo strutturale

#### Demolizione e ricostruzione

Quando si parla di rinforzo strutturale, uno dei metodi concettualmente più semplici è rappresentato dalla demolizione parziale o completa delle parti ammalorate delle selle Gerber e dalla ricostruzione di queste ultime. Le operazioni di demolizione e ricostruzione possono coinvolgere, ad esempio, soltanto le selle Gerber in corrispondenza delle campate a sbalzo, attraverso il sollevamento della campata sospesa, oppure l'intera campata tamponata, permettendo di ricostruire sia le selle appoggiate sia quelle di appoggio.

In letteratura, diversi sono gli esempi in cui viene adottato tale approccio. In Kun et al. (2015) è riportato un esempio di intervento su un ponte a schema Gerber realizzato attraverso il completo smantellamento della campata semplicemente appoggiata e la ricostruzione ex novo delle selle Gerber di appoggio. Smith (2005) descrive la riabilitazione del ponte Medway, situato nel Regno Unito, attraverso la sostituzione e ricostruzione delle campate appoggiate, il rinforzo delle selle di appoggio e la sostituzione dei vecchi dispositivi di appoggio, installando lungo le nuove campate opportune passerelle per un'agevole ispezione delle zone di giunto. Allo stesso modo, Nicholson (2014) riporta il rinforzo di un ulteriore viadotto autostradale situato nel Regno Unito, il ponte Wolvercote, per il quale è stato necessario intervenire sostituendo, con nuovi elementi strutturali, sia l'intera campata appoggiata sia le selle della campata a sbalzo. Ulteriori esempi sono riportati da altri autori (Schmidt & Fehling, 2005; Batoz & Behloul, 2009; Gowda & Das, 2017; Kim et al., 2021; Zamri et al., 2021) che suggeriscono di utilizzare materiali altamente performanti (Ultra-High Performance Concrete) per la realizzazione delle nuove parti strutturali, al fine di migliorare contemporaneamente sia la resistenza sia la durabilità nel tempo delle strutture, rispetto all'utilizzo di materiali ordinari.

Nonostante sia possibile beneficiare di un completo risanamento e rinforzo strutturale, tale approccio risulta essere notevolmente invasivo ed impattante sul normale scorrimento del traffico, oltre che eccessivamente costoso. Infatti, in molti casi, a seconda dell'entità delle criticità presenti, si preferisce intervenire con soluzioni meno invasive che non richiedano la completa ricostruzione.

#### Cambio schema statico

Una soluzione molto invasiva come la precedente consiste nella connessione degli impalcati in corrispondenza dei giunti Gerber, cambiando in questo modo totalmente lo schema statico del ponte, passando da una condizione isostatica ad una iperstatica di impalcato continuo su più appoggi.

Tale soluzione è stata brevettata da Fukuoka (1999), fornendo i dettagli progettuali per la realizzazione della connessione. Infatti, quest'ultima viene effettuata attraverso l'utilizzo di barre orizzontali in acciaio ad alta resistenza disposte a collegamento sia della mensola superiore sia di

quella inferiore, come mostrato nella Figura 3.5, riempiendo gli spazi vuoti con opportune resine epossidiche. Una volta eliminato il giunto in corrispondenza delle selle Gerber, il collegamento viene esteso alle travi longitudinali sia all'estradosso sia all'intradosso dell'impalcato mediante l'uso di calcestruzzo ad alta resistenza e armature aggiuntive. La modifica dello schema statico comporta anche l'inserimento di opportuni dispositivi di appoggio in corrispondenza delle pile per consentire le dilatazioni termiche del ponte.

L'intervento, quindi, modifica completamente le selle Gerber, per le quali non ha più senso considerare, ad esempio, la sua efficacia rispetto a determinate modalità di rottura oppure all'aumento della capacità portante. Le operazioni necessarie alla realizzazione della connessione richiedono la chiusura del ponte per un lungo periodo di tempo. Anche dal punto di vista economico la soluzione non è vantaggiosa, poiché l'inserimento dei nuovi dispositivi di appoggio richiede operazioni costose.

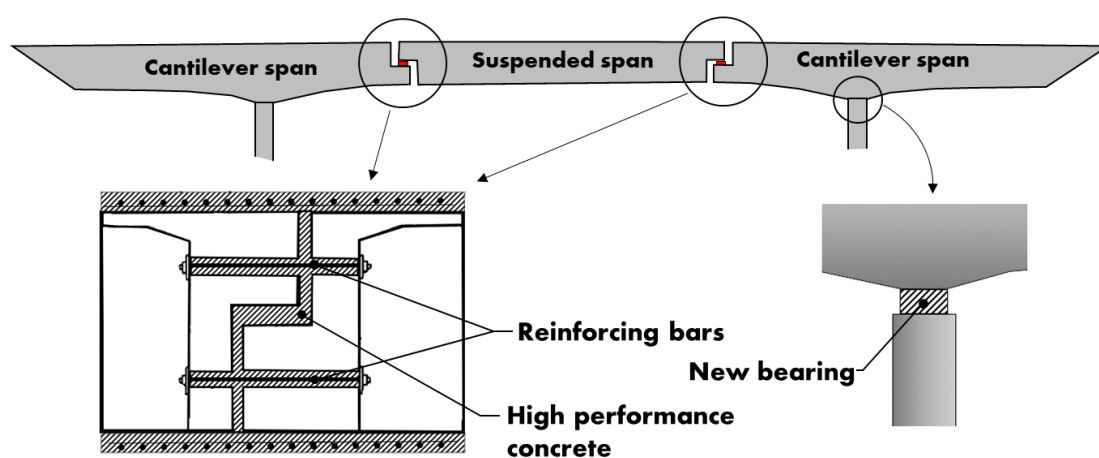


Figura 3.5 – Completa connessione degli impalcati in corrispondenza dei giunti a sella Gerber.

### Utilizzo di barre post-tese

Facendo riferimento ai meccanismi tirante-puntone per la schematizzazione dei meccanismi resistenti all'interno delle selle Gerber, una soluzione in grado di aumentare la capacità portante di queste ultime può essere quella di intervenire sulla resistenza dei tiranti, considerando il contributo aggiuntivo fornito dall'installazione di barre post-tese in acciaio ad alta resistenza, ad esempio le barre Dywidag, opportunamente vincolate alle superfici delle selle esistenti. Le barre possono essere installate in differenti configurazioni (verticali, sub-verticali, inclinate, orizzontali), internamente o esternamente rispetto alle selle, attraverso la realizzazione di fori negli elementi strutturali esistenti. Nelle operazioni di foratura è necessario considerare la presenza delle armature interne rivelandone la posizione attraverso l'uso di un'opportuna strumentazione (pacometro) e aiutandosi con i disegni progettuali e le relazioni di calcolo quando disponibili.

Data la semplicità delle operazioni di installazione delle barre, l'intervento risulta essere molto economico e applicabile ad una vasta gamma di situazioni differenti, quindi, molto utile ed efficace per il rinforzo delle selle Gerber nei ponti esistenti. La Figura 3.6, ad esempio, mostra schematicamente l'intervento realizzato sulle selle del viadotto della "Scafa" situato a Fiumicino, all'interno delle quali sono state installate barre post-tese sub-verticali e in direzione trasversale (Alessandrini & Burba, 1994). Un ulteriore esempio è fornito dalla recente applicazione ad un ponte

Gerber in calcestruzzo armato precompresso risalente agli anni '60, situato sul fiume Po nelle vicinanze di Pieve Porto Morone (provincia di Pavia), nel quale le selle presentavano un esteso deterioramento. In questo caso, una coppia di barre Dywidag  $\phi 26$  è stata installata in corrispondenza di ciascuna sella, similmente allo schema di Figura 3.6, con successivo riempimento dei fori attraverso malta cementizia e ulteriore ripristino del calcestruzzo di ricoprimento prima del posizionamento di tessuti in fibra di carbonio per migliorare la durabilità delle superfici esterne in corrispondenza del giunto (Di Prisco, 2019).

In generale, l'installazione delle barre non richiede il sollevamento della campata sospesa, rendendo l'esecuzione dell'intervento molto rapida e poco invasiva, anche se in alcuni casi potrebbe essere necessario effettuare un ripristino del calcestruzzo di ricoprimento in corrispondenza delle selle e la sostituzione dei dispositivi di appoggio eventualmente ammalorati. Inoltre, a seconda della disposizione delle barre, la tecnica permette di limitare l'occorrenza di particolari modalità di rottura, come i meccanismi di tipo 3 e 5 (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010), caratterizzati dalla presenza di fessure diagonali generate a partire dall'angolo rientrante, nel primo caso, e generate dallo spigolo inferiore della sezione non rastremata della trave, nel secondo caso. In alcuni casi, disponendo le barre con una certa inclinazione, è possibile limitare anche l'insorgenza di fessurazioni all'interno della mensola (meccanismo di rottura 4).

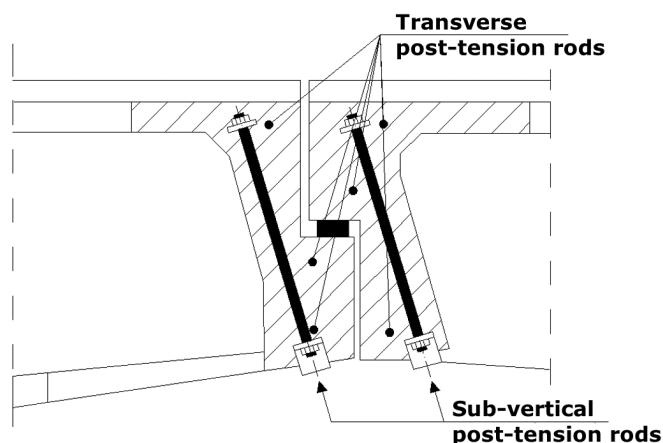


Figura 3.6 – Installazione di barre post-tese.

L'utilizzo della post-tensione come tecnica di rinforzo delle selle Gerber è stato anche approfondito in letteratura attraverso la realizzazione di diverse campagne sperimentali. Ad esempio, una soluzione simile a quelle realizzate sui ponti precedentemente menzionati, attraverso l'utilizzo di barre interne pre-tese, è stata analizzata da Taher (2005) all'interno di una campagna sperimentale più ampia che prevedeva lo studio di differenti tecniche di intervento. La presenza di barre inclinate all'interno della sella ha permesso di incrementare la resistenza del provino testato di circa il 22% e di limitare la fessurazione in corrispondenza sia dell'angolo rientrante sia all'interno della mensola.

Atta & Taman (2016) nella loro ricerca hanno testato provini di travi con estremità rastremate nei quali sono state implementate barre esterne post-tese in 7 differenti configurazioni, riguardanti l'inclinazione delle barre (diagonali, verticali e orizzontali) e l'ancoraggio di queste ultime rispetto alle diverse zone della sella (parte rastremata e parte non rastremata), valutando l'aumento della resistenza rispetto ad una trave di controllo non rinforzata. Delle 7 configurazioni testate, vale la pena

riportare i risultati delle soluzioni più efficaci in termini di aumento della capacità portante. Si tratta delle configurazioni denominate 1, 2, 3 e 4 relative, rispettivamente, all'utilizzo di barre inclinate, di una singola coppia di barre verticali vincolate in corrispondenza della parte non rastremata, di barre verticali vincolate sia in corrispondenza della mensola sia della trave e di una doppia coppia di barre verticali vincolate solo sulla trave (Figura 3.7). In particolare, l'utilizzo di barre inclinate ha condotto ad un aumento della resistenza pari all'81%, la singola coppia di barre verticali permette un incremento del 65%, mentre le configurazioni 3 e 4 migliorano la resistenza fino all'83% rispetto al provino di controllo. In generale, tutte e 4 le configurazioni permettono anche di limitare le fessurazioni a bassi livelli di carico e, quindi, di aumentare la rigidità delle selle. Nonostante le soluzioni 1 e 4 apportino incrementi molto simili in termini di capacità portante, l'installazione di barre verticali risulta più facile e veloce da realizzare, mentre nel caso delle barre inclinate è necessario installare ulteriori dispositivi per prevenire lo scorrimento in corrispondenza degli ancoraggi. La soluzione 3, invece, è difficilmente implementabile nelle strutture reali, dal momento che l'ancoraggio all'intradosso della mensola non sarebbe compatibile con gli spazi disponibili.

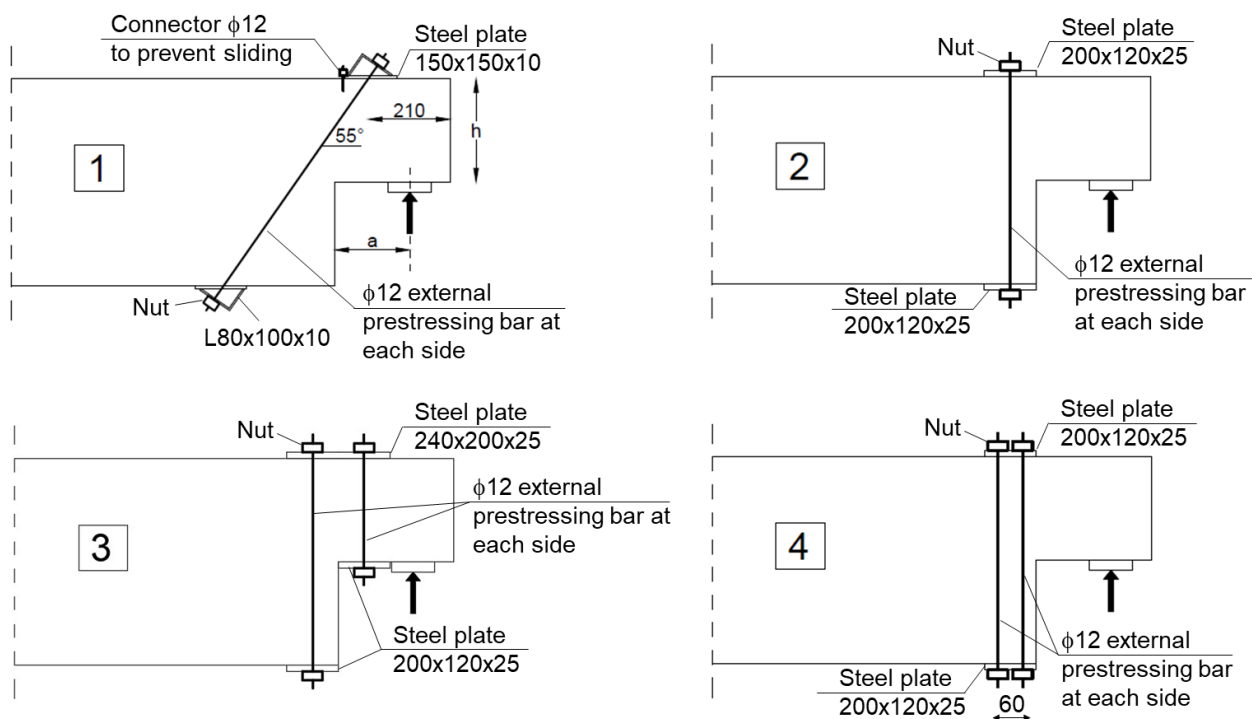


Figura 3.7 – Differenti configurazioni di post-tensione esterna testate da Atta & Taman (2016).

### Incamicatura in acciaio

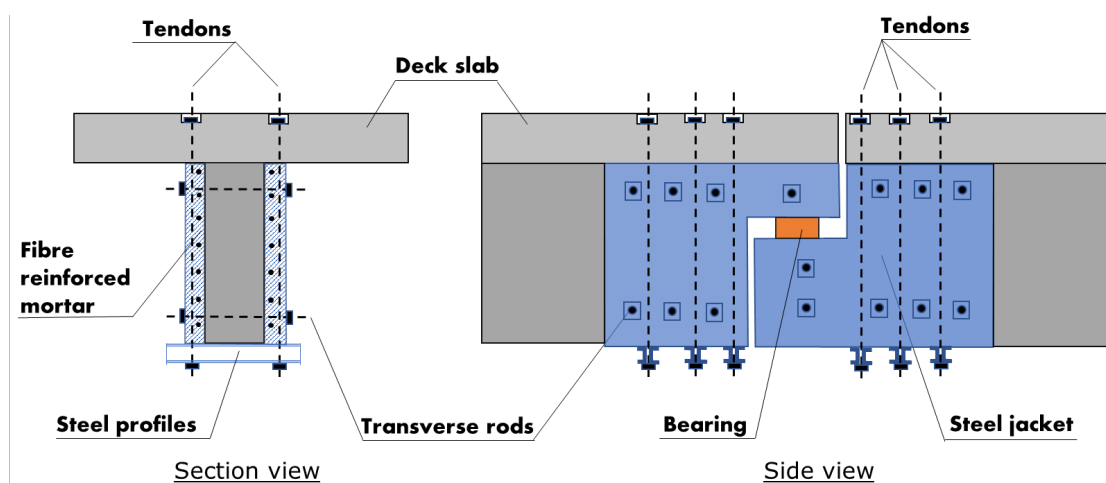
Una tecnica di intervento che permette allo stesso tempo di riparare le superfici di calcestruzzo ammalorate, rinforzare le selle aumentandone la resistenza e limitare, se non eliminare del tutto, l'insorgenza di fenomeni di degrado consiste nella realizzazione di un completo rivestimento delle superfici laterali delle selle Gerber attraverso lamiera in acciaio, opportunamente vincolate utilizzando armature trasversali di collegamento. Oltre al rivestimento con lamiera in acciaio, l'intervento potrebbe consistere anche di un rifacimento delle superfici di calcestruzzo utilizzando, ad esempio, malta di cemento fibro-rinforzata, realizzato precedentemente all'installazione del

rivestimento in acciaio. La presenza delle lamiere rappresenta di per sé già un contributo aggiuntivo di resistenza che può essere ulteriormente incrementato installando lateralmente barre in acciaio post-tese, vincolate superiormente e inferiormente, come mostrato in Figura 3.8a.

Attraverso un intervento del genere sono state rinforzate le selle Gerber del viadotto Generale Franco Romano (Figura 3.8c), situato lungo l'autostrada A6 in Piemonte (Lafranconi et al., 2016; Bertagnoli & Stellini, 2019). Il viadotto, infatti, presentava uno stato avanzato di degrado in corrispondenza delle selle Gerber a causa della corrosione delle armature (Figura 3.8b). In quel caso, per la realizzazione dell'intervento non è stato necessario sollevare la campata semplicemente appoggiata, poiché le travi longitudinali in corrispondenza del giunto non erano collegate da alcun cordolo inferiore o trasverso, se non superiormente attraverso la soletta. Il sollevamento è stato effettuato, ma soltanto per la sostituzione dei dispositivi di appoggio.

L'intervento, quindi, si presenta molto vantaggioso, poiché permette di migliorare le condizioni delle selle Gerber sotto diversi aspetti. Inoltre, considerando le 5 possibili modalità di rottura illustrate precedentemente, la presenza del rivestimento in acciaio lungo le superfici laterali, per una estensione circa pari all'intera zona di discontinuità delle tensioni, permette di limitare, in particolare, i meccanismi di rottura di tipo 1, 2 e 4, mentre l'installazione aggiuntiva di barre post-tese agisce nel contrastare i meccanismi 3 e 5, fornendo una protezione complessiva nei confronti dell'innescò delle fessurazioni. Lo svantaggio della tecnica è rappresentato dalla sua limitata applicabilità, poiché l'installazione del rivestimento è possibile soltanto nei casi in cui le superfici laterali delle selle siano accessibili e non siano presenti traversi o cordoli di collegamento.

Al fine di analizzare il comportamento strutturale a rottura di travi Gerber rivestite con lamiere in acciaio in corrispondenza delle estremità, alcuni ricercatori hanno realizzato dei test sperimentali. Ad esempio, nello studio di Taher (2005) la tecnica è stata testata e confrontata con altre tipologie di intervento. Confrontando il comportamento della trave in presenza di intervento con quello di un provino di controllo, l'incremento di resistenza è di circa il 25%, mentre la presenza del rivestimento in acciaio risulta essere più performante nei confronti della limitazione delle fessurazioni lungo le superfici della sella.



a)



b)



c)

*Figura 3.8 – a) Schematizzazione di un intervento di rivestimento delle selle Gerber con piastre in acciaio; b) condizioni di degrado delle selle del viadotto Generale Franco Romano e c) realizzazione dell'intervento di rinforzo (Bertagnoli & Stellini, 2019).*

Analisi sperimentali sono state condotte recentemente anche da Bertagnoli et al. (2023). L'obiettivo della loro ricerca è stato quello di progettare un rivestimento in acciaio in grado di assorbire completamente le sollecitazioni di taglio agenti sulla sella Gerber, realizzando un sistema di collegamento alle superfici di calcestruzzo attraverso barre filettate e bulloni ad alta resistenza. L'incamiciatura in acciaio così progettata ha permesso di prevenire la fessurazione del calcestruzzo sottostante, spostando la concentrazione del danneggiamento a partire dalla prima sezione in cui il rivestimento non è applicato. La sella e il sistema di rinforzo, infatti, agiscono come un blocco rigido, mentre la condizione di collasso si raggiunge per rottura a taglio o a flessione della trave.

#### Utilizzo di materiali compositi

Un'alternativa di rinforzo molto utilizzata, studiata sia sperimentalmente sia numericamente, consiste nell'incollare sulle superfici delle selle materiali compositi rinforzati a matrice polimerica, generalmente noti come materiali fibro-rinforzati (FRP). Ad esempio, utilizzando quale elemento di rinforzo le fibre di carbonio si parla di Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) che può essere applicato sottoforma di laminati costituiti dalla sovrapposizione di più lamine, al fine di raggiungere le prestazioni desiderate. La particolarità di questi elementi è legata alle loro dimensioni e alla flessibilità di applicazione a qualsiasi forma e struttura; si tratta, infatti, di materiali di rinforzo che occupano spazi molto ridotti, presentandosi altrettanto leggeri, e allo stesso tempo raggiungono prestazioni molto elevate in termini di resistenza.

Dal punto di vista applicativo, questo tipo di intervento è piuttosto costoso, a causa del costo elevato dei materiali compositi, e richiede che le superfici delle travi in corrispondenza delle selle siano libere. Inoltre, è necessario che le superfici di calcestruzzo vengano risanate al fine di eliminare le parti ammalorate e permettere una migliore aderenza dei laminati.

Sperimentalmente, le prime applicazioni di tali materiali come rinforzo per le travi ad estremità rastremata sono state realizzate da Tan (2001), Taher (2005) e Huang & Nanni (2006). Questi ultimi hanno testato travi con estremità rastremata in calcestruzzo armato precompresso aventi sezione a doppia T, dimostrando che l'applicazione esterna di laminati in fibra di carbonio ad uno o due strati

può apportare gli stessi incrementi di prestazione, sia nei confronti della limitazione delle fessurazioni sia in termini di resistenza, rispetto all'utilizzo di quantitativi aggiuntivi di armatura all'interno delle selle, sottolineando, quindi, l'efficacia di tale intervento.

Le sperimentazioni condotte da Taher (2005) hanno coinvolto l'utilizzo dei materiali fibro-rinforzati in 7 differenti configurazioni, riguardanti la tipologia di applicazione in termini di singole strisce incollate diagonalmente oppure di una completa fasciatura delle superfici (soltanto della mensola, soltanto della zona non rastremata o di entrambe le zone) disponendo le fibre sia orizzontalmente sia verticalmente (Figura 3.9a). Le soluzioni proposte hanno fornito incrementi di resistenza nell'intervallo del 17%–42%, ottenendo i migliori risultati utilizzando la fasciatura completa dell'intera sella, disponendo le fibre verticalmente, con l'aggiunta di singole strisce di materiale in direzione diagonale. Mediamente, l'incremento di resistenza delle differenti configurazioni testate è pari al 25%.

Altri autori (Nagy-György et al., 2012) hanno realizzato una campagna sperimentale per studiare la migliore configurazione di applicazione di CFRPs al fine di limitare la formazione delle fessure, in particolare, secondo il meccanismo di rottura di tipo 3. Le configurazioni si differenziano a seconda dell'uso di materiali fibro-rinforzati sottoforma di piatti o strisce di tessuto applicate variandone l'inclinazione ( $45^\circ/90^\circ$ ,  $0^\circ/90^\circ$ , oppure  $45^\circ/0^\circ/90^\circ$ ), come mostrato in Figura 3.9b. In termini di incremento di resistenza, le migliori configurazioni sono risultate le combinazioni di fasce a  $45^\circ/90^\circ$  (+4%) e  $0^\circ/90^\circ$  (+10%), mentre in termini di incremento del carico di prima fessurazione, le stesse due configurazioni hanno esibito valori del 116% e 63%, rispettivamente. All'interno della sperimentazione, viene sottolineata quale criticità di tali materiali la rottura per distacco dalle superfici di calcestruzzo a causa della limitata area di ancoraggio disponibile lungo le superfici delle selle. Infatti, gli stessi autori consigliano di utilizzare sistemi di ancoraggio meccanico aggiuntivi.

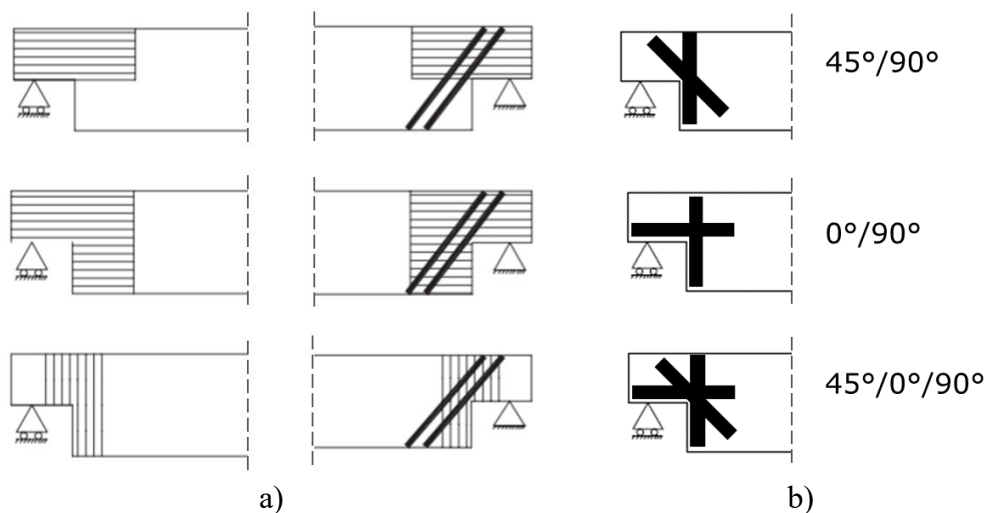


Figura 3.9 – a) Configurazioni di applicazione di materiali fibro-rinforzati testate da Taher (2005); b) differenti applicazioni testate da Nagy-György et al. (2012).

Infine, Sas et al. (2014) hanno condotto uno studio numerico per ottimizzare l'applicazione dei materiali compositi alle selle Gerber, calibrando i modelli numerici sulla base delle sperimentazioni effettuate da Nagy-György et al. (2012). I modelli numerici hanno mostrato l'efficacia delle

configurazioni di laminati studiate, sottolineando che utilizzando fibre ad elevato modulo elastico e sistemi di ancoraggio aggiuntivi si ottiene un miglioramento dell'incremento di resistenza riducendo la possibilità di fenomeni di distacco dalle superfici di calcestruzzo.

## **3.2 Analisi critica delle tecniche di intervento**

### **3.2.1 Confronto delle tecniche**

Nei paragrafi precedenti, le tecniche di intervento relative alle selle Gerber appartenenti a ponti in calcestruzzo armato sono state suddivise in due gruppi, considerando le tecniche agenti sulla riduzione della domanda, attraverso una modifica del trasferimento dei carichi, e quelle di rinforzo propriamente dette, attraverso le quali si perviene ad un aumento della capacità portante. Gli interventi di riparazione locale, come il ripristino dell'armatura corrosa e del calcestruzzo ammalorato superficiale, non sono stati inclusi in questa distinzione, poiché essi sono necessari soltanto quando le selle si presentano in condizioni degradate. Allo stesso tempo, per alcuni interventi di rinforzo è necessario effettuare delle preliminari operazioni di riparazione locale, come il ripristino delle superfici di calcestruzzo delle selle sulle quali verranno successivamente ancorate, ad esempio, le piastre in acciaio o i materiali compositi. In questi casi è necessario anche il sollevamento dell'intera campata tampone, aumentando notevolmente i costi di intervento, che verranno discussi più avanti.

Tra le tecniche menzionate, ce ne sono alcune molto semplici da realizzare, ad esempio, l'applicazione di barre in acciaio post-tese che non richiede il sollevamento della campata appoggiata e, soprattutto, può essere realizzata anche se le selle Gerber sono collegate trasversalmente. Anche le tecniche del primo gruppo (trasferimento dei carichi) non richiedono il sollevamento dell'impalcato, tuttavia risultano più costose a causa della necessità di realizzare gli ancoraggi tra gli elementi strutturali aggiuntivi e quelli esistenti.

Per confrontare in modo semplice e rapido le tecniche di intervento analizzate, i principali vantaggi e le principali limitazioni di ognuna sono stati sintetizzati all'interno della Tabella 3.1. Oltre ai vantaggi e agli svantaggi, la tabella riportata anche la necessità o meno di effettuare preliminari operazioni di riparazione locale oppure la necessità di sollevare la campata tampone. Infine, attraverso le ultime due colonne è possibile valutare qualitativamente le differenti tecniche in base al costo e al disagio arrecato alla circolazione stradale a causa di interruzioni più o meno lunghe del traffico.

Come si può notare, soltanto tre soluzioni necessitano di interventi di riparazioni preliminari, ossia l'intervento di demolizione e ricostruzione, l'installazione del rivestimento in acciaio e l'applicazione di materiali compositi. L'unica soluzione che comporta un basso costo e non introduce significativi disagi alla circolazione è l'applicazione della post-tensione, che è in grado anche di ridurre la fessurazione a bassi livelli di carico. Tutte le rimanenti soluzioni (eccetto l'utilizzo di mensole in acciaio ancorate attraverso barre inclinate) sono associate a costi generalmente elevati, arrecando disagi alla circolazione altrettanto elevati o molto elevati, come nel caso della completa demolizione e sostituzione delle selle Gerber esistenti.

Tabella 3.1 – Confronto qualitativo delle tecniche di intervento analizzate.

	Tecnica	Vantaggi	Svantaggi	Riparazione locale	Sollevamento campata tampone	Costo	Disagio alla circolazione
<b>Trasferimento dei carichi</b>	Colonne aggiuntive	Semplicità	Non applicabile a ponti alti e sovrappassi	No	No	Elevato	Trascurabile
	Travi aggiuntive all'intradosso	Alleggerimento della campata a sbalzo	Necessario cls di buona qualità per gli ancoraggi	No	No	Elevato	Elevato
	Mensole aggiuntive all'intradosso ancorate con barre inclinate	Alleggerimento della campata a sbalzo	Necessario cls di buona qualità per gli ancoraggi	No	No	Medio	Elevato
	Cavi esterni	Bassa invasività	Applicabile soltanto lungo le travi di bordo	No	No	Elevato	Trascurabile
<b>Rinforzo strutturale</b>	Demolizione e ricostruzione	Completo intervento strutturale e aumento della durabilità	–	Si	Si	Molto elevato	Molto elevato
	Eliminazione del giunto	Eliminazione del problema di accumulo di degrado nel giunto	Cambiamento dello schema statico	No	No	Elevato	Elevato
	Post-tensione	Limitazione delle fessurazioni	Possibile interferenza tra le barre post-tese e le armature interne	No	No	Basso	Trascurabile
	Incamiciatura in acciaio	Protezione delle superfici di cls e eliminazione dei classici meccanismi di collasso	Applicabile soltanto in assenza di collegamento trasversale tra le selle Gerber	Si	Si	Elevato	Elevato
	Materiali compositi	Volume ridotto ed elevate prestazioni	Applicabile soltanto in assenza di collegamento trasversale tra le selle Gerber	Si	Si	Elevato	Elevato

### 3.2.2 Analisi delle tecniche di intervento testate sperimentalmente



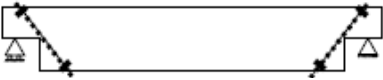
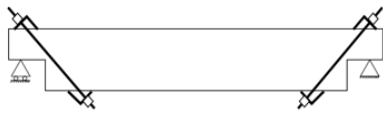


Al fine di confrontare le differenti tecniche dal punto di vista quantitativo, valutando gli incrementi di resistenza apportati da ognuna di esse, è necessario analizzare soltanto quelle testate sperimentalmente all'interno delle diverse ricerche di letteratura descritte. Infatti, le ricerche sperimentali di Taher (2005), Huang & Nanni (2006), Nagy-György et al. (2012) e Atta & Taman (2016) hanno permesso di analizzare il comportamento strutturale di travi con estremità rastremate implementando diverse tecniche di intervento al fine di ottimizzarne l'incremento delle prestazioni. Le tecniche testate fanno riferimento sia alle selle Gerber all'interno delle strutture da ponte, sia in generale alle travi con estremità rastremate utilizzate all'interno degli edifici. Infatti, Huang & Nanni (2006) hanno realizzato una campagna sperimentale testando travi a doppio T, propriamente utilizzate quali elementi portanti di solai e coperture di strutture residenziali e industriali. Pertanto, i risultati di tale sperimentazione non sono stati considerati nell'analisi di seguito riportata.


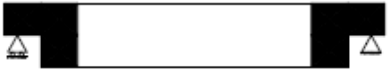
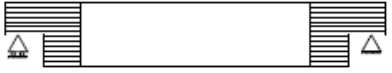


Dunque, selezionando da ognuna delle campagne sperimentali menzionate le migliori soluzioni di intervento, in termini di aumento delle prestazioni apportate, all'interno della Tabella 3.2 sono stati sintetizzati i principali parametri di confronto. La prima parte della tabella serve ad identificare ognuna delle tecniche, riportando gli autori della sperimentazione, la nomenclatura del provino testato, una breve descrizione ed uno schema della tecnica di intervento testata. All'interno della seconda parte della tabella, per ognuno dei provini testati viene riportato il rapporto geometrico in termini di  $a/h$  e i principali risultati delle sperimentazioni in termini di aumento del carico di fessurazione ( $\Delta P_c$ ), aumento della capacità portante ( $\Delta P_u$ ), la modalità di rottura prima e dopo l'installazione dell'intervento, in accordo ai 5 principali meccanismi descritti in precedenza, e la tipologia di comportamento strutturale a rottura discriminando tra comportamento duttile o fragile. Al fine di fornire una valutazione complessiva di ognuna delle tecniche, le ultime due colonne riportano anche la fattibilità in opera e la necessità o meno di effettuare riparazioni preliminari locali e/o di sollevare la campata tampone.

All'interno della Tabella 3.2, nelle prime due righe sono stati inseriti anche gli interventi locali di ripristino del calcestruzzo di ricoprimento e delle armature corrose (ID 0) e l'intervento di completa demolizione e ricostruzione delle selle Gerber esistenti (ID 1), anche se per questi non è stato possibile quantificare gli incrementi di resistenza apportati. La differenza principale tra i due interventi risiede nelle operazioni da effettuare e nei tempi di realizzazione. Infatti, nel caso della demolizione e ricostruzione, di solito, viene completamente smantellata l'intera campata tampone, permettendo anche di riparare le selle ammalorate della campata a sbalzo, richiedendo tempistiche molto lunghe e altrettanti disagi alla circolazione. Anche nel caso della riparazione soltanto delle selle appartenenti alla campata a sbalzo è necessario sollevare la campata tampone, ma in questo caso le operazioni di intervento si esauriscono più velocemente, permettendo in tempi brevi di ripristinare il normale scorrimento del traffico. Dunque, al fine di causare il minore disagio evitando la chiusura del ponte per un lungo periodo di tempo, un'alternativa alla completa sostituzione della campata tampone potrebbe essere quella di intervenire riparando localmente le selle Gerber della campata a sbalzo e successivamente installare un rinforzo in termini di barre post-tese o di materiali incollati esternamente, al fine di incrementare ulteriormente la loro capacità strutturale e la durabilità.

Di seguito, distinguendo le tecniche basate sull'utilizzo di barre in acciaio post-tese (ID 2–6) da quelle basate sull'installazione di differenti tipologie di materiali lungo le superfici laterali delle selle (ID 7–10), vengono illustrati e confrontati i risultati delle differenti sperimentazioni.

Tabella 3.2 – Confronto prestazionale delle tecniche di intervento testate sperimentalmente in letteratura.

ID	Autore(i)	Provino	Tecnica di intervento	Schema	$a/h$	$\Delta P_c$	$\Delta P_u$	Modalità di rottura		Comportamento strutturale	Fattibilità in opera	Riparazioni locali e/o sollevamento
								Pre	Post			
0	–	–	Riparazione locale del calcestruzzo ammalorato e delle armature corrose		–	–	–	–	–	–	Elevata	Si
1	Smith (2005); Kun et al. (2015)	–	Demolizione e ricostruzione delle selle Gerber		–	–	–	–	–	–	Bassa	Si
2	Taher (2005)	2	Barre post-tese installate internamente ed inclinate		1.3	60%	22%	4	Y	Duttile	Media	No
3	Atta & Taman (2016)	1	Barre post-tese esterne inclinate		1.0	-4%	81%	3	3		Elevata	No
4	Atta & Taman (2016)	2	Barre post-tese esterne vincolate sulla regione non rastremata		1.0	40%	65%	3	3+4		Elevata	No
5	Atta & Taman (2016)	3	Barre post-tese esterne vincolate sia sulla mensola sia sulla regione non rastremata		1.0	-20%	83%	3	3		Media	No

6	Atta & Taman (2016)	4	2 coppie di barre post-tese esterne vincolate sulla regione non rastremata		1.0	-18%	83%	3	4		Elevata	No
7	Taher (2005)	4	Incamiciatura in acciaio dell'intera sella		1.3	72%	25%	4	D+4	Fragile	Bassa	Si
8	Taher (2005)	8	Completo avvolgimento della sella con fibre di carbonio disposte orizzontalmente		1.3	52%	28%	4	D+4		Bassa	Si
9	Nagy-György et al. (2012)	RC-2	Laminati in fibra di carbonio disposti a 45°/90°		0.9	116%	4%	3	D+4		Bassa	No
10	Nagy-György et al. (2012)	RC-4	Laminati in fibra di carbonio disposti a 0°/90°		0.9	63%	10%	3	D+4		Bassa	No
Y = "Yielding" – snervamento delle barre; D = "Debonding" – distacco dei materiali compositi o delle piastre di acciaio dalle superfici di calcestruzzo.												

### 3.2.2.1 Post-tensione esterna

Le diverse soluzioni basate sull'utilizzo di barre in acciaio post-tese si differenziano in base al posizionamento delle barre soltanto nella zona non rastremata, soltanto nella mensola, oppure in entrambe, e in base all'inclinazione delle stesse (posizionamento in verticale nelle soluzioni con ID 4, 5 e 6, inclinate nelle soluzioni con ID 2 e 3, nella Tabella 3.2).

In particolare, riferendosi alle 5 principali modalità di rottura descritte in precedenza, il posizionamento delle barre nella zona non rastremata della trave è molto efficace nel prevenire i meccanismi di collasso 3 e 5, mentre nei casi in cui le barre vengono posizionate sulla mensola della sella, si ottiene anche una prevenzione del meccanismo di tipo 4. Attraverso l'installazione di barre inclinate, è possibile prevenire tutti e 3 i meccanismi menzionati (3, 4 e 5), aumentando la resistenza a taglio sia della mensola sia della zona non rastremata.

Infatti, la soluzione con ID 2, testata sperimentalmente da Taher (2005), ha permesso di modificare la modalità di rottura iniziale, prevalentemente a taglio (meccanismo 4), con una condizione di rottura più duttile coinvolgendo lo snervamento delle barre post-tese. L'altra soluzione che prevede barre inclinate (ID 3) previene il meccanismo di collasso di tipo 4; infatti, la modalità di rottura 3 del provino in assenza di intervento si verifica anche installando le barre inclinate che, d'altro canto, forniscono un incremento di resistenza notevole (+81%). Confrontando le due soluzioni in cui sono state installate barre inclinate, è possibile osservare che la prima (ID 2) permette principalmente di limitare l'innesco delle fessure, fornendo un aumento del carico di prima fessurazione pari al 60%, la seconda (ID 3) è più efficace nell'incremento della capacità portante.

L'utilizzo di una coppia di barre verticali, una per lato, vincolate soltanto in corrispondenza della zona non rastremata della trave (ID 4), permette di modificare il meccanismo di collasso passando dalla modalità 3 ad una in cui la 3 e la 4 si presentano combinate. Infatti, l'aumento di resistenza fornito dalle barre all'interno della zona non rastremata, sposta la fessurazione all'interno della mensola.

La soluzione con ID 5 ha effetti simili (in termini aumento di resistenza e modalità di rottura) alla soluzione con ID 3, poiché tanto la zona non rastremata quanto la mensola della sella sono rinforzate attraverso barre verticali. D'altro canto, questa soluzione è difficilmente applicabile nei casi reali, a causa della difficoltà nell'installazione delle piastre di ancoraggio all'intradosso della mensola dove di solito vengono alloggiati i dispositivi di appoggio.

Infine, la soluzione avente ID 6, in cui vengono installate due coppie di barre post-tese (due per ogni lato della trave), è molto efficace nell'inibire i meccanismi di collasso di tipo 3 e 5, spostando la concentrazione delle fessurazioni all'interno della mensola che raggiunge la rottura per taglio (meccanismo 4).

Dunque, gli interventi di rinforzo basati sull'installazione di barre post-tese in differenti configurazioni permettono di migliorare notevolmente le prestazioni delle selle Gerber e, soprattutto, è possibile prevenire diversi meccanismi di collasso a seconda della configurazione installata. Ad esempio, le soluzioni che prevedono barre verticali, come quelle aventi ID 4 e 6, possono essere utilizzate soprattutto quando all'interno delle selle Gerber sono presenti armature inclinate, in modo tale da sfruttare il contributo delle armature interne nel prevenire la modalità di rottura 4 e l'apporto

di resistenza aggiuntivo fornito dall'intervento prevenendo anche l'insorgenza di meccanismi di collasso di tipo 3 e 5. D'altra parte, fornendo un contributo di resistenza aggiuntivo all'interno della mensola, le soluzioni con ID 2, 3 e 5 sono più indicate per interventi sulle selle in assenza di armature inclinate; infatti, rinforzando anche la zona rastremata, viene compensata l'assenza delle barre inclinate, riducendo la fessurazione all'interno di tale zona.

### **3.2.2.2 Incamiciatura in acciaio e materiali compositi**

Le soluzioni aventi ID 7–10 utilizzano diversi tipi di materiali, piastre in acciaio e materiali compositi, ancorati alle superfici laterali delle selle Gerber. Ricoprendo in modo continuo le superfici di calcestruzzo sia nella zona non rastremata sia nella mensola, tali tecniche sono in grado di prevenire diverse modalità di rottura, come le principali di tipo 3, 4 e 5. All'interno della Tabella 3.2, si può notare che la modalità di rottura dei provini post-intervento è caratterizzata dal distacco dei materiali aggiuntivi dalle superfici di calcestruzzo (delaminazione). Infatti, avendo a disposizione una zona di ancoraggio limitata, questi materiali, soprattutto quelli compositi, possono facilmente raggiungere la rottura per distacco, esibendo un comportamento più fragile rispetto all'utilizzo delle soluzioni con post-tensione.

In termini di miglioramento delle prestazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU), le soluzioni con ID 7 e 8 sono le più efficaci, poiché forniscono incrementi di resistenza rispettivamente del 25% e del 28%. Al contrario, attraverso la soluzione con ID 9, l'incremento di resistenza risulta trascurabile, mentre si ottiene un notevole miglioramento del carico di prima fessurazione, attraverso un incremento del 116%. Le fibre di carbonio disposte in direzione inclinata, infatti, hanno la capacità di richiudere le fessure di tipo 3 che rappresentano la principale modalità di rottura delle selle Gerber. La soluzione in cui vengono utilizzate fibre in direzione orizzontale (ID 10) non risulta altrettanto efficace nella limitazione delle fessure, sebbene l'incremento del carico di fessurazione sia del 63%.

Dunque, le soluzioni con ID 7 e 8 risultano più efficaci per il miglioramento della resistenza, indipendentemente dalla modalità di rottura iniziale, mentre l'intervento con ID 9 rappresenta un'ottima scelta se l'attenzione è maggiormente spostata verso la limitazione delle fessure, soprattutto secondo il meccanismo di tipo 3. Inoltre, le prime richiedono anche il sollevamento dell'impalcato, poiché i materiali aggiuntivi vengono installati lungo tutte le superfici delle selle, non soltanto sulle laterali. Le seconde, invece, non necessitano del sollevamento, soprattutto quando le superfici laterali sono direttamente accessibili.

## **3.3 Osservazioni e indicazioni per l'ottimizzazione delle tecniche di intervento**

La disponibilità di diverse tecniche di intervento e l'esistenza di differenti situazioni ed esigenze di rinforzo nella pratica reale, all'interno dei ponti esistenti a schema Gerber, sottolineano la necessità di fornire degli strumenti pratici in grado di semplificare e guidare, i gestori delle infrastrutture o i professionisti incaricati, nella scelta della soluzione o delle soluzioni migliori per il caso studio di volta in volta analizzato. Per questo motivo, all'interno di tale paragrafo, a seguito dell'analisi critica delle tecniche di intervento precedentemente effettuata, grazie alla quale è stato possibile valutare per ognuna di esse i principali punti di forza e di debolezza, viene delineato un percorso logico attraverso

il quale è possibile, considerando tutti gli aspetti e le problematiche relative alla realizzazione del rinforzo nei casi reali, individuare le strategie di intervento ottimali.

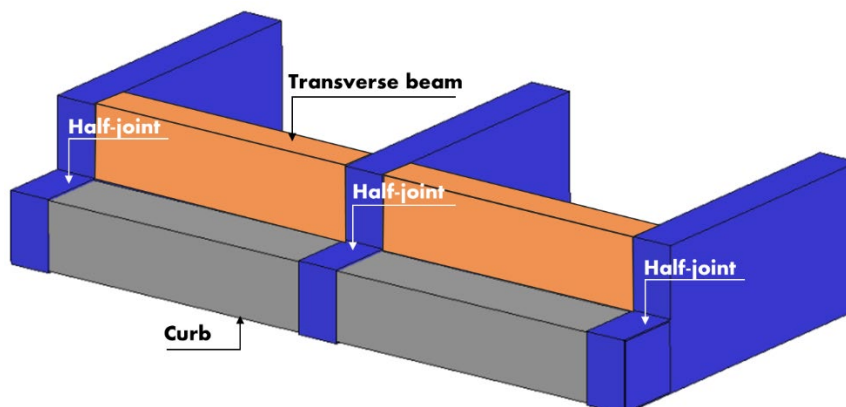
Infatti, diversi sono gli aspetti da considerare. Non si tratta soltanto di aspetti legati alla capacità della singola tecnica di migliorare le condizioni strutturali delle selle Gerber, ma anche e soprattutto di aspetti legati all'esito di attente valutazioni strutturali del singolo caso studio analizzato. La valutazione strutturale, infatti, permette di individuare in dettaglio le carenze della struttura, che possono essere causate dalla presenza di fenomeni di degrado in atto, oppure da carenze preesistenti nella progettazione ed esecuzione dei dettagli costruttivi; di osservare ed individuare i vincoli geometrici presenti considerando le selle Gerber quali parti di un sistema strutturale più ampio, all'interno della tipologia di impalcato presente; infine, di verificare le strutture nei confronti dello stato limite di esercizio e dello stato limite ultimo, definendo le relative priorità di intervento considerando la necessità di limitazione delle fessurazioni, oppure la necessità di incrementare la capacità strutturale.

Ad esempio, attraverso l'individuazione dei dettagli costruttivi esistenti, è possibile verificare la presenza o l'assenza di barre inclinate, che sappiamo avere un ruolo fondamentale del comportamento strutturale delle selle Gerber. Infatti, come menzionato in precedenza, la principale differenza nel meccanismo di rottura delle selle in assenza di barre inclinate è la più frequente occorrenza del meccanismo di tipo 4 (rottura a taglio della mensola). Dunque, individuato il deficit, gli interventi dovrebbero tenere conto di un tale aspetto, preferendo, a parità di altre condizioni, l'utilizzo di soluzioni in grado di migliorare la resistenza e limitare le fessurazioni all'interno della mensola.

Un altro aspetto molto importante, richiamato più volte, è la fattibilità, ossia l'applicabilità di una specifica tecnica di intervento nei casi reali, che dipende dalla particolare configurazione geometrica dell'impalcato di un ponte a schema Gerber. Infatti, all'interno di questi ultimi, le selle Gerber tendono ad avere vincoli geometrici che non sono presenti nei campioni testati sperimentalmente. Nella maggior parte dei casi, le selle alle estremità di ognuna delle travi longitudinali sono collegate rigidamente le une alle altre attraverso la presenza di un traverso oppure di un cordolo inferiore a collegamento delle mensole, come mostrato nella Figura 3.10. La funzione di tale collegamento è quella di fornire maggiore rigidità trasversale all'impalcato in corrispondenza delle selle, in modo da meglio ripartire le sollecitazioni di taglio agenti.

Questa particolare configurazione limita l'applicazione di specifiche tecniche di intervento, quali l'incamiciatura in acciaio, oppure l'applicazione di materiali compositi sulle superfici laterali. Soltanto nei casi meno frequenti in cui il cordolo non è presente (Bertagnoli & Stellini, 2019; Lafranconi et al., 2016), le soluzioni con ID 7–10 sono applicabili. Per questo motivo, a tali soluzioni è stata associata una scarsa fattibilità. Al contrario, le tecniche di intervento basate sull'utilizzo della post-tensione (ID 2–6) risultano molto applicabili, poiché l'installazione delle barre può essere effettuata praticando dei fori all'interno sia della soletta sia del traverso di collegamento. Tra queste, soltanto le soluzioni con ID 2 e 5 possono generare delle complicazioni, relative, nel primo caso, alla difficoltà di installazione delle barre inclinate all'interno della sella, considerando la congestione interna delle armature, nel secondo caso, dalla presenza di spazi limitati all'intradosso della mensola per il posizionamento delle piastre di ancoraggio. Pertanto, considerando la sua semplicità, l'efficacia dell'intervento e l'elevata fattibilità, la soluzione con ID 4 sembra essere particolarmente adatta per

la maggior parte delle selle dei ponti, anche se la migliore soluzione di intervento deve essere selezionata considerando il caso studio di volta in volta analizzato.



*Figura 3.10 – Configurazione geometrica molto frequente degli impalcati a schema Gerber.*

Sulla base di tali osservazioni, la Figura 3.11 rappresenta il percorso logico sviluppato per la selezione delle tecniche di riabilitazione strutturale ottimali per le selle Gerber appartenenti ai ponti esistenti. Il percorso logico sviluppato permette di riepilogare tutti gli step di valutazione necessari, attraverso i quali è possibile discriminare le differenti situazioni che possono presentarsi di volta in volta per il caso studio analizzato, al fine di effettuare una scelta mirata e ottimizzata delle tecniche di intervento da implementare. Partendo da una valutazione strutturale dettagliata delle selle Gerber da riabilitare, è possibile determinare la necessità di procedere attraverso un intervento di rinforzo oppure è necessario prioritariamente effettuare delle riparazioni locali a causa della presenza di diffusi ammaloramenti superficiali. Il successivo step riguarda l'individuazione dei particolari vincoli geometrici presenti, ossia se le selle sono collegate o meno da un traverso oppure da un cordolo inferiore di calcestruzzo. Nel passaggio successivo, attraverso l'individuazione dei dettagli costruttivi presenti, è possibile determinare l'occorrenza di particolari modalità di rottura, considerando i casi più frequenti quali i meccanismi di tipo 3 e 5 (fessurazioni in corrispondenza della zona non rastremata della sella), oppure di tipo 4 (fessurazioni diffuse all'interno della mensola). Infine, bisogna stabilire quale livello prestazionale è necessario raggiungere attraverso l'intervento. Infatti, la valutazione strutturale iniziale può restituire delle carenze dei confronti dello stato limite di esercizio (molte normative tecniche definiscono diverse soglie massime in termini di ampiezza delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione), oppure dello stato limite ultimo, indirizzando in modo differente la scelta delle tecniche. L'ultima riga del percorso logico rappresenta la tecnica o le tecniche di intervento ottimali risultanti dalla valutazione, facendo riferimento alla numerazione riportata in Tabella 3.2.

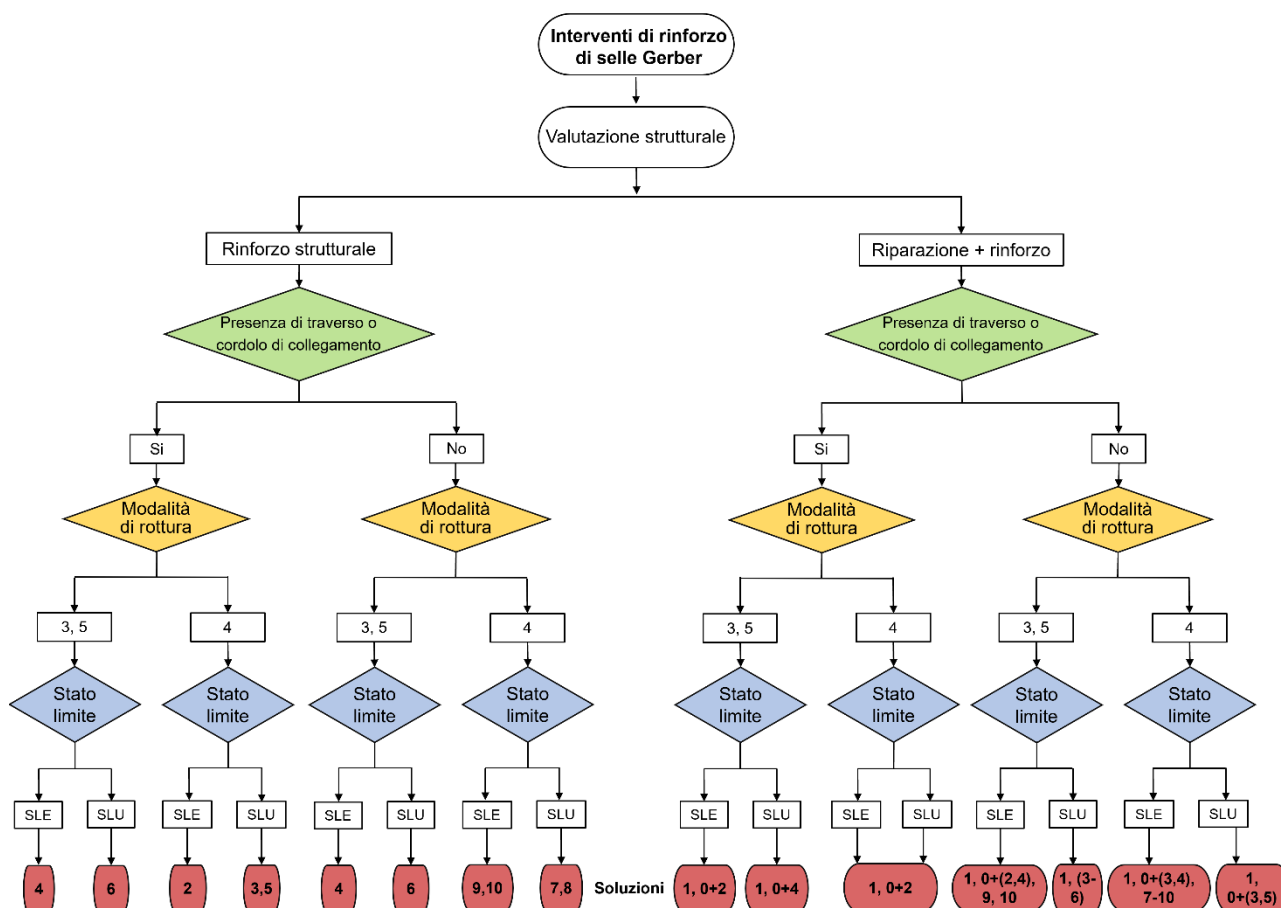


Figura 3.11 – Percorso logico per la selezione delle tecniche di intervento ottimali.

Osservando l'ultima riga del framework di analisi sviluppato (Figura 3.11), è possibile constatare che più di una soluzione può risultare ottimale per il singolo caso studio analizzato (la virgola separa le soluzioni alternative, il trattino indica un range di soluzioni possibili). Dunque, la selezione finale può essere condotta, ad esempio, effettuando valutazioni preventive dei costi delle strategie alternative di intervento, considerando non solo i costi di realizzazione, ma anche, e soprattutto, quelli indiretti, relativi all'interruzione dell'operatività del ponte per il periodo di tempo necessario.

Infatti, soprattutto nei casi in cui, a seguito della valutazione strutturale, risulta necessario intervenire prioritariamente attraverso riparazioni locali delle selle (ramo di destra del percorso logico), indipendentemente dai successivi step del percorso, viene segnalata la possibilità di demolire e ricostruire interamente le selle Gerber (ID 1). Tuttavia, poiché un intervento del genere risulterebbe molto invasivo e condizionerebbe fortemente l'operatività del ponte, vengono indicate altre alternative che prevedono riparazioni locali e installazione di differenti interventi, a seconda del livello prestazionale richiesto.

Soluzioni che risultano ampiamente applicabili, tanto per limitare le fessurazioni quanto per incrementare la resistenza, sono rappresentate dall'utilizzo della post-tensione attraverso l'installazione delle barre nelle configurazioni più opportune per il caso analizzato. Inoltre, tali soluzioni possono essere utilizzate in combinazione con preliminari riparazioni locali, oppure con la tecnica di rivestimento in acciaio o l'utilizzo di materiali compositi. Per tali motivi, rappresentando una soluzione ottimale per una vasta gamma di situazioni reali, nel successivo paragrafo viene fornito

un esempio di valutazione dei costi per la realizzazione di un intervento di post-tensione su un ponte caso studio.

### **3.4 Intervento di post-tensione di un ponte caso studio: analisi parametrica dei costi**

Il bisogno di effettuare interventi di riparazione e/o rinforzo sulle strutture da ponte pone l'attenzione non solo sugli aspetti puramente strutturali della progettazione dell'intervento, ma anche sugli aspetti relativi all'interruzione di operatività della struttura. Infatti, la chiusura di un ponte per la realizzazione di interventi manutentivi e di rinforzo comporta l'interruzione del collegamento stradale a cui esso appartiene e, dunque, la deviazione del traffico lungo percorsi alternativi. Tali operazioni incidono notevolmente sui costi totali di intervento. Questi ultimi, infatti, possono essere suddivisi in una quota tangibile e direttamente calcolabile, associata al costo di realizzazione dell'intervento (costo diretto), e una quota non direttamente quantificabile, poiché relativa al disagio arrecato ai viaggiatori a causa dell'interruzione stradale (costi indiretti).

La riabilitazione dei ponti a schema Gerber, come ampiamente analizzato nei paragrafi precedenti, pone diverse criticità relative proprio agli aspetti legati all'interruzione di operatività. Infatti, a seconda delle differenti configurazioni geometriche di impalcato presenti e a seconda dell'entità del deterioramento in corrispondenza delle selle Gerber, è necessario realizzare interventi che richiedono il sollevamento della campata tampone, con conseguente interruzione del collegamento stradale, oppure no.

Nei paragrafi precedenti, è stata altresì sottolineata l'esistenza di particolari interventi di rinforzo che risultano scarsamente impattanti dal punto di vista dell'interruzione di operatività dei ponti Gerber. Si tratta dell'installazione di barre in acciaio post-tese. Un intervento di questo tipo richiede semplici operazioni di installazione, può essere implementato anche se le selle Gerber sono collegate trasversalmente e non richiede il sollevamento dell'impalcato semplicemente appoggiato.

Di contro, se le selle si presentano particolarmente ammalorate, è necessario effettuare principalmente riparazioni locali volte al ripristino del calcestruzzo deteriorato e alla sostituzione delle armature corrose, soltanto successivamente è possibile rinforzarle attraverso l'installazione delle barre post-tese, operazioni che richiedono inevitabilmente il sollevamento della campata tampone.

Considerando tali differenti due scenari, di seguito viene riportato un esempio di valutazione dei costi di intervento per un ponte caso studio. Verranno computati sia i costi relativi alla realizzazione dell'intervento di rinforzo, in un caso, e di riparazione e rinforzo, nel secondo caso; sia i costi indiretti relativi alla riduzione, nel primo caso, e alla interruzione di operatività del ponte, nel secondo caso.

Nel computo dei costi sia diretti che indiretti sono state effettuate le seguenti assunzioni: il ponte caso studio appartiene ad una strada provinciale che permette di collegare piccoli paesi; come riferimento ai costi unitari delle singole operazioni di intervento sono stati considerati i prezzi relativi alle opere pubbliche italiane (ANAS, 2022; Regione Basilicata, 2022).

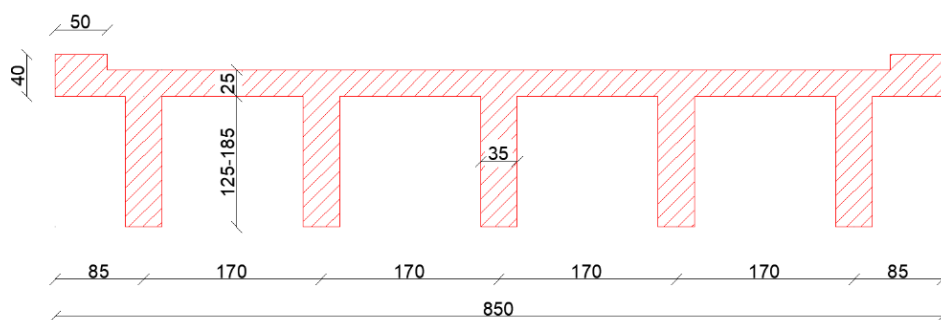


Figura 3.12 – Sezione trasversale dell'impalcato del ponte caso studio.

Le caratteristiche del ponte caso studio sono mostrate in Figura 3.12. In particolare, è stato ipotizzato di riabilitare un ponte Gerber in calcestruzzo armato il cui impalcato è costituito da 5 travate longitudinali a sezione rettangolare, aventi larghezza pari a 35 cm e interasse 170 cm, collegate superiormente da una soletta di 25 cm di spessore. Alle estremità della soletta sono presenti due cordoli aventi dimensioni 50 cm x 40 cm, per una larghezza totale dell'impalcato pari a 8.50 m. Tali caratteristiche, infatti, possono essere considerate rappresentative di molti ponti esistenti appartenenti a strade provinciali italiane (Santarsiero et al., 2023; Santarsiero, Masi, Picciano, et al., 2021). Al fine di effettuare una valutazione parametrica dei costi di intervento, sono state considerate 3 differenti lunghezze della campata tampone, rispettivamente pari a 20, 30 e 40 m. Di conseguenza, anche l'altezza delle travate assume valori diversi, rispettivamente pari a 125, 155 e 185 cm per ognuna delle lunghezze di impalcato considerate.

Considerando quale “scenario 1” l'intervento di riparazione locale in corrispondenza delle selle Gerber e successivo rinforzo delle stesse attraverso l'utilizzo della post-tensione, e quale “scenario 2” il solo rinforzo delle selle attraverso la post-tensione, in Tabella 3.3 sono sintetizzate le rispettive fasi lavorative. In particolare, le fasi lavorative relative allo scenario 2 di intervento rappresentano un sottoinsieme delle operazioni previste per lo scenario 1.

Tabella 3.3 – Fasi lavorative relative ai due scenari di intervento considerati.

Fasi lavorative	Scenario 1	Scenario 2
Rimozione dei giunti di dilatazione esistenti ed adiacente pavimentazione stradale in corrispondenza sia della campata a sbalzo sia di quella appoggiata	✓	✓
Rimozione delle barriere di sicurezza in corrispondenza dei cordoli laterali	✓	
Sollevamento controllato della campata tampone attraverso martinetti idraulici installati in corrispondenza delle selle Gerber delle adiacenti campate a sbalzo	✓	
Rimozione dei dispositivi di appoggio esistenti	✓	
Scarifica del calcestruzzo di ricoprimento in corrispondenza delle selle Gerber	✓	

Ripristino dell'armatura corrosa e applicazione di trattamenti passivanti	✓	
Realizzazione dei fori per l'installazione delle barre post-tese (vedi ID 4 in Tabella 3.2)	✓	✓
Ripristino del calcestruzzo superficiale in corrispondenza delle selle Gerber e applicazione di trattamenti protettivi	✓	
Installazione, tesatura e ancoraggio di barre verticali $\phi 26$ di tipo DYWIDAG e successiva iniezione all'interno dei fori di resina epossidica	✓	✓
Installazione dei nuovi dispositivi di appoggio	✓	
Abbassamento della campata tampone	✓	
Installazione dei nuovi giunti di dilatazione	✓	✓
Ancoraggio delle barriere di sicurezza bordo ponte	✓	
Ripristino della pavimentazione stradale	✓	✓

L'insieme delle operazioni necessarie per la realizzazione dell'intervento contribuisce al computo dei costi diretti, ai quali si sommano le spese relative alla sicurezza dei lavoratori e quelle relative alle parcelle dei professionisti incaricati della progettazione. Il costo relativo alle operazioni di sollevamento dell'impalcato semplicemente appoggiato dipende dall'entità dell'altezza e del peso da sollevare. Considerando un sollevamento pari all'altezza totale dell'impalcato (Figura 3.13), viene ricavato il costo unitario per ogni metro quadrato di superficie sollevata (ANAS, 2022), e attraverso la relazione tra quest'ultimo e la lunghezza di impalcato mostrata nel grafico di Figura 3.14, è possibile valutare il costo totale associato al sollevamento dei diversi impalcati considerati, aventi la stessa larghezza pari a 8.5 m.

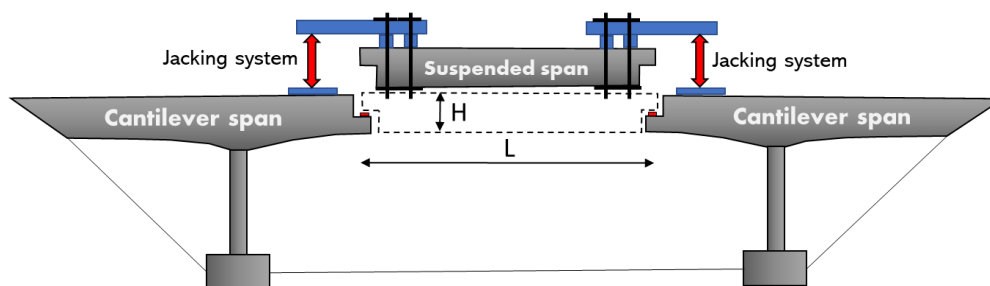


Figura 3.13 – Operazione di sollevamento dall'alto della campata tampone.

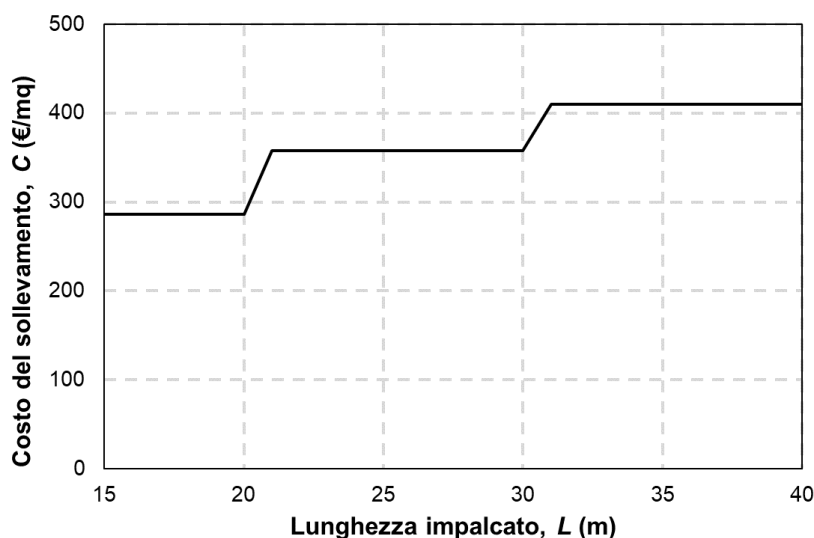


Figura 3.14 – Costo dell’operazione di sollevamento degli impalcati considerati.

Per quanto riguarda i costi indiretti, lo scenario 1 di intervento richiede la chiusura del ponte, generando una deviazione del traffico veicolare. Lo scenario 2, invece, richiede la chiusura di una corsia per volta, permettendo uno scorrimento del traffico a senso unico alternato attraverso una regolazione semaforica. Il disagio causato ai veicoli e alla circolazione del traffico, dunque, è notevolmente differente nei due casi. Infatti, se per lo scenario 2 è possibile trascurare i piccoli ritardi nell’attraversamento del ponte, per lo scenario 1, invece, bisogna considerare ritardi molto più consistenti relativi alla percorrenza di strade alternative che possono essere più o meno lunghe. In questo caso, il disagio arrecato ai veicoli può essere monetizzato e computato quale parte importante dei costi indiretti di intervento.

Secondo una procedura sviluppata dal Dipartimento dei trasporti statunitense e dalla Federal Highway Administration (US Department of Transportation - FHWA, 2011), è possibile calcolare i costi associati ai ritardi causati dalle deviazioni forzate del traffico veicolare. In particolare, questi ultimi possono essere suddivisi in due aliquote: il costo associato al disagio causato dai ritardi in termini di tempo,  $C_D$ , e il costo relativo ai consumi e all’usura dei veicoli,  $C_O$ , come mostrato nella espressione (3.1).

$$C_{DT} = C_D + C_O \quad (3.1)$$

Il costo associato ai ritardi può essere calcolato secondo l’espressione (3.2), di seguito riportata:

$$C_D = C_{D,P} + C_{D,B} + C_{D,T} \quad (3.2)$$

in cui i singoli termini rappresentano il valore monetario dei ritardi causati rispettivamente a passeggeri che viaggiano per motivi personali (P), per affari (B) e a passeggeri di veicoli commerciali (T). Ognuna di tali aliquote viene calcolata rispettivamente attraverso le espressioni (3.3), (3.4) e (3.5).

$$C_{D,P} = n_p \cdot c_{h,p} \cdot \Delta t \cdot o_p \quad (3.3)$$

$$C_{D,B} = n_b \cdot c_{h,b} \cdot \Delta t \cdot o_b \quad (3.4)$$

$$C_{D,T} = n_t \cdot c_{h,t} \cdot \Delta t \cdot o_t \quad (3.5)$$

Il primo termine delle precedenti espressioni rappresenta l'aliquota di ognuna delle differenti categorie di veicoli descritte rispetto al numero totale di veicoli giornalieri che attraversano il ponte (assunto pari a 1000). Le differenti aliquote possono essere così suddivise (US Department of Transportation - FHWA, 2011):

- $n_p = 0.9 \cdot n$ ;
- $n_b = 0.05 \cdot n$ ;
- $n_t = 0.05 \cdot n$ .

I termini  $o_p$ ,  $o_b$  e  $o_t$  nelle espressioni (3.3), (3.4) e (3.5) rappresentano i fattori di occupazione di ognuno dei veicoli menzionati. In tutti e 3 i casi, è stato assunto un fattore di occupazione pari a 1.33, in accordo ai dati raccolti all'interno di un censimento ISTAT relativo ai trasporti italiani (ISTAT, 2022).

Il termine  $\Delta t$  rappresenta il tempo impiegato a percorrere la deviazione intrapresa, funzione della distanza percorsa e della velocità media di percorrenza. Per quanto riguarda la distanza, sono state ipotizzate 3 deviazioni differenti aventi distanze crescenti rispettivamente pari a 5, 10 e 15 km, percorse ad una velocità media di 50 km/h, rappresentante il principale limite all'interno delle strade provinciali italiane.

Infine, i termini  $c_{h,p}$ ,  $c_{h,b}$  e  $c_{h,t}$  rappresentano il valore monetario del ritardo accumulato. Ovviamente, i ritardi accumulati hanno un impatto maggiore sulle attività lavorative di chi viaggia per affari e chi trasporta merci e prodotti commerciali. Infatti, in questi casi è possibile calcolare il costo lavorativo orario attraverso l'espressione (3.6), rapportando il PIL pro capite annuale italiano (€30,338), valutato nel 2019 prima della situazione pandemica causata dal COVID, alle ore lavorative medie effettuate all'interno di un singolo anno, fissate pari a 1550 ore, in accordo ai dati ISTAT consultati (ISTAT, 2022).

$$c_{h,b} = c_{h,t} = \frac{PIL \text{ pro capite}}{ore \text{ lavorative medie annuali}} \left[ \frac{\text{€}}{\text{ora}} \right] \quad (3.6)$$

Il calcolo del valore monetario relativo ai ritardi subiti dai passeggeri che viaggiano per motivi personali è di più difficile valutazione. Per semplificare, è possibile considerare tale costo come una percentuale dei costi precedentemente valutati, che può variare tra il 50% e il 70%, come riportato dal Dipartimento dei trasporti statunitense (US Department of Transportation - FHWA, 2011). Ai fini di tale esempio, si assume che  $c_{h,p} = 0.6 \cdot c_{h,b}$ .

Per quanto riguarda il costo relativo ai consumi e all'usura dei veicoli, è necessario distinguere tra le varie categorie di veicoli considerate finora e calcolare ognuna delle aliquote attraverso le espressioni (3.7–3.10) di seguito riportate.

$$C_O = C_{O,P} + C_{O,B} + C_{O,T} \quad (3.7)$$

$$C_{O,P} = n_p \cdot c_{o,p} \cdot \Delta L \quad (3.8)$$

$$C_{O,B} = n_b \cdot c_{o,b} \cdot \Delta L \quad (3.9)$$

$$C_{O,T} = n_t \cdot c_{o,t} \cdot \Delta L \quad (3.10)$$

In particolare, i termini  $n_p$ ,  $n_b$  e  $n_t$  hanno lo stesso significato illustrato in precedenza (aliquote giornaliere delle differenti categorie di veicoli che attraversano il ponte), mentre  $c_{o,p}$ ,  $c_{o,b}$  e  $c_{o,t}$  rappresentano rispettivamente i consumi di veicoli privati (viaggi personali e per affari) e commerciali. Riguardo ai veicoli privati, considerando auto di medie dimensioni con una percorrenza annuale compresa tra 10,000–20,000 km, è possibile considerare valori di  $c_{o,p}$  e  $c_{o,b}$  pari a 0.3756 €/km (ACI - Automobile Club d'Italia, 2022). Mentre, per quanto riguarda i veicoli commerciali, si può fare riferimento a mezzi tipo camion aventi 5 tonnellate di carico complessivo, considerando un valore di  $c_{o,t}$  pari a 1.468 €/km (ACI - Automobile Club d'Italia, 2022).

Attraverso la procedura illustrata, è stato possibile calcolare i costi indiretti relativi all'interruzione del traffico veicolare lungo il ponte, considerando deviazioni di 5, 10 e 15 km. All'interno della Tabella 3.4 vengono riportati i costi giornalieri così calcolati in funzione dei differenti percorsi alternativi intrapresi e per i due scenari di intervento considerati. Come si può osservare, lo scenario 2 non comporta alcuna deviazione ( $\Delta L = 0$ ); infatti, viene considerata soltanto l'attesa dei veicoli ai semafori, che è stata stimata pari a 3 minuti, ossia 0.05 ore.

*Tabella 3.4 – Costi indiretti giornalieri in funzione della distanza della deviazione considerata.*

Scenario	Deviazione, $\Delta L$ [km]	Ritardo, $\Delta t$ [ore]	Costo indiretto, $C_{DT}$ [€/giorno]
1	5	0.10	3817
	10	0.20	7634
	15	0.30	11,451
2	0	0.05	833

All'interno della Figura 3.15, invece, vengono mostrati i costi diretti per la realizzazione dell'intervento secondo i due scenari considerati, suddividendo le diverse aliquote relative alle differenti fasi lavorative di realizzazione, in accordo a quanto riportato in Tabella 3.3. Le ultime colonne del grafico riportano il costo totale, calcolato sommando le differenti aliquote precedenti. Come si può osservare, la realizzazione dello scenario 1 di intervento comporta costi totali pari a €176,000, €215,000 e €250,000 considerando campate lunghe rispettivamente 20, 30 e 40 m. Nel caso dello scenario 2, il costo totale è notevolmente più basso; infatti, per ogni lunghezza di impalcato considerata, il costo ammonta rispettivamente a €58,000, €72,000 e €85,000, ossia circa il 67% in meno rispetto al caso precedente. Tale sostanziale differenza dipende principalmente dal costo dell'operazione di sollevamento dell'impalcato appoggiato, necessario soltanto nel primo scenario considerato. Infatti, al variare della lunghezza della campata, il costo della sola operazione di

sollevamento varia tra €49,000 e €70,000. Ulteriori differenze sono relative alle fasi di sostituzione dei dispositivi di appoggio e dei giunti di dilatazione che non sono necessarie per la realizzazione dello scenario 2. Le fasi relative alle operazioni di demolizione e ripristino hanno costi differenti per i due scenari poiché, nel primo caso, è necessario, oltre alla rimozione della pavimentazione e successivo ripristino della stessa ad intervento concluso, anche ripristinare le superfici ammalorate di calcestruzzo in corrispondenza delle selle nonché le armature corrose, mentre per lo scenario 2 sono necessarie soltanto le fasi di fresatura e successivo ripristino del manto stradale. Al contrario, i lavori necessari per l'installazione delle barre post-tese e il loro ancoraggio sono gli stessi per entrambi gli scenari, per un costo che varia da €29,000 a €43,000 in funzione della lunghezza della campata.

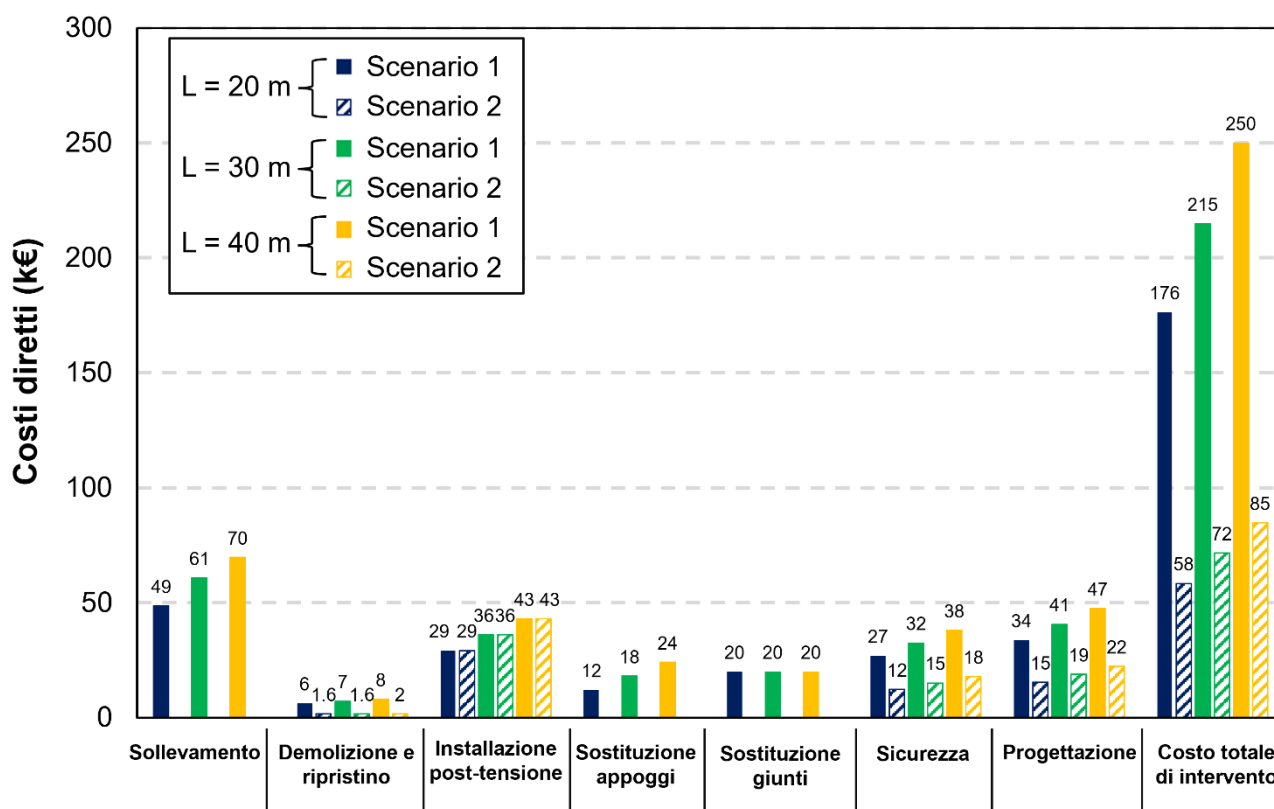


Figura 3.15 – Costi diretti di intervento relativi alle differenti fasi lavorative per la realizzazione dei due scenari considerati.

Effettuando una valutazione del costo relativo alla manodopera e considerando il costo orario dei singoli operai impiegati per la realizzazione degli interventi (ANAS, 2022), è possibile calcolare i giorni necessari al completamento dell'intervento e dunque ottenere il numero totale di giorni di chiusura del ponte. Tali tempistiche sono riepilogate all'interno della Tabella 3.5, per entrambi gli scenari di intervento ed in funzione delle lunghezze differenti di impalcato considerate. In particolare, si sottolineano le notevoli differenze in termini di impatto all'operatività del ponte. Infatti, nel primo caso, l'accesso al ponte viene sospeso per un periodo che può variare dai 72 ai 104 giorni (circa 3 mesi e mezzo), mentre, nel secondo caso, il ponte rimane sempre transitabile, seppur parzialmente, necessitando una percorrenza a senso unico alternato per un massimo di 30 giorni (1 solo mese).

Tabella 3.5 – Tempi per la realizzazione degli interventi nei due scenari considerati.

Lunghezza impalcato, $L$ [m]	Scenario 1 [giorni]	Scenario 2 [giorni]
20	72	20
30	89	25
40	104	30

Note le tempistiche di realizzazione dell'intervento, è possibile ottenere i costi indiretti complessivi (Figura 3.16), considerando quelli giornalieri calcolati precedentemente e riepilogati all'interno della Tabella 3.4.

Dal confronto tra i costi diretti (Figura 3.15) e quelli indiretti (Figura 3.16) relativi allo scenario 1 emerge che, anche considerando deviazioni brevi ( $\Delta L = 5$  km), questi ultimi risultano circa 1.5 volte superiori ai costi di intervento (€275,000 vs €176,000), superandoli di circa 3.1 e 4.7 volte nei casi di deviazioni di 10 km (€550,000 vs €176,000) e 15 km (€825,000 vs €176,000), rispettivamente. Al contrario, per lo scenario 2, per il quale non è prevista alcuna deviazione dal percorso originario, i costi indiretti rappresentano circa il 30% dei costi di realizzazione dell'intervento (€17,000 vs €58,000 per  $L = 20$  m).

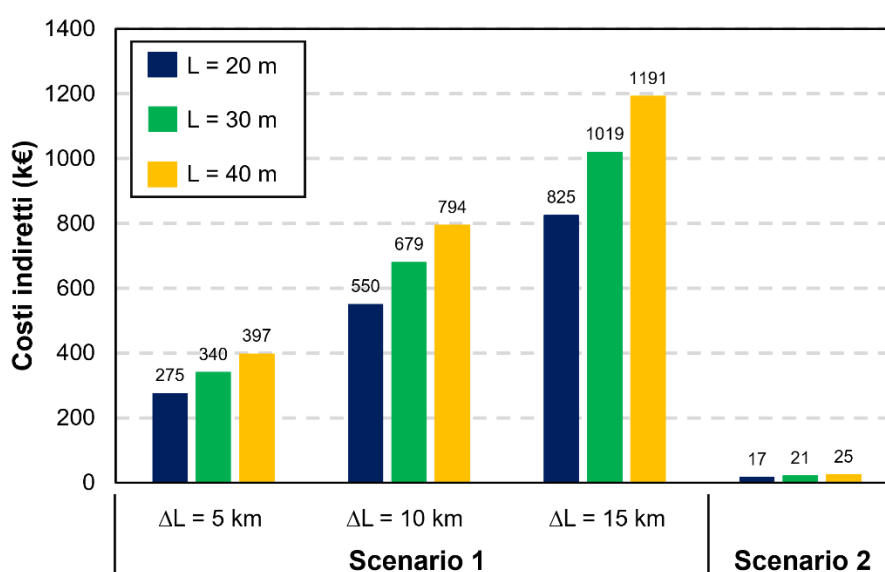


Figura 3.16 – Costi indiretti relativi all'intera durata degli interventi previsti nei due scenari.

Infine, il grafico in Figura 3.17 riporta il costo totale di intervento, ottenuto sommando i due contributi precedentemente calcolati, per entrambi gli scenari 1 e 2. La differenza tra il costo totale nei due scenari è notevole. Se per brevi deviazioni ( $\Delta L = 5$  km), la realizzazione dello scenario 1 costa complessivamente €451,000, ossia più di 6 volte il costo dello scenario 2 (€75,000), la differenza aumenta ulteriormente per deviazioni più lunghe, ottenendo costi 9.7 volte e 13.3 volte superiori, rispettivamente per deviazioni di 10 e 15 km.

Nonostante abbia richiesto alcune assunzioni e sia stata effettuata per un caso studio abbastanza semplice, l'analisi dei costi illustrata ha permesso di sottolineare due aspetti importanti. In primis,

l'utilizzo della post-tensione per il rinforzo delle selle Gerber esistenti rappresenta una soluzione piuttosto economica, poiché richiede semplici operazioni e non è necessario il sollevamento della campata appoggiata. Infatti, il costo complessivo di un tale intervento varia tra 441 €/m<sup>2</sup> (ossia €75,000 divisi per 170 m<sup>2</sup> di superficie del ponte) per impalcati di lunghezza pari a 20 m, e 323 €/m<sup>2</sup> (€110,000 divisi per 340 m<sup>2</sup>), per impalcati di lunghezza pari a 40 m. In secondo luogo, si sottolinea come la presenza di ammaloramenti diffusi in corrispondenza delle selle Gerber cambi completamente la situazione. In questi casi, infatti, non è possibile installare alcun intervento di rinforzo senza prima aver effettuato le necessarie riparazioni locali che, al contrario, richiedono il sollevamento dell'impalcato, impattando notevolmente sia sull'operatività del ponte sia sul costo complessivo di intervento che varia tra €451,000 (ossia 2652 €/m<sup>2</sup>, nel caso di  $L = 20$  m) e €647,000 (ossia 1900 €/m<sup>2</sup>, nel caso di  $L = 40$  m), soltanto considerando deviazioni brevi (5 km), raggiungendo costi elevati se le deviazioni risultano essere più lunghe. I maggiori costi, in questo caso, non sono direttamente tangibili, poiché le aliquote relative ai costi indiretti causati dalle deviazioni non sono a carico dei gestori stradali, ma gravano sulle spese e sui consumi degli utenti che hanno la necessità di attraversare il ponte, e, dunque, sulla collettività. Per tali ragioni, in generale, non vengono computati e non vengono considerati durante la progettazione di un intervento su un ponte con tali caratteristiche. Dunque, la progettazione di mirati piani di manutenzione periodica potrebbe ridurre l'accumulo di degrado nel tempo in corrispondenza delle selle Gerber, limitando le situazioni in cui risultino necessari interventi così impattanti e costosi, a favore di rinforzi strutturali più economici e facilmente implementabili.

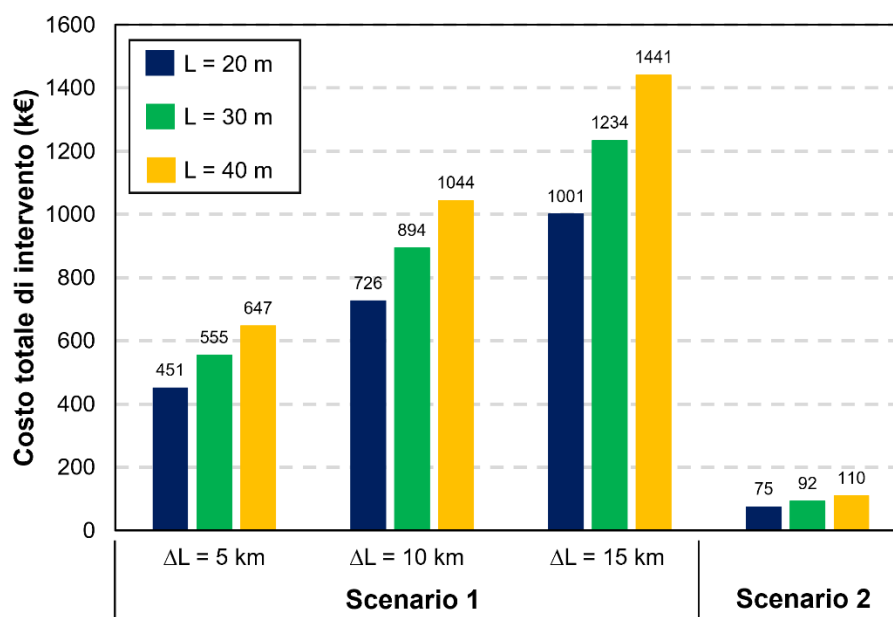


Figura 3.17 – Costo totale di intervento (diretto + indiretto) per i due scenari considerati.



## Capitolo 4

# ANALISI NUMERICHE NON LINEARI PER L'OTTIMIZZAZIONE DELL'INTERVENTO BASATO SULLA POST-TENSIONE ESTERNA

L'analisi delle tecniche di rinforzo effettuata all'interno del precedente capitolo ha evidenziato come l'utilizzo della post-tensione rappresenti una soluzione ideale per la riabilitazione strutturale delle selle Gerber all'interno dei ponti esistenti. Infatti, oltre alla sua semplicità di realizzazione, è stata dimostrata anche la sua economicità soprattutto considerando i costi indiretti di intervento relativi alle conseguenze di una interruzione di operatività del ponte, sottolineando come un intervento del genere non comporti alcuna interruzione e sia realizzabile anche in tempi relativamente brevi.

Come già illustrato precedentemente, la tecnica è stata sia analizzata in letteratura, attraverso la realizzazione di diverse campagne sperimentali, sia utilizzata per la riabilitazione di selle Gerber appartenenti a ponti esistenti in Italia. Infatti, dal punto di vista strutturale, i benefici riguardano soprattutto la limitazione della fessurazione, permettendo di prevenire o limitare l'insorgenza di meccanismi fessurativi molto comuni all'interno delle selle Gerber, quali quelli di tipo 3, 4 e 5, a seconda del posizionamento delle barre post-tese, e l'aumento della capacità portante, poiché viene sfruttato il contributo resistente aggiuntivo fornito dai tiranti esterni e l'effetto di precompressione e di maggiore confinamento trasferito al calcestruzzo.

D'altro canto, le ricerche sperimentali di letteratura si sono limitate a valutare l'efficacia strutturale della tecnica considerando diverse configurazioni e posizioni delle barre di rinforzo, senza analizzare, ad esempio, l'effetto di differenti livelli di post-tensione sulle prestazioni e sul comportamento a rottura delle travi testate. Così come gli esempi di realizzazione nei casi reali hanno permesso di sottolineare gli aspetti relativi all'elevata applicabilità anche in presenza di differenti configurazioni e limitazioni geometriche, senza fornire un contributo aggiuntivo alla analisi quantitativa del miglioramento delle prestazioni di tali elementi strutturali.

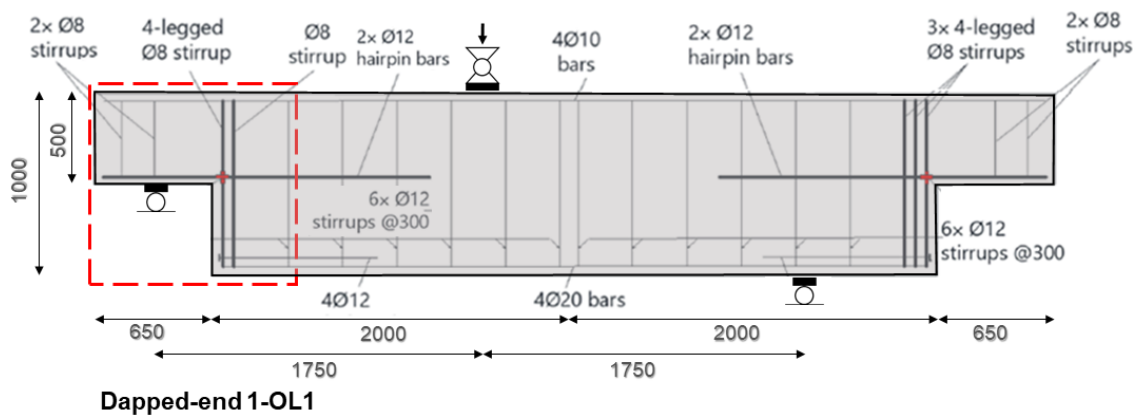
Per tali motivi, all'interno del presente capitolo, attraverso la realizzazione di analisi numeriche non-lineari agli elementi finiti, verranno approfondite le prestazioni e il comportamento strutturale a rottura di selle Gerber rinforzate mediante l'utilizzo della post-tensione in funzione di livelli crescenti di pretensione applicata ai tirati esterni. In particolare, due differenti provini appartenenti ad una campagna sperimentale di letteratura sono stati selezionati per la realizzazione di dettagliati modelli tridimensionali agli elementi finiti. Sulla base delle informazioni disponibili dai test sperimentali, i due modelli verranno dapprima calibrati numericamente, al fine di riprodurre i risultati sperimentali; successivamente verrà implementato l'intervento di post-tensione, fornendo anche un metodo semplificato per la progettazione e il dimensionamento di quest'ultimo; infine, l'analisi e la discussione dei risultati, in termini di incremento delle prestazioni sia nei confronti della limitazione della fessurazione sia dell'incremento della capacità ultima, permetteranno di fornire utili suggerimenti relativamente ai livelli di pretensione da utilizzare in base alle diverse esigenze d'intervento.

## 4.1 Calibrazione di modelli numerici relativi a test sperimentali di letteratura

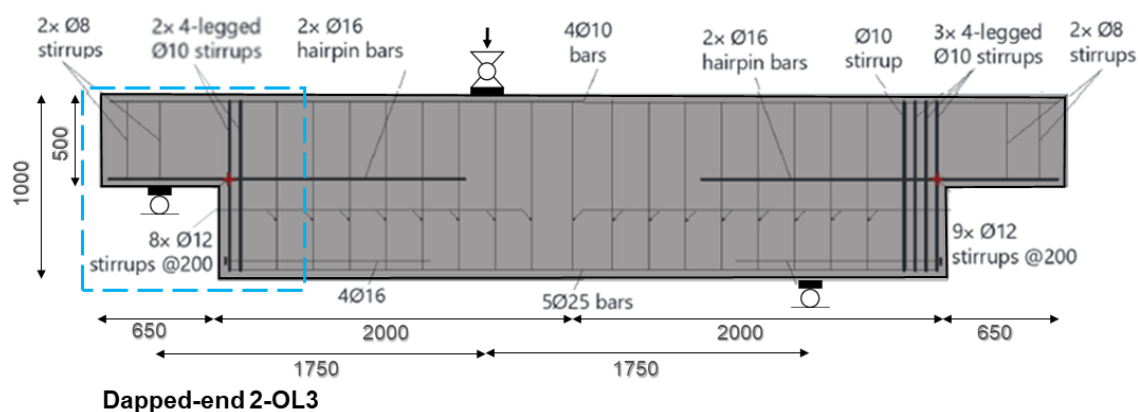
### 4.1.1 Modellazione

I due provini analizzati appartengono alla campagna sperimentale realizzata da Rajapakse et al. (2022). In particolare, gli autori hanno testato 4 travi con entrambe le estremità rastremate, per un totale di 8 provini di selle Gerber aventi la stessa geometria e le stesse proprietà del calcestruzzo utilizzato, in cui è stata approfondita l'influenza di differenti quantitativi di armatura. Ai fini della presente analisi, sono state considerate le selle denominate 1-OL1, appartenente alla trave numero 1, e 2-OL3, appartenente alla trave numero 2, mostrate rispettivamente in Figura 4.1a,b. I due provini sono stati selezionati poiché esibivano un differente comportamento strutturale a rottura sia in termini di capacità portante (la sella 2-OL3 esibisce una resistenza circa pari al doppio del provino 1-OL1) sia in termini di modalità di collasso, in modo tale da poter approfondire l'aumento delle prestazioni fornito dalla post-tensione, considerando casistiche differenti in termini di comportamento strutturale delle selle Gerber in assenza di intervento.

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, entrambe le travi presentano una altezza di 1000 mm e larghezza pari a 350 mm, mentre le selle alle due estremità hanno un'altezza pari a 500 mm e lunghezza pari a 650 mm, per una lunghezza totale delle travi pari a 5300 mm. In termini di armatura, in entrambi i provini sono state inserite soltanto armature verticali (staffe) e orizzontali. L'armatura verticale in corrispondenza della sella 1-OL1 è costituita da una prima staffa  $\phi 8$  a 4 bracci e una seconda staffa  $\phi 8$  a 2 bracci, mentre l'armatura orizzontale consiste di 2 barre  $\phi 12$  sagomate ad "U" ("hairpin bars"). L'estremità 2-OL3 prevede un quantitativo di armatura circa pari al doppio rispetto alla precedente. Infatti, l'armatura verticale è costituita da 2 staffe  $\phi 10$  a 4 bracci, mentre quella orizzontale prevede la presenza di 2 barre  $\phi 16$  sagomate ad "U". Dunque, nel primo caso si ha un quantitativo totale di armatura verticale pari a  $301,44 \text{ mm}^2$  contro i  $628 \text{ mm}^2$  del secondo caso, ed in termini di armatura orizzontale si hanno  $452,16 \text{ mm}^2$  per il provino 1-OL1 e  $803,84 \text{ mm}^2$  per l'estremità 2-OL3. Ulteriori armature sono rappresentate dalle 2 staffe  $\phi 8$  all'interno della mensola ("nib") per entrambi i provini, nonché l'armatura longitudinale superiore e inferiore, e le staffe all'interno della trave, come indicato nella Figura 4.1.



a)



b)

Figura 4.1 – Dettagli dei provini testati sperimentalmente da Rajapakse et al. (2022) e utilizzati per la modellazione dell'intervento di post-tensione: a) provino 1-OL1; b) provino 2-OL3.

Dalla sperimentazione sono state mutuare le caratteristiche di resistenza dei materiali calcestruzzo e acciaio impiegato per l'armatura. In particolare, il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione dei provini testati esibisce un valore medio della resistenza cilindrica a compressione pari a  $f_{cm} = 56.8$  MPa e viene indicata una dimensione massima degli aggregati all'interno di esso pari a 16 mm. Per quanto riguarda l'acciaio impiegato per l'armatura, la Tabella 4.1 sintetizza, per ognuna delle differenti barre utilizzate, i principali parametri di resistenza in termini di tensione e deformazione allo snervamento ( $f_y$ ,  $\varepsilon_y$ ), tensione e deformazione a rottura ( $f_u$ ,  $\varepsilon_u$ ), e modulo elastico ( $E_s$ ).

Tabella 4.1 – Caratteristiche di resistenza dell'acciaio di armatura (Rajapakse et al., 2022).

$\phi$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\varepsilon_y$ (-)	$\varepsilon_u$ (-)	$E_s$ (GPa)
8	521	643	0.00297	0.0982	175
10	509	643	0.00272	0.1132	187
12	537	634	0.00265	0.1204	203
16	599	703	0.00303	0.0927	198
20	598	694	0.00293	0.09	204
25	540	647	0.00264	0.0998	204

I parametri di resistenza dei materiali sono stati utilizzati per la calibrazione dei modelli numerici al fine di riprodurre i risultati della sperimentazione. Tale aspetto dipende sostanzialmente dalla accuratezza dei modelli utilizzati per descrivere il comportamento non lineare dei materiali. In particolare, i modelli agli elementi finiti sono stati realizzati attraverso il software ATENA 3D nella sua versione 5.9.0 (Cervenka Consulting, 2021). Il software permette di modellare il comportamento a rottura del calcestruzzo, considerandone sia il danneggiamento in compressione, sia la fessurazione in trazione, e le fasi elastiche e post-elastiche dell'acciaio.

Il comportamento non lineare del calcestruzzo può essere descritto attraverso il legame costitutivo uniassiale equivalente, illustrato in Figura 4.2a, che definisce la relazione esistente tra la tensione denominata "effettiva" del calcestruzzo,  $\sigma_c^{ef}$ , e la deformazione uniassiale equivalente,  $\varepsilon^{eq}$ . Tale

legame costitutivo è denominato “equivalente” poiché viene ricavato dal criterio di resistenza biassiale (Kupfer et al., 1969) illustrato in Figura 4.2b, attraverso il quale è possibile passare dalle tensioni equivalenti  $f_c^{ef}$  e  $f_t^{ef}$  a quelle uniassiali  $f_c$  e  $f_t$  che rappresentano rispettivamente la resistenza cilindrica a compressione e la resistenza a trazione del calcestruzzo considerato (Cervenka Consulting, 2021).

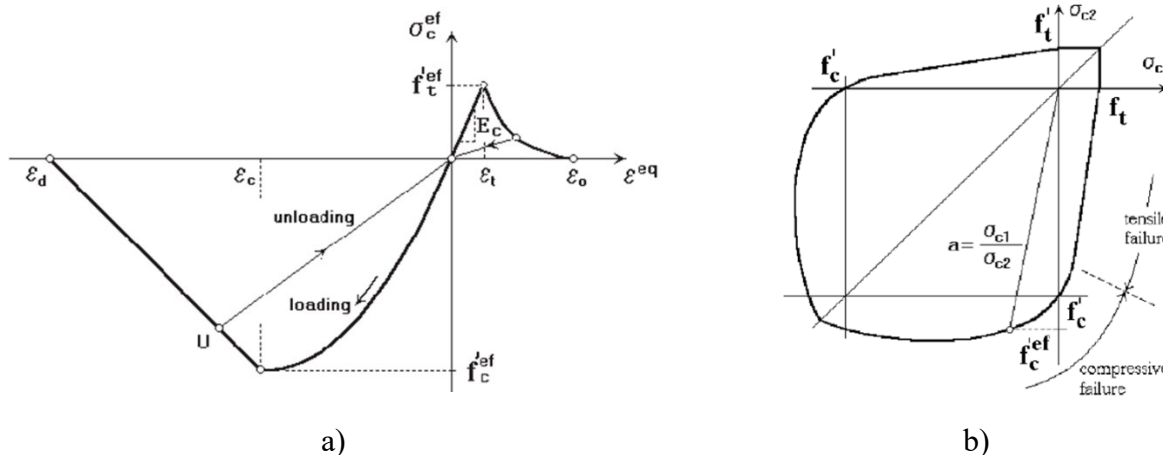


Figura 4.2 – a) Legame costitutivo uniassiale equivalente in termini di tensione e deformazione del calcestruzzo; b) criterio di rottura biassiale del calcestruzzo (Kupfer et al., 1969).

Come è possibile osservare, il comportamento in compressione del calcestruzzo è descritto da una prima fase ad andamento parabolico (CEB-FIB, 1990), fino al raggiungimento della resistenza a compressione (“hardening”), ed una seconda fase di plasticizzazione del materiale ad andamento discendente lineare, fino al raggiungimento della deformazione  $\varepsilon_d$  (“softening”). Per la determinazione di tale deformazione plastica, viene introdotto il concetto di “crack band”, ossia si individua a livello locale una fascia, avente dimensione  $L'_d$ , in cui si concentrano le plasticizzazioni in termini di accorciamenti  $w$  del singolo elemento di calcestruzzo, fino al raggiungimento dello spostamento critico  $w_d$  (“critical compressive displacement”) (Cervenka Consulting, 2021), come illustrato nella Figura 4.3. Tale parametro, dunque, definisce la rapidità con la quale il calcestruzzo si plasticizza ed è indipendente dalla dimensione della struttura, come dimostrato in precedenti studi (Bažant & Oh, 1983). Ritornando al legame costitutivo uniassiale, la pendenza del tratto lineare discendente è determinata una volta nota la relazione tra la deformazione plastica  $\varepsilon_d$  e lo spostamento critico  $w_d$ , di seguito riportata:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L'_d} \quad (4.1)$$

dove  $\varepsilon_c$  rappresenta la deformazione al raggiungimento della resistenza a compressione del calcestruzzo.

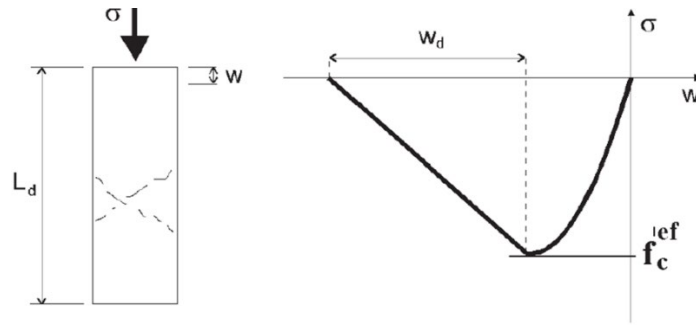


Figura 4.3 – Modello di plasticizzazione del calcestruzzo (Cervenka Consulting, 2021).

Per quanto riguarda il comportamento del calcestruzzo in trazione, è possibile individuare una prima fase ad andamento lineare, fino al raggiungimento della resistenza a trazione, ed una seconda fase di “softening” ad andamento discendente esponenziale. Anche in questo caso, considerando che le fessurazioni a livello locale si concentrano all’interno di una fascia di dimensioni  $L'_t$ , è possibile definire una relazione esponenziale (Hordijk, 1991), che descrive la formazione di fessure di larghezza  $w$ , fino al raggiungimento della dimensione critica  $w_c$ , come illustrato in Figura 4.4. Il processo di formazione delle fessure è governato dall’energia di frattura  $G_F$ , che rappresenta l’energia necessaria al propagarsi di una fessura, dovuta a uno sforzo di trazione, per unità di superficie (area sottesa alla curva esponenziale). Attraverso l’espressione (4.2) è possibile passare dal modello di apertura delle fessure al legame costitutivo di Figura 4.2.

$$w = \varepsilon_{cr} \cdot L'_t \quad (4.2)$$

dove  $\varepsilon_{cr}$  rappresenta la deformazione in direzione normale alla direzione di propagazione delle fessure (Cervenka Consulting, 2021).

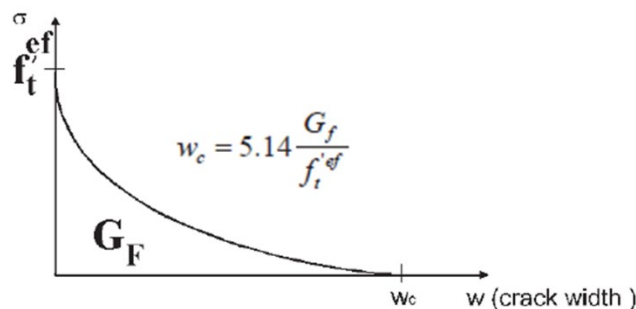


Figura 4.4 – Modello di fessurazione in trazione del calcestruzzo (Hordijk, 1991).

Le dimensioni della “crack band” sia in compressione,  $L'_d$ , sia in trazione,  $L'_t$ , riportate nelle espressioni (4.1) e (4.2), dipendono dall’estensione della zona compressa dell’elemento, nel primo caso, e dalla dimensione massima degli aggregati, nel secondo caso, oltre che dalla dimensione degli elementi finiti utilizzati per la discretizzazione del volume di calcestruzzo (Cervenka Consulting, 2021). Ai fini della modellazione, non è necessario indicare tali valori, mentre bisogna inserire un valore per lo spostamento critico a compressione,  $w_d$ , e per l’energia di frattura,  $G_F$ , al fine di riprodurre in modo appropriato il comportamento post-picco del calcestruzzo.

Dunque, se ben calibrato, il modello costitutivo descritto permette di riprodurre in modo molto accurato il comportamento non lineare del calcestruzzo. In particolare, data la natura delle analisi e delle prove sperimentali che si vuole riprodurre, il legame costitutivo adottato non tiene conto di alcun degrado del materiale a seguito dell'applicazione di carichi ciclici.

I principali parametri per la modellazione del comportamento non lineare del calcestruzzo vengono ricavati a partire dal valore medio della resistenza cilindrica a compressione,  $f_{cm}$ , indicato precedentemente, attraverso le espressioni fornite dalle Norme Tecniche italiane (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018). In particolare, attraverso le espressioni (4.3) e (4.4) è possibile calcolare la resistenza caratteristica a compressione,  $f_{ck}$ , e quindi derivare la resistenza di calcolo,  $f_{cd}$ :

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 48.8 \text{ MPa} \quad (4.3)$$

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 27.65 \text{ MPa} \quad (4.4)$$

dove  $\gamma_c$  rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5. La resistenza a trazione del calcestruzzo,  $f_t$ , si ricava a partire dalla resistenza caratteristica a compressione attraverso l'espressione (4.5) fornita dall'Eurocodice 2 (EN 1992-2, 2005).

$$f_t = 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (4.5)$$

Un parametro molto importante ai fini della calibrazione numerica dei modelli agli elementi finiti è rappresentato dall'energia di frattura. In questo caso, il parametro non è stato derivato dai risultati sperimentali e, dunque, è stato necessario utilizzare diverse espressioni di letteratura per la sua determinazione. Tra le varie espressioni disponibili (CEB-FIB, 1990, 2010; Rammel, 1995), il valore ottenuto tramite la relazione (4.6), in accordo al Model Code 1990 (CEB-FIB, 1990), ha fornito una migliore calibrazione in termini di riproduzione della fessurazione ottenuta sperimentalmente.

$$G_F = G_{F0} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad (4.6)$$

Dove  $f_{cm0}$  è pari a 10 MPa, mentre  $G_{F0}$  dipende dalla tipologia e dalla dimensione massima degli aggregati all'interno del calcestruzzo. In questo caso, considerando aggregati basaltici aventi dimensione massima pari a 16 mm, come indicato all'interno della sperimentazione, si ricava un valore di  $G_{F0}$  pari a 0.03 N/mm (CEB-FIB, 1990). I parametri di modellazione del comportamento del calcestruzzo così calcolati sono sintetizzati all'interno della Tabella 4.2.

Tabella 4.2 – Parametri di modellazione del comportamento non lineare del calcestruzzo.

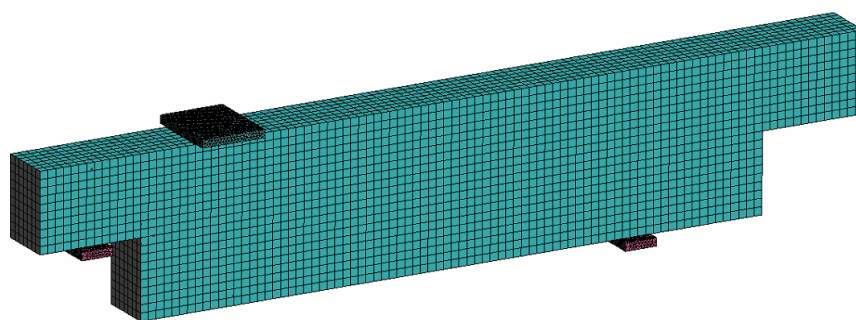
Parametro	Valore
Resistenza media cilindrica a compressione, $f_{cm}$	56.80 MPa
Modulo elastico, $E_c$	37044 MPa
Deformazione al raggiungimento della resistenza, $\varepsilon_c$	0.002 (-)
Spostamento critico a compressione, $w_d$	0.002 m
Resistenza a trazione, $f_t$	4.01 MPa
Energia di frattura, $G_F$	101.2 N/m
Coefficiente di Poisson, $\nu$	0.2 (-)

Il comportamento strutturale dell'acciaio di armatura è stato modellato attraverso un legame costitutivo tensioni-deformazioni bilineare, comprendente una prima fase elastica fino allo snervamento ed una successiva fase di "hardening" fino al raggiungimento della rottura. Per la costruzione dei legami costitutivi sono stati utilizzati i parametri meccanici inseriti in Tabella 4.1, per ognuna delle differenti barre considerate.

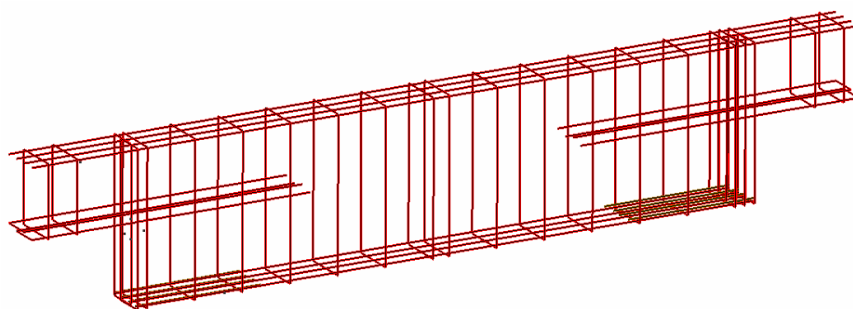
A seguito della modellazione del comportamento dei materiali, i modelli delle due travi sono stati realizzati in modo tale da riprodurre fedelmente la geometria e le condizioni di vincolo e di carico della sperimentazione, inserendo opportuni "monitor points" per il monitoraggio della reazione verticale nelle due selle analizzate e delle deformazioni del calcestruzzo simulando il posizionamento dei trasduttori di spostamento nei provini testati. In particolare, sono state modellate due piastre di vincolo in acciaio a comportamento elastico lineare, aventi dimensioni 200x500x50 mm<sup>3</sup>, una a supporto della mensola analizzata e l'altra in corrispondenza della superficie inferiore della trave, ed una piastra di carico con dimensioni 400x500x50 mm<sup>3</sup>, tutte e tre disposte come descritto in Figura 4.1.

Infine, i modelli sono stati discretizzati in elementi finiti, considerando elementi esaedrici lineari (a 8 nodi) per i volumi di calcestruzzo, elementi tetraedrici (4 nodi) per la discretizzazione delle piastre di vincolo e di carico in acciaio, ed elementi monodimensionali di tipo "truss" (assorbimento di soli carichi assiali) per la discretizzazione delle armature. In quest'ultimo caso, è stato considerato un legame di perfetta aderenza tra le armature ed il calcestruzzo. Infatti, l'ulteriore considerazione di un legame di aderenza tra le armature ed il calcestruzzo avrebbe condotto ad una modellazione ancor più di dettaglio non strettamente necessaria ai fini della riproduzione del comportamento strutturale dei provini descritti. Inoltre, l'applicazione monotona dei carichi permette di giustificare l'assunzione di perfetta aderenza, come effettuato in precedenti analisi (Santarsiero & Masi, 2020), nonostante si riconosca che tanto l'applicazione ciclica dei carichi, quanto l'applicazione di tipo statico possono comportare il raggiungimento di condizioni di rottura anche a seguito della perdita di ancoraggio delle armature.

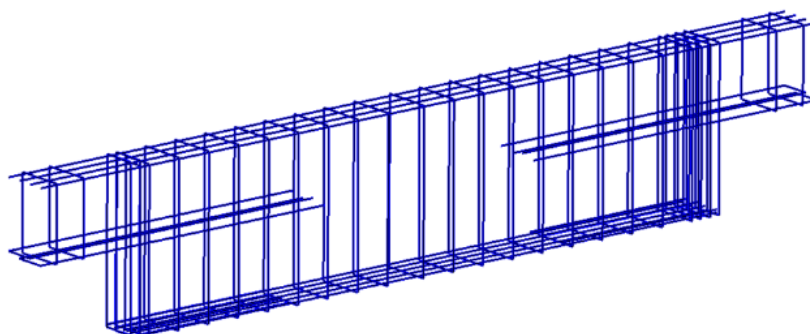
Attraverso un'analisi di sensibilità alla "mesh", è stata definita una dimensione ottimale degli elementi esaedrici per la discretizzazione del calcestruzzo pari a 5 cm. In totale, entrambi i modelli (Figura 4.5) includono più di 13,000 elementi esaedrici e circa 1300 elementi "truss", per un totale di circa 21,700 nodi, considerando anche la presenza degli elementi tetraedrici per la discretizzazione delle piastre di supporto. I modelli sono stati analizzati fino al raggiungimento delle condizioni di rottura implementando analisi in controllo di spostamento.



a)



b)



c)

*Figura 4.5 – a) Modello agli elementi finiti delle due travi analizzate; b) discretizzazione in elementi finiti delle armature della trave 1 (sella 1-OL1); c) discretizzazione in elementi finiti delle armature della trave 2 (sella 2-OL3).*

#### **4.1.2 Confronto tra i risultati numerici e sperimentali**

Di seguito viene riportato il confronto tra i risultati numerici e sperimentali dei due provini analizzati. Per quanto riguarda il provino 1-OL1 (meno armato), in Figura 4.6a viene descritto il comportamento strutturale fino al raggiungimento delle condizioni di rottura monitorando, sia sperimentalmente sia numericamente, la reazione verticale in corrispondenza della sella in funzione dello spostamento registrato dal trasduttore verticale DT4, disposto all'interno del test di Rajapakse et al. (2022) come illustrato in Figura 4.6b. Come si può osservare, la curva numerica si sovrappone quasi perfettamente alla curva sperimentale. Le uniche differenze si osservano nel range delle ascisse 0.7–1.7 mm, probabilmente a causa di una variabilità locale del calcestruzzo (Masi et al., 2019), che non è stata considerata all'interno del modello agli elementi finiti.

Dunque, il modello numerico riesce efficacemente a riprodurre il comportamento strutturale del provino sia a bassi livelli di carico, sia in condizioni ultime. In particolare, in termini di reazione della

sella in corrispondenza delle prime fessurazioni (dove la curva esibisce una variazione di pendenza), la sperimentazione restituisce un valore pari a 75 kN, mentre il corrispondente valore numerico è pari a 78 kN, esibendo una differenza percentuale pari soltanto al 4%. Il raggiungimento delle condizioni di rottura si ottiene ad un valore sperimentale della reazione V pari a 245 kN, contro un corrispondente valore numerico di 240 kN (-2%).

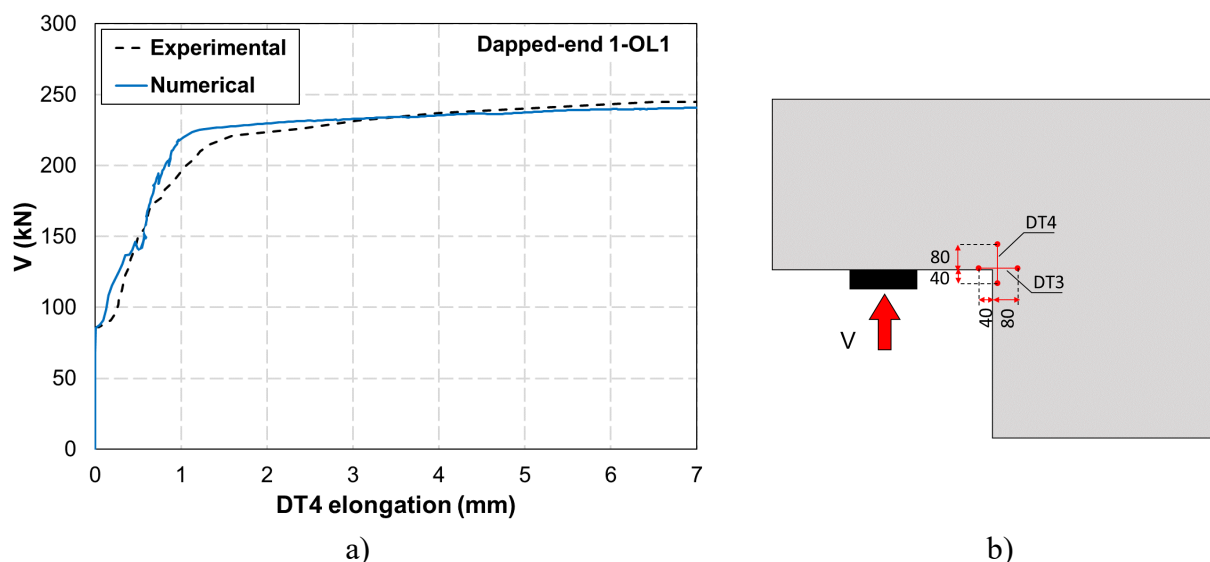


Figura 4.6 – a) Confronto dei risultati sperimentali e numerici in termini di curva carico-spostamento della sella 1-OL1; b) posizionamento dei trasduttori di spostamento orizzontali (DT3) e verticali (DT4) in accordo alla sperimentazione di Rajapakse et al. (2022).

L'efficacia della calibrazione numerica è dimostrata anche dalla capacità del modello di riprodurre la sequenza di snervamento delle armature in corrispondenza della sella ed il quadro fessurativo in corrispondenza del raggiungimento della rottura (Figura 4.7). Infatti, come indicato all'interno della sperimentazione di Rajapakse et al. (2022), la staffa disposta a ridosso dell'interfaccia tra la mensola e la trave ( $\phi 8$  a 4 bracci) raggiunge lo snervamento prima delle armature orizzontali sagomate ad "U" ("hairpin bars"). La stessa sequenza viene riprodotta all'interno del modello numerico, come indicato in Figura 4.7c che mostra i maggiori livelli di deformazione nella staffa ( $\varepsilon = 0.00255 \div 0.00291$ ) rispetto alle barre orizzontali ( $\varepsilon = 0.00145 \div 0.00182$ ).

La Figura 4.7a mostra il meccanismo fessurativo in corrispondenza del raggiungimento del carico di rottura all'interno della sperimentazione. Il meccanismo di collasso, dunque, è assimilabile ad un meccanismo di tipo 3, in accordo alle 5 tipologie individuate all'interno del Precast/Prestressed Concrete Institute (2010), definito dalla propagazione di una principale fessura in direzione diagonale a partire dall'angolo rientrante della sella. Lo stesso meccanismo viene riprodotto accuratamente dal modello numerico, come mostrato in Figura 4.7b.

Inoltre, dai risultati della sperimentazione è possibile calcolare l'ampiezza massima di tale fessura effettuando la composizione delle componenti di spostamento orizzontali e verticali misurate rispettivamente dai trasduttori DT3 e DT4 (Figura 4.6b). Analogamente, dal punto di vista numerico, attraverso l'associazione tra i diversi colori e i differenti livelli di larghezza delle fessure illustrata in Figura 4.7b, è possibile determinare mediamente l'ampiezza della fessura a ridosso dell'angolo

rientrante e confrontarla con il rispettivo valore sperimentale. La Tabella 4.3 sintetizza tali risultati, mostrando come il valore numerico  $w_u = 8.5$  mm sia molto vicino al valore sperimentale di 8.14 mm (-4%).

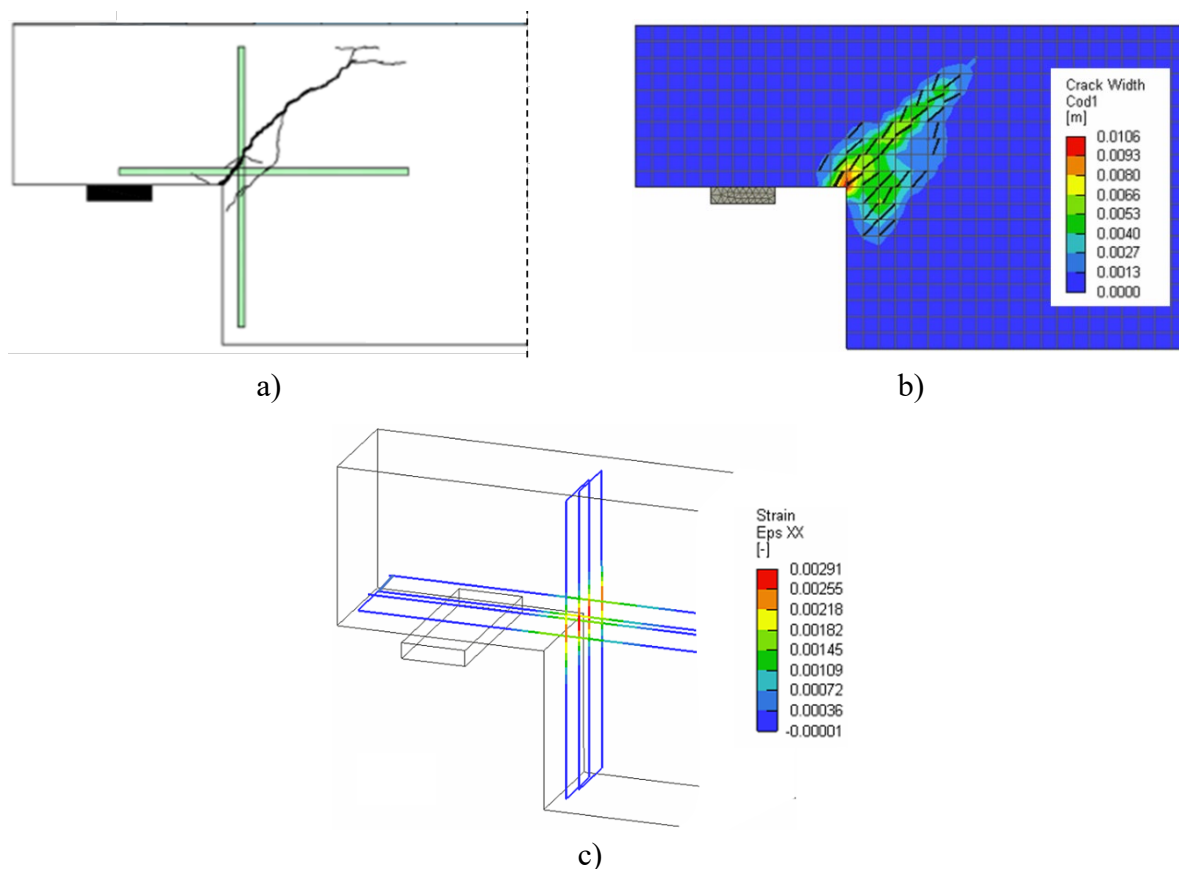


Figura 4.7 – a) Fessurazione sperimentale a rottura del provino 1-OL1; b) fessurazione numerica a rottura; c) deformazioni delle armature verticali e orizzontali in corrispondenza dello snervamento (risultati numerici).

Tabella 4.3 – Confronto numerico-sperimentale dei principali parametri che descrivono il comportamento strutturale della sella 1-OL1.

	$V_c$ (kN)	$V_u$ (kN)	$w_u$ (mm)
Sperimentale	75	245	8.14
Numerico	78	240	8.50
Numerico/sperimentale	1.04	0.98	1.04

$V_c$  = reazione della sella in corrispondenza della prima fessurazione;  $V_u$  = reazione in corrispondenza della rottura;  $w_u$  = larghezza delle fessure a rottura in corrispondenza dell'angolo rientrante della sella

Per quanto riguarda l'estremità 2-OL3, la Figura 4.8a mostra il confronto tra i risultati sperimentali e numerici sovrapponendo le curve che descrivono l'andamento della reazione della sella in funzione dello spostamento del trasduttore DT7, disposto in direzione diagonale, come mostrato in Figura 4.8b. In questo caso, infatti, il test sperimentale esibiva una fessurazione maggiormente distribuita

all'interno della mensola e della parte non rastremata della trave, e non localizzata soltanto in corrispondenza dell'angolo rientrante (Figura 4.9a). La curva numerica segue piuttosto accuratamente quella sperimentale per l'intero range delle ascisse considerato. In particolare, la reazione verticale della sella in corrispondenza dell'inizio della fessurazione del test sperimentale è pari a 86 kN, mentre numericamente si ottiene un valore pari a 89 kN (+3.48%). In termini di capacità portante, la sella esibisce un valore sperimentale pari a 472 kN, contro un valore numerico di 478.8 kN (+1.44%).

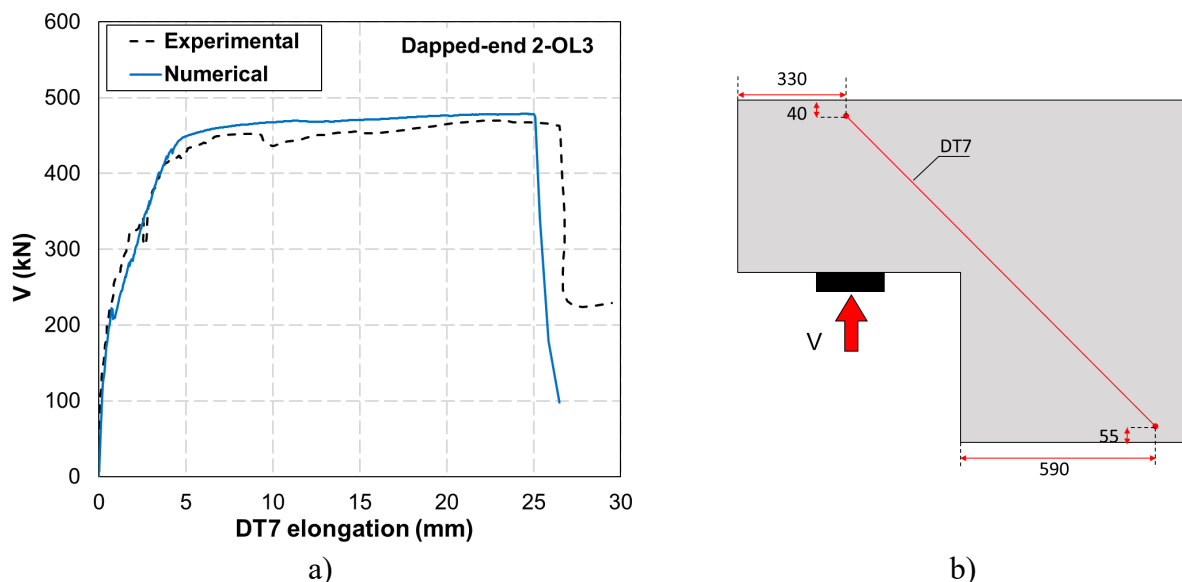


Figura 4.8 – a) Confronto dei risultati sperimentali e numerici in termini di curva carico-spostamento della sella 2-OL3; b) posizionamento del trasduttore di spostamento DT7 in accordo a Rajapakse et al. (2022).

Anche in questo caso, il test sperimentale esibisce lo snervamento della prima staffa per carichi inferiori rispetto alle armature orizzontali, così come viene efficacemente riprodotto all'interno del modello numerico. Infatti, la Figura 4.9c mostra chiaramente che il livello delle deformazioni in corrispondenza della prima staffa verticale è superiore a quello delle armature orizzontali.

Il modello numerico (Figura 4.9b) riproduce il meccanismo fessurativo sperimentale a rottura della sella 2-OL3, illustrato in Figura 4.9a, che può essere definito come una combinazione dei meccanismi di tipo 3, 4 e 5, in accordo al Precast/Prestressed Concrete Institute (2010), con una fessurazione di ampiezza maggiore in corrispondenza dell'angolo rientrante. Analogamente a quanto effettuato per il provino 1-OL1, è possibile computare l'ampiezza delle fessure in corrispondenza dell'angolo rientrante sia sperimentalmente, attraverso gli spostamenti monitorati dai trasduttori DT3 e DT4, sia numericamente avvalendosi della “colormap” di Figura 4.9b, ottenendo, dunque, i valori riportati in Tabella 4.4, in cui si evidenzia una differenza pari soltanto al 5.6%.

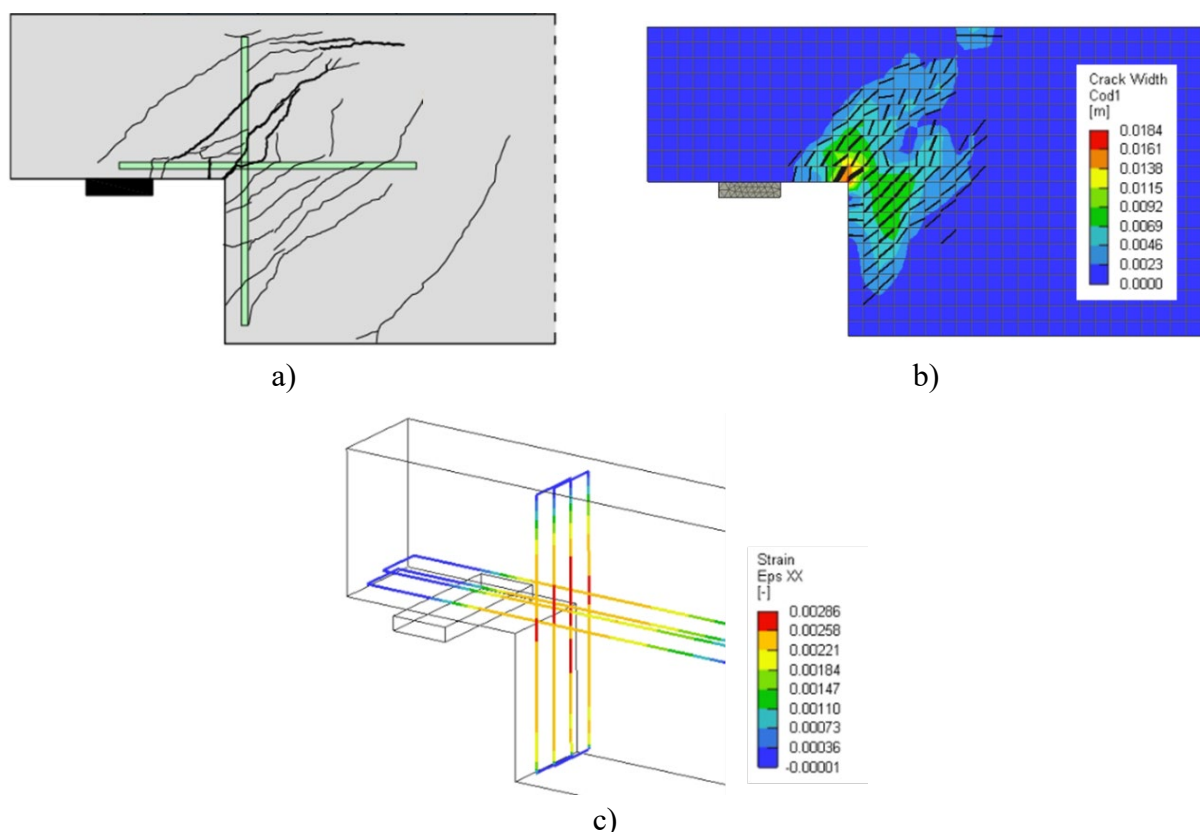


Figura 4.9 – a) Fessurazione sperimentale a rottura del provino 2-OL3; b) fessurazione numerica a rottura; c) deformazioni delle armature verticali e orizzontali in corrispondenza dello snervamento (risultati numerici).

Tabella 4.4 – Confronto numerico/sperimentale dei principali parametri che descrivono il comportamento strutturale della sella 2-OL3.

	$V_c$ (kN)	$V_u$ (kN)	$w_u$ (mm)
Sperimentale	86	472	14.14
Numerico	89	478.8	13.35
Numerico/sperimentale	1.03	1.01	0.94

$V_c$  = reazione della sella in corrispondenza della prima fessurazione;  $V_u$  = reazione in corrispondenza della rottura;  $w_u$  = larghezza delle fessure a rottura in corrispondenza dell'angolo rientrate della sella

In definitiva, l'accuratezza dei modelli numerici nel riprodurre il comportamento strutturale dei provini testati sperimentalmente dimostra le potenzialità del software utilizzato e l'efficacia della calibrazione effettuata. Dunque, è possibile approfondire, di seguito, il comportamento degli stessi provini simulando l'installazione di un intervento di post-tensione esterna e valutando l'incremento delle prestazioni strutturali al variare del tiro nei tiranti esterni.

## 4.2 Proposta di un metodo di progettazione per l'intervento di post-tensione

L'intervento di post-tensione consiste semplicemente nell'utilizzo di due barre in acciaio ad elevata resistenza (una per ogni lato della sella), vincolate superiormente ed inferiormente alle superfici della

sella attraverso opportune piastre in acciaio, al fine di distribuire uniformemente gli sforzi di compressione trasmessi al calcestruzzo sottostante (Figura 4.10), in modo simile a quanto realizzato sperimentalmente da Atta & Taman (2016) (configurazione di intervento n°2).

Dimensionare e progettare un intervento del genere significa determinare la forza di precompressione,  $F_p$ , agente sulle superfici del calcestruzzo ed impartita attraverso il pretensionamento dei tiranti esterni, al fine di ottenere l'incremento di capacità portante della sella,  $\Delta V$ , necessario al miglioramento o all'adeguamento strutturale richiesto per il ripristino dei livelli di sicurezza.

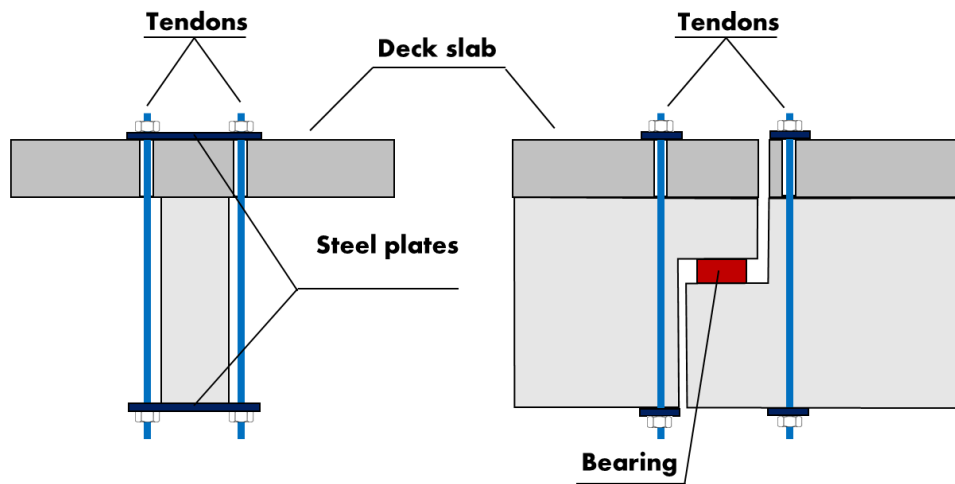


Figura 4.10 – Schematizzazione di un intervento di post-tensione in corrispondenza delle selle Gerber di un ponte esistente.

Di seguito viene illustrato un metodo molto semplice e rapido per la determinazione della forza di precompressione e, dunque, per il dimensionamento dei tiranti esterni. In particolare, in modo simile all'applicazione del metodo cinematico dell'analisi limite (Rajapakse et al., 2021; Kanazawa et al., 2024), è possibile ipotizzare un determinato meccanismo di rottura della sella e determinare l'equilibrio tra le forze interne ed esterne, nella condizione di collasso, affinché la sella sia in grado di sostenere un ulteriore incremento di capacità portante.

In dettaglio, utilizzando i risultati delle analisi numeriche, è possibile determinare la profondità  $x$  della zona compressa di calcestruzzo nella parte superiore dei due provini analizzati, visualizzando, in corrispondenza del raggiungimento della capacità ultima, l'andamento delle deformazioni plastiche equivalenti del calcestruzzo. Tale profondità  $x$  è pari a 60 mm per il provino 1-OL1 e 50 mm per la sella 2-OL3. In entrambi i casi, viene ipotizzato un meccanismo di rottura definito dalla propagazione delle fessure secondo una direzione inclinata a  $45^\circ$  a partire dall'angolo rientrante e fino alla profondità  $x$  della zona compressa individuata. Dunque, si determina la forza di precompressione  $F_p$  attraverso il soddisfacimento della relazione di equilibrio alla rotazione intorno al polo "O", di seguito riportata, riferendosi alle grandezze geometriche definite in Figura 4.11.

$$\Delta V \cdot (a + h - x) - F_p \cdot (h - x - c) = 0 \quad (4.7)$$

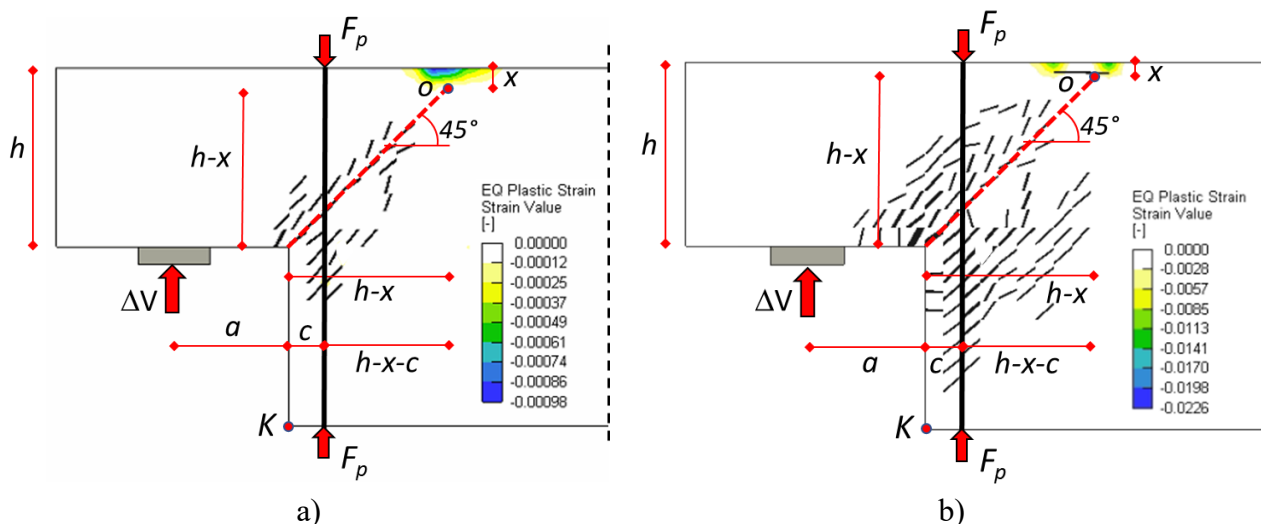


Figura 4.11 – Schema per la progettazione dell'intervento di post-tensione a) per il provino 1-OL1, b) per il provino 2-OL3.

All'interno della relazione di equilibrio (4.7) non è stato considerato il contributo delle armature interne, poiché queste ultime hanno esaurito la loro capacità resistente per raggiungere la condizione di collasso ipotizzata.

I risultati delle analisi numeriche hanno facilitato, in questo caso, la determinazione della profondità della zona compressa di calcestruzzo. In generale, riferendosi alla pratica professionale, in cui non sempre è possibile effettuare dettagliate analisi numeriche non lineari, si può assumere tale dimensione considerando un ordine di grandezza circa pari ad  $1/20$  dell'altezza totale della trave  $H$ . Infatti, come dimostrato dai risultati delle analisi numeriche, le variazioni di tale dimensione da un provino all'altro, nonostante questi ultimi siano caratterizzati da comportamenti strutturali sensibilmente differenti, possono essere trascurate. Dunque, l'assunzione di una dimensione  $x$  pari ad  $1/20$  della altezza della trave può considerarsi accettabile e generalizzabile.

Esplicitando le grandezze geometriche ( $a = 320$  mm;  $h = 500$  mm;  $c = 75$  mm) e considerando di voler ottenere, in entrambi i casi, un incremento di resistenza pari al 50% della capacità portante ( $\Delta V = 0.5 \cdot V_u$ ), si ottengono valori di  $F_p$  rispettivamente pari a 249.9 kN, per la sella 1-OL1 ( $V_u = 240$  kN), e 491.6 kN per il provino 2-OL3 ( $V_u = 478.8$  kN).

Utilizzando, per ognuna delle selle, due barre in acciaio ad elevata resistenza (classe 10.9) (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018), è possibile ricavare il diametro di queste ultime, considerando, ad esempio, di voler impiegare soltanto il 50% della loro resistenza allo snervamento ( $f_{yb}$ ) in modo tale da garantire che i tiranti esterni rimangano in fase elastica. In questo modo, per il provino 1-OL1 si ottengono barre dal diametro di 24 mm (con area di 353 mm<sup>2</sup>), mentre per la sella 2-OL3, che richiede una maggiore forza di precompressione, si ricavano barre di 30 mm di diametro (con area di 581 mm<sup>2</sup>).

Allo stesso modo, è necessario dimensionare le piastre per l'ancoraggio delle suddette barre alle superfici di calcestruzzo. In particolare, utilizzando acciaio ordinario S275JR (EN 1993-1-1, 2005; Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018), per la sella 1-OL1 è stata utilizzata una piastra avente dimensioni di 400 mm nella direzione trasversale, in modo da sporgere rispetto alle superfici

di calcestruzzo di 25 mm da entrambi i lati, 150 mm in direzione longitudinale, al fine di distribuire la forza di precompressione impressa dai tiranti, e 100 mm di spessore. Analogamente per la sella 2-OL3, è stata utilizzata una piastra avente le stesse dimensioni della precedente in termini di larghezza e spessore e lunghezza pari 300 mm, al fine di distribuire i maggiori sforzi di precompressione calcolati su una superficie più estesa di calcestruzzo.

Le caratteristiche meccaniche e geometriche dei tiranti e delle piastre impiegate sono sintetizzate all'interno della Tabella 4.5 e della Tabella 4.6.

*Tabella 4.5 – Caratteristiche meccaniche e geometriche dei tiranti in acciaio impiegati per l'intervento di post-tensione.*

Sella	Acciaio	$f_{yb}$ (MPa)	$f_{tb}$ (MPa)	Diametro (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )
1-OL1	classe 10.9	900	1000	24	353
2-OL3	classe 10.9	900	1000	30	581

*Tabella 4.6 – Caratteristiche meccaniche e geometriche delle piastre di ancoraggio utilizzate per l'intervento di post-tensione.*

Sella	Acciaio	$f_{ys}$ (MPa)	$f_{ts}$ (MPa)	$A \times B \times H$ (mm <sup>3</sup> )
1-OL1	S275JR	275	430	400 x 150 x 100
2-OL3	S275JR	275	430	400 x 300 x 100

### 4.3 Modellazione della soluzione di intervento

I tiranti e le piastre in acciaio così dimensionati sono stati inseriti all'interno dei modelli agli elementi finiti dei due provini precedentemente calibrati (Figura 4.12). I tiranti esterni sono stati modellati utilizzando elementi monodimensionali associati ad un legame costitutivo bilineare, definito dai valori di tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio, riportati in Tabella 4.5; mentre, le piastre sono state modellate attraverso elementi tetraedrici considerando un comportamento elastico-lineare dell'acciaio.

Sono state eseguite diverse analisi non lineari per valutare l'incremento delle prestazioni strutturali dei due provini analizzati in funzione di differenti livelli di pretensione all'interno dei tiranti esterni. In particolare, i valori di pretensione sono stati selezionati raggiungendo per ogni analisi una differente percentuale della tensione di snervamento dei tiranti, variando tra il 5% e il 40% ( $\sigma_p = 0.05 f_{yb} \div 0.4 f_{yb}$ ).

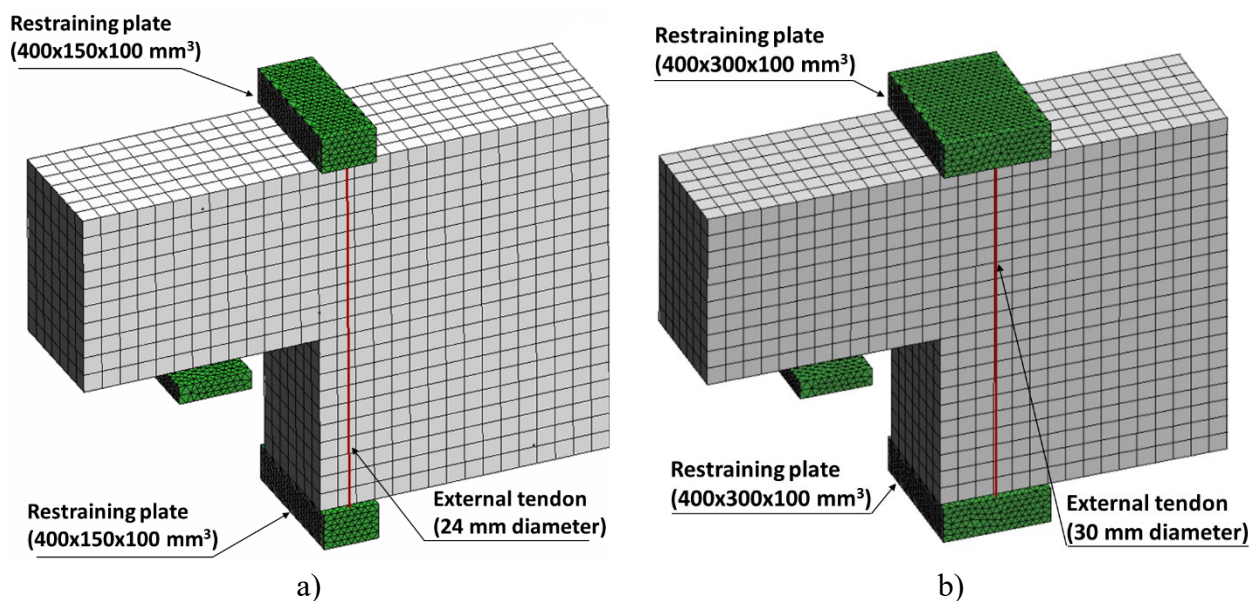


Figura 4.12 – a) Modello agli elementi finiti del provino 1-OL1 in presenza di intervento; b) modello della sella 2-OL3 in presenza di intervento.

Al fine di poter generalizzare i risultati delle analisi numeriche implementate, è utile riferirsi anche in termini di tensione di compressione,  $\sigma_c$ , agente in direzione normale alle superfici di calcestruzzo in corrispondenza del posizionamento delle piastre per l'ancoraggio dei tiranti esterni. Tale tensione, infatti, può essere calcolata rapportando la forza di precompressione,  $F_p$ , alla superficie di calcestruzzo a diretto contatto con le piastre ( $350 \times 150 \text{ mm}^2$  e  $350 \times 300 \text{ mm}^2$  rispettivamente per il provino 1-OL1 e la sella 2-OL3). Dunque, i differenti casi di analisi considerati sono sintetizzati in Tabella 4.7 e Tabella 4.8, all'interno delle quali vengono riepilogati sia i differenti valori di pretensione all'interno dei tiranti, sia le relative tensioni di compressione agenti sulle superfici di calcestruzzo. Infine, viene riportato anche il rapporto tra la tensione di compressione e la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, calcolata precedentemente e pari a  $f_{cd} = 27.65 \text{ MPa}$ .

In questo modo, ad esempio, è possibile confrontare i risultati delle analisi numeriche con i risultati sperimentali della ricerca condotta da Atta & Taman (2016), in cui un intervento di post-tensione esterna è stato testato su una trave con estremità rastremata, considerando una pretensione nei tiranti esterni pari al 30% della tensione di snervamento degli stessi. Riferendosi, invece, alla tensione di compressione agente sul calcestruzzo, è possibile considerare un valore di  $\sigma_c$  pari a 2.7 MPa, che risulta molto simile all'analisi n°5 in Tabella 4.7, per quanto riguarda il provino 1-OL1, oppure all'analisi n°6 in Tabella 4.8, per il provino 2-OL3.

Ognuna delle analisi numeriche in cui viene simulata la condizione di intervento è suddivisa in 3 intervalli principali:

- un primo intervallo in cui si considera soltanto il peso proprio del provino nella configurazione as-built;
- un secondo intervallo in cui i tiranti e le piastre di ancoraggio vengono attivati, considerando l'azione della relativa pretensione all'interno delle barre esterne;

- un ultimo intervallo in cui, attraverso un'analisi in controllo di spostamento, si raggiunge la condizione di rottura dei modelli analizzati.

Tabella 4.7 – Analisi parametriche implementate relative al provino 1-OL1.

Analisi	$\sigma_p/f_{yb}$ (-)	$\sigma_p$ (MPa)	$F_p$ (kN)	$\sigma_c$ (MPa)	$f_{cd}$ (MPa)	$\sigma_c/f_{cd}$ (-)
1	0.00	0	0.00	0.00		0.00
2	0.05	45	31.8	0.61		0.02
3	0.10	100	70.6	1.34		0.05
4	0.15	135	95.3	1.82	27.65	0.07
5	0.20	200	141.2	2.69		0.10
6	0.30	270	190.6	3.63		0.13
7	0.40	360	254.2	4.84		0.18

Tabella 4.8 – Analisi parametriche implementate relative al provino 2-OL3.

Analysis	$\sigma_p/f_{yb}$ (-)	$\sigma_p$ (MPa)	$F_p$ (kN)	$\sigma_c$ (MPa)	$f_{cd}$ (MPa)	$\sigma_c/f_{cd}$ (-)
1	0.00	0	0.00	0.00		0.00
2	0.05	45	52.3	0.50		0.02
3	0.10	100	116.2	1.11		0.04
4	0.15	135	156.9	1.49	27.65	0.05
5	0.20	200	232.4	2.21		0.08
6	0.30	270	313.7	2.99		0.11
7	0.40	360	418.3	3.98		0.14

## 4.4 Analisi dei risultati

### 4.4.1 Incremento delle prestazioni dei test sperimentali

Le analisi numeriche effettuate hanno permesso di approfondire il comportamento strutturale dei provini analizzati simulando un intervento di post-tensione e di valutare l'incremento delle prestazioni sia nei confronti della limitazione delle fessurazioni (stato limite di esercizio, SLE), sia in termini di aumento della capacità portante (stato limite ultimo, SLU), nonché di analizzare i meccanismi di collasso in funzione di livelli crescenti di pretensione applicata nei tiranti esterni.

Riguardo la limitazione delle fessurazioni, i risultati sono stati analizzati monitorando, per ognuna delle analisi, la reazione verticale della sella,  $V_c$ , in corrispondenza del raggiungimento di una determinata soglia in termini di ampiezza delle fessure. Tale soglia è pari a 0.2 mm, in accordo a quanto stabilito dalle Normative Tecniche italiane in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018). Relativamente al provino 1-OL1, i valori di  $V_c$  così ottenuti sono sintetizzati in Tabella 4.9, in cui sono riportati anche gli incrementi percentuali rispetto al carico di fessurazione del provino in assenza

di intervento. Come è possibile osservare in Figura 4.13a, l'incremento del carico di fessurazione esibisce un andamento lineare in funzione della pretensione applicata ai tiranti esterni. Infatti, per bassi valori di pretensione ( $\sigma_p/f_{yb} = 0.05 \div 0.10$ ) si ottiene un incremento tra il 17% e il 25%, mentre per valori più elevati si ottengono incrementi fino al 60%. La Tabella 4.9 riporta anche i risultati in termini di variazione della capacità portante,  $V_u$ , in funzione della pretensione applicata. In questo caso, l'intervento produce un aumento della resistenza della sella che non dipende significativamente dalla pretensione nei tiranti. Infatti, la Figura 4.13b illustra un andamento piuttosto costante di quest'ultima. Dunque, anche bassi valori di pretensione producono un significativo incremento di capacità portante, pari al 41%, che raggiunge il 50% circa, utilizzando una pretensione pari a  $0.4 f_{yb}$ .

Tabella 4.9 – Risultati delle analisi numeriche in termini di incrementi delle prestazioni del provino 1-OL1.

		SLE		SLU			
$\sigma_p/f_{yb}$	$\sigma_p$	$V_c$	$\Delta V_c$	$V_u$	$\Delta V_u$	$d_u$	$\sigma_{t,max}$
(-)	(MPa)	(kN)	(-)	(kN)	(-)	(mm)	(MPa)
0.00	0.00	119.4	-	252.1	-	32.0	-
0.05	45.0	139.7	17.0%	355.3	41.0%	27.8	642.2
0.10	90.0	150.0	25.6%	363.6	44.2%	33.2	720.6
0.15	135.0	165.0	38.2%	363.0	44.0%	30.8	721.5
0.20	180.0	173.0	44.9%	367.6	45.8%	32.5	752.0
0.30	270.0	192.3	61.1%	369.8	46.7%	25.4	758.6
0.40	360.0	194.0	62.5%	375.3	48.9%	21.2	762.1

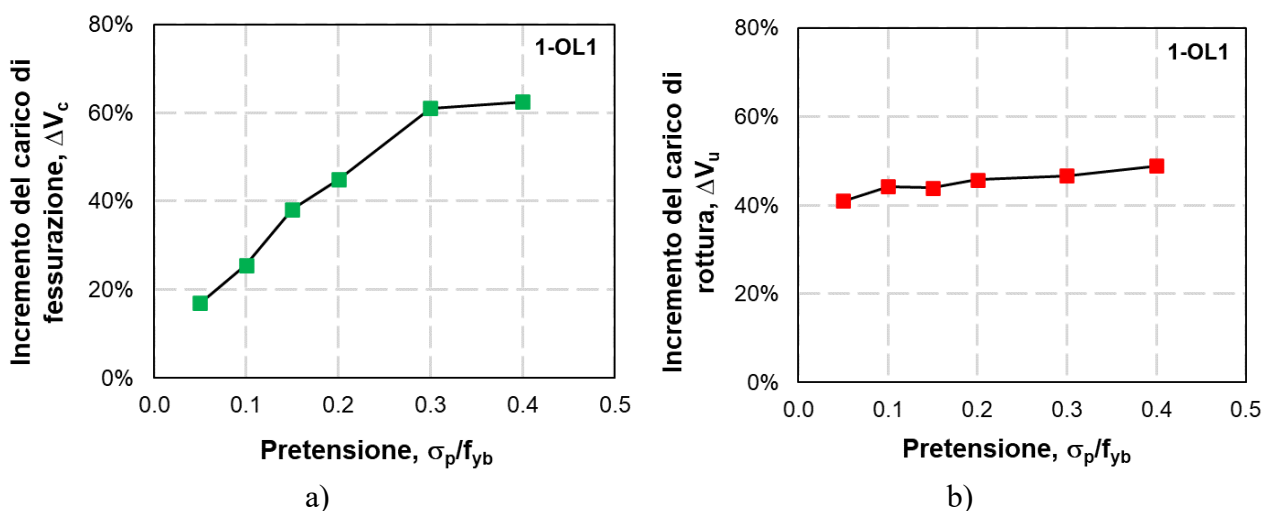


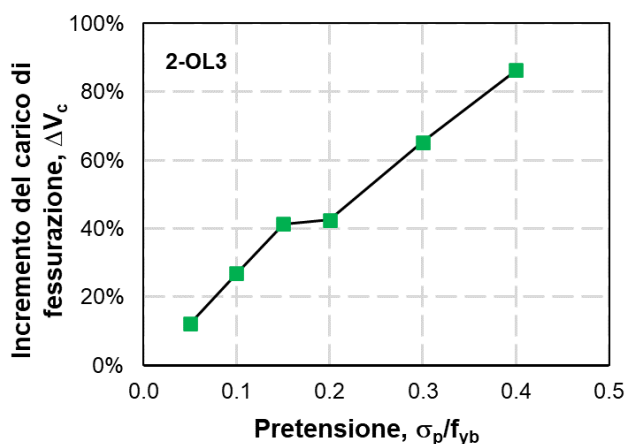
Figura 4.13 – a) Incremento delle prestazioni della sella 1-OL1 in termini di carico di fessurazione e b) in termini di capacità portante, rispetto alla condizione as-built.

Analogamente, la Tabella 4.10 e la Figura 4.14 riportano i risultati delle analisi relative al provino 2-OL3 in funzione dei differenti valori del tiro all'interno dei tiranti esterni. Anche in questo caso, il carico di fessurazione aumenta pressoché linearmente all'aumentare della pretensione (Figura 4.14a), raggiungendo un incremento pari al 86.4%, rispetto alla condizione in assenza di intervento, quando la pretensione è pari a  $0.4 f_{yb}$ . Dunque, in questo caso l'intervento riduce più efficacemente la

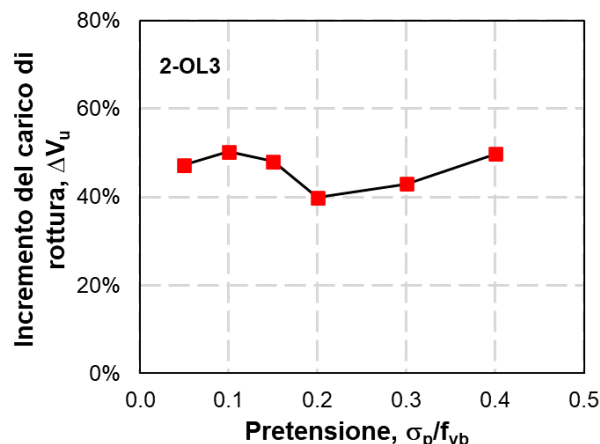
fessurazione a bassi livelli di carico, rispetto al provino precedente. Riguardo alla capacità portante, l'aumento dei livelli di pretensione non produce sostanziali differenze in termini di incremento della resistenza, poiché, come per il caso precedente, anche bassi livelli di pretensione permettono di ottenere un notevole miglioramento ( $\Delta V_u = 47.3\%$  per  $\sigma_p/f_{yb} = 0.05$ ).

Tabella 4.10 – Risultati delle analisi numeriche in termini di incrementi delle prestazioni del provino 2-OL3.

$\sigma_p/f_{yb}$ (-)	$\sigma_p$ (MPa)	SLE		SLU			$\sigma_{i,max}$ (MPa)
		$V_c$ (kN)	$\Delta V_c$ (-)	$V_u$ (kN)	$\Delta V_u$ (-)	$d_u$ (mm)	
0.00	0.00	159.8	-	478.8	-	46.8	-
0.05	45.0	179.3	12.2%	705.1	47.3%	31.5	860.0
0.10	90.0	202.8	26.9%	719.2	50.2%	36.2	900.0
0.15	135.0	225.9	41.4%	708.9	48.1%	30.2	860.4
0.20	180.0	227.8	42.6%	669.4	39.8%	18.2	687.2
0.30	270.0	264.2	65.3%	684.4	42.9%	18.3	756.5
0.40	360.0	297.8	86.4%	716.9	49.7%	30.2	900.0



a)



b)

Figura 4.14 – a) Incremento delle prestazioni della sella 2-OL3 in termini di carico di fessurazione e b) in termini di capacità portante, rispetto alla condizione as-built.

Oltre ad analizzare gli incrementi delle prestazioni allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo, per ognuna delle analisi condotte è stata monitorata la capacità di deformazione delle selle. Considerando le curve che descrivono l'andamento della reazione verticale  $V$  in funzione dello spostamento assoluto dello spigolo inferiore della sella (punto K in Figura 4.11), riportate rispettivamente in Figura 4.15 e Figura 4.16 per il provino 1-OL1 e 2-OL3, la capacità di deformazione è stata valutata in termini di spostamento  $d_u$  in corrispondenza del quale si registra una diminuzione della reazione verticale pari al 20% (Panagiotakos & Fardis, 2001; Masi & Santarsiero, 2013), a seguito del raggiungimento del carico di rottura. Tali valori sono stati inseriti in Tabella 4.9, per quanto riguarda il provino 1-OL1, ed in Tabella 4.10 relativamente alla sella 2-OL3.

Nel primo caso, l'aumento della pretensione nei tiranti esterni produce, in generale, una diminuzione della capacità di deformazione, anche se tale comportamento è maggiormente tangibile per valori di pretensione superiori a  $0.10 f_{yb}$ . Tale andamento è illustrato anche in Figura 4.15, in cui le curve carico-spostamento sono state troncate al raggiungimento dello spostamento  $d_u$ , precedentemente definito. Dunque, l'aumento della forza di precompressione sulle superfici di calcestruzzo produce, da un lato, un miglioramento del comportamento strutturale attraverso la limitazione della fessurazione e l'aumento della capacità portante, dall'altro, determina una maggiore fragilità delle selle riducendone la capacità di deformazione.

Per la sella 2-OL3, all'aumentare del tiro nei tiranti esterni, si ottengono valori di spostamento ultimo,  $d_u$ , meno correlati e mediamente più bassi rispetto al precedente provino (Tabella 4.10). Infatti, in alcuni casi, le curve carico-spostamento non esibiscono alcuna fase post-picco (Figura 4.16), a causa delle eccessive fessurazioni generate per schiacciamento del calcestruzzo al raggiungimento della condizione di rottura, riducendo notevolmente la capacità di deformazione.

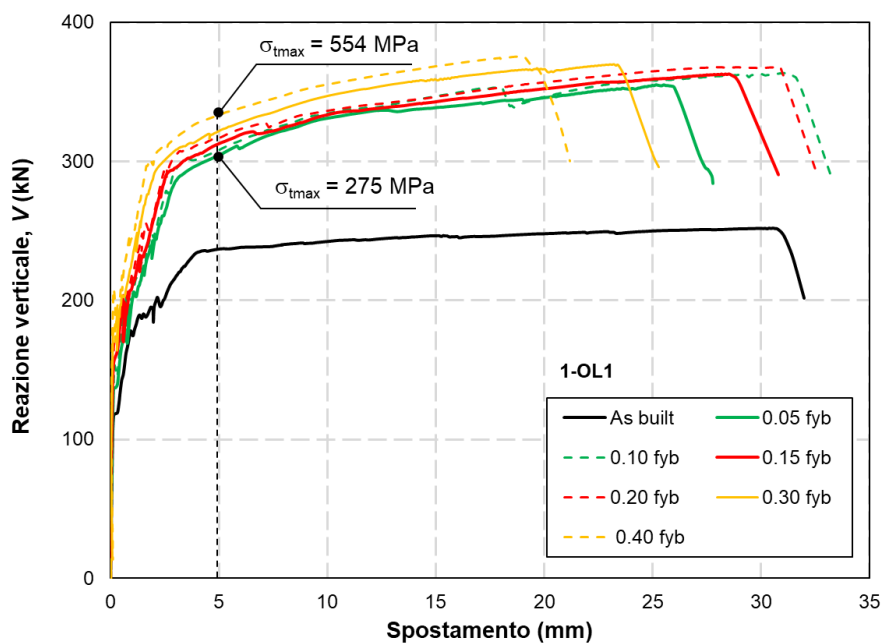


Figura 4.15 – Involuppo delle curve carico-spostamento del provino 1-OL1 in assenza ed in presenza dell'intervento di post-tensione con valori crescenti di precompressione.

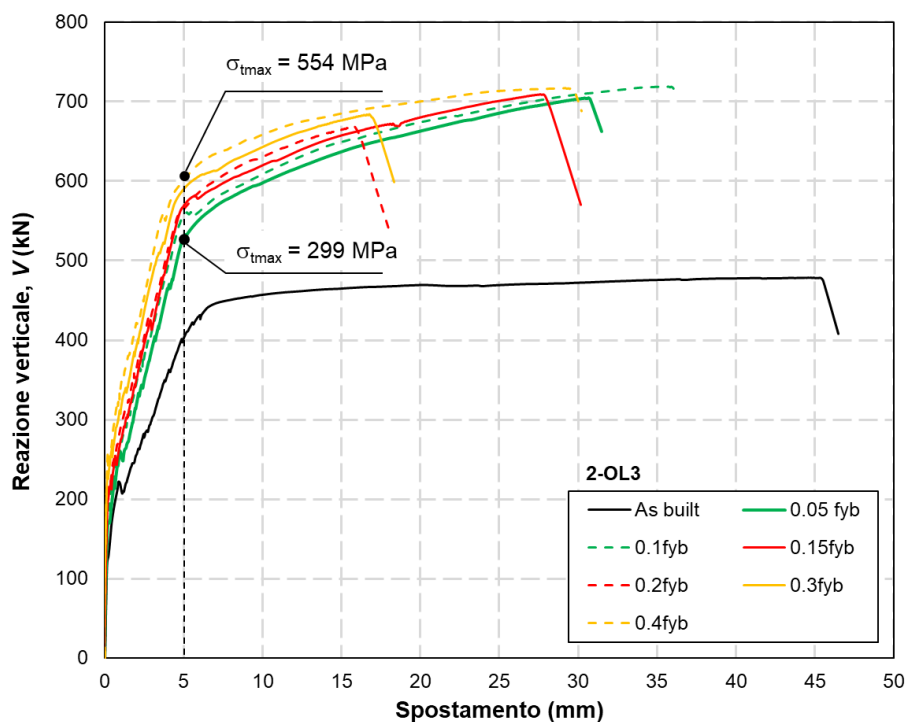


Figura 4.16 – Involuppo delle curve carico-spostamento del provino 2-OL3 in assenza ed in presenza dell'intervento di post-tensione con valori crescenti di precompressione.

L'efficacia dell'intervento dipende anche dal comportamento dei tiranti esterni, i quali sono stati dimensionati, all'interno del paragrafo precedente, al fine di sviluppare tensioni fino al raggiungimento del 50% della resistenza allo snervamento  $f_{yb}$ . All'interno della Tabella 4.9 e della Tabella 4.10, in corrispondenza dell'ultima colonna, è stata monitorata la tensione massima all'interno dei tiranti,  $\sigma_{t,max}$ , al raggiungimento della capacità portate rispettivamente della sella 1-OL1 e 2-OL3. Nel primo caso, i tiranti esibiscono una tensione massima che varia tra un minimo di 642.2 MPa e un massimo di 762.1 MPa (71.3% ÷ 85% di  $f_{yb}$ ), per le analisi in cui rispettivamente  $\sigma_p = 0.05 f_{yb}$  e  $\sigma_p = 0.4 f_{yb}$ . Nel secondo caso, una tensione minima di 687.2 MPa (76.3% di  $f_{yb}$ ) si registra in corrispondenza dell'analisi in cui  $\sigma_p = 0.2 f_{yb}$ , mentre una tensione massima di 900 MPa, ossia la tensione di snervamento, si raggiunge in corrispondenza delle analisi in cui  $\sigma_p = 0.1 f_{yb}$  e  $\sigma_p = 0.4 f_{yb}$ . Dunque, rispetto al dimensionamento, si raggiungono tensioni più elevate all'interno dei tiranti, anche se questi ultimi rimangono sostanzialmente in fase elastica, raggiungendo, solo in alcuni casi, la tensione di snervamento. Valutando il comportamento dei tiranti per valori di carico precedenti al raggiungimento del collasso dei provini, ad esempio in corrispondenza dello snervamento delle armature interne (ad uno spostamento circa pari a 5 mm all'interno dei grafici di Figura 4.15 e Figura 4.16), si registrano tensioni minime e massime che si attestano tra il 30% e il 60% della tensione di snervamento. Quindi, in condizioni di servizio, il comportamento dei tiranti conferma quanto è stato ipotizzato in fase di pre-dimensionamento, sottolineandone l'efficacia.

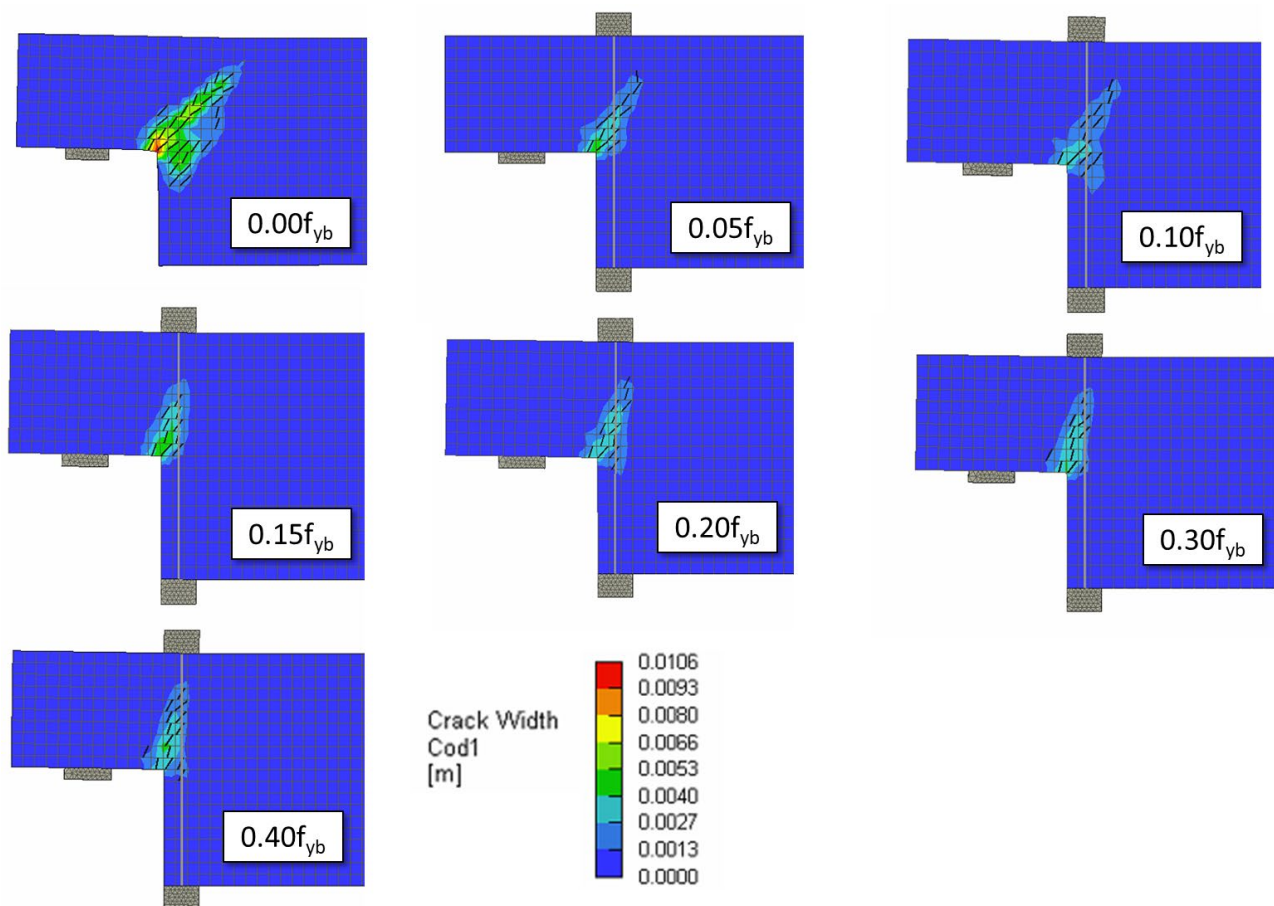


Figura 4.17 – Quadri fessurativi a rottura dei modelli con e senza intervento relativi al provino 1-OL1.

Inoltre, viene analizzata l'influenza della post-tensione sui meccanismi di collasso dei provini analizzati. Per quanto riguarda il provino 1-OL1, la Figura 4.17 riporta i quadri fessurativi a rottura ottenuti nelle sette analisi numeriche, utilizzando la stessa scala per la visualizzazione dell'ampiezza delle fessure. Senza alcun intervento, la sella esibisce fessure di ampiezza massima compresa tra gli 8 e i 10 mm. Mentre, all'aumentare della pretensione nei tiranti esterni, si evidenzia una progressiva riduzione dell'ampiezza delle fessure, ottenendo valori al di sotto dei 5 mm, per valori di pretensione fino a  $0.15 f_{yb}$ , e al di sotto di 4 mm, per valori più elevati fino a  $0.4 f_{yb}$ . Dunque, la fessurazione a rottura si riduce di circa il 50% rispetto alla condizione iniziale. Oltre ad esibire minore ampiezza, le fessure evidenziano differenti meccanismi di propagazione. Infatti, se nella condizione as-built, il meccanismo di collasso era governato da fessure distribuite principalmente in direzione diagonale a partire dall'angolo rientrante (meccanismo di tipo 3), all'aumentare della forza di precompressione si osserva una sorta di verticalizzazione delle fessure che si concentrano, sempre nella zona dell'angolo rientrante, ma secondo una direzione a  $90^\circ$  (meccanismo di tipo 2 in accordo al Precast/Prestressed Concrete Institute (2010)).

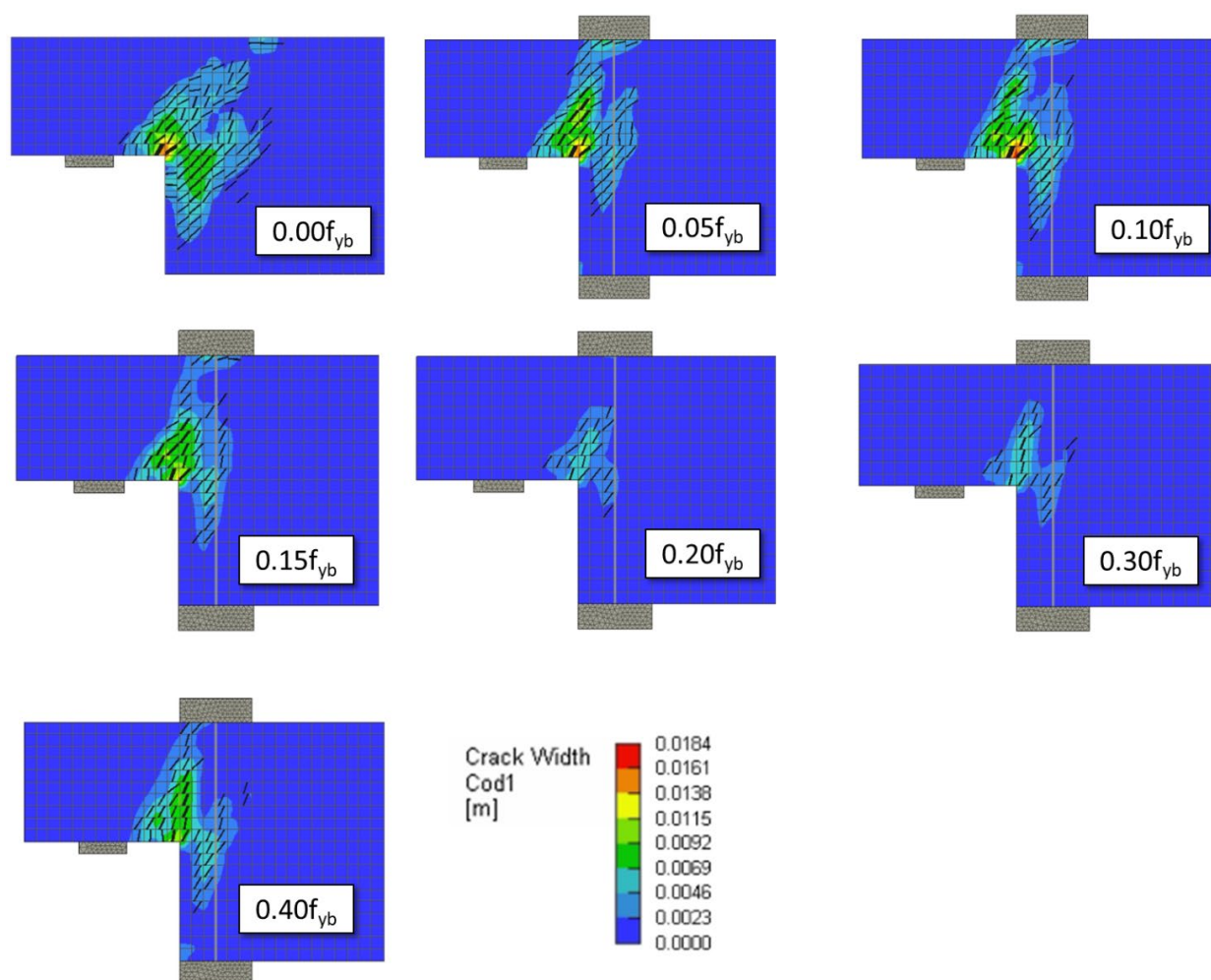


Figura 4.18 – Quadri fessurativi a rottura dei modelli con e senza intervento relativi al provino 2-OL3.

Come evidenziato dalla Figura 4.18, per il provino 2-OL3, i quadri fessurativi si presentano leggermente diversi. In particolare, anche in questo caso, l'ampiezza delle fessure si riduce da valori massimi compresi tra i 13 e i 18 mm, in assenza di intervento, a valori intorno ai 9 mm, utilizzando valori elevati di pretensione ( $\sigma_p = 0.4 f_{yb}$ ). Il quadro fessurativo iniziale, consistente in una maggiore distribuzione delle fessure sia all'interno della zona non rastremata sia all'interno della mensola (meccanismi 3+4+5), subisce delle modifiche differenti a seconda del livello di pretensione applicato. Infatti, per valori di  $\sigma_p$  fino a  $0.15 f_{yb}$ , si osservano quadri fessurativi influenzati dalla presenza delle piastre di ancoraggio dei tiranti, evidenziando nuove fessure nella zona superiore della sella dovute, probabilmente, a fenomeni di schiacciamento del calcestruzzo. Fessure più localizzate in corrispondenza dell'angolo rientrante nonché di minore ampiezza si evidenziano per valori di pretensione pari a  $0.2$  e  $0.3 f_{yb}$ ; mentre nell'ultimo caso ( $\sigma_p = 0.4 f_{yb}$ ) tornano a propagarsi verso la piastra superiore di ancoraggio e all'interno della mensola, spostandosi verso meccanismi di tipo 1 e 4.

Infine, osservando i valori di deformazione delle armature verticali e orizzontali all'interno di entrambi i modelli analizzati, sia nella condizione iniziale sia in presenza di intervento e, in particolare, selezionando le analisi con i valori minimi e massimi di pretensione nei tiranti esterni ( $0.05f_{yb}$  e  $0.4f_{yb}$ ), è possibile valutare come la presenza dell'intervento modifichi la distribuzione

interna degli sforzi. Infatti, riguardo al provino 1-OL1 (Figura 4.19), nella condizione iniziale, le staffe verticali esibiscono deformazioni maggiori rispetto alle armature orizzontali, raggiungendo valori prossimi alla rottura ( $\varepsilon_u = 0.10$  in Tabella 4.1). Osservando i risultati dei modelli rinforzati, soltanto le armature orizzontali raggiungono deformazioni elevate, avvicinandosi al valore di rottura pari a 0.12; mentre le staffe verticali esibiscono deformazioni in campo elastico o addirittura risultano compresse, a causa della presenza dei tiranti esterni. Pertanto, il meccanismo di collasso della sella, in presenza di intervento, dipende sostanzialmente dalle armature orizzontali, evidenziando come il raggiungimento della rottura di queste ultime comporti la formazione di fessure principalmente verticali tra la mensola e la zona non rastremata della sella (Figura 4.17).

Per quanto riguarda la sella 2-OL3, la Figura 4.20 illustra un comportamento piuttosto simile. L'unica differenza è rappresentata dal raggiungimento di valori di deformazione più bassi, rispetto al provino 1-OL1. Infatti, le deformazioni massime sono comprese tra il 5% e l'8%, a testimonianza del fatto che le armature non raggiungono la condizione di rottura, a causa dei maggiori sforzi di precompressione dovuti ai tiranti esterni. Tale aspetto, dunque, è in accordo con le osservazioni effettuate precedentemente riguardo la scarsa capacità di deformazione del provino 2-OL3 rispetto alla sella 1-OL1.

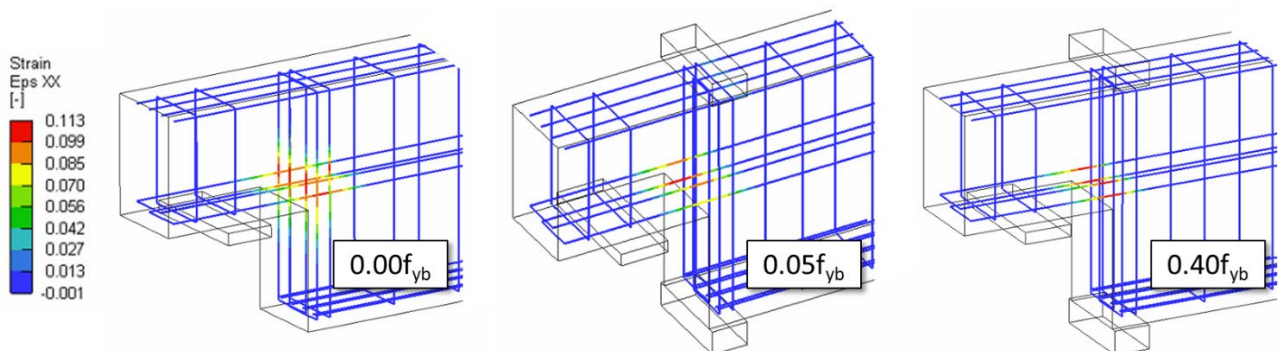


Figura 4.19 – Valori di deformazione delle armature del provino 1-OL1 nella condizione as-built e con intervento di post-tensione (casi limite di pretensione).

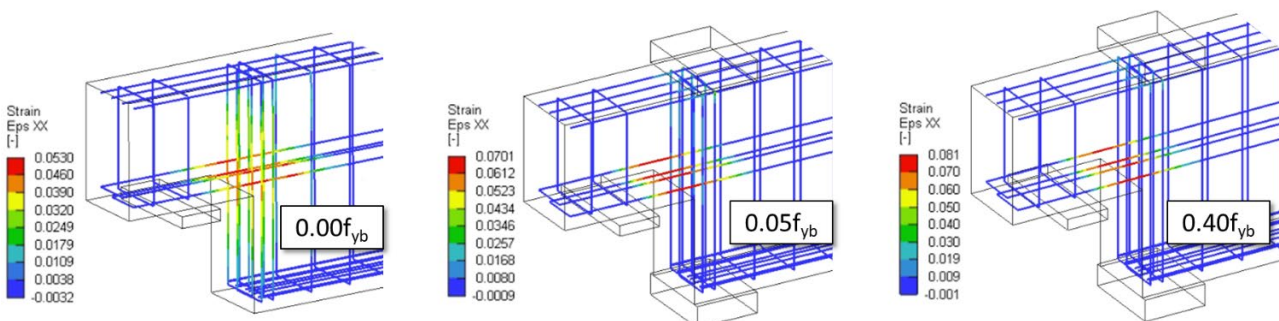


Figura 4.20 – Valori di deformazione delle armature del provino 2-OL3 nella condizione as-built e con intervento di post-tensione (casi limite di pretensione).

#### 4.4.2 Ulteriori sviluppi

I risultati delle analisi numeriche condotte hanno permesso di sottolineare l'efficacia dell'intervento di post-tensione esterna nel migliorare le prestazioni strutturali delle selle Gerber, in questo caso rappresentate da due provini sperimentali di letteratura caratterizzati da differenti quantitativi di armatura e differente comportamento strutturale. Come ampiamente illustrato all'interno dei paragrafi precedenti, le prestazioni dell'intervento sono state analizzate considerando la sua attivazione a partire dai modelli delle selle in condizioni as-built, ossia sollecitati soltanto dal peso proprio, dunque, non considerando alcuno stato di danneggiamento preesistente. Pertanto, ulteriori sviluppi di tali analisi potrebbero considerare l'applicazione dell'intervento su provini in presenza di livelli di danneggiamento via via crescenti, al fine di simulare possibili scenari corrispondenti alle condizioni reali di selle Gerber sollecitate dai carichi di esercizio.

Considerata l'affidabilità e l'efficacia del software agli elementi finiti utilizzato, riguardo la simulazione del comportamento non lineare dei materiali e, in generale, dei meccanismi resistenti delle strutture in calcestruzzo armato, ulteriori analisi numeriche sono state condotte. L'obiettivo è quello di ampliare l'approfondimento del comportamento delle selle Gerber, valutando l'efficacia dell'intervento di post-tensione considerando simultaneamente lo sviluppo di fenomeni di degrado. È molto comune, infatti, per tali elementi strutturali, imbattersi in situazioni caratterizzate da ammaloramenti diffusi del calcestruzzo superficiale e dalla presenza di armature corrose generate, nella maggior parte dei casi, dall'ingresso dei cloruri presenti all'interno dei sali disgelanti. Tali analisi numeriche sono state ampiamente descritte ed illustrate all'interno di Santarsiero & Picciano (2023). In questo paragrafo si riporta una breve sintesi del framework di analisi implementato con maggiore focus sui risultati ottenuti, al fine di effettuare un confronto con le analisi numeriche precedentemente discusse.

In questo caso, è stato realizzato un modello agli elementi finiti rappresentativo di una delle selle Gerber presenti all'interno dell'impalcato del ponte Musmeci situato a Potenza (Marmo et al., 2019; Santarsiero, Masi, & Picciano, 2021). Il ponte in questione rappresenta un esempio di progettazione concettuale per la definizione e la ricerca della forma capace di ottimizzare l'assorbimento di soli sforzi di compressione. Infatti, l'impalcato a sezione chiusa ellissoidale viene sostenuto da una volta in calcestruzzo armato a doppia curvatura in perfetta armonia con l'ambiente circostante. Un'ulteriore differenza, rispetto ai casi precedentemente analizzati, è determinata dalla presenza all'interno delle selle del ponte Musmeci di armature inclinate. Dunque, le analisi permettono di valutare l'effetto della post-tensione esterna considerando differenti dettagli costruttivi rispetto alle precedenti.

All'interno del software agli elementi finiti utilizzato (Cervenka Consulting, 2021), è possibile realizzare analisi mecano-chimiche per la simulazione del processo di diffusione dei cloruri all'interno del calcestruzzo e il successivo innesco e la propagazione della corrosione nelle armature. La peculiarità di tale modellazione di dettaglio risiede nella possibilità di considerare l'accelerazione del fenomeno dovuta alla presenza, sulle superfici di calcestruzzo, di quadri fessurativi causati dall'applicazione dei carichi esterni (Cervenka et al., 2017). Il processo diffusivo monodimensionale viene modellato attraverso la seconda legge di Fick (Zhang et al., 2010) in funzione di tre principali parametri, ossia la concentrazione superficiale di cloruri sulle superfici esterne del calcestruzzo, che dipende dalle particolari condizioni ambientali considerate, il coefficiente di diffusione dei cloruri all'interno del calcestruzzo, strettamente correlato alle proprietà intrinseche di quest'ultimo, ed il

contenuto critico di cloruri necessario all'innesco della corrosione, anche esso strettamente correlato alle proprietà chimiche e fisiche del cemento utilizzato.

Selezionando opportunamente i valori di tali parametri, attraverso metodi probabilistici (Lehner et al., 2021) o deterministici (Santarsiero, Masi, & Picciano, 2021), è stato simulato lo sviluppo della corrosione delle armature all'interno della sella modellata considerando 2 scenari temporali differenti: un periodo di 45 anni, corrispondente all'età attuale del ponte, ed un periodo di 95 anni, simulando ulteriori 50 anni di corrosione. In questo modo, è stato possibile valutare i differenti effetti dell'intervento di post-tensione anche in funzione dell'entità del degrado presente in corrispondenza delle selle.

Similmente a quanto già effettuato precedentemente, sono stati considerati differenti livelli di pretensione all'interno dei tiranti esterni. Le analisi numeriche effettuate hanno permesso di riprodurre le differenti fasi della vita utile del ponte, poiché, attraverso la definizione di intervalli successivi, si tiene conto (i) del peso proprio della struttura e dei carichi permanenti non strutturali assorbiti dalla sella (azione verticale trasmessa dalla campata tampona alla campata a sbalzo); (ii) dell'ingresso dei cloruri, anche attraverso la fessurazione causata dai carichi al precedente intervallo, e la conseguente propagazione della corrosione per i due periodi di tempo considerati; (iii) dell'implementazione dell'intervento di post-tensione, che agisce, quindi, su una sella degradata che ha subito una riduzione di capacità portante, fino al raggiungimento della condizione di collasso attraverso una analisi in controllo di spostamento.

L'analisi dei risultati delle simulazioni numeriche conferma quanto precedentemente ottenuto riguardo l'efficacia della post-tensione nel miglioramento delle prestazioni strutturali delle selle. In particolare, l'aumento lineare del carico di fessurazione e l'assenza di una sostanziale dipendenza tra l'aumento di capacità portante e il livello di pretensione nei tiranti esterni permettono di fornire utili indicazioni. Infatti, la forza di precompressione può essere definita in funzione dell'obiettivo principale dell'intervento: se la struttura presenta fessurazioni a bassi livelli di carico, allora è utile considerare valori elevati del tiro all'interno dei tiranti; d'altro canto, se l'obiettivo principale è quello di incrementare la capacità portante della sella, non è necessario impartire elevati sforzi di precompressione, poiché anche bassi livelli risultano efficaci. Simulando l'applicazione della post-tensione a seguito di differenti scenari di degrado, è possibile osservare, come atteso, che l'intervento ha una maggiore efficacia quando si interviene dopo 45 anni di sviluppo della corrosione, permettendo non solo di ripristinare la capacità portante delle selle allo stato di fatto, ma di incrementarla ulteriormente, mentre ciò non avviene se si considera l'applicazione dell'intervento a seguito di 95 anni di degrado, caso in cui si recupera soltanto l'aliquota di resistenza persa a seguito della corrosione. In generale, l'intervento permette di aumentare la durabilità della struttura, poiché viene ripristinata la capacità portante posseduta nello stato di fatto anche a seguito di condizioni fortemente degradate.

## Capitolo 5

# APPLICAZIONE DI TECNICHE DI MACHINE LEARNING PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELLE SELLE GERBER

La metodologia di analisi e approfondimento del comportamento strutturale delle selle Gerber in calcestruzzo armato, condotta attraverso la costruzione e l'analisi di un database di test sperimentali di letteratura, la modellazione e l'ottimizzazione delle tecniche di intervento per il rinforzo e l'aumento della sicurezza delle stesse nonché dei ponti esistenti a cui appartengono, si conclude all'interno del presente capitolo attraverso l'applicazione di metodi innovativi per la valutazione della resistenza delle selle Gerber.

Attraverso l'utilizzo di tecniche di intelligenza artificiale, in particolare attraverso l'apprendimento supervisionato o "Supervised Machine Learning", sono stati sviluppati algoritmi di regressione per la previsione della capacità portante delle selle Gerber a partire dai dati raccolti all'interno del database di test sperimentali. Infatti, avendo raccolto, per ognuno dei provini collezionati, informazioni relative alle caratteristiche geometriche e meccaniche nonché ai dettagli costruttivi in termini di quantitativi e disposizione delle armature, è possibile, attraverso tali tecniche di regressione, mettere a sistema tutte le informazioni per ricavare delle relazioni tra i dati così ottenuti, che rappresentano l'input, e la risposta in termini di capacità portante sperimentale di ognuno dei provini, che rappresenta l'output. Il modello di regressione così definito, può essere successivamente utilizzato per la previsione della resistenza di ulteriori selle Gerber.

Tali modelli non hanno la pretesa di sostituire i tradizionali metodi di valutazione sviluppati e validati negli anni attraverso le ricerche condotte nel campo della tecnica delle costruzioni e della riabilitazione delle strutture esistenti, ma possono rappresentare utili strumenti per effettuare preliminari e soprattutto rapide valutazioni di sicurezza da affiancare ai risultati di più accurati approfondimenti, al fine, ad esempio, di ottimizzare e prioritizzare gli interventi di manutenzione e rinforzo.

Sulla base di tali considerazioni, all'interno del presente capitolo verrà dapprima illustrata una breve panoramica sulle tecniche di Machine Learning (ML), fornendo alcuni esempi di applicazione nel campo dell'ingegneria strutturale. Successivamente, viene descritta l'applicazione del Supervised Machine Learning (SML) al database collezionato, illustrando in dettaglio le fasi di selezione dei parametri di input, di addestramento e di valutazione dei modelli, al fine di determinare l'algoritmo o gli algoritmi più performanti, fornendo anche alcune possibili soluzioni per migliorare l'accuratezza delle previsioni ottenute.

### 5.1 Panoramica sull'uso di tecniche di Machine Learning in campo ingegneristico

Il Machine Learning rappresenta una particolare applicazione nell'ambito di una disciplina molto più ampia, ossia l'Intelligenza Artificiale. Attraverso tali applicazioni è possibile sviluppare algoritmi in

grado di apprendere automaticamente dai dati a disposizione al fine di semplificare, automatizzare oppure ottimizzare processi piuttosto complessi.

All'interno delle tecniche di Machine Learning è possibile distinguere tra differenti categorie e strategie di apprendimento: l'apprendimento supervisionato o "supervised Machine Learning"; l'apprendimento non supervisionato o "unsupervised Machine Learning"; l'apprendimento per rinforzo o "reinforced Machine Learning". L'utilizzo di una piuttosto che un'altra strategia dipende dalla tipologia di dati a disposizione e dal particolare obiettivo dell'apprendimento.

L'apprendimento supervisionato viene utilizzato quando all'interno dei dati è possibile distinguere una o più variabili di input alle quali è possibile associare uno specifico valore di output. Il particolare algoritmo di Machine Learning, dunque, ha lo scopo di apprendere le relazioni esistenti tra le variabili di input e la variabile di output, al fine di effettuare previsioni accurate e precise utilizzando nuove istanze di ingresso. I dati a disposizione possono essere quantitativi, se rappresentabili in forma numerica, oppure qualitativi quando, ad esempio, possono essere suddivisi in diverse categorie. In base a tale differenza, gli algoritmi di apprendimento si declinano verso la risoluzione di problemi di regressione, nel primo caso, e di classificazione, nel secondo caso.

Tali tecniche sono ampiamente utilizzate nel campo dell'ingegneria strutturale, ad esempio, per effettuare previsioni su specifiche variabili di risposta del comportamento delle strutture, rappresentando un'alternativa più affidabile e flessibile rispetto all'utilizzo di modelli analitici definiti da un numero limitato di parametri di controllo, che potrebbero non essere rappresentativi dell'intero fenomeno studiato (Koya et al., 2022). In letteratura, sono disponibili numerose applicazioni in questo senso. Ad esempio, particolari algoritmi di regressione sono stati utilizzati da Asteris et al. (2019) per effettuare previsioni della resistenza a taglio di travi in calcestruzzo armato utilizzando i risultati di differenti test sperimentali di letteratura. Inoltre, Santarsiero, Mishra, et al. (2021) hanno sviluppato e confrontato le prestazioni di differenti algoritmi di regressione e classificazione per la previsione della resistenza di nodi trave-colonna all'interno di strutture intelaiate in calcestruzzo armato, nonché il riconoscimento del differente meccanismo di rottura associato alla trave, al pilastro o al pannello nodale, basandosi sui risultati di 270 test sperimentali.

Se all'interno dei dati a disposizione non è possibile individuare alcuna relazione esplicita, è possibile utilizzare le tecniche di apprendimento non supervisionato per riconoscere relazioni nascoste oppure per ricercare particolari caratteristiche all'interno di essi. Tali tecniche sono molto utilizzate, ad esempio, per l'individuazione e la segnalazione di anomalie all'interno dei segnali acquisiti da particolari sensori installati in corrispondenza delle strutture per il monitoraggio delle stesse (Eltouny et al., 2023). In quest'ottica, ulteriori applicazioni possono trovarsi nell'ambito dello "structural health monitoring" attraverso lo sviluppo di algoritmi in grado di identificare e segnalare particolari difetti e/o quadri fessurativi potenzialmente critici per salvaguardare la sicurezza strutturale (Akintunde et al., 2021; Karimi et al., 2024).

Infine, l'apprendimento per rinforzo permette di addestrare particolari algoritmi al fine di prendere decisioni e ottenere risultati di volta in volta migliori, simulando l'apprendimento basato sulla successione di tentativi ed errori utilizzato dagli esseri umani per raggiungere i propri obiettivi. In questo senso, ambiti applicativi nel campo dell'ingegneria strutturale possono trovarsi, ad esempio, nella gestione delle reti infrastrutturali, sviluppando processi decisionali per ottimizzare l'allocazione

delle risorse per la manutenzione delle strutture (Wei et al., 2020), oppure per ottimizzare i parametri di progettazione e le tecniche di rinforzo in un'ottica di aumento delle prestazioni delle strutture nei confronti di particolari azioni esterne, al fine di aumentarne la sicurezza e la durabilità (Kaliappan & Lakshmanan, 2024).

## 5.2 Previsione della capacità portante di selle Gerber attraverso algoritmi di apprendimento supervisionato

Le ricerche bibliografiche effettuate nell'ambito della presente tesi di dottorato non hanno consentito di rilevare la presenza di studi precedenti che abbiamo applicato tecniche di Machine Learning per la previsione del comportamento di selle Gerber, specie per la stima della capacità portante. Pertanto, quelle riportate di seguito sono le prime applicazioni in assoluto in tal senso, i cui risultati, quindi, vanno intesi come preliminari, anche a causa della estensione non eccessivamente ampia del dataset su cui si basano.

### 5.2.1 Prime applicazioni

I 210 test sperimentali inseriti all'interno del database, riportato in Appendice A, rappresentano un insieme di dati a partire dal quale è possibile sviluppare un modello di apprendimento supervisionato. Infatti, come riportato all'interno del paragrafo precedente, ciò che distingue l'utilizzo di tecniche di apprendimento supervisionato da quelle di apprendimento non supervisionato è la tipologia di dati a disposizione e, in particolare, la possibilità di individuare delle relazioni tra di essi. All'interno del database è possibile distinguere chiaramente tra parametri di input, ossia tutte le informazioni relative ai provini testati, e parametri di output, rappresentati dalla capacità portante e dal meccanismo di rottura, determinato in accordo al Precast/Prestressed Concrete Institute (2010).

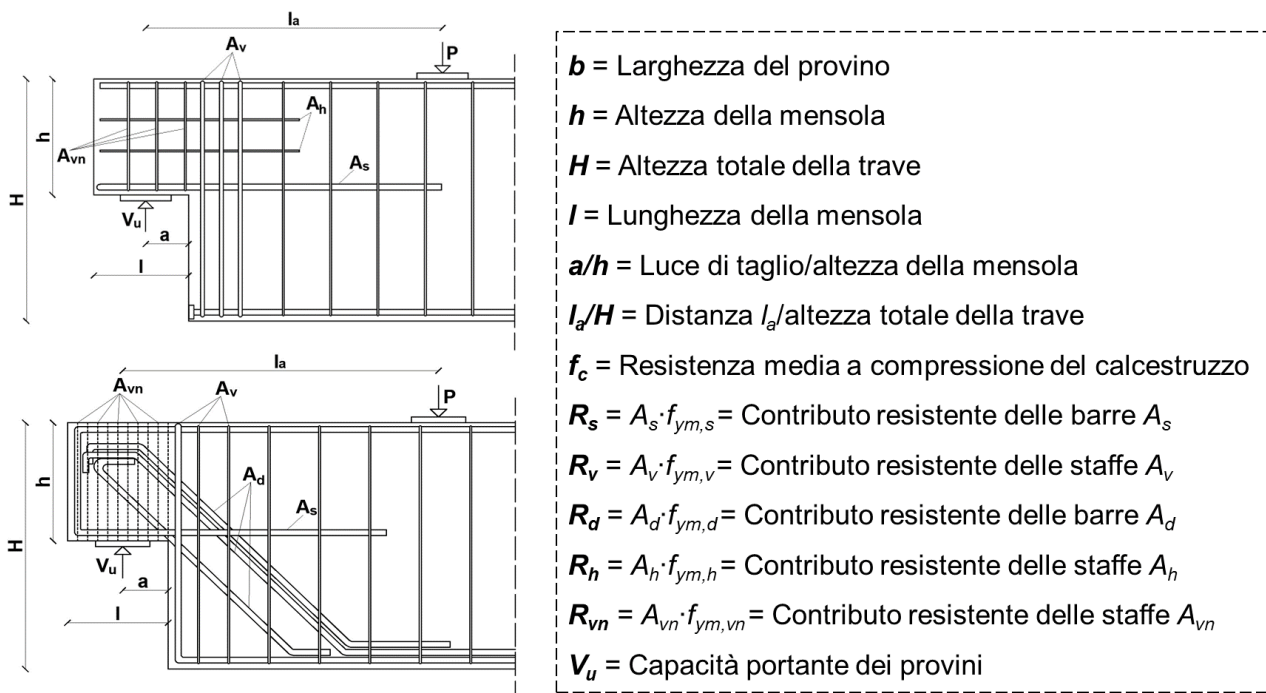


Figura 5.1 – Riepilogo dei parametri inseriti all'interno del database.

Per maggiore chiarezza, la Figura 5.1 riepiloga i principali parametri inseriti all'interno del database e gli schemi geometrici ai quali si riferiscono.

L'applicazione delle tecniche di apprendimento supervisionato si è concentrata, in questo caso, soltanto sulla previsione della capacità portante delle selle (problema di regressione), mentre la possibilità di effettuare delle previsioni anche riguardo il particolare meccanismo di rottura dei provini (problema di classificazione) non è stata oggetto della presente analisi.

Lo sviluppo di un algoritmo di apprendimento supervisionato, per la previsione di determinate istanze di output a partire da un particolare insieme di istanze di input, avviene attraverso differenti fasi che possono essere così suddivise: pre-processamento dei dati; selezione dei parametri di input; addestramento del modello di regressione; valutazione dell'accuratezza delle previsioni ottenute. Le differenti fasi possono essere ripetute iterativamente fino all'individuazione del modello con le migliori prestazioni in termini di previsione dell'output selezionato.

I dati relativi ad ognuno dei test sperimentali collezionati non richiedono alcun pre-processamento. Infatti, ad ogni parametro è associato un univoco valore della specifica caratteristica in termini geometrici o meccanici, ad eccezione di alcuni per i quali sono presenti valori nulli. È il caso soprattutto dei parametri di resistenza relativi alle armature presenti all'interno dei provini. In particolare, il parametro che presenta maggiori valori nulli è rappresentato dal contributo di resistenza delle armature inclinate,  $R_d$ . Infatti, come già ampiamente illustrato all'interno del capitolo 2, la maggior parte dei provini sperimentali non dispone di tali armature (circa l'81%). Anche per i parametri  $R_h$  e  $R_{vn}$  sono presenti valori nulli a causa dell'assenza, in alcuni provini, delle relative armature.

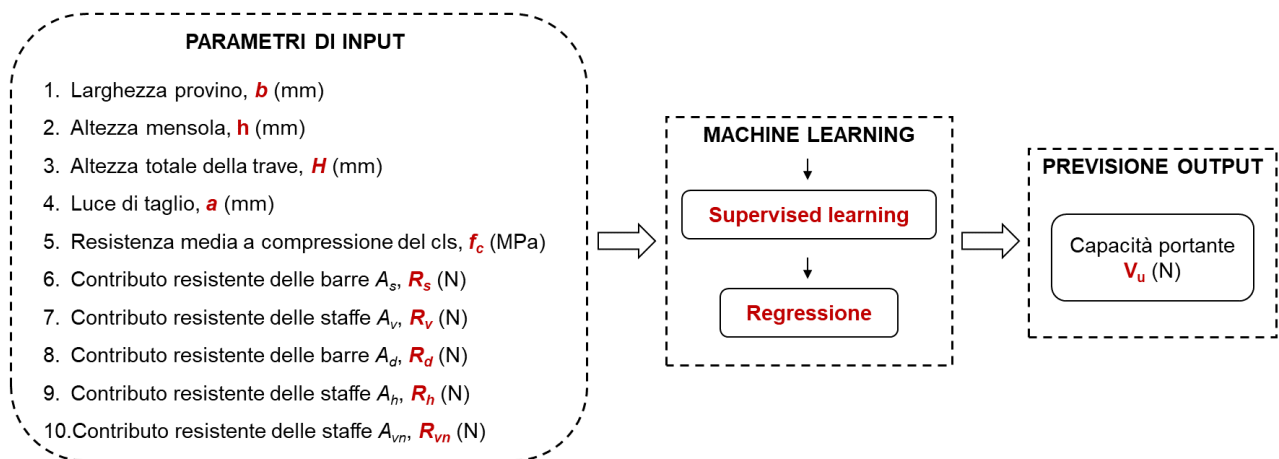
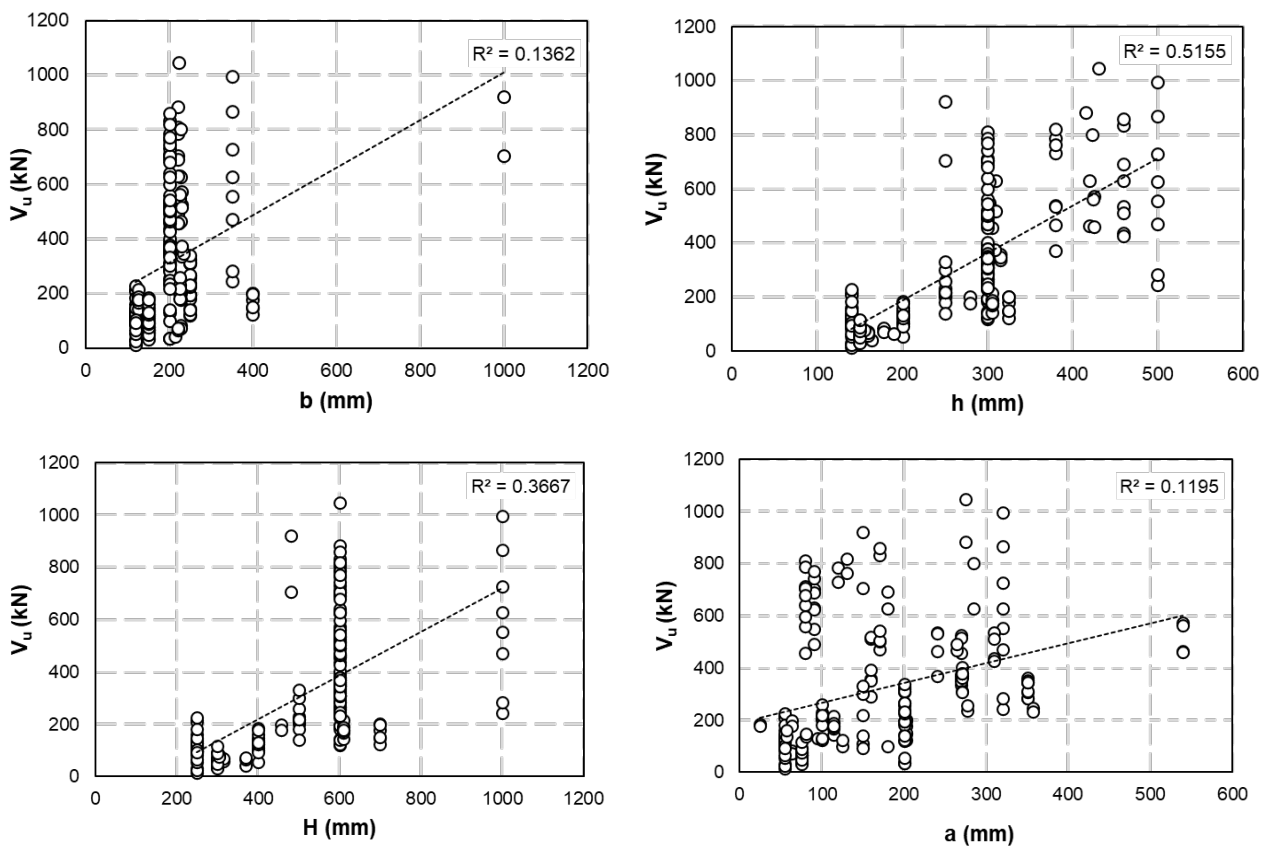


Figura 5.2 – Parametri di input utilizzati per l'addestramento del modello di apprendimento supervisionato.

Per quanto riguarda la selezione dei parametri di input da utilizzare per l'addestramento del modello di regressione, sono state effettuate alcune considerazioni. La scelta dei parametri di input, infatti, condiziona fortemente l'accuratezza delle previsioni ottenute. In particolare, i parametri che descrivono la geometria dei provini, come  $b$ ,  $h$  e  $H$ , rappresentano informazioni fondamentali che caratterizzano i provini stessi, dalle quali non si può prescindere. Lo stesso vale per i parametri di resistenza ( $f_c$ ,  $R_s$ ,  $R_v$ ,  $R_d$ ,  $R_h$ ,  $R_{vn}$ ) contenenti le informazioni relative al contributo resistente del calcestruzzo ed al quantitativo di armatura utilizzato all'interno di ognuno dei provini, dai quali

dipende il raggiungimento di un determinato valore di capacità portante. I restanti parametri, tra cui la lunghezza della mensola  $l$ , i rapporti  $a/h$  e  $l_a/h$ , aggiungono ulteriori informazioni geometriche relative al posizionamento delle celle di carico e di monitoraggio della reazione verticale dei provini. Tra questi, è stato selezionato il parametro  $a$  (luce di taglio) in termini assoluti. Dunque, in totale sono stati selezionati dieci parametri di input al fine di effettuare delle previsioni su un unico parametro di output, la capacità portante  $V_u$ , come riepilogato all'interno della Figura 5.2.

Per ognuno dei parametri selezionati viene riportata, attraverso i grafici in Figura 5.3, la correlazione con i valori di capacità portante. In particolare, per quanto riguarda i parametri  $R_d$ ,  $R_h$  e  $R_{vn}$ , i grafici sono stati costruiti considerando soltanto i valori diversi da zero. Oltre a mostrare la correlazione con il parametro di output, i grafici permettono di osservare la variabilità di ognuno dei parametri, che è stata già precedentemente discussa all'interno del capitolo 2. I grafici illustrano che alcuni parametri esibiscono una maggiore correlazione con i valori di capacità portante. Ad esempio, facendo riferimento alla regressione lineare inserita all'interno di ognuno di essi, una misura del grado di correlazione viene indicata dal corrispondente valore di  $R^2$ . In base a tale valore, i parametri che esibiscono una maggiore correlazione sono rappresentati dall'altezza della mensola  $h$  ( $R^2 = 0.51$ ), e dai parametri relativi ai contributi di resistenza delle principali armature orizzontali  $R_s$  ( $R^2 = 0.57$ ), verticali  $R_v$  ( $R^2 = 0.83$ ) ed inclinate  $R_d$  ( $R^2 = 0.53$ ).



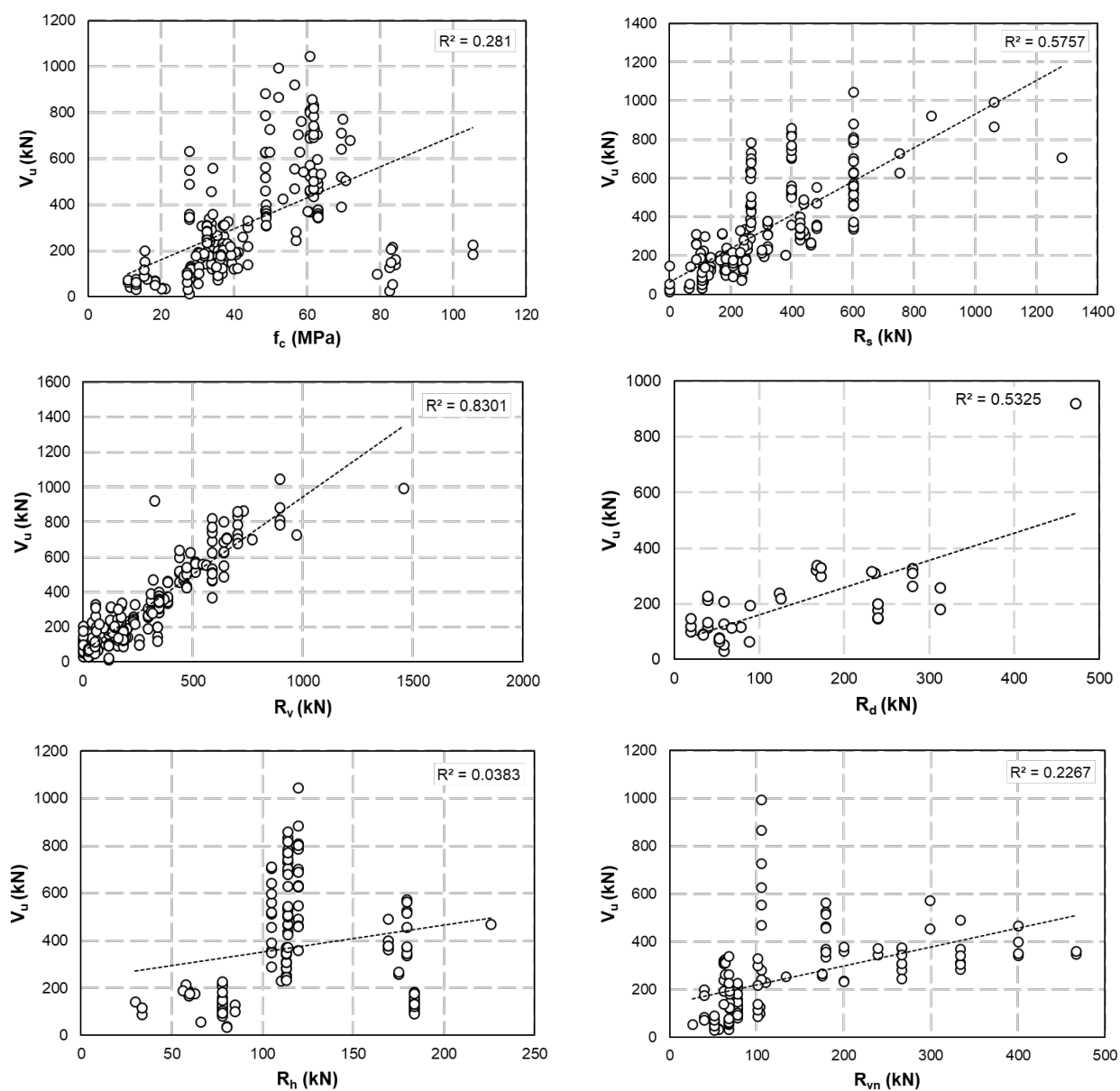


Figura 5.3 – Correlazione tra ognuno dei dieci parametri di input selezionati e l’output in termini di capacità portante.

L’addestramento dell’algoritmo di regressione, per la previsione della capacità portante dei provini a partire dai dati di input selezionati, è stato effettuato attraverso il software di calcolo MATLAB (The MathWorks Inc., 2023a). Infatti, facendo riferimento al particolare “toolbox” denominato “Statistics and Machine Learning” (The MathWorks Inc., 2023b), è possibile utilizzare l’applicazione “Regression Learner” che permette di addestrare, testare ed ottimizzare interattivamente differenti modelli di regressione.

In base ai dati a disposizione, infatti, il modello di regressione, ossia la particolare funzione statistico-matematica capace di descrivere le relazioni esistenti tra i parametri di input e il parametro di output, può assumere tipologie differenti (Figura 5.4). Sono disponibili modelli più semplici e relativamente poco flessibili nel descrivere le relazioni tra i dati a disposizione, poiché definiti da un numero limitato di parametri, come, ad esempio, i modelli di regressione lineare (Maulud & Abdulazeez, 2020) e non

lineare (Gallant, 1975) o gli alberi decisionali (Suthaharan, 2016); nonché modelli più sofisticati, definiti non parametrici, poiché la forma della particolare funzione di regressione non viene definita a priori ma si adatta alle caratteristiche dei dati di apprendimento, caratterizzati da una maggiore flessibilità nel cogliere le relazioni tra parametri di input e output, ma, di contro, particolarmente difficili da interpretare. Esempi relativi a quest’ultima tipologia sono le reti neurali (Warner & Misra, 1996), i modelli GPR (Gaussian Process Regression) (Rasmussen, 2004) o SVM (Support Vector Machine) (Cortes & Vapnik, 1995).

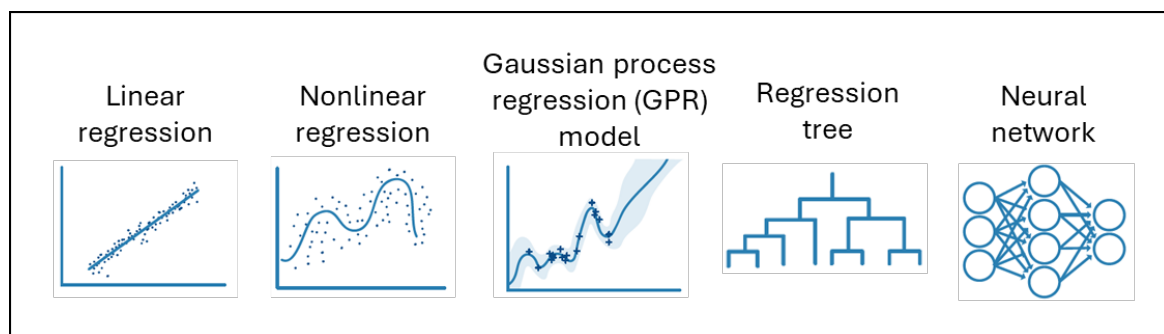


Figura 5.4 – Differenti tipologie di modelli di regressione.

Dunque, utilizzando la suddetta applicazione, l’intero database, costituito dall’insieme dell’istanze collezionate per ognuno dei parametri di input e per il parametro di output selezionati, è stato suddiviso in modo automatico in una parte utilizzata per l’addestramento dei modelli di regressione (“training” dataset), considerando l’80% delle 210 istanze a disposizione (168 istanze), ed una seconda parte comprendente il 20% rimanente (42 istanze), utilizzata per testare l’accuratezza dei modelli addestrati nel prevedere i valori di output a partire da nuovi dati di input (test dataset). L’applicazione effettua una suddivisione nei due dataset assicurando la casualità della selezione delle istanze, al fine di eliminare qualsiasi condizionamento dovuto ad una selezione manuale. Le istanze relative sia al “training” dataset sia al test dataset sono riportate in Appendice B.

Non conoscendo a priori quale fosse la migliore tipologia di modello di regressione per l’interpretazione delle relazioni tra i dieci parametri di input selezionati e la capacità portante, sono stati addestrati differenti modelli disponibili all’interno dell’applicazione, considerando le principali tipologie elencate precedentemente. L’applicazione permette di addestrare contemporaneamente tutti i modelli selezionati in poco tempo, poiché la dimensione del database di addestramento non è particolarmente elevata.

Una prima misura dell’accuratezza dei differenti modelli di regressione selezionati può essere ottenuta anche soltanto utilizzando i dati di apprendimento. Infatti, attraverso la tecnica di “hold-out validation”, all’interno del “training” dataset viene selezionata casualmente una parte di dati, di solito il 20%, per la quale è possibile osservare le differenze tra i valori sperimentali della capacità portante e le previsioni effettuate dal particolare modello di regressione. Ciò non è sufficiente a determinare il migliore algoritmo di regressione. Infatti, successivamente, i differenti modelli addestrati sono stati testati utilizzando i dati appartenenti al test dataset, al fine di valutare la capacità di ognuno di essi di generalizzare, ossia di fornire previsioni attendibili, affidabili e precise soprattutto sulle istanze differenti da quelle di apprendimento (Zhou, 2021).

All'interno della Tabella 5.1 sono riportati i dieci modelli di regressione addestrati e testati che hanno dimostrato una migliore capacità predittiva, valutata calcolando, per ognuno di essi, il coefficiente di determinazione  $R^2$ , definito attraverso l'espressione (5.1). L'indice prestazionale è stato calcolato sia considerando il "validation" dataset ottenuto a partire soltanto dai dati di addestramento, come specificato precedentemente, sia considerando il test dataset. I dieci modelli di regressione sono stati ordinati in base a valori di  $R^2$  (test) decrescenti.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [V_{u \text{ previsto}} - V_{u \text{ sperimentale}}]^2}{\sum_{i=1}^N [V_{u \text{ previsto}} - \bar{V}_{u \text{ sperimentale}}]^2} \quad (5.1)$$

Tabella 5.1 – Valutazione dell'accuratezza dei dieci migliori modelli di regressione addestrati.

	Modello	$R^2$ ("hold-out validation")	$R^2$ (test)
1	"Rational quadratic GPR"	0.958	0.984
2	"Exponential GPR"	0.956	0.980
3	"Matern 5/2 GPR"	0.957	0.975
4	"Ensemble: boosted tree"	0.889	0.967
5	"Neural Network"	0.903	0.962
6	"Ensemble: bagged tree"	0.894	0.945
7	"Squared exponential GPR"	0.953	0.944
8	"Stepwise Linear Regression"	0.935	0.944
9	"Tree"	0.877	0.931
10	"SVM"	0.906	0.925

Come è possibile osservare, tutti i modelli considerati hanno esibito una elevata capacità predittiva, dimostrata da valori del coefficiente di determinazione superiori al 90%. In particolare, i migliori tre modelli raggiungono valori di  $R^2$  (test) prossimi al 100%.

Si tratta di modelli di regressione appartenenti alla tipologia "Gaussian Process Regression". Secondo tali modelli, le relazioni tra i dati di input e la variabile di output vengono interpretate attraverso non una ma un set di funzioni generiche, non definite a priori (modello non parametrico). Inoltre, il modello assume che i dati seguano una distribuzione gaussiana (o normale), permettendo di restituire non solo previsioni dell'output, ma anche l'incertezza associata alla previsione stessa. Considerando tutte le possibili funzioni per l'interpretazione dei dati forniti, l'algoritmo restituisce le previsioni attraverso una funzione risultante dalla media ponderata delle precedenti. In questo modo, è possibile interpretare le relazioni complesse che intercorrono tra i dati di input e quelli di output. I tre modelli ottenuti a seguito dell'addestramento, infatti, restituiscono tre differenti funzioni denominate "Rational Quadratic", "Exponential" e "Matern 5/2". Una descrizione dettagliata dei processi Gaussiani è presente in Rasmussen (2004). Essendo un'applicazione preliminare, non ci si è soffermati sulla valutazione dell'incertezza associata alle previsioni ottenute, rimandando tale analisi ed ulteriori approfondimenti ad un secondo momento.

Oltre a valutare il coefficiente di determinazione, per ognuno dei tre modelli più performanti sono stati approfonditi i risultati della regressione. In particolare, in Figura 5.5a, Figura 5.6a e Figura 5.7a viene illustrato il confronto tra i valori di capacità portante sperimentali e la previsione effettuata

attraverso i modelli addestrati, considerando soltanto i dati appartenenti al test dataset. Analogamente, le Figure 5.5b, 5.6b e 5.7b mostrano lo stesso confronto considerando i dati dell'intero database, costituito dalle 210 istanze collezionate. Infine, attraverso la Figura 5.5c, Figura 5.6c e Figura 5.7c, è possibile osservare, per ognuno dei modelli, i residui calcolati come differenza percentuale tra i valori di capacità portante risultanti dalla regressione e quelli sperimentali, considerando soltanto le 42 istanze appartenenti al test dataset.

Il modello “Rational quadratic GPR”, nonostante esibisca un valore di  $R^2$  molto elevato (0.984), presenta, per alcune istanze, residui piuttosto elevati (Figura 5.5c). In particolare, in corrispondenza dell'istanza numero 6, si osserva una differenza del 124.7% tra il valore previsto di capacità portante e quello sperimentale, che rappresenta, dunque, una sovrastima molto a svantaggio di sicurezza. Considerando, invece, le previsioni che restituiscono valori di capacità portante conservativi, si osserva un residuo massimo pari a -62.4%. Mediamente, il modello restituisce residui positivi circa pari al 10%, mentre sottostima i valori di capacità portante esibendo differenze pari a -16.7%.

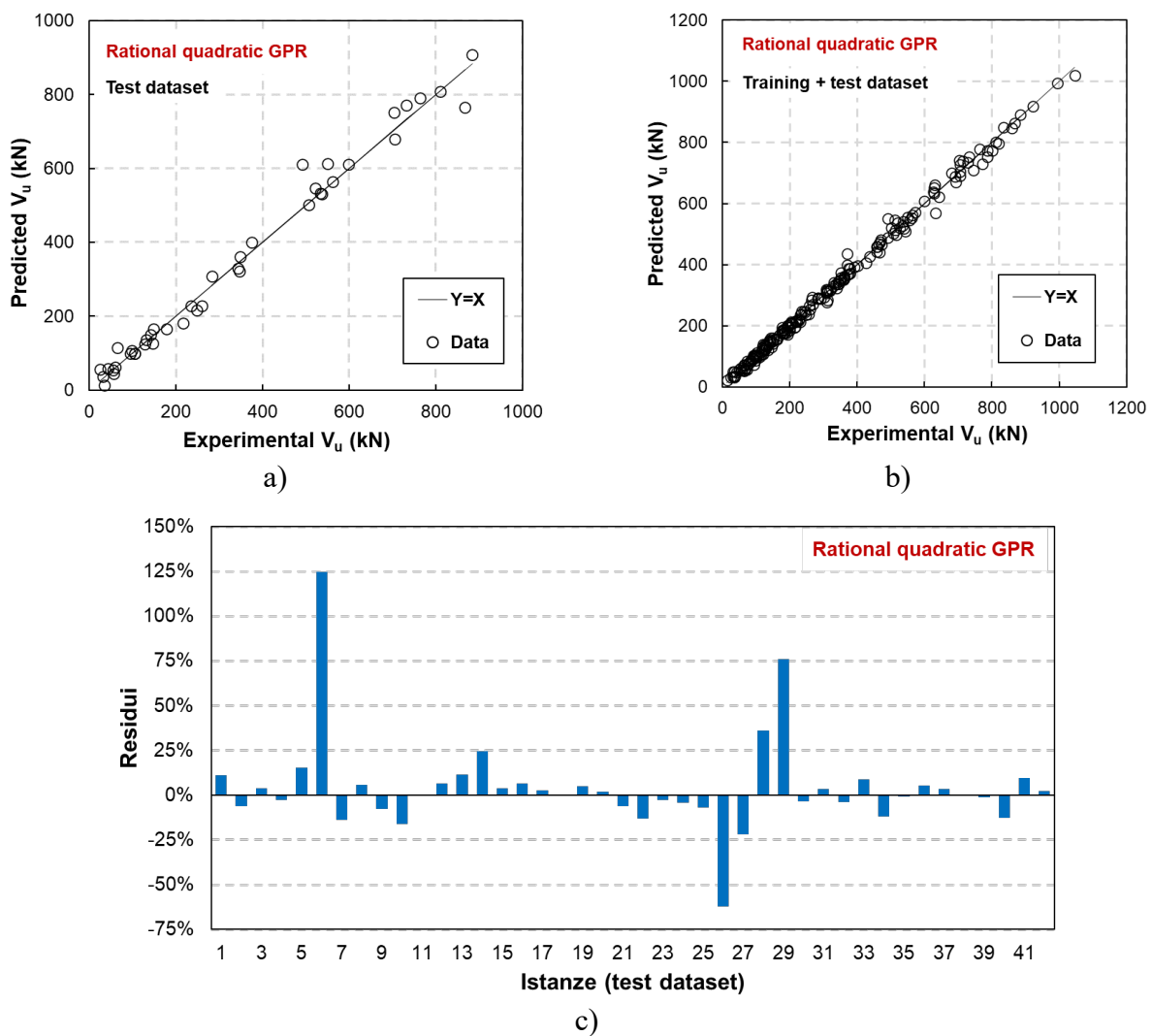


Figura 5.5 – Risultati del modello di regressione “Rational Quadratic GPR”: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset.

Per quanto riguarda il secondo modello riportato in Tabella 5.1 ( $R^2 = 0.98$ ), all'interno del grafico in Figura 5.6c è possibile osservare, anche se in corrispondenza di un'unica istanza, una sostanziale differenza tra la capacità portante stimata e quella sperimentale, pari al 276.2%. Inoltre, il modello sovrastima la resistenza delle selle esibendo residui positivi mediamente pari al 24.6%. Considerando le previsioni conservative, si ottiene una media dei residui pari a -11% ed un valore massimo pari a -51.6%. Dunque, rispetto al modello precedente, l'accuratezza delle previsioni risulta essere meno efficace.

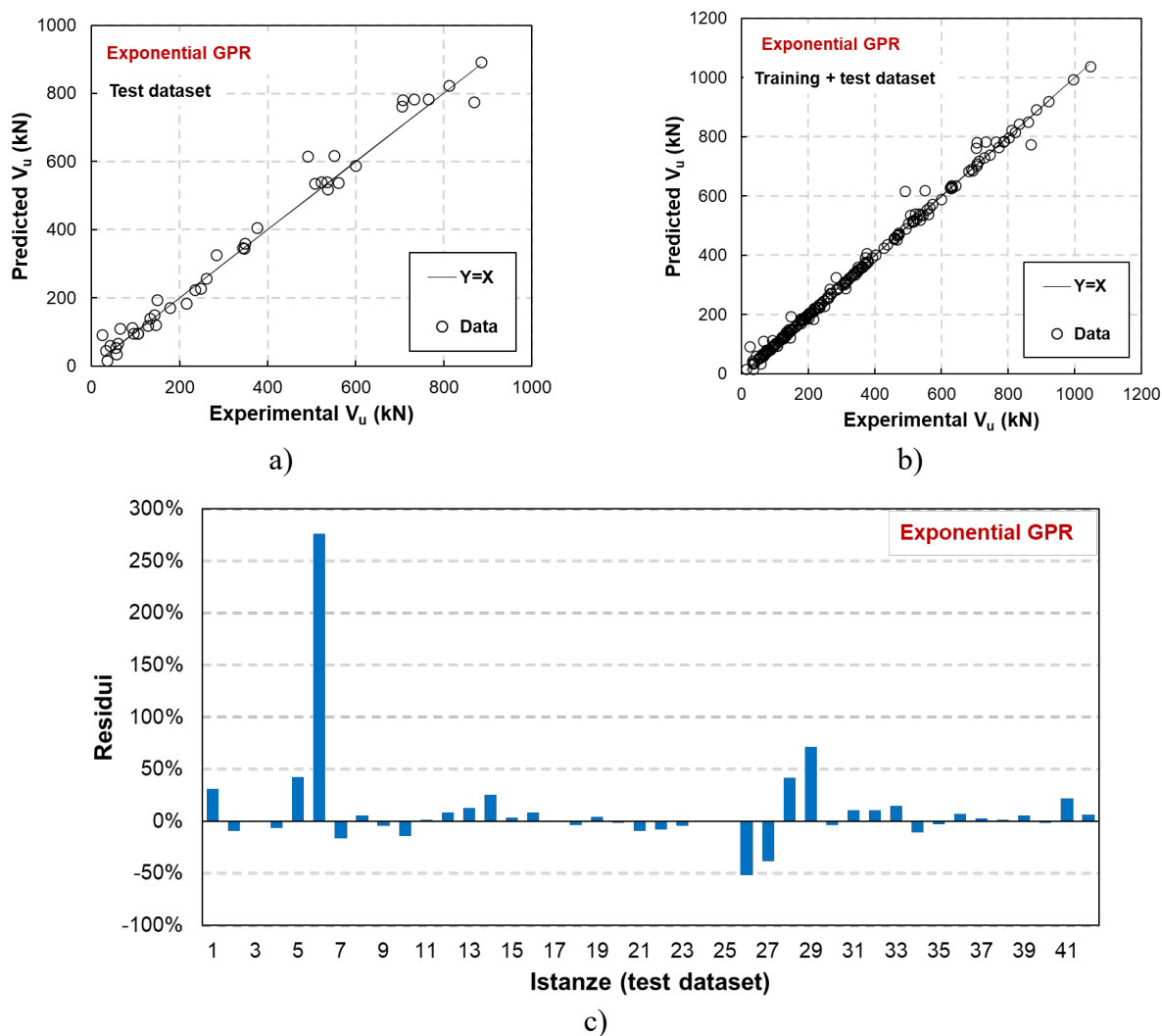


Figura 5.6 – Risultati del modello di regressione “Exponential GPR”: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset.

Il terzo modello restituisce, rispetto ai precedenti, un valore di  $R^2$  inferiore (0.975). Nonostante ciò, rappresenta il migliore compromesso sia in termini di efficacia dell'accuratezza delle previsioni sia dal punto di vista dei valori di residui ottenuti. Infatti, in valore assoluto il modello esibisce al massimo una differenza dell'85.6%, in termini di sovrastima, e del -42.8%, in termini di sottostima. Valutando i valori medi dei residui, si ottiene in termini positivi un valore del 13.7% ed un valore negativo pari a -11.2%.

La Tabella 5.2 sintetizza i risultati discussi, permettendo di confrontare le prestazioni dei tre modelli considerati. In definitiva, è molto importante addestrare e confrontare le prestazioni di differenti modelli di regressione, non solo osservando l'accuratezza delle previsioni in termini di  $R^2$ , ma soprattutto valutando i residui tra le previsioni dell'output restituite dal particolare modello e i valori originali.

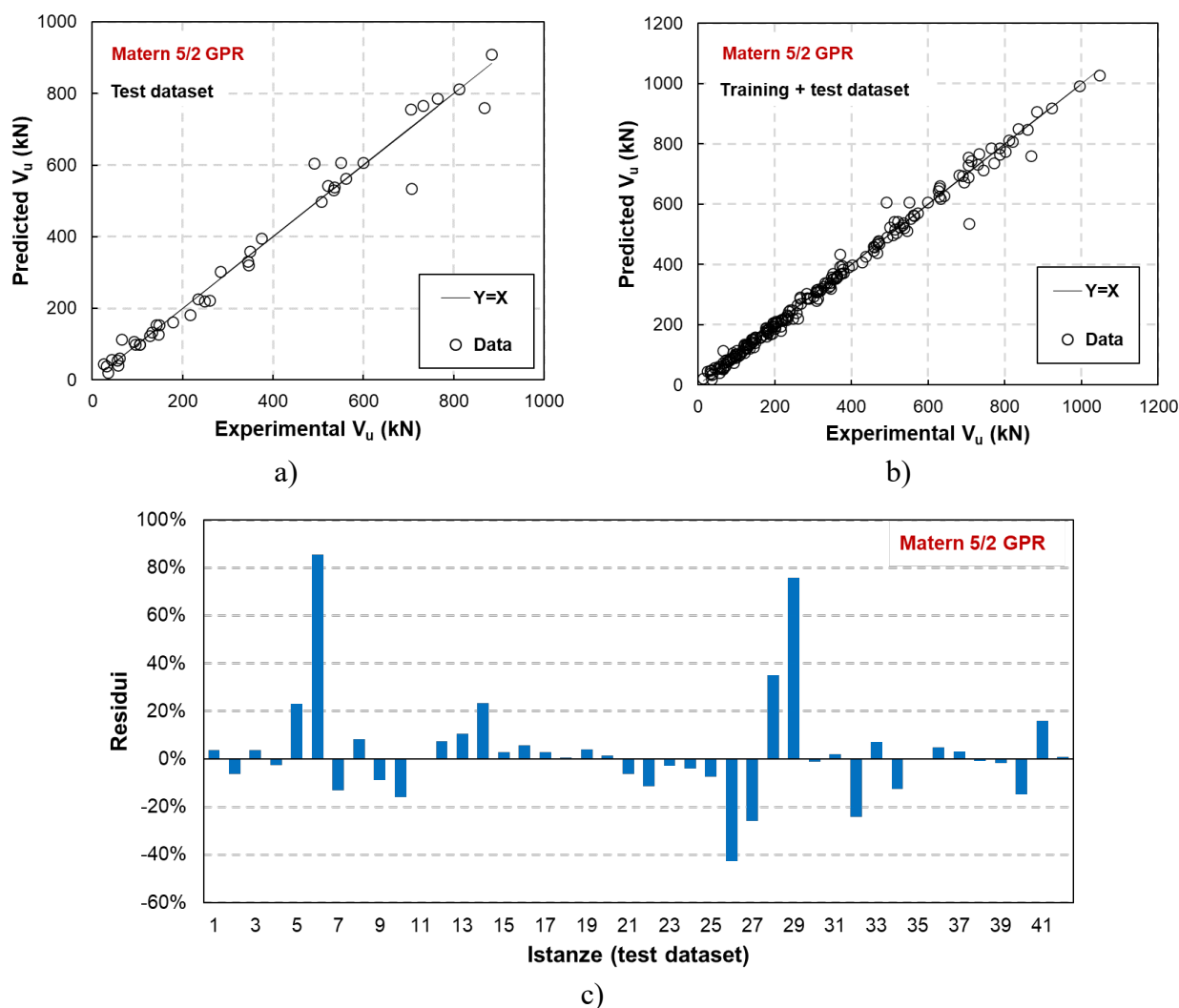


Figura 5.7 – Risultati del modello di regressione “Matern 5/2 GPR”: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset.

Tabella 5.2 – Riepilogo dei residui calcolati per i tre modelli di regressione considerati.

Modello	$R^2$ (test)	Residui			
		Max.	Min.	Media (sovrastima)	Media (sottostima)
1 “Rational quadratic GPR”	0.984	124.7%	-62.4%	16.7%	-10%
2 “Exponential GPR”	0.980	276.2%	-51.6%	24.6%	-11%
3 “Matern 5/2 GPR”	0.975	85.6%	-42.85%	13.7%	-11.2%

## 5.2.2 Discussione dei risultati e possibili applicazioni alternative

L'applicazione di tecniche di SML ha permesso di ottenere, a partire dai dati collezionati all'interno del database di test sperimentali di selle Gerber, modelli predittivi di capacità portante delle stesse, caratterizzati, nonostante alcuni casi isolati, da un'accuratezza piuttosto elevata.

Bisogna sottolineare che la capacità predittiva di tali modelli è strettamente collegata alla quantità e alla qualità dei dati di apprendimento. Infatti, maggiori sono le istanze sulle quali il modello apprende le relazioni tra i valori in input e i valori di output, più accurate saranno le previsioni effettuate sulla base di nuovi dati, differenti da quelli di apprendimento.

In questo caso, nonostante il database contasse di un totale di 210 test sperimentali, l'apprendimento dei modelli si è basato soltanto su 168 istanze, poiché una parte delle stesse è stata utilizzata per testare i modelli sviluppati. Inoltre, all'interno del database, come sottolineato più volte, è presente una differenza sostanziale tra i provini armati soltanto attraverso barre orizzontali e verticali (170) e quelli in cui sono state utilizzate anche barre inclinate (40). Dunque, i modelli di regressione risentono di tale disomogeneità esibendo in alcuni casi, come precedentemente discusso, previsioni di capacità portante piuttosto distanti dai valori sperimentali.

Un ulteriore fattore di disomogeneità all'interno del database è rappresentato dalle differenti tipologie di calcestruzzo utilizzate per la realizzazione dei provini, all'interno di ognuna delle campagne sperimentali considerate. Infatti, la resistenza a compressione del calcestruzzo rappresenta uno dei principali parametri da cui dipende il comportamento strutturale delle selle Gerber. Per tale motivo, i provini selezionati esibiscono differenti valori di resistenza a compressione del calcestruzzo, in alcuni casi, nettamente differenti tra di loro, poiché tanto calcestruzzi ordinari quanto calcestruzzi ad elevate prestazioni sono stati oggetto di maggiore approfondimento.

Dunque, suddividere l'intero database in due sottogruppi, considerando una maggiore omogeneità in termini di resistenza a compressione del calcestruzzo, potrebbe rappresentare una possibile soluzione al fine di ottenere modelli di regressione più accurati e cercare di ridurre quanto più possibile gli errori delle previsioni.

In questo modo, considerando il valore mediano del parametro  $f_c$ , pari a 37.15 MPa, l'intero database è stato partizionato in due sottogruppi, il primo in cui sono presenti i provini per i quali  $f_c \leq 37.15$  MPa, ed il secondo contenente i restanti provini per i quali  $f_c > 37.15$  MPa. Avendo suddiviso l'intero database in base al valore mediano della resistenza a compressione del calcestruzzo, all'interno di ognuno dei due sottogruppi sono presenti 105 istanze.

Dunque, utilizzando ancora una volta l'applicazione "Regression Learner" all'interno del software MATLAB, sono stati ripetuti, per ognuno dei due sottogruppi individuati, i passaggi precedentemente descritti per l'addestramento dei modelli di regressione, considerando, anche in questo caso, la necessaria suddivisione in "training" dataset (80% delle 105 istanze) e test dataset (20% delle 105 istanze), entrambi riportati in Appendice B. Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti.

Per quanto riguarda il primo sottogruppo, contenente i provini in cui  $f_c \leq 37.15$  MPa, il modello di regressione addestrato e testato che esibisce la migliore accuratezza in termini di coefficiente di determinazione  $R^2$ , valutato sulla base delle previsioni effettuate sul test dataset, appartiene alla tipologia "Support Vector Machine" (Cortes & Vapnik, 1995).

Il coefficiente di determinazione  $R^2$  (test) esibisce un valore pari a 0.97, dimostrando una buona accuratezza tra i valori di resistenza previsti dal modello e i valori sperimentali, come illustrato all'interno della Figura 5.8a,b. Calcolando i residui, considerando le previsioni effettuate a partire dai dati utilizzati per testare il modello, è possibile osservare che, rispetto ai casi precedenti, si ottengono errori molto più bassi. In particolare, il modello sovrastima le previsioni raggiungendo al più un errore pari al 23.7%, mentre restituisce previsioni conservative esibendo una differenza minima pari a -21%.

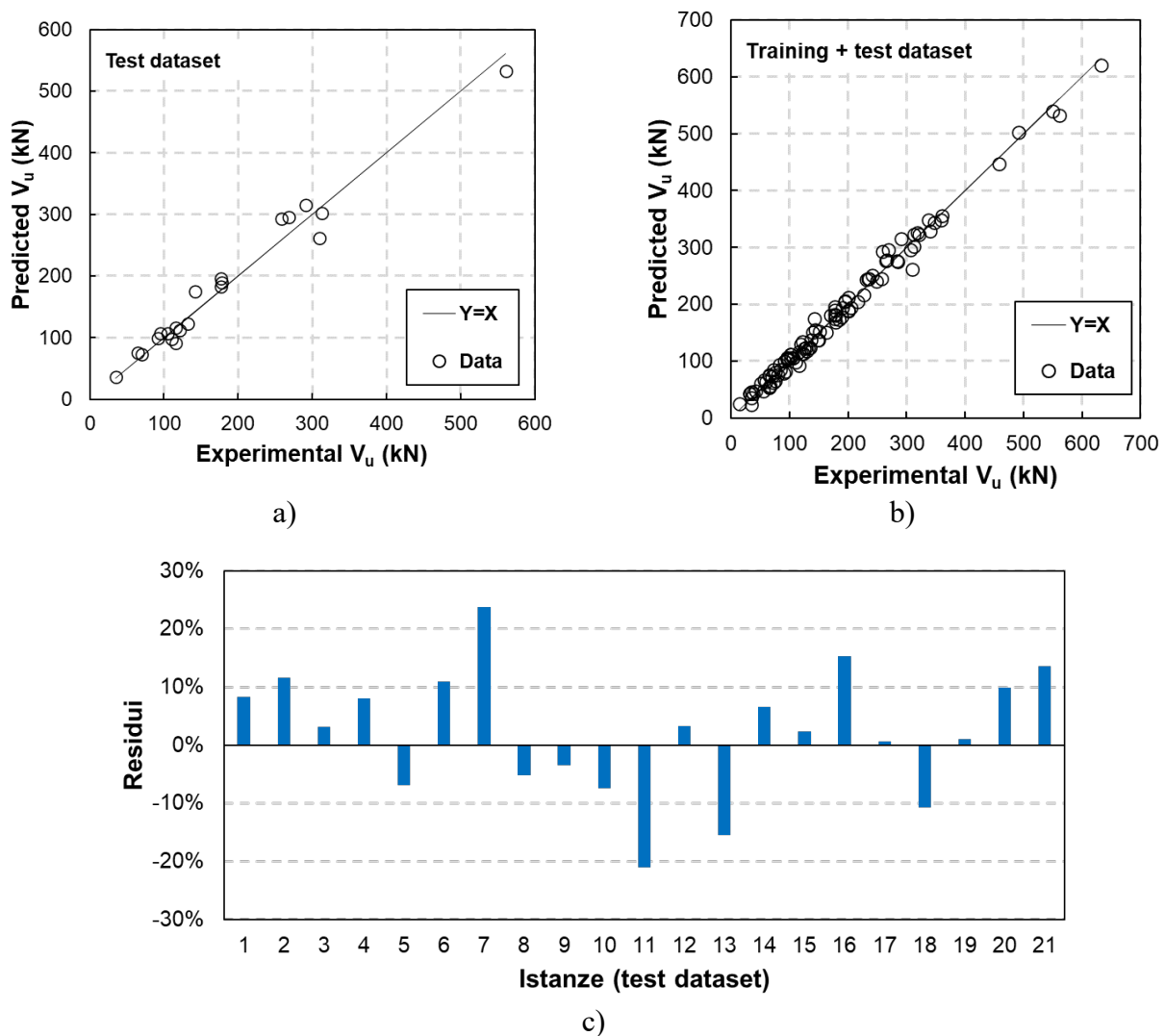


Figura 5.8 – Risultati del modello di regressione “Support Vector Machine” ottenuto per il sottogruppo  $f_c \leq 37.15$  MPa: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset.

La Figura 5.9 illustra i risultati relativi al modello addestrato sulla base del sottogruppo per il quale i provini esibiscono valori di  $f_c > 37.15$  MPa. Confrontando le prestazioni dei differenti modelli di regressione addestrati automaticamente all'interno dell'applicazione, è possibile selezionare il modello che esibisce il valore più elevato in termini di coefficiente di determinazione, che, in questo caso, è pari a 0.7. Il modello selezionato è ancora una volta della tipologia “Exponential GPR”, ossia lo stesso ricavato dall'addestramento sulla base dell'intero database dei provini sperimentali.

Osservando il grafico in Figura 5.9c, è possibile valutare i residui calcolati tra le previsioni di capacità portante ottenute e i valori sperimentali di resistenza dei provini. Nonostante si ottengano residui minori rispetto ai modelli addestrati considerando l'intero database, è ancora presente, in corrispondenza di un'unica istanza, un errore pari al -49.6%, mentre il modello sovrastima la resistenza delle selle con una differenza al più pari al 16.1%.

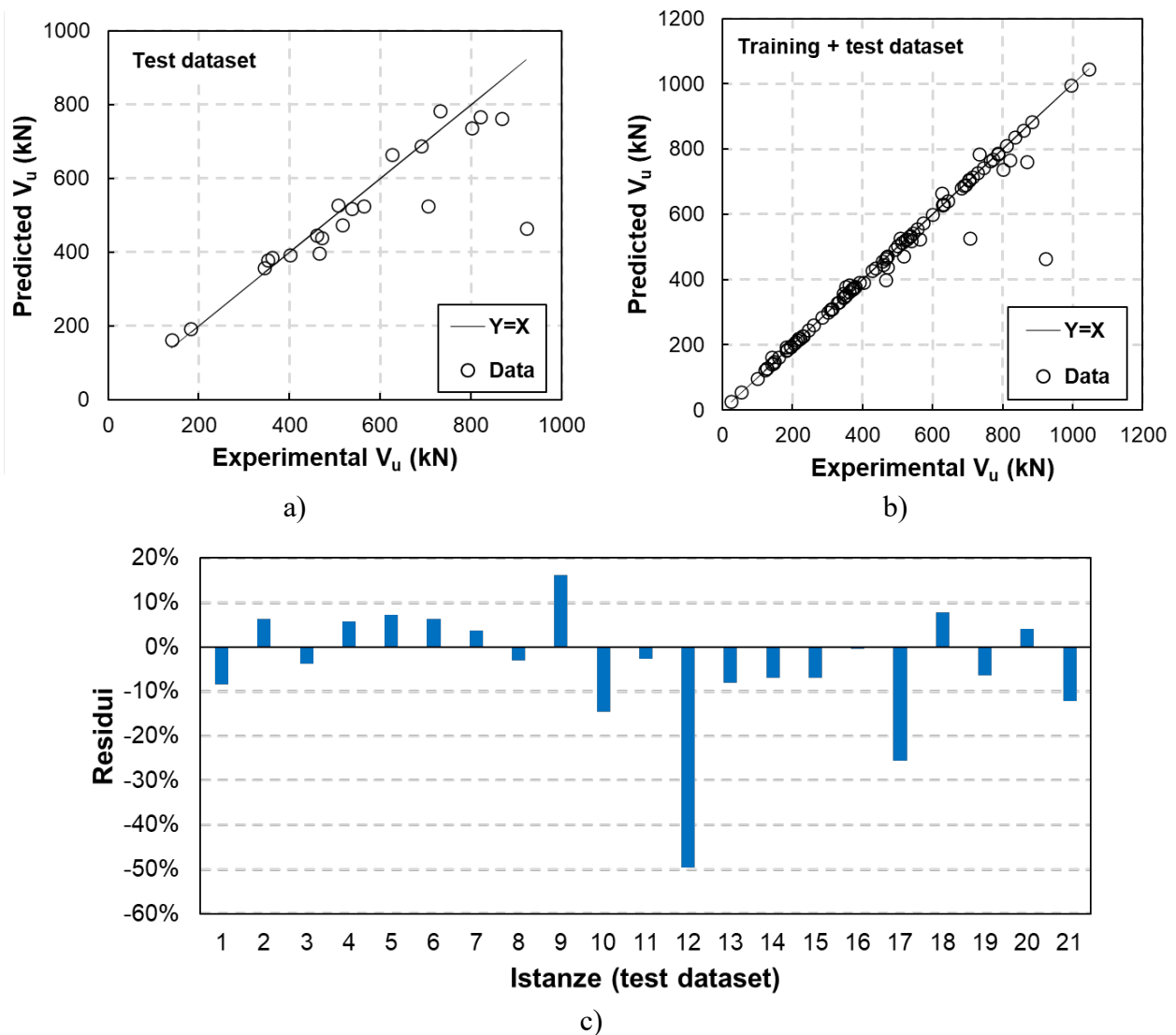


Figura 5.9 – Risultati del modello di regressione “Exponential GPR” ottenuto per il sottogruppo  $f_c > 37.15$  MPa: a) confronto tra i valori sperimentali di capacità portante e le previsioni basate sul test dataset; b) previsioni basate sull'intero database; c) residui calcolati sulle istanze del test dataset.

In definitiva, la maggiore omogeneità dei dati all'interno dei due sottogruppi considerati ha permesso di ridurre sensibilmente gli errori delle previsioni dei precedenti modelli, passando da differenze dell'ordine del 100% e 200% in più (previsioni a svantaggio di sicurezza) a errori più contenuti al massimo pari al 20%, in termini di sovrastima, e al 50% circa, in termini di sottostima, dunque, producendo nel peggiore dei casi previsioni conservative della capacità portante.

## Capitolo 6

### CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Le selle Gerber rappresentano elementi particolarmente critici per la sicurezza strutturale dei ponti in calcestruzzo armato. Infatti, concentrazioni di fenomeni di degrado, di sforzi e scarichi tensionali possono causare una riduzione della sicurezza strutturale e, nel peggiore dei casi, portare al collasso dell'intera struttura, se non si interviene tempestivamente. Pertanto, le selle Gerber meritano una particolare attenzione e necessitano di accurate procedure di valutazione, al fine di progettare interventi che ripristinino le condizioni di sicurezza, salvaguardando anche l'operatività e, più in generale, la resilienza dei ponti in cui sono presenti.

In questo contesto, l'obiettivo della presente tesi di dottorato è stato quello di approfondire il comportamento strutturale delle selle Gerber all'interno dei ponti in calcestruzzo armato ed analizzare le diverse tecniche di intervento disponibili, proponendo strategie ottimizzate che tengano conto non solo di aspetti puramente strutturali, ma anche di aspetti pratici come la fattibilità e l'economicità, nonché l'impatto sull'operatività delle infrastrutture.

L'analisi approfondita dello stato dell'arte relativo alle conoscenze ed alle ricerche condotte riguardo le selle Gerber ha permesso di sottolinearne le principali criticità. Il problema relativo alla concentrazione di fenomeni di degrado è accentuato dalla scarsa ispezionabilità di questi elementi, a causa degli esigui spazi disponibili. Allo stesso tempo, la difficoltà di ispezione complica le operazioni per l'individuazione dei dettagli costruttivi, indispensabili per un'accurata valutazione dei livelli di sicurezza. Inoltre, l'analisi dello stato dell'arte ha permesso di sottolineare che, in passato, l'assenza di procedure di progettazione standardizzate ha condotto ad un'ampia variabilità in termini di quantitativi e disposizione delle armature all'interno delle selle Gerber dei ponti esistenti. Tale aspetto contribuisce alla definizione di diversi meccanismi di rottura, aumentando la vulnerabilità delle selle Gerber. La revisione dei metodi di calcolo presenti in letteratura, nonché delle pratiche di progettazione utilizzate in passato in Italia, fornisce utili informazioni ed indicazioni al fine di effettuare progettazioni simulate necessarie per la definizione di valutazioni di sicurezza accurate, soprattutto in ragione delle difficoltà nel recuperare informazioni dettagliate attraverso prove non distruttive in sito.

A seguito dell'analisi dello stato dell'arte, l'approccio metodologico di valutazione e approfondimento delle selle Gerber è proseguito con la costruzione e l'analisi dettagliata di un database di test sperimentali di letteratura. L'analisi del database ha permesso di valutare la variabilità dei parametri geometrici e meccanici dei provini e soprattutto di determinare i meccanismi di rottura più frequenti anche in relazione a particolari dettagli costruttivi. In particolare, è emerso che la presenza di armature inclinate permette di limitare l'insorgenza di fessurazioni all'interno della mensola, dovute a meccanismi di rottura fragili di schiacciamento del calcestruzzo. Infatti, in questo caso, i meccanismi più frequenti sono anche quelli più duttili, caratterizzati da fessurazioni che si sviluppano in direzione diagonale a partire dall'angolo rientrante della sella ed all'interno della zona non rastremata della trave. Al contrario, l'assenza di armature inclinate determina la maggiore frequenza di fessurazioni all'interno della mensola e nella zona di raccordo tra la mensola e la restante parte della trave o una combinazione di entrambi i meccanismi. La determinazione dei meccanismi

di rottura più frequenti rappresenta un aspetto molto importante anche per l'analisi e la definizione di efficaci strategie di intervento.

Infatti, proseguendo con la metodologia di analisi sviluppata, la revisione delle tecniche di intervento, sia di quelle approfondite in letteratura sia di quelle adottate per la riabilitazione di selle Gerber di ponti esistenti, ha permesso di analizzarle e confrontarle in dettaglio. In particolare, distinguendo tra le tecniche che modificano il trasferimento dei carichi e quelle di rinforzo strutturale, le prime, in generale, hanno il vantaggio di non richiedere il sollevamento dell'impalcato appoggiato, ma risultano piuttosto costose e presentano diversi limiti di applicabilità. Tra le tecniche del secondo gruppo, oltre alla riparazione locale delle parti ammalorate, altre tecniche permettono di limitare l'insorgenza di fenomeni di degrado ed aumentare le prestazioni strutturali delle selle. Considerando la semplicità di realizzazione, l'elevata applicabilità e l'incremento delle prestazioni, le tecniche basate sull'utilizzo della post-tensione esterna risultano essere le più efficaci. Successivamente, analizzando in dettaglio le tecniche testate sperimentalmente presenti in letteratura, è stato possibile valutare e confrontare gli incrementi delle prestazioni forniti da ognuna, riguardo sia l'aumento della capacità portante sia l'efficacia nella limitazione della fessurazione, nonché la variazione del meccanismo di rottura in assenza ed in presenza di intervento. Sulla base di tale analisi, è stato proposto un percorso logico di sintesi, che rappresenta uno strumento pratico per l'individuazione delle tecniche di intervento ottimali, considerando tutti gli aspetti e le problematiche relative alla realizzazione del rinforzo nei casi reali. Il percorso logico è definito attraverso i seguenti principali passaggi:

- Una valutazione strutturale accurata, attraverso la quale è possibile determinare i dettagli costruttivi della sella e dedurre i meccanismi di rottura principali, oltre che individuare le carenze in termini di sicurezza strutturale;
- La determinazione dell'obiettivo prestazionale dell'intervento, in termini di limitazione delle fessurazioni (stato limite di esercizio) oppure aumento della capacità portante (stato limite ultimo);
- L'individuazione della configurazione geometrica dell'impalcato, discriminando tra la presenza o l'assenza di elementi strutturali di collegamento tra le selle Gerber, come traversi o cordoli in calcestruzzo armato, che possono limitare l'applicazione di particolari tecniche di intervento.

Il percorso decisionale conduce all'individuazione di più di una tecnica ottimale. Dunque, la selezione definitiva può essere effettuata considerando aspetti economici, nonché valutando l'impatto delle operazioni di intervento sulla operatività del ponte. In questo senso, infatti, l'analisi delle tecniche di intervento si conclude con una valutazione dei costi relativi alla realizzazione di un intervento di post-tensione su un ponte caso studio. È stato considerato uno scenario di riparazione locale delle selle e successivo intervento di rinforzo (con necessario sollevamento dell'impalcato), ed uno scenario di rinforzo strutturale, al fine di sottolineare le differenze in termini di costi e interruzioni di operatività. Le operazioni di sollevamento dell'impalcato incidono sul costo di intervento (costo diretto) per il 30% e comportano un ulteriore aumento dei costi indiretti dovuti all'interruzione del collegamento stradale. Questi ultimi dipendono dalla lunghezza delle deviazioni intraprese dagli utenti. Infatti, per deviazioni brevi (5 km), il costo indiretto associato è 1,5 volte superiore al costo dell'intervento,

mentre, per deviazioni lunghe (15 km), può essere cinque volte superiore. I costi totali (diretti e indiretti) subiscono un notevole abbattimento per lo scenario di intervento di rinforzo, che non comporta alcuna interruzione di operatività. Dunque, è stato dimostrato che l'intervento basato sulla post-tensione esterna, oltre ad essere efficace dal punto di vista dell'aumento delle prestazioni, risulta essere economico, semplice da realizzare e scarsamente invasivo.

Al fine di approfondire ed ottimizzare l'efficacia della post-tensione nell'aumentare le prestazioni strutturali delle selle Gerber, sono state realizzate analisi numeriche non lineari attraverso la costruzione di dettagliati modelli agli elementi finiti, calibrati sulla base dei risultati di test sperimentali di letteratura. In particolare, l'obiettivo delle analisi numeriche è stato quello di determinare l'influenza del livello di pretensione nei tiranti esterni sull'aumento delle prestazioni delle selle Gerber, al fine di fornire utili indicazioni progettuali. Oltre all'analisi delle prestazioni dell'intervento, è stato proposto un metodo diretto ed efficace per il dimensionamento dei tiranti esterni utilizzati per il rinforzo strutturale. Il metodo consiste nell'ipotizzare un determinato meccanismo di rottura, ricavando la forza di precompressione (e quindi la dimensione dei tiranti) necessaria al raggiungimento di un ulteriore incremento di resistenza della sella attraverso il soddisfacimento di semplici equazioni di equilibrio. Le analisi numeriche effettuate hanno permesso di valutare l'incremento delle prestazioni sia nei confronti della limitazione delle fessurazioni, sia in termini di aumento della capacità portante, nonché di analizzare i meccanismi di collasso in funzione di livelli crescenti di pretensione applicata nei tiranti esterni. Le principali indicazioni ottenute dai risultati delle analisi numeriche possono essere così sintetizzate:

- L'utilizzo di livelli di pretensione elevati all'interno dei tiranti esterni permette di limitare notevolmente la formazione delle fessure a bassi livelli di carico. Infatti il carico di fessurazione aumenta quasi linearmente in funzione della pretensione applicata;
- L'incremento della capacità portante della sella risulta quasi del tutto insensibile alla variazione dei livelli di pretensione. Dunque, anche bassi valori di pretensione permettono di incrementare la resistenza fino al 50% circa;
- All'aumentare della pretensione, le selle, in generale, esibiscono una minore capacità di deformazione, rendendo il comportamento strutturale complessivamente più fragile. Nonostante ciò, il completo snervamento delle armature interne avviene prima del raggiungimento delle condizioni di rottura;
- Nel generale infragilimento del comportamento strutturale, i meccanismi di rottura risentono di fessurazioni causate dallo schiacciamento del calcestruzzo, soprattutto per elevati valori di pretensione, spostando la concentrazione della fessurazione da sezioni in corrispondenza della zona di raccordo tra la mensola e la restante parte della trave a sezioni più all'interno della sella;
- I tiranti esterni rimangono sostanzialmente in campo elastico durante tutto il percorso di carico considerato, sollecitando attivamente le superfici di calcestruzzo e migliorando efficacemente le prestazioni delle selle.

Dunque l'utilizzo della post-tensione esterna rappresenta una soluzione ottimale per il rinforzo delle selle Gerber.

Infine, la metodologia di analisi sviluppata si è conclusa attraverso l'esplorazione di metodi innovativi di valutazione strutturale delle selle Gerber, attraverso l'utilizzo di tecniche di intelligenza artificiale. In particolare, il database di test sperimentali collezionato è stato utilizzato per addestrare algoritmi di apprendimento supervisionato, al fine di effettuare previsioni di capacità portante. L'applicazione delle tecniche di Machine Learning, seppur preliminarmente, ha permesso di valutarne le potenzialità di calcolo e di sottolineare come queste possono essere utilizzate per effettuare preliminari e soprattutto rapide valutazioni di sicurezza. In questo modo, affiancando tali risultati a quelli ottenuti attraverso i tradizionali metodi di valutazione, è possibile semplificare, ottimizzare e prioritizzare gli interventi di manutenzione e rinforzo, rendendo le infrastrutture da ponte più sicure e resilienti.

In definitiva, la presente tesi di dottorato ha approfondito gli aspetti più importanti relativi alle selle Gerber all'interno dei ponti in calcestruzzo armato, sottolineandone le criticità, effettuando un'analisi dettagliata del comportamento strutturale e proponendo soluzioni efficaci per l'ottimizzazione sia del processo di valutazione strutturale sia della selezione delle strategie di rinforzo. La metodologia di analisi sviluppata in questa tesi potrebbe essere ampliata, ad esempio, considerando gli effetti della corrosione sulle armature all'interno delle selle, approfondendo le prestazioni strutturali di queste ultime attraverso l'utilizzo di approcci probabilistici per la selezione degli scenari di corrosione. Inoltre, l'ottimizzazione della tecnica di intervento basata sulla post-tensione potrebbe essere ulteriormente approfondita considerando diverse configurazioni di posizionamento dei tiranti esterni, come, ad esempio, l'utilizzo di tiranti inclinati. Infine, come già anticipato, l'utilizzo delle tecniche di Machine Learning apre la strada ad ulteriori sviluppi considerando i molteplici ambiti di applicazione in campo ingegneristico.

## Bibliografia

- Abdel-Moniem, A. E. N., Madkour, H., Abdullah, A., & Farah, K. (2020). Numerical investigation of reinforced-concrete beams with half-joints. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 173(10).
- Abdel-Moniem, A., Madkour, H., Farah, K., & Abdullah, A. (2018). Numerical investigation for external strengthening of dapped-end beams. *International Journal of Architectural, Civil and Construction Sciences*, 12(10), 1017–1027.
- Abdul-Jawad, H. M. (2018). Modelling of dapped-end beams using abaqus software. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9(1).
- ACI - Automobile Club d'Italia. (2022, June 10). *Calcolo dei costi chilometrici*. <https://costikm.aci.it>
- Ahmad, S., Elahi, A., Hafeez, J., Fawad, M., & Ahsan, Z. (2013). Evaluation of the Shear Strength of Dapped Ended Beam. *Life Science Journal*, 10(3), 1097–8135.
- Akintunde, E., Eftekhar Azam, S., Rageh, A., & Linzell, D. G. (2021). Unsupervised Machine Learning for Robust Bridge Damage Detection: Full-Scale Experimental Validation. *Engineering Structures*, 249.
- Alessandrini, F., & Burba, P. (1994). Il degrado strutturale degli appoggi. *Rassegna Tecnica Del Friuli-Venezia-Giulia*.
- Allam, I. M., Maslehuddin, M., Saricimen, H., & Al-Mana, A. I. (1994). Influence of atmospheric corrosion on the mechanical properties of reinforcing steel. *Construction and Building Materials*, 8(1).
- Almusallam, A. A. (2001). Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Materials*, 15(8).
- ANAS. (2022). *Listino prezzi 2022 - Nuove costruzione e Manutenzione programmata*. ANAS Direzione Tecnica.
- Apostolopoulos, C. A., Papadopoulos, M. P., & Pantelakis, S. G. (2006). Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s. *Construction and Building Materials*, 20(9).
- Asteris, P. G., Armaghani, D. J., Hatzigeorgiou, G. D., Karayannis, C. G., & Pilakoutas, K. (2019). Predicting the shear strength of reinforced concrete beams using artificial neural networks. *Computers and Concrete*, 24(5).
- ASTM G1-03. (2017). Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens. *ASTM Special Technical Publication, Reapproved*.
- Aswin, M., Mohammed, B. S., Liew, M. S., & Syed, Z. I. (2015a). Prediction of RC beams failure load using non-linear finite element analysis. *International Journal of Applied Engineering Research*, 10(22).
- Aswin, M., Mohammed, B. S., Liew, M. S., & Syed, Z. I. (2015b). Root cause of reinforced concrete dapped-end beams failure. *International Journal of Applied Engineering Research*, 10(22).

- Aswin, M., Mohammed, B. S., Liew, M. S., & Syed, Z. I. (2015c). Shear Failure of RC Dapped-End Beams. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2015.
- Atta, A., & Taman, M. (2016). Innovative method for strengthening dapped-end beams using an external prestressing technique. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 49(8), 3005–3019.
- Batoz, J., & Behloul, M. (2009). UHPFRC development on the last two decades: an overview. *France: Marseille, UHPFRC Conference, May 2002*.
- Bažant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Constructions*, 16(3).
- Belletti, B., Calcavecchia, B., Ferretti, D., & Ravasini, S. (2024). Capacity assessment of uncorroded and corroded dapped-end beams by NLFE and strut-and-tie based methods. *Structural Concrete*, 25(2), 1275–1304.
- Bernal, J., Fenaux, M., Moragues, A., Reyes, E., & Gálvez, J. C. (2016). Study of chloride penetration in concretes exposed to high-mountain weather conditions with presence of deicing salts. *Construction and Building Materials*, 127.
- Bertagnoli, G., Ferrara, M., Giordano, L., & Malavisi, M. (2023). Preliminary Investigation on Steel Jacketing Retrofitting of Concrete Bridges Half-Joints. *Applied Science*, 13(8181).
- Bertagnoli, G., & Stellini, M. (2019). *Studio dei viadotti Generale Franco Romano e Sabbione dell'Autostrada A6 Torino-Savona* [Tesi di Laurea Magistrale]. POLITECNICO DI TORINO.
- Bertolini, L., Elsener, B., Redaelli, E., & Polder, R. (2013). Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair: Second Edition. In *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair: Second Edition*.
- Bossio, A., Lignola, G. P., & Prota, A. (2018). An overview of assessment and retrofit of corroded reinforced concrete structures. *Procedia Structural Integrity*, 11.
- Buratti, G., Cosentino, A., Morelli, F., Salvatore, W., Bencivenga, P., Zizi, M., & De Matteis, G. (2019, September). Alcune considerazioni sull'evoluzione normativa dei carichi da traffico nella progettazione dei ponti stradali in Italia. *XVIII Convegno ANIDIS*.
- Cairns, J., Plizzari, G. A., Du, Y., Law, D. W., & Franzoni, C. (2005). Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement. *ACI Materials Journal*, 102(4).
- CEB-FIB. (1990). Model Code 1990. *Comite Euro-International Du Beton, Paris*.
- CEB-FIB. (2010). Model Code for Concrete Structures 2010. In *fib Model Code for Concrete Structures 2010*.
- Cervenka Consulting. (2021). *ATENA program documentation, Part 1: ATENA Theory Manual*.
- Cervenka, J., Hajkova, K., Libor, J., Sajdlova, T., & Smilauer, V. (2017). Durability assessment of reinforced concrete structures assisted by numerical simulation. *71st RILEM Annual Week & ICACMS*. [www.cervenka.cz](http://www.cervenka.cz)

- Chijiwa, N., Suryanto, B., & Kurihara, R. (2020). Forensic analysis of reinforced concrete half-joints using nonlinear finite element analysis. *Technology*, 6(1).
- Choudhury, J., & Hasnat, A. (2015). Bridge collapses around the world: Causes and mechanisms. *IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-III, August*.
- Clark, L. A., & Thorogood, P. (1988). Serviceability behaviour of reinforced concrete half-joints. *Structural Engineer*, 66(18).
- Consiglio Nazionale delle Ricerche. (1992). *Bollettino Ufficiale CNR10037/86: Mensole tozze e selle Gerber* (anno XXVI n.157).
- Cortes, C., & Vapnik, V. (1995). Support-Vector Networks. *Machine Learning*, 20(3).
- Deng, L., Wang, W., & Yu, Y. (2016). State-of-the-Art Review on the Causes and Mechanisms of Bridge Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(2).
- Desnerck, P., Lees, J. M., & Morley, C. T. (2016). Impact of the reinforcement layout on the load capacity of reinforced concrete half-joints. *Engineering Structures*, 127, 227–239.
- Desnerck, P., Lees, J. M., & Morley, C. T. (2017). The effect of local reinforcing bar reductions and anchorage zone cracking on the load capacity of RC half-joints. *Engineering Structures*, 152.
- Desnerck, P., Lees, J. M., & Morley, C. T. (2018). Strut-and-tie models for deteriorated reinforced concrete half-joints. *Engineering Structures*, 161, 41–54.
- Desnerck, P., Lees, J. M., Valerio, P., Loudon, N., & Morley, C. T. (2018). Inspection of RC half-joint bridges in England: Analysis of current practice. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 171(4).
- Di Carlo, F., Meda, A., Molaioni, F., & Rinaldi, Z. (2023). Experimental evaluation of the corrosion influence on the structural response of Gerber half-joints. *Engineering Structures*, 285.
- Di Carlo, F., Molaioni, F., Meda, A., & Rinaldi, Z. (2023). Structural Behaviour of Gerber Half-Joints Subjected to Steel Corrosion. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 350 LNCE, 322–331.
- Di Prisco, M. (2019). Critical infrastructures in Italy: State of the art, case studies, rational approaches to select the intervention priorities. *Fib Symposium 2019: Concrete-Innovations in Materials, Design and Structures*, 49–58.
- Di Prisco, M., Colombo, M., & Martinelli, P. (2023). Structural Aspects of the Collapse of a RC Half-Joint Bridge: Case of the Annone Overpass. *Journal of Bridge Engineering*, 28(11).
- Don, W., Suryanto, B., Tambusay, A., & Suprobo, P. (2022). Forensic assessments of the influence of reinforcement detailing in reinforced concrete half-joints: A nonlinear finite element study. *Structures*, 38.
- Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005a). Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 57(7).
- Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005b). Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 57(3).

- El-Metwally, S. E. D. E., & Chen, W. F. (2017). Structural concrete: Strut-and-tie models for unified design. In *Structural Concrete: Strut-and-Tie Models for Unified Design*.
- Eltouny, K., Gomaa, M., & Liang, X. (2023). Unsupervised Learning Methods for Data-Driven Vibration-Based Structural Health Monitoring: A Review. In *Sensors* (Vol. 23, Issue 6).
- EN 1992-2. (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules*.
- EN 1993-1-1. (2005). Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. In *Eurocode 3*.
- European Parliament. (2022). Directive (EU) 2022/2557 of the European Parliament and of the Council of 14 December 2022 on the Resilience of Critical Entities. *Official Journal of the European Union*, 27.12.2022.
- Fukuoka, K. (1999). *Reinforcing structure for hinge section of Gerber bridge* (Patent 5,893,187).
- Gallant. (1975). Nonlinear regression. *American Statistician*, 29(2).
- Gjørsv, O. E. (2014). Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments, Second Edition. In *Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments, Second Edition*.
- Gowda, H., & Das, B. B. (2017). Ultra high performance concrete-sustainable solution for the next generation infrastructure. *International Conference on Sustainable Infrastructure 2017: Technology - Proceedings of the International Conference on Sustainable Infrastructure 2017*.
- Granata, M. F., La Mendola, L., Messina, D., & Recupero, A. (2023). Assessment and strengthening of reinforced concrete bridges with half-joint deterioration. *Structural Concrete*, 24(1), 269–287.
- Granata, M. F., Messina, D., Colajanni, P., La Mendola, L., & Lo Giudice, E. (2022). Performance of a historical cantilever reinforced concrete bridge with half-joint degradation. *Structures*, 37, 561–575.
- Hasa, M., & Zich, M. (2017). Nonlinear analysis of precast dapped-end beams. *Solid State Phenomena*, 259 SSP.
- Herzinger, R. (2008). *Stud reinforcement in dapped ends of concrete beams*. University of Calgary.
- Hino, S., Tahara, Y., & Tsutsumi, T. (1999). Strengthening for an existing RC Gerber bridge using external cables. *IABSE Symposium*.
- Hordijk, D. A. (1991). Local approach to fatigue of concrete. In *Dissertation, Delft University of Technology*.
- Huang, P. C., & Nanni, A. (2006). Dapped-end strengthening of full-scale prestressed double tee beams with FRP composites. *Advances in Structural Engineering*, 9(2).
- Hussain, H. N., & M. Shakir, Q. (2019). Experimental Study of the Behavior of Reinforced Concrete Beams with Composite Dapped End under Effect of Static and Repeated Loads. *International Journal of Applied Science*, 2(1), p43.

- Imperatore, S., Rinaldi, Z., & Drago, C. (2017). Degradation relationships for the mechanical properties of corroded steel rebars. *Construction and Building Materials*, 148.
- ISTAT. (2022, June). *Istituto Nazionale italiano di Statistica - Censimento*. <https://www.istat.it>
- Jelmoni, A. F. (1956, June). L'Autostrada del Sole. *Le Strade, Anno XXXVI, n. 6*, 241–247.
- Jonhson, P. M., Couture, A., & Nicolet, R. (2007). Report of the Commission of inquiry into the collapse of a portion of the de la Concorde overpass. In *Government of Quebec*.
- Kaliappan, V., & Lakshmanan, T. (2024). Reinforcement Learning for Enhancing Earthquake Resistance in Concrete Structures Using Artificial Intelligence. *Nanotechnology Perceptions*, 20(S5).
- Kanazawa, T., Nagai, K., & Matsumoto, K. (2024). Equilibrium-based analysis of diagonal tension failure from a re-entrant corner of an RC half-joint. *Structures*, 59.
- Karimi, N., Mishra, M., & Lourenço, P. B. (2024). Automated Surface Crack Detection in Historical Constructions with Various Materials Using Deep Learning-Based YOLO Network. *International Journal of Architectural Heritage*, 1–17.
- Kim, C., Choe, D. E., Castro-Borges, P., & Castaneda, H. (2020). Probabilistic Corrosion Initiation Model for Coastal Concrete Structures. *Corrosion and Materials Degradation*, 1(3).
- Kim, H., Moon, B., Hu, X., Lee, H. D., Ryu, G. S., Koh, K. T., Joh, C., Kim, B. S., & Keierleber, B. (2021). Construction and performance monitoring of innovative ultra-high-performance concrete bridge. *Infrastructures*, 6(9).
- Koya, B. P., Aneja, S., Gupta, R., & Valeo, C. (2022). Comparative analysis of different machine learning algorithms to predict mechanical properties of concrete. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 29(25).
- Kumaraguru, P. (1992). *Strength of dapped-end beams*. The University of Calgary.
- Kun, S., Vogt, R., & Leuenberger, O. (2015). Rehabilitation of reinforced concrete gerber bridges. *Third Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures (SMAR)*.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rusch, H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stresses. *American Concrete Institute Journal*, 66(8).
- Lafranconi, L., Massone, G., Pasqualato, G., & Deiana, M. (2016). Analysis and rehabilitation of the Generale Franco Romano viaduct. *Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks - Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016*.
- Lee, D. J. (1994). *Bridge Bearings and Expansion Joints*. CRC Press.
- Lehner, P., Horňáková, M., & Hrabová, K. (2021). Sensitivity analysis of stochastic calculation of scc regarding aggressive environment. *Materials*, 14(22). <https://doi.org/10.3390/ma14226838>
- Liem, S. K. (1983). *Maximum shear strength of dapped-end or corbel*. Concordia University.

- Lin, I. J., Hwang, S. J., Lu, W. Y., & Tsai, J. T. (2003). Shear strength of reinforced concrete dapped-end beams. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(3), 275–294.
- Lu, W. Y., Chen, T. C., & Lin, I. J. (2015). Shear strength of reinforced concrete dapped-end beams with shear span-to-depth ratios larger than unity. *Journal of Marine Science and Technology (Taiwan)*, 23(4), 431–442.
- Lu, W. Y., Lin, I. J., Hwang, S. J., & Lin, Y. H. (2003). Shear strength of high-strength concrete dapped-end beams. *Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers, Series A*, 26(5), 671–680.
- Lu, W. Y., Lin, I. J., & Yu, H. W. (2012). Behaviour of reinforced concrete dapped-end beams. *Magazine of Concrete Research*, 64(9), 793–805.
- Marmo, F., Demartino, C., Candela, G., Sulpizio, C., Briseghella, B., Spagnuolo, R., Xiao, Y., Vanzi, I., & Rosati, L. (2019). On the form of the Musmeci's bridge over the Basento river. *Engineering Structures*, 191.
- Martinelli, P., Colombo, M., & di Prisco, M. (2024). Robustness assessment of half-joint RC girder bridges. *Engineering Structures*, 306.
- Mascia, D., Benvenuto, G., Massa, D., & Cascino, G. (2019, July 9). Ponte con gravi criticità statiche: il progetto e l'esecuzione dei rinforzi. *Ingenio Online Magazine*. <https://www.ingenio-web.it/articoli/ponte-con-gravi-criticita-statiche-il-progetto-e-l-esecuzione-dei-rinforzi/>
- Masi, A., Digrisolo, A., & Santarsiero, G. (2019). Analysis of a large database of concrete core tests with emphasis on within-structure variability. *Materials*, 12(12).
- Masi, A., & Santarsiero, G. (2013). Seismic tests on RC building exterior joints with wide beams. *Advanced Materials Research*, 787.
- Mata-Falcón, J. (2015). *Estudio del comportamiento en servicio y rotura de los apoyos a media madera*. Universitat Politècnica de València.
- Mata-Falcón, J., Pallarés, L., & Miguel, P. F. (2019). Proposal and experimental validation of simplified strut-and-tie models on dapped-end beams. *Engineering Structures*, 183, 594–609.
- Mathivat, J. (1983). *The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges* (J. Wiley, Ed.).
- Mattock, A. H. (2012). Strut-and-Tie Models for Dapped-End Beams. *Concrete International*, February.
- Mattock, A. H., & Chan, T. C. (1979). Design and Behavior of Dapped-End Beams. *PCI Journal*.
- Maulud, D., & Abdulazeez, A. M. (2020). A Review on Linear Regression Comprehensive in Machine Learning. *Journal of Applied Science and Technology Trends*, 1(2).
- Menichini, G., Gusella, F., & Orlando, M. (2024). Methods for evaluating the ultimate capacity of existing RC half-joints. *Engineering Structures*, 299.
- Ministero dei Lavori Pubblici. (1962). *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali* (n. 384).

- Ministero dei Lavori Pubblici. (1965). *Norme tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso* (n. 1398).
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC 18), DM 17 gennaio 2018*.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2020). *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Mitchell, D., Marchand, J., Croteau, P., & Cook, W. D. (2011). Concorde Overpass Collapse: Structural Aspects. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(6).
- Mohamed, R. N., & Elliott, K. S. (2008, August 25). Shear strength of short recess precast dapped-end beams made of steel fibre self-compacting concrete. *33rd Conference on Our World in Concrete & Structures*.
- Mohammed, A. (2013). Nonlinear Three-Dimensional Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Dapped-End Beams. *Iraqi Journal of Civil Engineering*, 9(1).
- Mohammed, B. S., Aswin, M., & Liew, M. S. (2020). Prediction of failure load of RC and R-ECC dapped-end beams. *Case Studies in Construction Materials*, 13.
- Moreno, J. Y., & Meli, R. (2013). Experimental study and numerical simulation of the behaviour of concrete dapped-end beams. *Engineering Modelling*, 26(1–4).
- Moreno-Martínez, J. Y., & Meli, R. (2014). Experimental study on the structural behavior of concrete dapped-end beams. *Engineering Structures*, 75, 152–163.
- Nagy-György, T., Sas, G., Dăescu, A. C., Barros, J. A. O., & Stoian, V. (2012). Experimental and numerical assessment of the effectiveness of FRP-based strengthening configurations for dapped-end RC beams. *Engineering Structures*, 44.
- Nicholson, T. A. (2014). Design and construction of A34 Wolvercote highway viaduct replacement, UK. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 167(2).
- Palmisano, F., Asso, R., Chiaia, B., Marano, G. C., & Pellegrino, C. (2023). Structural assessment of existing R.C. half-joint bridges according to the new Italian guidelines. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 13(8), 1551–1575.
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2).
- Peng, T. (2009). *Influence of detailing on response of dapped-end beams*. McGill University.
- Poursae, A. (2023). Corrosion of Steel in Concrete Structures. In *Corrosion of Steel in Concrete Structures*.
- Precast/Prestressed Concrete Institute. (2010). PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete. In *Concrete Reinforcing Steel Institute* (Vol. 53, Issue 9).
- Rajapakse, C., Degée, H., & Mihaylov, B. (2021). Assessment of Failure along Re-Entrant Corner Cracks in Existing RC Dapped-End Connections. *Structural Engineering International*, 31(2).

- Rajapakse, C., Degée, H., & Mihaylov, B. (2022). Investigation of shear and flexural failures of dapped-end connections with orthogonal reinforcement. *Engineering Structures*, 260.
- Rasmussen, C. E. (2004). Gaussian Processes in machine learning. *Lecture Notes in Computer Science (Including Subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics)*, 3176.
- Regio Decreto. (1939). *Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato* (n. 2229).
- Regione Basilicata. (2022). *Tariffa Unificata di riferimento dei prezzi per l'esecuzione di Opere Pubbliche della Regione Basilicata - Edizione 2022*. Regione Basilicata.
- Rommel, G. (1995). Zum Zug-und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. *Deutscher Ausschuß Für Stahlbeton*, 444.
- Rosso, M. M., Asso, R., Aloisio, A., Di Benedetto, M., Cucuzza, R., & Greco, R. (2022). Corrosion effects on the capacity and ductility of concrete half-joint bridges. *Construction and Building Materials*, 360.
- Rymsza, J. (2021). Causes of the collapse of the Polcevera viaduct in Genoa, Italy. *Applied Sciences (Switzerland)*, 11(17).
- Santarsiero, G., Albanese, P., Picciano, V., Ventura, G., & Masi, A. (2023). Level 3 Assessment of Highway Girder Deck Bridges according to the Italian Guidelines: Influence of Transverse Load Distribution. *Buildings*, 13(7).
- Santarsiero, G., & Masi, A. (2020). Analysis of slab action on the seismic behavior of external RC beam-column joints. *Journal of Building Engineering*, 32.
- Santarsiero, G., Masi, A., & Picciano, V. (2021). Durability of gerber saddles in RC bridges: Analyses and applications (Musmeci Bridge, Italy). *Infrastructures*, 6(2), 1–23.
- Santarsiero, G., Masi, A., Picciano, V., & Digrisolo, A. (2021). The Italian guidelines on risk classification and management of bridges: Applications and remarks on large scale risk assessments. *Infrastructures*, 6(8).
- Santarsiero, G., Mishra, M., Singh, M. K., & Masi, A. (2021). Structural health monitoring of exterior beam–column subassemblies through detailed numerical modelling and using various machine learning techniques. *Machine Learning with Applications*, 6.
- Santarsiero, G., & Picciano, V. (2023). Durability enhancement of half-joints in RC bridges through external prestressed tendons: The Musmeci Bridge's case study. *Case Studies in Construction Materials*, 18.
- Santhanam, B., & Shah, P. (2011). Concrete half joint bridges in New South Wales: challenges in risk management. *Austroads Bridge Conferenc*.
- Sas, G., Dăescu, C., Popescu, C., & Nagy-György, T. (2014). Numerical optimization of strengthening disturbed regions of dapped-end beams using NSM and EBR CFRP. *Composites Part B: Engineering*, 67, 381–390.

- Schlaich, J., & Schaefer, K. (1991). Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *Structural Engineer London*, 69(6), 113–125.
- Schlaich, J., Schaefer, K., & Jennewein, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, 32(3).
- Schmidt, M., & Fehling, E. (2005). Ultra-high-performance concrete: Research, development and application in Europe. *American Concrete Institute, ACI Special Publication, SP-228*.
- Smith, D. A. (2005). Refurbishment of the old Medway bridge, UK. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*, 158(3).
- Suthaharan, S. (2016). Decision Tree Learning. In *Machine Learning Models and Algorithms for Big Data Classification* (pp. 237–269). Springer.
- Syed, Z. I., Kewalramani, M., & Hejah, E. S. (2019). Structural Reliability of Dapped End Beams with Different Reinforcement Layouts under Dynamic Loading. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 575(1).
- Taher, S. E.-D. M. F. (2005). Strengthening of critically designed girders with dapped ends. *Structures & Buildings*, 158(SB2), 141–152.
- Tan, K. H. (2001). Shear strengthening of dapped beams using FRP systems. *FRPRCS-5: Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures Volume 1: Proceedings of the Fifth International Conference on Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, 249–258.
- The MathWorks Inc. (2023a). *MATLAB version: 23.2.0 (R2023b)*. The MathWorks Inc. <https://www.mathworks.com>
- The MathWorks Inc. (2023b). *Statistics and Machine Learning Toolbox: 23.2 (R2023b)*. The MathWorks Inc. <https://www.mathworks.com>
- Tian, Y., Zhang, G., Ye, H., Zeng, Q., Zhang, Z., Tian, Z., Jin, X., Jin, N., Chen, Z., & Wang, J. (2023). Corrosion of steel rebar in concrete induced by chloride ions under natural environments. In *Construction and Building Materials* (Vol. 369).
- US Department of Transportation - FHWA. (2011). *Work zone mobility and safety program. FHWA-HOP-12-005*.
- Verderame, G. M., Polese, M., Mariniello, C., & Manfredi, G. (2010). A simulated design procedure for the assessment of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings. *Advances in Engineering Software*, 41(2).
- Wang, G. L., & Meng, S. P. (2008). Modified strut-and-tie model for prestressed concrete deep beams. *Engineering Structures*, 30(12).
- Wang, Q., Guo, Z., & Hoogenboom, P. C. J. (2005). Experimental investigation on the shear capacity of RC dapped end beams and design recommendations. *Structural Engineering and Mechanics*, 21(2), 221–235.
- Warner, B., & Misra, M. (1996). Understanding Neural Networks as Statistical Tools. *American Statistician*, 50(4).

- Wei, S., Bao, Y., & Li, H. (2020). Optimal policy for structure maintenance: A deep reinforcement learning framework. *Structural Safety*, 83.
- Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2012). Reinforced concrete: mechanics and design. In *Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey* (Sixth edition, Issue 2). Pearson.
- Zamri, N. F., Mohamed, R. N., & Elliott, K. S. (2021). Shear capacity of precast half-joint beams with steel fibre reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 272.
- Zhang, J., Wang, J., & Kong, D. (2010). Chloride diffusivity analysis of existing concrete based on Fick's second law. *Journal Wuhan University of Technology, Materials Science Edition*, 25(1).
- Zhang, W., Song, X., Gu, X., & Li, S. (2012). Tensile and fatigue behavior of corroded rebars. *Construction and Building Materials*, 34.
- Zhou, Z.-H. (2021). *Machine Learning* (1st ed.). Springer Singapore.

## Appendice A

ID	Autore(i)	Provino	$b$ (mm)	$h$ (mm)	$H$ (mm)	$l$ (mm)	$a/h$ (-)	$l/H$ (-)	$f_{cm}$ (MPa)	$A_s \cdot f_{ym,s}$ (kN)	$A_v \cdot f_{ym,v}$ (kN)	$A_d \cdot f_{ym,d}$ (kN)	$A_h \cdot f_{ym,h}$ (kN)	$A_{vn} \cdot f_{ym,vn}$ (kN)	$N$ (kN)	$V_u$ (kN)	Modalità di rottura
1	Mattock & Chan (1979)	1A	127	305	610	203	0.37	0.77	33.6	67.62	192.30	0	29.80	0	0	144.12	3+4
2		1B	127	305	610	203	0.37	0.77	30.5	234.09	198.76	0	58.72	0	133.4	190.95	3+4
3		2A	127	305	610	203	0.37	0.77	33.0	101.88	131.33	0	59.61	0	0	178.36	3+4
4		2B	127	305	610	203	0.37	0.77	30.9	234.09	133.49	0	59.43	0	111.2	169.47	3+4
5		3A	127	305	610	203	0.37	0.77	37.0	101.44	163.82	0	57.83	0	0	215.82	3+4
6		3B	127	305	610	203	0.37	0.77	31.6	248.97	170.31	0	62.46	0	124.5	176.59	3+4
7		4A	127	305	610	203	0.37	1.27	31.6	101.44	165.99	0	56.23	0	0	188.73	5
8		4B	127	305	610	203	0.37	1.27	29.4	248.97	171.27	0	59.61	0	124.5	176.94	5
9	Kumaraguru (1992)	1A	150	200	400	500	0.75	1.38	35.4	183.60	183.60	0	183.60	0	0	110.00	3+4
10		2A	150	200	400	500	0.41	1.20	36.7	183.60	183.60	0	183.60	0	0	137.00	3+4
11		3A	150	200	400	500	0.29	1.14	36.0	183.60	183.60	0	183.60	0	0	139.00	3+4
12		4A	150	200	400	500	0.13	1.06	36.3	183.60	183.60	0	183.60	0	0	185.00	3
13		5A	150	200	400	500	0.63	1.31	36.6	183.60	183.60	0	183.60	0	0	101.00	3+4
14		6A	150	200	400	500	0.50	1.25	35.0	183.60	183.60	0	183.60	0	0	125.00	3+4
15		1B	150	200	400	500	0.75	1.38	35.4	205.80	183.60	0	183.60	0	0	92.00	3+4
16		2B	150	200	400	500	0.41	1.20	36.7	205.80	183.60	0	183.60	0	0	149.00	3+4
17		3B	150	200	400	500	0.29	1.14	36.0	205.80	183.60	0	183.60	0	0	162.00	3+4
18		4B	150	200	400	500	0.13	1.06	36.3	205.80	183.60	0	183.60	0	0	177.00	3
19		5B	150	200	400	500	0.63	1.31	36.6	240.00	183.60	0	183.60	0	0	124.00	3+4
20		6B	150	200	400	500	0.50	1.25	35.0	240.00	183.60	0	183.60	0	0	132.00	3+4
21	Lu et al. (2003)	1	200	300	600	300	0.27	0.72	34.0	396.98	544.90	0	104.99	0	0	561.00	4
22		2	200	300	600	300	0.27	0.72	62.6	396.98	653.90	0	104.99	0	0	705.00	4
23		3	200	300	600	300	0.27	0.72	69.2	396.98	653.90	0	104.99	0	0	713.00	4
24		4	200	300	600	300	0.53	0.85	34.0	396.98	368.20	0	104.99	0	0	360.00	4
25		5	200	300	600	300	0.53	0.85	62.6	396.98	435.90	0	104.99	0	0	513.00	4
26		6	200	300	600	300	0.53	0.85	69.2	396.98	435.90	0	104.99	0	0	521.00	4

27		7	200	300	600	300	0.27	0.72	33.7	264.62	435.90	0	104.99	0	0	458.00	4
28		8	200	300	600	300	0.27	0.72	62.6	264.62	435.90	0	104.99	0	0	599.00	4
29		9	200	300	600	300	0.27	0.72	69.2	264.62	435.90	0	104.99	0	0	642.00	4
30		10	200	300	600	300	0.53	0.85	33.7	264.62	306.82	0	104.99	0	0	291.00	4
31		11	200	300	600	300	0.53	0.85	62.6	264.62	306.82	0	104.99	0	0	351.00	4
32		12	200	300	600	300	0.53	0.85	69.2	264.62	306.82	0	104.99	0	0	392.00	4
33	Lin et al. (2003)	1	200	460	600	400	0.37	1.12	61.7	397.31	702.48	0	113.66	0	0	834.00	4
34		2	200	460	600	400	0.67	1.35	61.7	397.31	585.39	0	113.66	0	0	536.00	3
35		3	200	460	600	400	0.39	1.13	61.7	264.84	585.39	0	113.66	0	0	693.00	4
36		4	200	460	600	400	0.67	1.35	61.7	264.84	470.89	0	113.66	0	0	437.00	3
37		5	200	460	600	400	0.37	1.12	61.2	397.31	702.48	0	113.66	0	0	860.00	4
38		6	200	460	600	400	0.67	1.35	62.6	397.31	585.39	0	113.66	0	0	512.00	4
39		7	200	460	600	400	0.39	1.13	57.8	264.84	585.39	0	113.66	0	0	629.00	4
40		8	200	460	600	400	0.67	1.35	53.3	264.84	470.89	0	113.66	0	0	427.00	3
41		9	200	380	600	400	0.32	1.03	61.7	264.84	702.48	0	113.66	0	0	786.00	4
42		10	200	380	600	400	0.63	1.23	61.7	264.84	585.39	0	113.66	0	0	466.00	3
43		11	200	380	600	400	0.34	1.05	61.7	397.31	585.39	0	113.66	0	0	820.00	4
44		12	200	380	600	400	0.63	1.23	61.7	397.31	470.89	0	113.66	0	0	538.00	3
45		13	200	380	600	400	0.32	1.03	61.8	264.84	702.48	0	113.66	0	0	732.00	4
46		14	200	380	600	400	0.63	1.23	60.1	264.84	585.39	0	113.66	0	0	371.00	4
47		15	200	380	600	400	0.34	1.05	58.3	397.31	585.39	0	113.66	0	0	764.00	4
48		16	200	380	600	400	0.63	1.23	63.6	397.31	470.89	0	113.66	0	0	534.00	3
49		17	200	300	600	400	0.27	0.97	61.7	264.84	702.48	0	113.66	0	0	705.00	4
50		18	200	300	600	400	0.57	1.12	61.7	264.84	585.39	0	113.66	0	0	471.00	4
51		19	200	300	600	400	0.30	0.98	61.7	397.31	585.39	0	113.66	0	0	744.00	4
52		20	200	300	600	400	0.57	1.12	61.7	397.31	470.89	0	113.66	0	0	501.00	4
53		21	200	300	600	400	0.27	0.97	71.6	264.84	702.48	0	113.66	0	0	681.00	4
54		22	200	300	600	400	0.57	1.12	70.5	264.84	585.39	0	113.66	0	0	507.00	4
55		23	200	300	600	400	0.30	0.98	69.6	397.31	585.39	0	113.66	0	0	772.00	4
56		24	200	300	600	400	0.57	1.12	58.9	397.31	470.89	0	113.66	0	0	544.00	4
57	Taher (2005)	G-I-0	200	150	300	300	1.33	2.22	20.3	62.80	28.13	0	80.38	56.27	0	37.50	4

58		G-III-0	200	150	300	300	1.33	2.22	21.0	62.80	28.13	0	0	56.27	0	35.00	4+2
59		G-IV-0	200	150	300	300	1.33	2.22	20.0	62.80	28.13	0	80.38	0	0	34.50	4
60	Wang et al. (2005)	B1.12	214	164	370	150	0.46	1.21	11.3	105.95	24.42	0	0	50.96	0	42.24	3+4
61		B1.21	220	190	370	150	0.39	1.26	10.7	105.95	33.60	87.60	0	67.32	0	65.00	3+4
62		B1.22	220	160	370	150	0.47	1.14	10.7	105.95	67.05	0	0	50.96	0	72.98	3+4
63		B2.11	150	150	300	150	0.50	0.83	13.1	105.95	24.42	0	0	67.32	0	34.75	3+4+5
64		B2.12	150	150	300	150	0.50	0.83	13.1	105.95	24.42	0	0	50.96	0	31.75	3+4+5
65		B2.21	150	150	300	150	0.50	0.83	13.1	105.95	48.84	0	0	67.32	0	55.22	3+4+5
66		B2.22	150	150	300	150	0.50	0.79	13.1	105.95	48.84	0	0	50.96	0	65.83	3+4+5
67		B2.31	150	150	300	150	0.50	0.78	13.1	105.95	24.42	52.99	0	67.32	0	75.73	3+4+5
68		B2.32	150	150	300	150	0.50	0.83	13.1	105.95	24.42	52.99	0	50.96	0	65.00	3+4+5
69		B3.11	150	160	315	150	0.47	0.95	18.1	105.95	54.00	0	0	67.32	0	60.00	3+4
70		B3.12	150	160	315	150	0.47	0.95	18.1	105.95	67.00	0	0	50.96	0	70.00	3+4
71		B3.21	150	150	300	150	0.50	1.00	18.1	105.95	54.00	0	0	67.32	0	66.00	3+4
72		B3.22	150	150	300	150	0.50	1.00	18.1	105.95	54.00	0	0	50.96	0	50.00	3+4
73		B3.51	150	155	305	150	0.48	0.98	16.0	105.95	27.00	52.96	0	67.32	0	79.10	3+5
74	B3.52	150	150	305	150	0.50	0.98	16.0	105.95	27.00	52.96	0	50.96	0	75.00	3+5	
75	B3.62	150	150	300	150	0.50	1.03	15.2	105.95	53.90	33.66	0	50.96	0	92.80	3+5	
76	B3.71	150	150	300	150	0.50	1.00	15.2	105.95	53.90	33.66	33.66	100.98	0	90.00	3+4+5	
77	B3.72	150	150	300	150	0.50	1.02	15.2	105.95	53.90	67.32	33.66	100.98	0	116.20	3	
78	Herzinger (2008)	DE-A-1.0	225	250	500	180	0.40	2.00	38.1	300.60	172.00	0	0	0	43.2	216.00	3+4
79		DE-A-0.5	225	250	500	180	0.40	1.00	38.0	300.60	172.00	0	0	0	46.2	231.00	3+4
80		DE-B-1.0	225	250	500	180	0.40	2.00	38.6	379.80	144.11	0	0	0	40.6	203.00	3+4
81		DE-B-0.5	225	250	500	180	0.40	1.00	36.9	379.80	144.11	0	0	0	41.0	205.00	3+4
82		DE-C-1.0	225	250	500	180	0.40	2.00	39.1	86.00	0	312.26	0	0	36.2	181.00	5
83		DE-C*-1.0	225	250	500	180	0.40	2.00	42.2	86.00	172.00	312.26	0	0	52.0	260.00	5
84	DE-D-1.0	225	250	500	180	0.40	2.00	38.8	203.45	72.44	124.97	0	0	44.0	220.00	5	
85	Lu et al. (2012)	1	220	300	600	300	0.27	0.80	60.6	600.34	895.62	0	119.54	0	0	811.00	4
86		2	230	305	600	600	0.89	1.12	60.6	600.34	511.77	0	179.33	179.33	0	526.00	3
87		3	220	300	600	300	0.30	0.82	60.6	600.34	767.70	0	119.54	0	132.0	704.00	3

88		4	222	305	600	600	0.89	1.12	60.6	600.34	383.85	0	179.33	298.87	98.0	457.00	3
89		5	220	300	600	300	0.30	0.82	60.6	600.34	639.73	0	119.54	0	0	690.00	4
90		6	230	310	600	600	0.87	1.12	60.6	600.34	383.85	0	179.33	179.33	225.0	370.00	4
91		7	225	310	600	300	0.29	0.82	27.7	600.34	639.73	0	119.54	0	0	632.00	4
92		8	230	315	600	600	0.86	1.12	27.7	600.34	383.85	0	179.33	179.33	0	337.00	3
93		9	225	302	600	300	0.30	0.82	27.7	600.34	639.73	0	119.54	0	134.0	550.00	4
94		10	229	315	600	600	0.86	1.12	27.7	600.34	383.85	0	119.54	179.33	96.0	359.00	3
95		11	220	300	600	300	0.30	0.82	27.7	600.34	639.73	0	119.54	0	0	491.00	4
96		12	235	315	600	600	0.86	1.12	27.7	600.34	383.85	0	179.33	239.08	173.0	348.00	3
97		13	220	300	600	300	0.27	0.80	48.5	600.34	895.62	0	119.54	0	0	787.00	4
98		14	230	310	600	600	0.87	1.12	48.5	600.34	511.77	0	179.33	179.33	0	517.00	3
99		15	228	302	600	300	0.30	0.82	48.5	600.34	639.73	0	119.54	0	209.0	626.00	3
100		16	230	308	600	600	0.88	1.12	48.5	600.34	383.85	0	179.33	239.08	163.0	375.00	3
101		17	222	430	600	300	0.64	1.13	60.6	600.34	895.62	0	119.54	0	0	1046.00	3
102		18	230	425	600	600	1.27	1.57	60.6	600.34	511.77	0	179.33	298.87	0	573.00	3
103		19	227	423	600	300	0.67	1.14	60.6	600.34	639.73	0	119.54	0	198.0	802.00	3
104		20	228	420	600	600	1.29	1.57	60.6	600.34	383.85	0	119.54	179.33	188.0	465.00	3
105		21	220	415	600	300	0.66	1.13	48.5	600.34	895.62	0	119.54	0	0	884.00	4
106		22	225	424	600	600	1.27	1.57	48.5	600.34	511.77	0	179.33	179.33	0	564.00	3
107		23	220	420	600	300	0.68	1.14	48.5	600.34	639.73	0	119.54	0	215.0	630.00	3
108		24	220	425	600	600	1.27	1.57	48.5	600.34	383.85	0	119.54	179.33	157.0	460.00	3
109	Ahmad et al. (2013)	G1-B1	228	279	457	127	0.23	2.53	35.5	165.52	58.73	0	0	39.15	0	200.40	3
110		G1-B2	228	279	457	127	0.23	2.53	35.5	165.52	58.73	0	0	39.15	0	177.43	3
111		G2-B3	228	178	305	127	0.36	3.79	35.5	234.93	58.73	0	0	39.15	0	84.64	3
112		G2-B4	228	178	305	127	0.36	3.79	35.5	234.93	58.73	0	0	39.15	0	73.12	3
113	Moreno- Martínez & Meli (2014)	E1	1000	250	480	275	0.60	0.90	57.5	1282.18	652.48	0	0	0	0	706.00	3
114		E3	1000	250	480	275	0.60	0.90	56.4	854.79	326.24	472.20	0	0	0	922.00	3
115	Lu et al. (2015)	1	200	300	600	500	0.90	1.08	32.5	319.74	343.57	0	112.83	333.14	0	313.00	3
116		2	200	300	600	500	0.90	1.08	32.5	319.74	343.57	0	112.83	266.54	0	307.00	3
117		3	200	300	600	500	0.92	1.10	32.5	254.41	229.03	0	112.83	199.89	0	236.00	3

118		4	200	300	600	500	0.92	1.10	32.5	254.41	229.03	0	112.83	133.25	0	257.00	3
119		5	200	300	600	500	0.90	1.08	48.6	426.28	343.57	0	169.27	399.78	0	402.00	3
120		6	200	300	600	500	0.90	1.08	48.6	426.28	343.57	0	112.83	333.14	0	371.00	3
121		7	200	300	600	500	0.90	1.08	48.6	319.74	343.57	0	169.27	266.54	0	374.00	3
122		8	200	300	600	500	0.90	1.08	48.6	319.74	343.57	0	169.27	199.89	0	362.00	3
123		9	200	300	600	500	0.88	1.07	62.9	438.07	458.06	0	225.71	399.78	0	469.00	3
124		10	200	300	600	500	0.88	1.07	62.9	438.07	458.06	0	169.27	333.14	0	492.00	3
125		11	200	300	600	500	0.90	1.08	62.9	319.74	343.57	0	169.27	266.54	0	378.00	3
126		12	200	300	600	500	0.90	1.08	62.9	319.74	343.57	0	169.27	199.89	0	379.00	3
127		13	200	300	600	500	1.17	1.22	32.5	426.28	343.57	0	112.83	333.14	0	285.00	3
128		14	200	300	600	500	1.17	1.22	32.5	426.28	343.57	0	112.83	266.54	0	284.00	3
129		15	200	300	600	500	1.19	1.23	32.5	319.74	229.03	0	112.83	266.54	0	248.00	3
130		16	200	300	600	500	1.19	1.23	32.5	319.74	229.03	0	112.83	199.89	0	234.00	3
131		17	200	300	600	500	1.17	1.22	48.6	479.58	343.57	0	112.83	466.43	0	351.00	3
132		18	200	300	600	500	1.17	1.22	48.6	479.58	343.57	0	112.83	399.78	0	344.00	3
133		19	200	300	600	500	1.17	1.22	48.6	426.28	343.57	0	112.83	333.14	0	308.00	3
134		20	200	300	600	500	1.17	1.22	48.6	426.28	343.57	0	112.83	266.54	0	311.00	3
135		21	200	300	600	500	1.17	1.22	62.9	479.58	343.57	0	112.83	466.43	0	362.00	3
136		22	200	300	600	500	1.17	1.22	62.9	479.58	343.57	0	112.83	399.78	0	352.00	3
137		23	200	300	600	500	1.17	1.22	62.9	426.28	343.57	0	112.83	333.14	0	344.00	3
138		24	200	300	600	500	1.17	1.22	62.9	426.28	343.57	0	112.83	266.54	0	346.00	3
139	Aswin et al. (2015c)	DEB-1	120	140	250	110	0.39	0.64	27.0	110.69	0	0	0	0	0	64.87	-
140		DEB-2	120	140	250	110	0.39	0.64	79.0	110.69	0	0	0	0	0	98.56	3
141		DEB-3	120	140	250	110	0.39	0.64	27.0	110.69	116.66	0	77.77	77.77	0	105.26	3+4
142		DEB-4	120	140	250	110	0.39	0.64	27.0	110.69	116.66	0	77.77	77.77	0	95.16	3+4+1
143	Mata-Falcón (2015)	DEB-3.1	250	300	600	350	0.67	2.50	33.7	172.20	124.68	232.25	0	63.14	0	317.90	3+4
144		DEB-3.2	250	300	600	350	0.67	2.50	37.2	86.99	55.96	280.11	0	63.14	0	312.02	4
145		DEB-3.4	250	300	600	350	0.67	2.50	34.6	461.00	296.03	0	0	67.77	0	266.07	4
146		DEB-3.5	250	300	600	350	0.67	2.50	33.1	247.87	174.90	167.20	0	67.77	0	339.80	3+4
147		DEB-3.6	250	300	600	350	0.67	2.50	36.7	309.84	206.65	0	0	67.77	0	227.00	3+4

148		DEB-4.1	250	300	600	350	0.67	2.50	33.3	461.00	296.03	0	174.90	174.90	0	258.20	4
149		DEB-4.2	250	300	600	350	0.67	2.50	35.2	461.00	296.03	0	174.90	174.90	0	268.60	4
150		DEB-4.3	250	300	600	350	0.67	2.50	36.9	309.84	206.65	0	110.35	110.35	0	231.70	3
151	Desnerck et al. (2016)	NS-REF	400	325	700	292.5	0.62	2.24	33.8	179.39	338.49	239.19	0	0	0	201.15	3
152		NS-NU	400	325	700	292.5	0.62	2.24	33.8	0	338.49	239.19	0	0	0	147.90	2
153		NS-ND	400	325	700	292.5	0.62	2.24	33.8	179.39	338.49	0	0	0	0	122.45	3
154		NS-RS	400	325	700	292.5	0.62	2.24	33.8	179.39	169.25	239.19	0	0	0	179.35	5
155	Atta & Taman (2016)	control	150	200	400	300	1.00	2.00	30.0	65.94	26.12	0	65.94	26.12	0	56.35	3+4
156	Desnerck, Lees, & Morley (2018)	LS-REF	400	325	700	292.5	0.62	2.24	15.4	179.39	338.49	239.19	0	0	0	200.00	3
157		LS-RS-AL	400	325	700	292.5	0.62	2.24	15.4	179.39	169.25	239.19	0	0	0	151.40	5
158	Mata-Falcón et al. (2019)	DEB-1.1	250	300	600	350	0.67	2.50	41.1	222.35	146.16	0	0	68.43	0	193.60	3
159		DEB-1.2	250	300	600	350	0.67	2.50	39.3	133.41	146.16	0	0	68.43	0	145.80	3
160		DEB-1.3	250	300	600	350	0.67	2.50	39.9	222.35	62.52	0	0	68.43	0	121.10	4
161		DEB-1.4	250	300	600	350	0.67	2.50	40.4	222.35	160.32	0	0	68.43	0	183.00	3
162		DEB-1.5	250	300	600	350	0.67	2.50	40.8	133.41	160.32	0	0	68.43	0	125.30	3+2
163		DEB-1.6	250	300	600	350	0.67	2.50	31.1	441.79	293.87	0	0	61.87	0	309.20	4
164		DEB-1.7	250	300	600	350	0.67	2.50	30.0	246.92	293.87	0	0	61.87	0	194.40	4
165		DEB-1.8	250	300	600	350	0.67	2.50	32.2	308.66	201.90	0	0	61.87	0	195.30	4
166		DEB-1.9	250	300	600	350	0.67	2.50	31.9	185.19	201.90	0	0	61.87	0	141.70	3+4
167		DEB-2.1	250	300	600	350	0.67	2.50	40.2	133.41	93.47	88.94	0	68.43	0	194.90	3
168		DEB-2.2	250	300	600	350	0.67	2.50	33.3	246.92	170.88	166.56	0	61.87	0	321.80	3+4
169		DEB-2.3	250	300	600	350	0.67	2.50	33.3	185.19	123.42	123.46	0	61.87	0	240.50	3+4
170		DEB-2.4	250	300	600	350	0.67	2.50	36.9	172.20	124.68	235.58	0	63.14	0	311.90	3+4
171		DEB-2.5	250	300	600	350	0.67	2.50	37.1	86.99	55.96	280.11	0	63.14	0	265.10	4
172	DEB-2.6	250	300	600	350	0.67	2.50	38.3	437.21	55.96	280.11	0	63.14	0	328.10	4	
173	Hussain & Shakir (2019)	DBNCS1.0	200	200	400	260	0.48	1.24	30.2	127.29	254.57	0	84.86	103.24	0	129.25	3
174		DBNCS1.5	200	200	400	260	0.90	1.45	30.2	127.29	254.57	0	84.86	103.24	0	101.20	3+4
175		DEB-3	120	140	250	110	0.39	0.64	27.0	110.69	116.66	0	77.77	77.77	0	105.26	3+4

176	Mohammed et al. (2020)	DEB-4	120	140	250	110	0.39	0.64	27.1	110.69	77.77	0	77.77	77.77	0	97.34	4
177		DEB-5	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	38.89	0	77.77	77.77	0	91.28	3+4
178		DEB-6	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	155.54	0	77.77	77.77	0	96.34	4
179		DEB-7	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	0	0	77.77	77.77	0	83.19	3+4
180		DEB-8	120	140	250	110	0.39	0.64	27.6	0	116.66	0	0	0	0	13.67	2
181		DEB-55	120	140	250	110	0.39	0.64	27.0	110.69	116.66	0	77.77	77.77	0	95.28	3+4
182		DEB-13	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	0	19.44	77.77	77.77	0	101.28	3+4
183		DEB-14	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	0	38.89	77.77	77.77	0	115.48	5
184		DEB-14A	120	140	250	110	0.39	0.64	28.1	110.69	38.89	38.89	77.77	77.77	0	134.61	3+4
185		DEB-15	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	0	58.33	77.77	77.77	0	127.46	5
186		DEB-16	120	140	250	110	0.39	0.64	27.8	110.69	0	77.77	77.77	77.77	0	118.53	5
187		DEB-17	120	140	250	110	0.39	0.64	28.1	110.69	38.89	19.44	77.77	77.77	0	121.07	3+4
188		DEB-18	120	140	250	110	0.39	0.64	27.3	0	0	58.33	0	0	0	31.47	1
189		DEB-9	120	140	250	110	0.39	0.64	84.0	110.69	38.89	0	77.77	77.77	0	141.47	3
190		DEB-10	120	140	250	110	0.39	0.64	84.0	110.69	116.66	0	77.77	77.77	0	161.04	3
191		DEB-11	120	140	250	110	0.39	0.64	82.5	0	116.66	0	0	0	0	24.49	2
192		DEB-12	120	140	250	110	0.39	0.64	82.5	110.69	0	0	77.77	77.77	0	127.56	-
193		DEB-14B	120	140	250	110	0.39	0.64	83.2	110.69	38.89	38.89	77.77	77.77	0	214.93	-
194	DEB-19	120	140	250	110	0.39	0.64	83.2	0	0	58.33	0	0	0	54.62	1	
195	DEB-20	120	140	250	110	0.39	0.64	82.8	110.69	0	19.44	77.77	77.77	0	148.87	-	
196	DEB-21	120	140	250	110	0.39	0.64	82.8	110.69	0	58.33	77.77	77.77	0	208.02	-	
197	DEB-57	120	140	250	110	0.39	0.64	105.3	110.69	116.66	0	77.77	77.77	0	183.75	3+4	
198	DEB-58	120	140	250	110	0.39	0.64	105.3	110.69	38.89	38.89	77.77	77.77	0	227.24	-	
199	Rajapakse et al. (2022)	1-OL1	350	500	1000	650	0.64	1.75	56.8	242.81	157.05	0	0	104.70	0	245.00	3
200		1-OL2	350	500	1000	650	0.64	1.75	56.8	242.81	314.10	0	0	104.70	0	283.00	4
201		2-OL3	350	500	1000	650	0.64	1.75	56.4	481.50	319.65	0	0	104.70	0	472.00	3+4
202		2-OL4	350	500	1000	650	0.64	1.75	56.4	481.50	559.39	0	0	104.70	0	555.00	4
203		3-OL5	350	500	1000	650	0.64	1.75	49.6	751.09	485.62	0	0	104.70	0	628.00	4
204		3-OL6	350	500	1000	650	0.64	1.75	49.6	751.09	971.24	0	0	104.70	0	728.00	4
205		4-OL7	350	500	1000	650	0.64	1.75	52.0	1059.75	728.43	0	0	104.70	0	868.00	4

206		4-OL8	350	500	1000	650	0.64	1.75	52.0	1059.75	1456.86	0	0	104.70	0	995.00	4
207	Di Carlo, Meda, et al. (2023)	G1-UC	200	250	500	300	0.60	1.60	43.6	114.65	158.00	171.97	0	100.48	0	301.50	3+4
208		G2-UC	200	250	500	300	0.60	1.60	43.6	229.29	237.01	171.97	0	100.48	0	331.80	3+4
209	Di Carlo, Molaioni, et al. (2023)	G1A	200	250	500	300	0.60	1.60	43.6	114.65	158.00	0	0	100.48	0	140.00	3
210		G2A	200	250	500	300	0.60	1.60	43.6	229.29	237.01	0	0	100.48	0	220.00	3+4

## Appendice B

Tabella B.1 – Training dataset e relative previsioni di capacità portante ottenute attraverso i modelli di regressione “Rational Quadratic GPR”, “Exponential GPR” e “Matern 5/2 GPR” (dimensioni in mm e resistenze in N).

Istanza	$b$	$h$	$H$	$a$	$f_c$	$R_s$	$R_v$	$R_d$	$R_h$	$R_{vn}$	$V_u$	Previsione RQ	Previsione EXP	Previsione MAT 5/2
1	400	325	700	202.5	33.8	179390	338492	239190	0	0	201150	206200	203501	206122
2	400	325	700	202.5	33.8	179390	338492	0	0	0	122450	124080	125044	123814
3	400	325	700	202.5	33.8	179390	169246	239190	0	0	179350	176450	179764	175964
4	400	325	700	202.5	15.4	179390	338492	239190	0	0	200000	196720	200210	196088
5	400	325	700	202.5	15.4	179390	169246	239190	0	0	151400	156000	152559	156914
6	120	140	250	55.0	27.1	110685	77772	0	77772	77772	97340	95450	96746	95228
7	120	140	250	55.0	27.8	110685	38886	0	77772	77772	91280	91888	91529	91611
8	120	140	250	55.0	27.8	110685	155540	0	77772	77772	96340	102060	97697	102518
9	120	140	250	55.0	27.8	110685	0	0	77772	77772	83190	87410	83414	87292
10	120	140	250	55.0	27.6	0	116660	0	0	0	13670	21771	16222	22748
11	120	140	250	55.0	27.8	110685	0	19443	77772	77772	101280	102960	102070	102281
12	120	140	250	55.0	27.8	110685	0	38886	77772	77772	115480	115220	115795	114635
13	120	140	250	55.0	28.1	110685	38886	38886	77772	77772	134610	121700	132252	120702
14	120	140	250	55.0	27.8	110685	0	77772	77772	77772	118530	129180	119291	131075
15	120	140	250	55.0	28.1	110685	38886	19443	77772	77772	121070	108450	118662	107524
16	120	140	250	55.0	84.0	110685	38886	0	77772	77772	141470	143070	141726	143765
17	120	140	250	55.0	84.0	110685	116660	0	77772	77772	161040	161750	162069	160469
18	120	140	250	55.0	82.5	110685	0	0	77772	77772	127560	131520	128256	133274
19	120	140	250	55.0	83.2	110685	38886	38886	77772	77772	214930	196060	210724	194646
20	120	140	250	55.0	83.2	0	0	58329	0	0	54620	61684	57388	62715
21	120	140	250	55.0	82.8	110685	0	19443	77772	77772	148870	158890	150848	159521
22	120	140	250	55.0	82.8	110685	0	58329	77772	77772	208020	208990	207006	208456

23	120	140	250	55.0	105.3	110685	116660	0	77772	77772	183750	188220	186184	188086
24	120	140	250	55.0	105.3	110685	38886	38886	77772	77772	227240	223220	225577	223448
25	250	300	600	200.0	41.1	222350	146157	0	0	68434	193600	172100	188235	171229
26	250	300	600	200.0	39.9	222350	62519	0	0	68434	121100	135730	123781	136461
27	250	300	600	200.0	40.4	222350	160321	0	0	68434	183000	175660	184577	174923
28	250	300	600	200.0	40.8	133410	160321	0	0	68434	125300	132770	127057	132938
29	250	300	600	200.0	31.1	441790	293868	0	0	61867	309200	280680	302774	279988
30	250	300	600	200.0	30.0	246920	293868	0	0	61867	194400	204200	195703	205812
31	250	300	600	200.0	32.2	308660	201900	0	0	61867	195300	205410	196904	205282
32	250	300	600	200.0	40.2	133410	93469	88940	0	68434	194900	194230	194523	195879
33	250	300	600	200.0	33.3	246920	170880	166560	0	61867	321800	322210	324066	321166
34	250	300	600	200.0	33.3	185190	123420	123460	0	61867	240500	248470	240737	249253
35	250	300	600	200.0	36.9	172200	124680	235580	0	63144	311900	318490	312841	317785
36	250	300	600	200.0	37.1	86994	55964	280110	0	63144	265100	286270	285426	286741
37	250	300	600	200.0	38.3	437210	55964	280110	0	63144	328100	328750	328621	328778
38	250	300	600	200.0	33.7	172200	124680	232250	0	63144	317900	314980	315782	314619
39	250	300	600	200.0	37.2	86994	55964	280110	0	63144	312020	286370	289719	286821
40	250	300	600	200.0	34.6	461000	296028	0	0	67767	266070	290520	272177	291040
41	250	300	600	200.0	33.1	247870	174898	167201	0	67767	339800	326810	334857	326020
42	250	300	600	200.0	36.7	309840	206647	0	0	67767	227000	219350	224810	218448
43	250	300	600	200.0	33.3	461000	296028	0	174898	174898	258200	264670	260847	265708
44	250	300	600	200.0	35.2	461000	296028	0	174898	174898	268600	268740	269203	269994
45	250	300	600	200.0	36.9	309840	206647	0	110350	110350	231700	233590	232176	233662
46	127	305	610	114.0	33.6	67624	192300	0	29804	0	144120	153760	146829	153268
47	127	305	610	114.0	30.5	234090	198760	0	58719	0	190950	194130	191349	195766
48	127	305	610	114.0	30.9	234090	133490	0	59430	0	169470	166850	169110	167455
49	127	305	610	114.0	31.6	248970	170310	0	62455	0	176590	187840	179459	189644
50	127	305	610	114.0	31.6	101440	165990	0	56228	0	188730	170650	185414	168693
51	127	305	610	114.0	29.4	248970	171270	0	59608	0	176940	180900	177927	181772

52	230	305	600	270.0	60.6	600340	511767	0	179332	179332	526000	522950	524273	523086
53	222	305	600	270.0	60.6	600340	383850	0	179332	298870	457000	449920	456482	446849
54	220	300	600	90.0	60.6	600340	639734	0	119540	0	690000	692440	691376	694972
55	230	310	600	270.0	60.6	600340	383850	0	179332	179332	370000	391210	376484	394913
56	225	310	600	90.0	27.7	600340	639734	0	119540	0	632000	622740	629643	619495
57	230	315	600	270.0	27.7	600340	383850	0	179332	179332	337000	340830	338764	340057
58	229	315	600	270.0	27.7	600340	383850	0	119540	179332	359000	355140	358559	354223
59	220	300	600	80.0	48.5	600340	895620	0	119540	0	787000	784420	786797	786063
60	230	310	600	270.0	48.5	600340	511767	0	179332	179332	517000	505930	514290	504973
61	228	302	600	90.0	48.5	600340	639734	0	119540	0	626000	642630	629443	645966
62	222	430	600	275.0	60.6	600340	895620	0	119540	0	1046000	1031600	1038014	1027357
63	230	425	600	540.0	60.6	600340	511767	0	179332	298870	573000	572530	572193	572644
64	227	423	600	285.0	60.6	600340	639734	0	119540	0	802000	779770	796889	775194
65	228	420	600	540.0	60.6	600340	383850	0	119540	179332	465000	466780	465886	467115
66	225	424	600	540.0	48.5	600340	511767	0	179332	179332	564000	562270	562588	562077
67	220	420	600	285.0	48.5	600340	639734	0	119540	0	630000	654360	635962	660669
68	220	425	600	540.0	48.5	600340	383850	0	119540	179332	460000	458830	459727	458446
69	200	300	600	80.0	62.6	396980	653900	0	104990	0	705000	727170	708961	729255
70	200	300	600	80.0	69.2	396980	653900	0	104990	0	713000	739790	718014	743752
71	200	300	600	160.0	34.0	396980	368200	0	104990	0	360000	359440	360683	358274
72	200	300	600	160.0	62.6	396980	435900	0	104990	0	513000	519650	513478	517797
73	200	300	600	80.0	33.7	264620	435900	0	104990	0	458000	458100	455241	459269
74	200	300	600	80.0	69.2	264620	435900	0	104990	0	642000	630560	636541	628172
75	200	300	600	160.0	33.7	264620	306820	0	104990	0	291000	287710	290429	287430
76	200	300	600	160.0	62.6	264620	306820	0	104990	0	351000	367470	353504	371142
77	200	300	600	160.0	69.2	264620	306820	0	104990	0	392000	390580	392011	392433
78	228	279	457	63.5	35.5	165516	58731	0	0	39153	200400	187110	187841	187215
79	228	279	457	63.5	35.5	165516	58731	0	0	39153	177430	187110	187841	187215
80	228	178	305	63.5	35.5	234930	58731	0	0	39153	84640	82748	80111	83481

81	228	178	305	63.5	35.5	234930	58731	0	0	39153	73120	82748	80111	83481
82	120	140	250	55.0	27.0	110685	0	0	0	0	64870	56532	62879	55768
83	120	140	250	55.0	79.0	110685	0	0	0	0	98560	92582	97814	91545
84	120	140	250	55.0	27.0	110685	116660	0	77772	77772	95160	98769	95768	98780
85	200	300	600	270.5	32.5	319740	343570	0	112833	333136	313000	310730	312772	310868
86	200	300	600	270.5	32.5	319740	343570	0	112833	266537	307000	307260	306525	308061
87	200	300	600	277.0	32.5	254412	229030	0	112833	199891	236000	243680	236703	244581
88	200	300	600	277.0	32.5	254412	229030	0	112833	133245	257000	243970	253609	240391
89	200	300	600	270.5	48.6	426280	343570	0	169270	399782	402000	399840	401029	398531
90	200	300	600	270.5	48.6	426280	343570	0	112833	333136	371000	369350	369970	369508
91	200	300	600	270.5	48.6	319740	343570	0	169270	266537	374000	370760	372797	370135
92	200	300	600	270.5	48.6	319740	343570	0	169270	199891	362000	359090	360492	357929
93	200	300	600	264.0	62.9	438070	458060	0	225710	399782	469000	472440	469828	473291
94	200	300	600	264.0	62.9	438070	458060	0	169270	333136	492000	499900	490160	490869
95	200	300	600	270.5	62.9	319740	343570	0	169270	266537	378000	383660	379053	383907
96	200	300	600	270.5	62.9	319740	343570	0	169270	199891	379000	372920	378404	372025
97	200	300	600	350.5	32.5	426280	343570	0	112833	333136	285000	288530	286066	289660
98	200	300	600	350.5	32.5	426280	343570	0	112833	266537	284000	285550	284259	286492
99	200	300	600	350.5	48.6	479580	343570	0	112833	466428	351000	351550	351112	350996
100	200	300	600	350.5	48.6	479580	343570	0	112833	399782	344000	340240	343480	340335
101	200	300	600	350.5	48.6	426280	343570	0	112833	333136	308000	314490	309479	315005
102	200	300	600	350.5	48.6	426280	343570	0	112833	266537	311000	308520	311312	307835
103	200	300	600	350.5	62.9	479580	343570	0	112833	466428	362000	362030	362635	361985
104	200	300	600	350.5	62.9	479580	343570	0	112833	399782	352000	354180	353136	354642
105	200	150	300	200.0	20.3	62800	28134	0	80384	56269	37500	35959	36899	36414
106	200	150	300	200.0	20.0	62800	28134	0	80384	0	34500	33855	33737	33238
107	200	200	400	95.0	30.2	127290	254570	0	84857	103240	129250	132830	130615	134826
108	200	200	400	180.0	30.2	127290	254570	0	84857	103240	101200	102410	102424	102030
109	220	160	370	75.0	10.7	105950	67050	0	0	50958	72980	68269	72048	66958

110	150	150	300	75.0	13.1	105950	24420	0	0	67322	34750	47305	37463	49700
111	150	150	300	75.0	13.1	105950	24420	0	0	50958	31750	47272	36219	48879
112	150	150	300	75.0	13.1	105950	48840	0	0	50958	65830	53067	60645	53726
113	150	150	300	75.0	13.1	105950	24420	52991	0	67322	75730	75882	75358	77361
114	150	150	300	75.0	13.1	105950	24420	52991	0	50958	65000	74121	67347	74771
115	150	160	315	75.0	18.1	105950	67000	0	0	50958	70000	64553	68813	62386
116	150	150	300	75.0	18.1	105950	54000	0	0	67322	66000	57028	63933	57033
117	150	150	300	75.0	18.1	105950	54000	0	0	50958	50000	56620	52900	55721
118	150	155	305	75.0	16.0	105950	27000	52962	0	67322	79100	81651	79746	81681
119	150	150	305	75.0	16.0	105950	27000	52962	0	50958	75000	77572	75148	77024
120	150	150	300	75.0	15.2	105950	53900	33658	0	50958	92800	75014	89430	73572
121	150	150	300	75.0	15.2	105950	53900	33658	33661	100980	90000	92680	90329	91588
122	150	150	300	75.0	15.2	105950	53900	67317	33661	100980	116200	111260	115301	111161
123	1000	250	480	150.0	56.4	854790	326240	472200	0	0	922000	919730	919813	919647
124	350	500	1000	320.0	56.8	242810	157050	0	0	104700	245000	248330	247207	248683
125	350	500	1000	320.0	56.4	481500	319652	0	0	104700	472000	469590	470599	470269
126	350	500	1000	320.0	56.4	481500	559391	0	0	104700	555000	553760	554733	551703
127	350	500	1000	320.0	49.6	751088	485620	0	0	104700	628000	626910	626948	626371
128	350	500	1000	320.0	49.6	751088	971240	0	0	104700	728000	731560	729982	733570
129	350	500	1000	320.0	52.0	1059750	1456900	0	0	104700	995000	992860	993796	992083
130	200	460	600	170.0	61.7	397310	702480	0	113660	0	834000	849560	842711	850860
131	200	460	600	180.0	61.7	264840	585390	0	113660	0	693000	673640	687022	674390
132	200	460	600	310.0	61.7	264840	470890	0	113660	0	437000	431740	436926	427702
133	200	460	600	170.0	61.2	397310	702480	0	113660	0	860000	846240	849773	847693
134	200	460	600	310.0	62.6	397310	585390	0	113660	0	512000	536520	518046	542542
135	200	460	600	180.0	57.8	264840	585390	0	113660	0	629000	651870	633767	653991
136	200	460	600	310.0	53.3	264840	470890	0	113660	0	427000	411090	425362	407213
137	200	380	600	120.0	61.7	264840	702480	0	113660	0	786000	770190	782415	766421
138	200	380	600	240.0	61.7	264840	585390	0	113660	0	466000	435610	452202	439256

139	200	380	600	130.0	61.7	397310	585390	0	113660	0	820000	812180	814822	807035
140	200	380	600	240.0	61.7	397310	470890	0	113660	0	538000	521320	535540	520605
141	200	380	600	240.0	60.1	264840	585390	0	113660	0	371000	429090	392607	433640
142	200	300	600	80.0	61.7	264840	702480	0	113660	0	705000	692530	702165	690543
143	200	300	600	170.0	61.7	264840	585390	0	113660	0	471000	478660	475832	478501
144	200	300	600	90.0	61.7	397310	585390	0	113660	0	744000	717830	738737	714110
145	200	300	600	170.0	61.7	397310	470890	0	113660	0	501000	526640	509197	523812
146	200	300	600	80.0	71.6	264840	702480	0	113660	0	681000	695080	683390	697429
147	200	300	600	90.0	69.6	397310	585390	0	113660	0	772000	739680	765091	736874
148	200	300	600	170.0	58.9	397310	470890	0	113660	0	544000	513860	536384	512297
149	225	250	500	100.0	38.1	300600	172000	0	0	0	216000	216960	221806	215539
150	225	250	500	100.0	38.0	300600	172000	0	0	0	231000	216760	222964	215324
151	225	250	500	100.0	38.6	379800	144110	0	0	0	203000	210160	205127	211140
152	225	250	500	100.0	36.9	379800	144110	0	0	0	205000	206920	205043	207437
153	225	250	500	100.0	39.1	86000	0	312256	0	0	181000	183870	183332	183820
154	225	250	500	100.0	38.8	203450	72436	124968	0	0	220000	220120	220044	219467
155	150	200	400	150.0	35.4	183600	183600	0	183600	0	110000	103400	109047	103437
156	150	200	400	81.0	36.7	183600	183600	0	183600	0	137000	137240	137263	138029
157	150	200	400	57.0	36.0	183600	183600	0	183600	0	139000	152340	142999	152911
158	150	200	400	25.0	36.3	183600	183600	0	183600	0	185000	177040	182211	177638
159	150	200	400	125.0	36.6	183600	183600	0	183600	0	101000	113230	104027	113769
160	150	200	400	100.0	35.0	183600	183600	0	183600	0	125000	123810	124233	124359
161	150	200	400	81.0	36.7	205800	183600	0	183600	0	149000	141800	147597	141746
162	150	200	400	57.0	36.0	205800	183600	0	183600	0	162000	156960	160004	156601
163	150	200	400	25.0	36.3	205800	183600	0	183600	0	177000	181790	179330	181334
164	150	200	400	125.0	36.6	240000	183600	0	183600	0	124000	124260	125270	122469
165	200	250	500	150.0	43.6	114650	158000	171970	0	100480	301500	295200	299674	294115
166	200	250	500	150.0	43.6	229290	237010	171970	0	100480	331800	337650	332390	339707
167	200	250	500	150.0	43.6	114650	158000	0	0	100480	140000	142750	140535	142630

168	200	250	500	150.0	43.6	229290	237010	0	0	100480	220000	216120	219204	215159
-----	-----	-----	-----	-------	------	--------	--------	---	---	--------	--------	--------	--------	--------

Tabella B.2 – Test dataset e relative previsioni di capacità portante ottenute attraverso i modelli di regressione “Rational Quadratic GPR”, “Exponential GPR” e “Matern 5/2 GPR” (dimensioni in mm e resistenze in N).

Istanza	$b$	$h$	$H$	$a$	$f_c$	$R_s$	$R_v$	$R_d$	$R_h$	$R_{vn}$	$V_u$	Previsione RQ	Previsione EXP	Previsione MAT 5/2
1	400	325	700	202.5	33.8	0	338492	239190	0	0	147900	164550	194170	153340
2	120	140	250	55.0	27.0	110685	116660	0	77772	77772	105260	98769	95767	98779
3	120	140	250	55.0	27.0	110685	116660	0	77772	77772	95280	98769	95767	98779
4	120	140	250	55.0	27.8	110685	58329	0	77772	77772	127460	123820	118990	124040
5	120	140	250	55.0	27.3	0	58329	0	0	0	31470	36267	44728	38720
6	120	140	250	55.0	82.5	0	116660	0	0	0	24490	55046	92137	45447
7	250	300	600	200.0	39.3	133410	146157	0	0	68434	145800	125340	121750	126730
8	250	300	600	200.0	31.9	185190	201900	0	0	61867	141700	149850	149630	153230
9	127	305	610	114.0	33.0	101880	131330	0	59608	0	178360	164840	170420	162870
10	127	305	610	114.0	37.0	101440	163820	0	57829	0	215820	180630	184720	181120
11	220	300	600	80.0	60.6	600340	895620	0	119540	0	811000	807700	822220	813570
12	220	300	600	90.0	60.6	600340	767701	0	119540	0	704000	750600	761990	756160
13	225	302	600	90.0	27.7	600340	639734	0	119540	0	550000	612680	618660	608060
14	220	300	600	90.0	27.7	600340	639734	0	119540	0	491000	610850	616090	605800
15	235	315	600	270.0	27.7	600340	383850	0	179332	239080	348000	361400	360210	358390
16	230	308	600	270.0	48.5	600340	383850	0	179332	239080	375000	398890	407050	396410
17	220	415	600	275.0	48.5	600340	895620	0	119540	0	884000	907190	892060	908720
18	200	300	600	80.0	34.0	396980	544900	0	104990	0	561000	563530	539130	563660
19	200	300	600	160.0	69.2	396980	435900	0	104990	0	521000	546770	541230	542360
20	200	300	600	80.0	62.6	264620	435900	0	104990	0	599000	611160	588490	607910
21	120	140	250	55.0	27.0	110685	116660	0	77772	77772	105260	98769	95767	98779
22	200	300	600	357.0	32.5	319740	229030	0	112833	266537	248000	215240	227830	220110
23	200	300	600	357.0	32.5	319740	229030	0	112833	199891	234000	227510	223770	227340
24	200	300	600	350.5	62.9	426280	343570	0	112833	333136	344000	329900	346630	330180
25	200	300	600	350.5	62.9	426280	343570	0	112833	266537	346000	321480	344450	320450

26	200	150	300	200.0	21.0	62800	28134	0	0	56269	35000	13171	16934	20004
27	150	200	400	200.0	30.0	65940	26125	0	65940	26125	56350	43994	34854	41673
28	214	164	370	75.0	11.3	105950	24420	0	0	50958	42240	57530	59709	57084
29	220	190	370	75.0	10.7	105950	33600	87596	0	67322	65000	114330	111370	114300
30	150	150	300	75.0	13.1	105950	48840	0	0	67322	55220	53223	53114	54655
31	150	160	315	75.0	18.1	105950	54000	0	0	67322	60000	62035	66218	61195
32	1000	250	480	150.0	57.5	1282200	652480	0	0	0	706000	679810	780660	535600
33	350	500	1000	320.0	56.8	242810	314100	0	0	104700	283000	307630	325630	302960
34	350	500	1000	320.0	52.0	1059750	728430	0	0	104700	868000	764510	774460	760330
35	200	460	600	310.0	61.7	397310	585390	0	113660	0	536000	531330	519740	537720
36	200	380	600	120.0	61.8	264840	702480	0	113660	0	732000	770540	782410	766770
37	200	380	600	130.0	58.3	397310	585390	0	113660	0	764000	790860	782830	787040
38	200	380	600	240.0	63.6	397310	470890	0	113660	0	534000	531990	540180	530150
39	200	300	600	170.0	70.5	264840	585390	0	113660	0	507000	501450	536600	498160
40	225	250	500	100.0	42.2	86000	172000	312256	0	0	260000	226870	256460	221770
41	150	200	400	150.0	35.4	205800	183600	0	183600	0	92000	107260	112390	106570
42	150	200	400	100.0	35.0	240000	183600	0	183600	0	132000	134970	140610	133030

Tabella B.3 – Training dataset del sottogruppo  $f_c \leq 37.15$  MPa e relative previsioni di capacità portante ottenute attraverso il modello di regressione “Support Vector Machine” (dimensioni in mm e resistenze in N).

Istanza	$b$	$h$	$H$	$a$	$f_c$	$R_s$	$R_v$	$R_d$	$R_h$	$R_m$	$V_u$	Previsione
1	220	160	370	75.0	10.7	105948.0	67050.0	0.0	0.0	50958.4	72980.0	61779.8
2	150	150	300	75.0	13.1	105948.0	48840.0	0.0	0.0	50958.4	65830.0	54630.3
3	127	305	610	114.0	37.0	101436.4	163824.9	0.0	57828.9	0.0	215817.0	204616.4
4	120	140	250	55.0	27.3	0.0	0.0	58328.6	0.0	0.0	31470.0	42671.1
5	150	150	300	75.0	13.1	105948.0	48840.0	0.0	0.0	67321.6	55220.0	47571.0
6	225	302	600	90.0	27.7	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	550000.0	539674.9
7	228	178	305	63.5	35.5	234925.1	58730.6	0.0	0.0	39152.8	73120.0	84319.6
8	228	279	457	63.5	35.5	165516.0	58730.6	0.0	0.0	39152.8	200400.0	189198.9
9	120	140	250	55.0	27.1	110685.0	77771.5	0.0	77771.5	77771.5	97340.0	105018.1
10	150	200	400	200.0	30.0	65940.0	26124.8	0.0	65940.0	26124.8	56350.0	67549.1
11	150	155	305	75.0	16.0	105948.0	27000.0	52962.3	0.0	67321.6	79100.0	75301.7
12	150	200	400	81.0	36.7	183600.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	137000.0	137068.5
13	400	325	700	202.5	15.4	179394.5	338492.0	239192.6	0.0	0.0	200000.0	188803.5
14	200	300	600	277.0	32.5	254412.0	229028.4	0.0	112833.0	133245.0	257000.0	245798.5
15	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	0.0	58328.6	77771.5	77771.5	127460.0	124066.5
16	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	155543.0	0.0	77771.5	77771.5	96340.0	103487.5
17	200	300	600	277.0	32.5	254412.0	229028.4	0.0	112833.0	199891.0	236000.0	245806.6
18	150	150	300	75.0	13.1	105948.0	24420.0	52990.6	0.0	67321.6	75730.0	65409.8
19	127	305	610	114.0	31.6	101436.4	165986.8	0.0	56227.5	0.0	188728.6	177528.4
20	150	150	300	75.0	13.1	105948.0	24420.0	0.0	0.0	50958.4	31750.0	42949.5
21	200	300	600	357.0	32.5	319744.6	229028.4	0.0	112833.0	266537.0	248000.0	240641.5
22	200	300	600	270.5	32.5	319744.6	343565.2	0.0	112833.0	266537.0	307000.0	295801.1
23	150	200	400	25.0	36.3	183600.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	185000.0	173799.6
24	230	315	600	270.0	27.7	600340.4	383850.5	0.0	179332.0	179332.0	337000.0	348202.8
25	200	150	300	200.0	20.3	62800.0	28134.4	0.0	80384.0	56268.8	37500.0	43384.5
26	150	150	300	75.0	18.1	105948.0	54000.0	0.0	0.0	50958.4	50000.0	61198.5

27	150	160	315	75.0	18.1	105948.0	54000.0	0.0	0.0	67321.6	60000.0	63525.4
28	250	300	600	200.0	32.2	308655.7	201898.2	0.0	0.0	61866.8	195300.0	205218.7
29	250	300	600	200.0	36.9	172197.6	124684.2	235575.9	0.0	63144.1	311900.0	323099.5
30	127	305	610	114.0	30.9	234091.5	133486.9	0.0	59430.3	0.0	169468.8	180668.8
31	150	150	300	75.0	15.2	105948.0	53900.0	33658.3	0.0	50958.4	92800.0	81598.9
32	400	325	700	202.5	33.8	179394.5	338492.0	0.0	0.0	0.0	122450.0	133649.6
33	120	140	250	55.0	27.0	110685.0	116657.3	0.0	77771.5	77771.5	105260.0	106358.9
34	400	325	700	202.5	33.8	0.0	338492.0	239192.6	0.0	0.0	147900.0	136699.6
35	120	140	250	55.0	27.0	110685.0	0.0	0.0	0.0	0.0	64870.0	53670.4
36	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	0.0	77771.5	77771.5	77771.5	118530.0	129730.7
37	150	150	300	75.0	18.1	105948.0	54000.0	0.0	0.0	67321.6	66000.0	55850.2
38	200	300	600	80.0	33.7	264622.9	435903.9	0.0	104990.4	0.0	458000.0	446800.0
39	150	200	400	57.0	36.0	183600.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	139000.0	150198.4
40	120	140	250	55.0	28.1	110685.0	38885.8	38885.8	77771.5	77771.5	134610.0	123409.3
41	200	300	600	350.5	32.5	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	266537.0	284000.0	276543.7
42	200	200	400	95.0	30.2	127285.4	254570.8	0.0	84856.9	103241.2	129250.0	118049.5
43	150	150	305	75.0	16.0	105948.0	27000.0	52962.3	0.0	50958.4	75000.0	80961.7
44	150	200	400	81.0	36.7	205800.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	149000.0	137945.8
45	250	300	600	200.0	33.3	246924.6	170878.8	166560.5	0.0	61866.8	321800.0	322331.3
46	150	150	300	75.0	15.2	105948.0	53900.0	33658.3	33660.8	100982.4	90000.0	78799.3
47	250	300	600	200.0	33.1	247874.1	174898.0	167201.0	0.0	67767.5	339800.0	328597.4
48	150	200	400	57.0	36.0	205800.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	162000.0	150799.0
49	229	315	600	270.0	27.7	600340.4	383850.5	0.0	119540.7	179332.0	359000.0	347802.1
50	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	0.0	19442.9	77771.5	77771.5	101280.0	106271.0
51	220	190	370	75.0	10.7	105948.0	33600.0	87596.4	0.0	67321.6	65000.0	76201.0
52	200	150	300	200.0	21.0	62800.0	28134.4	0.0	0.0	56268.8	35000.0	23800.4
53	250	300	600	200.0	34.6	461002.2	296028.0	0.0	0.0	67767.5	266070.0	277269.8
54	200	300	600	350.5	32.5	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	333136.0	285000.0	274892.0
55	127	305	610	114.0	30.5	234091.5	198762.4	0.0	58718.6	0.0	190952.6	193637.0

56	225	310	600	90.0	27.7	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	632000.0	620806.1
57	127	305	610	114.0	33.0	101876.8	131333.9	0.0	59608.3	0.0	178364.8	180953.4
58	200	300	600	357.0	32.5	319744.6	229028.4	0.0	112833.0	199891.0	234000.0	245201.2
59	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	0.0	0.0	77771.5	77771.5	83190.0	94390.3
60	400	325	700	202.5	33.8	179394.5	169246.0	239192.6	0.0	0.0	179350.0	168152.2
61	235	315	600	270.0	27.7	600340.4	383850.5	0.0	179332.0	239081.4	348000.0	343622.7
62	150	200	400	125.0	36.6	240000.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	124000.0	113307.3
63	400	325	700	202.5	33.8	179394.5	338492.0	239192.6	0.0	0.0	201150.0	212348.3
64	250	300	600	200.0	36.9	309842.6	206647.0	0.0	110347.1	110347.1	231700.0	242898.8
65	150	200	400	125.0	36.6	183600.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	101000.0	112200.6
66	400	325	700	202.5	15.4	179394.5	169246.0	239192.6	0.0	0.0	151400.0	152134.4
67	200	150	300	200.0	20.0	62800.0	28134.4	0.0	80384.0	0.0	34500.0	45699.2
68	250	300	600	200.0	33.3	185193.4	123418.6	123462.3	0.0	61866.8	240500.0	251697.7
69	150	200	400	100.0	35.0	183600.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	125000.0	122008.2
70	250	300	600	200.0	30.0	246924.6	293868.0	0.0	0.0	61866.8	194400.0	205599.5
71	120	140	250	55.0	27.6	0.0	116657.3	0.0	0.0	0.0	13670.0	24869.4
72	228	178	305	63.5	35.5	234925.1	58730.6	0.0	0.0	39152.8	84640.0	84319.6
73	250	300	600	200.0	33.7	172197.6	124684.2	232245.3	0.0	63144.1	317900.0	325297.7
74	214	164	370	75.0	11.3	105948.0	24420.0	0.0	0.0	50958.4	42240.0	46931.5
75	250	300	600	200.0	37.1	86993.7	55964.1	280108.5	0.0	63144.1	265100.0	276298.7
76	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	38885.8	0.0	77771.5	77771.5	91280.0	100460.5
77	225	250	500	100.0	36.9	379800.0	144107.6	0.0	0.0	0.0	205000.0	193798.5
78	220	300	600	90.0	27.7	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	491000.0	502205.0
79	150	200	400	25.0	36.3	205800.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	177000.0	174188.9
80	120	140	250	55.0	27.0	110685.0	116657.3	0.0	77771.5	77771.5	95160.0	106358.9
81	127	305	610	114.0	33.6	67624.2	192303.4	0.0	29804.1	0.0	144115.2	155314.6
82	200	300	600	160.0	34.0	396980.5	368199.8	0.0	104990.4	0.0	360000.0	355410.6
83	200	200	400	180.0	30.2	127285.4	254570.8	0.0	84856.9	103241.2	101200.0	112398.9
84	250	300	600	200.0	36.7	309842.6	206647.0	0.0	0.0	67767.5	227000.0	215989.9

Tabella B.4 – Test dataset del sottogruppo  $f_c \leq 37.15$  MPa e relative previsioni di capacità portante ottenute attraverso il modello di regressione “Support Vector Machine” (dimensioni in mm e resistenze in N).

Istanza	$b$	$h$	$H$	$a$	$f_c$	$R_s$	$R_v$	$R_d$	$R_h$	$R_{vm}$	$V_u$	Previsione
1	200	300	600	160.0	33.7	264622.9	306818.9	0.0	104990.4	0.0	291000.0	314991.4
2	120	140	250	55.0	27.0	110685.0	116657.3	0.0	77771.5	77771.5	95280.0	106358.9
3	127	305	610	114.0	29.4	248966.8	171271.5	0.0	59608.3	0.0	176941.4	182394.4
4	150	200	400	150.0	35.4	205800.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	92000.0	99427.3
5	120	140	250	55.0	28.1	110685.0	38885.8	19442.9	77771.5	77771.5	121070.0	112683.8
6	127	305	610	114.0	31.6	248966.8	170310.6	0.0	62455.2	0.0	176585.6	195855.7
7	250	300	600	200.0	31.9	185193.4	201898.2	0.0	0.0	61866.8	141700.0	175317.9
8	200	300	600	80.0	34.0	396980.5	544901.4	0.0	104990.4	0.0	561000.0	532168.3
9	200	300	600	270.5	32.5	319744.6	343565.2	0.0	112833.0	333136.0	313000.0	302323.3
10	150	200	400	100.0	35.0	240000.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	132000.0	122111.1
11	150	150	300	75.0	15.2	105948.0	53900.0	67316.6	33660.8	100982.4	116200.0	91798.5
12	150	160	315	75.0	18.1	105948.0	67000.0	0.0	0.0	50958.4	70000.0	72310.5
13	250	300	600	200.0	31.1	441790.5	293868.0	0.0	0.0	61866.8	309200.0	261103.2
14	228	279	457	63.5	35.5	165516.0	58730.6	0.0	0.0	39152.8	177430.0	189198.9
15	150	150	300	75.0	13.1	105948.0	24420.0	0.0	0.0	67321.6	34750.0	35581.7
16	150	150	300	75.0	13.1	105948.0	24420.0	52990.6	0.0	50958.4	65000.0	74964.1
17	120	140	250	55.0	27.8	110685.0	0.0	38885.8	77771.5	77771.5	115480.0	116204.8
18	150	200	400	150.0	35.4	183600.0	183600.0	0.0	183600.0	0.0	110000.0	98242.2
19	120	140	250	55.0	27.0	110685.0	116657.3	0.0	77771.5	77771.5	105260.0	106358.9
20	250	300	600	200.0	35.2	461002.2	296028.0	0.0	174898.0	174898.0	268600.0	295226.7
21	250	300	600	200.0	33.3	461002.2	296028.0	0.0	174898.0	174898.0	258200.0	293407.6

Tabella B.5 – Training dataset del sottogruppo  $f_c > 37.15$  MPa e relative previsioni di capacità portante ottenute attraverso il modello di regressione “Exponential GPR” (dimensioni in mm e resistenze in N).

Istanza	$b$	$h$	$H$	$a$	$f_c$	$R_s$	$R_v$	$R_d$	$R_h$	$R_{vn}$	$V_u$	Previsione
1	200	300	600	270.5	48.6	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	333136.0	371000.0	370748.2
2	200	300	600	270.5	62.9	319744.6	343565.2	0.0	169269.4	266537.0	378000.0	378248.5
3	220	420	600	285.0	48.5	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	630000.0	630941.2
4	120	140	250	55.0	82.8	110685.0	0.0	19442.9	77771.5	77771.5	148870.0	149423.9
5	200	300	600	350.5	48.6	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	266537.0	311000.0	311010.0
6	250	300	600	200.0	41.1	222351.3	146157.0	0.0	0.0	68434.4	193600.0	192468.1
7	222	305	600	270.0	60.6	600340.4	383850.5	0.0	179332.0	298872.7	457000.0	456744.1
8	250	300	600	200.0	37.2	86993.7	55964.1	280108.5	0.0	63144.1	312020.0	311500.5
9	225	250	500	100.0	38.1	300600.0	172000.0	0.0	0.0	0.0	216000.0	220555.9
10	200	380	600	120.0	61.7	264840.6	702484.4	0.0	113663.5	0.0	786000.0	784958.7
11	120	140	250	55.0	83.2	110685.0	38885.8	38885.8	77771.5	77771.5	214930.0	213911.3
12	200	300	600	160.0	62.6	396980.5	435903.9	0.0	104990.4	0.0	513000.0	512813.0
13	200	300	600	350.5	48.6	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	333136.0	308000.0	308422.7
14	200	300	600	264.0	62.9	438069.1	458056.8	0.0	169269.4	333136.0	492000.0	491551.8
15	230	310	600	270.0	60.6	600340.4	383850.5	0.0	179332.0	179332.0	370000.0	371613.5
16	200	460	600	310.0	53.3	264840.6	470885.6	0.0	113663.5	0.0	427000.0	426836.5
17	350	500	1000	320.0	49.6	751088.0	485619.8	0.0	0.0	104700.2	628000.0	627692.4
18	200	460	600	180.0	57.8	264840.6	585388.3	0.0	113663.5	0.0	629000.0	630092.4
19	250	300	600	200.0	39.3	133410.8	146157.0	0.0	0.0	68434.4	145800.0	144755.1
20	200	460	600	170.0	61.2	397307.1	702484.4	0.0	113663.5	0.0	860000.0	856205.4
21	250	300	600	200.0	40.8	133410.8	160321.0	0.0	0.0	68434.4	125300.0	126884.1
22	200	300	600	160.0	69.2	264622.9	306818.9	0.0	104990.4	0.0	392000.0	392073.8
23	220	300	600	80.0	60.6	600340.4	895617.5	0.0	119540.7	0.0	811000.0	810526.7
24	200	300	600	80.0	62.6	264622.9	435903.9	0.0	104990.4	0.0	599000.0	598846.0
25	200	460	600	310.0	61.7	264840.6	470885.6	0.0	113663.5	0.0	437000.0	436798.1
26	200	300	600	350.5	48.6	479575.6	343565.2	0.0	112833.0	466428.0	351000.0	351136.4

27	225	250	500	100.0	38.6	379800.0	144107.6	0.0	0.0	0.0	203000.0	203630.4
28	200	300	600	160.0	62.6	264622.9	306818.9	0.0	104990.4	0.0	351000.0	351718.6
29	200	300	600	90.0	69.6	397307.1	585388.3	0.0	113663.5	0.0	772000.0	769950.8
30	200	300	600	80.0	71.6	264840.6	702484.4	0.0	113663.5	0.0	681000.0	681433.1
31	200	300	600	264.0	62.9	438069.1	458056.8	0.0	225705.8	399782.0	469000.0	469213.6
32	200	380	600	240.0	63.6	397307.1	470885.6	0.0	113663.5	0.0	534000.0	533184.7
33	200	380	600	130.0	58.3	397307.1	585388.3	0.0	113663.5	0.0	764000.0	763437.4
34	200	300	600	270.5	48.6	319744.6	343565.2	0.0	169269.4	199891.0	362000.0	361847.1
35	250	300	600	200.0	39.9	222351.3	62519.0	0.0	0.0	68434.4	121100.0	121995.9
36	350	500	1000	320.0	52.0	1059750.0	1456859.5	0.0	0.0	104700.2	995000.0	994572.9
37	120	140	250	55.0	105.3	110685.0	116657.3	0.0	77771.5	77771.5	183750.0	184205.0
38	200	300	600	270.5	62.9	319744.6	343565.2	0.0	169269.4	199891.0	379000.0	378831.6
39	200	460	600	180.0	61.7	264840.6	585388.3	0.0	113663.5	0.0	693000.0	691587.7
40	225	250	500	100.0	39.1	86000.0	0.0	312256.0	0.0	0.0	181000.0	181659.5
41	230	305	600	270.0	60.6	600340.4	511767.0	0.0	179332.0	179332.0	526000.0	525019.8
42	222	430	600	275.0	60.6	600340.4	895617.5	0.0	119540.7	0.0	1046000.0	1043873.8
43	250	300	600	200.0	40.2	133410.8	93469.0	88940.5	0.0	68434.4	194900.0	194842.8
44	200	250	500	150.0	43.6	229290.3	237007.2	0.0	0.0	100480.0	220000.0	219968.8
45	120	140	250	55.0	82.5	110685.0	0.0	0.0	77771.5	77771.5	127560.0	127829.9
46	200	300	600	270.5	48.6	319744.6	343565.2	0.0	169269.4	266537.0	374000.0	373795.0
47	200	300	600	350.5	48.6	479575.6	343565.2	0.0	112833.0	399782.0	344000.0	343970.3
48	220	415	600	275.0	48.5	600340.4	895617.5	0.0	119540.7	0.0	884000.0	883738.5
49	200	380	600	240.0	60.1	264840.6	585388.3	0.0	113663.5	0.0	371000.0	373268.8
50	200	250	500	150.0	43.6	229290.3	237007.2	171967.8	0.0	100480.0	331800.0	331752.0
51	120	140	250	55.0	82.8	110685.0	0.0	58328.6	77771.5	77771.5	208020.0	207935.6
52	200	300	600	170.0	61.7	264840.6	585388.3	0.0	113663.5	0.0	471000.0	471923.6
53	350	500	1000	320.0	56.4	481500.2	559391.0	0.0	0.0	104700.2	555000.0	554644.1
54	225	250	500	100.0	42.2	86000.0	172000.0	312256.0	0.0	0.0	260000.0	259959.0
55	200	300	600	90.0	61.7	397307.1	585388.3	0.0	113663.5	0.0	744000.0	742598.6

56	350	500	1000	320.0	56.8	242809.9	314100.5	0.0	0.0	104700.2	283000.0	283557.8
57	350	500	1000	320.0	49.6	751088.0	971239.7	0.0	0.0	104700.2	728000.0	728423.2
58	200	300	600	80.0	62.6	396980.5	653898.8	0.0	104990.4	0.0	705000.0	706117.9
59	120	140	250	55.0	82.5	0.0	116657.3	0.0	0.0	0.0	24490.0	25325.6
60	220	300	600	80.0	48.5	600340.4	895617.5	0.0	119540.7	0.0	787000.0	786876.2
61	120	140	250	55.0	105.3	110685.0	38885.8	38885.8	77771.5	77771.5	227240.0	226781.6
62	220	300	600	90.0	60.6	600340.4	767701.0	0.0	119540.7	0.0	704000.0	705306.0
63	230	308	600	270.0	48.5	600340.4	383850.5	0.0	179332.0	239081.4	375000.0	375563.1
64	200	300	600	170.0	61.7	397307.1	470885.6	0.0	113663.5	0.0	501000.0	502752.3
65	200	300	600	160.0	69.2	396980.5	435903.9	0.0	104990.4	0.0	521000.0	521378.2
66	225	250	500	100.0	38.8	203450.0	72436.0	124968.0	0.0	0.0	220000.0	220132.2
67	228	420	600	540.0	60.6	600340.4	383850.5	0.0	119540.7	179332.0	465000.0	465009.3
68	350	500	1000	320.0	56.8	242809.9	157050.2	0.0	0.0	104700.2	245000.0	245193.0
69	200	300	600	350.5	62.9	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	266537.0	346000.0	345981.4
70	200	460	600	310.0	62.6	397307.1	585388.3	0.0	113663.5	0.0	512000.0	514688.8
71	230	425	600	540.0	60.6	600340.4	511767.0	0.0	179332.0	298872.7	573000.0	572651.3
72	200	460	600	310.0	61.7	397307.1	585388.3	0.0	113663.5	0.0	536000.0	534367.8
73	120	140	250	55.0	83.2	0.0	0.0	58328.6	0.0	0.0	54620.0	54915.9
74	200	460	600	170.0	61.7	397307.1	702484.4	0.0	113663.5	0.0	834000.0	837269.2
75	200	250	500	150.0	43.6	114645.2	158004.8	171967.8	0.0	100480.0	301500.0	301069.8
76	200	300	600	170.0	58.9	397307.1	470885.6	0.0	113663.5	0.0	544000.0	542414.3
77	120	140	250	55.0	84.0	110685.0	116657.3	0.0	77771.5	77771.5	161040.0	161253.8
78	200	300	600	80.0	69.2	396980.5	653898.8	0.0	104990.4	0.0	713000.0	714218.2
79	120	140	250	55.0	79.0	110685.0	0.0	0.0	0.0	0.0	98560.0	98062.6
80	200	300	600	80.0	61.7	264840.6	702484.4	0.0	113663.5	0.0	705000.0	704617.8
81	225	250	500	100.0	38.0	300600.0	172000.0	0.0	0.0	0.0	231000.0	226081.1
82	250	300	600	200.0	38.3	437208.6	55964.1	280108.5	0.0	63144.1	328100.0	328178.5
83	200	300	600	80.0	69.2	264622.9	435903.9	0.0	104990.4	0.0	642000.0	640898.4
84	120	140	250	55.0	84.0	110685.0	38885.8	0.0	77771.5	77771.5	141470.0	141437.4

Tabella B.6 – Test dataset del sottogruppo  $f_c > 37.15$  MPa e relative previsioni di capacità portante ottenute attraverso il modello di regressione “Exponential GPR” (dimensioni in mm e resistenze in N).

Istanza	$b$	$h$	$H$	$a$	$f_c$	$R_s$	$R_v$	$R_d$	$R_h$	$R_{vn}$	$V_u$	Previsione
1	230	310	600	270.0	48.5	600340.4	511767.0	0.0	179332.0	179332.0	517000.0	472942.1
2	228	302	600	90.0	48.5	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	626000.0	665685.8
3	200	380	600	240.0	61.7	397307.1	470885.6	0.0	113663.5	0.0	538000.0	517976.9
4	250	300	600	200.0	40.4	222351.3	160321.0	0.0	0.0	68434.4	183000.0	193418.2
5	200	380	600	120.0	61.8	264840.6	702484.4	0.0	113663.5	0.0	732000.0	784590.8
6	200	300	600	350.5	62.9	479575.6	343565.2	0.0	112833.0	466428.0	362000.0	384619.4
7	200	300	600	350.5	62.9	426284.4	343565.2	0.0	112833.0	333136.0	344000.0	356947.1
8	220	425	600	540.0	48.5	600340.4	383850.5	0.0	119540.7	179332.0	460000.0	446426.8
9	200	250	500	150.0	43.6	114645.2	158004.8	0.0	0.0	100480.0	140000.0	162554.3
10	200	380	600	240.0	61.7	264840.6	585388.3	0.0	113663.5	0.0	466000.0	398342.3
11	200	300	600	270.5	48.6	426284.4	343565.2	0.0	169269.4	399782.0	402000.0	391526.7
12	1000	250	480	150.0	56.4	854789.3	326240.0	472200.0	0.0	0.0	922000.0	464732.9
13	227	423	600	285.0	60.6	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	802000.0	737285.8
14	350	500	1000	320.0	56.4	481500.2	319652.0	0.0	0.0	104700.2	472000.0	438853.3
15	225	424	600	540.0	48.5	600340.4	511767.0	0.0	179332.0	179332.0	564000.0	524823.7
16	220	300	600	90.0	60.6	600340.4	639734.0	0.0	119540.7	0.0	690000.0	687214.6
17	1000	250	480	150.0	57.5	1282184.0	652480.0	0.0	0.0	0.0	706000.0	525887.1
18	200	300	600	350.5	62.9	479575.6	343565.2	0.0	112833.0	399782.0	352000.0	379020.5
19	200	380	600	130.0	61.7	397307.1	585388.3	0.0	113663.5	0.0	820000.0	767493.6
20	200	300	600	170.0	70.5	264840.6	585388.3	0.0	113663.5	0.0	507000.0	527550.9
21	350	500	1000	320.0	52.0	1059750.0	728429.8	0.0	0.0	104700.2	868000.0	761909.2