



UNIVERSITÀ DI PARMA

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI
PARMA

DOTTORATO DI RICERCA IN
“INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA”

CICLO XXXVIII°

**Nuovi strumenti per il progetto ed il monitoraggio di
elementi critici della sovrastruttura ferroviaria**

Coordinatore:
Chiar.mo Prof. Andrea Spagnoli

Tutore:
Chiar.mo Prof. Felice Giuliani

Dottorando: Aldo La Placa

Anni Accademici 2022/2023 – 2024/2025

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA

DOTTORATO DI RICERCA IN
“INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA”

CICLO XXXVIII°

Settore Scientifico Disciplinare: CEAR-03/A - Strade, ferrovie e
aeroporti

Aldo La Placa

Nuovi strumenti per il progetto ed il monitoraggio di elementi critici della sovrastruttura ferroviaria

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. Andrea Spagnoli

Tutore:

Chiar.mo Prof. Felice Giuliani

Parma, Gennaio 2026

Abstract

Nato sotto gli auspici del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nel campo della mobilità sostenibile in attuazione della Missione 4, istruzione e ricerca, questo lavoro affronta in modo integrato la caratterizzazione dei materiali, le tecniche di monitoraggio e la modellazione della sovrastruttura ferroviaria, con l'obiettivo di sviluppare strumenti sperimentali di tipo analogico e digitale per fornire supporto alla progettazione e manutenzione ferroviaria.

Il primo contributo presenta una procedura per la caratterizzazione meccanica e funzionale dei materiali bituminosi destinati agli strati di sub-ballast, considerati strategici per le prestazioni e la durabilità dell'intera sovrastruttura e del corpo stradale. È stata, quindi, concepita una procedura di caratterizzazione laboratoriale finalizzata a riprodurre l'interazione tra gli elementi lapidei della massicciata e lo strato bituminoso sottostante, denominata *punching test*. A tal fine, è stato progettato un supporto denominato *Adaptive Indentation Plate (AIP)*, dotato di cinque punte tronco-piramidali che replica i punti di contatto della massicciata su provini cilindrici ($\Phi 150$ mm). Per validare il test proposto è stata condotta una campagna sperimentale che ha permesso di identificare i parametri caratteristici della prova evidenziando differenze marcate tra le miscele testate.

Nell'ambito degli studi sul monitoraggio ferroviario, la ricerca ha affrontato lo sviluppo e la sperimentazione di sistemi di monitoraggio cosiddetti *wayside* per valutare il comportamento della sovrastruttura al transito del materiale rotabile. A tal fine, è stato sviluppato un framework multimodale per l'acquisizione sincronizzata di dati ottici e accelerometrici, testato sul campo presso San Giacomo di Guastalla (RE). I risultati hanno confermato l'efficacia del framework, permettendo di identificare correlazioni significative tra spostamenti e accelerazioni, oltre a differenze comportamentali legate alla tipologia di treno, alla direzione di marcia e alle condizioni locali della sovrastruttura. Strutturando l'installazione coordinata come tuple parametrizzate e collegandole ad indici prestazionali misurabili, il framework consente riproducibilità, confrontabilità inter-sito per l'estensione del sistema a siti differenti.

La ricerca si è, quindi, estesa allo sviluppo di gemelli digitali della sovrastruttura, implementati integrando anche le misure raccolte sul campo. Come caso di studio centrale, sono stati analizzati e modellati i giunti isolati incollati, noti punti di criticità del binario, al fine di studiarne il comportamento e le prestazioni in condizioni operative. Impiegando misure di parametri come il *gap value* (ΔL), nel gemello digitale sono stati simulati potenziali scenari di degrado variando il precarico dei bulloni, le condizioni di incollaggio e supporto.

Per implementare al meglio il gemello digitale, perfezionare l'approccio multimodale di monitoraggio e valutare in modo dettagliato le interazioni tra gli strati dell'infrastruttura è stata progettata e sviluppata una modalità di analisi in ambiente laboratoriale: un telaio di prova di nuova concezione, progettato per ospitare una sezione di binario in scala reale. Questo prototipo multifunzionale, denominato *Railway Superstructure Test Frame (RSTF)*, è stato concepito per

riprodurre in ambiente di laboratorio condizioni di vincolo e di carico rappresentative del comportamento reale della sede ferroviaria. Il sistema è stato progettato per simulare l'effetto del passaggio del carico di una sala montata ferroviaria sull'insieme degli strati costitutivi del tracciato, monitorandone in modo continuo la risposta strutturale in condizioni controllate e ripetibili. La realizzazione del prototipo ha fornito una piattaforma sperimentale versatile per riprodurre, testare e analizzare una sezione ferroviaria completa comprendente l'intera sovrastruttura e lo strato di sub-ballast in conglomerato bituminoso. L'insieme dei risultati ottenuti apre a scenari di concreta trasferibilità della ricerca all'attuazione ferroviaria, derivata da prove di laboratorio mirate, campagne di monitoraggio wayside su scala estesa e modellazione numerica avanzata, con prospettive di sviluppo finalizzate a favorire l'adozione operativa dei risultati e a migliorare complessivamente le prestazioni, la sicurezza e la sostenibilità della rete ferroviaria.

This work was developed as part of mission 4: education and research in the field of sustainable mobility under the National Recovery and Resilience Plan. It takes an integrated approach to characterizing materials, monitoring and modelling the railway superstructure. The aim is to develop physical and digital experimental tools to support the design and maintenance of railways.

The first contribution outlines a procedure for the mechanical and functional characterization of bituminous materials used in sub-ballast layers. These layers are crucial for the performance and durability of the entire superstructure and railway track. A laboratory procedure has been developed to simulate the interaction between the stone elements of the ballast and the underlying bituminous layer; this procedure is called a *punching test*. To this end, an *Adaptive Indentation Plate (AIP)* support was designed with five truncated pyramidal tips to replicate the contact points of the ballast on cylindrical specimens ($\Phi 150$ mm). An experimental study was conducted to validate the proposed test and identify its characteristic parameters, revealing significant differences between the tested mixtures.

In the field of railway monitoring studies, the focus is on developing and testing *wayside* monitoring systems to assess the behavior of the superstructure during the passage of rolling stock. To this end, a multimodal framework was developed to enable synchronized acquisition of optical and accelerometric data. This framework was then tested in the field at San Giacomo di Guastalla (RE). The results confirmed the effectiveness of the framework, identifying significant correlations between displacements and accelerations, as well as behavioral differences related to train type, direction of travel, and local superstructure conditions. Structuring the coordinated installation as parameterized tuple sets and linking them to measurable performance indices enables the framework to be reproduced and compared across sites.

The research was then extended to include the development of digital twins of the superstructure, incorporating field measurements. As a central case study, bonded insulated joints, a critical point of the track, were analyzed and modelled to investigate their behavior and

performance under operational conditions. The digital twin was then used to simulate potential degradation scenarios by varying parameters such as the *gap value* (ΔL), bolt preload, bonding conditions and support properties.

To optimally implement the digital twin, refine the multimodal monitoring approach and gain in-depth analysis of the interactions between infrastructure layers, a dedicated laboratory testing setup has been designed. This comprises a newly conceived test frame designed to host a full-scale track section. This multifunctional prototype, named *Railway Superstructure Test Frame* (RSTF), replicates the boundary conditions and loading representative of real railway substructure behavior in a laboratory environment. It simulates the effect of a trains' load on all the track's layers and continuously monitors the structural response under controlled and repeatable conditions. Building the prototype provided a flexible experimental environment in which to recreate, test and analyze a full railway section, incorporating the entire superstructure and the bituminous sub-ballast layer. The results obtained open up possibilities for the practical application of research in the railway sector based on targeted laboratory tests, large-scale wayside monitoring campaigns, and advanced numerical modelling. The aim is to promote the operational adoption of these results to improve the overall performance, safety and sustainability of the railway network.

Publicazioni

Publicazioni su rivista internazionale:

- **La Placa, A.**, Freddi, F., Giuliani, F. *Monitoring of Insulated Rail Joints Based on Gap Value Measurement*. Urban Rail Transit 10, 28–41 (2024).
<https://doi.org/10.1007/s40864-023-00206-0>
- Bianchi, G., Fanelli, C., Freddi, F., Giuliani, F., **La Placa, A.** *Systematic review railway infrastructure monitoring: from classic techniques to predictive maintenance*. Advances in Mechanical Engineering (2024)
<https://doi.org/10.1177/16878132241285631>
- **La Placa, A.**, Autelitano, F., Neduzha, L., Tiutkin, O., Giuliani, F. *Roles and functions of asphalt sub-ballast in the modern maintenance of the European railways*. International Journal of Transportation Science and Technology (2025).
<https://doi.org/10.1016/j.ijtst.2024.12.003>
- **La Placa, A.**, Autelitano, F. & Giuliani, F. *Punching test for mechanical characterization of asphalt railway sub-ballast*. Railw. Eng. Sci. (2025).
<https://doi.org/10.1007/s40534-025-00407-2>
- Bianchi, G., Freddi, F., Giuliani, F., **La Placa, A.** *Implementation of an AI-based predictive structural health monitoring strategy for bonded insulated rail joints using digital twins under varied bolt conditions*. Railw. Eng. Sci. (2025).
<https://doi.org/10.1007/s40534-024-00371-3>

Proceeding:

- **La Placa A.**, Freddi F., Giuliani F. (2023). *Bonded insulated rail joint monitoring using gap opening variation with fibre optic sensors: analytical validation and limits*. Transportation Research Procedia, 15th International Scientific Conference on Sustainable, Modern and Safe Transport (TRANSCOM 2023).
<https://doi.org/10.1016/j.trpro.2023.11.237>
- **La Placa A.**, Benelli F., Bianchi G., Freddi F., Giuliani F. (2023). *Behaviour of supported and unsupported insulated rail joint under different preload conditions*. Transportation Research Procedia, 4th International Conference on Transport Infrastructure and Systems (TIS Roma 2024).
<https://doi.org/10.1016/j.trpro.2025.06.013>

Libri:

- Bosurgi, G., Coropulis, S., Giacomello, G., Giunta, M., Intignano, M., **La Placa, A.**, Leonardi, G., Loprencipe, G., Pasquini, E., Roberti, R., Rondinella, F., Vignali, V. *Infrastrutture ferroviarie. Didattica, ricerca e nuove sfide: Rapporto tecnico della S.I.I.V.*. Editore: FedOA - Federico II University Press, Napoli (2025).
<https://doi.org/10.6093/978-88-6887-372-1>

Sommario

Abstract.....	I
Pubblicazioni.....	IV
Sommario.....	V
Capitolo 1: Introduzione.....	1
1.1 Contesto di sviluppo della ricerca.....	1
1.2 Scopo della tesi.....	2
1.3 Schema della tesi.....	2
Capitolo 2: Il sub-ballast bituminoso: ruolo nelle strategie manutentive moderne e caratterizzazione meccanica innovativa.....	5
2.1 Aspetti chiave.....	5
2.2 Diffusione del sub-ballast in conglomerato bituminoso nel contesto Europeo.....	8
2.2.1 Composizione e proprietà meccaniche delle miscele di conglomerato bituminoso per strati di sottofondo ferroviario.....	12
2.2.2 Esperienze in sito.....	14
2.2.3 Benefici attesi dall'utilizzo dei sub-ballast ferroviari in conglomerato bituminoso.....	15
2.2.4 Sostenibilità economica e ambientale.....	18
2.2.5 Sviluppi innovativi e ciclo di vita.....	24
2.3 Innovativa prova di punzonatura per la caratterizzazione meccanica dei sub-ballast in conglomerato bituminoso.....	26
2.3.1 Panoramica dei metodi di prova di punzonatura e obiettivo della ricerca.....	28
2.3.2 Configurazione sperimentale del test.....	30
2.3.3 Studio di fattibilità.....	37
2.4 Conclusioni del capitolo.....	46
Capitolo 3: Sistemi di monitoraggio wayside per la pianificazione della manutenzione ferroviaria.....	57
3.1 Aspetti chiave.....	57
3.2 Dalle tecniche classiche alla manutenzione predittiva: una panoramica sul monitoraggio ferroviario.....	58
3.2.1 Il monitoraggio della geometria del binario e delle rotaie.....	61
3.2.2 Il monitoraggio delle traverse.....	64
3.2.3 Il monitoraggio del ballast.....	65
3.2.4 Il ruolo del monitoraggio nell'evoluzione della manutenzione ferroviaria.....	66

3.3 Approccio multimodale al monitoraggio wayside: integrazione di sistemi ottici e accelerometrici.....	67
3.3.1 Parametrizzazione degli strumenti impiegati	69
3.3.2 Posizionamento della strumentazione.....	71
3.3.3 Applicazione in sito: il campo prove di San Giacomo.....	73
3.4 Conclusioni del capitolo.....	86
Capitolo 4: Manutenzione predittiva dei giunti isolati incollati: monitoraggio e gemelli digitali.....	95
4.1 Aspetti chiave.....	95
4.2 Monitoraggio dei giunti isolati incollati tramite la misura del gap value.....	101
4.3 Campo prove di Crespellano.....	103
4.3.1 Acquisizione e gestione di dati a bassa frequenza.....	106
4.3.2 Acquisizione e gestione di dati ad alta frequenza.....	113
4.4 Gemelli digitali per la valutazione di possibili scenari di degrado.....	117
4.4.1 Influenza dell'incollaggio sul gap value.....	118
4.4.2 Analisi del comportamento delle configurazioni supportata e sospesa in funzione delle condizioni di precarico.....	123
4.5 Conclusioni del capitolo.....	130
Capitolo 5: Railway Superstructure Test Frame RSTF.....	137
5.1 Aspetti chiave.....	137
5.2 Progettazione e costruzione del prototipo multifunzionale RSTF.....	139
5.3 Progettazione e costruzione della sezione ferroviaria.....	144
5.4 Installazione sistema di monitoraggio.....	151
5.5 Conclusioni del capitolo.....	153
Capitolo 6: Conclusioni e sviluppi futuri.....	155

Capitolo 1

Introduzione

1.1 Contesto di sviluppo della ricerca

Le ricerche presentate in questa tesi sono state sviluppate nell'ambito del Centro Nazionale per la Mobilità Sostenibile (CNMS), nello Spoke 4 - Trasporto Ferroviario. Il progetto, finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU - Missione 4 Componente 2 Investimento 1.4, promuove l'innovazione nel settore ferroviario per favorire una mobilità più efficiente, sicura e sostenibile. In particolare, il lavoro si colloca nel filone dedicato alle nuove strategie e alle innovazioni tecnologiche per la gestione e la manutenzione delle infrastrutture ferroviarie, tema oggi centrale per garantire l'adeguata affidabilità e durabilità delle infrastrutture in un contesto di crescente domanda di capacità e sostenibilità ambientale. Le attività dello Spoke spaziano dalla riduzione delle emissioni di CO₂ alla digitalizzazione delle infrastrutture, dallo sviluppo di sistemi di trazione elettrica e ibrida all'uso di materiali leggeri per i rotabili, fino all'adozione di strategie di manutenzione predittiva basate su big data e intelligenza artificiale. In questo contesto, il lavoro sviluppato in tesi ha coinvolto due specifici Work Package dello Spoke 4:

- WP1 - Incremento della capacità del trasporto ferroviario.

Nell'ambito del task 1.3, la ricerca ha contribuito allo sviluppo di infrastrutture ferroviarie sostenibili, attraverso un approccio integrato volto alla valutazione di capacità operativa, efficienza economica, durabilità, sicurezza di esercizio e vita utile dei componenti dell'infrastruttura, con particolare attenzione allo strato di sub-ballast. L'attività si è incentrata sullo studio e la caratterizzazione meccanica dei sub-ballast in conglomerato bituminoso, introducendo un innovativo metodo di caratterizzazione per valutare l'impiego di materiali innovativi per il miglioramento delle prestazioni strutturali e della sostenibilità complessiva della linea ferroviaria.

- WP3 - Digitalizzazione del trasporto ferroviario.

Le attività di questo WP sono orientate alla digitalizzazione dei sistemi ferroviari e allo sviluppo di approcci di manutenzione predittiva, basati sull'acquisizione e l'elaborazione di dati provenienti da sistemi di monitoraggio wayside e on-board.

Nel task 3.1, la ricerca ha riguardato la modellazione del comportamento della sovrastruttura ferroviaria e la realizzazione di gemelli digitali del giunto isolato incollato. Nel task 3.3, si è previsto lo sviluppo di metodologie avanzate di monitoraggio wayside, mediante sistemi di acquisizione ad alta efficienza e campagne sperimentali in esercizio, finalizzate all'automatizzazione dei processi di analisi e alla loro integrazione in piattaforme di supporto alle decisioni per la manutenzione.

1.2 Scopo della tesi

L'obiettivo della ricerca è contribuire allo sviluppo di strategie innovative per la progettazione, il monitoraggio e la gestione delle sovrastrutture ferroviarie, attraverso un approccio integrato che combina osservazioni sperimentali, acquisizione dati in esercizio e modellazione digitale. Lo scopo principale consiste nel fornire strumenti e metodologie capaci di descrivere e prevedere il comportamento delle infrastrutture, considerando le interazioni tra materiali e componenti, e di supportare decisioni di manutenzione più efficienti, sicure e sostenibili. Il lavoro si è focalizzato sulla definizione di procedure sperimentali e strumenti analitici capaci di replicare in laboratorio le condizioni operative reali e di monitorare in campo la risposta della sovrastruttura, con l'obiettivo di identificare parametri rappresentativi del suo stato e sviluppare modelli digitali affidabili. L'approccio integrato permette di anticipare scenari di degrado, valutare nuove soluzioni costruttive e materiali innovativi, e di tradurre le osservazioni in informazioni utili per strategie di manutenzione predittiva e ottimizzazione delle prestazioni infrastrutturali.

In sintesi, la ricerca mira a fornire un quadro metodologico coerente e versatile, che consenta di collegare analisi sperimentali, dati misurati in esercizio e modelli digitali, al fine di supportare lo sviluppo di sovrastrutture ferroviarie più resilienti, durature e sostenibili, rispondendo alle esigenze di sicurezza, continuità di servizio ed efficienza del trasporto ferroviario moderno.

1.3 Schema della tesi

La tesi si articola attorno a tre direttrici principali, strettamente integrate tra loro, che riflettono l'approccio sperimentale, digitale e predittivo adottato nello studio delle sovrastrutture ferroviarie. La prima direttrice riguarda lo studio e la caratterizzazione meccanica del sub-ballast in conglomerato bituminoso, strato fondamentale per la durabilità e le prestazioni strutturali della sovrastruttura. Attraverso prove sperimentali innovative, è stato possibile valutare in modo comparativo le prestazioni di differenti materiali, definire parametri prestazionali specifici per le condizioni ferroviarie e approfondire la comprensione dell'interazione tra massicciata e strato bituminoso, elemento cruciale per la durabilità a lungo termine.

La seconda direttrice si concentra sulle tecniche di monitoraggio way-side della sovrastruttura, sviluppate per acquisire dati ad alta risoluzione e rilevare precocemente fenomeni di degrado. A questo scopo è stato introdotto un framework multimodale, sistematico e parametrizzato, per l'acquisizione sincronizzata di dati ottici e accelerometrici. Le campagne sperimentali condotte in esercizio hanno permesso di monitorare il comportamento dinamico della rotaia e dei giunti, fornendo informazioni utili per calibrare modelli digitali avanzati e implementare strategie di manutenzione predittiva.

La terza direttrice riguarda lo studio dei giunti isolati incollati, scelti come caso di studio per la loro complessità e sensibilità ai fenomeni di degrado. In questo ambito è stato sviluppato un gemello digitale capace di riprodurre il comportamento meccanico della sovrastruttura, simulare scenari di degrado e fornire strumenti predittivi per la gestione e manutenzione dei giunti. L'integrazione tra dati sperimentali e modellazione digitale ha permesso di identificare condizioni critiche e di definire parametri quantitativi affidabili per il supporto decisionale.

Queste tre direttrici sono state poi integrate attraverso la progettazione e realizzazione del Railway Superstructure Test Frame (RSTF), prototipo sperimentale in scala reale progettato per riprodurre in laboratorio le condizioni di carico tipiche dell'esercizio ferroviario su una sezione completa di sovrastruttura. Il RSTF, del quale concezione e fisica realizzazione hanno accompagnato l'intero percorso di attività di dottorato, consentirà nel futuro di riprodurre ed osservare in maniera controllata le interazioni tra strati e componenti, testare materiali innovativi, validare i sistemi di monitoraggio e i gemelli digitali sviluppati, in condizioni operative sicure e controllabili proprie del laboratorio, analizzando fenomeni di degrado difficilmente osservabili in esercizio con altrettanta precisione e sicurezza. In questo modo, la piattaforma ha rappresentato il punto di convergenza delle tre direttrici, offrendo un contesto sperimentale unico per l'analisi integrata della sovrastruttura e fornendo strumenti avanzati a supporto di strategie di progettazione e manutenzione più sostenibili, affidabili ed efficienti.

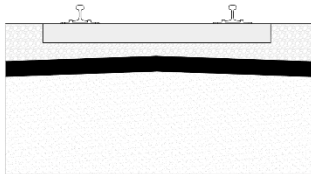
Tabella 1-1 Schema della tesi

Capitoli	Contenuti
1	Introduzione
2	Il sub-ballast bituminoso: ruolo nelle strategie manutentive moderne e caratterizzazione meccanica innovativa
3	Sistemi di monitoraggio wayside per la pianificazione della manutenzione ferroviaria
4	Manutenzione predittiva dei giunti isolati incollati: monitoraggio e gemelli digitali
5	Railway Superstructure Test Frame RSTF
6	Conclusioni e sviluppi futuri

Capitolo 2

Il sub-ballast bituminoso: ruolo nelle strategie manutentive moderne e caratterizzazione meccanica innovativa

2.1 Aspetti chiave



Sub-ballast in conglomerato bituminoso

durabilità - distribuzione carichi - drenaggio

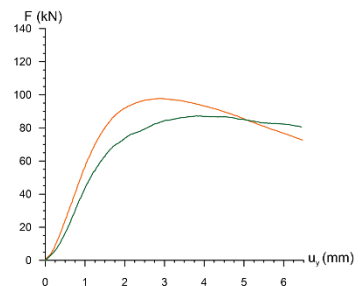
Test ferroviario specializzato

Adaptive Indentation Plate



Punching test

Simulazione dell'interazione massiccata/sub-ballast



Output del test

semplicità & riproducibilità

Nel quadro complessivo delle politiche per lo sviluppo di infrastrutture e sistemi di trasporto per la mobilità sostenibile, il trasporto ferroviario ha ruolo predominante ed è nuovamente al centro della pianificazione degli investimenti dopo le limitazioni a cui è stato soggetto il trasporto collettivo, anche a seguito della pandemia da Covid-19, favorendo la coesione economica e sociale, rafforzando la resilienza e stimolando la crescita sostenibile a livello Europeo [1]. Gli obiettivi di sostenibilità ambientale e di neutralità climatica al 2050 delle iniziative strategiche comunitarie, sintetizzate del Green Deal Europeo, presuppongono che parte sostanziale del 75% dei trasporti interni di merci che oggi avviene su strada debba essere trasferito alle ferrovie ed alle vie navigabili interne [2]. Allo stesso tempo la rete ferroviaria continentale tende verso la massima integrazione di sistemi e infrastrutture esistenti con importanti upgrade strutturali, aumento della sicurezza nelle comunicazioni, maggiore affidabilità nella gestione del patrimonio e nella programmazione degli interventi di manutenzione. Sistemi infrastrutturali sempre più complessi e raffinati quali quelli ferroviari devono quindi risultare intrinsecamente resilienti di fronte all'atteso aumento della circolazione e di fronte alla inevitabile esposizione delle opere lineari a eventi calamitosi anche eccezionali, con l'adozione di soluzioni di ingegneria che possano aumentare la vita di servizio di progetto e minimizzare impatti economici ed ambientali degli interventi manutentivi. L'evoluzione tecnologica del settore ferroviario è progredita con diverse velocità, con eccezionale accelerazione per ciò che riguarda il materiale rotabile, i relativi sistemi di controllo e la sicurezza della circolazione. Meno evidente è l'evoluzione per ciò che riguarda il progetto e la costruzione della rete ferroviaria fisica, non solo per il minore contenuto tecnologico ma anche per la cautela con la quale vengono introdotte a larga scala soluzioni costruttive e manutentive delle opere civili sulla rete ferroviaria. Ci sono tuttavia accorgimenti costruttivi, oramai introdotti ed utilizzati diffusamente da decenni, che meritano una rilettura più attenta del beneficio che questi hanno comportato nella durabilità e nella funzionalità delle ferrovie, in particolare quelle di tipo classico con massiciata (*ballasted track*). Tra queste soluzioni rientrano interventi mirati al miglioramento della durabilità dell'infrastruttura ferroviaria, che agiscono sia sulla sovrastruttura, ad esempio mediante l'impiego di elementi elastici nel binario o la stabilizzazione della massiciata [3, 4], sia sulla sottostruttura, attraverso l'incremento della stabilità e della capacità portante mediante l'inserimento di elementi di rinforzo orizzontali e verticali, come i micropali scanalati [5–7].

Tra le soluzioni progettuali che hanno contribuito a migliorare le prestazioni del binario vi è l'introduzione di uno strato nella progettazione dell'infrastruttura tra massiciata e corpo stradale, detto su-ballast. Con riferimento al processo costruttivo ed alla quota rispetto alla sezione ferroviaria, il sub-ballast è individuato topologicamente nel corpo stradale quale strato apicale del rilevato o della trincea ferroviaria le cui caratteristiche di addensamento e finitura, particolarmente curate, sono funzionali a costituire un piano di posa del ballast regolare ed uniforme, con adeguata capacità portante, stabile alle variazioni di temperature stagionali e predisposto per il più efficace allontanamento delle acque di piattaforma [8]. Dal punto di vista

costitutivo, il sub-ballast per le linee ferroviarie ordinarie prevede tradizionalmente l'uso di materiale lapideo arido in configurazione monostrato di miscele sabbia fine e granulati di frantumazione (principalmente in Inghilterra, Germania e Svizzera) o in configurazione bistrato con granulato di frantumazione alla base e miscele a rilevante contenuto di sabbie fini, tipicamente tra il 30% e l'80% w/w, in sommità (soluzione molto comune in Francia) [9]. Tale concezione del sub-ballast ha permesso non solo l'assolvimento di prestazioni di tipo idraulico ma anche una migliore ripartizione delle tensioni esistenti nella massicciata tant'è che, in una modellazione strutturale semplificata, ballast e sub-ballast vengono spesso considerati in solido come unico strato a comportamento elastico alla Winkler di spessore complessivo variabile fino a 90 centimetri [10]. Al fine di limitare le difettosità geometriche e contenere gli oneri manutentivi, si è introdotto progressivamente l'uso di leganti idraulici per la stabilizzazione delle miscele granulari di sub-ballast, abbandonando l'utilizzo di strati interamente in materiale granulare, spesso realizzando anche alcune economie negli spessori [8]. I misti cementati per sub-ballast, tipicamente nello spessore di circa 20 centimetri, non restano esenti tuttavia dai fenomeni di fessurazione e da una suscettibilità ai cicli gelo/disgelo che non consentono di garantire quella vita di progetto che si attende dalle opere ferroviarie soprattutto per le linee principali e AV.

Derivato dalla tecnica delle pavimentazioni stradali e dalle relative modalità di posa in opera [11, 12], il **sub-ballast in conglomerato bituminoso** fa ingresso nello scenario ferroviario europeo con prime applicazioni fra le quali tre tratti pilota della italiana "Direttissima Roma – Firenze" a partire dal 1970, per complessivi 20 km circa, con sezione a doppio binario e velocità di progetto superiore a 250 km/h [13] (Figura 2-1). A partire dai primi anni 2000, con la costruzione estensiva delle linee ferroviarie ad alta velocità (AV) / alta capacità (AC), la soluzione del sub-ballast ferroviario in conglomerato bituminoso si arricchisce di specifiche nuove realizzazioni [14] ed entra, proprio in Italia, nel progetto tipologico con l'adozione e la realizzazione di circa 1200 km di linea AV/AC e la programmazione di ulteriori 400 km di nuova realizzazione [15]. Allo stato attuale, il sub-ballast in conglomerato bituminoso è la sola tipologia prevista dal capitolato italiano e si adotta, dove compatibile, sia alle nuove costruzioni che alle manutenzioni ordinarie e straordinarie di opere esistenti [16]. La tecnologia del sub-ballast in conglomerato bituminoso, nota anche come *Asphalt Underlayment* (AUL) negli Stati Uniti [17], è una soluzione già diffusa in ambito ferroviario. L'utilizzo di leganti bituminosi, tuttavia, non si limita al sub-ballast, ma interessa anche altri strati della sovrastruttura con l'obiettivo di migliorarne la durabilità e la funzionalità. Tra queste applicazioni si distinguono l'*Asphalt Stabilised Ballast* (ASB), adottato per prevenire l'infiltrazione dell'acqua verso il sottofondo, e l'*Asphalt Impermeable Layer* (AIL), che contrasta il fenomeno del pompaggio del limo e la risalita dell'umidità all'interno dell'infrastruttura ferroviaria.

Focalizzandosi sul sub-ballast, anni di esercizio ferroviario, con diffusione più o meno estesa della tipologia costruttiva, consentono oggi di descrivere un quadro conoscitivo più esteso, con una sintesi delle soluzioni presenti a livello Europeo, le caratteristiche compositive e tecniche

richieste dai capitolati di riferimento nonché una rassegna dei principali benefici apportati dal sub-ballast in conglomerato bituminoso con una prospettiva sulla opportunità che tale strato sia adeguatamente caratterizzato in futuro secondo specifiche prestazioni meccanico-funzionali in un processo produttivo il più possibile sostenibile dal punto di vista economico ed ambientale.

2.2 Diffusione del sub-ballast in conglomerato bituminoso nel contesto Europeo

Come già introdotto, le Ferrovie dello Stato Italiane sono state tra le prime e, certamente, le più attive nella adozione del conglomerato bituminoso per strato di sub-ballast. Questo strato è stato geometricamente fissato nello spessore di 12 centimetri e posato su piano di posa in terra notevolmente addensato di uno spessore non inferiore a 30 centimetri, ad elevata capacità portante, denominato “Supercompattato” (Figura 2-1).

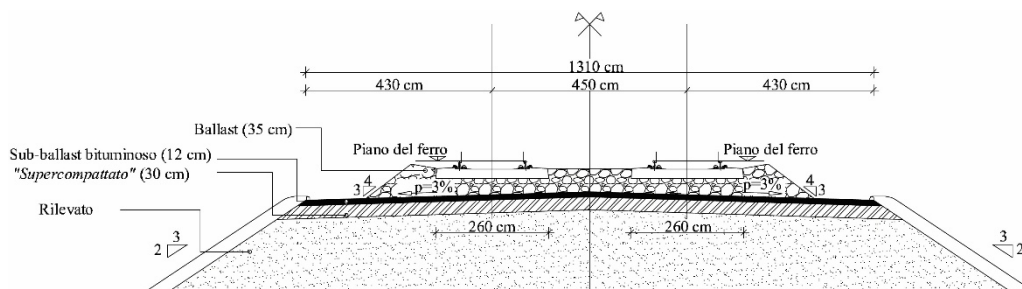


Figura 2-1 Sezione tipo “Direttissima” Roma-Firenze con introduzione di uno strato di sub-ballast in conglomerato bituminoso [18]

Molto limitate sono le applicazioni nel contesto Europeo del sub-ballast in conglomerato bituminoso, soprattutto in termini di estensione e di significatività dell’esperienza di esercizio e tutte sostanzialmente successive ai primi anni 2000 (Figura 2-2). In Austria non ha avuto seguito la pionieristica applicazione Austriaca di Juantal risalente al 1963 che aveva peraltro permesso di osservare nel tratto sperimentale esigenze manutentive ridotte rispetto a soluzioni classiche [19]. Piccoli tratti ben strumentati e monitorati si annoverano localmente sulle reti ferroviarie francesi e spagnole, seguendo le specifiche dettate rispettivamente della “*Société Nationale des Chemins de fer Français – SNCF*” (Società nazionale delle ferrovie francesi) [20] e dell’“*Administrador de Infraestructuras Ferroviarias – ADIF*” (Società nazionale delle ferrovie spagnole) [21, 22]. Viene, inoltre, inclusa nella panoramica fatta anche la prima linea alta velocità (AV) dell’“*Office National des Chemins de Fer du Maroc – ONCF*” (Società nazionale delle ferrovie marocchine), Tangeri – Kenitra AV in servizio dal 2018 con impiego di sub-ballast (*Grave Bitume 4*), in conformità a specifiche tecniche francesi, per un’estensione di circa 200 km [23].

La linea alta velocità francese è stata storicamente realizzata con 30 cm di massiciata poggiati su 20 cm di sottofondo granulare, fondanti su un ulteriore strato di 50 cm di aggregato lapideo calcareo. Anche la SNCF ha deciso di includere il sub-ballast in conglomerato bituminoso

nel catalogo delle pavimentazioni dei binari ferroviari della specifica tecnica francese “IG 90260 - Conception et dimensionnement des plateformes ferroviaires nouvelles pour voie ballastée” [24]. Questa decisione è stata presa dopo la prima fase di costruzione della linea ad alta velocità dell'Europa orientale Parigi - Strasburgo (EE HSL) iniziata nel 2004, durante la quale sono state osservate e segnalate prestazioni eccellenti e costi di manutenzione ridotti. Allo stato attuale la soluzione tecnica francese è adottata in circa 500 km di linee ferroviarie, includendo anche la citata HSL marocchina. Dopo il successo di questa che rappresenta la prima linea alta velocità in Africa, l'ONCF ha in programma di continuare lo sviluppo della rete fino a Marrakesh (450 km) presumibilmente seguendo i medesimi standard costruttivi [25].

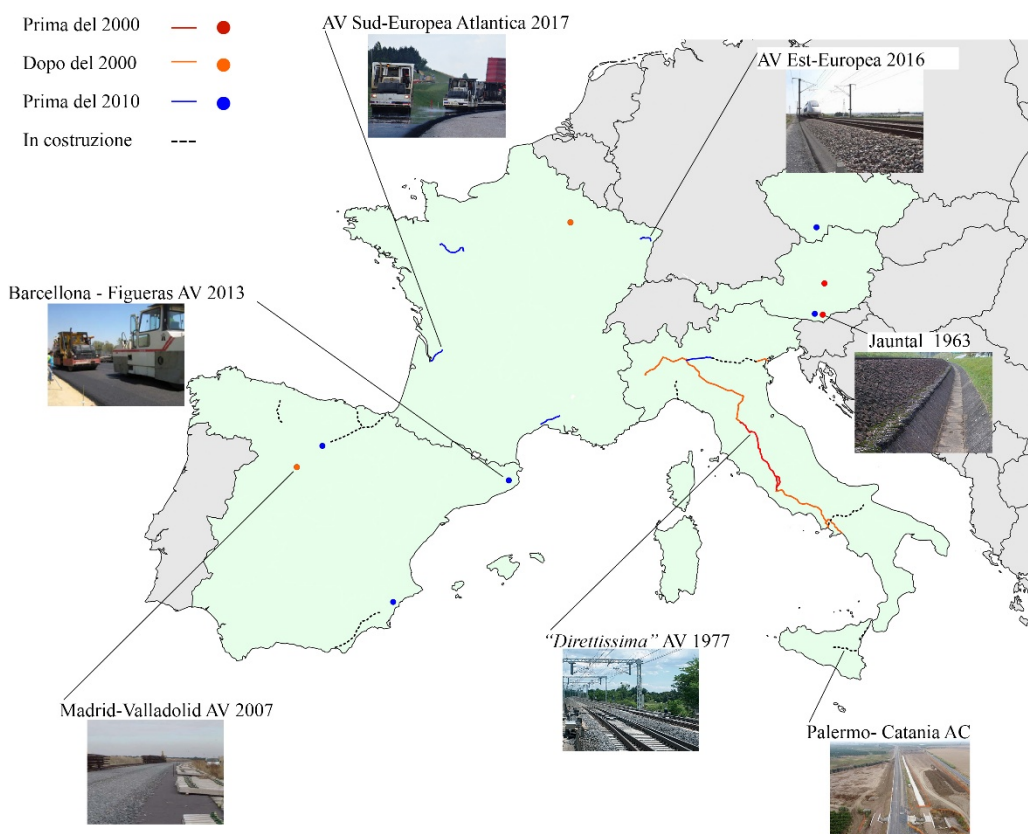


Figura 2-2 Principali applicazioni del sub-ballast bituminoso nel contesto Europeo

In Spagna le prime applicazioni risalgono al 2007 nella linea Madrid – Valladolid tra Valdeillas e il fiume Duero. Sono state realizzate ulteriori sezioni di prova, tra cui la più estesa è di 10 km tra Villodrigo e Villazopeque nella linea Valladolid – Burgos realizzata nel 2015, che hanno portato a considerare questa tecnica come una possibile soluzione per gli oltre 2,000 km di nuove linee alta velocità che verranno realizzate nei prossimi anni in Spagna [12]. Ulteriori applicazioni nel contesto europeo hanno carattere sostanzialmente puntuale e sono documentate

in Repubblica Ceca e in Austria [19, 26, 27]. La scelta del conglomerato bituminoso per la realizzazione del sub-ballast in Europa entra in modo sistematico nel più esteso quadro tipologico funzionale dell'uso generale del conglomerato bituminoso per le opere ferroviarie anche in esito alle importanti esperienze statunitensi [28–31] e giapponesi [32, 33] associate a miglioramento della qualità del tracciato delle linee alta velocità/alta capacità [34]. L'“*Union des transports publics de Suisse*” (Unione dei Trasporti Pubblici Svizzeri) limita l'applicazione del conglomerato bituminoso per sub-ballast ferroviario ad uno scopo essenzialmente di cappa impermeabile inibitrice dello sviluppo di vegetazione [35], adoperando spessori significativamente più ridotti rispetto alle indicazioni di altri Paesi (Figura 2-3, Tabella 2-1). In Germania, i conglomerati bituminosi sono introdotti principalmente in una logica di preparazione della sede ferroviaria e di realizzazione di strati di base per le soluzioni ferroviarie ballastless che sono in generale quelle localmente preferite [36, 37].

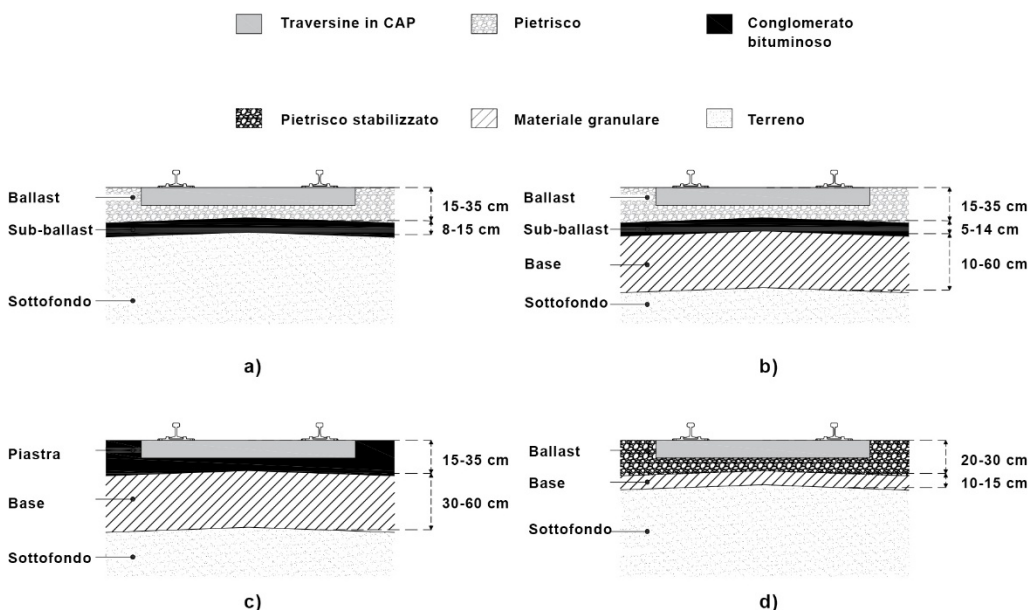


Figura 2-3 Principali applicazioni dei materiali bituminosi nelle ferrovie [38]

Si tratta dei sistemi Getrac, ATD, SATO e Walter, che si differenziano per composizione, funzione e specifiche di applicazione per soddisfare diversi requisiti strutturali, di stabilità e di drenaggio. Ulteriori e più estese applicazioni del legante bituminoso in ambito ferroviario si possono documentare nel Regno Unito [31, 39], molto diffuse oggi in Cina [40–42] che tuttavia vedono l'impiego limitato alla stabilizzazione della massicciata o come mano di attacco, in emulsione bituminosa, tra la sede ferroviaria in calcestruzzo e la piastra di binario.

Il sub-ballast bituminoso: ruolo nelle strategie manutentive moderne e caratterizzazione meccanica innovativa

Tabella 2-1 Principali applicazioni dei materiali bituminosi nelle ferrovie, classificazione rispetto al Paese di utilizzo

Paese	Impiego (Figura 2-3)	Nome locale	Spessore	Strato inferiore	Strato superiore	Funzione
Austria	Sub-ballast (a)	Asphalt deckschicht	8-12 cm	Sottofondo	Ballast 30 cm	Sostegno strutturale, elasticità e protezione dagli effetti dell'acqua e delle variazioni termiche
Inghilterra	Ballast (d)	Bitumen stabilized ballast	25-30 cm	Sottofondo 10-15 cm	/	Stabilizzazione e riduzione del degrado della massicciata
Francia	Sub-ballast (b)	Grave Bitume (GB3-GB4)	12-14 cm	Sottofondo 10-20 cm ($E_V \geq 80\text{MPa}$) ¹	Ballast 30-32 cm	Distribuzione dei carichi e protezione dai fenomeni termo-idrici
Germania	Slab (ballastless) (c)	Asphalt deckschicht (Getrac, ATD, SATO, Walter)	15-20 cm	Base (HBL) 30 cm ($E_V \geq 120\text{MPa}$) ²	/	Garantire il mantenimento delle condizioni geometriche del binario, assorbire le sollecitazioni indotte e consentire lunghi cicli di vita con esigenze manutentive ridotte
			30 -35 cm	Base 60 cm ($E_V \geq 120\text{MPa}$) ²	/	Garantire le condizioni geometriche del binario, assorbire le sollecitazioni indotte e assicurare lunghi cicli di vita con manutenzione minima
Italia	Sub-ballast (b)	Subballast in conglomerato bituminoso	12 cm	Sottofondo 30 cm ($E_V \geq 80\text{MPa}$) ³	Ballast 35 cm	Distribuzione dei carichi e protezione dai fenomeni termo-idrici
Spagna	Sub-ballast (b)	Subbalasto Bituminoso	12-14 cm	Sottofondo 30-40 cm ($E_V \geq 80\text{MPa}$) ³	Ballast 35 cm	Distribuzione dei carichi e protezione dai fenomeni termo-idrici
Svizzera	Sub-ballast (b)	AC Rail + Granulato d'asfalto	7-10 cm	Sottofondo 25-40 cm ($E_V \geq 60\text{MPa}$) ⁴	Ballast 30-35 cm	Strato protettivo

E_v , modulo di deformazione in accordo con:

¹ Piastra dinamica (Dynaplaque 1 o 2) - NF P 94 117-2:2004

² Prova di carico su piastra - DIN 18134

³ Prova di carico su piastra - CNR B.U. N.146/1992 - NLT-357

⁴ Prova di carico su piastra - SN 670 317b

2.2.1 Composizione e proprietà meccaniche delle miscele di conglomerato bituminoso per strati di sottofondo ferroviario

Le miscele bituminose, ottenute mediante la miscelazione a caldo del legante bituminoso con aggregati lapidei e filler, hanno un uso tradizionale e consolidato nelle pavimentazioni stradali flessibili. Le norme di progettazione nel settore ferroviario europeo si basano in larga misura sull'esperienza stradale, con un notevole sovrapporsi nella formulazione e nella valutazione meccanica delle miscele. Non sono riconosciuti parametri di valutazione specifici che tengano conto delle sostanziali differenze tra le condizioni operative di strada e ferrovia in termini di tipo e distribuzione dei carichi (tipo di contatto con la massicciata, intensità e frequenza) e delle prospettive di durabilità. Le normative e le specifiche tecniche Europee derivano pertanto dall'esperienza consolidata nel settore stradale. La progettazione della miscela per lo strato di sub-ballast bituminoso ferroviario non differisce metodologicamente o quantitativamente da quella richiesta per gli strati di binder e/o base delle pavimentazioni stradali flessibili, ma impone uno spessore compreso tra 12 e 14 cm, posato su sottofondi granulari caratterizzati da un modulo di deformazione (E_v), ricavato da prove di carico a piastra, superiore a 80 MPa [16, 43]. Le miscele bituminose devono essere progettate con una distribuzione granulometrica combinata target degli aggregati (incluso il filler) e un contenuto di legante definito (Tabella 2-2). Sebbene le normative spagnole proponano due possibili curve granulometriche, si preferisce la AC 22 S per ridurre la segregazione durante il processo di posa. Per il sub-ballast bituminoso sono richiesti aggregati puliti, duri, resistenti, durevoli e integri. Le norme considerate definiscono i parametri prestazionali da raggiungere, senza specificare il tipo di aggregati da utilizzare. Tuttavia, sulla base dell'esperienza consolidata nel settore stradale, dove si utilizzano spesso aggregati riciclati [44] o derivati da rifiuti industriali e sottoprodotti come la scoria di acciaieria [45, 46], in un'ottica di economia circolare, il settore ferroviario sta progressivamente valutando l'impiego di questi materiali artificiali. Sono attualmente documentati casi di utilizzo della scoria di acciaieria per sub-ballast non legato o legato con cemento [47–49], suggerendo una possibile futura applicazione anche nel sub-ballast bituminoso. Il legante bituminoso è solitamente semi-duro, appartenente alla classe di penetrazione 50/70 o 70/100. La quantità ottimale di legante bituminoso deve essere compresa tra il 4.1% e il 4.8% del peso degli aggregati [16, 24], o superiore al 4.75% del peso totale della miscela [43]. Inoltre, un rapporto specifico filler/legante compreso tra 1.5 e 2.0 e tra 0.9 e 1.2 è raccomandato rispettivamente dalle normative italiane e spagnole. Tra le proprietà volumetriche della miscela compattata è richiesto un contenuto di vuoti d'aria compreso tra il 2% e il 6% nei provini preparati con il metodo di compattazione ad impatto (EN 12697-30). Nel caso di miscele con dimensione massima nominale degli aggregati superiore a 22 mm, la normativa spagnola richiede l'uso di un compattatore vibrante (EN 12697-32), specificando un contenuto di vuoti d'aria tra il 3% e il 5%.

Tabella 2-2 Classificazione degli aggregati per miscele bituminose

	Dimensione setacci (mm)												
	31.5	22	20	16	14	10	8	6.3	4	2	0.5	0.25	0.063
	Percentuale di passante in massa (%)												
Italia	100	/	80-100	/	/	54-76	/	/	36-56	23-40	10-22	8-16	6-10
Spagna AC22	100	90-100	/	70-80	/	/	50-66	/	/	24-38	11-21	8-16	4.5-8
Spagna AC32S	90-100	/	/	68-82	/	/	48-63	/	/	24-38	11-21	8-16	4.5-8
Francia	/	/	100	-	92.4	58.8	-	43.8	/	32.2	/	12.6	6-8.5

La caratterizzazione meccanica delle miscele viene eseguita su provini compattati secondo il metodo Marshall. Viene richiesto una rigidità Marshall, cioè il rapporto tra la stabilità (con valore minimo di 10 kN) su scorrimento (con valore minimo compreso tra 2 e 4 mm), superiore a 2.5 kN/mm. Le normative italiane prevedono inoltre un valore minimo di ITS=0.8 MPa mediante la prova di resistenza a trazione indiretta (EN 12697-23) e una valutazione della sensibilità all'acqua, prescrivendo una perdita di stabilità Marshall inferiore al 25%. Le normative francesi e spagnole includono la determinazione dell'effetto della saturazione e del condizionamento accelerato in acqua (metodo A della EN 12697-12), richiedendo un rapporto di resistenza a trazione indiretta (ITSR) superiore all'85%. Una panoramica dettagliata delle prove fisiche e meccaniche richieste dalle specifiche tecniche per l'accettazione delle miscele bituminose per il sub-ballast è riportata in Tabella 2-3.

Tabella 2-3 Caratterizzazione meccanica della miscela bituminosa

Tipo di test	Parametro	Standard	Italia	Spagna	Francia
Marshall test	Stabilità	EN 12697-34	≥ 10 kN	≥ 10 kN	/
	Flusso		2-4 mm	2-4 mm	/
	Quoziente		≥ 2.5 kN/mm	/	/
Resistenza alla trazione indiretta	ITS	EN 12697-23	> 0.8 MPa	/	/
Sensibilità all'acqua	Perdita del quoziente Marshall	EN 12697-34	< 25%	/	/
	ITSR	EN 12697-12/A	/	≥ 85%	≥ 87%
	i/C ratio	EN 12697-12/B	/	/	0.70

Nuovi strumenti per il progetto ed il monitoraggio di elementi critici della sovrastruttura ferroviaria

Tipo di test	Parametro	Standard	Italia	Spagna	Francia
Rigidezza	Modulo complesso $ E^* $	EN 12697-26/A	*1	/	\geq 11,000 MPa
	Modulo complesso $ E^* $	EN 12697-26/C		3,700-7,100 MPa	/
Test di compressione ciclica	Deformazione permanente	EN 12697-25	*2	/	/
Resistenza alla fatica	ϵ_6	EN 12697-24/A	/	$> 120 \mu\text{m/m}$	/
	ϵ_6	EN 12697-24/D	/	/	$> 120 \mu\text{m/m}$

1 $|E^|$ @20° C e @30° C e f=10 Hz. Non viene specificato un valore minimo.

*2 Deformazione permanente a f=10 Hz, 2 bar di ampiezza della pressione verticale, @30° C and 1.5 bar di pressione laterale. Non viene specificato un valore minimo.

2.2.2 Esperienze in sito

La realizzazione della linea ad alta velocità Bretagna – Paesi della Loria ha permesso un confronto sistematico, condotto su base sperimentale, tra una soluzione convenzionale (strato di materiale granulare non legato su 77 km) e una soluzione con sub-ballast bituminoso (*Grave Bitume 4* su 105 km), lungo la linea in esercizio dal 2017 (Figura 2-4). Durante la costruzione del tracciato sono stati installati oltre cento sensori e sono state registrate le risposte dinamiche di più di 60,000 passaggi di treni, a diverse velocità e in differenti condizioni ambientali [20]. Tale studio ha evidenziato chiaramente che l'impiego di uno strato bituminoso riduce le sollecitazioni indotte nel sottofondo e diminuisce le accelerazioni nel ballast, incrementandone la stabilità e limitando il degrado dovuto all'usura meccanica. Inoltre, le deformazioni orizzontali misurate alla base dello strato bituminoso sono risultate inferiori rispetto a quelle comunemente riscontrate nelle infrastrutture stradali. Questi risultati consentono di rivedere le previsioni dei fenomeni di fessurazione da fatica nelle miscele bituminose, che si manifestano in maniera più ritardata rispetto a quanto previsto dai modelli sviluppati per il traffico stradale.

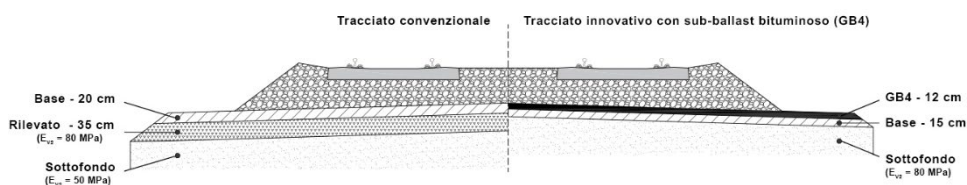


Figura 2-4 Tracciati a confronto della line Alta Velocità Bretagna-Paesi della Loira

Analisi condotte lungo la stessa linea ferroviaria [50] hanno provato come l'impiego del conglomerato bituminoso per il sub-ballast contribuisca in maniera efficace alla protezione degli strati di fondazione dall'acqua, garantendo un'ottima capacità impermeabilizzante. La presenza stessa della massicciata, per costituzione e spessore del banco di pietrisco, espone il conglomerato bituminoso del sub-ballast a variazioni di temperatura più contenute rispetto ai casi stradali, anche in questo caso rendendo più stabile la previsione del comportamento meccanico delle miscele al variare delle stagioni ed alle relative condizioni climatiche. In Italia, dopo 25 anni di servizio, è stato possibile riscontrare come la geometria del binario si sia mantenuta sostanzialmente inalterata, specialmente nel superamento dei punti critici come tratti di transizione tra le opere d'arte, deviatori e giunti. Inoltre, verificando lo stato eccellente dello strato bituminoso, è stato possibile limitare gli interventi manutentivi poiché l'aumento del modulo del sottofondo ha portato ad un abbattimento delle tensioni di trazione e, conseguentemente, delle tensioni di taglio nel ballast, riducendo il degrado e l'usura degli elementi litoidi [14]. Proprio in merito a questi aspetti, uno studio spagnolo [13] rappresenta, con un approccio qualitativo, una serie di vantaggi per il binario con il sub-ballast in conglomerato bituminoso, in termini di affidabilità, ciclo di vita ed esigenze manutentive pur partendo da un iniziale costo di costruzione più elevato rispetto al sub-ballast tradizionale in materiale granulare non legato.

2.2.3 Benefici attesi dall'utilizzo dei sub-ballast ferroviari in conglomerato bituminoso

La distinzione fra benefici funzionali e strutturali nel caso del sub-ballast ferroviario è una pura licenza descrittiva per semplificazione e delineamento dei concetti pratici e costruttivi propri del progetto e della gestione della sovrastruttura e della sottostruttura ferroviaria. In realtà bisogna sempre tener presente che la mancanza o la compromissione di una funzione del sub-ballast comportano in generale una debolezza costitutiva ed una amplificazione delle sollecitazioni nei sottofondi, con ovvie conseguenze strutturali sul sottofondo stesso e sul binario. Viceversa, una sofferenza strutturale anche localizzata compromette la funzionalità attesa dal sub-ballast mettendo in discussione i benefici attesi anche in termini economici e di regolarità del servizio.

Benefici Funzionali

La scelta di uno strato di sottofondo bituminoso presenta potenziali vantaggi, inclusi miglioramenti nei fenomeni che innescano e contribuiscono all'inquinamento del ballast [51, 52]. Per quanto riguarda la saturazione del ballast e il suo inquinamento, diversi autori hanno condotto ricerche approfondite, identificandone le cause principali [53]. La polvere e, di conseguenza, la frazione fine mobile possono avere origine da fonti esterne (particelle fini e rifiuti) oppure dalla rottura e/o abrasione degli elementi in pietrisco del ballast. Inoltre, il degrado e l'infiltrazione degli strati filtranti e del sottofondo possono contribuire all'inquinamento, sebbene ciò dipenda dalle caratteristiche geografiche e morfologiche delle regioni attraversate dalla ferrovia (piane

alluvionali o tratti in scavo) e dalla quantità di fini generati e/o migrati attraverso il ballast granulare. Il rilievo di un eventuale inquinamento della massicciata avviene comunque in genere in modo indiretto, in concomitanza con le prime anomalie del binario identificate dai treni diagnostici o come parte delle ispezioni visive di routine sulla vegetazione presente nel ballast. I più recenti georadar (GPR) risultano particolarmente rilevanti per il monitoraggio del ballast e la diagnosi dei fenomeni, poiché permettono di quantificare la profondità e l'estensione delle anomalie di inquinamento che riducono la prima riflessione del segnale [54]. In questo contesto, il sottofondo rappresenta una fonte interna di fini che causano l'inquinamento del ballast e contribuisce al meccanismo di erosione interna e fluidificazione della sospensione fangosa prodotta dallo stesso materiale fino al contatto con l'acqua. Il ruolo del sub-ballast bituminoso va quindi ulteriormente enfatizzato come regolatore del fenomeno di inquinamento. La costruzione di tale strato sostanzialmente impermeabile renderebbe meno essenziali le soluzioni che prevedono strati di copertura permeabili inframezzati da geogriglie che concorrono alla riduzione dei fenomeni di migrazione del fango [53], e consentirebbe peraltro quella maggiore stabilità meccanica e quindi geometrica dello strato limitando la formazione di quei ristagni d'acqua, spesso celati dalla rincalzatura della massicciata. Il sub-ballast bituminoso ha peraltro una efficace funzione di protezione idraulica, consentendo, infatti, come previsto nel caso della Rete Ferroviaria Italiana [16], una riduzione della pendenza trasversale del piano di posa del ballast dal 3.5% previsto per i misti granulari o misti cementati (5% in Spagna per strati solo granulari) al 3.0%. Tale possibilità costruttiva, giustificata dalla maggiore facilità di deflusso delle acque meteoriche sulla superficie bituminosa e dalla sigillatura dei meati intergranulari, comporta anche una maggiore protezione dei sottofondi dal gelo e dalle variazioni igrometriche stagionali [22]. Tra le migliori funzionali non può non annoverarsi la maggiore regolarizzazione dell'area di lavoro che un sub-ballast in conglomerato bituminoso può garantire in un cantiere ferroviario. Si garantisce il migliore alloggiamento delle macchine per la posa o il rincalzo del ballast, sfruttando il know-how consolidato e le attrezzature derivate dalla costruzione stradale. Un sottofondo tradizionale è più suscettibile alle variazioni climatiche locali e al possibile degrado della finitura superficiale dovuto al passaggio delle macchine da cantiere. Al contrario, uno strato bituminoso è relativamente facile da posare, attingendo dalla consolidata esperienza delle costruzioni stradali con la possibilità di sfruttare anche quegli accorgimenti che consentono una migliore lavorabilità anche a temperature più basse per la distanza dai siti di produzione o per le condizioni climatiche del momento [55].

Benefici strutturali

Diversi studi di letteratura [56–59] documentano analisi strutturali per stimare in forma specifica e non aggregata l'entità delle sollecitazioni trasmesse al sottofondo dal passaggio di un treno in funzione della tipologia e della rigidità di singoli parametri di binario. Alcuni ricercatori [21] identificano nella qualità geometrica del binario e nella rigidità della piattaforma ferroviaria i parametri più delicati ovvero quelli il cui difetto comporta il maggior grado di

variazione del livello di sollecitazione del sottofondo, a parità di capacità portante. Proprio in occasione delle analisi propedeutiche alla costruzione della nuova linea ferroviaria ad alta velocità Madrid-Barcellona furono realizzati dei confronti e cercate delle equivalenze strutturali fra sub-ballast tradizionali e quelli in conglomerato bituminoso, individuando livelli di sollecitazioni al sottofondo equivalenti fra 30 centimetri di misto granulare e circa 12-14 centimetri di conglomerato bituminoso. Analisi parametriche condotte con il software Kentrack [60] dimostrerebbero che l'introduzione di uno strato di conglomerato bituminoso comporta un beneficio sulla vita a fatica del sottofondo dipendente più dallo spessore dello strato e meno dal valore del modulo dinamico del conglomerato impiegato.

L'uso della modellazione numerica rappresenta uno strumento efficace per analizzare lo stato di sollecitazione nel sottofondo. Allo scopo è stata condotta un'analisi agli elementi finiti bidimensionale (2D) su una sezione ferroviaria con uno strato di ballast spesso 35 cm posato su uno strato di sottofondo bituminoso spesso 12 cm (Figura 2-5), a sua volta posto su un sottofondo granulare con modulo di elasticità pari a 80 MPa. Le proprietà della sezione modellata sono riportate in Tabella 2-4. Utilizzando un carico di 98 kN, corrispondente a un asse da 20 tonnellate (categoria C secondo la EN 15528), sono state analizzate le sollecitazioni verticali agenti sul sottofondo. Sono stati confrontati due scenari: presenza dello strato di sub-ballast bituminoso (caso 1A) e ballast posato direttamente sul sottofondo. Per quest'ultimo caso, il modulo di elasticità della sottofondazione è stato variato secondo due ipotesi: 80 MPa (caso 2A) e 200 MPa (caso 2B). Il sottofondo si trova in uno stato di sollecitazione tridimensionale complesso, caratterizzato dalla presenza di sollecitazioni di compressione, trazione e taglio. Questo comportamento è determinato dalla pendenza trasversale (3%), che crea diverse condizioni di sollecitazione nel materiale, determinando una variazione degli stati tensionali tra le diverse sezioni. Lo strato bituminoso consente una distribuzione più omogenea dei carichi sul sottofondo, ottimizzando il trasferimento delle sollecitazioni agli strati inferiori e riducendo le concentrazioni di stress. Questo effetto migliora significativamente le prestazioni meccaniche della struttura, contribuendo a una maggiore stabilità e durabilità del sistema (Tabella 2-4).

Tali risultati sono in linea e confrontabili con quelli ottenuti mediante metodi analitici basati sulla teoria di Burmister, considerando le condizioni operative previste per la "Direttissima" [61]. Poiché il bitume è un materiale viscoelastico, le cui proprietà sono fortemente termo-dipendenti, i modelli analitici dovrebbero integrare queste caratteristiche per simulare meglio il comportamento reale della miscela a diverse temperature. Ad esempio, il modello Huet-Sayegh, che include un ramo elastico in parallelo con due smorzatori parabolici in serie con un ulteriore ramo elastico. Questo modello è stato specificamente integrato nel software di progettazione ViscoRail e utilizzato per analizzare deformazioni e sollecitazioni sotto carichi ripetuti, considerando le variazioni di rigidità dovute a cambiamenti stagionali e climatici [62]. In questo caso il trasferimento dei carichi attraverso le traverse è trattato come un sistema di onde di carico che si propagano attraverso i diversi strati della sovrastruttura. Ogni carico dinamico

generato dal passaggio di un treno è suddiviso in onde che si propagano nel mezzo e la risposta della struttura viene calcolata in un sistema di coordinate mobile associato ai movimenti del treno stesso. Un'analisi termo-idro-meccanica consente di considerare le deformazioni permanenti accumulate, con la rigidità degli strati che si adatta dinamicamente alle condizioni termiche e alle variazioni stagionali [63]. Tutti i modelli analitici evidenziano l'importante ruolo strutturale del sottofondo, che contribuisce a ridurre e distribuire in maniera più uniforme le sollecitazioni (σ_z) trasmesse al corpo stradale, limitando così gli assestamenti differenziali. Nel caso presentato con il modello numerico, la presenza del sottofondo bituminoso determina una riduzione del 44% delle sollecitazioni trasmesse al sottofondo. Questo effetto comporta migliori condizioni operative e una maggiore durabilità dell'intera infrastruttura.

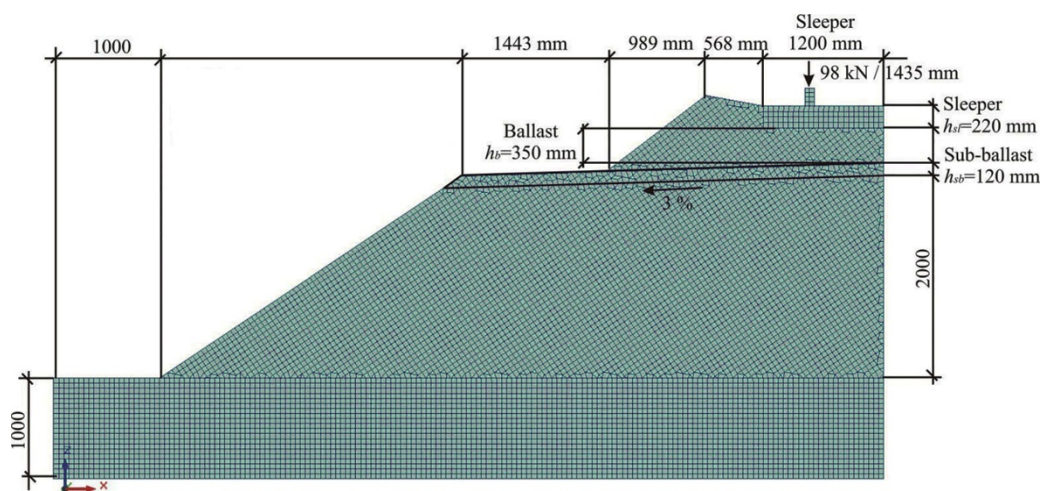


Figura 2-5 Modello agli elementi finiti bidimensionale. Misure in mm

Tabella 2-4 Proprietà geometriche e sollecitazioni verticali massime

	Rotaia		Traverse		Ballast		Sub-ballast		Sottofondo		σ_z (MPa)	
	<i>h</i> mm	<i>E</i> MPa	<i>h</i> mm	<i>E</i> MPa	<i>h</i> mm	<i>E</i> MPa	<i>h</i> mm	<i>E</i> MPa	<i>h</i> mm	<i>E</i> MPa	Sub-ballast	Sottof.
1A							120	9,000		80	0.43	0.19
2A	172	210,000	22	40,000	350	100	/		300	80	/	0.32
2B									200	/	0.34	

2.2.4 Sostenibilità economica e ambientale

Per effettuare una corretta valutazione circa l'impiego del conglomerato bituminoso al di sotto della massicciata risulta necessario uno studio che ne valuti anche la sostenibilità

economica. È fondamentale analizzare l'impatto di questa soluzione sulla struttura ferroviaria e fornire una giustificazione del suo potenziale impiego rispetto alle soluzioni convenzionali (materiale granulare non legato). Nell'esaminare gli aspetti finanziari del progetto, è importante notare che i macchinari che vengono impiegati per la posa risultino del tutto analoghi a quelli impiegati per la realizzazione delle strade, poiché i metodi di costruzione non differiscono da quelli stradali. Considerando il costo dei materiali, l'iniziale maggior costo legato al legante bituminoso viene parzialmente compensato dalla riduzione dello spessore complessivo dello strato, che a sua volta comporta una diminuzione corrispondente della quantità di aggregati lapidei di alta qualità. La minore pendenza trasversale del sottofondo bituminoso (3%) comporta una significativa riduzione del volume di ballast impiegato, portandolo a circa 200 m³/km/binario. Questo valore, che rappresenta circa il 5% del costo dello strato bituminoso [22], rende tale soluzione economicamente più vantaggiosa rispetto agli strati in materiale granulare non legato, soprattutto quando, considerando anche i costi di trasporto del ballast verso il cantiere, le distanze di approvvigionamento superano i 60–80 km.

Intervallo delle operazioni di rincalzatura della massicciata

Il degrado cui è inevitabilmente soggetta una linea ferroviaria porta il gestore dell'infrastruttura ad attuare azioni manutentive per controllarlo e garantire la sicurezza e la funzionalità della linea in esercizio. Tecnologie innovative di monitoraggio wayside e sistemi basati sulla visione artificiale, eventualmente integrati con algoritmi di intelligenza artificiale, risultano particolarmente utili per identificare possibili fenomeni di degrado, favorendo la transizione verso un approccio di manutenzione predittiva [64, 65]. Attraverso la misura di determinati parametri geometrici (che verranno trattati in dettaglio al capitolo seguente) è possibile individuare gli indicatori rappresentativi dello stato di qualità del binario su ballast. Tra gli indici di qualità del binario (TQI), la deviazione standard (SD) rappresenta una misura affidabile dell'entità del difetto (EN 13848-6). Ogniqualvolta essa supera una soglia definita, vengono implementate opportune azioni di manutenzione, come la rincalzatura del ballast, al fine di ripristinare l'infrastruttura alle condizioni ottimali. Il difetto longitudinale, cioè la deviazione z_{II} nella direzione z dei livelli della tavola di rotolamento su ciascuna rotaia rispetto alla posizione verticale livellata, ossia la linea di riferimento, espresso in intervalli di lunghezza d'onda definiti (Figura 2-6a), è noto per essere il fattore che determina l'entità delle esigenze di rincalzo meccanico nei binari, resosi necessario a seguito di una eccessiva compattazione della massicciata dovuta al normale esercizio nel tempo. Infatti, la natura non vincolata della massicciata determina una prima compattazione iniziale dopo la fase di costruzione e una successiva dovuta al progressivo degrado degli elementi del pietrisco [66] le cui polveri alimentano il fouling per circa il 70% [67]. La misurazione del difetto longitudinale può essere effettuata sia mediante sistemi inerziali sia mediante il metodo Versine (sistema a 3 punti di misura): la geometria del binario è ottenuta dall'offset misurato in un punto intermedio rispetto a una corda rettilinea (Figura 2-6b).

L'offset viene misurato tramite sensori meccanici (carrelli o rulli) oppure mediante sensori non a contatto (EN 13848-3). La SNCF (gruppo ferroviario nazionale della Francia) indica come valori limite del difetto longitudinale quelli riportati in Tabella 2-5, diversificati in base al tipo di linea (convenzionale o alta velocità) [68]. Questi valori sono in genere registrati mediante treni diagnostici che misurano, tra le altre cose, il difetto longitudinale secondo una base di misura di 10 m.

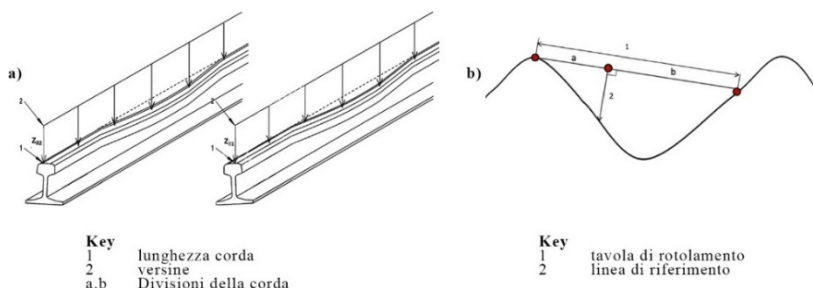


Figura 2-6 Misurazione del livello longitudinale: a) difetto longitudinale (EN 13848 1); b) Metodo Versine (EN 13848 3)

Tabella 2-5 Limiti per le operazioni manutentive di tipo correttivo

Parametro	Linea convenzionale	Linea alta velocità	
	Valore di riferimento	Valore di riferimento	Difetto isolato*
Difetto longitudinale	± 5.0 mm	± 2.5 mm	± 5.0 mm

* * Parte del segnale che supera un determinato limite con almeno un campione per una distanza di campionamento di 0.25 m.

Il limite di intervento immediato (IAL) e la deviazione standard dei difetti longitudinali sono riportati di seguito nella Tabella 2-6. La deviazione standard si basa sulla distribuzione cumulativa della media ponderata di tutte le reti partecipanti all'indagine Europea sulla qualità del binario (ETQ) effettuata nel 2010. Le cinque classi di qualità del binario sono:

- Classe A - migliori 10% della distribuzione ETQ
- Classe B - tra il 10% e il 30% della distribuzione ETQ
- Classe C - tra il 30% e il 70% della distribuzione ETQ
- Classe D - tra il 70% e il 90% della distribuzione ETQ
- Classe E - oltre il 90% della distribuzione ETQ

Tabella 2-6 Difetto longitudinale - valori massimi e limite della deviazione standard

Velocità km/h	Limite di azione immediata mm	Valori limite della deviazione standard mm				
		A	B	C	D	E
$v \leq 80$	28	< 1.25	1.75	2.75	3.75	> 3.75
$80 < v \leq 120$	26	< 0.75	1.10	1.80	2.50	> 2.50
$120 < v \leq 160$	23	< 0.65	0.85	1.40	1.85	> 1.85
$160 < v \leq 230$	20	< 0.60	0.75	1.15	1.60	> 1.60
$230 < v \leq 300$	16	< 0.40	0.55	0.85	1.15	> 1.15
$v > 300$	14	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.

Considerando che velocità superiori a 300 km/h non sono state prese in considerazione nell'indagine ETQ, non è possibile fornire alcun valore per questo intervallo.

Impiegando il conglomerato bituminoso nello strato di sub-ballast è possibile ottenere un'effettiva riduzione delle esigenze di manutenzione. In particolare, è stata stimata in riferimento ai difetti nel livello longitudinale una riduzione del 50% in termini di entità di spostamenti e in termini di ampiezza annua [68]. Considerando $LD_{current}^{gran.}$ il valore del difetto longitudinale (LD) registrato nel caso di sub-ballast granulare e $\Delta_{gran.}$ la variazione di ampiezza stagionale, i corrispondenti valori registrati nel caso di sub-ballast bituminoso sarebbero:

$$LD_{current}^{bit.} = 0.5 \times LD_{current}^{gran.} \tag{2.1}$$

$$\Delta_{bit.} = 0.5 \times \Delta_{gran.} \tag{2.2}$$

La diminuzione del livello longitudinale determinerebbe una riduzione delle deformazioni associate al difetto stesso e, di conseguenza, un prolungamento dell'intervallo di tempo in cui non è necessario eseguire operazioni di rincalzatura (Figura 2-7).

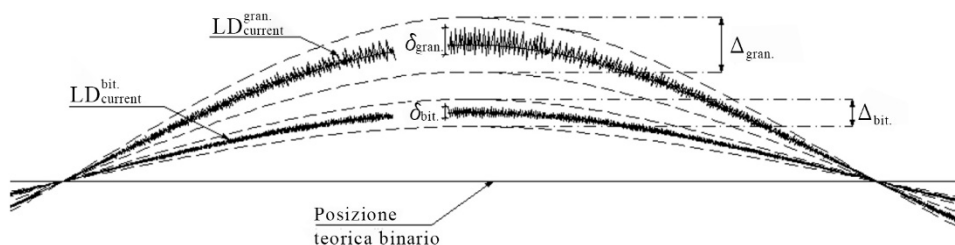


Figura 2-7 Variazione del difetto longitudinale: sub-ballast bituminoso vs granulare [68]

Nella tratta sperimentale alta velocità della Parigi – Strasburgo (LGV Est Européenne) è stato possibile eseguire un confronto tra due sezioni adiacenti, una convenzionale e una con sub-ballast bituminoso, mediante la misura della deviazione standard del livello longitudinale [23].

In Figura 2-8 viene riportato un esempio del confronto dei due profili di degrado dal 2007 al 2016. Le linee verdi continue verticali rappresentano gli interventi pulizia della massicciata tramite macchine dedicate (*ballast cleaner*), mentre le linee rosse tratteggiate indicano quelli di rinalzatura. L'intervento iniziale, necessario per eliminare i difetti superficiali, è stato eseguito con l'obiettivo di prevenire la formazione di difetti a corta lunghezza d'onda sulla superficie della rotaia e, pertanto, è stato effettuato contemporaneamente nelle due sezioni adiacenti. Per quanto riguarda la rinalzatura, fissato il valore di soglia della deviazione standard a 0,9, è possibile osservare come dal 2007 si sono rese necessarie 10 operazioni manutentive sul binario convenzionale, contemporaneamente sulla sezione con sub-ballast bituminoso è stata effettuata una sola operazione di rinalzatura negli 8 anni di servizio considerato. La pendenza della curva di degrado rappresenta un parametro di grande rilievo per lo studio dell'evoluzione dei difetti e per la calibrazione degli strumenti di manutenzione predittiva. Nel caso della sezione con sub-ballast bituminoso, la pendenza della curva, calcolata attraverso un adattamento lineare dei valori di deviazione standard dei primi tre anni, è risultata inferiore del 37,5% rispetto a quella della soluzione con sub-ballast granulare. A differenza della linea tradizionale, si osserva che a seguito dell'operazione di rinalzatura la qualità iniziale viene completamente recuperata e il tasso di degrado risulta prossimo allo zero con il rapido raggiungimento della disposizione ottimale della massicciata sovrastante. In un'ottica di manutenzione preventiva programmata, volta a garantire una maggiore regolarità dell'esercizio e una più elevata efficienza economica [69], il sub-ballast bituminoso presenta il vantaggio di estendere gli intervalli manutentivi, in quanto l'evidenza del degrado risulta significativamente ritardata. Studi condotti in Svezia hanno evidenziato un aumento del tempo tra le operazioni di rinalzatura compreso tra 1,5 e 5 volte rispetto al sub-ballast tradizionale granulare sciolto [70]. Ulteriore aspetto fondamentale della riduzione delle operazioni manutentive è l'incremento della vita utile dell'infrastruttura, con un implicito beneficio economico. Infatti, sulla base del numero di rinalzi effettuati viene programmata anche l'operazione di rinnovo del ballast; intervalli di rinalzo più frequenti comportano un'estensione del periodo di funzionalità della massicciata. È stato dimostrato che intervalli più ampi tra le rinalzature determinano un prolungamento della vita utile del ballast stesso. L'operazione di rinnovo del ballast risulta notevolmente semplificata dalla presenza del sub-ballast bituminoso che, se correttamente progettato e realizzato, fornisce una superficie ideale per l'azione delle benne meccaniche, con conseguente riduzione dei danni e incremento delle rese orarie (Figura 2-9).

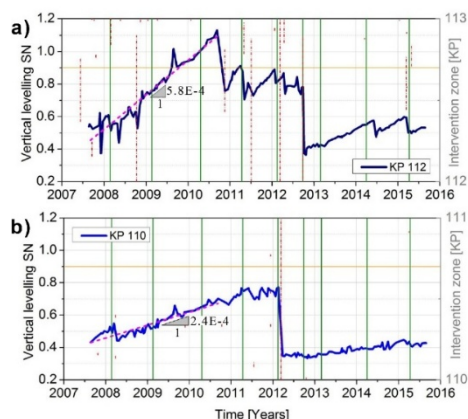


Figura 2-8 Variazione nel tempo del livello longitudinale con interventi manutentivi svolti: a) struttura convenzionale del binario; b) struttura con sub-ballast bituminoso [23]

Per quanto già citato, l’investimento iniziale richiesto per uno strato bituminoso, rispetto ai materiali granulari sciolti tradizionali, viene compensato da una marcata riduzione della frequenza e dei costi di manutenzione nel lungo periodo. Infatti, in letteratura è stato dimostrato come l’impiego di uno strato bituminoso riduce il tasso di deterioramento di circa il 33% rispetto ai materiali granulari non legati convenzionali. Ciò comporta un intervallo più lungo tra le operazioni di manutenzione, quali livellamento e rincalzatura, pari a 3/5 anni, con un conseguente aumento della vita utile dell’infrastruttura del 17% [27]. Questi intervalli più lunghi e la riduzione del degrado contribuiscono direttamente all’ottimizzazione dell’efficienza economica e alla semplificazione delle operazioni di rinnovo del ballast, evidenziando ulteriormente i benefici derivanti dall’impiego di strati di sub-ballast bituminoso nella progettazione delle moderne infrastrutture ferroviarie.



Figura 2-9 Strato di sub-ballast: AV italiana dopo 20 anni di servizio

2.2.5 Sviluppi innovativi e ciclo di vita

Dal punto di vista tecnico ed economico, il sub-ballast bituminoso può incorporare molti dei progressi formulativi sviluppati negli ultimi anni per il riutilizzo sostenibile e il miglioramento ambientale delle pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso, trasferendoli nei processi costruttivi ferroviari. In un'ottica di economia circolare, le esperienze più significative riguardano da un lato l'aggiunta di polverino di gomma (CR) proveniente da pneumatici fuori uso e, dall'altro, l'impiego di asfalto riciclato (RA) derivante dalla demolizione di pavimentazioni esistenti o dal riciclo di scarti e sottoprodotti industriali, ad esempio aggregati artificiali ottenuti da scorie [58, 71, 72]. L'impiego del CR nelle miscele bituminose, oltre che nelle applicazioni stradali, si è dimostrato efficace anche nel contesto ferroviario, in particolare per lo strato di sub-ballast. La fattibilità e i potenziali benefici derivanti dall'uso di una miscela bituminosa ad alte prestazioni, prodotta con un legante modificato con elevata percentuale di gomma e a bassa penetrazione, sono stati valutati per migliorare le proprietà della miscela in termini di durabilità e resistenza a fatica [73]. In questo contesto, la vita a fatica delle miscele modificate con CR (20% di bitume modificato con gomma) è risultata circa 7.2 volte superiore rispetto a quella delle miscele non modificate. Inoltre, la riduzione della percentuale di vuoti d'aria dal 4% al 2%, tramite l'aumento del legante, ha incrementato la vita a fatica fino a 18.2 volte [74]. Ulteriori analisi numeriche, ottenute simulando le sollecitazioni dovute al traffico e alle temperature stagionali medie, hanno evidenziato che il sub-ballast bituminoso modificato con polverino di gomma è risultato particolarmente idoneo per realizzare uno strato più elastico, contribuendo ad una riduzione delle vibrazioni trasmesse tracciato [75]. Tuttavia, conducendo un'analisi del ciclo di vita (LCA) alcuni ricercatori hanno mostrato come, nonostante i significativi miglioramenti prestazionali, le miscele contenenti polverino di gomma non risultino necessariamente più sostenibili dal punto di vista ambientale rispetto alle miscele convenzionali, sottolineando come l'adozione di questa tecnologia debba essere valutata bilanciando prestazioni meccaniche e impatto ambientale [71]. Tra i materiali riciclati maggiormente studiati negli ultimi anni per applicazioni ferroviarie, particolare attenzione è stata dedicata all'uso di asfalto riciclato (RAP), derivante dalla demolizione di vecchie pavimentazioni stradali o dal recupero di scarti industriali. Studi di laboratorio e sperimentazioni sul campo hanno dimostrato il potenziale del RAP per migliorare le prestazioni meccaniche del sub-ballast, consentendo al contempo di ridurre l'impatto ambientale complessivo delle opere ferroviarie. Alcuni ricercatori [26] hanno valutato in laboratorio una miscela composta al 100% da RAP per uno strato di sub-ballast, ottenendo risultati promettenti in termini di riduzione della deformazione permanente dopo 500.000 cicli. Successivamente, nel 2016, è stata realizzata una tratta di prova lungo la linea ferroviaria Plzeň - České Budějovice (Repubblica Ceca), nei pressi di Štáhlav, per testare il comportamento a lungo termine della miscela analizzata. Tuttavia, a causa delle limitazioni tecnologiche dell'impianto di produzione, la miscela applicata conteneva l'80% di RAP. Per monitorare gli effetti a lungo

termini sono state misurate la deviazione standard longitudinale e quella relativa della geometria del binario. Come riportato in Figura 2-10, rispetto a una crescita della deviazione standard del difetto longitudinale di circa 0.58 mm/anno rilevata prima dello studio (raggiungendo la soglia di allarme secondo i criteri della rete ferroviaria nazionale ceca – SŽDC - nel 2014), dopo il ripristino della geometria del binario e l’installazione del nuovo strato di sub-ballast bituminoso, la deviazione standard si è ridotta a 0.35 mm/anno. Parallelamente, uno studio italiano ha condotto analisi di laboratorio conformi alle specifiche nazionali per la progettazione delle miscele bituminose, testando formulazioni contenenti aggregati provenienti da asfalto riciclato. I risultati hanno evidenziato che un contenuto di RAP pari al 30% comporta un aumento della stabilità Marshall e della resistenza a trazione indiretta della miscela. Inoltre, le prove a fatica hanno mostrato un incremento del modulo di rigidezza, correlato positivamente a una maggiore durabilità del materiale [76]. In aggiunta, sono state realizzate simulazioni numeriche sull’impiego del RAP nel sub-ballast ferroviario, considerando diverse percentuali e spessori. I risultati hanno mostrato che strati di sub-ballast composti al 100% da RAP e spessi 20 cm possono aumentare la rigidezza della piattaforma ferroviaria rispetto a uno strato tradizionale di materiale granulare non legato, riducendo l’assestamento delle traverse e le tensioni di trazione alla base del sub-ballast di circa il 40% [58]. In questo caso, un’analisi del ciclo di vita [71], dalla fase di estrazione delle risorse fino al trasporto in cantiere, passando per la produzione dei materiali, ha evidenziato come le miscele con RAP rappresentino soluzioni sostenibili, eventualmente migliorabili mediante l’impiego di additivi rigeneranti per incrementare la lavorabilità della miscela e ridurre l’uso di legante vergine [77].

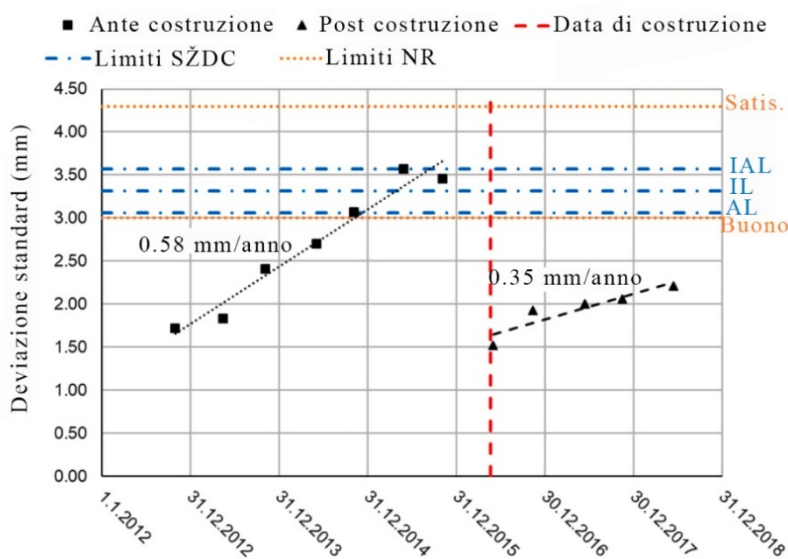


Figura 2-10 Evoluzione della deviazione standard de difetto longitudinale nella sezione di prova di Štáhlav [26]

Al termine di questa sezione si vuole sottolineare come l'uso del sub-ballast bituminoso nella costruzione ferroviaria rappresenta una soluzione consolidata, in grado di offrire significativi vantaggi funzionali, strutturali ed economici, con un eccellente rapporto costi-benefici. Derivato dalla tecnologia delle pavimentazioni stradali e dai relativi metodi di posa, il sub-ballast bituminoso è entrato nel settore ferroviario europeo con le prime diffuse applicazioni in Italia risalenti agli anni '70. Sulla base dell'esperienza italiana e dei risultati sperimentali derivanti da studi di laboratorio e siti pilota, questa tecnologia si sta diffondendo in diversi Paesi, dove la tecnica costruttiva è stata inclusa come soluzione progettuale nelle future estensioni delle reti ferroviarie ad alta velocità e alta capacità. I dati sperimentali confermano l'efficacia del sub-ballast bituminoso nel migliorare la stabilità del binario, ridurre i costi di manutenzione e prolungare la vita utile dell'infrastruttura ferroviaria. Dal punto di vista funzionale, il sub-ballast bituminoso garantisce una maggiore resistenza alla deformazione, migliora il drenaggio delle acque e ottimizza la distribuzione dei carichi tra i diversi strati della sede ferroviaria. Queste caratteristiche migliorate si traducono in prestazioni superiori del binario, assicurando elevati standard di sicurezza per un periodo più lungo. Di conseguenza, le attività manutentive, come la rincalzatura della massicciata, possono essere effettuate a intervalli più lunghi rispetto alle tradizionali soluzioni non legate. Dal punto di vista strutturale, il sub-ballast bituminoso aumenta la capacità portante del binario e attenua gli effetti negativi dei cicli gelo-disgelo e delle sollecitazioni dinamiche generate dal passaggio dei treni. Ciò si traduce in un incremento della vita utile della linea e in una riduzione dei cedimenti differenziali, migliorando la sicurezza operativa. Sul piano economico e ambientale, l'utilizzo del sub-ballast bituminoso è altamente sostenibile. La durabilità a lungo termine e le ridotte esigenze di manutenzione implicano significativi risparmi di costi e risorse nel lungo periodo. Un ulteriore vantaggio è la facilità di posa, supportata dall'ampia esperienza nella costruzione stradale: le attrezzature e le tecniche di posa sono le stesse utilizzate per le pavimentazioni stradali. Inoltre, l'uso di miscele bituminose innovative a minore impatto ambientale, abbinato alla lunga durata della sottostruttura del binario, rende questa soluzione un'opzione ottimale per le infrastrutture ferroviarie moderne. L'integrazione di asfalto riciclato o di materiali avanzati rappresenta una tecnologia chiave per il futuro della manutenzione ferroviaria, contribuendo agli obiettivi di sostenibilità e resilienza delineati nelle iniziative strategiche dell'Unione Europea.

2.3 Innovativa prova di punzonatura per la caratterizzazione meccanica dei sub-ballast in conglomerato bituminoso

Nel contesto globale delle infrastrutture ferroviarie che utilizzano il ballast, *ballasted track*, la necessità di migliorare le prestazioni ha portato all'implementazione di diverse strategie tecniche sia nella sovrastruttura sia nella sottostruttura. Tra le varie soluzioni progettuali, come visto nella sezione precedente, merita particolare attenzione l'inclusione del sub-ballast in

conglomerato bituminoso. A partire dalle applicazioni pionieristiche in Italia negli anni '70 (“Direttissima Roma - Firenze”) [14], l’interesse per l’impiego di strati a base bituminosa nella progettazione e costruzione di linee ad alta velocità e alta capacità è cresciuto costantemente [12, 17]. I numerosi già discussi benefici strutturali, funzionali ed economici del sub-ballast bituminoso hanno portato a un progressivo orientamento verso il suo impiego in diversi Paesi europei (principalmente Italia, Spagna e Francia) e negli Stati Uniti. Con la diffusione di questa tecnologia, le specifiche progettuali hanno introdotto un insieme di requisiti fisico/meccanici con relative tecniche di misurazione [16, 24, 43]. Si tratta spesso di norme nazionali che prevedono la determinazione di parametri meccanici su provini realizzati in laboratorio, basandosi su metodi tipici e consolidati utilizzati nell’industria delle pavimentazioni stradali. I concetti base del *Superpave* (negli USA) o del metodo di progettazione Marshall, adottati per la progettazione delle miscele per pavimentazioni stradali, sono stati completamente trasposti per la caratterizzazione delle miscele bituminose destinate al sub-ballast ferroviario. In particolare, sono generalmente richiesti alcuni test di prestazione sulle miscele calde (*HMA*), tra cui la determinazione dei parametri Marshall (stabilità e flusso), la resistenza a trazione indiretta e il modulo dinamico. Le norme europee (EN 12697-26 e EN 12697-24) vengono utilizzate per valutare la rigidità sotto carichi ciclici e la resistenza a fatica, sebbene ciascun Paese adotti allegati differenti che considerano geometrie dei provini specifiche (dimensioni e forma) e condizioni di carico particolari (temperatura e frequenza). Nonostante tutti questi metodi di prova siano consolidati per correlare il progetto di miscele in laboratorio con le prestazioni effettive in campo, essi rappresentano un compromesso per il settore ferroviario, dove le funzioni (ad esempio impermeabilizzazione, planarità e uniformità), i carichi e le interazioni strutturali sono molto diverse.

Il sub-ballast bituminoso, pur presentando molte analogie costitutive e intrinseche con gli strati superficiali delle pavimentazioni stradali, è chiamato a svolgere funzioni differenti (incluse funzioni costruttive) ed è sottoposto a sollecitazioni statiche e dinamiche specifiche dell’esercizio ferroviario. Inoltre, esso interagisce direttamente con gli elementi granulari della massicciata [78]. Questa configurazione provoca una distribuzione non uniforme dei carichi ripetuti e concentrati dovuti al transito dei treni, generando sollecitazioni differenti rispetto a quelle di una pavimentazione stradale multistrato. Di conseguenza, la miscela bituminosa deve assorbire stress verticali locali più intensi e resistere a deformazioni plastiche, anche in presenza di effetti di indentazione causati dai singoli elementi di ballast. Le metodologie di prova attuali non considerano l’interfaccia con il ballast né la particolare natura delle sollecitazioni di contatto indotte da carichi concentrati, elementi fondamentali per valutare le prestazioni a lungo termine e l’integrità strutturale. È quindi necessario identificare metodologie specificamente progettate per i sub-ballast ferroviari, che tengano conto delle peculiarità sopra descritte. Un aspetto che richiede particolare attenzione è l’interazione all’interfaccia con la massicciata. Essa è costituita da aggregati frantumati selezionati, con struttura particellare dura, densa e angolare, che fornisce

spigoli vivi e frammenti cubici, puliti e privi di argilla, scisti, polveri in eccesso o elementi allungati. La distribuzione granulometrica degli aggregati del ballast deve conformarsi alla classe 22.4-63 mm (dimensione del setaccio) [79]. Sebbene tali requisiti siano essenziali per garantire una distribuzione ottimale dei carichi e assorbire le sollecitazioni dovute all'esercizio ferroviario, essi possono generare problemi per gli strati sottostanti. Gli elementi con spigoli vivi del ballast possono provocare l'indentazione degli aggregati a causa della pressione locale esercitata, specialmente nell'area di carico della traversa. Le aree di contatto con uno strato legato, come il sub-ballast bituminoso, sono significativamente più piccole rispetto a quelle con un sottofondo non legato, come un sub-ballast granulare, determinando un aumento delle sollecitazioni localizzate [80, 81]. Il fenomeno di indentazione può svilupparsi progressivamente fin dalle prime fasi della posa del ballast, processo che si è evoluto dalle tecniche manuali a sistemi altamente automatizzati con l'avanzare della tecnologia e la complessità delle infrastrutture ferroviarie. Questi sistemi includono macchine continue "one-go" con grandi tramogge, che consentono una distribuzione più uniforme della massicciata, ma provocano anche cadute di grandi quantità di aggregato da altezze fino a 1.5 metri, generando significativi stress di impatto sugli strati inferiori già durante la posa [82]. Tale problematica può essere amplificata durante la costruzione del tracciato, quando la macchina di posa introduce carichi dinamici che, unitamente alle vibrazioni prodotte, aumentano le sollecitazioni sugli strati sottostanti. Inoltre, il passaggio del materiale rotabile genera carichi ripetitivi durante l'esercizio. Le attività periodiche di manutenzione, come il rinalzamento, stabilizzazione e il rinnovo del ballast, pur essendo necessarie per garantire la funzionalità dell'infrastruttura, possono amplificare il fenomeno introducendo nuovi cicli di sollecitazioni. L'obiettivo del presente studio è quindi sviluppare e validare una metodologia per la caratterizzazione meccanica delle miscele bituminose destinate agli strati di sub-ballast. L'attenzione è rivolta al fenomeno di indentazione all'interfaccia con il ballast. Attraverso l'introduzione di un test di laboratorio specifico, si intende fornire un approccio innovativo per valutare le prestazioni dei materiali tradizionali e innovativi, supportando le scelte degli operatori ferroviari verso soluzioni più sostenibili ed efficienti.

2.3.1 Panoramica dei metodi di prova di punzonatura e obiettivo della ricerca

Prove di punzonatura in applicazioni relative alle pavimentazioni stradali

La valutazione dei fenomeni di indentazione è un tema affrontato nella letteratura tecnica relativa alle miscele bituminose calde (*HMA*) per pavimentazioni stradali [83]. Sono state sviluppate diverse tecniche di indentazione in profondità, principalmente adottando due categorie di penetratori: a punta acuta (ad esempio Vickers, Knoop e Berkovich) e a punta smussata (ad esempio sferici e piatti). I penetratori Berkovich, sferici e piatti sono quelli più frequentemente utilizzati per le prove di indentazione con misurazione della profondità delle miscele bituminose.

Questo tipo di prova viene utilizzato per determinare la profondità di penetrazione del manto bituminoso e di altre miscele bituminose (con aggregati di dimensione nominale massima fino a 16 mm), quando viene applicata una forza statica ai provini mediante un penetratore cilindrico con base circolare piatta [84], secondo le norme EN 12697-20 e EN 12697-21. Questi approcci basati sull'indentazione si sono dimostrati efficaci nel valutare il comportamento viscoelastico e plastico delle miscele bituminose sottoposte a carichi localizzati, fornendo informazioni preziose sulla risposta meccanica delle miscele e sulla loro suscettibilità a deformazioni permanenti [85]. Rimanendo nel contesto delle pavimentazioni stradali, il meccanismo di indentazione causato dagli aggregati sulle membrane impermeabilizzanti dei ponti merita particolare attenzione, soprattutto quando uno strato bituminoso steso a caldo viene posato direttamente sopra di esse. A questo proposito, sono stati proposti alcuni metodi di prova per valutare la resistenza alla perforazione e alla deformazione dei diversi tipi di sistemi impermeabilizzanti sottoposti a carichi concentrati. A seconda del comportamento da analizzare, questi test utilizzano un penetratore in acciaio con forma specifica. Un metodo prevede l'uso di penetratori conici tronchi in acciaio riscaldati (125 °C) per testare il sistema impermeabilizzante sottoposto a penetrazione da aggregati caldi durante la compattazione: il penetratore viene premuto nel materiale a velocità costante (5 mm/min) fino al raggiungimento di una forza prefissata (1,000 N). Diverse forme di penetratore, come cilindriche a base piatta, sferiche e coniche, simulano differenti condizioni di sollecitazione [86].

Prove di punzonatura in ambito ferroviario

Nella letteratura ferroviaria, il problema dell'indentazione degli aggregati (sotto forma di particelle di ballast) è stato principalmente affrontato in relazione alla caratterizzazione meccanica di elementi elastici tipici della sovrastruttura, come tappetini sotto-traversa (*USP*) e tappetini sotto-ballast (*UBM*). In questo caso il concetto è evoluto da una piastra piatta in acciaio definita dal *Deutsches Institut für Normung* (DIN 45673-5) a una piastra geometrica per ballast (*GBP*) con diversi penetratori rialzati disposti su una griglia simmetrica, per simulare il contatto delle particelle di ballast, adottata nelle norme europee EN 16730 e EN 17282. La *GBP* è stata progettata per testare gli *UBM* usando come penetratori delle punte a sezione piramidale troncata di tre differenti dimensioni per mimare un contatto eterogeneo con gli elementi del ballast di riferimento [87]. Tuttavia, recenti studi hanno evidenziato una sollecitazione non corretta dell'area di contatto tra ballast e *UBM* usando la *GBP*, e di conseguenza sono state proposte varianti con punte speciali (ad esempio la *Actual Ballast Plate - ABP*) [88]. Il problema dell'indentazione tra la massicciata e il sub-ballast bituminoso è stato affrontato da alcuni studi spagnoli che hanno valutato sperimentalmente tale indentazione, eseguendo prove di punching per valutarne la resistenza alla deformazione plastica [73, 89]. Invece di utilizzare una piastra rigida in acciaio con superficie geometrica strutturata, come penetratori sono stati impiegati direttamente gli aggregati di ballast, parzialmente inglobati in una lastra di calcestruzzo. Sebbene questo

approccio fornisca un'interazione geometrica realistica tra gli elementi lapidei e lo strato bituminoso, la variabilità intrinseca dei singoli aggregati può limitare significativamente la riproducibilità e la replicabilità, rendendo difficile la generalizzazione dei risultati. Inoltre, l'uso di aggregati reali come elementi sporgenti introduce ulteriori limitazioni, poiché le loro dimensioni sono irregolari per natura e solo parzialmente vincolate dalla curva granulometrica. Questi elementi subiscono usura superficiale durante le prove, modificando le condizioni di contatto e influenzando i risultati. Infine, la difficoltà di riprodurre in maniera coerente tale supporto in altri laboratori può ostacolare l'utilizzo di queste metodologie in procedure di prova standardizzate.

Nuova prova di punzonatura per sub-ballast in conglomerato bituminoso

Per superare queste limitazioni e migliorare la riproducibilità del test, nel presente lavoro viene proposta una prova di punzonatura su scala di laboratorio sviluppata per caratterizzare le miscele bituminose utilizzate negli strati di sub-ballast. La prova impiega una piastra in acciaio appositamente progettata per simulare l'interazione tra ballast e sub-ballast. Questo approccio consente di testare geometrie tipiche dei provini preparati in laboratorio, utilizzando attrezzature e tecniche comuni negli impianti in cui si eseguono attività di controllo e verifica della qualità delle miscele bituminose. In tal modo è possibile ottenere un maggiore riscontro sulla geometria e sull'area di contatto. La prova è stata sviluppata come parte di una metodologia completa per la valutazione del comportamento meccanico delle miscele bituminose per sub-ballast, in condizioni simulative dell'interfaccia massicciata/sub-ballast.

2.3.2 Configurazione sperimentale del test

Studio dell'area di contatto tra ballast e sub-ballast

Qualsiasi prova finalizzata a riprodurre il fenomeno dell'impronta del ballast nel sub-ballast bituminoso non può prescindere da un'accurata valutazione della distribuzione dei contatti all'interfaccia tra aggregato e strato bituminoso, fortemente dipendente dalla dimensione e dalla forma degli elementi lapidei frantumati, dalla tecnica di compattazione e da fattori casuali difficilmente determinabili. A tal fine sono stati utilizzati 20 kg di pietrisco per massicciata ferroviaria di categoria A, ottenuto dalla frantumazione di rocce porfiriche compatte, caratterizzato da parametri geometrici predeterminati sulla base dei requisiti granulometrici e morfologici [79], per studiare l'interazione geometrica tra ballast e superficie sottostante. Gli elementi sono stati selezionati in modo da rientrare nell'intervallo granulometrico prescritto (22.4-63 mm), con una dimensione minima non inferiore a 1/3 di quella massima. Sono stati esclusi gli elementi allungati con lunghezza pari o superiore a 100 mm [90]. Inoltre, sono stati scelti elementi con la stessa tonalità (porfido grigio) e colore omogeneo. Gli elementi selezionati sono stati distribuiti casualmente in una cassetta di prova d'acciaio rettangolare (500 × 400 mm), collocata su una tavola vibrante per favorire il loro assestamento. Successivamente, la cassetta è

stata riempita con 5 litri d'acqua (addizionata con un colorante idrosolubile bianco) e posta in un congelatore (-10 °C) per 12 ore. L'acqua è stata colorata per aumentare il contrasto tra gli elementi lapidei e facilitarne l'identificazione visiva. La lastra risultante è stata quindi rimossa dallo stampo per analizzare l'area di contatto tra ballast e piastra sottostante. La lastra è stata capovolta e la superficie sottoposta a un rapido flusso laminare di aria calda (10 s) per regolarne la superficie. Sono state poi acquisite fotografie a intervalli temporizzati per valutare l'area di impronta del ballast. Per valutare l'area di impronta è stato effettuato un riconoscimento automatico utilizzando le immagini delle superfici di contatto in un'area ridotta (400 × 300 mm), al fine di eliminare eventuali effetti di bordo. È stato implementato un processo di segmentazione mediante l'Image Processing Toolbox di MATLAB, con l'obiettivo di quantificare l'area di impronta degli elementi in contatto con il fondo della cassetta. L'immagine è stata caricata e convertita in scala di grigi per agevolare la separazione delle regioni di interesse dallo sfondo. La segmentazione è stata realizzata tramite binarizzazione manuale con una soglia di intensità prefissata (intervallo 0-255). È stato scelto il valore 105 in funzione delle caratteristiche cromatiche degli elementi e della lastra congelata, così da estrarre accuratamente i valori di intensità relativi alle impronte lapidee e allo sfondo. Per migliorare la precisione della maschera binaria risultante sono state effettuate operazioni morfologiche di pulizia, quali il closing per colmare piccoli vuoti e la rimozione di oggetti irrilevanti di piccole dimensioni. L'individuazione automatica è stata verificata manualmente, controllando che le aree segmentate corrispondessero effettivamente alle zone di ballast in contatto con la piastra in acciaio della cassa. L'area di impronta è stata calcolata contando il numero di pixel delle regioni segmentate (pixel neri) e normalizzando tale valore rispetto all'area totale dell'immagine. I risultati sono stati visualizzati sovrapponendo la maschera segmentata all'immagine originale, consentendo una valutazione più accurata dell'area coperta dalle impronte degli aggregati. La procedura è stata ripetuta a intervalli temporali successivi per monitorare l'evoluzione dell'area di impronta, espressa in percentuale rispetto alla superficie analizzata. Sono state preparate tre lastre (in Figura 2-11 è riportato la seconda ripetizione) e il risultato ottenuto è la percentuale di area di impronta. La media delle tre ripetizioni è risultata pari al 9.17% (Tabella 2-7).

Tabella 2-7 Analisi dell'area di contatto (quantificazione aree rosse nella Figura 2-11)

	Ripetizione 1	Ripetizione 2	Ripetizione 3	Media
Area totale (mm ²)	120,000	120,000	120,000	120,000
Somma aree di contatto (mm ²)	11,124	10,681	11,222	11,008
Percentuale aree di contatto (%)	9.27	8.90	9.35	9.17

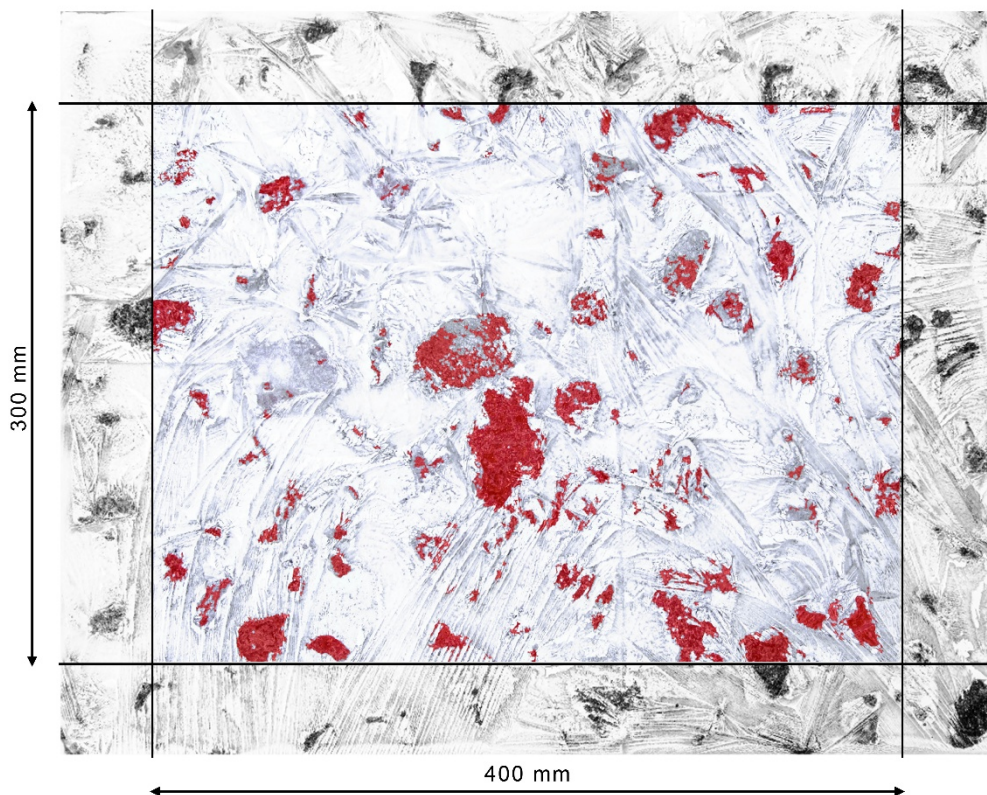


Figura 2-11 Analisi area di contatto ballast/sub-ballast: seconda ripetizione

Progettazione della piastra di prova

La valutazione analitica dell'area di contatto tra gli elementi di ballast e lo strato sottostante ha costituito la base per la progettazione di un supporto denominato *Adaptive Indentation Plate (AIP)*, sviluppato per essere impiegato nelle prove di indentazione in provini cilindrici. L'*AIP* è concepito come una struttura integrata composta da una piastra metallica preforata e da punte metalliche. Le punte, che simulano gli elementi lapidei del ballast, sono ancorate alla piastra mediante viti a testa svasata conico-curva a superficie superiore piatta, inserite in appositi fori passanti predisposti nella piastra. La geometria dei fori e delle teste delle viti consente alle punte di compiere piccoli movimenti rotazionali, adattandosi così alle irregolarità della superficie del provino di conglomerato bituminoso. Ciò permette alle punte di adattarsi anche durante la prova, garantendo una distribuzione uniforme del carico. La piastra metallica ha lo stesso diametro dei provini da testare ($\phi 150$ mm). Nell'allestimento sperimentale sono state utilizzate punte a tronco di piramide, simili per forma a quelle del *GBP*. Ciascuna punta, con un'altezza complessiva di 30 mm, è suddivisa in due sezioni:

- la sezione superiore, prismatica, con base quadrata di lato 30 mm e altezza 16.5 mm.
- la sezione inferiore, alta 13.5 mm, con geometria a tronco di piramide inclinata di 70° rispetto all'orizzontale, avente una base maggiore quadrata di lato 30 mm e una base minore quadrata di lato 18 mm a diretto contatto con il provino di conglomerato (Figura 2-12).

Queste dimensioni e forme sono state accuratamente definite per riprodurre le caratteristiche geometriche e irregolarità geometrica degli elementi lapidei che compongono la distribuzione granulometrica tipica del ballast ferroviario Europeo.

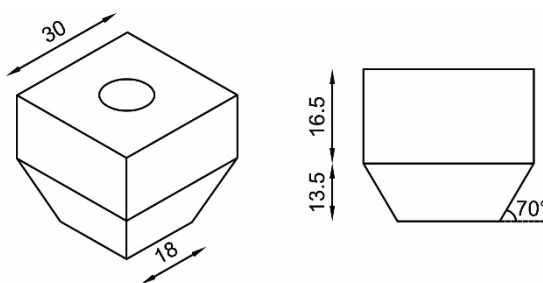


Figura 2-12 Dimensioni dei puntali tronco-piramidali. Misure espresse in mm

Infatti, elementi con una base quadrata di dimensioni ridotte avrebbero indotto sollecitazioni eccessivamente localizzate e non rappresentative. Per questo motivo, la dimensione iniziale di ciascuna punta è stata definita in modo tale da riprodurre un'area di contatto simile a quella di un singolo elemento di ballast, evitando l'utilizzo di elementi troppo piccoli. Il numero e la disposizione delle punte sono stati quindi ottimizzati per garantire una copertura uniforme della superficie circolare del provino, mantenendo al contempo un adeguato distanziamento tra esse per evitare interferenze meccaniche. In particolare, è stato valutato il numero massimo di punte che potessero essere efficacemente posizionate sulla superficie di carico di un provino cilindrico di diametro 150 mm, dimensione comunemente impiegata nei test di laboratorio su miscele bituminose, assicurando sufficiente separazione per evitare interferenze tra le zone caricate. Per ottenere una distribuzione più omogenea delle sollecitazioni è stato adottato uno schema a quinconce, con una punta centrale circondata da quattro punte esterne. Infatti, la scelta di un numero dispari di punte riduce la simmetria assiale e il rischio di innesco di piani di frattura preferenziali. Per queste ragioni sono state escluse configurazioni con un numero pari di punte (ad esempio 4 o 6), optando per cinque elementi, così da garantire una copertura uniforme ed evitare interferenze meccaniche. Per definire l'orientamento iniziale ottimale delle cinque punte al momento del primo contatto con il provino sono state condotte delle simulazioni numeriche (Figura 2-13). Si è cercato di prevenire interferenze meccaniche tra elementi adiacenti, in particolare tra gli spigoli delle punte. I risultati hanno guidato la scelta degli orientamenti,

assicurando che le zone di concentrazione delle tensioni sul provino (σ_{33} - tensione normale principale lungo la direzione assiale) generate dalle singole impronte non si sovrapponevano.

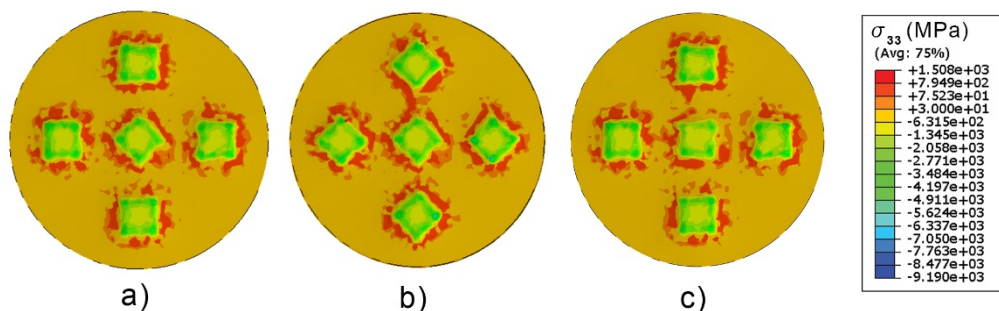


Figura 2-13 Risultati della simulazione numerica con i tre orientamenti iniziali ipotizzati: sollecitazioni normali principali nella direzione assiale sul provino

La configurazione scelta, la a) in Figura 2-13, vede oltre alla punta centrale, le quattro punte esterne orientate con i lati paralleli alla tangente della piastra rispetto al raggio passante per i fori di fissaggio. La punta centrale è stata ruotata di 45° rispetto a quelle esterne, per evitare un allineamento sfavorevole degli spigoli con le punte adiacenti (Figura 2-14).

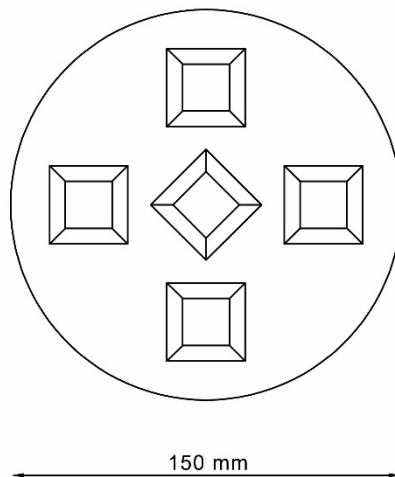


Figura 2-14 Posizionamento iniziale puntali AIP

Queste scelte progettuali hanno permesso di ottenere una distribuzione delle sollecitazioni più regolare e di sfruttare in modo ottimale l'area disponibile della superficie di carico, riproducendo in maniera più realistica le condizioni di contatto tra gli elementi costituenti la massicciata e il

sub-ballast bituminoso. Poiché nei test di punzonatura sono stati utilizzati provini cilindrici con diametro di 150 mm, il valore dell'area di contatto definito nella sezione precedente è stato ricalcolato considerando una piastra circolare di 17,671 mm². Sono state installate cinque punte, secondo la configurazione mostrata in Figura 2-14, coprendo il 9.2% della superficie circolare del provino, corrispondente a un'area di contatto di 1,620 mm². Durante le prove, l'area di contatto aumenta proporzionalmente all'incremento della penetrazione delle punte nel provino (Figura 2-15).

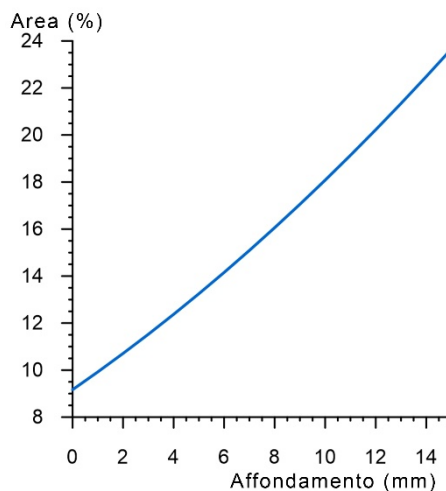


Figura 2-15 Area di contatto considerando i 5 puntali dell'AIP. Variazione in relazione all'affondamento

Procedura di prova

Il test sperimentale è stato progettato per valutare il comportamento meccanico delle miscele bituminose utilizzate come sub-ballast ferroviario mediante un test di punzonatura eseguendo una prova di compressione assiale a spostamento controllato, di seguito denominato **punching test**. La prova è stata eseguita con una macchina universale di prova (Material Test System MTS810) dotata di camera climatica e del supporto metallico appositamente progettato (AIP) per simulare le condizioni di carico puntuale tipiche dell'interazione ballast/sub-ballast. Questo setup sperimentale riproduce scenari operativi realistici in cui lo strato bituminoso è sollecitato localmente dagli elementi del ballast. In particolare, il test è stato condotto su provini cilindrici di 150 mm di diametro, comunemente preparati in laboratori specializzati in miscele bituminose.

Condizioni di confinamento

Sebbene un setup confinato riproduca più fedelmente le condizioni del campo, è stata scelta una configurazione non confinata. Tale scelta è stata motivata dalla semplicità e dal basso costo del test non confinato. L'assenza di dispositivi di confinamento semplifica la preparazione e la gestione dei provini, consentendo un'esecuzione più rapida e la possibilità di testare un numero maggiore di campioni. Inoltre, quella che inizialmente appariva come una semplificazione è stata confrontata con la condizione confinata; ulteriori dettagli e i risultati di questo confronto saranno riportati nella sezione dedicata ai risultati.

Condizioni termiche

A causa del comportamento viscoelastico e della dipendenza dalle temperature dei materiali bituminosi [91], si è scelto di eseguire il test a tre diverse temperature: 5 °C, 20 °C e

35 °C. Questi valori sono stati scelti per rappresentare le condizioni climatiche cui è sottoposto il sub-ballast ferroviario nelle diverse stagioni in Europa [20]. Prima del test, i provini sono stati sottoposti a condizionamento termico per quattro ore alla temperatura selezionata.

Condizioni di carico

La procedura di prova prevede il posizionamento dell'*AIP* assialmente centrato con il provino in posizione verticale, applicando inizialmente un piccolo precarico pari a 25 N per valutare correttamente il contatto delle punte. Verificato il primo contatto, viene applicata una rampa di carico a velocità di spostamento costante partendo da 0 mm, corrispondenti al contatto iniziale tra *AIP* e provino, fino a 15 mm, momento in cui il test viene interrotto (Figura 2-14). La velocità di spostamento è uno dei parametri in grado di influenzare la risposta meccanica del materiale in questo test. La scelta del tipo di carico è stata influenzata dallo studio dell'interfaccia ballast/sub-ballast: sebbene i treni impongano sollecitazioni impulsive sulla sovrastruttura, l'interfaccia ballast/sub-ballast è soggetta principalmente a carichi quasi statici prolungati, derivanti dal binario, dal ballast sovrastante e da fattori ambientali come elevate temperature. Queste condizioni pongono maggiori sfide nei confronti dei materiali viscoelastici, come le miscele bituminose, a causa del loro comportamento dipendente dal tempo e dalla temperatura. Avendo l'obiettivo di caratterizzare questi materiali, si è ricorso a un test di laboratorio semplice ma rappresentativo, in grado di simulare le condizioni tipiche della sede ferroviaria e di valutare la risposta meccanica dello strato di sub-ballast bituminoso sotto differenti condizioni di carico.



Figura 2-16 Esecuzione del punching test con *AIP*: a) provino dopo il posizionamento iniziale; b) provino al termine della prova

È stata, quindi, considerata una velocità di spostamento pari a 50.8 mm/min, basata sul valore di riferimento utilizzato per la determinazione della stabilità Marshall (V_M). Tuttavia, in assenza di uno standard specifico nel settore ferroviario e al fine di analizzare i fenomeni quasi statici sopra descritti, sono state introdotte due ulteriori velocità: 25.4 mm/min (50% di V_M) e 5.08 mm/min (10% di V_M). L'adozione di tre diverse velocità ha permesso di analizzare in dettaglio l'influenza della velocità di spostamento sulla risposta meccanica della miscela. Per ciascuna combinazione di velocità di spostamento e temperatura sono state effettuate tre ripetizioni.

2.3.3 Studio di fattibilità

Caratterizzazione delle miscele secondo gli standard

Il test proposto è stato validato impiegando due miscele di riferimento conformi alla normativa italiana per il sub-ballast bituminoso [16]: una miscela definita *standard sub-ballast* (SSB) e una seconda definita *hard sub-ballast* (HSB), quest'ultima contenente bitume modificato con polimeri. Le miscele commerciali, costituite da aggregati vergini, sono caratterizzate dalla curva granulometrica riportata in Tabella 2-8, e da un contenuto di legante pari al 4.5% in massa rispetto al totale degli aggregati. In particolare, nella miscela SSB è stato impiegato un bitume B50/70, mentre nella miscela HSB un legante modificato con polimeri PmB 45/80-65.

Tabella 2-8 Curva granulometrica miscele analizzate (SSB, HSB)

Dimensione setacci (mm)	20	10	4	2	0.5	0.25	0.063
Passante cumulato (%)	100	57	36	24	15	11	6

La caratterizzazione standard delle miscele bituminose è stata eseguita su provini confezionati mediante compattatore a impatto (martello Marshall), in conformità alla norma EN 12697-30. Sono stati realizzati provini con diametro di 100 mm (ϕ) e altezza nominale di 63.5 mm (h). A partire dalla densità massima teorica (ρ_m) delle miscele non compattate (EN 12697-5) e dalla densità apparente (ρ_b) dei provini estrusi (EN 12697-6), è stato calcolato il contenuto di vuoti d'aria (V_m) secondo la EN 12697-8. Sono quindi state determinate le proprietà fisico-meccaniche richieste dal capitolato di R.F.I. (Rete Ferroviaria Italiana). Per valutare la resistenza delle miscele al flusso plastico è stata eseguita la prova Marshall a stabilità-scorrimento (EN 12697-34), da cui sono stati ricavati la stabilità Marshall (S), il quoziente Marshall (M_q) e lo scorrimento (F). Come richiesto è stata, inoltre, condotta la prova di resistenza a trazione indiretta (EN 12697-23) a 20 °C, a velocità di spostamento costante pari a 50 mm/min.

Seguendo quanto riportato nei capitolati, i risultati di quanto svolto vengono riportati in Tabella 2-9, in cui si riportano anche i valori limite prescritti dalle specifiche R.F.I. per il sub-ballast bituminoso.

Tabella 2-9 Caratterizzazione prevista da capitolato

Proprietà	Parametri	Normativa	Capitolato R.F.I.	SSB	HSB
Massa volumica massima	ρ_m (kg/m ³)	EN 12697-5	-	2.37	2.39
Massa volumica in mucchio	ρ_b (kg/m ³)	EN 12697-6	-	2.26	2.29
Contenuto vuoti d'aria	V_m (%)	EN 12697-8	$3 < V_a < 6$	4.7	4.5
Stabilità Marshall	S (kN)	EN 12697-34	≥ 10	11.7	16.1
Flusso Marshall	F (mm)		2-4	3.2	2.6
Quoziente Marshall	M_q (kN/mm)		≥ 2.5	3.6	6.2
Resistenza alla trazione indiretta	ITS (MPa)	EN 12697-23	> 0.8	1.2	1.5

Infine, per valutare la rigidità delle miscele si è determinato il modulo complesso mediante prova di trazione-compressione diretta su provini cilindrici (EN 12697-26: DTC-CY). A tale scopo, provini cilindrici con diametro 100 mm e altezza nominale 180 mm sono stati testati con carico sinusoidale a tre temperature (5 °C, 20 °C e 35 °C) e a sei frequenze di carico (25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0.5 Hz e 0.1 Hz). I risultati sono riportati in Figura 2-17. Per ciascuna miscela e per ogni prova sono state considerate tre repliche; i valori presentati corrispondono alle medie.

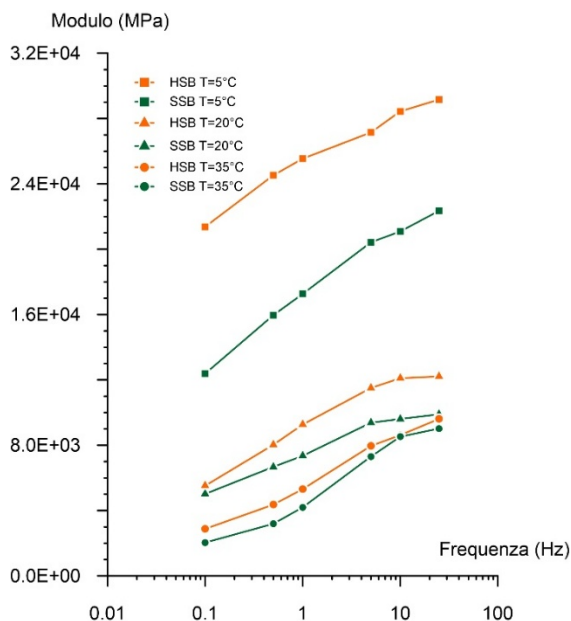


Figura 2-17 Modulo complesso secondo EN 12698-26 (DTC-CY)

Confezionamento dei provini per punching test

La caratterizzazione volumetrica delle miscele bituminose, descritta nella sezione precedente, è stata assunta come riferimento per la produzione dei provini destinati alla prova di punching. Sono stati, quindi, confezionati provini cilindrici con diametro di 150 mm e altezza nominale di 120 mm. Quest’ultima è stata scelta in quanto corrisponde allo spessore previsto dalle normative italiane per il sub-ballast bituminoso nelle linee ferroviarie ad alta velocità e alta capacità, garantendo così la rappresentatività delle condizioni reali di esercizio. La compattazione è stata effettuata mediante pressa giratoria SuperPave (EN 12697-31), un metodo che riproduce in maniera più fedele i processi di compattazione in sito degli strati bituminosi e già adottato in ambito ferroviario statunitense. Grazie al movimento rotatorio eccentrico (angolo di inclinazione) combinato con una pressione verticale costante, la compattazione giratoria consente di simulare in modo più realistico le sollecitazioni e le deformazioni cui il materiale è sottoposto durante la stesa in campo. I provini sono stati realizzati applicando una pressione verticale costante di 300 kPa e eseguendo 100 cicli di rotazione a velocità di 30 giri/min e con angolo di inclinazione pari a 1.25°. La scelta di questi parametri è stata effettuata in quanto essi consentono di ottenere provini con un contenuto di vuoti d’aria comparabile a quello dei campioni prodotti mediante compattazione Marshall. In totale sono stati preparati 54 provini: 27 per ciascuna miscela, considerando tre diverse temperature (5, 20 e 35 °C), tre differenti velocità di spostamento imposto (50.8 - 25.4 - 5.08 mm/min) e tre repliche per ogni condizione di prova.

Discussione dei risultati

In Figura 2-18 vengono riportate le curve forza-spostamento, ottenute dai test svolti, per entrambe le miscele studiate, nelle tre condizioni termiche considerate (5, 20 e 35 °C) e per le tre velocità di spostamento imposto (50.8 -25.4 - 5.08 mm/min). L'analisi delle curve consente di distinguere tre fasi principali, corrispondenti a diversi regimi di interazione tra il sistema di carico e il provino. Infatti, in una fase iniziale si osserva un incremento non lineare della forza, attribuibile all'assestamento del dispositivo *AIP* (fase di primo contatto), durante il quale le punte metalliche si adattano alle irregolarità superficiali del provino. Una volta raggiunto un contatto uniforme, la risposta evolve in un regime pressoché lineare, caratterizzato da una crescita proporzionale della forza con lo spostamento verticale fino al raggiungimento del massimo valore (F_{max}), in corrispondenza di un certo spostamento ($u_{y,*}$). Quest'ultimo rappresenta la soglia di pre-collasso del sistema e individua la massima sollecitazione supportabile dal materiale prima dell'innesco dei meccanismi di cedimento. Superato il picco, la risposta entra in una fase di degrado, evidenziata da una progressiva riduzione della forza e dalla conseguente perdita di capacità portante del provino. Sebbene F_{max} costituisca un indicatore utile per confrontare le prestazioni meccaniche di differenti miscele in condizioni di laboratorio, esso non ha un corrispondente diretto in esercizio, poiché non riproduce la complessità delle sollecitazioni reali generate dal passaggio dei convogli. Tuttavia, pur non essendo direttamente riconducibile ai carichi in sito, tale parametro fornisce indicazioni rilevanti sulla capacità strutturale del materiale e può rappresentare un riferimento significativo nei processi di progettazione.

Influenza delle condizioni termiche

L'analisi delle curve forza-spostamento mette in evidenza innanzitutto l'influenza delle condizioni termiche sul comportamento meccanico delle miscele. Alla temperatura più bassa (5 °C) il legante bituminoso si irrigidisce, conferendo al materiale una maggiore rigidità complessiva e determinando un valore di forza massima (F_{max}) più elevato. Alla temperatura intermedia (20 °C), la risposta risulta più equilibrata: la miscela mostra una minore rigidità rispetto al caso precedente, l'evoluzione della curva è più graduale e il picco di forza è ridotto, evidenziando una maggiore capacità deformativa prima dell'innesco del danneggiamento. Infine, a 35 °C, l'ammorbidimento del legante comporta un incremento significativo della deformabilità, ma anche una marcata riduzione della capacità portante, con un abbassamento del valore di F_{max} e una curva che tende ad appiattirsi. Questi risultati confermano come la temperatura sia un parametro critico nella caratterizzazione del sub-ballast bituminoso, incidendo direttamente sulla rigidità del materiale e sulla sua capacità di dissipare energia.

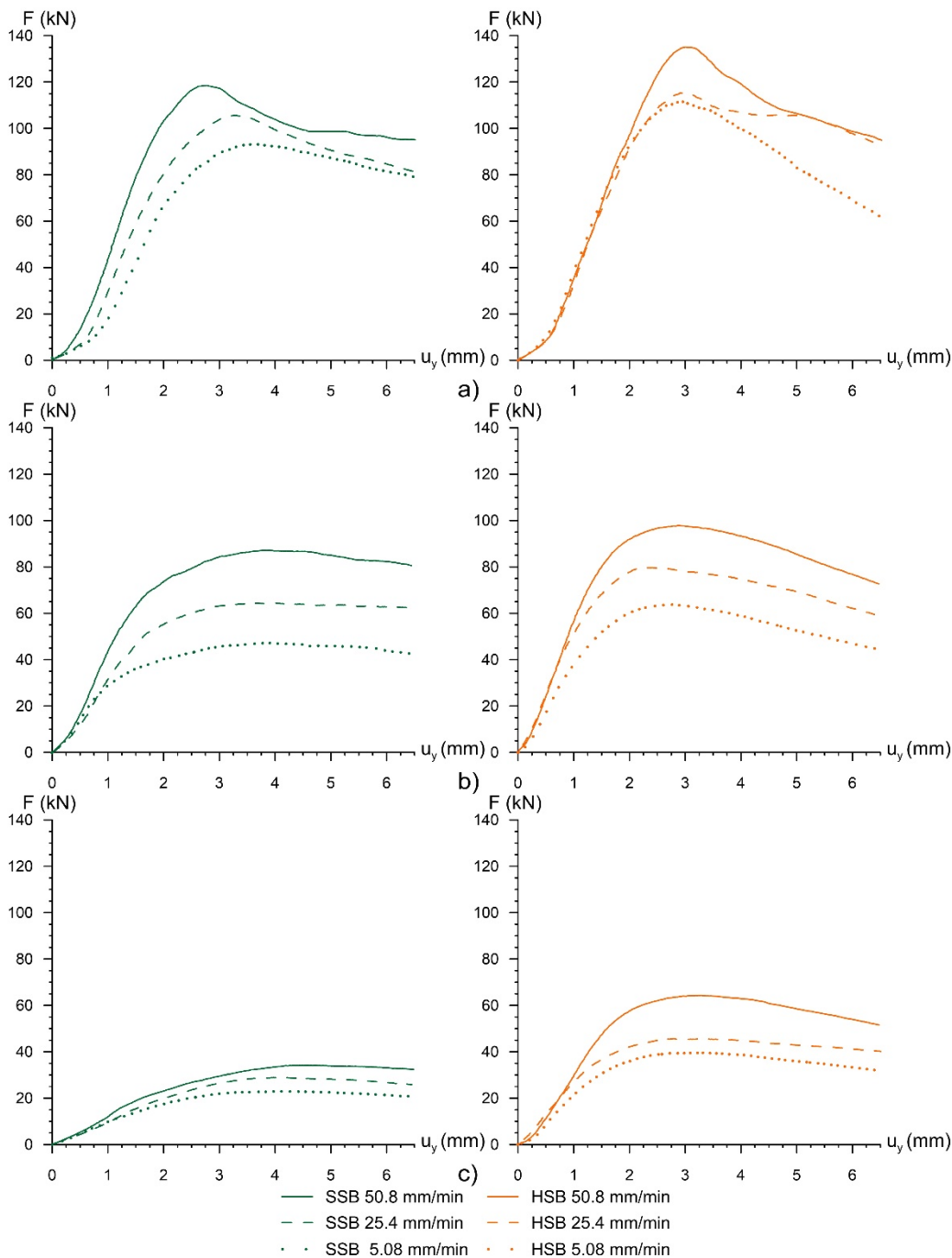


Figura 2-18 Curve forza-spostamento punching test delle miscele studiate: a) SSB e HSB a $T=5^{\circ}\text{C}$; b) SSB e HSB a $T=20^{\circ}\text{C}$; c) SSB e HSB a $T=35^{\circ}\text{C}$ [92]

Influenza della velocità di spostamento imposto

Accanto agli effetti della temperatura, anche la velocità di spostamento cui viene eseguita la prova gioca un ruolo fondamentale nel determinare la risposta delle miscele. In presenza della massima velocità di spostamento imposto (50.8 mm/min), si osserva un F_{max} più elevato, raggiunto a spostamenti verticali ($u_{y,*}$) relativamente contenuti, a indicare un comportamento più rigido del materiale quando il carico viene applicato rapidamente. Con la velocità intermedia (25.4 mm/min), il picco di forza si manifesta a spostamenti leggermente più alti, ma con un valore di F_{max} moderatamente ridotto. Al contrario, alla minima velocità (5.08 mm/min), le curve risultano più estese, con un picco di forza inferiore e localizzato a spostamenti maggiori. Ciò suggerisce che, lasciando al materiale più tempo per deformarsi, i meccanismi viscoelastici e di rilassamento interno diventano predominanti, contribuendo a una maggiore dissipazione di energia.

Influenza della tipologia di bitume

Un ulteriore aspetto che incide in maniera significativa sulla risposta delle miscele è la natura del legante utilizzato. Dal confronto tra i risultati ottenuti emerge come la miscela HSB presenti valori di forza massima (F_{max}) sistematicamente superiori a quelli della SSB, indipendentemente dalla temperatura e dalla velocità di spostamento considerate. Ciò evidenzia una maggiore capacità portante iniziale al carico applicato. Parallelamente, lo spostamento verticale corrispondente al picco ($u_{y,*}$) risulta più contenuto per l'HSB, a conferma di una risposta più rigida e di una minore attitudine alla deformazione prima del raggiungimento della massima sollecitazione. Questo comportamento si riflette anche nella morfologia delle curve forza-spostamento: l'HSB mostra un picco più netto e localizzato, mentre la SSB, pur sviluppando valori di F_{max} inferiori, è caratterizzata da spostamenti verticali più ampi al raggiungimento del picco e da un andamento della curva più graduale, indice di una maggiore duttilità. Le differenze osservate possono essere ricondotte alle proprietà viscoelastiche dei leganti impiegati, che governano la risposta meccanica delle miscele in termini di rigidità e capacità deformativa [93].

Influenza del confinamento

Come anticipato in fase di definizione delle condizioni di prova, l'influenza del confinamento è stata valutata confrontando prove condotte su provini non confinati con test paralleli su campioni confinati, testati direttamente nello stampo di compattazione dopo il condizionamento termico, senza essere estratti. Sebbene una configurazione confinata garantisca una maggiore corrispondenza con le condizioni operative reali, la versione non confinata della prova è stata scelta per ragioni pratiche e operative. Il confronto delle curve forza-spostamento (Figura 2-19) mostra un comportamento molto simile nelle prime due fasi della prova, indicando che l'assenza di confinamento non incide in maniera significativa sulla risposta intrinseca del materiale in questa fase. In prossimità del punto critico, invece, la configurazione confinata evidenzia valori di forza più elevati a spostamenti verticali inferiori, effetto attribuibile alla

limitazione delle deformazioni laterali che ostacola la propagazione delle microfrazture e ritarda l'innesco del cedimento.

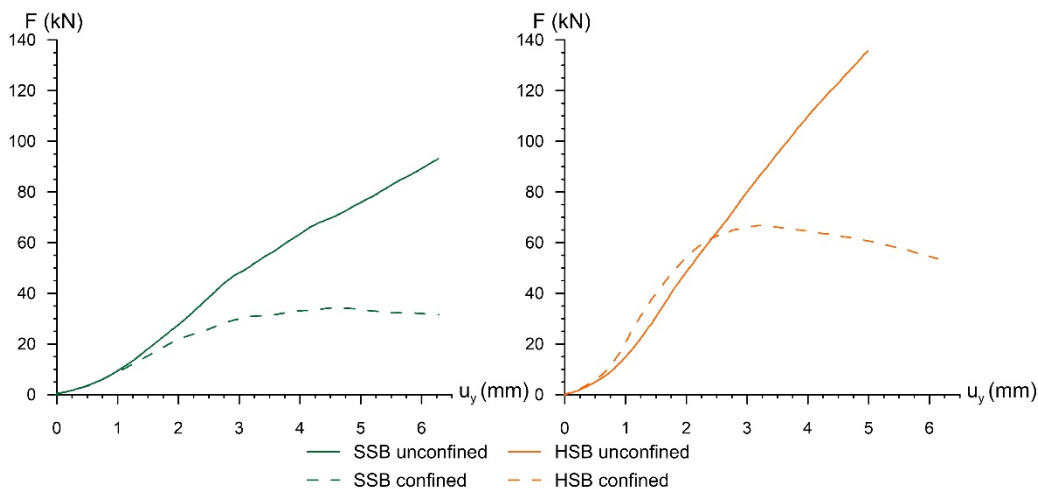


Figura 2-19 Confronto prove con provini e non confinati; SSB e HSB a 35 °C, e velocità di spostamento pari a 50.8 mm/min

L'analisi della porzione lineare delle curve conferma comunque la sostanziale comparabilità dei due approcci, dimostrando che la presenza di superfici libere nei provini non confinati non introduce effetti di scala rilevanti e garantisce una risposta rappresentativa del materiale anche in assenza di confinamento. Tali risultati supportano la scelta della configurazione non confinata, che consente di semplificare l'allestimento della prova, ridurre i tempi di esecuzione e aumentare il numero di provini analizzabili, oltre a rendere applicabile la metodologia anche al campionamento di carote di conglomerato bituminoso, per le quali non è possibile introdurre il confinamento laterale.

Analisi e discussione dei risultati sperimentali

Tra gli indicatori individuati il picco di forza, come anticipato, non rappresenta direttamente una condizione operativa specifica, in quanto indica unicamente la resistenza massima pre-collasso, senza tenere conto delle condizioni effettive di esercizio. Di conseguenza, non fornisce ai progettisti o ai produttori di miscele un riferimento fisico reale, poiché i valori di forza misurati risultano superiori a quelli effettivamente sollecitati dal passaggio dei convogli. Pur essendo un parametro utile per confronti di laboratorio, esso necessita di indicatori aggiuntivi per offrire una visione più completa e affidabile del comportamento del materiale. A tal fine, è stato selezionato il valore della forza misurata a uno spostamento verticale di 1.5 mm ($F_{u,1.5}$) per caratterizzare la risposta del materiale prima del cedimento critico, rimanendo all'interno della zona lineare della curva forza-spostamento, indipendentemente dalla velocità di spostamento e dalla temperatura di prova. Questo valore risulta inferiore a 2 mm, soglia che rappresenta la profondità di ormaia della superficie stradale in grado di favorire accumuli d'acqua [94],

fenomeno particolarmente critico per il sub-ballast ferroviario. In generale, l'acqua incontra maggiori difficoltà a defluire lateralmente in aree con pendenze trasversali insufficienti (inferiori al 2%). Una depressione di 2 mm è normalmente accettabile, ma deve essere monitorata se si associa ad altre condizioni critiche. Anche per pendenze maggiori (3%), piccole depressioni possono trattenere acqua dove la macrotessitura è ridotta. In interventi di rinalzata e di rigenerazione del ballast, un'elevata concentrazione di micro-depressioni può compromettere il drenaggio e favorire la formazione di fanghi e ormaie. La presenza di piccole quantità d'acqua può inoltre provocare effetti collaterali in climi rigidi, come la formazione di ghiaccio. Poiché il sub-ballast contribuisce in modo fondamentale al drenaggio delle acque meteoriche, un accumulo eccessivo riduce la conducibilità idraulica dello strato e favorisce la formazione di fanghi. Questo processo, aumentando la saturazione e concorrendo al fouling del ballast, può influire negativamente sulla stabilità e sulla durabilità dell'intera sovrastruttura ferroviaria. Oltre a $F_{u,1.5}$, è stata considerata la pendenza secante della curva forza-spostamento (m), calcolata nell'intervallo compreso tra 1.25 e 1.75 mm (Δu_y). Tale parametro è stato determinato come rapporto incrementale definito dalla equazione 2.2:

$$m = \frac{\Delta F}{\Delta u_y} = \frac{F_{u,1.75} - F_{u,1.25}}{1.75 - 1.25} \quad (2.3)$$

La rappresentazione grafica dei quattro parametri identificati (F_{max} , $u_{y,*}$, $F_{u,1.5}$ e m) è riportata in Figura 2-20, mentre i risultati ottenuti per entrambe le miscele, alle tre velocità di spostamento e temperature considerate, sono sintetizzati in Tabella 2-10.

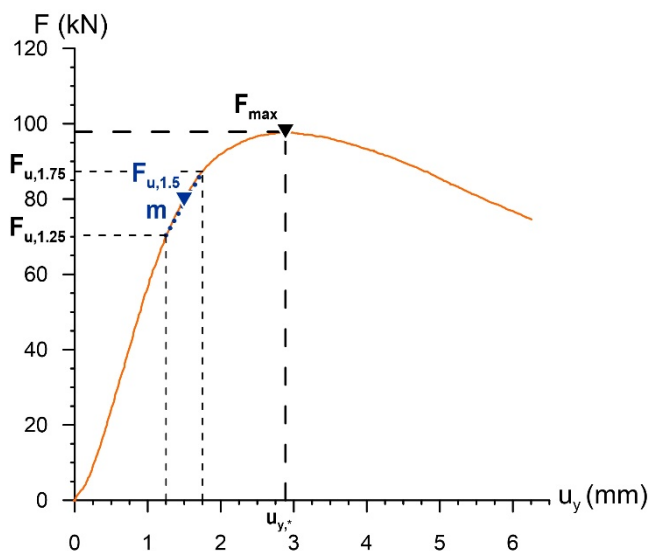


Figura 2-20 Rappresentazione grafica dei parametri caratteristici del punching test. HSB $T=20$ °C e velocità di spostamento pari a 50.8 mm/min

Ciascun valore corrisponde alla media di tre ripetizioni per ciascuna combinazione di temperatura e velocità. In particolare, il parametro $F_{u,1.5}$, individuato come principale indicatore della prova, ha mostrato una buona ripetibilità, con una deviazione standard inferiore al 10%, confermando l’affidabilità del test nella caratterizzazione del comportamento meccanico del materiale prima del cedimento critico.

Tabella 2-10 Risultati punching test in riferimento ai parametri caratteristici individuati. Ciascun valore è la media di tre repliche per ciascuna temperatura e velocità di spostamento considerate

Veloc. di spostamento imposte (mm/min)	Temp. (°C)	SSB				HSB			
		F_{max} (kN)	$u_{y,*}$ (mm)	$F_{u,1.5}$ (kN)	m (kN/mm)	F_{max} (kN)	$u_{y,*}$ (mm)	$F_{u,1.5}$ (kN)	m (kN/mm)
5.08	5	94.2	3.6	49.1	48.6	101.3	3.2	61.2	50.3
	20	44.7	3.5	32.9	12.7	61.9	2.9	48.7	23.0
	35	23.3	3.6	15.8	8.8	39.6	3.3	29.8	13.3
25.4	5	99.0	2.8	62.8	50.8	118.9	3.2	72.1	61.4
	20	60.7	4.2	36.3	27.2	85.2	2.5	69.7	31.1
	35	29.9	4.9	14.0	11.3	51.0	2.8	41.8	15.9
50.8	5	116.3	2.7	80.2	54.3	137.8	3.2	70.4	64.3
	20	77.6	3.0	63.8	31.1	99.5	2.9	61.2	41.4
	35	34.3	4.5	17.1	12.0	57.8	3.5	42.8	21.5

In particolare, in accordo con quanto esaminato con F_{max} , i risultati confermano che il parametro $F_{u,1.5}$ è influenzato sia della temperatura che della velocità di spostamento imposto, mostrando andamenti distinti nelle miscele SSB e HSB. Per entrambi i materiali, l’aumento della velocità di spostamento comporta un incremento di $F_{u,1.5}$, effetto che risulta più marcato alle temperature più basse. L’influenza della temperatura è rilevante: al crescere di quest’ultima, $F_{u,1.5}$ tende a ridursi progressivamente, evidenziando una maggiore deformabilità del materiale e una conseguente perdita di capacità portante. Il confronto tra le due miscele mette in luce come la miscela denominata HSB mantenga valori superiori rispetto a quella SSB in tutte le condizioni di prova.

Un comportamento analogo è stato osservato anche per la pendenza secante m , che cresce con l’aumentare della velocità di spostamento per entrambi i materiali, a conferma di una risposta più rigida sotto carichi applicati rapidamente. Anche in questo caso, la temperatura gioca un ruolo determinante: all’aumentare della temperatura, la pendenza si riduce, riflettendo la perdita di rigidità del materiale. In tutte le condizioni sperimentali, la miscela HSB mostra valori di

pendenza secante più elevati rispetto all'SSB, indicando una maggiore resistenza strutturale e una minore sensibilità alle variazioni di temperatura e velocità di spostamento. Tale comportamento risulta coerente con le migliori proprietà meccaniche del legante modificato. Il confronto diretto dei valori di $F_{u,1.5}$ tra le due miscele mostra come l'HSB risulti sempre superiore all'SSB, ad eccezione delle prove condotte alle velocità di spostamento più elevate. In tali condizioni, infatti, il meccanismo di risposta viscoelastica non viene adeguatamente rappresentato, rendendo meno netta la distinzione tra le due miscele. Sulla base di queste osservazioni, e considerando che lo strato di sub-ballast è principalmente soggetto a sollecitazioni di tipo quasi statico, si suggerisce di adottare come standard di prova la velocità di spostamento minima di 5.08 mm/min. Questo valore sembra descrivere in maniera più rappresentativa il comportamento viscoelastico delle miscele analizzate. A conferma di ciò, per entrambe le miscele i valori di $F_{u,1.5}$ misurati a 5.08 mm/min mostrano una correlazione pseudo-lineare ($R^2 > 0.93$) con i valori di E^* ottenuti alle frequenze più basse, che meglio riproducono la natura quasi statica del carico simulato dal test di punzonatura proposto.

2.4 Conclusioni del capitolo

Questo studio si inserisce nel quadro delle strategie innovative per la realizzazione di infrastrutture ferroviarie più efficienti e durevoli, con particolare attenzione alla caratterizzazione avanzata del sub-ballast bituminoso. In particolare, come mostrato questa soluzione costruttiva, capace di offrire vantaggi funzionali, strutturali ed economici rispetto agli strati granulari non legati, sta suscitando crescente interesse soprattutto nelle reti ferroviarie ad alta velocità e ad alta capacità. Tuttavia, la stretta analogia formale con le miscele bituminose impiegate nelle pavimentazioni stradali ha portato i capitoli tecnici a prescrivere requisiti fisico-meccanici mutuati da metodi consolidati nell'ingegneria stradale. Le condizioni operative tipiche dell'esercizio ferroviario e le molteplici funzioni che il sub-ballast deve assolvere, unite alla sua interazione con la sovrastante massicciata, meritano invece metodi di valutazione specificamente concepiti per tale contesto. In questa prospettiva è stata sviluppata una metodologia sperimentale finalizzata a riprodurre l'interazione tra gli elementi lapidei della massicciata e lo strato bituminoso sottostante. È stato realizzato un supporto dedicato, denominato *Adaptive Indentation Plate (AIP)*, da utilizzare con provini cilindrici di miscela bituminosa (diametro 150 mm). Il dispositivo, dotato di cinque punte tronco-piramidali opportunamente disposte per simulare i punti di contatto della massicciata evitando l'allineamento delle impronte, è stato impiegato in una nuova procedura di prova denominata **punching test**, applicando una compressione imposta fino a 15 mm su provini non confinati. La campagna sperimentale ha considerato i principali fattori che influenzano la risposta del materiale, ossia la temperatura (5, 20 e 35 °C) e la velocità di spostamento (50.8 - 25.4 - 5.08 mm/min). Le curve forza-spostamento ottenute hanno messo in evidenza tre fasi di interazione distinte. Nella fase quasi lineare sono stati identificati alcuni

parametri rappresentativi del comportamento meccanico: la forza di picco (F_{max}), lo spostamento corrispondente ad esso ($u_{y,*}$), la forza corrispondente a uno spostamento di 1.5 mm ($F_{u,1.5}$) e la pendenza secante (m) calcolata nell'intervallo 1.25-1.75 mm. La procedura proposta è stata validata confrontando due miscele bituminose conformi alle prescrizioni italiane per il sub-ballast ma caratterizzate da leganti differenti: un bitume tradizionale 50/70 (SSB) e un bitume modificato PmB 45/80-65 (HSB). La prova di punzonatura si è dimostrata efficace nel valutare le prestazioni meccaniche, fornendo informazioni utili sia sulla resistenza alla deformazione plastica sia sul comportamento all'impronta, aspetti non sempre adeguatamente coperti dagli standard esistenti. I risultati hanno evidenziato differenze significative tra le due miscele in termini di andamento forza-spostamento e sensibilità alla velocità di spostamento. Tali differenze risultano marcate alle basse velocità, mentre tendono ad attenuarsi con l'aumentare della rapidità di carico, condizione che non consente di cogliere appieno le proprietà viscoelastiche delle miscele bituminose. Di conseguenza, la velocità di spostamento imposta più bassa testata (5.08 mm/min) risulta la più indicata per rappresentare le sollecitazioni di tipo quasi statico che caratterizzano lo strato di sub-ballast in esercizio. In queste condizioni, il parametro $F_{u,1.5}$ si è mostrato strettamente correlato ($R^2 > 0.93$) ai valori di modulo complesso E^* misurati a basse frequenze, rafforzando la validità della prova proposta per descrivere i meccanismi di risposta dei materiali. Pur nella sua semplificazione rispetto alle condizioni di stress e deformazione reali presenti in opera, la metodologia sviluppata rappresenta un primo passo verso l'elaborazione di una prova specifica per le miscele bituminose destinate all'uso ferroviario. I punti di forza risiedono nella semplicità di esecuzione, nella possibilità di utilizzare strumentazione di laboratorio standard e nella buona ripetibilità, che consente la raccolta di dataset estesi da impiegare in analisi statistiche a supporto della valutazione prestazionale e dell'ottimizzazione progettuale. Le prospettive di sviluppo comprendono l'ampliamento del protocollo sperimentale a un maggior numero di miscele, incluse varianti con differenti mix-design, contenuti e tipologie di legante, nonché l'impiego di aggregati alternativi, riciclati o derivanti da sottoprodotti industriali (ad esempio, scorie d'acciaieria). Potranno inoltre essere testate soluzioni innovative a minore impatto ambientale, come miscele a freddo o a tiepida. La metodologia, infine, potrà essere applicata anche a materiali granulari tradizionali e ad altre soluzioni non ancora incluse nelle normative di riferimento, contribuendo alla definizione di strumenti più adeguati alla progettazione e la qualificazione delle moderne infrastrutture ferroviarie.

Note

Gli argomenti trattati in questo capitolo fanno riferimento diretto alle pubblicazioni scientifiche elencate di seguito.

- La Placa, A., Autelitano, F., Neduzha, L., Tiutkin, O., Giuliani, F.: Roles and functions of asphalt sub-ballast in the modern maintenance of the European railways. International

Journal of Transportation Science and Technology. (2025).
<https://doi.org/10.1016/J.IJTST.2024.12.003>

- La Placa, A., Autelitano, F., Giuliani, F.: Punching test for mechanical characterization of asphalt railway sub-ballast. *Railway Engineering Science* 2025. 1–14 (2025).
<https://doi.org/10.1007/S40534-025-00407-2>

Bibliografia

1. European Parliament: Regulation (EU) 2021/241. (2021).
2. European Commission: The European Green Deal. (2019).
3. Prasad, K.V.S., Hussaini, S.K.K.: Review of different stabilization techniques adapted in ballasted tracks. *Constr Build Mater.* 340, 127747 (2022).
<https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2022.127747>.
4. Sol-Sánchez, M., Moreno-Navarro, F., Rubio-Gámez, M.C.: The use of elastic elements in railway tracks: A state of the art review. *Constr Build Mater.* 75, 293–305 (2015).
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.027>.
5. Severino, A., Wahrhaftig, A. de M., Tiutkin, O., Gubashova, V., Neduzha, L.: Effective Jet-Grouting Application for Improving the State of Deformation of Landmarks. *Buildings* 2022, Vol. 12, Page 368. 12, 368 (2022).
<https://doi.org/10.3390/BUILDINGS12030368>.
6. Tiutkin, O., Neduzha, L., Kalivoda, J.: Finite-element analysis of strengthening the subgrade on the basis of boring and mixing technology. *Transport Problems.* 16, 189–197 (2021). <https://doi.org/10.21307/TP-2021-034>.
7. Tiutkin, O., Autelitano, F., Giuliani, F., Neduzha, L.: Stress-strain behavior of railway embankments stabilized with grouted micropiles. *Alexandria Engineering Journal.* 102, 75–81 (2024). <https://doi.org/10.1016/J.AEJ.2024.05.088>.
8. Bono, G., Focacci, C., Lanni, S.: *La sovrastruttura ferroviaria*. CIFI, Roma (1997).
9. Guerrieri, M.: *Infrastrutture ferroviarie, metropolitane, tranviarie e per ferrovie speciali*. Maggioli Editore, Santarcangelo di Romagna (2017).
10. Kerr, A.D.: On the determination of the rail support modulus k. *Int J Solids Struct.* 37, 4335–4351 (2000). [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(99\)00151-1](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(99)00151-1).
11. Teixeira, P.F., López-Pita, A., Casas, C., Bachiller, A., Robusté, F.: Improvements in high-speed ballasted track design: Benefits of bituminous subballast layers. *Transp Res Rec.* 43–49 (2006). <https://doi.org/10.3141/1943-06>.
12. EAPA: *Asphalt in Railway Tracks* EAPA Technical Review. European Asphalt Pavement Association, Breukelen, Pays Bas (2021).

13. Teixeira, P.F., López-Pita, A.: Viability of using a bituminous sub-ballast layer on high-speed ballasted tracks. In: Horvli, I. (ed.) *Seventh International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields.* , Trondheim (2005).
14. Buonanno, A., Mele, R.: The use of bituminous mix sub-ballast in the italian state railways. *Proc., 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress.* 203–11 (2000).
15. Ramirez Cardona, D., Benedetto, H. Di, Sauzeat, C., Calon, N., Rose, J.G.: Designs, Application and Performances of Asphalt/Bituminous Trackbeds in European, Asian, and African Countries. *Transp Res Rec.* 2674, 245–262 (2020).
16. RFI: RFI DTC SI CS SP IFS 009 E: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili. Parte II -Sezione 13. Rete Ferroviaria Italiana, Rome (2020).
17. Xiao, X., Cai, D., Lou, L., Shi, Y., Xiao, F.: Application of asphalt based materials in railway systems: A review. *Constr Build Mater.* 304, (2021). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2021.124630>.
18. RFI: RFI DTC SI CS MA IFS 001: Manuale di progettazione delle opere civili parte II - Sezione 3 - Corpo stradale allegato A: sezioni tipo corpo stradale. , Rete Ferroviaria Italiana (2020).
19. Veit, P.: Wirtschaftliche Bewertung von Strategien im Bereich Fahrweg [Economic evaluation of strategies in respect of the track]. *ETR. Eisenbahntechnische Rundschau.* 49, 313–320 (2000).
20. Blanc, J., Khairallah, D., Ramirez, D., Chupin, O., Pouget, S., Ta, Q.-A., Duval, A., Hornych, P., Benoist, S.: Monitoring of railway structures with bituminous and granular sub-layers: Assessment after four years of use. *Constr Build Mater.* 336, 127515 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127515>.
21. Rose, J.G., Teixeira, P.F., Ridgway, N.E.: Utilization of asphalt/bituminous layers and coatings in railway trackbeds - A compendium of international applications. *Proceedings of the ASME Joint Rail Conference 2010, JRC2010.* 1, 239–255 (2010). <https://doi.org/10.1115/JRC2010-36146>.
22. Teixeira, P.F., López Pita, A., Ferreira, P.A.: New possibilities to reduce track costs on high-speed lines using a bituminous sub-ballast layer. *International Journal of Pavement Engineering.* 11, 301–307 (2010). <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/10298431003749733>.
23. Ramirez Cardona, D., Di Benedetto, H., Sauzeat, C., Calon, N., Saussine, G.: Use of a bituminous mixture layer in high-speed line trackbeds. *Constr Build Mater.* 125, 398–407 (2016). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2016.07.118>.
24. SNCF: IG90260 - Conception et dimensionnement des Plateformes Ferroviaires Nouvelles Pour voie ballastée. [Design and sizing of New Rail Platforms For ballasted track]. Société nationale des chemins de fer Réseau, Saint-Denis (2018).
25. UIC: High-Speed Rail Atlas. International Union of Railways, Paris (2023).

26. Kucera, P., Lidmila, M., Jasansky, P., Pycha, M., Burrow, M.P.N., Ghataora, G.S.: The feasibility of using asphalt concrete with a high percentage of recycled asphalt material in a railway trackbed layer. *Transportation Geotechnics*. 26, 100429 (2021). <https://doi.org/10.1016/J.TRGEO.2020.100429>.
27. Holzfeind, J., Hummitzsch, R.: Qualitat sverhalten von Gleisen - Zusammen- hange zwischen Parameterkennwerten und Verschlechterungsverhalten. [Quality behaviour of track - Interrelations between parameters and degratation behaviour]. *ZEVrail*. 133, 240–250 (2009).
28. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA): *Manual for Railway Engineering*. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, U.S.A. (2017).
29. Asphalt Institute: *Asphalt Handbook* . Asphalt Institute (2007).
30. Rose, J.: Hot mix asphalt in railway trackbeds. *Asphalt*. 21, 22–25 (2006).
31. Fang, M., Hu, T., Rose, J.G.: Geometric composition, structural behavior and material design for asphalt trackbed: A review. *Constr Build Mater*. 262, 120755 (2020). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.120755>.
32. Momoya, Y., Sekine, E.: Performance-based design method for railway asphalt roadbed. *Doboku Gakkai Ronbunshuu E*. 63, 608–619 (2007). <https://doi.org/10.2208/JSCEJE.63.608>.
33. Railway Technical Research Institute: *Design Standard for Railway Structures and Commentary (Earth Structures)*. Government of Japan, Tokyo (2007).
34. Teixeira, P.F.;Ferreira, P.A.;Pita, A.L.C.;Bachiller, A.; The Use of Bituminous Subballast on Future High-Speed Lines in Spain: Structural Design and Economical Impact. *International Journal of Railway*. 2, 1–7 (2009).
35. Union des transports publics de Suisse: *R RTE 21110: Infrastructure et ballast Voie normale et métrique*. , Bern (2015).
36. RailOne: *Feste Fahrbahn-System GETRAC: Asphalt in Bestform*, <https://www.railone.de/produkte-loesungen/fern-gueterverkehr/feste-fahrbahn/getracr>, last accessed 2023/09/11.
37. Freudenstein, S.: Innovative solutions for Getrac® ballastless track on asphalt (Innovative Lösungen für die Feste Fahrbahn GETRAC® auf Asphalt). *Eisenbahningenieur*. 56, 28–32 (2005).
38. La Placa, A., Autelitano, F., Neduzha, L., Tiutkin, O., Giuliani, F.: Roles and functions of asphalt sub-ballast in the modern maintenance of the European railways. *International Journal of Transportation Science and Technology*. (2025). <https://doi.org/10.1016/J.IJTST.2024.12.003>.

39. Bressi, S., D'Angelo, G., Santos, J., Giunta, M.: Environmental performance analysis of bitumen stabilized ballast for railway track-bed using life-cycle assessment. *Constr Build Mater.* 188, 1050–1064 (2018). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.08.175>.
40. Umar, H.A., Zeng, X., Lan, X., Zhu, H., Li, Y., Zhao, H., Liu, H.: A Review on Cement Asphalt Emulsion Mortar Composites, Structural Development, and Performances. *Materials.* 14, (2021). <https://doi.org/10.3390/MA14123422>.
41. China railway ministry: Technical Conditions for Cement Emulsified Asphalt Mortar for CRTS II Slab Ballastless Track of Passenger Dedicated Railway. Department of science & technology, Beijing (2008).
42. Le, T.H.M., Lee, S.H., Park, D.W., Seo, J.W.: Investigation on the performance of railway ballast track stabilized by cement asphalt mortar. *Sustainable Civil Infrastructures.* 187–197 (2021). https://doi.org/10.1007/978-3-030-79857-4_13.
43. ADIF: Pliego de prescripciones técnicas particulares tipo. Módulo de obra civil. Parte 2 (PPT9-0-1.0). [Specific standard technical specifications. Civil works module. Part 2]. Administrador De Infraestructuras Ferroviarias, Madrid (2023).
44. Stimilli, A., Virgili, A., Giuliani, F., Canestrari, F.: Mix design validation through performance-related analysis of in plant asphalt mixtures containing high RAP content. Volume 10, Issue 1, Pages 23 - 37. 10, 23–37 (2017). <https://doi.org/10.1016/j.ijprt.2016.07.002>.
45. Autelitano, F., Giuliani, F.: Optimization of electric arc furnace aggregates replacement in dense-graded asphalt wearing courses. *International Journal of Pavement Research and Technology.* 14, 309–317 (2021). <https://doi.org/10.1007/S42947-020-0099-8/METRICS>.
46. Sherwood, P.T.: *Alternative materials in road construction: a guide to the use of recycled and secondary aggregates.* Thomas Telford, London (2001).
47. Autelitano, F., Giuliani, F.: Swelling behavior of electric arc furnace aggregates for unbound granular mixtures in road construction. Volume 8, Issue 2, Pages 103 - 111. 8, 103–111 (2015). [https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2015.8\(2\).103](https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2015.8(2).103).
48. Chamling, P.K., Patra, S., Haldar, S., Rai, M.K.: Comprehensive Study on Mechanical and Environmental Characteristics of Cement-Treated Granular Steel Slag as Subballast Layer. *Journal of Materials in Civil Engineering.* 34, (2022). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004388](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004388).
49. Alves, R., Ramos, A., Castanheira-Pinto, A., Rios, S., Fernández-Ruiz, J.: Steel Slag Sub-Ballast for Sustainable Railway Track Infrastructure. *Infrastructures (Basel).* 9, 106 (2024). <https://doi.org/10.3390/infrastructures9070106>.
50. Khairallah, D., Blanc, J., Horny, P., Piau, J.M., Cottineau, L.M., Pouget, S., Ducreau, A., Savin, F., Hosseingholian, M.: Influence of the bituminous layer on temperature and

- water infiltration in railway structures of the Bretagne-Pays de Loire High-Speed line. *J Test Eval.* 48, 134–149 (2020). <https://doi.org/10.1520/JTE20180894>.
51. Bruzek, R., Stark, T.D., Wilk, S.T., Thompson, H.B., Sussmann, T.R.: Fouled ballast definitions and parameters. 2016 Joint Rail Conference, JRC 2016. (2016). <https://doi.org/10.1115/JRC2016-5725>.
 52. Touqan, M., Ahmed, A., El Naggar, H., Stark, T.: Static and cyclic characterization of fouled railroad sub-ballast layer behaviour. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* 137, 106293 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106293>.
 53. Nguyen, T.T., Indraratna, B., Kelly, R., Phan, N.M., Haryono, F.: Mud pumping under railtracks: Mechanisms, assessments and solutions. *Australian Geomechanics Journal.* 54, 59–80 (2019).
 54. Ciampoli, L.B., Calvi, A., D’Amico, F.: Railway ballast monitoring by GPR: A test-site investigation. *Remote Sens (Basel).* 11, 2381 (2019). <https://doi.org/10.3390/rs11202381>.
 55. Giuliani, F., Merusi, F.: Flow characteristics and viscosity functions in asphalt binders modified by wax. Volume 2, Issue 2, Pages 51 - 60. 2, 51–60 (2009). [https://doi.org/https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2009.2\(2\).51](https://doi.org/https://doi.org/10.6135/ijprt.org.tw/2009.2(2).51).
 56. Castro, G., Pires, J., Motta, R., Bernucci, L., Fortunato, E., Futai, M.: Evaluating environmental effects on the structural behavior of the railroad track subgrade considering different sub-ballast design solutions. *Transportation Geotechnics.* 34, 100761 (2022). <https://doi.org/10.1016/J.TRGEO.2022.100761>.
 57. Fang, M., Cerdas, S.F., Qiu, Y.: Numerical determination for optimal location of sub-track asphalt layer in high-speed rails. *Journal of Modern Transportation.* 21, 103–110 (2013). <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s40534-013-0012-0>.
 58. Hashemian, S.E., Nejad, F.M., Esmacili, M.: Laboratory and numerical investigation on the behavior of reclaimed asphalt pavement (RAP) as railway track subballast layer. *Constr Build Mater.* 384, 131442 (2023). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.131442>.
 59. Mpye, G.D., Gräbe, P.J.: The effect of increased axle loading on the behavior of heavily overconsolidated railway foundation materials. *Transportation Geotechnics.* 27, 100493 (2021). <https://doi.org/10.1016/J.TRGEO.2020.100493>.
 60. Rose, J.G., SU, B., Long, W.B.: Kentrack: a structural analysis program for heavy axle load railway trackbed designs. In: Forde, M.C. (ed.) International conference and exhibition railway engineering. Engineering technics press, Edinburgh (2003).
 61. Celard, B., Puorger, A.C., Pisani, M., Zocca, A.: Il conglomerato bituminoso come nuova soluzione per lo strato di sottoballast nelle linee ferroviarie. Dimensionamento con metodo dinamico. *Ingegneria Ferroviaria.* (1976).

62. Khairallah, D., Chupin, O., Blanc, J., Hornych, P., Piau, J.-M., Ramirez Cardona, D., Ducreau, A., Savin, F.: Monitoring and Modeling Railway Structures on High-Speed Lines with Asphalt Concrete Underlay: A Study on the Bretagne–Pays de la Loire Line. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 2674, 600–607 (2020). <https://doi.org/10.1177/0361198120960472>.
63. Ferreira, T.M., Teixeira, P.F., Cardoso, R.: Impact of Bituminous Subballast on Railroad Track Deformation Considering Atmospheric Actions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 137, 288–292 (2011). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000435](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000435).
64. Bianchi, G., Freddi, F., Giuliani, F., La Placa, A.: Implementation of an AI-based predictive structural health monitoring strategy for bonded insulated rail joints using digital twins under varied bolt conditions. *Railway Engineering Science* 2024. 1–18 (2025). <https://doi.org/10.1007/S40534-024-00371-3>.
65. Kumar, A., Harsha, S.P.: A systematic literature review of defect detection in railways using machine vision-based inspection methods. *International Journal of Transportation Science and Technology*. (2024). <https://doi.org/10.1016/J.IJTST.2024.06.006>.
66. D’Angelo, G., Sol-Sanchez, M., Moreno-Navarro, F., Lo Presti, D., Thom, N.: Use of bitumen-stabilised ballast for improving railway trackbed conventional maintenance. *Geotechnique*. 68, 518–527 (2018). <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.022>.
67. Huang, H., Tutumluer, E., Dombrow, W.: Laboratory Characterization of Fouled Railroad Ballast Behavior. <https://doi.org/10.3141/2117-12>. 93–101 (2009). <https://doi.org/10.3141/2117-12>.
68. Ferreira, T., Cardoso, R., Teixeira, P.F.: Influence of incorporating a bituminous sub-ballast layer on the deformations of railway trackbed. In: *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. 8th International Conference (BCR2A’09)*. pp. 1291–1301. CRC Press/Balkema, Champaign IL (2009).
69. Khajehei, H., Haddadzade, M., Ahmadi, A., Soleimanmeigouni, I., Nissen, A.: Optimal opportunistic tamping scheduling for railway track geometry. *Structure and Infrastructure Engineering*. 17, 1299–1314 (2020). <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1809467>.
70. Sàrik, V.: Decision-making model for track system of high-speed rail lines: Ballasted track, ballastless track or both?, (2018).
71. Bressi, S., Santos, J., Giunta, M., Pistonesi, L., Lo Presti, D.: A comparative life-cycle assessment of asphalt mixtures for railway sub-ballast containing alternative materials. *Resour Conserv Recycl*. 137, 76–88 (2018). <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2018.05.028>.

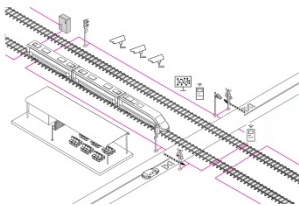
72. Li, Q., Ding, H., Rahman, A., He, D.: Evaluation of Basic Oxygen Furnace (BOF) material into slag-based asphalt concrete to be used in railway substructure. *Constr Build Mater.* 115, 593–601 (2016). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2016.04.085>.
73. Castillo-Mingorance, J.M., Sol-Sánchez, M., Moreno-Navarro, F., Pérez, V., Rubio-Gámez, M. del C.: High performance bituminous sub-ballast for improving the structural behaviour and durability of railway track substructure. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions.* 54, 1–15 (2021). <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01677-y>.
74. Asgharzadeh, S.M., Sadeghi, J., Peivast, P., Pedram, M.: Fatigue properties of crumb rubber asphalt mixtures used in railways. *Constr Build Mater.* 184, 248–257 (2018). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.06.189>.
75. Martinez Soto, F., Di Mino, G., Di Liberto, G.M.: Evaluation of Dry Asphalt Rubber Concrete in Railway Sub-Ballast using the Four Point Bending Test. In: Pombo, J. (ed.) *Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance.* Civil-Comp Press, Stirlingshire (2016).
76. Fiore, N., Bruno, S., Del Serrone, G., Iacobini, F., Giorgi, G., Rinaldi, A., Moretti, L., Duranti, G.M., Peluso, P., Vita, L., D’Andrea, A.: Experimental Analysis of Hot-Mix Asphalt (HMA) Mixtures with Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) in Railway Sub-Ballast. *Materials* 2023, Vol. 16, Page 1335. 16, 1335 (2023). <https://doi.org/10.3390/MA16041335>.
77. Pradhan, S.K., Sahoo, U.C.: Influence of softer binder and rejuvenator on bituminous mixtures containing reclaimed asphalt pavement (RAP) material. *International Journal of Transportation Science and Technology.* 11, 46–59 (2022). <https://doi.org/10.1016/J.IJTST.2020.12.001>.
78. Suhr, B., Butcher, T.A., Lewis, R., Six, K.: Friction and wear in railway ballast stone interfaces. *Tribol Int.* 151, 106498 (2020). <https://doi.org/10.1016/J.TRIBOINT.2020.106498>.
79. RFI: RFI DTC SI GE SP IFS 002 D: Capitolato tecnico di appalto delle opere civili. Parte II - Sezione 17 -Pietrisco per massicciata ferroviaria. Rete Ferroviaria Italiana, Rome (2020).
80. Shi, C., Fan, Z., Connolly, D.P., Jing, G., Markine, V., Guo, Y.: Railway ballast performance: Recent advances in the understanding of geometry, distribution and degradation. *Transportation Geotechnics.* 41, 101042 (2023). <https://doi.org/10.1016/J.TRGEO.2023.101042>.
81. Bondarenko, I., Lukoševičius, V., Keršys, R., Neduzha, L.: Innovative Trends in Railway Condition Monitoring. *Transportation Research Procedia.* 77, 10–17 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2024.01.002>.
82. Esveld, C.: *Modern Railway Track.* MRT-Productions, The Netherlands (2001).

83. Xu, L., Sun, D., Ma, J., Sun, G., Ling, S., Hu, M.: Applications of depth-sensing indentation on asphalt materials: A review. *Constr Build Mater.* 268, 121195 (2021). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.121195>.
84. Hafezzadeh, R., Autelitano, F., Giuliani, F.: Performance-related methods for the characterization of cold mix patching materials used in asphalt pavements maintenance. Volume 19. 19, (2023). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02600>.
85. Fadil, H., Jelagin, D., Partl, M.N.: Spherical indentation test for quasi-non-destructive characterisation of asphalt concrete. *Mater Struct.* 55, 102 (2022). <https://doi.org/10.1617/s11527-022-01945-5>.
86. European Organisation for Technical Assessment (EOTA): European Assessment Document (EAD) 030675-00-0107: Liquid applied bridge deck waterproofing kits. (2020).
87. Branson, J.M., Dersch, M.S., de Oliveira Lima, A., Edwards, J.R., Kim, J.Y.: Analysis of geometric ballast plate for laboratory testing of resilient track components. *Transportation Geotechnics.* 20, 100240 (2019). <https://doi.org/10.1016/J.TRGEO.2019.04.003>.
88. Xu, Y., Han, H., Ning, N., Qie, L., Ling, X., Li, Y.: Ballast loading plate design and mechanical behavior of under ballast mats. *Constr Build Mater.* 325, 126486 (2022). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2022.126486>.
89. Ramón López, J., Felipo, J., Sánchez, F., Cuzic, M., Martínez, A., Guilló, I., Ares, G., Ángel, B., Real, J., Montalbán, L.: Nuevo sistema de vía en placa bituminosa (proyecto Bituvia) [New bituminous ballastless track system (Bituvia project)]. , Madrid (2013).
90. Guo, Y., Xie, J., Fan, Z., Markine, V., Connolly, D.P., Jing, G.: Railway ballast material selection and evaluation: A review. *Constr Build Mater.* 344, 128218 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128218>.
91. Merusi, F., Giuliani, F.: Intrinsic resistance to non-reversible deformation in modified asphalt binders and its relation with specification criteria. *Constr Build Mater.* 25, 3356–3366 (2011). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.026>.
92. La Placa, A., Autelitano, F., Giuliani, F.: Punching test for mechanical characterization of asphalt railway sub-ballast. *Railway Engineering Science* 2025. 1–14 (2025). <https://doi.org/10.1007/S40534-025-00407-2>.
93. Franesqui García, M.Á., Giuliani, F.: New European specifications for characterising asphalt bitumens in relation to plastic deformation [Nuevas especificaciones europeas para la caracterización de betunes asfálticos frente a las deformaciones plásticas]. *Carreteras.* 4, 62–74 (2007).
94. Fares, A., Zayed, T., Abdelkhalek, S., Faris, N., Muddassir, M.: Rutting measurement in asphalt pavements. *Autom Constr.* 161, 105358 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2024.105358>.

Capitolo 3

Sistemi di monitoraggio wayside per la pianificazione della manutenzione ferroviaria

3.1 Aspetti chiave



Monitoraggio wayside



Esperienze in situ



Acquisizione combinata

Framework parametrizzato



Population SHM

Dopo aver trattato nel precedente capitolo il potenziale del sub-ballast in conglomerato bituminoso, questo capitolo affronta un ulteriore aspetto fondamentale per la gestione e la manutenzione dell'infrastruttura ferroviaria: le tecniche di monitoraggio, con un occhio di riguardo per le soluzioni wayside. Infatti, se da un lato la crescita dei flussi costituisce un motore per lo sviluppo economico, dall'altro comporta un'intensificazione delle sollecitazioni e delle azioni meccaniche che accelerano i fenomeni di degrado delle infrastrutture. Diventa quindi imprescindibile disporre di sistemi in grado di monitorare e valutare con continuità lo stato della rete. Lo sviluppo tecnologico che caratterizza i moderni sistemi di rilevamento, trasmissione ed elaborazione dei dati offre la concreta possibilità di realizzare reti di monitoraggio periodico dei componenti dell'infrastruttura ferroviaria, finalizzate sia al miglioramento della sicurezza del trasporto sia a un mirato indirizzamento delle azioni di manutenzione preventiva. In linea con le disposizioni della Direttiva (UE) 2016/798 del Parlamento Europeo sulla sicurezza ferroviaria [1] e con le altre linee guida strategiche locali per lo sviluppo delle reti ferroviarie [2], risulta di primaria importanza definire algoritmi adeguati alla valutazione dei parametri funzionali del binario, così da trasformare efficacemente i dati in informazioni utili alla gestione dell'infrastruttura. In questo contesto, garantire la sicurezza e la continuità operativa della rete ferroviaria rappresenta una sfida cruciale per i gestori dell'infrastruttura all'interno del più ampio sistema di gestione della sicurezza. Il capitolo presenta un'analisi delle principali strategie di monitoraggio della sovrastruttura ferroviaria, con l'obiettivo di offrire una sintesi chiara e operativa delle metodologie attualmente disponibili, con un focus sulle tecniche impiegate a bordo binario, con l'intento di favorire la diffusione di conoscenze teoriche e applicative orientate verso soluzioni più sicure, intelligenti, efficienti ed economicamente sostenibili. Forte della sintesi presentata, viene proposto un nuovo sistema di monitoraggio multimodale, sviluppato e validato attraverso attività sperimentali sul campo, dimostrando la sua efficacia nell'individuare e caratterizzare i fenomeni di degrado della sovrastruttura ferroviaria.

3.2 Dalle tecniche classiche alla manutenzione predittiva: una panoramica sul monitoraggio ferroviario

Se in passato l'espansione della rete costituiva la strategia principale per incrementarne capacità e prestazioni, oggi tale approccio risulta sempre meno praticabile, sia per l'estensione già raggiunta dalle infrastrutture esistenti, sia per i vincoli economici, ambientali e territoriali che limitano le nuove costruzioni. Ne deriva, quindi, la necessità di valorizzare e preservare l'infrastruttura esistente, migliorandone disponibilità, capacità e qualità del servizio. Così, le tecnologie avanzate di monitoraggio e le strategie di manutenzione predittiva assumono un ruolo fondamentale. L'impiego dei sistemi *SHM* (*structural health monitoring*), basati sulla distribuzione di sensori lungo la linea, consente l'acquisizione in tempo reale di dati sullo stato dei materiali e sugli sforzi meccanici a cui sono sottoposte le strutture ferroviarie [3]. Tradizionalmente, il monitoraggio delle infrastrutture ferroviarie è stato effettuato tramite

ispezioni periodiche, programmando l'intervento manutentivo secondo intervalli prestabiliti indipendentemente dal reale stato di degrado dei componenti [4, 5]. Data l'attuale estensione della rete, le ispezioni visive eseguite dal personale a piedi [6] risultano sempre più limitate: lente, costose e soggette a errori, soprattutto in condizioni ambientali sfavorevoli. Per affrontare queste criticità, il settore ferroviario ha progressivamente adottato il monitoraggio strumentale, basato su sistemi di misura in grado di rilevare in modo accurato e continuo lo stato della sovrastruttura. Tra le soluzioni più diffuse vi sono i veicoli diagnostici equipaggiati con sensori avanzati come accelerometri, dispositivi ultrasonici [7] e laser, in grado di raccogliere informazioni su tratti estesi di linea [8–10]. Pur offrendo una panoramica ampia, i veicoli diagnostici rimangono costosi e di puntuale applicazione, limitando l'implementazione di strategie di monitoraggio continuo [11, 12]. Per superare questi limiti, tra le varie tecniche *SHM*, il monitoraggio **wayside**, o a bordo binario, rappresenta un metodo particolarmente efficace e non invasivo basato su sensori installabili in punti strategici per sorvegliare brevi sezioni di binario e potenzialmente attivati dal normale traffico ferroviario [13, 14], per l'individuazione precoce di anomalie che possono costituire segnali anticipatori di problemi strutturali più rilevanti [15–17]. Questo approccio di monitoraggio continuo permette di rilevare precocemente segni di degrado o danno, facilitando interventi mirati di manutenzione predittiva che riducono i tempi di fermo, mitigano i rischi di guasto e contengono i costi legati a rotture improvvise [18–21]. Le strategie di manutenzione predittiva basate su modelli *data-driven* risultano particolarmente promettenti, grazie ai progressi nel settore dell'Intelligenza Artificiale (AI) [22]. L'AI consente di eseguire analisi statistiche complesse mediante algoritmi di *Machine Learning (ML)* e *Deep Learning (DL)*, modellando automaticamente il comportamento del sistema, individuando trend e prevedendo guasti, con conseguente miglioramento della affidabilità complessiva. Questi strumenti rappresentano, oggi, una risorsa fondamentale per lo sviluppo del monitoraggio digitale nel settore ferroviario [23]. L'implementazione di tali approcci innovativi richiede strumenti avanzati, tra cui sensori wireless, dispositivi integrati e tecnologie di rete, capaci di monitorare autonomamente l'infrastruttura [3, 24–27]. In particolare, l'utilizzo di sensori wireless per il monitoraggio ferroviario è oggetto di numerosi studi [28–30], spesso in combinazione con strumenti di monitoraggio basati su AI, al fine di automatizzare e ottimizzare la raccolta e l'elaborazione dei dati riducendo al minimo l'impatto con la linea monitorata. L'integrazione di sensori all'avanguardia e modelli di intelligenza artificiale permette di raccogliere e analizzare dati in tempo reale, supportando le decisioni tramite la classificazione, la previsione o l'individuazione di anomalie, per valutare lo stato attuale e futuro della rete monitorata [28, 31, 32].

Per comprendere meglio le capacità dei moderni sistemi di monitoraggio, questi vengono generalmente organizzati secondo una gerarchia funzionale basata sul livello di identificazione del danno, dalla semplice rilevazione fino alla valutazione dettagliata delle condizioni strutturali. I sistemi di *Livello 1 - Rilevamento del danno* identificano la presenza di anomalie senza localizzarle, mentre i sistemi di *Livello 2 - Localizzazione del danno* forniscono anche

struttura dovute a danni da quelle generate da fattori esterni, come disturbi ambientali [36, 37]. Per questo motivo, un numero crescente di ricercatori e aziende si dedica allo studio e alla manutenzione delle infrastrutture ferroviarie, con indagini numeriche e sperimentali finalizzate allo sviluppo di metodi innovativi sempre più accurati e affidabili. L'adozione di tali metodologie garantisce quindi la longevità dell'infrastruttura, incrementa la sicurezza e permette agli operatori ferroviari di gestire le risorse di manutenzione in modo efficiente.

In questo lavoro, l'attenzione è stata focalizzata principalmente sugli strumenti impiegati per il monitoraggio della sovrastruttura ferroviaria descrivendo le tecniche e gli strumenti attualmente impiegati, i parametri di maggiore interesse, le anomalie e i guasti più frequenti, riportando alcuni casi di applicazione di successo.

3.2.1 Il monitoraggio della geometria del binario e delle rotaie

I parametri utilizzati per valutare lo stato del binario sono definiti per l'intero sistema ferroviario europeo dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità (*STI*) allegate al Regolamento (UE) n. 1299/2014 [38] e dalla norma europea EN 13848 [39]. Quest'ultima definisce i parametri che caratterizzano la geometria del binario, specificando requisiti di misura e metodi di analisi dei dati. Tra questi, i principali che frequentemente vengono indagati sono:

- *Scartamento*: distanza minima, espressa in mm, tra due linee perpendicolari alla superficie di rotolamento che intersecano i profili delle rotaie, misurata a 14 mm sotto la superficie di rotolamento. Gli errori di scartamento si verificano quando vi è uno spostamento relativo tra le due rotaie.
- *Allineamento*: misura della deviazione trasversale dei punti successivi della rotaia rispetto alla posizione orizzontale media (linea di riferimento). Difetti di allineamento o curvatura si manifestano quando una o entrambe le rotaie si discostano dalla posizione progettuale o dalla loro posizione relativa. L'ampiezza dei difetti viene misurata tra il valore medio e il massimo o minimo picco rilevato.
- *Allineamento verticale*: misura della deviazione verticale della superficie di rotolamento di ciascuna rotaia rispetto alla posizione verticale media. Tale valore è fondamentale per definire gli intervalli con i quali vengono eseguite operazioni manutentive come la rincalzatura. Come visto nel capitolo 2 il sub-ballast bituminoso ha contribuito a ridurre la ricorrenza di tale anomalia.
- *Cant*: inclinazione trasversale ossia differenza di altezza tra due superfici di rotolamento adiacenti. Errori di *cant* si verificano quando le rotaie non hanno la stessa altezza sui tratti rettilinei o valori diversi da quelli progettuali nelle curve.
- *Twist*: torsione o inclinazione relativa tra due file di rotaie espressa in %, calcolata come rapporto tra la differenza di livello trasversale tra due sezioni di binario a distanza definita e la distanza stessa. La torsione rappresenta le sollecitazioni torsionali sul

binario, che generano forze differenziate sulle ruote e sulle rotaie, causando deformazioni geometriche, oscillazioni e, in casi estremi, rischio di deragliamento.

I difetti delle rotaie, invece, possono interessare il profilo (difetti da usura) o la struttura interna del materiale. I più comuni includono corrugazioni, fatica da contatto rotolante con distacco superficiale (*shelling*), squat, ovalizzazioni, spaccature verticali o orizzontali delle teste e danni dovuti al transito delle ruote dei convogli [40]. Tali difetti possono essere classificati in: difetti della testa della rotaia (localizzati, *flaking*, solchi), difetti del cuore della rotaia (cricche orizzontali, spaccature verticali, affaticamento dei fori dei bulloni all'interno delle giunzioni, crepe diagonali) e difetti del piede (crepe verticali e trasversali). Nonostante i progressi tecnologici nelle strategie di manutenzione, i guasti delle rotaie restano comunque frequenti. Difetti da usura, come le corrugazioni, possono presentare lunghezze d'onda da pochi centimetri fino a 10-20 cm, generando rumore, vibrazioni e ulteriori danni alle rotaie, rilevabili tramite sistemi di misura delle vibrazioni ruota-rotaia [41, 42]. I sistemi di monitoraggio della qualità del binario generalmente comprendono sensori installati a bordo dei treni o in punti fissi sulla sovrastruttura. I sistemi mobili consentono di monitorare lunghi tratti di linea, ma richiedono il passaggio di veicoli appositamente attrezzati. Oltre ai classici mezzi diagnostici, il monitoraggio mobile può essere eseguito tramite *Track Recording Vehicles (TRV)* o *Track Recording Coaches (TRC)*, cioè rotabili equipaggiati con sistemi di misura che registrano i parametri indicativi dello stato del binario lungo il loro percorso. Infatti, negli ultimi anni i gestori dell'infrastruttura hanno cercato di implementare tali sistemi automatici di misura della geometria del binario su veicoli in servizio commerciale, che, a differenza dei treni diagnostici, non richiedono eccessivi vincoli operativi o l'interruzione del servizio, permettendo di raccogliere dati in modo continuo durante la normale circolazione dei treni [43]. Questi sistemi mobili si basano su due famiglie di misura: il sistema di misura a filo e il sistema di misura inerziale. I valori ottenuti possono essere acquisiti a passi prefissati e restituiti tramite output grafici e numerici per successive elaborazioni analitiche [44]. Il primo metodo prevede la misura di tre punti su un filo tramite unità ottiche di misura tipicamente impiegando sensori senza contatto. I sistemi inerziali, invece, sono costituiti da tre giroscopi che definiscono un riferimento inerziale e da accelerometri verticali e laterali posizionati direttamente sul telaio del mezzo e sul cuscinetto degli assi, permettendo di valutare la posizione verticale e trasversale dell'unità rispetto al riferimento inerziale. Tali sistemi sono, inoltre, utili per l'individuazione di difetti puntuali, come le irregolarità della superficie della rotaia (ad es. corrugazioni) rilevabili tramite sistemi di misura vibrazionale ruota-rotaia [45, 46]. Queste soluzioni di monitoraggio sono frequentemente adottate sulle linee ad alta velocità, dove il monitoraggio wayside risulta più complesso a causa degli effetti dinamici indotti dal transito di convogli ad alta velocità. La natura discontinua dei treni diagnostici ha tuttavia stimolato lo sviluppo di strumentazioni compatibili con il passaggio a elevate velocità; i sistemi in fase di sviluppo devono quindi affrontare le problematiche specifiche dell'alta velocità per poterne

consentire l'impiego operativo. In generale, il monitoraggio dinamico, effettuato tramite veicoli diagnostici mobili, e il monitoraggio statico, realizzato con apparati fissi disposti lungo la sede ferroviaria, possono essere integrati in modo efficace nell'ambito di un sistema di ispezione complessivo: il monitoraggio dinamico fornisce informazioni sul comportamento della linea in condizioni di esercizio e sotto carico, mentre il monitoraggio statico garantisce un controllo continuo e localizzato dello stato strutturale, consentendo di rilevare anomalie non emergenti con un'unica metodologia.

Grazie ai significativi progressi dei sensori ottici avanzati, **i sistemi di tracciamento ottico** stanno trovando un'applicazione sempre più estesa nel settore ferroviario [47]. Questi strumenti, progettati per operare in modo non invasivo, senza interferire con l'esercizio dei treni, consentono acquisizioni ad alta risoluzione e ricostruzioni fotogrammetriche tridimensionali accurate dei parametri del binario, come scartamento, allineamento e quota verticale, su tratti estesi di linea. Pur basandosi su principi diversi dai laser scanner, le telecamere ad alta risoluzione permettono comunque di ricostruire in 3D la sovrastruttura, acquisendo immagini da più angolazioni [48, 49], che, elaborate tramite algoritmi fotogrammetrici, permettono di ottenere modelli 3D dettagliati e ricavare informazioni quantitative precise sullo stato geometrico del binario, monitorando eventuali deformazioni e scostamenti dalle tolleranze progettuali. Applicazioni più recenti hanno esteso questi principi anche ai veicoli aerei senza pilota (*UAV*), che permettono ispezioni dei binari senza accesso diretto alla linea. Sebbene i droni forniscano dati meno precisi rispetto ai veicoli di misura tradizionali, essi rappresentano un'alternativa promettente grazie alla sicurezza, alla rapidità di acquisizione e al costo ridotto, integrandosi così in maniera complementare ai sistemi di monitoraggio fotogrammetrico per supportare strategie avanzate di manutenzione predittiva e sistemi *SHM* [50, 51]. Altre tecnologie wayside completano il monitoraggio ottico, concentrandosi su parametri puntuali della rotaia. Tra le tecnologie impiegate per il monitoraggio puntuale del binario, i principali si basano su tecnologia laser, principalmente impiegati per verificare i parametri caratteristici della lunga rotaia saldata durante l'esercizio, mediante l'impiego di appositi target fissati sulla rotaia [52]. Questi sistemi permettono, ad esempio, di avere un rapido riscontro della deviazione della rotaia dalla temperatura di riferimento anticipando e prevenendo eventuali fenomeni di instabilità dovuti ai carichi applicati su essa. Infatti, in aree soggette a significative escursioni termiche annue, le lunghe rotaie saldate possono presentare problemi di instabilità dovuti alle forze longitudinali generate, specialmente in curve a raggio limitato [53]. Per prevenire fenomeni di *buckling* o formazione di cretti, viene generalmente installata strumentazione fissa nei punti più critici. In abbinamento ai sistemi ottici o laser, particolarmente performanti risultano i sistemi ultrasonici per la valutazione di eventuali difetti della rotaia, ricercando eventuali cricche e stimandone caratteristiche [54]. Tali sistemi risultano particolarmente efficaci anche per ricostruire la sequenza dei profili della rotaia monitorandone l'usura. Per ampliare ulteriormente l'efficacia del monitoraggio strutturale, si ricorre a sistemi multi-sensore distribuiti lungo la linea ferroviaria,

che permettono di acquisire dati continui e multidimensionali su tratti estesi della sovrastruttura combinando diverse tipologie di strumenti, permettendo di estrapolare leggi e curve di tendenza utili alla valutazione dello stato della sovrastruttura. Alcuni di essi sono progettati per misurare i carichi in transito, confrontandoli con le specifiche della linea e con la capacità del binario. La stessa infrastruttura sensorizzata può fornire informazioni sul tipo di rotabile in transito, identificando numero e peso di ciascun asse del convoglio. Conoscendo la geometria del treno e la distanza tra assi successivi, è possibile stimarne anche la velocità. Questi strumenti si basano generalmente su estensimetri installati direttamente sulle rotaie o sulle traverse, offrendo così un approccio complementare e continuo rispetto alle misurazioni puntuali dei veicoli diagnostici [55, 56]. Grazie alla loro versatilità, i sensori a fibre ottiche (*FOS*) consentono di misurare grandezze fisiche, come spostamenti, inclinazioni e deformazioni, lungo l'intera lunghezza della fibra, solitamente posizionata longitudinalmente sulla rotaia. Le tecnologie *FOS* si basano sulle variazioni delle proprietà fisiche delle onde luminose che si propagano nella fibra ottica in risposta a stimoli esterni. I sensori a fibra ottica più diffusi per la misura della geometria del binario sono quelli basati su reticoli di Bragg (*FBG*) e sulla riflettometria ottica nel dominio del tempo (*OTDR*). Nel capitolo dedicato ai giunti isolati incollati, verrà illustrata un'applicazione pratica di questi sensori, mostrando come la loro installazione e i dati raccolti possano supportare l'analisi continua delle deformazioni e delle sollecitazioni in punti critici della sovrastruttura.

3.2.2 Il monitoraggio delle traverse

Essendo le traversine i primi elementi di sostegno della rotaia, il loro monitoraggio riveste un ruolo strategico: consente, infatti, di anticipare eventuali anomalie che si riflettono sui principali parametri della geometria del binario fornendo informazioni essenziali per pianificare interventi manutentivi mirati e prevenire il degrado della sovrastruttura. Per monitorare in modo efficace la risposta dinamica delle traverse, possono essere impiegati geofoni fissati alle stesse tramite apposite staffe [57]. Questi sistemi consentono di rilevare eventuali difetti del binario misurando il movimento delle traverse durante il passaggio del materiale rotabile, registrando con precisione i picchi causati dal transito delle ruote. Anche in questo caso, le misurazioni di strumenti come i geofoni possono essere integrate con l'uso di sistemi fotogrammetrici, che, correlando digitalmente le immagini tramite target appositamente posizionati, permettono di determinare lo spostamento delle traverse in relazione al passaggio dei treni [58, 59]. Anche qui trovano, inoltre, impiego i tradizionali estensimetri, strumenti consolidati nel tempo e anch'essi installabili sulle traverse. Questi dispositivi permettono di acquisire dati sulla flessione dinamica delle traverse, utili per sviluppare funzioni di degrado capaci di rappresentare e prevedere i tipici meccanismi di cedimento per flessione [60]. In modo analogo, anche in questa applicazione le più recenti soluzioni basate su sensori a fibra ottica possono sostituire i classici sensori piezoelettrici, offrendo maggiore precisione di misura, copertura distribuita e migliore resistenza

alle interferenze elettromagnetiche [61]. Oltre a rilevare deformazioni, tali strumenti possono misurare vibrazioni, utili per valutare eventuali difetti del piano di corsa della rotaia o delle ruote dei treni in transito. I limiti derivanti dall'installazione degli strumenti sulla superficie della traversa possono essere superati mediante sistemi integrati di monitoraggio (*Integrated Monitoring Systems*). Questa tecnologia innovativa, già presente sul mercato, prevede traverse "intelligenti" progettate per estendere la vita utile delle traverse o di altri componenti del binario [62]. Sensori integrati o montati in superficie permettono di rilevare la risposta strutturale della traversa e il suo comportamento nella sovrastruttura ferroviaria, senza dover progettare sistemi di fissaggio specifici per ogni strumento. I sensori annegati nelle traverse utilizzano la già citata tecnologia a fibra ottica e sistemi di identificazione a radiofrequenza (*RFID*). I sensori in fibra ottica possono essere integrati in due modi: longitudinalmente lungo la traversa o orizzontalmente, al centro e nelle sedi delle rotaie. Il primo metodo consente di raccogliere dati sui momenti flettenti, sull'influenza della velocità dei treni, sull'entità dei carichi, sulla qualità del ballast e sull'integrità della sottostruttura del binario, oltre a stimare il carico sulle sedi rotaia, rilevare crepe e monitorare i primi segni di invecchiamento del calcestruzzo delle traverse. Il secondo metodo permette di osservare la perdita di elasticità del ballast dovuta alle basse temperature, l'irrigidimento dei tappetini sotto rotaia (*USP*) in condizioni di freddo eccessivo e il comportamento meccanico delle traverse individuando inclusi stress e deformazioni massime. I sensori *RFID*, invece, sono stati impiegati per rilevare variazioni a lungo termine di impedenza e radiazione dovute a fratture nella struttura, consentendo così di monitorare la perdita di materiale sotto o attorno al sensore come conseguenza di fessurazioni [62]. Questa soluzione può essere implementata sia con traverse "intelligenti" durante il rinnovo della linea, sia adattando traverse esistenti tramite sistemi appositi disponibili sul mercato.

3.2.3 Il monitoraggio del ballast

Il degrado localizzato della massicciata può provocare variazioni della geometria del binario, misurabili attraverso la deviazione verticale e il twist, con conseguente aumento della frequenza degli interventi di manutenzione necessari a garantire sicurezza e regolarità del transito ferroviario. Tuttavia, poiché la massicciata è costituita da pietrisco frantumato, risulta complesso installare sistemi di monitoraggio fissi direttamente nel ballast per valutare lo stato del binario e rilevare precocemente le cause di degrado, senza interventi estensivi e potenzialmente dannosi. Alcuni strumenti, come penetrometro a cono, comunemente impiegato nelle prove sui terreni, sono stati adattati per l'applicazione ferroviaria. Nel test dinamico, un cono di forma predeterminata viene fatto avanzare in continuo misurando la forza necessaria all'avanzamento, permettendo di stimare la profondità di influenza della massicciata sulla deflessione del binario. Tuttavia, questa prova non fornisce parametri direttamente correlabili con il grado di contaminazione o degrado del ballast, poiché la distribuzione dei dati ottenuti non è

standardizzata [63]. Per individuare problemi che riducono le prestazioni del ballast, come il fouling, risultano più adatte metodologie di rilevamento mobili, che sfruttano il passaggio periodico di treni diagnostici o strumenti montati su veicoli (come i *TRV* e *TRC* già citati). Tra questi, *LIDAR* e *Ground Penetrating Radar (GPR)* si rivelano particolarmente efficaci. Il *LIDAR*, acronimo di *Light Detection and Ranging*, è una tecnica di telerilevamento ottico basata sull'emissione di impulsi laser e sull'analisi della luce retro-diffusa [64], già impiegata per la determinazione del profilo minimo degli ostacoli (*PMO*) e la conseguente identificazione di una sagoma limite caratterizzante una linea. L'elaborazione dei dati consente di ottenere una mappatura dettagliata del ballast lungo il binario, oltre a fornire indicazioni sulle condizioni di drenaggio. Integrando queste informazioni con quelle ottenute tramite *GPR*, è possibile stimare i tassi di degrado della geometria del binario [65]. Il *GPR* si basa sull'emissione di impulsi elettromagnetici ad alta frequenza nel terreno, che vengono riflessi da discontinuità o ostacoli. L'antenna trasmittente, posta vicino alla superficie, converte la corrente elettrica in onde elettromagnetiche e viceversa, mentre il ricevitore cattura il segnale riflesso, che viene successivamente analizzato e rappresentato graficamente. L'antenna può essere sostituita per permettere l'uso dello strumento a diverse frequenze [66]. Questo approccio può essere ulteriormente supportato dall'uso di immagini fotogrammetriche acquisite tramite *UAV*, permettendo una valutazione quantitativa dei rischi e integrando le informazioni ottenute dai sensori mobili [67].

3.2.4 Il ruolo del monitoraggio nell'evoluzione della manutenzione ferroviaria

L'introduzione dei sistemi di monitoraggio wayside rappresenta un passaggio chiave nell'evoluzione della gestione dell'infrastruttura ferroviaria. Essi consentono, infatti, di osservare in continuo lo stato delle diverse componenti del tracciato, restituendo informazioni oggettive e tempestive sul loro degrado. La possibilità di integrare sensori e tecnologie diagnostiche avanzate nella sovrastruttura ferroviaria, come visto, permette di prevenire guasti, ottimizzare la pianificazione degli interventi e incrementare i livelli di sicurezza ed efficienza operativa. Questo approccio supporta il superamento delle tradizionali logiche di manutenzione ciclica, favorendo invece la manutenzione predittiva basata su soglie di degrado misurabili e su modelli che tengono conto della natura stocastica dei fenomeni reali. La realizzazione di tale paradigma richiede un forte coordinamento tra sviluppatori di sistemi di monitoraggio, esperti di gestione ed elaborazione dei dati e gestori dell'infrastruttura, in modo da calibrare strumenti di analisi in grado di stimare con affidabilità il tempo residuo prima del guasto e programmare interventi mirati. In questo modo, diventa possibile ridurre i costi complessivi, evitare interruzioni o rallentamenti del servizio e contribuire a un sistema ferroviario più sicuro, affidabile e sostenibile (Figura 3-2). Al di là dei singoli elementi, l'evoluzione della mobilità e l'aumento dei flussi

logistici richiedono infrastrutture ferroviarie più resilienti ed efficienti. In questo scenario, lo sviluppo di indicatori numerici, come quelli relativi all'elasticità del binario o ai parametri geometrici della sovrastruttura, combinati con tecniche avanzate di elaborazione dei dati, promette di rivoluzionare le strategie di monitoraggio, consentendo di prevedere l'evoluzione delle irregolarità e di pianificare la manutenzione con maggiore anticipo.

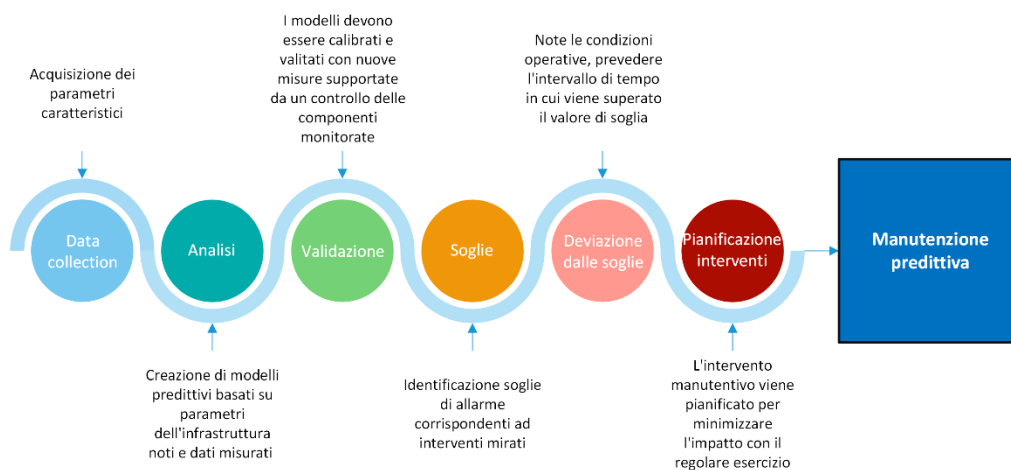


Figura 3-2 Manutenzione predittiva delle infrastrutture ferroviarie: fasi operative

Parallelamente, l'impiego crescente di strumenti di *structural health monitoring* e di modelli data-driven basati sull'Intelligenza Artificiale sta accelerando la transizione verso approcci digitali e predittivi. Nonostante i progressi, il settore ferroviario si trova ancora nelle fasi iniziali di questa trasformazione e dovrà affrontare sfide cruciali, tra cui l'adattamento e la scalabilità degli algoritmi a componenti ferroviarie eterogenee e la necessità di dati di qualità, etichettati e bilanciati, superabile attraverso lo sviluppo di modelli di apprendimento non supervisionato e l'impiego di gemelli digitali. L'insieme di queste prospettive conferma il ruolo centrale del monitoraggio nell'evoluzione della manutenzione ferroviaria, rendendolo un pilastro strategico per la sicurezza, l'affidabilità e la sostenibilità dell'infrastruttura.

3.3 Approccio multimodale al monitoraggio wayside: integrazione di sistemi ottici e accelerometrici

La progressiva digitalizzazione della manutenzione ferroviaria richiede sistemi di monitoraggio sempre più accurati e versatili. Tuttavia, non tutte le tipologie di sensori riescono a fornire i dati necessari per un'analisi esaustiva o sono esenti da operazioni di gestione sincrona complesse; soprattutto, non tutti risultano pienamente compatibili con l'armamento ferroviario a causa di problemi di accessibilità, installazione o interferenza con le operazioni di manutenzione ordinaria della linea. Come visto al paragrafo precedente, a differenza dei sistemi diagnostici

mobili, i sistemi wayside forniscono informazioni localizzate, ma possono presentare difficoltà nel misurare spostamenti assoluti, essendo privi di un riferimento esterno noto. Inoltre, la loro installazione risulta spesso complessa e il mantenimento di una posizione stabile dei sensori nel tempo può rappresentare una sfida significativa. Per rispondere a queste esigenze, si sta affermando un approccio multimodale, basato sull'integrazione di diverse tecnologie di rilevamento, che consente di ottenere un quadro più completo delle condizioni del binario. In particolare, i sistemi di tracciamento ottico rappresentano una soluzione non invasiva e ad alta precisione per misurare spostamenti e deformazioni della sovrastruttura [68, 69]. L'impiego tali sistemi permette di rilevare movimenti e di individuare potenziali criticità strutturali prima che queste possano compromettere la sicurezza o la regolarità del servizio [70]. Questi dispositivi generalmente utilizzano telecamere ad alta risoluzione e algoritmi avanzati di elaborazione delle immagini, capaci di distinguere accuratamente i movimenti della rotaia anche in condizioni di illuminazione variabile. L'impiego di marker visivi, tecniche di correlazione digitale delle immagini (*DIC*) e metodi di intelligenza artificiale consente di monitorare la risposta dinamica del binario al passaggio dei treni, rilevando fenomeni come movimenti anomali, vibrazioni e deformazioni. L'utilizzo di telecamere ad alte prestazioni risulta particolarmente vantaggioso nel monitoraggio in condizioni dinamiche e ad alta velocità, ad esempio nelle transizioni su ponti o in punti isolati. Tali sistemi, infatti, consentono di catturare i movimenti e le deformazioni delle rotaie durante il passaggio dei treni senza interferire con l'armamento, garantendo una diagnosi accurata dei punti maggiormente sollecitati e rilevando variazioni della geometria del binario [71]. Tuttavia, per acquisire dinamiche transitorie a frequenze elevate, questi sistemi possono essere integrati con accelerometri, in grado di rilevare vibrazioni e movimenti rapidi non sempre rilevabili mediante misura ottica. In questa maniera è possibile descrivere in modo dettagliato la dinamica del binario, combinando misure sia degli spostamenti a bassa frequenza sia delle vibrazioni ad alta frequenza, rispettivamente per la valutazione dello stato strutturale e per l'analisi della risposta transitoria. Tuttavia, gli approcci di monitoraggio esistenti presentano un compromesso fondamentale: i sistemi ottici forniscono misure di spostamento precise ma sono limitati in banda, mentre gli accelerometri catturano le dinamiche ad alta frequenza ma presentano notevoli difficoltà nella derivazione di informazioni di spostamento accurate.

Viene quindi proposto un framework unificato che combina in modo sistematico modalità di misura complementari attraverso una strategia di installazione parametrizzata, affrontando alcune limitazioni critiche delle attuali pratiche di monitoraggio ferroviario. L'idea di fondo, alla base dell'approccio proposto, è che nessuna singola modalità possa fornire tutte le informazioni necessarie per un'analisi esaustiva della dinamica del binario. Di conseguenza, il contributo principale di questo lavoro risiede nella definizione e nella validazione sperimentale di un framework sistematico per l'installazione e l'uso complementare di sistemi di misura ottici e inerziali nel monitoraggio wayside ferroviario. Come caso di studio, l'approccio è stato implementato e validato in linea nei pressi dello scalo merci di San Giacomo (RE). Attraverso

tale applicazione, viene dimostrata come la metodologia sistematica proposta consenta un'analisi completa della dinamica del binario, ponendo le basi per applicazioni più ampie a livello di rete nel monitoraggio dell'infrastruttura ferroviaria.

I sistemi di tracciamento ottico impiegati (telecamere e marker) forniscono misure dirette di spostamenti e deformazioni a basse e medie frequenze con precisione sub-millimetrica. Test preliminari svolti in laboratorio hanno dimostrato una precisione del sistema adottato migliori di 0.06 mm, sebbene questa prestazione degradi naturalmente in ambienti esterni a causa di fattori come illuminazione variabile e condizioni atmosferiche. La risoluzione temporale di tale sistema risulta limitata nella frequenza di acquisizione (tipicamente poche centinaia di hertz), riducendo la capacità di catturare dinamiche ad alta frequenza. La precisione della triangolazione 3D è fortemente influenzata dalla geometria di osservazione: una ricostruzione stabile e accurata richiede che ciascun marker sia rilevato simultaneamente da almeno tre telecamere non collineari, così da garantire una ricostruzione stabile. Gli accelerometri impiegati, al contrario, catturano dinamiche ad alta frequenza fino a diversi kilohertz, consentendo un'analisi dettagliata delle risposte transitorie dovute all'interazione ruota-rotai. Sebbene l'analisi modale rappresenti una delle applicazioni dei dati ad alta frequenza (particolarmente rilevante per le strutture di ponti), è altrettanto importante per le sezioni di binario standard rilevare la risposta al passaggio delle ruote su irregolarità, giunti e difetti del tracciato. Questa capacità permette l'identificazione precisa degli eventi di passaggio delle ruote, la misura dei fattori di amplificazione dinamica, il rilevamento di difetti localizzati attraverso signature caratteristiche di vibrazione e l'analisi della risposta nel dominio temporale a eventi di carico discreti. Tuttavia, derivare misure accurate di spostamento dai dati degli accelerometri comporta significative sfide di elaborazione del segnale, che vanno oltre il semplice problema dell'integrazione e dei suoi drift. Il processo di doppia integrazione amplifica il rumore a bassa frequenza, introduce distorsioni di fase ed è sensibile a bias del sensore che variano con le condizioni ambientali. L'applicazione di filtri passa-alto, comunemente utilizzata per mitigare il drift, distorce inevitabilmente le informazioni sugli spostamenti a bassa frequenza, critiche per la valutazione dello stato strutturale. Inoltre, gli errori numerici di integrazione si accumulano in modo non lineare a seconda delle specifiche caratteristiche vibrazionali dell'infrastruttura ferroviaria.

3.3.1 Parametrizzazione degli strumenti impiegati

L'approccio adottato fornisce le basi per il *population structural health monitoring* (*population SHM*), consentendo l'armonizzazione dei dati provenienti da più siti e l'integrazione in modelli generalizzabili del comportamento delle infrastrutture. Il framework affronta un problema critico nel monitoraggio ferroviario: la mancanza di approcci standardizzati per scalare implementazioni specifiche di sito a livello di rete. Questa metodologia, fornendo una base matematica per caratterizzare le capacità dei sistemi di monitoraggio, facilita il trasferimento di

conoscenze tra siti e consente la modellazione gerarchica che combina dati densi provenienti da “siti donatori” con implementazioni eterogenee a livello di rete. Tale rappresentazione matematica permette, inoltre, un’analisi rigorosa delle strategie di implementazione e getta le basi per la standardizzazione del monitoraggio su scala di rete. Ciascuna modalità di rilevamento (telecamere, marker, accelerometri) è rappresentata da una tupla¹ che ne specifica il numero, la posizione, la frequenza di acquisizione e i parametri di qualità. Queste tuple sono combinate in un descrittore globale del sistema, che ci consente di classificare strategie di implementazione alternative, quantificare i compromessi tra risoluzione e costo e propagare le incertezze nelle quantità misurate di interesse. È importante sottolineare che questa parametrizzazione fornisce anche uno standard naturale di metadati per scalare le implementazioni specifiche del sito in un quadro *SHM* della popolazione, in cui i dati armonizzati provenienti da più siti possono essere integrati in modelli generalizzabili del comportamento delle infrastrutture.

Ciascuna modalità di rilievo strumentale è definita da:

▪ **Telecamere**

$$\Theta_C = (N_C, P_C, f_C, R_C, I_C) \quad (3.1)$$

in cui con N_C si è indicato il numero delle telecamere, $P_C = \{(x_i, y_i, z_i, \omega_i)\}_{i=1}^{N_C}$ le loro posizioni e orientamenti nel sistema di riferimento ferroviario, f_C la frequenza dei fotogrammi (*Hz*), R_C la risoluzione (px) e I_C la strategia di illuminazione.

▪ **Marker**

$$\Theta_M = (N_M, P_M, \rho_M, s_M, A_M) \quad (3.2)$$

in cui N_M è il numero dei marker, $P_M = \{(x_j, y_j, z_j)\}_{j=1}^{N_M}$ le loro coordinate, ρ_M la densità ($\text{markers} \cdot m^{-1}$), s_M la misura e A_M la tipologia di fissaggio.

▪ **Accelerometri**

$$\Theta_A = (N_A, P_A, f_A, R_A, \sigma_A) \quad (3.3)$$

¹ Il termine *tupla*, mutuato dal linguaggio informatico, indica in questo contesto una sequenza ordinata di parametri utilizzata per descrivere in modo compatto le caratteristiche di ciascuna modalità di monitoraggio.

in cui N_A è il numero degli accelerometri, $P_A = \{(x_k, y_k, z_k, \phi_k)\}_{k=1}^{N_A}$ la loro posizione e orientamento, f_A la frequenza di campionamento (Hz), R_A il range di misura (g) e σ_A il rumore di fondo.

Il sistema totale è quindi descritto da:

$$\Theta = (\Theta_C, \Theta_M, \Theta_A) \quad (3.4)$$

Questo modello parametrico permette di valutare in modo sistematico le capacità del sistema di monitoraggio mediante diverse metriche chiave, con formulazioni matematiche rigorose.

3.3.2 Posizionamento della strumentazione

Il posizionamento strategico degli elementi di misura è fondamentale per l'efficacia del sistema di monitoraggio. Per quanto riguarda i marker, un vantaggio chiave del tracciamento ottico è la flessibilità di poterli collocare su qualsiasi componente strutturale di interesse. Infatti, possono essere facilmente installati sul fungo delle rotaie, sulle traverse, sulle piastre di giunzione, su chiavarde e su altri elementi senza alterare significativamente la dinamica strutturale. Questa versatilità permette una copertura spaziale completa della risposta dell'infrastruttura. Per le campagne di misura, i marker possono essere installati e rimossi ogni giorno, consentendo misurazioni ripetute e minimizzando modifiche permanenti al binario.

Al contrario, il posizionamento degli accelerometri è più vincolato da considerazioni pratiche: essi vengono tipicamente montati direttamente su rotaie o traverse, dove possono essere fissati in modo sicuro mediante adesivi speciali o supporti meccanici. La superficie di montaggio deve garantire sufficiente rigidità per assicurare una trasmissione fedele delle vibrazioni, limitando così l'installazione a elementi strutturali con proprietà superficiali e accessibilità adeguate. Pertanto, diversamente dai marker ottici, gli accelerometri restano fissi nella loro posizione una volta installati, fornendo monitoraggio continuo nei punti assegnati. Questa differenza nella flessibilità di posizionamento implica che, mentre i marker possono essere distribuiti su componenti strutturali diversi per catturare comportamenti localizzati, gli accelerometri sono generalmente concentrati sugli elementi principali portanti, dove la trasmissione delle vibrazioni risulta più affidabile.

Per ottenere risultati affidabili dai sistemi di tracciamento ottico, è cruciale pianificare con attenzione la collocazione delle telecamere, così da massimizzare l'area di copertura, ridurre i punti ciechi e garantire una qualità della campagna di monitoraggio. Diversamente dagli scenari teorici che assumono condizioni ideali, le installazioni pratiche devono bilanciare molteplici vincoli, legati a requisiti di copertura, geometria di visibilità e condizioni ambientali. Le telecamere devono essere collocate in modo da adattarsi alle diverse configurazioni tipiche di un ambiente ferroviario, rimanendo al contempo entro la distanza operativa dalla sezione monitorata. Le condizioni ambientali costituiscono un fattore critico: le installazioni devono garantire

prestazioni affidabili in presenza di variazioni di illuminazione, condizioni meteorologiche avverse o riflessi, senza compromettere la sicurezza o le normali operazioni ferroviarie. Un aspetto critico considerato nella progettazione del sistema è l'effetto aerodinamico generato dal passaggio dei treni, noto come *slipstream* [72]. Oltre i tre metri circa dalla linea centrale dei binari, le forze aerodinamiche si riducono significativamente, minimizzando il loro potenziale impatto sulla strumentazione [73, 74]. Questa distanza corrisponde anche alla distanza minima di sicurezza richiesta per la circolazione dei treni e definisce quindi il limite inferiore per il posizionamento delle telecamere.

Per garantire misure precise e affidabili alla distanza operativa scelta tra telecamere e binario, è essenziale eseguire una calibrazione iniziale accurata e ripeterla periodicamente, soprattutto in caso di variazioni significative delle condizioni di illuminazione e in generale ambientali. Una nuova calibrazione consente inoltre di adattare il layout del sistema durante una sessione di misura, se necessario, mantenendo un elevato livello di accuratezza dei dati. Il requisito fondamentale per una ricostruzione 3D stabile è che ogni marker sia contemporaneamente visibile da almeno tre telecamere non collineari. Tuttavia, l'implementazione pratica evidenzia che una copertura adeguata richiede una specifica configurazione angolare, secondo cui:

- le telecamere centrali presentano angoli di inclinazione orizzontale più ridotti (più vicini alla perpendicolare rispetto al binario);
- le telecamere esterne necessitano di angoli di inclinazione orizzontale progressivamente maggiori per coprire le estremità della sezione monitorata.

Per garantire misurazioni accurate e affidabili, il sistema viene calibrato inizialmente e periodicamente. Ciò è particolarmente importante quando cambiano le condizioni ambientali o quando è necessario regolare la disposizione delle telecamere durante una sessione di misurazione, consentendo al sistema di mantenere un allineamento preciso e la qualità dei dati. Per una sezione di monitoraggio di lunghezza L con telecamere posizionate a una distanza d_c dalla linea centrale del binario, l'angolo di orientamento orizzontale θ_i per la telecamera i deve essere calcolato come segue:

$$\theta_i = \arctan\left(\frac{x_i}{d_c}\right) \quad (3.5)$$

dove x_i è la posizione longitudinale della telecamera i relativa al centro della sezione di monitoraggio. Per un sistema con N_c che coprono una sezione di lunghezza L , le posizioni longitudinali devono essere distribuite in modo tale che:

$$x_i = -\frac{L}{2} + \frac{L}{N_c - 1}(i - 1) \quad \text{per } i = 1, 2, \dots, N_c \quad (3.6)$$

L'Equazione (3.6) fornisce una formulazione specifica del framework di installazione parametrizzato proposto, coerente con i vincoli geometrici e operativi del caso di studio di San Giacomo. Il framework descrive un insieme di configurazioni ammissibili delle telecamere per la ricostruzione tridimensionale; l'Eq. (3.6) ne rappresenta la configurazione concreta e riproducibile adottata in questo lavoro. Ciò crea una configurazione convergente in cui la telecamera centrale (quando N_c è dispari) o la coppia di telecamere centrali (quando N_c è pari) hanno un'inclinazione minima, mentre le telecamere esterne hanno angoli di inclinazione progressivamente maggiori.

La componente orizzontale del campo visivo lungo il tracciato per una telecamera con angolo di orientamento θ_i è definita da:

$$L_{fov,i} = d_c \cdot \left[\tan\left(\theta_i + \frac{\theta_h}{2}\right) - \tan\left(\theta_i - \frac{\theta_h}{2}\right) \right] \quad (3.7)$$

dove θ_h è l'angolo di campo visivo orizzontale della telecamera. La linea di base orizzontale può, comunque, essere regolata ed estesa in base alle condizioni specifiche dello studio.

3.3.3 Applicazione in sito: il campo prove di San Giacomo

Come applicazione sperimentale del framework descritto, è stato condotto uno studio sul campo presso lo scalo merci di San Giacomo a Guastalla (Italia), situato sulla linea a binario unico a scartamento ordinario *FL 204 Reggio Emilia–Guastalla*, gestita dall'ente gestore Ferrovie Emilia Romagna (*F.E.R.*) nella provincia di Reggio Emilia (Figura 3-3). La presenza sia di treni passeggeri a basso carico sia di treni merci più pesanti nel sito di prova offre un'opportunità ideale per confrontare gli spostamenti dinamici e le variabili infrastrutturali sotto diverse condizioni di carico, fornendo una solida base per un'analisi comparativa dei parametri dinamici e infrastrutturali. La linea, elettrificata e a binario unico con scartamento ordinario, è di progettazione e costruzione datata ed è classificata in categoria C_2 secondo la massa assiale definita dalla norma EN 15528, garantendo la circolazione sia di convogli passeggeri sia di convogli merci [75]. La vicinanza del punto monitorato con lo scalo merci di San Giacomo rende questo sito particolarmente interessante, in quanto i treni merci viaggiano a pieno carico, trasportando principalmente bobine di acciaio. I binari a scartamento ordinario (1435 mm) sono costituiti da rotaie con profilo 50 E5, traverse in cemento a biblocco e attacchi a clip diretti. Inoltre, la sezione monitorata include un giunto isolato incollato (GII).

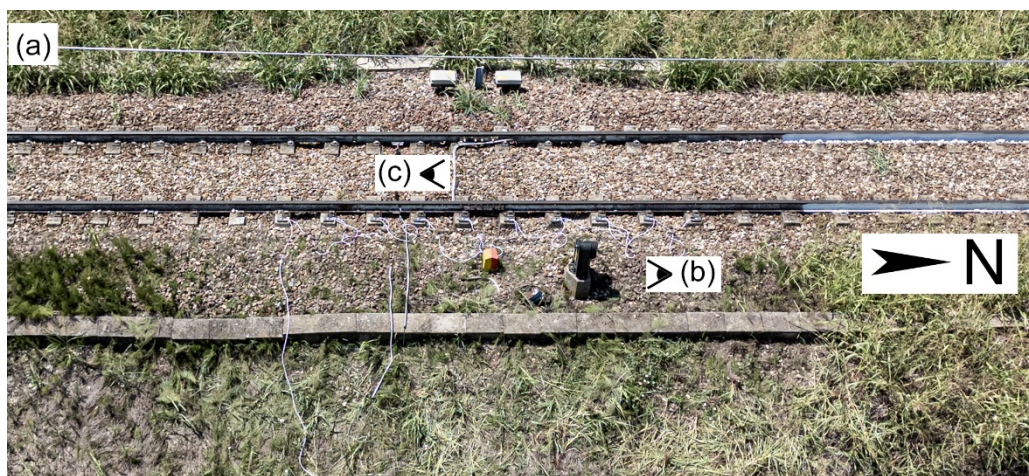


Figura 3-3 Campo prove di San Giacomo: (a) vista panoramica; (b) vista verso sud; (c) vista verso nord

In media, sulla linea transitano quotidianamente 25 treni passeggeri e 5 treni merci. In particolare, i treni passeggeri in transito sono convogli Alstom ETR 103 con peso a vuoto di 156 t e quattro carrelli a due assi (Bo' 2'2' Bo'): due carrelli motori con passo tra assi di 2,400 mm agli estremi e due carrelli portanti con passo di 2,700 mm al centro. I treni merci con peso di circa 1,600 t composti da una locomotiva a diesel con due carrelli a due assi (passo 2,400 mm) e in media 20 carri Shimmns, ciascuno con due carrelli a due assi (passo 1,800 mm). I carri trasportano generalmente due bobine posizionate alle estremità (Figura 3-4). La lunghezza complessiva del convoglio varia in funzione del numero di carri e può superare i 260 m, mentre la velocità media di esercizio è inferiore a quella dei treni passeggeri. A causa della vicinanza della stazione di Guastalla e del terminal merci di San Giacomo, i treni in transito, sia in direzione nord sia sud, percorrono l'area controllata a velocità comprese tra circa 30 e 80 km/h.



Figura 3-4 Esempio transito treno merci carico: carri Shimmns con due bobine di acciaio ciascuno

3.3.3.1 Configurazione della sezione monitorata

L'architettura del sistema di monitoraggio installato sull'infrastruttura è stata progettata per rilevare i dati relativi al transito dei rotabili in condizioni di carico variabili, sfruttando l'eterogeneità dei mezzi in transito. I sistemi di monitoraggio sono stati installati lungo il binario, in punti strategici, coprendo una distanza totale di 7 metri, corrispondente a 12 traversine. Il posizionamento delle apparecchiature è stato definito in conformità alle normative di sicurezza, in modo da garantire che le installazioni non interferissero con le normali operazioni ferroviarie sotto la supervisione del gestore dell'infrastruttura. Nello specifico, il piano schematico riportato in Figura 3-5 mostra la disposizione di tutti gli strumenti utilizzati, fornendo una rappresentazione visiva delle posizioni relative dei sensori e delle apparecchiature di monitoraggio. La sezione monitorata, di lunghezza $L = 7$ m, ha visto il posizionamento delle telecamere ad una distanza $d_c = 6$ m, tenendo conto, come detto, anche delle scie aerodinamiche generate dal passaggio dei treni, garantendo la stabilità e il mantenimento di un corretto allineamento. Il sistema di acquisizione è installato interamente al di fuori del PMO del tracciato, consentendo l'acquisizione dei dati al passaggio di treni successivi senza interferenze con l'esercizio ordinario. Il flusso operativo è articolato in tre fasi: preparazione della strumentazione fuori linea, installazione in linea dei sensori e calibrazione e verifica delle telecamere. Sebbene la preparazione fuori linea rappresenti la fase più onerosa in termini di tempo, essa non interferisce con il regolare esercizio ferroviario; al contrario, l'installazione sul tracciato dei sensori e le successive operazioni di

calibrazione, operazioni che richiedono una temporanea interruzione della circolazione, sono generalmente completate in un intervallo di tempo limitato.



Figura 3-5 Campo prove di San Giacomo: (a) Schema degli strumenti installati sui binari; (b) Sistema ottico di rilevamento del movimento utilizzato per monitorare gli spostamenti delle rotaie durante il passaggio dei treni

Il sistema impiegato è costituito da $N_C = 4$ telecamere, ciascuna dotata di un sensore da 2048×2048 pixel (R_C), assicurando una precisione sub-millimetrica ($< \pm 0.10$ mm) e una bassa latenza (5.5 ms) con un otturatore globale, garantendo che i marker vengano acquisiti contemporaneamente senza distorsioni. Esplicitando al caso in esame l'equazione 3.6, le telecamere sono state posizionate nelle posizioni longitudinali:

$$x_i = \{-3.5, -1.17, 1.17, 3.5\}$$

ed orientate con angoli orizzontali:

$$\theta_i = \{-30.3^\circ, -11^\circ, 11^\circ, 30.3^\circ\}$$

Tale configurazione convergente ha assicurato che ogni marker fosse visibile da almeno tre telecamere lungo l'intera sezione monitorata, mantenendo un'adeguata separazione angolare tra

i punti di vista per evitare geometrie quasi collineari che avrebbero degradato l'accuratezza della triangolazione. Le telecamere sono state integrate con un sistema discreto di illuminazione a infrarossi (I_C), costituito da 170 LED a 850 nm, garantendo una visibilità efficace dei marker anche a distanze superiori a 30 m. I dati video sono stati acquisiti a una frequenza di $f_C = 180 \text{ Hz}$ e sono stati elaborati mediante software dedicato per il tracciamento dei marker retro-riflettenti. Una procedura di calibrazione approfondita, comprendente la mascheratura dei riflessi indesiderati, la calibrazione con il dispositivo dedicato (*wand calibration*) e la definizione di un sistema di riferimento locale, ha ridotto gli errori residui a valori inferiori a 0.1 mm. La calibrazione è stata ripetuta periodicamente per mantenere l'accuratezza al variare delle condizioni esterne. Il sistema ha impiegato $N_M = 32$ marker retro-riflettenti distribuiti lungo la sezione monitorata di binario, con una densità lineare $\rho_M = 2.3 \text{ marker} \cdot \text{m}^{-1}$. Ciascun marker, del diametro di $s_M = 30 \text{ mm}$, è stato fissato sulla superficie della rotaia mediante adesivo cianoacrilatico istantaneo ad alta resistenza, garantendo un ancoraggio sicuro e ridotti spostamenti sotto carico dinamico. I marker sono stati collocati sulle traverse già equipaggiate con accelerometri e, alla stessa coordinata longitudinale, è stato applicato un marker aggiuntivo sul fungo della rotaia. In prossimità del giunto isolato incollato, la densità dei marker è stata aumentata, con ulteriori elementi posizionati su ganasce e bulloni, per consentire un tracciamento più dettagliato delle deformazioni locali. A ciascun marker è stato assegnato un identificativo univoco e una posizione iniziale in funzione del sistema di riferimento adottato (Figura 3-6).

Il sistema accelerometrico adottato nello studio è costituito da $N_A = 24$ accelerometri triassiali. Ogni sensore, basato sul modello *Analog Device ADXL 355*, ha un campo di misura pari a $R_A = \pm 8g$ e un rumore spettrale di $\sigma_A = 25 \mu g / \sqrt{\text{Hz}}$, assicurando alta sensibilità e registrazioni a basso rumore. Ciascun modulo accelerometrico in un'unità compatta ha integrato un sensore triassiale, effettuando direttamente



Figura 3-6 SdR adottato sul campo

il condizionamento del segnale, la conversione analogico-digitale e la trasmissione digitale. Gli accelerometri sono stati fissati alla rotaia mediante adesivi bituminosi, garantendo sia una connessione sicura sia un'efficace trasmissione del segnale durante il passaggio dei treni. I segnali accelerometrici sono stati acquisiti a una frequenza di campionamento di $f_A = 4'000 \text{ Hz}$ e trasmessi in modalità wireless tramite antenne compatibili con protocollo *MQTT*, minimizzando la necessità di cablaggi ed evitando interferenze con l'esercizio ferroviario. Progettato per

funzionare in ambienti elettromagneticamente rumorosi, il sistema ha rispettato gli standard ferroviari IEC 62236-4, offrendo elevata immunità alle interferenze e consentendo misure accurate e sincronizzate anche in configurazioni distribuite.

3.3.3.2 *Acquisizioni in campo*

Sono state condotte sei campagne sperimentali di monitoraggio nell'arco di 12 mesi, distribuite nelle diverse stagioni, con l'obiettivo di analizzare il comportamento dinamico del binario in condizioni di traffico reale e di verificare il setup strumentale e la bontà delle misure in un ampio spettro di condizioni operative. Ciascuna sessione ha previsto la registrazione di una media di otto treni passeggeri: quattro in direzione nord, in partenza dalla stazione di San Giacomo (quindi in fase di accelerazione), e quattro in direzione sud, con fermata presso la stazione di San Giacomo, situata a sud della sezione monitorata (quindi in fase di decelerazione). Inoltre, in ogni sessione sono stati registrati un treno merci carico, un treno merci scarico in transito con i carri vuoi e una locomotiva merci impegnata in una manovra di posizionamento per le operazioni di carico dei carri. Durante tale manovra, la locomotiva esce dalla sezione di blocco delimitata dal giunto isolato incollato, muovendosi lentamente verso nord, per poi rientrare nella sezione in direzione sud e tornare allo scalo merci. Dai rilievi sono stati estratti dei campioni rappresentativi per analisi di dettaglio. In particolare, l'attenzione è stata rivolta allo spostamento verticale (y) dei marker riflettenti identificati in Figura 3-5a e alle accelerazioni verticali (a_v) registrate sulle traverse, ritenuti tra gli indicatori più significativi della risposta dinamica del binario al passaggio dei treni. La variazione della posizione verticale del binario, infatti, costituisce un parametro funzionale utilizzato per valutare la qualità geometrica dell'infrastruttura, poiché spostamenti eccessivi possono portare a difetti di livello longitudinale, come definiti al paragrafo precedente. Quando tali irregolarità superano le soglie di intervento stabilite, sono necessarie azioni manutentive mirate per garantire le prestazioni del sistema e la sicurezza dell'esercizio ferroviario. Per consentire il confronto degli spostamenti verticali tra diversi marker durante il passaggio di un singolo treno, il valore iniziale della coordinata y di ciascun marker è stato azzerato utilizzando una breve finestra di riferimento acquisita immediatamente prima dell'arrivo del primo asse del treno in esame (2 s prima del passaggio dell'asse). Questa normalizzazione è stata applicata esclusivamente all'analisi dei singoli eventi di transito, consentendo il confronto diretto degli spostamenti relativi tra i marcatori ed eliminando gli scostamenti dovuti alle posizioni assolute. L'acquisizione dei dati di più treni ha permesso la costruzione di un database solido, in grado di caratterizzare gli spostamenti tipici in funzione della tipologia di treno, del peso, della velocità di marcia (derivata dagli intervalli temporali tra i passaggi di sale consecutive) e della direzione di percorrenza. La Figura 3-7 mostra esempi tipici degli spostamenti verticali dei marker di testa rotaia m_{16} e m_{25} durante il passaggio di un treno passeggeri diretto a sud (Figura 3-7a), di un treno merci carico diretto a nord (Figura 3-7b) e di un treno merci scarico diretto a sud (Figura 3-7c). La direzione di percorrenza è definita in relazione all'orientamento nord riportato in Figura 3-3.

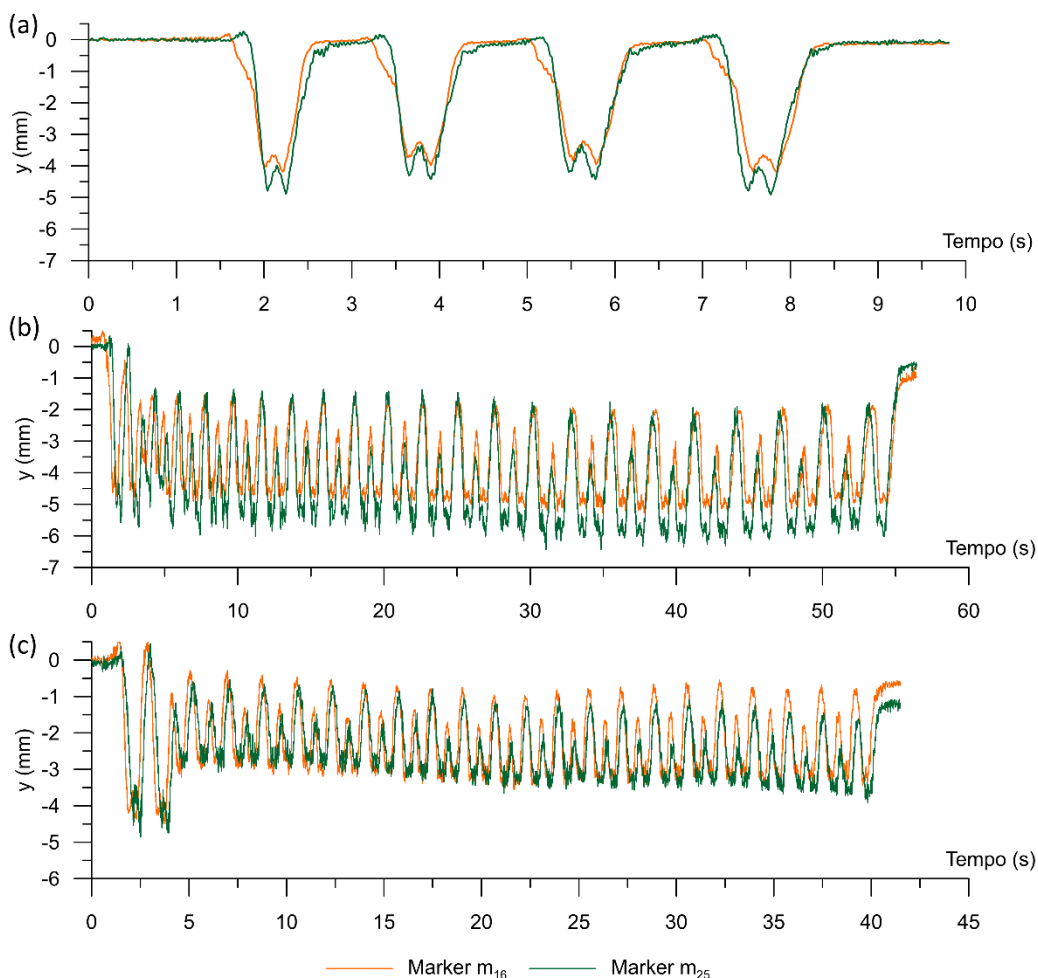


Figura 3-7 Spostamenti verticali (y) dei marker m_{16} e m_{25} registrati durante il transito dei treni: (a) treno passeggeri in direzione sud; (b) treno merci carico in direzione nord; (c) treno merci vuoto in direzione sud

Una prima considerazione osservando questi dati la si può dare in relazione al comportamento della massicciata. È possibile osservare, soprattutto nei dati registrati al transito dei treni merci, un assestamento residuo del binario:

dopo il passaggio del convoglio, la deformazione persiste nel tempo prima del ripristino della quota nominale, con un ripristino totale che avviene solo dopo diversi minuti. Questo comportamento è stato individuato a partire dalle storie temporali grezze, non normalizzate, degli spostamenti verticali, valutate su finestre temporali estese successive al passaggio del treno. Il recupero ritardato osservato indica che il sistema ballast/binario nel sito di studio presenta una risposta elastica ridotta. Tuttavia, in assenza di indagini geotecniche dirette, non è possibile determinare con certezza la causa alla base di tale comportamento. I rilievi fatti consentono di

creare un database delle misure svolte durante il periodo analizzato. In Tabella 3-1 vengono riassunti gli spostamenti verticali, eseguendo la media di tutti i picchi (y_{min}), registrati con i marker m_{16} e m_{25} per tutti i transiti, insieme alle corrispondenti velocità medie. È stata inoltre calcolata la deviazione standard (SD) dei valori di y_{min} , fornendo informazioni utili per la definizione di eventuali soglie di intervento. I dati sono organizzati per categoria di treno, includendo treni passeggeri in direzione nord e sud, treni merci carichi e vuoti, e la locomotiva merci durante la manovra in entrambe le direzioni.

Tabella 3-1 Media picchi spostamenti verticali ($y_{min,m16}$, $y_{min,m25}$) al transito dei treni e deviazione standard (SD), basati su tutte le misurazioni effettuate nell'arco di un anno

Tipo e direzione del treno	Marker 16		Marker 25		v (km/h)
	y_{min} (mm)	SD (mm)	y_{min} (mm)	SD (mm)	
Passeggeri diretto a nord	4.52	0.57	4.92	0.52	53.2
Passeggeri diretto a sud	4.53	0.79	4.94	0.66	43.1
Merci scarico diretto a nord	5.02	0.67	5.14	0.82	18.7
Merci carico diretto a sud	5.44	0.47	6.29	0.13	8.5
Locomotiva merci diretta a nord	5.30	0.38	5.34	1.21	19.6
Locomotiva merci diretta a nord	5.27	1.11	5.59	1.47	20.3

Ulteriore output del setup, presentato in Figura 3-8 mostra le registrazioni dell'accelerazione verticale ottenute dagli accelerometri. In particolare, i dati si riferiscono all'accelerometro (a_4) durante il passaggio di un treno passeggeri in direzione sud. I dati mettono in evidenza la risposta dinamica transitoria del binario, mostrando i picchi caratteristici associati all'interazione ruota-rotai e al passaggio degli assi.

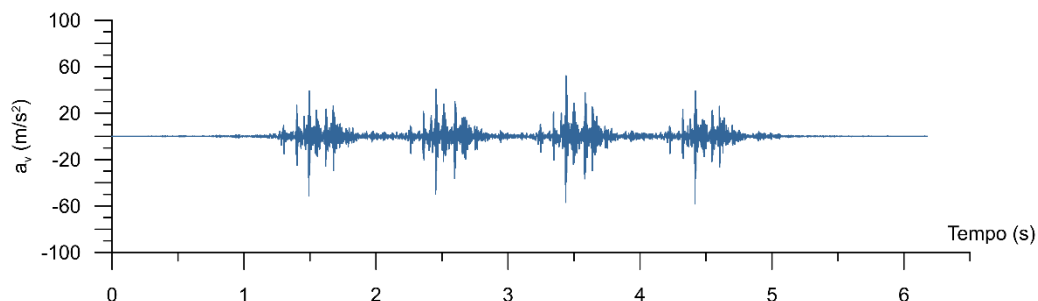


Figura 3-8 Accelerazione verticale (a_v) registrata dall'accelerometro a_4 durante il passaggio di un treno passeggeri in direzione sud

Tali caratteristiche forniscono indicazioni sia sul comportamento del binario alle alte frequenze sia sulla struttura temporale dei carichi dinamici, aspetti fondamentali per la valutazione delle prestazioni del binario e per il confronto con le misure di spostamento ottenute tramite sistemi ottici.

3.3.3.3 *Analisi dei dati*

Le misure raccolte durante le campagne di monitoraggio lungo la sezione indagata forniscono una solida base per diverse considerazioni operative e metodologiche relative al sistema di monitoraggio adottato. Le serie temporali grezze delle accelerazioni triassiali sono inizialmente private del valore medio e filtrate in banda al fine di isolare l'intervallo di frequenze rilevante per i fenomeni di interazione treno-binario. Sono stati, quindi, ricostruiti gli spostamenti mediante integrazione numerica, eseguita sia nel dominio del tempo sia in quello della frequenza, applicando correzioni di baseline e un filtraggio passa-alto mirato per mitigare la deriva a bassa frequenza, il rumore e gli artefatti di integrazione. Le storie temporali di spostamento così ottenute vengono successivamente sincronizzate e allineate temporalmente con le misure ottiche mediante il sistema di trigger comune. Questa procedura consente un confronto preliminare tra le diverse modalità di misura con i dati ottici, validando in modo indipendente le misure inerziali rispetto al sistema visivo. Sebbene in questa fase non sia implementato un algoritmo completo di fusione dei dati, il flusso di elaborazione definisce le basi metodologiche per l'integrazione di dati provenienti da sensori eterogenei all'interno del framework proposto. La Figura 3-9 mostra un confronto diretto tra lo spostamento verticale misurato otticamente con il marker m_4 e lo spostamento ricostruito a partire dalle misure dell'accelerometro a_4 . In essa vengono illustrate le storie temporali di spostamento risultanti, mostrando l'allineamento temporale e la concordanza tra le risposte derivate dagli accelerometri e quelle misurate otticamente, ed evidenziando la capacità del sistema di catturare il comportamento dinamico transitorio del binario. Tale confronto mostra un buon accordo nelle componenti dinamiche di interesse, mentre le discrepanze residue sono principalmente dovute ai limiti di banda delle telecamere e al drift residuo nelle misure integrate dell'accelerometro. Considerata la validazione metodologica presentata, il dataset integrato può essere sfruttato per ricavare alcune informazioni sul comportamento del sito di prova di San Giacomo. In primo luogo, è evidente dal sistema di monitoraggio che la risposta verticale della struttura del binario (asse y) è fortemente influenzata dal carico per asse e dal modo in cui le forze vengono trasmesse alla sede. I treni merci, che presentano carichi per asse significativamente più elevati e una diversa configurazione rispetto ai treni passeggeri, generano spostamenti verticali maggiori. Inoltre, la velocità di marcia dei treni determina la durata del carico applicato e la natura della risposta dinamica, influenzando direttamente l'ampiezza degli spostamenti misurati. Questi effetti sono rilevanti non solo per la caratterizzazione sperimentale, ma anche per la definizione di soglie operative e priorità manutentive. In secondo luogo, l'analisi spaziale dei marker rivela variazioni locali nella risposta

del binario: i dati riassunti nella Tabella 3-1 mostrano che, in media, lo spostamento verticale è circa il 7% maggiore sul marker m_{16} (a nord del *GII*) rispetto al marker m_{25} (a sud del *GII*). Questa differenza è coerente con variazioni locali nella rigidità del binario, possibili differenze nelle condizioni di vincolo (ad esempio, le condizioni di supporto di massicciata, organi d'attacco e traverse) e con effetti dinamici legati alla configurazione dei carichi durante il passaggio dei treni.

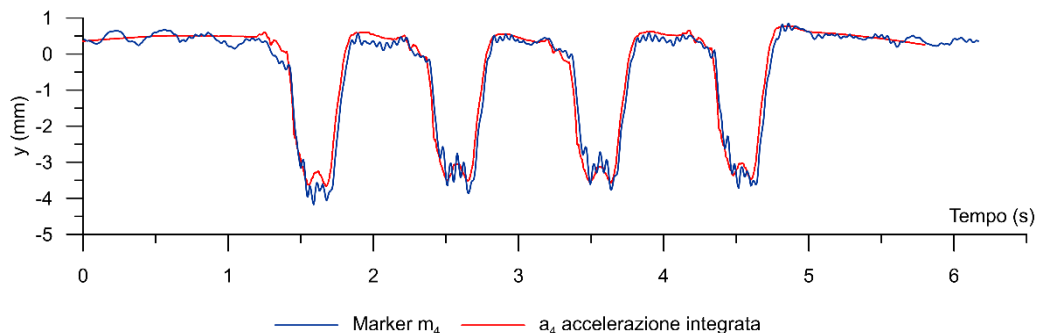


Figura 3-9 Confronto tra sistema ottico e accelerazione verticale integrata

Inoltre, il confronto tra le diverse categorie di treni evidenzia che i treni merci generano picchi di spostamento verticale significativamente maggiori. La deformazione massima associata al loro passaggio risulta fino al 27% superiore rispetto a quella indotta dai treni passeggeri. Questo risultato sottolinea l'importanza di considerare non solo i carichi statici, ma anche le manovre a bassa velocità, poiché possono concentrare sollecitazioni locali e accelerare il degrado delle sezioni più sollecitate. Queste considerazioni operative non hanno solo valore descrittivo; esse guidano le raccomandazioni successive riguardo alle priorità manutentive, alla densità di sensori nelle aree critiche e alle analisi statistiche necessarie per validare soglie predittive su una popolazione più ampia di siti. I marker posizionati in punti diversi permettono di ottenere informazioni dettagliate sullo spostamento verticale del binario, parametro chiave per la valutazione del comportamento della sovrastruttura ferroviaria. La deformazione del binario durante il passaggio dei treni, in particolare in corrispondenza di una discontinuità fisica (*GII*), riflette direttamente la rigidità e le condizioni di supporto fornite dalla massicciata e dagli strati sottostanti, influenzando al contempo la conservazione dei parametri geometrici comunemente monitorati (livello longitudinale, allineamento e scartamento). La Figura 3-10 illustra lo spostamento verticale della rotaia durante il passaggio di un treno passeggeri. Tale spostamento è stato misurato nei punti corrispondenti ai marker installati sulla testa rotaia, come dettagliato nella Tabella 3-2, e registrato lungo diversi punti della sezione monitorata. L'analisi prende in considerazione il passaggio sia di un treno passeggeri sia di una locomotiva merci, entrambi diretti verso sud. Sulla base di queste informazioni e considerando la configurazione nota delle estremità del giunto, è possibile individuare tre scenari di carico rappresentativi: il treno si trova interamente a sud del giunto, interamente a nord del giunto oppure centrato sul giunto stesso.

Tabella 3-2 Marker e corrispondenti posizioni sul fungo della rotaia, con riferimento alla Figura 3-5

Distanza dal centro del GII (mm)	-2'700	-2'100	-1'500	-900	-300	-50	50	300	900	1'500	2'100	2'700
Marker	m14	m15	m16	m17	m19	m20	m21	m22	m24	m25	m26	m27

In particolare, vengono evidenziati i seguenti istanti: quando il treno è completamente a sud del GII (1s e 2s), direttamente sul giunto (GII1 e GII2) e completamente a nord del GII (1n e 2n). Viene inoltre considerata la condizione in cui il treno è posizionato simmetricamente rispetto al giunto, ovvero con la linea centrale allineata con l'estremità del giunto isolato. Questa classificazione consente di effettuare un'analisi comparativa degli effetti dinamici in funzione della posizione del carico rispetto al giunto, risultando particolarmente utile per individuare eventuali comportamenti asimmetrici o condizioni critiche localizzate nell'area del GII.

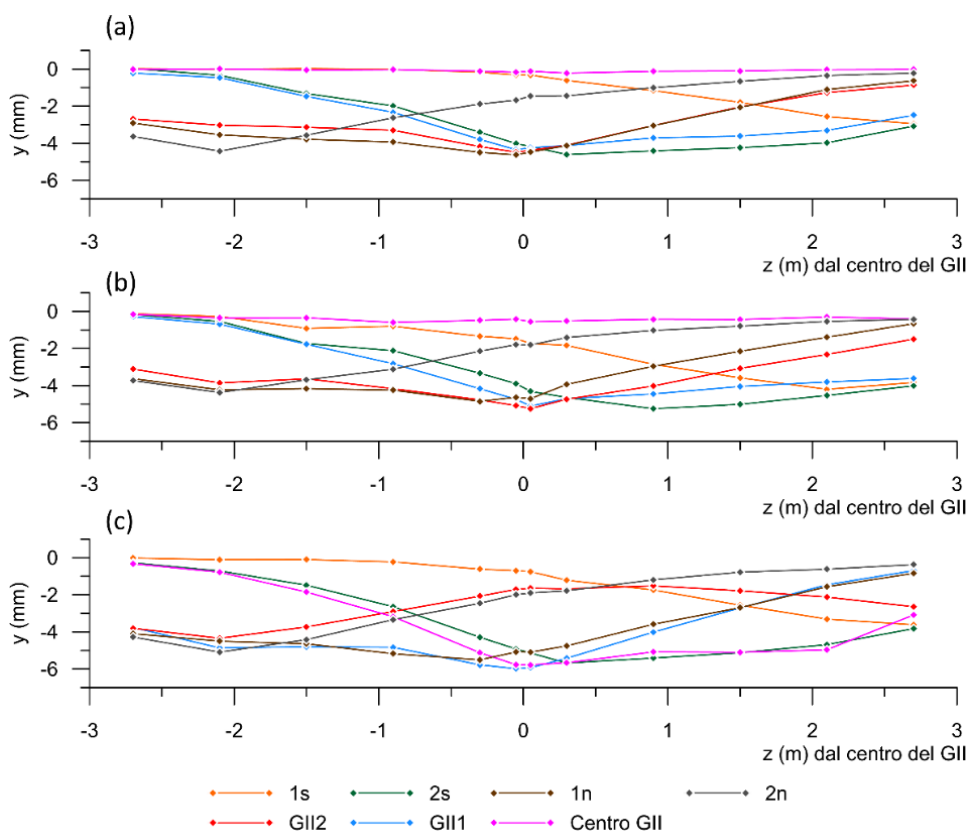


Figura 3-10 Spostamento verticale (y) dei marker installati sul fungo della rotaia durante il passaggio di un treno in direzione sud: (a) treno passeggeri, alta velocità; (b) treno passeggeri, bassa velocità; (c) locomotiva treno merci

L'analisi mostra che la risposta dinamica del sistema veicolo-binario è fortemente influenzata dalla velocità del treno e dal carico per asse. La Figura 3-10b mostra il transito di un treno passeggeri a bassa velocità, pari a circa 16 km/h, che produce spostamenti verticali pronunciati con picchi dell'ordine di -5.5 mm. Al contrario, lo stesso treno che viaggia a una velocità più elevata, pari a circa 60 km/h (Figura 3-10a), presenta spostamenti massimi inferiori, compresi tra -4.5 mm e -5 mm. Tale differenza riflette i tempi di applicazione del carico più lunghi alle basse velocità, che determinano deformazioni verticali maggiori, mentre i passaggi più rapidi riducono i picchi di spostamento a causa degli effetti dinamici dell'interazione veicolo-binario, nonostante le frequenze di eccitazione più elevate. La Figura 3-10c illustra il passaggio di una locomotiva merci, evidenziando l'influenza della configurazione dei carrelli e della distribuzione dei carichi per asse, in particolare in corrispondenza dei giunti isolati incollati (GII). La massa concentrata e la maggiore rigidità della locomotiva generano carichi verticali sensibilmente più elevati rispetto ai treni passeggeri, con conseguenti picchi di deformazione maggiori. Un ulteriore confronto è possibile farlo considerando le accelerazioni verticali (a_v), riportate in Figura 3-11, delle traversine posizionate immediatamente a nord e a sud del GII (a_6 e a_7).

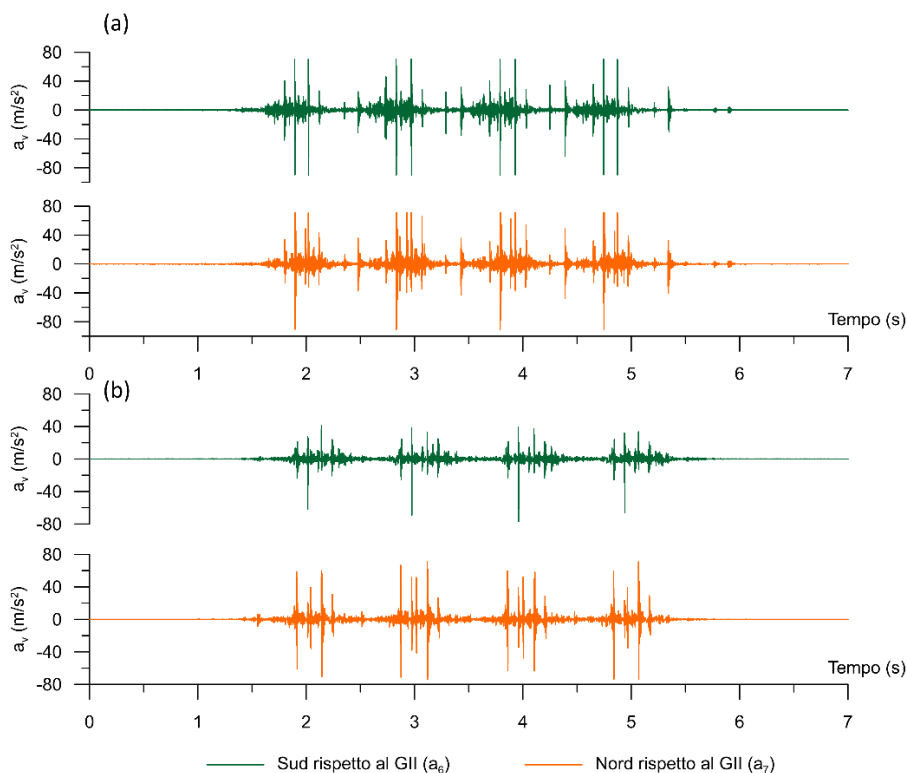


Figura 3-11 Accelerazioni verticali, a_v , treno passeggeri: (a) treno passeggeri in direzione nord di accelerazione; (b) treno passeggeri in direzione sud

La configurazione sospesa del giunto induce i livelli di sollecitazione più elevati in tali traverse, come rilevato durante il passaggio di due treni passeggeri in direzioni opposte, fornendo indicazioni sulla risposta dinamica locale del sistema di binario. Come mostrato in entrambi i grafici, i picchi di accelerazione raggiungono valori prossimi a ± 80 m/s². Sebbene nei due casi i treni viaggino in direzioni opposte, la risposta dinamica delle traverse non presenta differenze sostanziali. In entrambi i casi, infatti, una delle due traverse sperimenta costantemente accelerazioni più elevate, indipendentemente dal fatto che si trovi a monte o a valle del giunto. Queste osservazioni indicano che la risposta dinamica alle discontinuità strutturali, come il giunto isolato, è governata principalmente dalla posizione relativa delle traverse rispetto alla sorgente di eccitazione, piuttosto che dalla direzione di marcia del treno. Infatti, le accelerazioni mostrate in Figura 3-8 riferite anch'esse ad un treno passeggeri rilevano picchi più bassi, compatibili con la posizione della traversa, collocata a monte del giunto isolato, dove l'effetto impulsivo generato dal passaggio delle ruote risulta attenuato.

3.3.3.4 *Gap value*

Le osservazioni generali sul comportamento dinamico della sovrastruttura possono essere applicate anche all'analisi dei suoi componenti costitutivi. Un esempio particolarmente rappresentativo, come detto, è il giunto isolato incollato, che nel caso in esame si trova in configurazione sospesa. L'impiego di marker posizionati in punti specifici lungo il binario consente di raccogliere informazioni dettagliate su parametri chiave. Nel caso del *GII*, uno di questi parametri è la variazione del valore del *gap* (ΔL) durante il passaggio dei treni. Il monitoraggio di questo parametro permette di individuare potenziali criticità strutturali del giunto, come problemi meccanici o difetti di isolamento elettrico. L'evoluzione del valore del *gap* del giunto può essere seguita in modo continuo: si tratta infatti di un parametro fondamentale per valutare l'integrità dell'endpost, fornendo indicazioni preziose sul comportamento strutturale localizzato e sulle eventuali esigenze manutentive; tali aspetti verranno approfonditi al capitolo successivo. La Tabella 3-3, ad esempio, riporta i valori di *gap* relativi al caso studio, calcolati come differenza di posizione lungo l'asse z tra i marker m_{16} e m_{17} . Questa analisi consente di costruire una serie storica all'interno di un intervallo operativo da utilizzare come riferimento. Qualora il passaggio di un treno induca variazioni di ΔL al giunto significativamente al di fuori di questo intervallo, possono essere attivate procedure di verifica in campo e indagini mirate sullo stato del giunto.

Tabella 3-3 Valore medio e deviazione standard gap value GII

Tipo e direzione del treno	ΔL (mm)	SD (mm)
Passeggeri diretto a nord	-0.199	0.078
Passeggeri diretto a sud	-0.197	0.062
Merci scarico diretto a nord	-0.311	0.103
Merci carico diretto a sud	-0.329	0.097
Locomotiva merci diretta a nord	-0.257	0.081
Locomotiva merci diretta a nord	-0.233	0.088

3.4 Conclusioni del capitolo

In questo capitolo è stata analizzata l'evoluzione delle tecniche di monitoraggio ferroviario, evidenziando come l'introduzione di sistemi wayside rappresenti un passaggio chiave nello sviluppo di strategie di manutenzione predittiva e nella valutazione accurata del degrado della sovrastruttura ferroviaria. Dopo aver delineato le principali metodologie e gli strumenti attualmente impiegati per la valutazione dello stato della sovrastruttura, dalle soluzioni tradizionali ai più avanzati sistemi di monitoraggio, è stato proposto un approccio multimodale che introduce un framework sistematico e parametrizzato per l'acquisizione sincronizzata di dati ottici e accelerometrici, consentendo una valutazione del comportamento della sovrastruttura sotto condizioni operative reali. L'applicazione sperimentale condotta presso il campo prova di San Giacomo ha confermato la validità del framework proposto, consentendo di identificare correlazioni significative tra spostamenti e accelerazioni, nonché differenze comportamentali legate alla tipologia di treno, alla direzione di marcia e alle condizioni locali della sovrastruttura. Il framework adottato considera esplicitamente i vincoli pratici di installazione, considerando la geometria di posizionamento delle telecamere, la copertura dei marker, il rispetto delle distanze di sicurezza e l'ottimale copertura dei dati accelerometrici, garantendo al contempo l'interoperabilità dei dati tra le diverse modalità attraverso rigorosi protocolli di sincronizzazione e calibrazione. Inoltre, la formalizzazione parametrica introdotta per descrivere le diverse modalità di misura rappresenta un passo avanti verso la standardizzazione e l'adattabilità dei sistemi di monitoraggio su scala di rete. Strutturando l'installazione coordinata come tuple formali e collegandoli a prestazioni misurabili, il framework consente riproducibilità, confrontabilità inter-sito e un'integrazione fluida all'interno di un paradigma di *population SHM*. Sulla base di questa architettura validata, in futuro si potranno perseguire due obiettivi congiunti: (i) la creazione di protocolli automatizzati di manutenzione predittiva basati sui dati, sfruttando

campagne di monitoraggio su larga scala in più siti, e (ii) l'implementazione di strategie di stima ibride che combinano modelli fisicamente informati con correzioni data-driven.

Note

Gli argomenti trattati in questo capitolo fanno riferimento diretto alle pubblicazioni scientifiche elencate di seguito.

- Bianchi, G., Fanelli, C., Freddi, F., Giuliani, F., La Placa, A.: Systematic review railway infrastructure monitoring: from classic techniques to predictive maintenance. *Advances in Mechanical Engineering*. (2024). <https://doi.org/10.1177/16878132241285631>

Bibliografia

1. European Parliament: Directive (EU) 2016/798 - Railway safety. , Luxembourg (2016).
2. Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili (MIMS): Documento Strategico della Mobilità Ferroviaria di Passeggeri e Merci, (2021).
3. Shaikh, M.Z., Ahmed, Z., Chowdhry, B.S., Baro, E.N., Hussain, T., Uqaili, M.A., Mehran, S., Kumar, D., Shah, A.A.: State-of-the-Art Wayside Condition Monitoring Systems for Railway Wheels: A Comprehensive Review, (2023). <https://doi.org/10.1109/ACCESS.2023.3240167>.
4. Uzarski, D.R., Grussing, M.N.: Beyond mandated track safety inspections using a mission-focused, knowledge-based approach. *International Journal of Rail Transportation*. 1, (2013). <https://doi.org/10.1080/23248378.2013.836397>.
5. Kaćunić, D.J., Librić, L., Car, M.: Application of unmanned aerial vehicles on transport infrastructure network [Primjena bespilotnih letjelica na prometnoj infrastrukturnoj mreži]. *Gradjevinar*. 68, 287–300 (2016). <https://doi.org/10.14256/JCE.1382.2015>.
6. Aytakin, Ç., Rezaeitabar, Y., Dogru, S., Ulusoy, I.: Railway fastener inspection by real-time machine vision. *IEEE Trans Syst Man Cybern Syst*. 45, (2015). <https://doi.org/10.1109/TSMC.2014.2388435>.
7. Dertimanis, V.K., Zimmermann, M., Corman, F., Chatzi, E.N.: On-Board monitoring of rail roughness via axle box accelerations of revenue trains with uncertain dynamics. In: *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series* (2020). https://doi.org/10.1007/978-3-030-12075-7_18.
8. Malekjafarian, A., OBrien, E.J., Golpayegani, F.: Indirect Monitoring of Critical Transport Infrastructure. In: Alavi, A.H. and Buttlar, W.G. (eds.) *Data Analytics for Smart Cities*. pp. 143–161. , Boca Raton (2019). <https://doi.org/10.1201/9780429434983-6>.

9. Weston, P.F., Ling, C.S., Roberts, C., Goodman, C.J., Li, P., Goodall, R.M.: Monitoring vertical track irregularity from in-service railway vehicles. *Proc Inst Mech Eng F J Rail Rapid Transit.* 221, (2007). <https://doi.org/10.1243/0954409JRRT65>.
10. Mori, H., Tsunashima, H., Kojima, T., Matsumoto, A., Mizuma, T.: Condition Monitoring of Railway Track Using In-service Vehicle. *Journal of Mechanical Systems for Transportation and Logistics.* 3, (2010). <https://doi.org/10.1299/jmtl.3.154>.
11. Chandran, P., Asber, J., Thiery, F., Odelius, J., Rantatalo, M.: An investigation of railway fastener detection using image processing and augmented deep learning. *Sustainability (Switzerland).* 13, 1–15 (2021). <https://doi.org/10.3390/su132112051>.
12. Avsievich, A., Avsievich, V., Avsievich, N., Ovchinnikov, D., Ivaschenko, A.: Railway track stress–strain analysis using high-precision accelerometers. *Applied Sciences (Switzerland).* 11, 1–17 (2021). <https://doi.org/10.3390/app112411908>.
13. Gbadamosi, A.Q., Oyedele, L.O., Delgado, J.M.D., Kusimo, H., Akanbi, L., Olawale, O., Muhammed-yakubu, N.: IoT for predictive assets monitoring and maintenance: An implementation strategy for the UK rail industry. *Autom Constr.* 122, (2021). <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103486>.
14. Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., Afonso Costa, B.J.: State-of-the-art review of railway track resilience monitoring, (2018). <https://doi.org/10.3390/infrastructures3010003>.
15. Wei, C., Xin, Q., Chung, W.H., Liu, S., Tam, H., Ho, S.L.: Real-Time Train Wheel Condition Monitoring by Fiber Bragg Grating Sensors. *Int J Distrib Sens Netw.* 8, 409048 (2012). <https://doi.org/10.1155/2012/409048>.
16. Wang, Y.W., Ni, Y.Q., Wang, X.: Real-time defect detection of high-speed train wheels by using Bayesian forecasting and dynamic model. *Mech Syst Signal Process.* 139, 106654 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2020.106654>.
17. Binder, M., Mezhyuev, V., Tschandl, M.: Predictive Maintenance for Railway Domain: A Systematic Literature Review. *IEEE Engineering Management Review.* 51, 120–140 (2023). <https://doi.org/10.1109/EMR.2023.3262282>.
18. Bednarski, Ł., Howiacki, T., Sieńko, R., Zuziak, K.: Distributed Fibre Optic Sensors (DFOS) in Measurements of Rail Strain and Displacements. *Procedia Structural Integrity.* 64, 1681–1688 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.173>.
19. Lynch, J.P.: A Summary Review of Wireless Sensors and Sensor Networks for Structural Health Monitoring. *The Shock and Vibration Digest.* 38, 91–128 (2006). <https://doi.org/10.1177/0583102406061499>.
20. Du, C., Dutta, S., Kurup, P., Yu, T., Wang, X.: A review of railway infrastructure monitoring using fiber optic sensors. *Sens Actuators A Phys.* 303, 1–21 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.sna.2019.111728>.

21. Bondarenko, I., Lukoševičius, V., Neduzha, L.: Novel 'Closed'-System Approach for Monitoring the Technical Condition of Railway Tracks. *Sustainability*. 16, 3180 (2024). <https://doi.org/10.3390/su16083180>.
22. Davari, N., Veloso, B., Costa, G. de A., Pereira, P.M., Ribeiro, R.P., Gama, J.: A survey on data-driven predictive maintenance for the railway industry, (2021). <https://doi.org/10.3390/s21175739>.
23. Sedghi, M., Kauppila, O., Bergquist, B., Vanhatalo, E., Kulahci, M.: A taxonomy of railway track maintenance planning and scheduling: A review and research trends, (2021). <https://doi.org/10.1016/j.res.2021.107827>.
24. Akyildiz, I.F., Su, W., Sankarasubramaniam, Y., Cayirci, E.: A survey on sensor networks. *IEEE Communications Magazine*. 40, (2002). <https://doi.org/10.1109/MCOM.2002.1024422>.
25. Akyildiz, I.F., Su, W., Sankarasubramaniam, Y., Cayirci, E.: Wireless sensor networks: A survey. *Computer Networks*. 38, (2002). [https://doi.org/10.1016/S1389-1286\(01\)00302-4](https://doi.org/10.1016/S1389-1286(01)00302-4).
26. Chen, J., Roberts, C.: Effective condition monitoring of line side assets. In: *IET Seminar Digest (2006)*. <https://doi.org/10.1049/ic:20060048>.
27. Barke, D., Chiu, K.W.: Structural health monitoring in the railway industry: A review, (2005). <https://doi.org/10.1177/1475921705049764>.
28. Hodge, V.J., O'Keefe, S., Weeks, M., Moulds, A.: Wireless sensor networks for condition monitoring in the railway industry: A survey. *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*. 16, (2015). <https://doi.org/10.1109/TITS.2014.2366512>.
29. Zhao, Y., Liu, Z., Yi, D., Yu, X., Sha, X., Li, L., Sun, H., Zhan, Z., Li, W.J.: A Review on Rail Defect Detection Systems Based on Wireless Sensors, (2022). <https://doi.org/10.3390/s22176409>.
30. Dierkx, K.: *The Smarter Railroad. Transport R&D for Innovation Project Report*. , Armonk, NY, USA (2009).
31. Hodge, V.J.: *Outlier and Anomaly Detection: A Survey of Outlier and Anomaly Detection Methods*. Lambert Academic Publishing. (2011).
32. Malekloo, A., Ozer, E., AlHamaydeh, M., Girolami, M.: Machine learning and structural health monitoring overview with emerging technology and high-dimensional data source highlights, (2022). <https://doi.org/10.1177/14759217211036880>.
33. López-Higuera, J.M., Cobo, L.R., Incera, A.Q., Cobo, A.: Fiber optic sensors in structural health monitoring. *Journal of Lightwave Technology*. 29, (2011). <https://doi.org/10.1109/JLT.2011.2106479>.
34. Olivari, M., Olivo, A.: *Tecnica ed economia dei trasporti ferroviari*. Aracne (2012).

35. Bianchi, G., Fanelli, C., Freddi, F., Giuliani, F., La Placa, A.: Systematic review railway infrastructure monitoring: from classic techniques to predictive maintenance. *Advances in Mechanical Engineering*. (2024). <https://doi.org/10.1177/16878132241285631>.
36. Alves, V., Meixedo, A., Ribeiro, D., Calçada, R., Cury, A.: Evaluation of the Performance of Different Damage Indicators in Railway Bridges. In: *Procedia Engineering* (2015). <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.020>.
37. Meixedo, A., Santos, J., Ribeiro, D., Calçada, R., Todd, M.D.: Online unsupervised detection of structural changes using train-induced dynamic responses. *Mech Syst Signal Process*. 165, 1–28 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2021.108268>.
38. European Commission: Commission Regulation No 1299/2014 of 18 November 2014 on the technical specifications for interoperability relating to the ‘infrastructure’ subsystem of the rail system in the European Union Text with EEA relevance. (2014).
39. European Committee for Standardization: EN 13848-1 Railway applications - Track - Track geometry quality - Part 1: Characterization of track geometry. (2019).
40. Kerr, M.: *Track Rail Defects Handbook*. RailCorp Engineering, Sydney, Australia (2012).
41. Tsunashima, H., Matsumoto, A., Mori, H., Asano, A.: Track condition monitoring system using on-board sensing device. In: *Civil-Comp Proceedings* (2014). <https://doi.org/10.4203/ccp.104.84>.
42. Kaewunruen, S.: Monitoring of rail corrugation growth on sharp curves for track maintenance prioritisation. *International Journal of Acoustics and Vibrations*. 23, 35–43 (2018). <https://doi.org/10.20855/ijav.2018.23.11078>.
43. La Paglia, I., Carnevale, M., Corradi, R., Di Gialleonardo, E., Facchinetti, A., Lisi, S.: Condition monitoring of vertical track alignment by bogie acceleration measurements on commercial high-speed vehicles. *Mech Syst Signal Process*. 186, 1–16 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2022.109869>.
44. Antognoli, M., Marinacci, C., Ricci, S., Rizzetto, L.: Requirement specifications for track measuring and monitoring systems. *Ingegneria Ferroviaria*. 75, 841–864 (2020).
45. Chen, G.X., Zhang, S., Wu, B.W., Zhao, X.N., Wen, Z.F., Ouyang, H., Zhu, M.H.: Field measurement and model prediction of rail corrugation. *Proc Inst Mech Eng F J Rail Rapid Transit*. 234, (2020). <https://doi.org/10.1177/0954409719877318>.
46. Grassie, S.L.: Rail Corrugation. In: Lewis, R. and Olofsson, U. (eds.) *Wheel-rail interface handbook*. pp. 349–376. Woodhead Publishing Limited, Cambridge (2009).
47. Murray, C.A., Andy Take, W., Houlton, N.A.: Measurement of vertical and longitudinal rail displacements using digital image correlation. *Canadian Geotechnical Journal*. 52, 141–155 (2015). <https://doi.org/10.1139/CGJ-2013-0403/ASSET/IMAGES/CGJ-2013-0403TAB3.GIF>.

48. Kanis, J., Zitrický, V., Hebelka, V., Lukáč, P., Kubín, M.: Innovative Diagnostics of the Railway Track Superstructure. *Transportation Research Procedia*. 53, 138–145 (2021). <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.trpro.2021.02.017>.
49. Cerná, L., Zitrický, V., Abramović, B.: Methodical Manual for a Set of Transport Regulations in Railway Passenger Transport. *LOGI - Scientific Journal on Transport and Logistics*. 11, 13–24 (2020). <https://doi.org/10.2478/LOGI-2020-0002>.
50. Cuypers, S., De Winter, H., Bassier, M., Vergauwen, M.: PLANIMETRIC RAIL POSITIONING USING UAV PHOTOGRAMMETRY: TOWARDS AUTOMATED AND SAFE RAILWAY INFRASTRUCTURE MONITORING. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. XLVIII-1-W2-2023, 589–596 (2023). <https://doi.org/10.5194/ISPRS-ARCHIVES-XLVIII-1-W2-2023-589-2023>.
51. Giunta, M., Barrile, V., Leonardi, G., Genovese, E.: Comprehensive Railway Track Monitoring Using Unmanned Aerial Systems (UASs) and Building Information Modeling (BIM). Presented at the (2025). https://doi.org/10.1007/978-3-031-97648-3_27.
52. Grigorova, E., Sartasov, E., Sukhovilov, B., Tushev, S.: Monitoring of Railway Infrastructure Objects with PHS-1 Photogrammetry System. *Proceedings - 2020 Global Smart Industry Conference, GloSIC 2020*. 407–414 (2020). <https://doi.org/10.1109/GLOSIC50886.2020.9267833>.
53. Ahmad, S.S., Mandal, N.K., Chattopadhyay, G., Powell, J.: Development of a unified railway track stability management tool to enhance track safety. *Proc Inst Mech Eng F J Rail Rapid Transit*. 227, 493–516 (2013). <https://doi.org/10.1177/0954409713501490>.
54. Maffei, M., Raimondi, A.: *Il treno ad ultrasuoni Galileo*, (1999).
55. Filograno, M.L., Corredera Guillén, P., Rodríguez-Barrios, A., Martín-López, S., Rodríguez-Plaza, M., Andrés-Alguacil, Á., González-Herráez, M.: Real-time monitoring of railway traffic using fiber Bragg grating sensors. *IEEE Sens J*. 12, (2012). <https://doi.org/10.1109/JSEN.2011.2135848>.
56. Sekuła, K., Kołakowski, P.: Piezo-based weigh-in-motion system for the railway transport. *Struct Control Health Monit*. 19, (2012). <https://doi.org/10.1002/stc.416>.
57. Le Pen, L., Watson, G., Powrie, W., Yeo, G., Weston, P., Roberts, C.: The behaviour of railway level crossings: Insights through field monitoring. *Transportation Geotechnics*. 1, (2014). <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2014.05.002>.
58. Bowness, D., Lock, A.C., Powrie, W., Priest, J.A., Richards, D.J.: Monitoring the dynamic displacements of railway track. *Proc Inst Mech Eng F J Rail Rapid Transit*. 221, (2007). <https://doi.org/10.1243/0954409JRRT51>.

59. Bowness, D., Lock, A.C., Richards, D.J., Powrie, W.: Innovative remote video monitoring of railway track displacements. In: *Applied Mechanics and Materials* (2005). <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.3-4.417>.
60. Canga Ruiz, A.E., Edwards, J.R., Qian, Y., Dersch, M.S.: Probabilistic framework for the assessment of the flexural design of concrete sleepers. *Proc Inst Mech Eng F J Rail Rapid Transit.* 234, (2020). <https://doi.org/10.1177/0954409719854569>.
61. Tsuda, H.: Ultrasound and damage detection in CFRP using fiber Bragg grating sensors. *Compos Sci Technol.* 66, (2006). <https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2005.07.043>.
62. Jing, G., Siahkouhi, M., Riley Edwards, J., Dersch, M.S., Hoult, N.A.: Smart railway sleepers - a review of recent developments, challenges, and future prospects. *Constr Build Mater.* 271, 1–15 (2021). <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.121533>.
63. Saussine, G., Dhemaied, A., Delforge, Q., Benfeddoul, S.: Statistical analysis of cone penetration resistance of railway ballast. In: *EPJ Web of Conferences.* pp. 1–4 (2017). <https://doi.org/10.1051/epjconf/201714016011>.
64. Zaremski, A.M., Grissom, G.T., Euston, T.L.: On the Use of Ballast Inspection Technology For the Management of Track Substructure. *Transportation Infrastructure Geotechnology.* 1, (2014). <https://doi.org/10.1007/s40515-014-0004-5>.
65. Goodarzi, S., Kashani, H.F., Saeedi, A., Oke, J., Ho, C.L.: Stochastic analysis for estimating track geometry degradation rates based on GPR and LiDAR data. *Constr Build Mater.* 369, 1–18 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130591>.
66. Ellwood, B.B.: Ground-Penetrating Radar: An Introduction for Archaeologists . Lawrence B. Conyers , Dean Goodman . *J Anthropol Res.* 54, (1998). <https://doi.org/10.1086/jar.54.3.3630660>.
67. Kovacevic, M.S., Gavin, K., Oslakovic, I.S., Bacic, M.: A New Methodology for Assessment of Railway Infrastructure Condition. In: *Transportation Research Procedia* (2016). <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.160>.
68. Yao, S., He, A., Dong, X.: High-precision rail movement measurement under ambient-light changes via video image progressing. *Meas Sci Technol.* 35, 095601 (2024). <https://doi.org/10.1088/1361-6501/ad5745>.
69. Xu, J., Cui, X., Ma, W.: The real-time visual measurement system of rail creeping of high-speed railway. *Measurement and Control.* 53, 757–763 (2020). <https://doi.org/10.1177/0020294019901303>.
70. Yang, Y., Wang, C., Liu, X., Liu, Y., Lu, W., Zhu, Z., Yan, H., Zhao, G., Lin, X.: High-precision laser monitoring system with enhanced non-uniform scanning for railway safety. *Railway Engineering Science.* 33, 79–93 (2025). <https://doi.org/10.1007/s40534-024-00351-7>.
71. Stark, T.D., Wilk, S.T., Rose, J.G., Moorhead, W.: Bridge Transition Trackbed Behavior Modifications Using Hand Tamping Techniques. , Urbana (2016).

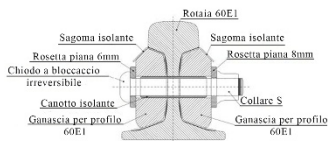
72. Flynn, D.C., Hemida, H., Baker, C.J.: On the effect of crosswinds on the slipstream of a freight train and associated effects. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 156, 14–28 (2016). <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2016.01.003>.
73. Negri, S., Tomasini, G., Schito, P., Rocchi, D.: Full scale experimental tests to evaluate the train slipstream in tunnels. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 240, 105514 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2023.105514>.
74. Zou, Y., Fu, Z., He, X., Cai, C., Zhou, J., Zhou, S.: Wind Load Characteristics of Wind Barriers Induced by High-Speed Trains Based on Field Measurements. *Applied Sciences*. 9, 4865 (2019). <https://doi.org/10.3390/app9224865>.
75. Ferrovie Emilia-Romagna: Prospetto Informativo della Rete - P.I.R. (2025).



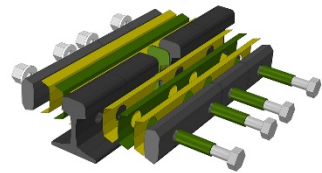
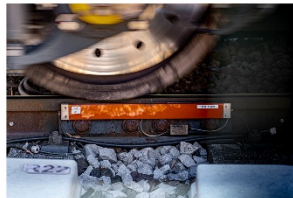
Capitolo 4

Manutenzione predittiva dei giunti isolati incollati: monitoraggio e gemelli digitali

4.1 Aspetti chiave



Gap value



I giunti isolati incollati

Monitoraggio: esperienze in situ

Analisi agli elementi finiti

Approccio multimodale



Manutenzione predittiva preventiva

Nel sistema ferroviario moderno l'introduzione della lunga rotaia saldata (l.r.s.) ha costituito un passo decisivo per migliorare il comfort di marcia, ridurre le sollecitazioni dinamiche e aumentare la durabilità della sovrastruttura, eliminando quasi completamente i tradizionali giunti meccanici [1]. Tuttavia, permangono condizioni in cui la continuità elettrica del binario deve essere interrotta deliberatamente per consentire il corretto funzionamento dei circuiti di binario impiegati nei sistemi di segnalamento e controllo della marcia. In questi punti risulta, quindi, necessario inserire un elemento in grado di interrompere il passaggio di corrente elettrica pur garantendo la continuità meccanica della rotaia: il giunto isolato. Oltre a garantire la continuità strutturale della rotaia, assicurando l'allineamento orizzontale e verticale delle testate e offrendo così una superficie di scorrimento regolare, il giunto isolato consente ai sistemi di segnalamento di rilevare tempestivamente la posizione dei treni, permettendo la regolazione dell'accesso di altri convogli nella sezione di blocco e assicurando così la sicurezza della circolazione. Le giunzioni isolate vengono generalmente prefabbricate in officina, con resine epossidiche che garantiscono l'adesione delle piastre alle superfici delle rotaie, e successivamente installate sul binario mediante tagli e saldature delle rotaie stesse. Si distinguono in due tipologie principali: non incollati e incollati. I primi non risultano compatibili con le lunghe rotaie saldate, in quanto non supportano le elevate forze longitudinali derivate dal loro impiego. I **giunti isolati incollati** (*GII*), invece, grazie a uno strato adesivo sintetico e chiavarde ad alta resistenza, possono trasferire carichi fino a 1,000 kN, risultando adatti all'impiego su linee con l.r.s. [2]. Le ganasce e le rotaie presentano forature allineate in corrispondenza dei bulloni, assicurandone il corretto accoppiamento. In questo modo, le chiavarde ad alta resistenza supportano efficacemente le sollecitazioni derivanti dall'incollaggio e dalle coazioni termiche. Un *GII* è costituito da due estremità di rotaia separate da un distanziatore di 5 mm (*endpost*), tipicamente in materiale composito ad alte prestazioni, capace di mantenere la separazione e garantire l'isolamento elettrico [3]. Le due rotaie sono collegate meccanicamente tramite piastre di giunzione (*ganasce* o *fishplates*) solidali all'anima e al fungo di forma tale da ottenere un accoppiamento efficace che simula un effetto "cuneo", giuntate mediante bulloni ad alta resistenza, costituiti da chiodi a serraggio irreversibile e dal corrispettivo collare. Il precarico dei bulloni, dato in fase di costruzione e serraggio iniziale, viene espresso dall'equazione 4.1. Questo contribuisce a compensare l'usura delle superfici di contatto e a migliorare la trasmissione della forza di serraggio alle rotaie, e la cui entità dipende dal tipo di collegamento e dal numero di bulloni impiegati.

$$P_b = \frac{T}{k_b D} \quad (4.1)$$

qui P_b rappresenta il precarico di ciascun bullone, T la coppia di serraggio specificata dal produttore, k_b il coefficiente di coppia di serraggio e D il diametro del bullone. Tra le superfici di contatto viene applicato un adesivo epossidico che, oltre ad assicurare l'incollaggio mantiene le

proprietà isolanti del giunto. Spessori isolanti aggiuntivi vengono spesso interposti tra le piastre e la rotaia per evitare correnti parassite. In Figura 4-1 viene rappresentata la sezione trasversale e la vista longitudinale di un *GII* dell'armamento 60E1 tipicamente impiegato nelle linee italiane con armamento di questo tipo. In funzione del sostegno offerto dalle traversine, un giunto può essere, inoltre, classificato come sospeso, se posizionato tra due traversine consecutive, oppure come supportato, se il centro del giunto poggia, in corrispondenza della sagoma isolante, su una o più traverse [4, 5]. Preferendo questa recente soluzione, negli ultimi anni si è diffuso l'impiego di traverse doppie in calcestruzzo armato precompresso, progettate specificamente per i giunti incollati. Rispetto alle traverse tradizionali, queste offrono maggiore inerzia e rigidità torsionale, assicurando una stabilità geometrica più duratura e riducendo le esigenze manutentive. Inoltre, l'integrazione di moderni sistemi di attacco elastico permette inoltre di mantenere con precisione lo scartamento e di incrementare l'affidabilità complessiva del giunto isolato. Nonostante oggi la configurazione supportata sia generalmente preferita, la maggior parte dei giunti esistenti è ancora in configurazione sospesa.

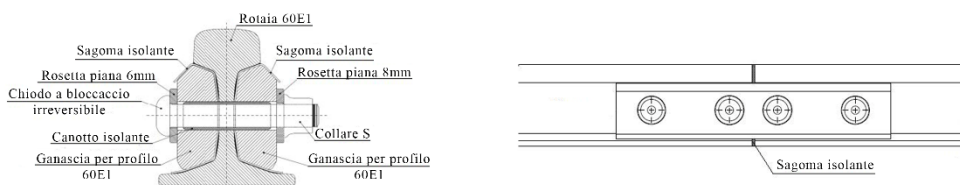


Figura 4-1. Giunto Isolato Incollato: sezione trasversale e vista longitudinale [6]

Pur essendo componenti fondamentali dell'armamento ferroviario, i giunti isolati incollati rappresentano notoriamente un punto debole della sovrastruttura ferroviaria. La discontinuità geometrica introdotta dal giunto determina un incremento delle deformazioni locali e un aumento delle sollecitazioni cicliche trasmesse al passaggio dei convogli. A ciò si aggiungono i fenomeni di fatica indotti da carichi ripetuti e dalle condizioni ambientali (variazioni termiche, umidità, infiltrazioni di acqua) [7]. Questo ha portato, sulle linee Alta Velocità (AV), a limitarne l'impiego al minimo in stazioni, interconnessioni o in punti singolari, a favore dei moderni e continui sistemi di segnalamento (ETCS). Tuttavia, i *GII* rimangono attualmente in uso sulle linee convenzionali, che continuano a rappresentare la maggior parte della rete ferroviaria europea [8]. Tali criticità strutturali si riflettono anche nelle proprietà meccaniche dei giunti, influenzandone rigidità e durata operativa. Le proprietà geometriche intrinseche dei *GII* comportano una rigidità inferiore rispetto a una rotaia continua. Di conseguenza, la vita utile di un *GII* risulta significativamente ridotta rispetto a quella di una I.r.s., stimata tipicamente intorno a un decimo di quest'ultima, in funzione del tipo e dell'intensità del traffico. In termini pratici, ciò corrisponde a circa 200 milioni di tonnellate lorde (MGT), ovvero un periodo operativo che può arrivare in determinate condizioni di traffico a soli 12-18 mesi, con evidenti implicazioni economiche e costi aggiuntivi per la manutenzione e la sostituzione dei giunti [9]. Le principali problematiche sono legate sia

alla resistenza meccanica sia alla capacità di isolamento elettrico. Infatti, i dissesti dei *GII* possono essere classificati in due categorie principali [10]:

1. Guasti di tipo meccanico:
 - Lesione della barra di giunzione, causata da carichi eccessivi e da elevate forze di impatto.
 - Battitura della tavola di rotolamento, che si manifesta quando la ruota transitando crea un gradino dovuto a luci eccessive tra le rotaie adiacenti; tale difetto può compromettere anche l'aderenza delle ganasce.
 - Rottura della resina epossidica, con conseguente allentamento della giunzione e incremento delle deviazioni verticali.
2. Perdita della capacità di isolamento elettrico:
 - *Lipping*, dovuto al trasporto di materiale dalla testata del fungo per carichi elevati, con formazione di un ponte che riduce l'isolamento.
 - *Spalling*, ossia sfaldamento dell'acciaio della rotaia per fatica da contatto di rotolamento, quando il carico supera il punto di snervamento dell'acciaio.
 - Ponte tra chiavarde e barra di giunzione, generato dalla perdita del materiale isolante nei fori delle ganasce.
 - Espulsione della resina isolante, che provoca contatti indesiderati quando la luce di dilatazione si riduce.

La causa più comune di sostituzione dei *GII* rimane la perdita di resistenza elettrica, spesso conseguente o concomitante a un guasto meccanico. Il distacco della resina epossidica induce una distribuzione non uniforme dei carichi, facilita l'ingresso dell'acqua e peggiora progressivamente le condizioni del giunto. Parallelamente, anche un supporto inadeguato del ballast può accelerare l'usura del materiale isolante, compromettere il fissaggio delle ganasce e provocare disallineamenti dei tronchi di rotaia (Figura 4-2). Questi fenomeni si traducono in un progressivo peggioramento del comportamento meccanico e in una riduzione dell'affidabilità del sistema di segnalamento. Nelle fasi di degrado più avanzate il giunto può arrivare a costituire una vera e propria discontinuità strutturale, con rischi per la sicurezza della circolazione. Dal punto di vista gestionale, questi fenomeni rendono i *GII* elementi particolarmente delicati. Sebbene il loro numero lungo una linea ferroviaria sia relativamente ridotto rispetto ai metri di rotaia continua, essi rappresentano una quota significativa degli interventi manutentivi straordinari. Per garantire la sicurezza e l'affidabilità dei *GII*, è fondamentale adottare strategie di ispezione efficaci. Le metodologie comunemente utilizzate comprendono sia tecniche tradizionali sia approcci più avanzati. L'ispezione visiva rimane la tecnica più diffusa [11], tra gli altri riferimenti, dettagliata nel *Vademecum* per l'ispezione visiva delle giunzioni isolanti incollate di Rete Ferroviaria Italiana [12].

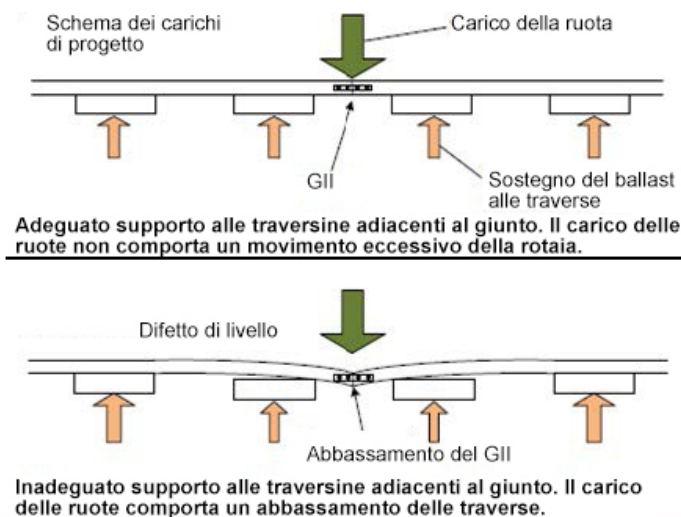


Figura 4-2. Conseguenze di un supporto insufficiente della massicciata nei GII [13]

Questa tecnica consente di individuare danni superficiali e anomalie evidenti, come deformazioni, allentamenti dei bulloni o usura del materiale isolante [14]; tuttavia, è poco efficace per rilevare cricche della rotaia o delle ganasce, celate dalla natura incollata del giunto, la cui propagazione può compromettere l'integrità strutturale della superficie di rotolamento e causare il cedimento di parti della testata della rotaia, talvolta con conseguenze fatali, come nel caso di Hither Green (Regno Unito) nel 1967 o, più recentemente, di Hambleton (Regno Unito) nel 2013 e Pioltello (Italia) nel 2019 [15, 16]. Queste problematiche, tra le altre cose, hanno favorito la diffusione delle indagini non distruttive basate su strumenti ad ultrasuoni, progettate per intercettare i primi segnali di innesco delle cricche e per identificare tempestivamente i giunti da sostituire. Tali tecniche sono spesso impiegate su piattaforme mobili (ad es. treni diagnostici); sebbene efficaci, la loro applicazione è vincolata dalla disponibilità dei veicoli diagnostici e dalla sostenibilità economica. Inoltre, pur essendo eseguiti con cadenza regolare, i controlli tramite treno diagnostico restano intermittenti e indiretti, limitando la capacità di individuare il momento ottimale per gli interventi di manutenzione ciclica sui giunti [17]. Un monitoraggio wayside strumentale continuo permetterebbe invece di individuare i problemi con anticipo e in fasi precise della loro evoluzione, consentendo di definire tempestivamente i parametri critici per prevenire danni gravi agli elementi dell'armamento [18]. Il corretto isolamento elettrico è un parametro relativamente semplice da monitorare, poiché qualsiasi dispersione di corrente tra le due sezioni di blocco separate dal GII genera allarmi rilevabili dal sistema di controllo del traffico; a tal

proposito l'*AREMA C&S Manual* propone tecniche per prevenire perdite continue o intermittenti di resistenza elettrica tra rotaie adiacenti [19]. Esistono, inoltre, sistemi di monitoraggio continuo che misurano le accelerazioni delle boccole degli assi in transito [20], che permettono di correlare la forza di contatto ruota-rotaia allo stato del giunto e di evidenziare eventuali plasticizzazioni, microcricche o insorgenza di labilità meccaniche. Le accelerazioni verticali rilevate alle boccole degli assi risultano, infatti, sensibili alle risposte dinamiche del gruppo ruota rispetto a difetti di piccola entità, come ad es. *squat* (Figura 4-3), rendendo



Figura 4-3 *Squat della rotaia: cedimento localizzato lungo la zona di contatto ruota-rotaia*

questa tecnica utile per la diagnostica preventiva [21]. Un parametro di particolare interesse per il monitoraggio dei *GII* è lo spostamento longitudinale relativo delle rotaie adiacenti, noto come *gap value*. La variazione di tale valore, influenzata sia dalle sollecitazioni termiche sia dagli sforzi dinamici indotti dal passaggio del materiale rotabile, viene comunemente misurata sia mediante ispezioni visive sia in continuo con estensimetri applicati alla barra di giunzione o direttamente sui funghi delle rotaie adiacenti. Negli ultimi anni sono stati introdotti sensori a fibra ottica per superare i limiti dei sensori tradizionali (stabilità, precisione, durabilità) e per consentire rilevazioni continue e ad alta risoluzione.

Alla luce del ruolo centrale dei *GII* e dei vincoli dei soli controlli periodici, l'adozione di gemelli digitali rappresenta una naturale evoluzione per il monitoraggio e la gestione predittiva dei giunti. Un gemello digitale del *GII* integra in una replica virtuale dati eterogenei con modelli fisici del comportamento meccanico-termico del giunto e algoritmi data-driven per la diagnosi e la prognosi. Tali gemelli digitali possono essere inoltre combinati con i sistemi di monitoraggio esistenti, impiegando le misure registrate durante le campagne strumentali per le fasi di taratura e calibrazione periodica dei modelli. Questa integrazione consente di simulare scenari di degrado o dissesto, valutandone la risposta sui parametri misurati, come ad esempio il valore del *gap*, e di anticipare l'insorgenza di anomalie prima che si traducano in criticità operative.

In quest'ottica, il presente capitolo descrive le attività di monitoraggio dei giunti isolati incollati svolte presso il sito sperimentale di Crespellano, mettendo in evidenza i parametri chiave e le tecniche strumentali adottate. Vengono inoltre presentate le esperienze relative alla realizzazione di gemelli digitali dei giunti, concepiti come strumenti di manutenzione predittiva in grado di integrare dati sperimentali e risultati di simulazione per supportare decisioni operative tempestive e sicure.

4.2 Monitoraggio dei giunti isolati incollati tramite la misura del *gap value*

Nel monitoraggio dei giunti isolati incollati, il *gap value* rappresenta uno dei parametri più semplici e immediati da rilevare. Il degrado del giunto comporta un incremento delle sollecitazioni trasmesse, che risultano superiori a quelle riscontrabili in corrispondenza di un giunto nuovo, e si accompagna in genere a una variazione di tale parametro [22]. Per una sua rilevazione affidabile e continuativa, gli strumenti di misura basati su fibra ottica rappresentano un'alternativa valida alla strumentazione tradizionale, soprattutto per superare le difficoltà legate all'installazione. La misura del valore di *gap* può fornire un'indicazione efficace dello stato di salute del giunto, anticipando potenziali problemi. In Italia l'installazione di un sensore di spostamento longitudinale che misuri tale quantità viene limitata al posizionamento sulle testate delle rotaie adiacenti (Figura 4-4), così da rilevare il valore del *gap* (ΔL) tra un istante t_i e quello successivo t_{i+1} :

$$\Delta L_i = L_{i+1} - L_i \quad (4.2)$$

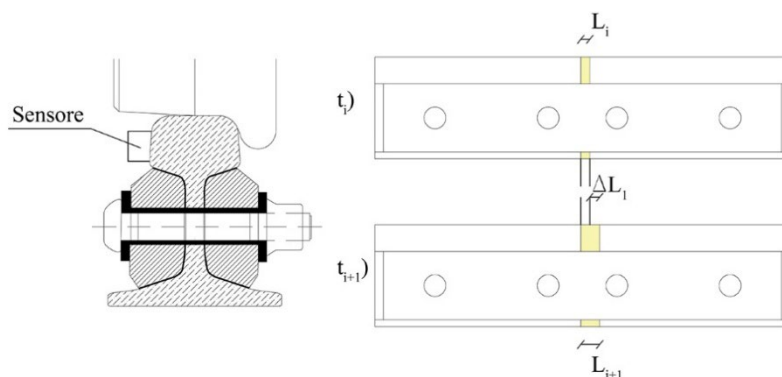


Figura 4-4 Posizionamento sensore per misura *gap value* secondo specifiche R.F.I. [23]

Dal punto di vista teorico, l'uso di modelli come quello proposto da Zimmermann (1888) [24], basato sulle ipotesi di Winkler [25], consente di stimare il *gap* (ΔL) durante il passaggio di treni la cui massa è nota. In particolare, in questo modello la rotaia viene trattata come una lunga trave continua poggiante su un supporto elastico rappresentato dal ballast. La trave, di lunghezza teoricamente infinita e con rigidità flessionale EI , è soggetta a carichi concentrati applicati lungo l'asse longitudinale, trascurando le forze dovute al moto in curva o ai fenomeni di serpeggio. Conoscendo la distanza tra l'asse neutro della rotaia e l'asse di applicazione del sensore, è possibile stimare la variazione di apertura del giunto in corrispondenza del passaggio di un singolo carico ruota [26]. In questo modello il contatto con la resina epossidica isolante viene rappresentato da strati di molle alla *Winkler*. Ipotizzando un singolo carico su ruota che

agisce al centro del giunto della rotaia si può esprimere la pressione verticale tra le barre di giunzione e la rotaia con l'equazione (4.3):

$$p(x) = k_b \cdot [w_{r1}(x) - w_b(x)] \quad (4.3)$$

dove $w_{r1}(x)$ e $w_b(x)$ sono le deflessioni verticali degli assi di riferimento rispettivamente della rotaia nella regione 1 e della barra di giunzione al passaggio dell'asse di carico, e k_b è il coefficiente di rigidità verticale della resina epossidica, determinabile sperimentalmente tramite prove di carico sul giunto. Nel modello, il cui schema grafico viene rappresentato in Figura 4-5, le singole molle vengono considerate come elementi combinati in un unico strato elastico, caratterizzato dal coefficiente k_b . Partendo dall'equazione (4.3), che descrive il comportamento di una sezione di binario semplicemente appoggiata, con un *GII* centrale in configurazione sospesa, soggetta a una forza concentrata verticale al centro, è possibile, quindi, ricavare le corrispondenti equazioni differenziali (4.4), (4.5) e (4.6), che ne definiscono il comportamento meccanico in termini di flessioni e sollecitazioni:

$$\text{Fishplates} \quad E \cdot I_b \cdot w_b^{IV}(x) - k_b \cdot [w_{r1}(x) - w_b(x)] = 0 \quad 0 < x < 1/2 \quad (4.4)$$

$$\text{Rotaia} \quad E \cdot I_r \cdot w_{r1}^{IV}(x) - k_0 \cdot w_{r1}(x) + k_b \cdot [w_{r1}(x) - w_b(x)] = 0 \quad 0 < x < 1/2 \quad (4.5)$$

$$\text{Rotaia} \quad E \cdot I_r \cdot w_{r1}^{IV}(x) + k_0 \cdot w_{r2}(x) = 0 \quad 1/2 < x < \infty \quad (4.6)$$

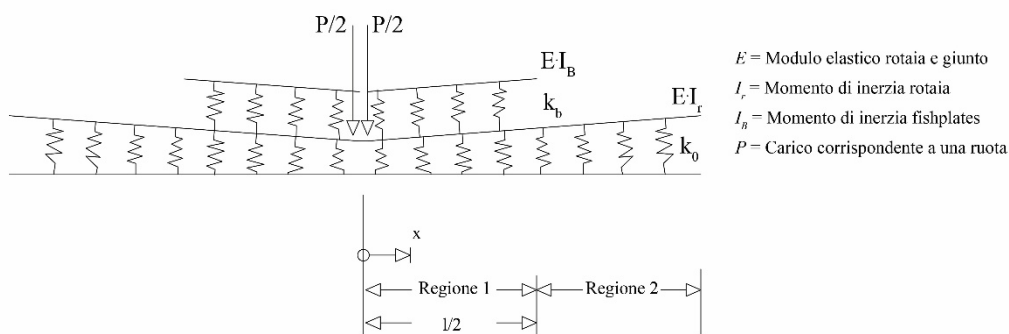


Figura 4-5 Modello analitico di Zimmermann. La barra di giunzione (regione 1) è mostrata sopra la rotaia per una maggiore leggibilità dello schema grafico [27]

Oltre ai parametri già descritti, si considerano $w_{r2}(x)$ ovvero la deflessione verticale dell'asse di riferimento della rotaia nella regione 2, e k_0 , il modulo elastico dell'insieme composto da traversine, ballast e sottofondo. Inserendo nel modello i parametri di input E , I_r , I_b , k_0 , k_b e

conoscendo il carico P , il sistema di equazioni può essere risolto imponendo le seguenti condizioni al contorno:

- in $x=0$, la rotazione, lo sforzo di taglio della barra e il momento flettente della rotaia nella regione 1 sono nulli, mentre lo sforzo di taglio della rotaia nella regione 1 è pari a $P/(2 \cdot E \cdot I_r)$.
- in $x=l/2$, il momento flettente e lo sforzo di taglio della barra sono nulli, mentre il momento, la rotazione, la flessione e lo sforzo di taglio della rotaia nella regione 1 coincidono con quelli della rotaia nella regione 2.
- infine, come condizione di regolarità, si assume che le deflessioni della rotaia nella regione 2 tendano a zero per $x \rightarrow \infty$.

In configurazione deformata, l'asse neutro della trave e le sezioni trasversali devono rimanere ortogonali. Di conseguenza, l'asse della rotaia subirà la stessa rotazione ϕ che può essere calcolata in $x=0$. Da essa, si ricava la variazione di spostamento longitudinale ΔL moltiplicando la tangente dell'angolo trovato per la distanza del sensore dall'asse neutro della rotaia. In questa descrizione è stato considerato l'effetto di un carico singolo applicato in corrispondenza dell'endpost. Nella realtà operativa, tuttavia, la rotaia è sollecitata contemporaneamente dal passaggio di più ruote disposte lungo il convoglio. La combinazione e la sovrapposizione di tali carichi generano uno stato tensionale nelle barre di giunzione ben più complesso e differente rispetto a quello derivante dall'azione isolata di una sola ruota [28]. Il problema può essere affrontato applicando il principio di sovrapposizione e separando gli effetti dei singoli carichi. A differenza dei modelli che trattano rotaia e barra di giunzione in domini distinti, in questo caso si può utilizzare una formulazione unica in cui la barra è considerata infinita, ma il coefficiente di rigidità $k_b(x)$ è posto pari a zero oltre le sue estremità ($x = \pm l/2$). L'intervallo di calcolo $[-\lambda; \lambda]$ viene suddiviso in sottoregioni, i cui confini coincidono con la posizione dei carichi ($x = X_n$), le estremità della barra ($x = \pm l/2$) e il centro del giunto ($x = 0$). Anche in questo caso, nota la rotazione a $x=0$, lo spostamento ΔL si ricava moltiplicando l'angolo ottenuto per la distanza del sensore dall'asse neutro della rotaia.

4.3 Campo prove di Crespellano

Al fine di valutare l'impiego di sensori per la misura del *gap value*, è stato svolto uno studio sperimentale in sito presso la stazione di Crespellano (Bologna), sulla linea a binario unico FL 210 Casalecchio-Vignola, gestita da Ferrovie Emilia Romagna (F.E.R.) e dedicata prevalentemente al traffico regionale [29]. Come riportato nel piano schematico (Figura 4-6), sono stati installati sette sensori ottici per il controllo del *gap value* su sette *GII*:

- due alla progressiva km 12+600, 1L installato sulla rotaia sinistra e 1R installato sulla rotaia destra;

Nuovi strumenti per il progetto ed il monitoraggio di elementi critici della sovrastruttura ferroviaria

- due alla progressiva km 12+700, 2L installato sulla rotaia sinistra e 2R installato sulla rotaia destra;
- due alla progressiva km 12+950, 3L installato sulla rotaia sinistra e 3R installato sulla rotaia destra;
- un sensore alla progressiva km 13+100, 4L installato sulla rotaia sinistra.

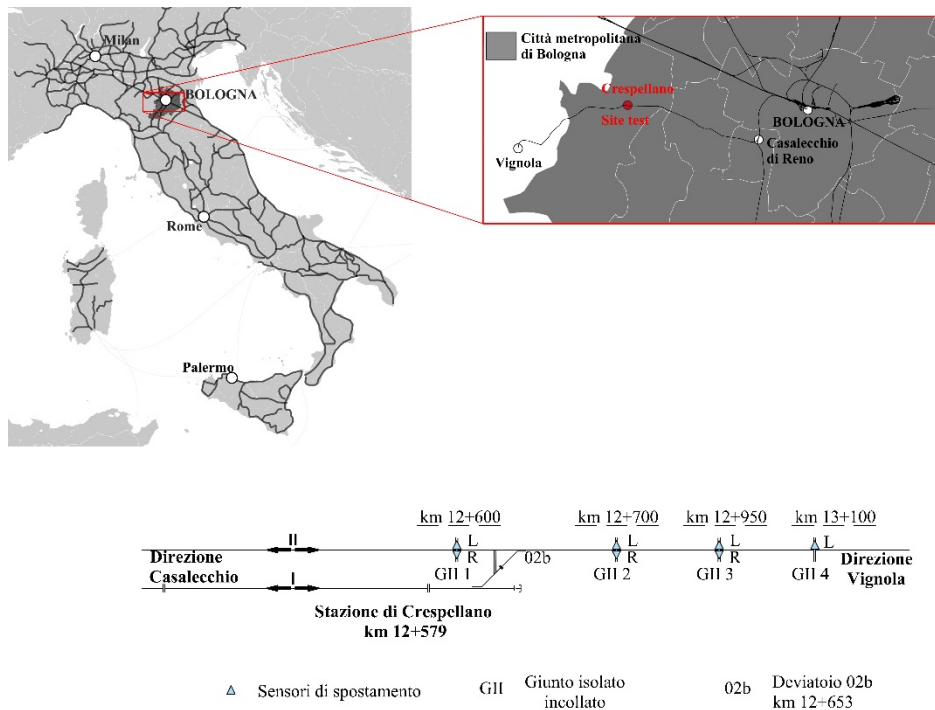


Figura 4-6 Campo prove di Crespellano: schema del sistema di monitoraggio sperimentale utilizzato

Il sistema di misura impiegato sul campo, finalizzato alla misura del valore di ΔL , è basato su sensori a reticolo di Bragg (*FBG*) in fibra ottica; ciascun sensore è alloggiato in un tubo protettivo dielettrico e ancorato alla rotaia tramite connettori magnetici (Figura 4-7). La misura della variazione geometrica del *GII* sfrutta lo spostamento della lunghezza d'onda riflessa dal reticolo: la deformazione assiale del reticolo (dimensione predominante) provoca una variazione geometrica che si traduce in uno spostamento della lunghezza d'onda riflessa, proporzionale allo spostamento longitudinale del giunto. Poiché la fibra ottica è sensibile sia a deformazioni meccaniche sia a variazioni termiche, le misure di deformazione sono state corrette tramite una procedura di compensazione basata sulla temperatura registrata contestualmente da un sensore di riferimento. Tale correzione ha permesso di rimuovere la componente termo-elastica e di attribuire le variazioni residue al comportamento meccanico del giunto.



Figura 4-7 Sensori di spostamento installati su binari in esercizio a Crespellano (BO)

Il valore del *gap* (espresso in mm) è calcolato mediante l'equazione 4.7:

$$\Delta L = l(t) - l_o = C_1 \left[\lambda(t) - \lambda_o - \frac{T(t) - T_o}{C_3} \right] \quad (4.7)$$

dove $l(t)$ rappresenta l'apertura al tempo t convertita in mm, l_o e T_o sono rispettivamente apertura e temperatura rilevate all'istante di installazione, $\lambda(t)$ e $T(t)$ sono la lunghezza d'onda e la temperatura istantanea, mentre λ_o , C_1 e C_3 sono la lunghezza d'onda di riferimento e i coefficienti di calibrazione del sensore, fornite dai produttori. Prima dell'installazione in campo, i sensori sono stati sottoposti a prove di laboratorio e calibrazione al fine di garantirne precisione, ripetibilità e compensazione termica. Le misure di laboratorio sono state confrontate con quelle di un trasduttore lineare certificato (*LVDI*) e hanno evidenziato un errore assoluto massimo inferiore a 0.1 mm nel campo di spostamento previsto dalle specifiche funzionali. In esercizio il sistema ha permesso di registrare il valore di ΔL .

La campagna di monitoraggio si è svolta acquisendo:

- dati a bassa frequenza (1 acquisizione ogni 60 s), mediati e sincronizzati, utili a evidenziare le variazioni residue di ΔL dovute al transito dei convogli
- dati ad alta frequenza (1'000 acquisizioni al secondo), impiegati per seguire l'evoluzione di ΔL durante il passaggio delle singole ruote dei treni.

Questi due intervalli temporali sono stati scelti perché, in funzione della velocità del convoglio, i dati ad alta frequenza catturano gli aspetti dinamici che interessano il giunto, mentre i valori a bassa frequenza, la cui finestra temporale supera il tempo di attraversamento del giunto da parte di un singolo treno, risultano immuni da disturbi transitori indotti dal passaggio.

4.3.1 Acquisizione e gestione di dati a bassa frequenza

L'andamento dei dati mediati mette in evidenza variazioni di ΔL riconducibili all'escursione termica dei materiali. Tali misure risultano coerenti nei sensori in coppia alle posizioni 2 e 3 e nel sensore singolo alla posizione 4, come rappresentato nello schema di Figura 4-8. Le variazioni più pronunciate di ΔL si riscontrano nei mesi più caldi, quando l'escursione termica giorno/notte è maggiore. Come previsto, all'aumentare della temperatura le rotaie si dilatano e la distanza fra rotaie adiacenti si riduce; al diminuire della temperatura le rotaie si contraggono e la distanza aumenta. Questo comportamento è confermato dalle registrazioni dei sensori posizionati in 2, 3 e 4, mentre non trova riscontro nelle misure delle coppie di sensori in posizione 1.

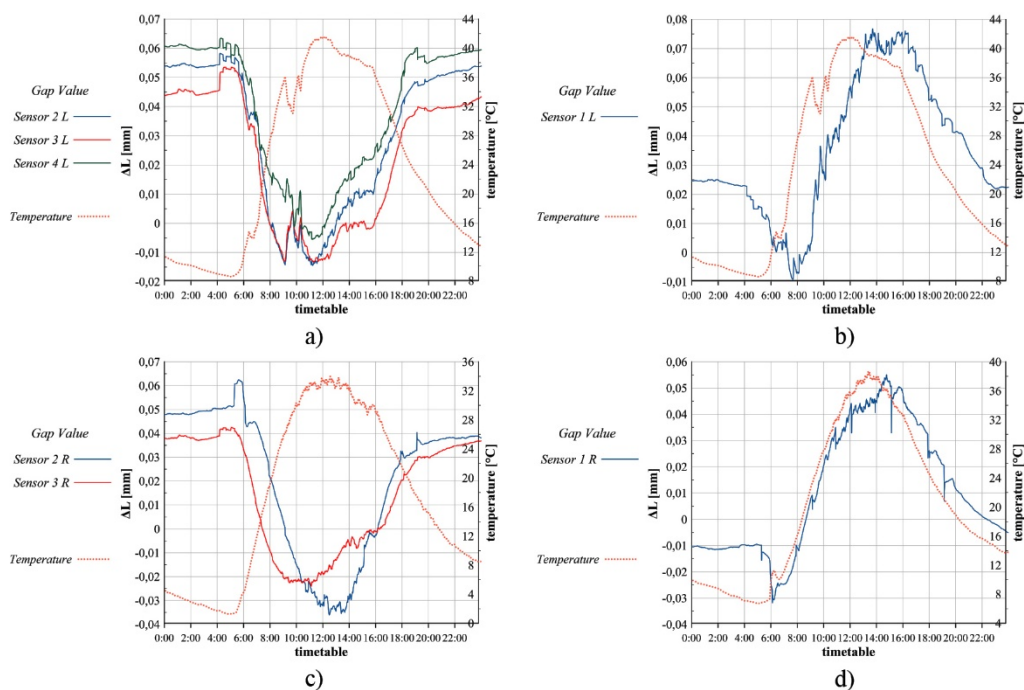


Figura 4-8 Andamento di ΔL in relazione alla temperatura; a) andamento sensori 2L, 3L, 4L; b) andamento sensore 1L; c) andamento sensori 2R e 3R; d) andamento sensore 1R

Come mostrato nel piano schematico (Figura 4-6) è possibile notare la presenza del deviatoio di stazione 2b (progressiva chilometrica 12+653). Per tutelare punti singolari come il deviatoio, e

liberarli dalle sollecitazioni termiche provenienti da blocchi di rotaia più lunghi, è necessario prevedere l'installazione di giunti di dilatazione. Di conseguenza, le misure di ΔL raccolte in corrispondenza dei giunti 1R e 1L sono influenzate sia dalla presenza sia dal comportamento funzionale di questo elemento (Figura 4-9). Nei giunti 2, 3 e 4 ad un aumento della temperatura consegue una diminuzione del ΔL e viceversa, mentre per i giunti 1R e 1L si riscontra un andamento opposto.



Figura 4-9 Giunto di dilatazione in adiacenza ai GII monitorati dai sensori 1R e 1L

4.3.1.1 Validazione quantitativa con modello di Zimmermann

I valori di *gap* registrati dai sensori impiegati a Crespellano risultano compatibili con le soluzioni ottenute applicando il modello di Zimmermann, considerando le caratteristiche specifiche dell'armamento della stazione di Crespellano e le condizioni operative del caso in esame. Infatti, per configurare e risolvere il problema mediante le equazioni differenziali (Eq. 4.4–4.6), utilizzando i parametri di input riportati in Tabella 4-1, è possibile impiegare il risolutore MATLAB “BVP4c”, in grado di integrare sistemi di *ODE* del primo ordine e di gestire condizioni al contorno formulate in forma compatibile. Applicando il modello con i parametri indicati e imponendo le condizioni al contorno già citate, si ottiene la rotazione della rotaia nel punto $x=0$. In particolare, il *gap value* (ΔL) è ricavabile come:

$$\Delta L = \varphi(x = 0) \cdot d_s \quad (4.9)$$

dove d_s è la distanza del sensore dall'asse neutro della rotaia. Dalle dimensioni geometriche della rotaia (50UNI) tale distanza è risultata pari a circa 50 mm; applicando tale relazione si ottiene $\Delta L=|0.076|$ mm coerente con le misure registrate in campo, confermando la congruenza tra la modellazione teorica e le osservazioni sperimentali per il caso studiato.

Tabella 4-1 Input modello di Zimmermann applicato al campo prove di Crespellano

E : modulo elastico acciaio	(MPa)	210,000
I_r : momento di inerzia rotaia 50UNI	(mm ⁴)	30,550,000
I_b : momento di inerzia barra di giunzione	(mm ⁴)	6,000,000
l : lunghezza barra di giunzione	(mm)	580
k_b : Coefficiente di rigidità verticale elastico [26]	(MPa)	1,380,000
k_0 : modulo elastico dell'insieme costituito da sub-ballast, ballast e traverse[1]	(MPa)	21
Massa totale in ordine di marcia Stadler Flirt ETR350	(ton)	143

4.3.1.2 Calcolo dell'escursione massima settimanale ΔL_{sett} .

Vista la complessità della giunzione, considerando tutti gli elementi che la compongono, la misura di variazione di apertura del giunto potrebbe risultare concretamente utile ai fini manutentivi solo se abbinata ad una serie storica di dati acquisiti per ogni singolo giunto esaminato. Infatti, come descritto, le registrazioni del sensore 1 non rispettano la tendenza registrata dagli altri sensori. Avendo a disposizione una serie storica di dati, di riferimento per ogni giunto, è possibile eseguire una comparazione del dato registrato in relazione sia al passaggio dei treni sia agli spostamenti indotti dalle variazioni termiche. Si possono così fissare dei valori di spostamento limite (soglie di allarme) di primo e di secondo livello, che attivano opportune procedure di intervento in relazione al superamento della soglia stessa: ad esempio, il superamento della prima soglia può comportare un'ispezione visiva, mentre il superamento della seconda richiede controlli strumentali più approfonditi. L'analisi di dati storici di lungo periodo, integrata con le informazioni relative alla storia manutentiva di ogni giunto, consente di sviluppare modelli predittivi affidabili per la manutenzione. A titolo di mero esempio, può essere calcolata l'escursione massima settimanale con l'equazione:

$$\Delta L_{sett} = \Delta L_{max} - \Delta L_{min} \quad (4.8)$$

che nel caso in esame è stata calcolata per la prima settimana di ciascun mese monitorato. Nell'ambito di questo studio l'analisi è stata condotta su un arco complessivo di 11 mesi; i risultati della comparazione sono riportati in Tabella 4-2.

Tabella 4-2 Escursione massima settimanale dei GII. Dati acquisiti a bassa frequenza.

$\Delta L_{sett.}$ (mm)											
	Apr.	Mag.	Giu.	Lug.	Ago.	Set.	Ott.	Nov.	Dic.	Gen.	Feb.
1L	0.12	0.10	0.07	0.05	0.07	0.08	0.10	0.08	0.06	0.07	0.09
1R	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.08	0.07	0.04	0.05	0.06
2L	0.09	0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.06	0.05	0.05	0.05	0.07
2R	0.11	0.10	0.12	0.13	0.11	0.12	0.09	0.09	0.09	-	-
3L	0.09	0.07	-	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08
3R	0.09	0.08	0.11	0.12	0.11	0.11	0.11	0.09	0.09	0.06	0.07
4L	0.09	-	0.07	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.07

4.3.1.3 Calcolo della correlazione con la temperatura

Un potenziale utilizzo dei dati mediati consiste nel mettere in relazione la variazione del *gap* con quella della temperatura. A tal fine, l'analisi dei dati medi tramite regressione consente di descrivere l'andamento della variabile dipendente x (in questo caso il ΔL) al variare della variabile indipendente y (in questo caso la temperatura T). Per stimare il coefficiente di correlazione è possibile impiegare l'Equazione 4.10:

$$Correl(X, Y) = \frac{\sum(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x - \bar{x})^2 \sum(y - \bar{y})^2}} \quad (4.10)$$

dove \bar{x} e \bar{y} rappresentano rispettivamente la media della variabile dipendente e quella della variabile indipendente, calcolate sull'intero intervallo analizzato. Anche per questo indicatore, nel caso in esame è stato eseguito il calcolo per la prima settimana dei mesi monitorati. Poiché le due variabili risultano inversamente proporzionali, il coefficiente di correlazione $Correll(X, Y)$ assume sempre valori negativi: all'aumentare della temperatura il valore di ΔL si riduce, e viceversa (Tabella 4-3). I due sensori 1 (1L e 1R) non sono stati considerati in questa analisi per le motivazioni descritte in precedenza.

Tabella 4-3 Correlazione di ΔL con la temperatura

Correl (X, Y)											
	Apr.	Mag.	Giù.	Lug.	Ago.	Set.	Ott.	Nov.	Dic.	Gen.	Feb.
2L	-0.89	-0.93	-0.94	-0.96	-0.95	-0.92	-0.83	-0.81	-0.75	-0.84	-0.93
2R	-0.89	-0.94	-0.97	-0.98	-0.97	-0.97	-0.94	-0.88	-0.81	/	/
3L	-0.94	-0.93	/	-0.95	-0.94	-0.94	-0.94	-0.92	-0.93	-0.94	-0.95
3R	-0.92	-0.92	-0.97	-0.97	-0.96	-0.97	-0.93	-0.93	/	-0.82	-0.92
4L	-0.92	/	-0.87	-0.92	-0.91	-0.88	-0.88	-0.86	-0.92	-0.90	-0.93

Individuata la relazione statistica tra ΔL e T , è stato applicato il modello *ARMAX* (*Autoregressive Moving Average with Exogenous Input*), utile a prevedere la risposta del giunto alle variazioni di temperatura [30]. In tale modello, la temperatura va considerata come variabile esogena, che influenza la risposta del sistema ma non viene influenzata da essa, per definire il modello previsionale di ΔL . Le variabili di ingresso, indicate con $N_u = \sum u(t)$, corrispondono ai dati di temperatura, mentre quelle di uscita, definite $N_y = \sum y(t)$, rappresentano i valori del *gap* registrati. L'applicazione del modello *ARMAX* è formalizzata dall'equazione 4.11:

$$A(q)y(t) = B(q)u(t - nk) + C(q)e(t) \quad (4.11)$$

dove $u(t)$ e $y(t)$ indicano rispettivamente i parametri di ingresso e di uscita al tempo t , $e(t)$ rappresenta l'errore tra la predizione e il valore misurato, e nk è il ritardo input-output. Le funzioni polinomiali $A(q)$, $B(q)$ e $C(q)$ definiscono rispettivamente la parte autoregressiva, la componente legata all'input esogeno e la parte a media mobile. Nel caso in esame, misurando l'uscita (ΔL) è possibile calcolare $e(t)$; per questo motivo il modello *ARMAX* viene inquadrato tra i metodi di tipo *Prediction Error (PEM)*. Il processo di identificazione richiede la stima dei parametri che riducono l'errore di previsione: gli ordini dei polinomi $A(q)$, $B(q)$ e $C(q)$ sono indicati con na , nb e nc ; mentre nk (detto anche *transport delay*) quantifica il tempo necessario perché un effetto dell'ingresso u si manifesti sull'uscita y . Una delle metriche di valutazione del modello è la bontà di adattamento, che misura la corrispondenza tra i dati predetti e quelli osservati. Per l'applicazione di tale modello è stato impiegato il *System Identification Toolbox*, uno strumento per la modellazione di sistemi dinamici, l'analisi di serie temporali e la previsione. Il modello *ARMAX* è stato costruito utilizzando le registrazioni del sensore 3L, riferite alla prima settimana di ogni mese compresa tra aprile 2021 e febbraio 2022 (escluso giugno). Dopo aver

generato il modello con i dati disponibili, è stata eseguita la calibrazione impiegando i dati di aprile: il modello calibrato è quindi in grado di prevedere l'uscita y per i mesi successivi a partire dall'ingresso u .

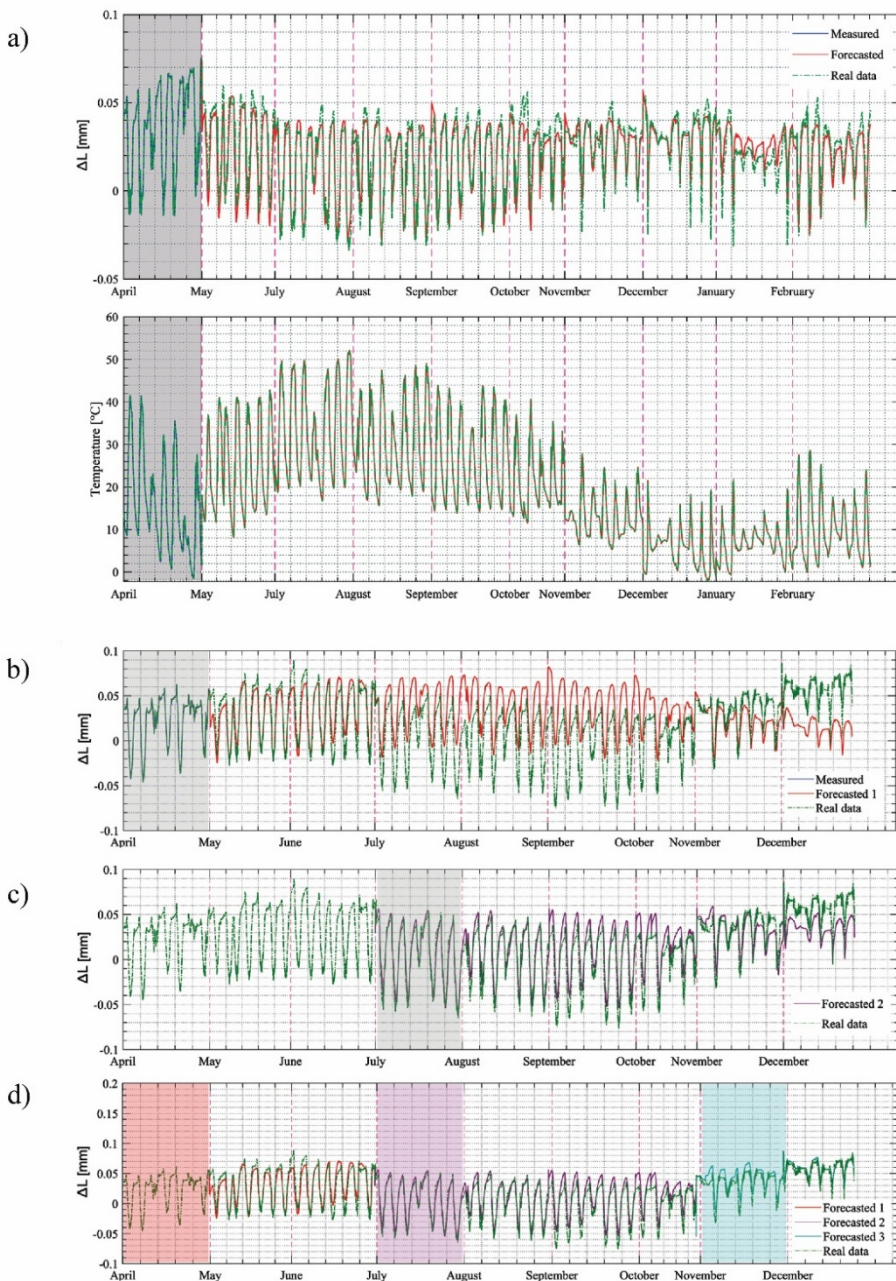


Figura 4-10 Applicazione modello ARMAX al gap value: a) dati sensore 3L: input e output b) dati sensore 2R, previsione 1; c) dati sensore 2R, previsione 2; d) dati sensore 2R, previsioni 1, 2,3

Nel caso del sensore 3L il miglior compromesso tra complessità e accuratezza è stato ottenuto con la scelta $[na\ nb\ nc\ nk] = [4\ 4\ 4\ 1]$, che ha fornito una bontà di adattamento superiore al 70%. Questa combinazione di ordini ha minimizzato gli errori nella fase di addestramento. La Figura 4-10a mostra l'andamento dell'ingresso e l'uscita prevista, evidenziando con uno sfondo grigio l'intervallo usato per la calibrazione; in tale rappresentazione il modello riproduce fedelmente la tendenza reale del ΔL misurato dal sensore 3L. Qualora la predizione si discosti dai valori registrati, è indice del subentro di variabili non considerate inizialmente. In questo caso, dopo un'ispezione del giunto per verificarne lo stato, il modello deve quindi essere ricalibrato per ripristinare una previsione attendibile. È stato applicato il modello anche ai dati registrati con il sensore 2R (Figura 4-10b), in questo caso è stato adottato un modello $[na\ nb\ nc\ nk] = [2\ 2\ 2\ 1]$, con una bontà di adattamento del 68%. I dati a disposizione coprivano un periodo di nove mesi (aprile-dicembre 2021). Calibrando il modello sui dati di aprile, la previsione ha cominciato a divergere dalla realtà a partire da luglio; dopo un'ispezione del giunto monitorato si è quindi proceduto a una seconda ricalibrazione basata sui dati di luglio per prevedere i mesi successivi. La Figura 4-10c mostra un'ulteriore discrepanza a partire da novembre, che ha reso necessaria una terza ricalibrazione usando i dati di novembre. La Figura 4-10d riunisce le tendenze previste per il sensore 2R relative alle tre diverse calibrazioni, con colori che collegano ciascuna calibrazione alla corrispondente fase di previsione. Le discrepanze rispetto alle previsioni possono derivare da molteplici cause. In questo caso le verifiche hanno dimostrato l'efficienza del giunto e il modello di previsione è stato, quindi, ricalibrato impiegando i nuovi dati acquisiti. Questo procedimento permette di indagare lo stato del giunto ogniqualvolta la tendenza prevista non segua quella misurata, consentendo interventi mirati e la prevenzione di guasti che potrebbero compromettere la sicurezza della circolazione. La Figura 4-11 illustra il diagramma di flusso per l'applicazione del modello *ARMAX* descritto.

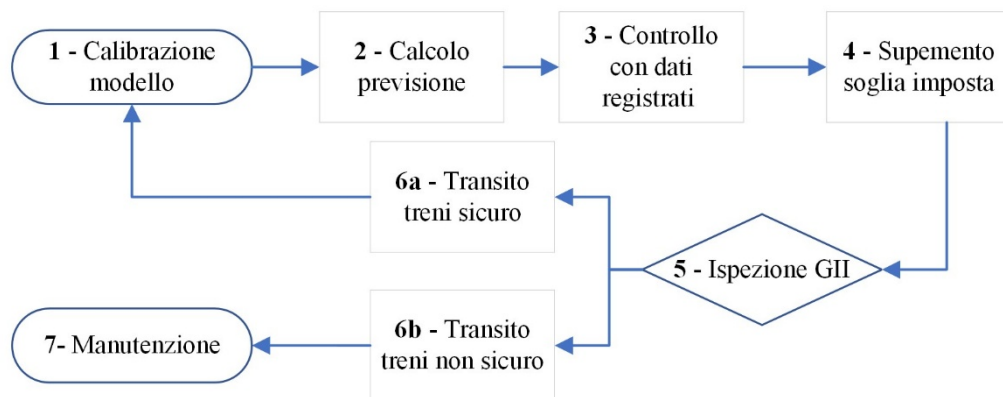


Figura 4-11 Applicazione modello di previsione

4.3.2 Acquisizione e gestione di dati ad alta frequenza

Accanto alle acquisizioni a bassa frequenza, che hanno consentito di descrivere le variazioni residue di ΔL , sono state analizzate anche le registrazioni ad alta frequenza. Queste, grazie alla loro risoluzione temporale (1,000 Hz), hanno permesso di seguire nel dettaglio l'evoluzione di ΔL durante il passaggio delle singole ruote dei convogli, fornendo così informazioni complementari e più dettagliate sul comportamento del giunto al transito [31, 32].

4.3.2.1 Individuazione dei picchi di riferimento

Nel caso in esame, per confrontare l'effetto del transito del medesimo treno in momenti differenti è stato necessario manipolare il dato registrato al fine di eliminare eventuali offset iniziali e limitate differenze di velocità di transito. Per rendere omogenee le basi di confronto, a ciascuna registrazione riferita a un convoglio è stata sottratta la media dei valori cinque secondi antecedenti il passaggio della prima ruota; ciò compensa le differenti condizioni di zero dei singoli sensori. Poiché i treni analizzati transitano a velocità variabile, le tracce sono state ricampionate a una velocità di riferimento pari a 9 m/s, scelta coerente con la velocità media (9 ± 3 m/s), in modo da minimizzare gli effetti dinamici legati alla velocità. Noto il passo dei sei carrelli dell'elettrotreno impiegato in linea (*Stadler Flirt-ETR 350* che esegue il trasporto passeggeri nella linea in esame), pari a 2,700 mm, e nota la frequenza di campionamento (1,000 Hz), è stato possibile ricavare la velocità di traslazione di ogni coppia di ruote e quindi eseguire il ricampionamento delle misure. Le rappresentazioni grafiche del *gap value* ad alta frequenza in funzione del tempo, relative ai treni in arrivo (Figura 4-12a) e in partenza (Figura 4-12b) dalla stazione di Crespellano, evidenziano chiaramente i picchi corrispondenti al passaggio del convoglio e permettono di valutare le differenze di ΔL indotte dal transito del materiale rotabile. Il primo e l'ultimo sono da ritenere i più rilevanti in quanto, in questa fase, il carico che grava sulla rotaia non risulta simmetrico e si trova interamente a sinistra o a destra del giunto. Per semplicità espositiva, e come campione esplicativo, si riportano in Tabella 4-4 le misure registrate al passaggio del convoglio in arrivo delle 17:09 e di quello in partenza delle 16:54 alla stazione di Crespellano, relativi al primo lunedì (Mo) e al primo giovedì (Th) di febbraio 2022, acquisiti dal sensore 2R, montato sulla rotaia destra, e trattati secondo la procedura descritta. Vengono riportati i valori di *gap* assoluti misurati al transito delle ruote 1 e 12 e la variazione del *gap* relativo calcolata come:

$$\Delta L_{rel,1} = max_1 - min_1 \quad (4.10)$$

$$\Delta L_{rel,12} = max_{12} - min_{12} \quad (4.11)$$

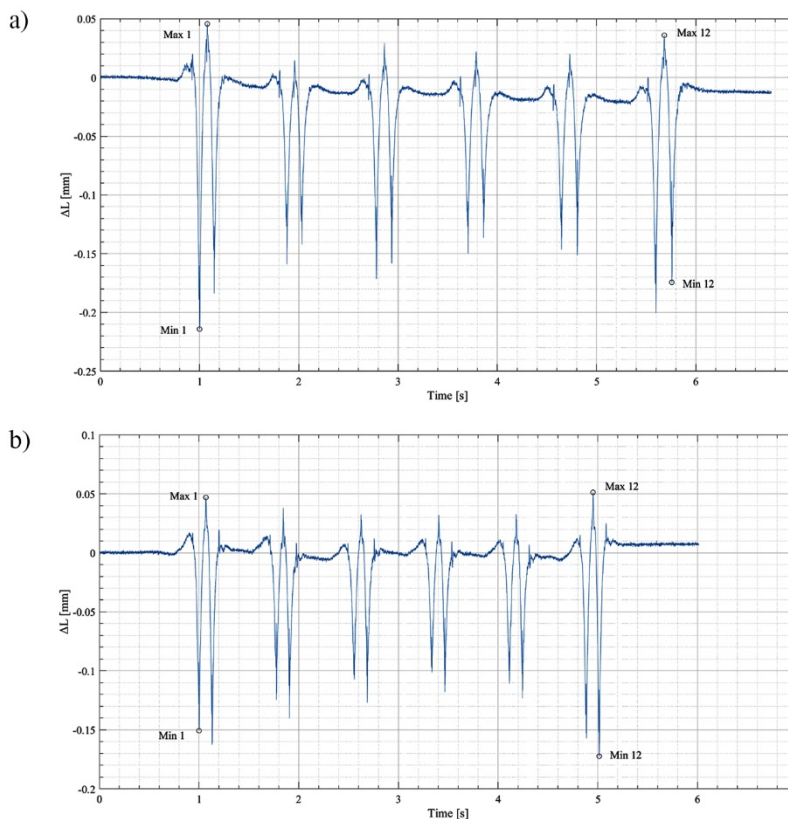


Figura 4-12 Individuazione picchi di riferimento, quale elaborazione del dato acquisito in alta frequenza:
 a) treno in arrivo presso la stazione di Crespellano; b) treno in partenza presso la stazione di Crespellano

Tabella 4-4 Picchi assoluti e relativi, registrati al passaggio delle ruote 1 e 12 (febbraio 2022)

Picchi assoluti: ΔL_{\min} [mm]				
Ruota	Mo _i	Th _i	Mo _d	Th _d
1	-0.160	-0.154	-0.188	-0.202
12	-0.136	-0.133	-0.168	-0.161
Picchi relativi: $\Delta L_{\text{rel}} = \Delta L_{\text{max}} - \Delta L_{\text{min}}$ [mm]				
Ruota	Mo _i	Th _i	Mo _d	Th _d
1	0.230	0.240	0.171	0.179
12	0.169	0.165	0.210	0.206

Mo_i e Th_i: treno in arrivo il lunedì e il giovedì
 Mo_d and Th_d: treno in partenza il lunedì e il giovedì

Per lo stesso sensore, in Figura 4-13 sono riportati i dati acquisiti, opportunamente elaborati e normalizzati sull'asse temporale in funzione della velocità di riferimento, per l'intero periodo di analisi. Per ciascun mese è stato selezionato il treno che ha registrato il valore massimo di apertura del *gap*. L'analisi della serie storica consente di definire, per ciascun sensore, un intervallo operativo di ΔL da adottare come benchmark. Qualora il passaggio di un convoglio determini variazioni del ΔL del giunto significativamente al di fuori di tale intervallo, può essere prevista l'attivazione di procedure di verifica in sito e di indagini specifiche sullo stato del giunto.

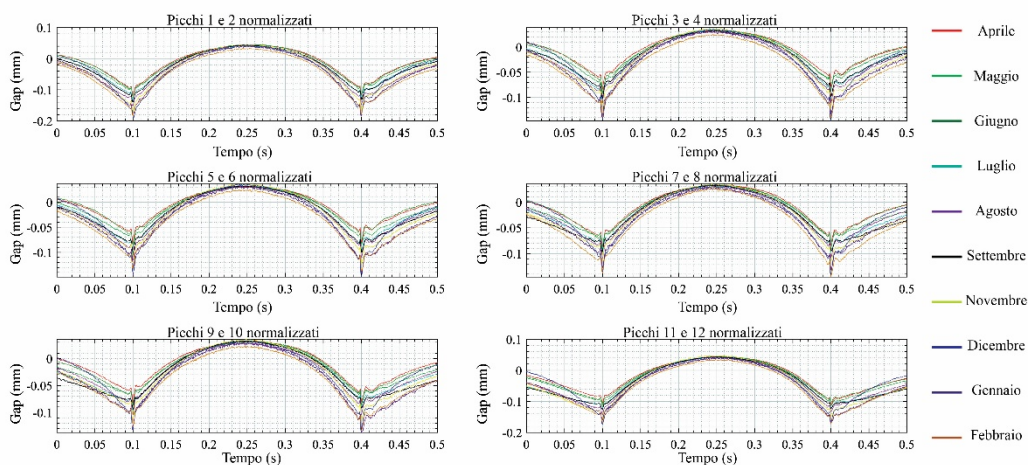


Figura 4-13 ΔL del GII 2R: dati in alta frequenza normalizzati

4.3.2.2 Individuazione dell'area sottesa dai picchi

Oltre ai valori estremi associati al passaggio di ogni ruota, che possono indicare gli effetti locali di ciascun transito, i dati ad alta frequenza possono essere elaborati calcolando l'area sottesa dalla curva ΔL nel tempo per ciascuna coppia di ruote. Questo parametro può fornire un indicatore del comportamento globale del transito e può essere integrato nel sistema di monitoraggio per mettere in evidenza problemi comuni che non emergono esaminando soltanto i picchi. L'area sottesa relativa al passaggio di una coppia di ruote è considerata un buon stimatore della rigidezza complessiva del giunto, verificando che questa non muti a seguito del transito. Per ottimizzare il calcolo dell'area con i dati ottenuti a Crespellano, i valori sono stati normalizzati come fatto in precedenza e trasformati in valore assoluto (Figura 4-14).

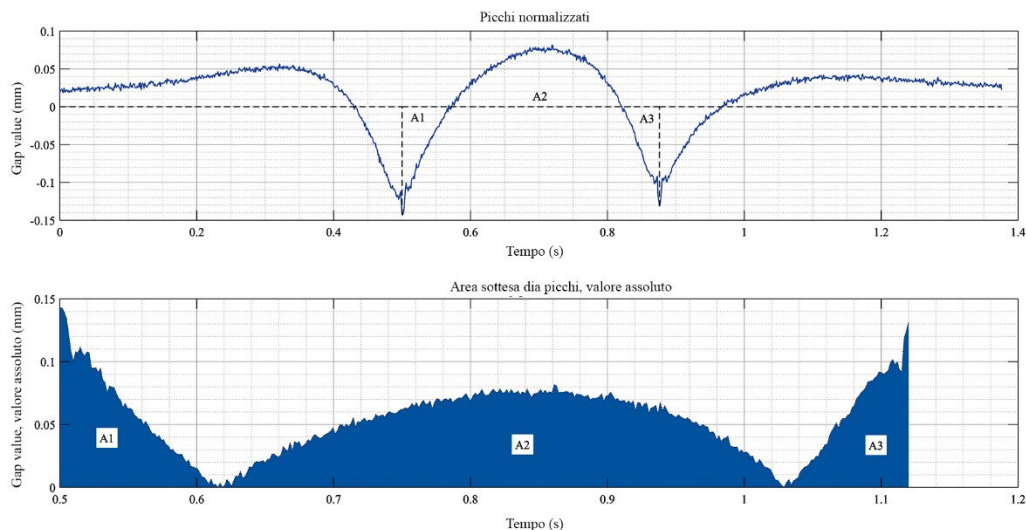


Figura 4-14 Area sottesa da ciascun carrello

La Tabella 4-5 riporta la somma delle aree sottese ($A1 + A2 + A3$) calcolate sui segnali registrati dal sensore 2R per ciascuna coppia di ruote (A_{wp}) durante i transiti di un treno in arrivo e un treno in partenza dalla stazione di Crespellano. Partendo dalla media di tali valori, analogamente a quanto fatto con i dati a bassa frequenza, possono essere introdotte soglie di allarme che, se superate, impongono interventi coerenti con lo stato attuale del giunto e il suo reale fabbisogno manutentivo. A titolo esemplificativo, per i dati del sensore 2R è possibile introdurre due possibili soglie relative a A_{wp} : una di primo livello ottenuta sommando al valore medio più elevato la deviazione standard (pari a 0.002 mm^2 per i treni in arrivo e in partenza) e una di secondo livello calcolata aggiungendo cinque volte la deviazione standard al valore medio massimo. Definite tali soglie, la gestione degli elevati flussi di dati di monitoraggio può essere semplificata, fornendo all'operatore soltanto le informazioni realmente significative.

Tabella 4-5 Area coperta dal passaggio di ciascun carrello (sensore 2R)

		$A_{wp} \text{ (mm}^2\text{)}$						
Mese	Direzione	Carrelli						
		1	2	3	4	5	6	Media
Apr.	Arrivo	0.014	0.010	0.010	0.011	0.011	0.014	0.012
	Partenza	0.014	0.009	0.011	0.010	0.010	0.015	0.011
Mag.	Arrivo	0.014	0.011	0.012	0.011	0.011	0.015	0.012
	Partenza	0.015	0.011	0.011	0.011	0.011	0.014	0.012
Giu.	Arrivo	0.014	0.011	0.011	0.011	0.011	0.014	0.012
	Partenza	0.015	0.011	0.011	0.010	0.011	0.014	0.012

A _{wp} (mm ²)								
Mese	Direzione	Carrelli						
		1	2	3	4	5	6	Media
Lug.	Arrivo	0.016	0.012	0.013	0.012	0.012	0.016	0.013
	Partenza	0.016	0.013	0.012	0.013	0.012	0.016	0.014
Ago.	Arrivo	0.016	0.013	0.013	0.012	0.013	0.016	0.014
	Partenza	0.017	0.013	0.013	0.012	0.012	0.017	0.014
Set.	Arrivo	0.015	0.013	0.013	0.012	0.012	0.016	0.013
	Partenza	0.016	0.012	0.012	0.013	0.013	0.016	0.014
Nov.	Arrivo	0.015	0.013	0.013	0.012	0.012	0.016	0.013
	Partenza	0.016	0.012	0.012	0.012	0.011	0.015	0.013
Dic.	Arrivo	0.016	0.013	0.013	0.012	0.012	0.016	0.014
	Partenza	0.016	0.012	0.012	0.012	0.012	0.015	0.014
Soglie di allarme (mm ²)								
Prima soglia di allarme				0.016				
Seconda soglia di allarme				0.024				

Questo approccio permette di sostituire la manutenzione ciclica con una manutenzione basata sulle condizioni, ottimizzando l'assegnazione delle priorità operative e l'impiego delle risorse. Figura 4-15 sintetizza le fasi descritte.

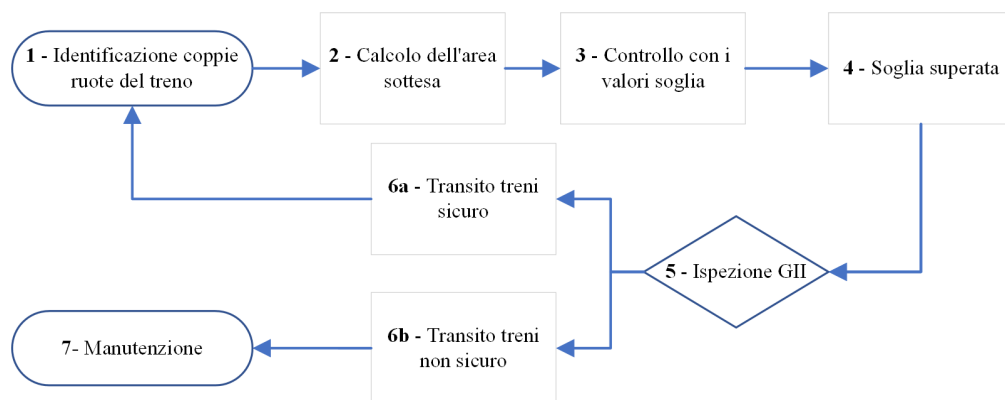


Figura 4-15 Diagramma di flusso che illustra i passaggi per l'utilizzo del valore di A_{wp} (area sottesa dal transito di una coppia di ruote)

4.4 Gemelli digitali per la valutazione di possibili scenari di degrado

I gemelli digitali costituiscono un'estensione naturale e un complemento alle indagini sperimentali, consentendo di ricostruire in ambiente virtuale il comportamento della

s sovrastruttura ferroviaria in condizioni di esercizio reali. Attraverso la modellazione numerica agli elementi finiti, è possibile isolare e analizzare i meccanismi che governano l'interazione tra rotaia, giunti isolati incollati e sistema di supporto, introducendo scenari parametrici in grado di rappresentare sia condizioni nominali di progetto sia situazioni di degrado o anomalia. L'impiego dei gemelli digitali permette pertanto di valutare in maniera sistematica la sensibilità del sistema a fattori chiave quali, tra gli altri, l'adesione tra rotaia e giunto, il precarico iniziale e la rigidità di vincolo del supporto, stimando la risposta in termini di *gap value*, flessione verticale, sviluppo di potenziali zone di plasticizzazione o ulteriori parametri misurabili sul campo. L'analisi agli elementi finiti (FE) è uno dei metodi di simulazione numerica più importanti e potenti, che consente di risolvere in modo rapido e sicuro problemi strutturali e meccanici complessi, simulando anche eventuali condizioni di degrado. Seguendo le tecniche di implementazione dei modelli FE perfezionate in anni di attività nel settore e sfruttando opportune semplificazioni, è possibile ottenere i comportamenti di interesse in modo accurato. Rispetto alle sole prove sperimentali, l'approccio digitale consente di esplorare un ampio spettro di condizioni al contorno e di carico, ampliando le possibilità di analisi e riducendo i vincoli legati alla disponibilità di transiti reali o alla strumentazione installata in sito. Inoltre, la calibrazione dei modelli FE sulla base delle misure acquisite consente di migliorare la robustezza predittiva del gemello digitale, rendendolo ancora di più uno strumento affidabile sia per l'interpretazione dei fenomeni osservati sia per la definizione di strategie di manutenzione predittiva. In questo modo, il gemello digitale non solo supporta l'analisi diagnostica, ma fornisce anche un quadro prospettico sugli scenari di evoluzione del degrado, con particolare attenzione alle zone più sensibili della rotaia. Tra queste, un ruolo critico è rivestito dai fori in corrispondenza dei giunti, elementi strutturalmente vulnerabili, celati dalle ganasce: eventuali fenomeni fessurativi originati in tali punti risulterebbero difficilmente individuabili nelle fasi iniziali, divenendo rilevabili soltanto quando le cricche si propagano fino alla tavola di rotolamento. In tali condizioni il rischio di rottura improvvisa diventa elevato, con conseguenze potenzialmente disastrose, come avvenuto nel già citato incidente di Pioltello [15].

Nei sottoparagrafi seguenti vengono presentati i casi di studio svolti, finalizzati a valutare l'influenza del grado di incollaggio del giunto, delle condizioni di vincolo e di supporto sulla risposta meccanica, evidenziando le implicazioni che ne derivano per la durabilità e l'affidabilità della sovrastruttura ferroviaria.

4.4.1 Influenza dell'incollaggio sul *gap value*

Tra i principali meccanismi di degrado dei giunti, il distacco parziale o totale dell'isolamento epossidico dalla rotaia, dalla barra di giunzione o da entrambi preconfigura quello che viene identificato come "guasto tipico" [7, 33]. In questa sezione viene valutata la risposta meccanica del *GII* in diversi scenari di interazione barra-rotaia associati a tale guasto, con

particolare attenzione al comportamento del *gap value* [27]. Le esperienze svolte ottenendo la misura continua di tale misura, hanno permesso lo sviluppo e la calibrazione di un modello agli elementi finiti di un *GII* simulando il cambiamento della condizione di interfaccia tra le ganasce e le rotaie, valutandone gli effetti nei casi in cui viene superata la resistenza dello strato adesivo [34]. In particolare, il giunto isolato incollato è stato modellato mediante il software commerciale Abaqus/CAE [35], considerando la geometria esatta di tutti i componenti del giunto [36, 37] relativi al tipo di rotaia 50UNI. In particolare, sono stati assemblati virtualmente due spezzoni di rotaia lunghi 300 mm ciascuno, ciascuno provvisto di due fori Ø32; due ganasce a quattro fori Ø32, della lunghezza di 580 mm; quattro chiavarde di diametro Ø26 complete dei relativi organi di fissaggio (rosetta e dado); quattro canotti isolanti con diametro interno Ø27 e diametro esterno Ø31; e infine due sagome isolanti, poste tra ogni ganascia e la rotaia, dotate di quattro fori Ø35. L'*endpost* tra le due rotaie non è stata considerato, poiché non contribuisce in modo significativo alla variazione delle sollecitazioni durante la fase di distacco della resina epossidica [38]. I comportamenti della rotaia, delle barre di giunzione e della resina epossidica sono stati considerati nell'ambito elastico lineare, in corrispondenza dello spostamento imposto. Sia le rotaie sia le barre di giunzione, entrambe realizzate in acciaio per rotaie, così come il materiale isolante in nylon, sono caratterizzati da:

$$\text{Modulo elastico acciaio} \quad E = 210,000 \text{ MPa}$$

$$\text{Coefficiente di Poisson acciaio} \quad \nu = 0.30$$

$$\text{Modulo elastico nylon} \quad E = 1,590 \text{ MPa}$$

$$\text{Coefficiente di Poisson nylon} \quad \nu = 0.39$$

Per garantire una migliore rappresentazione nel modello, l'insieme formato da resina e fibre responsabili dell'incollaggio, normalmente interposto a contatto con la rotaia, non è stato esplicitamente modellato. Tale componente è stato sostituito da un'interfaccia coesiva, nella quale il comportamento trazione-separazione è stato descritto attraverso i coefficienti di rigidità nelle tre direzioni. Considerando lo spessore complessivo di resina e fibre di rinforzo pari a circa 3 mm, i valori adottati sono:

$$k_{nn} = 500 \text{ MPa/mm} \quad k_{ss} = 160 \text{ MPa/mm} \quad k_{tt} = 160 \text{ MPa/mm}$$

Il contatto adottato è stato di tipo “superficie-su-superficie”, assegnando il ruolo di master (superficie di riferimento, generalmente più ampia o rigida) e quello di slave (superficie che si adatta alla geometria del master) alle parti in interazione. Tra barre di giunzione e rotaie è stata applicata la proprietà coesiva precedentemente descritta, mentre per le altre interazioni è stato utilizzato un contatto unilaterale: in direzione normale è stato imposto l’*hard contact* per evitare compenetrazioni, mentre in direzione tangenziale è stato escluso l’attrito.

L’analisi è finalizzata a osservare la risposta del giunto a una variazione fissata di apertura del *gap*, riproducendo una cinematica equivalente a quella misurata sperimentalmente a Crespellano. A tal fine, la faccia sinistra della sezione di rotaia sinistra è stata vincolata con un incastro ($u_1 = u_2 = u_3 = 0$), mentre alla faccia destra della sezione di rotaia destra è stato assegnato uno spostamento in direzione longitudinale z , imponendo un valore confrontabile con i picchi registrati in situ ($u_1 = u_2 = 0$; $u_3 = 0.1 \text{ mm}$) (Figura 4-16a).

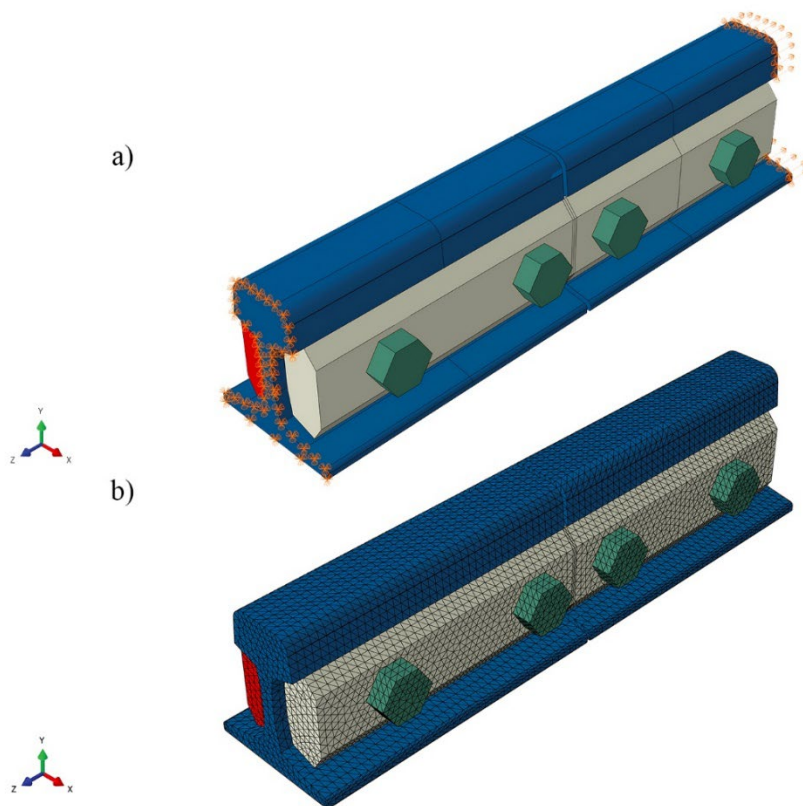


Figura 4-16 Modello solido in Abaqus: a) condizioni di vincolo e di carico; b) mesh

Dopo aver definito tutte le componenti del giunto, queste sono state discretizzate per generare una rete di nodi sui quali saranno calcolate le soluzioni numeriche. Tale discretizzazione, nota come *mesh*, può assumere configurazioni e dimensioni differenti in funzione della precisione

richiesta e dei tempi di calcolo desiderati. Per il presente studio, si è scelto di adottare elementi tetraedrici quadratici a 10 nodi, con dimensione elementare pari a 7.5 mm, garantendo così la presenza di almeno due elementi lungo la sezione del gambo della rotaia (Figura 4-16b).

Sono stati analizzati diversi scenari di interazione barra-rotaia. Assegnando sempre lo stesso ordine di grandezza dello spostamento misurato nelle misure a bassa frequenza, pari a 0.1 mm in direzione assiale (asse z), si è proceduto all'analisi del comportamento del GII nei seguenti casi (Figura 4-17 - Tabella 4-6):

- Giunto perfettamente incollato (*condizione A*): non si verifica alcun distacco tra barre di giunzione e rotaie; il contatto è governato dalla proprietà coesiva descritta.
- Giunto con distacco totale (*condizione B*): distacco completo tra barre di giunzione e rotaie; non vi è interpenetrazione tra le parti modellate in direzione normale e non vi è attrito in direzione tangenziale.
- Giunto con distacco parziale simmetrico (*condizione C*): distacco completo tra le barre di giunzione e la rotaia 2 (destra), mentre permane il legame coesivo tra barre e rotaia 1 (sinistra).
- Giunto con distacco parziale asimmetrico (*condizione D*): distacco tra una faccia della rotaia 2 e la barra di giunzione, mentre le restanti tre zone rimangono vincolate dal legame coesivo.

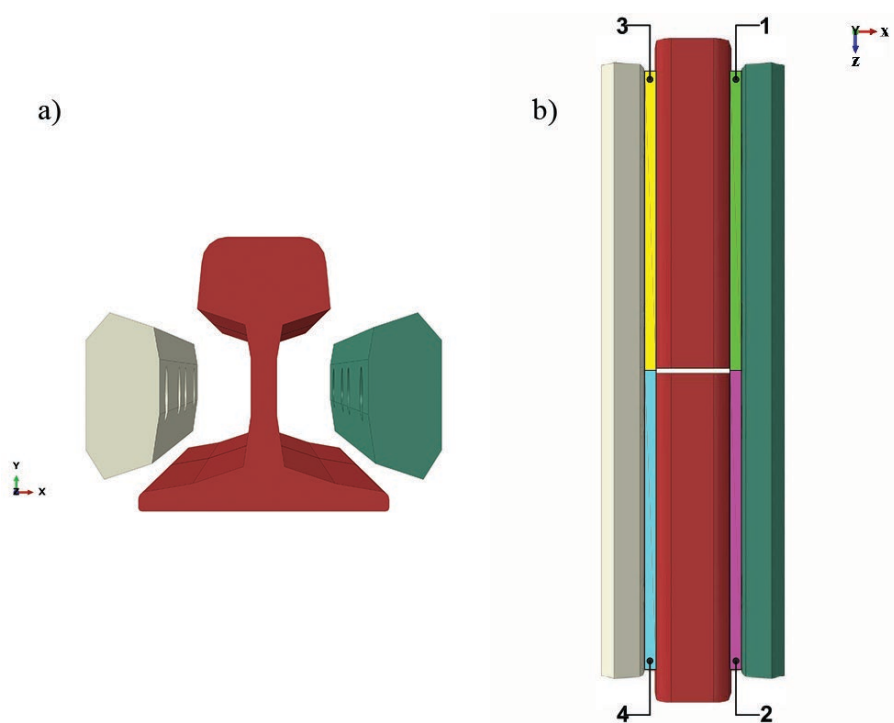


Figura 4-17 Modello agli elementi finiti: a) vista esplosa; b) identificazione zone in cui è stata fatto variare l'incollaggio

Tabella 4-6 Schema casi analizzati in riferimento a Figura 4-16b

Condizioni simulate	Proprietà coesiva	Contatto unilatero
A: perfetto incollaggio	1-2-3-4	-
B: distacco totale	-	1-2-3-4
C: distacco parziale simmetrico	1-3	2-4
D: distacco parziale asimmetrico	1-2-3	4

Vengono presentati i risultati dell'analisi, evidenziando i valori della deformazione assiale (ϵ_{33}) al fine di valutare la risposta del giunto nelle quattro condizioni studiate. I risultati sono visualizzati in Figura 4-18, dove vengono rappresentate le ganasce, mentre in Figura 4-19 sono riportate le sole rotaie.

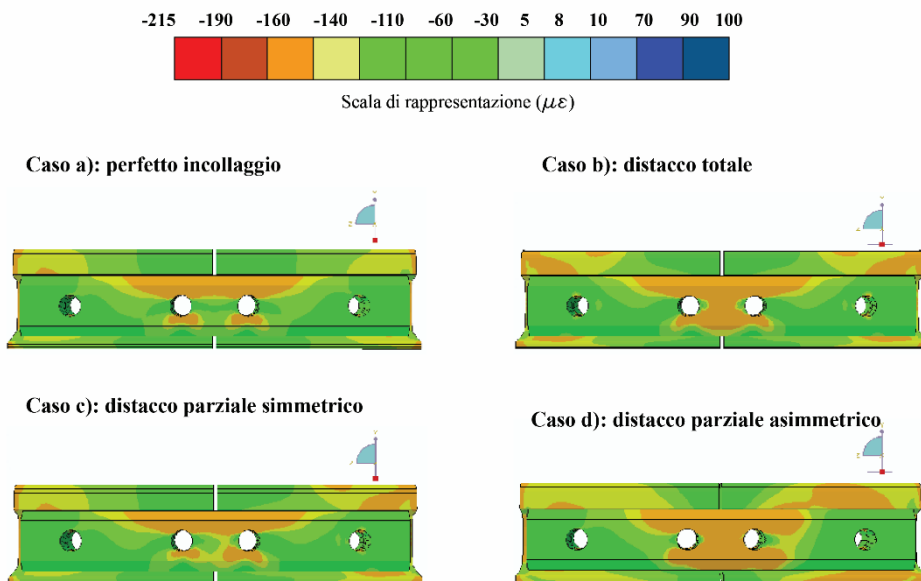


Figura 4-18 Deformazione assiale nei casi analizzati; elementi rappresentati: rotaie e barre di giunzione

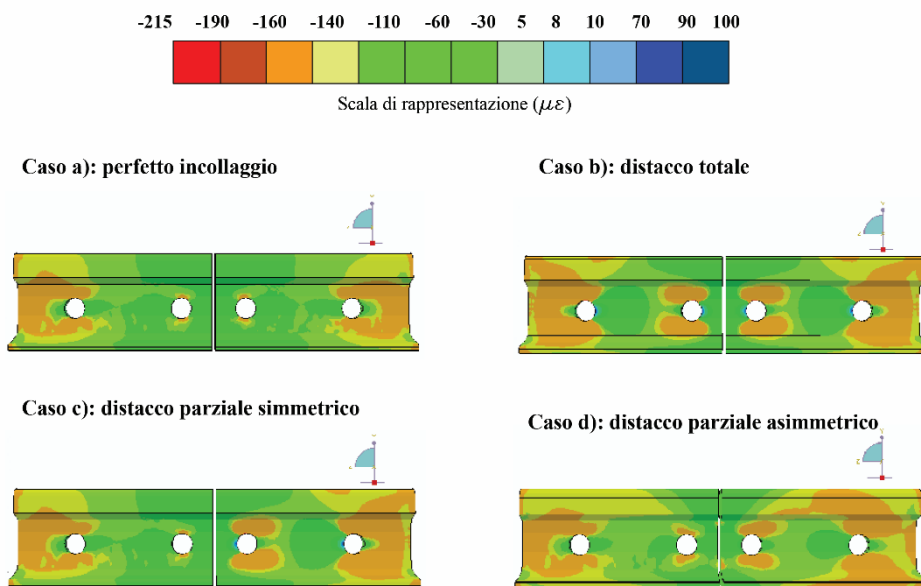


Figura 4-19 Deformazione assiale nei casi analizzati; elementi rappresentati: solo le rotaie

Le mappe di deformazione generate per la componente assiale (ϵ_{33}) evidenziano come le deformazioni nei fori siano significativamente maggiori nei casi in cui è stato simulato il distacco della barra del giunto, rispetto alla condizione con contatto coesivo tra rotaia e barra. Questo comportamento indica chiaramente che la perdita di continuità nel contatto aumenta gli sforzi locali, con possibili conseguenze strutturali. Tra le condizioni analizzate, la simulazione evidenzia che la situazione più critica risulta essere il caso *d* in cui è stato simulato il distacco parziale asimmetrico, in questa condizione le zone con deformazione elevata nei fori risultano chiaramente più estese rispetto alle altre configurazioni. L'amplificazione di tali sforzi può favorire l'insorgenza di cedimenti meccanici [7], determinando ovalizzazione dei fori e, in ultima istanza, la formazione di cricche, rendendo necessario anticipare gli interventi di manutenzione. Inoltre, un'eccessiva labilità del giunto può provocare disallineamenti nelle sezioni di rotaia adiacenti [39]; tale condizione può provocare l'usura o il sovraccarico del materiale plastico di isolamento, il decadimento dell'efficacia di fissaggio delle chiavarde, il movimento della ganascia e conseguenti disallineamenti dei tronchi di rotaia, condizione non rilevabile dai dispositivi che monitorano esclusivamente il *gap value*.

4.4.2 Analisi del comportamento delle configurazioni supportata e sospesa in funzione delle condizioni di precarico

Come anticipato, negli ultimi anni la diffusione di traverse doppie in calcestruzzo armato precompresso, progettate specificamente per i giunti incollati, ha reso ancora più rilevante

l'analisi del comportamento meccanico dei giunti in funzione del tipo di supporto. Questa soluzione consente di supportare completamente entrambi i lati del giunto, anziché lasciare un'interruzione tra traversine, garantendo maggiore inerzia e rigidità. I giunti supportati da traverse doppie tendono a mostrare deformazioni ridotte e una migliore stabilità rispetto alle configurazioni sospese, evidenziando in misura maggiore la necessità di valutare l'influenza del tipo di supporto sulla risposta meccanica (Figura 4-20).

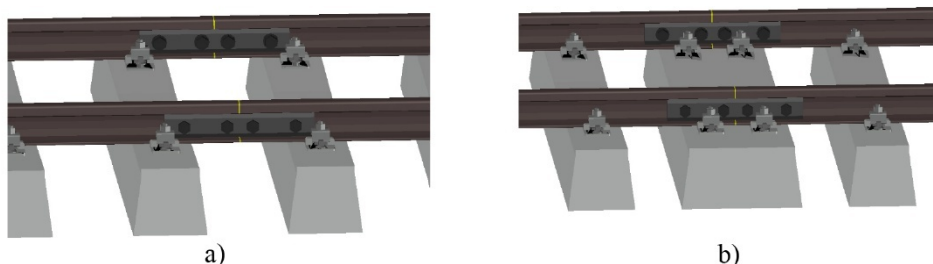


Figura 4-20 Supporto traversine giunto: a) configurazione sospesa; b) configurazione supportata [5]

Per indagare l'influenza combinata del precarico dei bulloni e delle condizioni di supporto, si è quindi adottato un approccio numerico considerando spezzoni di rotaia più estesi rispetto a quanto analizzato in precedenza, in modo da includere la distribuzione dei carichi lungo una porzione più rappresentativa della sovrastruttura e valutare correttamente la risposta dei giunti nelle diverse configurazioni di supporto. L'analisi è stata condotta sviluppando un modello agli elementi finiti capace di riprodurre la risposta del giunto in diverse condizioni di supporto e precarico, simulando scenari di degrado progressivo attraverso una riduzione controllata, con l'obiettivo di valutare l'evoluzione della rigidità locale, delle deformazioni e del trasferimento dei carichi lungo la rotaia. La progressiva perdita di precarico è stata modellata variando il valore di P_b per quantificare la sensibilità del giunto a fenomeni quali il gioco bullone-foro, l'aumento dei momenti flettenti e la concentrazione di sforzo attorno ai fori, condizioni notevolmente correlate all'insacco di ovalizzazioni e cricche.

Nel caso studio, il *GII* è stato modellato considerando la geometria relativa alla rotaia tipo 50 UNI. Il modello è stato realizzato mediante l'assemblaggio digitale di due spezzoni di rotaia, collegati da due barre di giunzione e serrati tramite quattro bulloni. In questo caso, le superfici isolanti, come i canotti dei bulloni o quelle tra rotaia e barre, non sono state incluse, poiché svolgono esclusivamente funzione di isolamento elettrico e, dal punto di vista meccanico, non contribuiscono direttamente alla capacità portante né all'integrità strutturale del giunto. Sono stati modellati due tratti di binario da 6 m giuntati, con acciaio per rotaie avente le stesse proprietà descritte nel caso precedente. Tale lunghezza è coerente con precedenti studi [9, 40, 41], in quanto sufficiente ad assorbire le sollecitazioni dinamiche indotte dal passaggio della ruota. La rotaia è stata rappresentata come una trave su fondazione elastica, in cui la rigidità della fondazione

tiene conto di tutti gli strati che compongono la sovrastruttura. Per limitare il carico computazionale non sono state modellate le traversine sostituendole con una proprietà che tenesse conto della risposta globale della sovrastruttura (Figura 4-21).

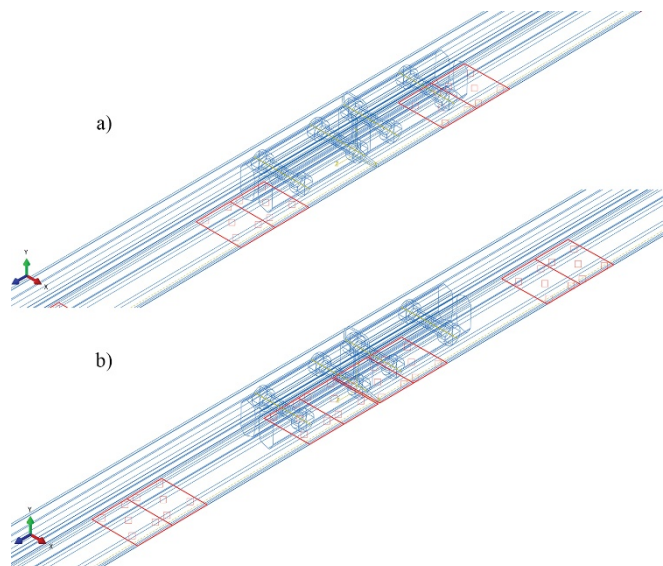


Figura 4-21 Una vista prospettica del modello 3D, che evidenzia la suddivisione delle facce inferiori delle rotaie (traversine): a) caso sospeso; b) caso supportato

Il piede della rotaia è stato quindi suddiviso in porzioni di 200 mm di lunghezza e spessore equivalente all'altezza della sezione, all'interno delle quali è stata attribuita una fondazione elastica di rigidità 0.2 N/mm^3 [1, 2]. Questa discretizzazione corrisponde all'impiego di traverse monoblocco in cemento armato precompresso per scartamento ordinario, ripetute con un passo di 600 mm. Nel caso supportato, è stato considerato l'utilizzo di traverse speciali per giunti, raddoppiando l'area di appoggio e mantenendo invariata la distanza tra traverse, così da estendere l'appoggio fino a coprire quasi interamente la zona di giunzione. Tra le componenti modellate è stata adottata un'interazione di contatto generale (*general contact*), poiché, rispetto al caso precedente, l'aumento dell'estensione del modello fisico renderebbe l'impiego di un contatto superficie-su-superficie troppo oneroso dal punto di vista computazionale. Nella direzione normale è stato considerato un contatto unilatero (*hard contact*), mentre in quella tangenziale è stato impostato un coefficiente di attrito pari a 0.2, garantendo così un comportamento realistico dei contatti senza appesantire i tempi di calcolo. La prima faccia della rotaia sinistra è stata vincolata, bloccando gli spostamenti lungo le due direzioni ortogonali all'asse della rotaia. Per l'applicazione del carico dinamico è stata modellata una singola ruota con diametro esterno di 920 mm, valore rappresentativo delle ruote utilizzate nei convogli merci leggeri e nei treni passeggeri convenzionali. Contestualmente è stata introdotta una condizione al contorno che

assicura il mantenimento dell'allineamento ruota-rotaia durante il moto, così da riprodurre in maniera corretta l'effettiva trasmissione del carico. La mesh del modello solido è stata generata utilizzando elementi tetraedrici lineari (C3D4) per la maggior parte dei componenti, a causa della complessità geometrica del sistema. La rotaia rappresenta l'unica eccezione, essendo stata discretizzata con elementi tetraedrici quadratici (C3D10) al fine di garantire una maggiore accuratezza, in quanto la sua risposta al passaggio del carico costituisce l'aspetto principale dell'analisi (Figura 4-21).

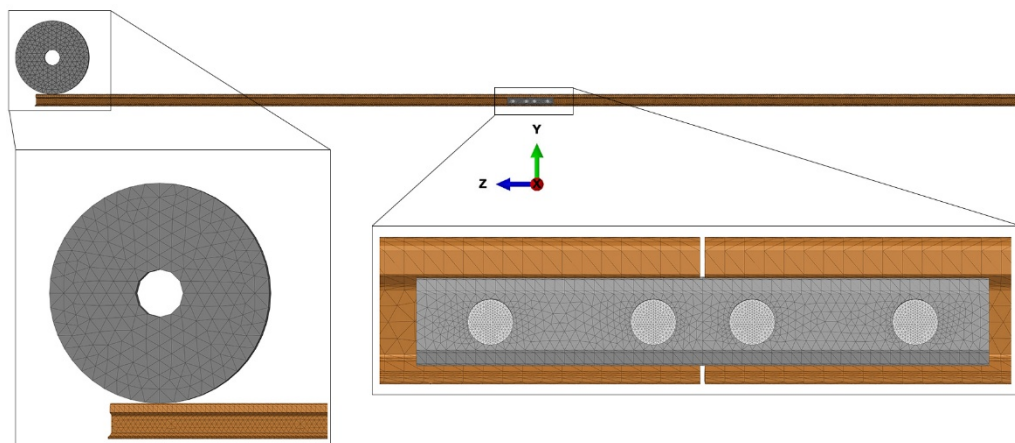


Figura 4-22 Modello solido: mesh globale e dettagli ruota e GI

Le dimensioni degli elementi sono state definite a seguito di uno studio di convergenza della mesh, con una discretizzazione più fitta nell'anima della rotaia, in corrispondenza dei fori per i bulloni del giunto. Tale configurazione consente di ottenere un equilibrio ottimale tra precisione dei risultati e costo computazionale. La qualità della mesh è confermata dal valore di *aspect ratio*, inferiore a 10 per circa il 95% degli elementi.

L'analisi è stata, quindi, condotta in due fasi. Nella prima fase sono stati applicati tutti i vincoli e i precarichi dei bulloni. Nella seconda fase è stato imposto il carico della ruota. In particolare, il precarico applicato a ciascun bullone è stato ricavato applicando l'equazione 4.1 in cui sono stati fissati:

- T è la coppia di serraggio specificata dal costruttore, pari a 1'050'000 N·mm
- k_b è il coefficiente di attrito del bullone pari a 0.2
- D è il diametro del bullone pari a 26 mm

Ottenendo un valore di precarico totale pari a:

$$P_b = \frac{T}{k_b D} = \frac{1'050'000}{0.2 \cdot 26} \cong 200'000 \text{ N}$$

È stato definito un primo step della durata di 0.1 s. In questa fase sono state applicate le condizioni al contorno e il precarico dei quattro bulloni. Successivamente è stato imposto il carico verticale simulando il transito di una singola ruota a velocità costante di 16 m/s, con passo di integrazione temporale pari a 0.1 m/s. Considerando l'estensione della rotaia modellata, questa fase corrisponde a un intervallo temporale simulato 0.75 s, portando tale intervallo comprensivo delle due fasi, precarico e carico dinamico, a 0.85 s. L'entità del carico applicato è pari a 11 tonnellate, corrispondente al passaggio su una linea di categoria D₂ secondo la norma EN 15528, una delle classi più gravose. Al fine di confrontare le due configurazioni possibili (1: configurazione sospesa, 2: configurazione supportata) sono state considerate le seguenti condizioni operative:

- A: precarico completo, rappresentativo delle condizioni ottimali di esercizio.
- B: precarico parziale, simulando una perdita di precarico nel corso della vita utile del giunto. In questo caso, il valore di P_b è stato ridotto al 10% del valore iniziale per riprodurre condizioni di ridotto precarico.

La rigidità a flessione di un giunto isolato incollato è generalmente inferiore a quella delle rotaie stesse. Di conseguenza, il passaggio delle ruote genera deformazioni più pronunciate nella zona del giunto [26]. La soluzione supportata caratterizzata da un allargamento nella zona di appoggio della rotaia, devono essere compatibili con le normali operazioni di manutenzione meccanizzata, come ad esempio la rinalzatura del ballast. Di seguito vengono analizzati i risultati delle simulazioni condotte, analizzando il comportamento del giunto durante l'applicazione del carico nei quattro scenari studiati. La Figura 4-23 mostra le deformazioni verticali (u_2 , lungo l'asse y del sistema di riferimento illustrato in Figura 4-22) della tavola di rotolamento rotaia, catturando l'istante in cui la ruota si trova tra le due sezioni di rotaia giuntate. La configurazione supportata fornisce un sostegno maggiore nella zona di discontinuità tra le due sezioni di rotaia adiacenti. Considerando il caso operativo completo, in cui è stato applicato il massimo precarico di 200'000 N, si osserva una deflessione minima pari a -7.51 mm nel caso sospeso e -5.63 mm nel caso supportato; questa differenza evidenzia che la configurazione supportata, offrendo maggiore stabilità al sistema, determina una riduzione percentuale della deflessione pari al 33%. Analogamente, nel caso di precarico parziale, con un valore di 20'000 N, la deflessione minima risulta pari a -8.81 mm per il giunto sospeso e -6.35 mm per quello supportato, corrispondente a una riduzione della deflessione del 38% nella configurazione supportata. Nel caso sospeso, la perdita del 90% del precarico dei bulloni comporta un incremento della deflessione del 17%, mentre nella configurazione supportata tale incremento si attesta al 12%.

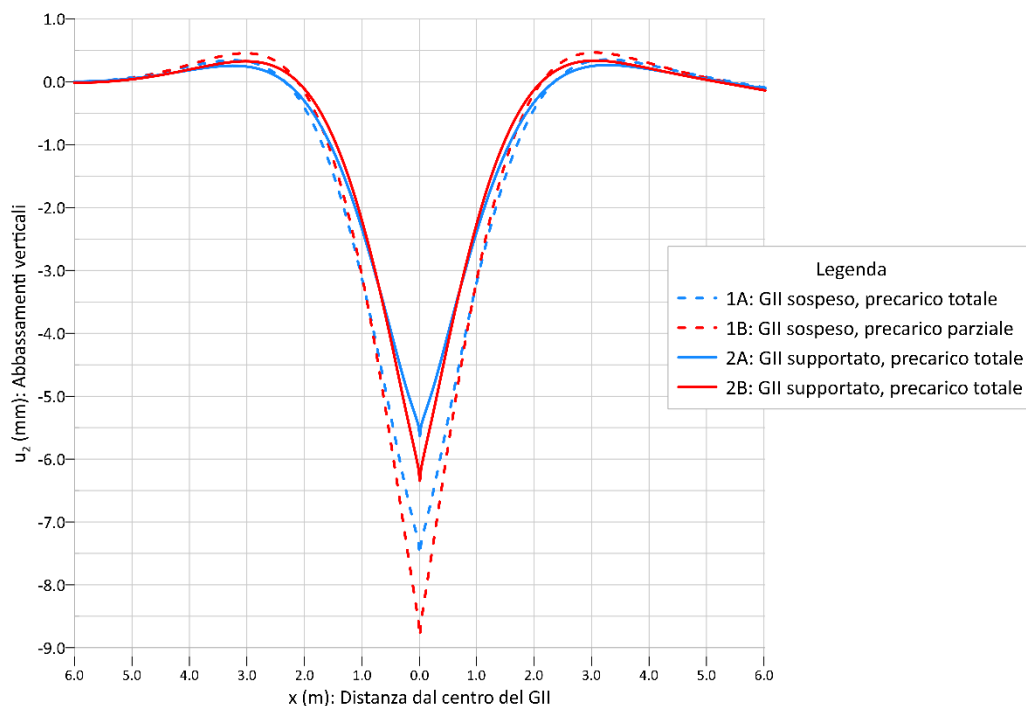


Figura 4-23 Abbassamento verticale al variare del precarico: GII sospeso e supportato

Oltre alla deflessione verticale, è possibile valutare la variazione del *gap* longitudinale, come fatto nello studio precedente. In particolare, i valori ottenuti risultano compatibili con l'esperienza di Crespellano, considerando la scelta di impiegare nel modello un carico più gravoso rispetto a quello corrispondente all'elettrotreno Stadler in esercizio nella linea oggetto del monitoraggio discusso nella sezione precedente. Anche per questo parametro nel caso sospeso, i valori di ΔL risultano maggiori rispetto a quelli osservati nella configurazione supportata. Considerando sia il precarico totale sia quello parziale, il *gap* misurato nel giunto sospeso risulta circa il 30% più elevato rispetto alla soluzione supportata. Per future campagne sperimentali in campo, il framework proposto al capitolo precedente potrebbe risultare più congeniale al monitoraggio dei GII, integrando oltre alla misura del *gap* (ΔL), anche la misura dell'abbassamento verticale. Una simile configurazione fornirebbe una caratterizzazione più esaustiva del comportamento del giunto, agevolando l'individuazione precoce di configurazioni critiche e supportando la pianificazione di interventi manutentivi mirati. La Tabella 4-7 riassume i parametri considerati come output del modello studiato.

Tabella 4-7 Risultati numerici simulazione: *GII sospeso e supportato.*

Casi	Abbassamento vetivale minimo (mm)	$\Delta L = \text{gap value}$ (mm)	Sforzo di Von Mises nei fori della rotaia (MPa)
1A: <i>GII</i> sospeso, precarico totale	-7.51	0.56	150
1B: <i>GII</i> sospeso, precarico parziale	-8.81	0.83	250
2A: <i>GII</i> supportato, precarico totale	-5.63	0.4	120
2B: <i>GII</i> supportato, precarico parziale	-6.35	0.59	160

Le differenze riscontrate sono confermate dall'analisi degli sforzi di Von Mises. In particolare, la Figura 4-24 mostra gli sforzi nella zona dei fori della rotaia, punti critici soggetti a fessurazione.

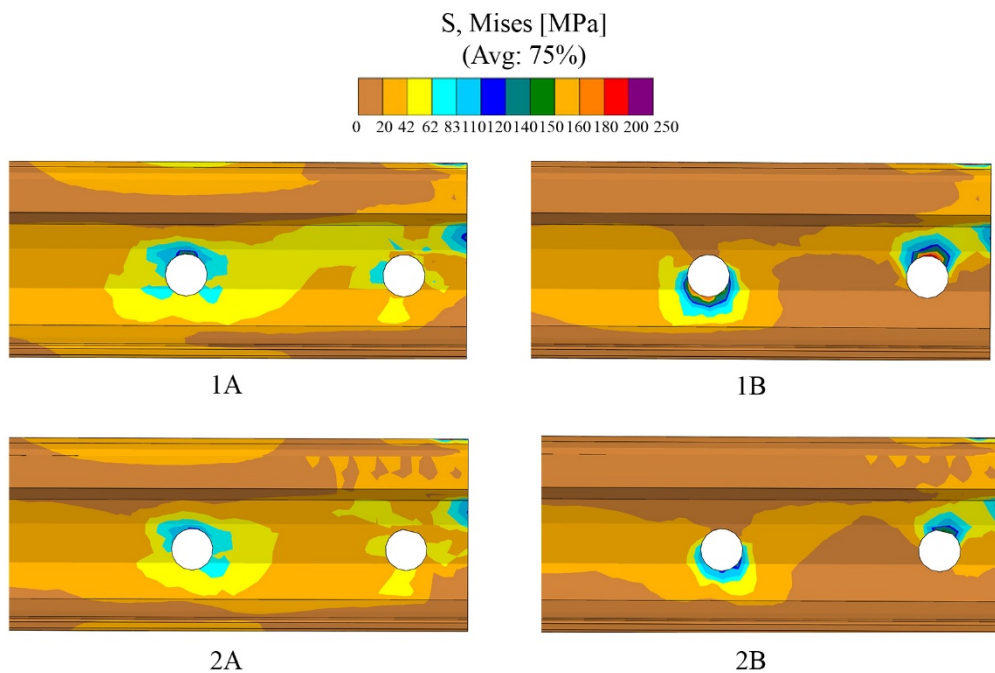


Figura 4-24 Sollecitazioni di Von Mises dei fori di rotaia nei casi sospesi e supportati, al variare del precarico

Anche in questo caso il caso più critico risulta essere la configurazione 1B, caratterizzata da *GII* sospeso e precarico parziale, in cui gli sforzi risultano maggiori. In questo scenario, gli sforzi nei fori della rotaia raggiungono valori massimi oltre il 35% superiori rispetto alla configurazione supportata, indicando potenziali condizioni di cedimento. I risultati ottenuti evidenziano l'importanza del precarico dei bulloni e del tipo di supporto nella determinazione delle prestazioni strutturali del giunto. Tali informazioni risultano fondamentali per ottimizzare progettazione e manutenzione dei giunti ferroviari, garantendo un funzionamento sicuro ed efficiente nel tempo.

I risultati ottenuti suggeriscono una preferenza verso i *GII* supportati. Infatti, l'uso di traverse speciali, modellate in questo studio con una superficie di supporto raddoppiata o comunque con appoggio sull'*endpost*, garantisce spostamenti e sforzi inferiori rispetto al caso sospeso, riducendo l'usura delle barre di giunto e prolungando la vita utile del giunto. Tuttavia, occorre considerare l'incremento delle forze d'impatto associato a questa configurazione e la necessità di verificarne la compatibilità con le operazioni automatizzate di manutenzione del ballast. L'impiego di un gemello digitale per la valutazione delle condizioni di un *GII* costituisce un'opportunità significativa per futuri sviluppi. In questo studio, l'analisi si è focalizzata sulla valutazione della perdita di precarico dei bulloni nelle due configurazioni considerate. L'integrazione di ulteriori variabili, quali ad esempio l'impiego di traverse di nuova concezione o altre configurazioni di supporto ottimizzate, permetterà di approfondire lo studio del comportamento del giunto, consentendo analisi più dettagliate e mirate per ridurre le criticità e ottimizzare le prestazioni di questo componente nella sovrastruttura ferroviaria.

4.5 Conclusioni del capitolo

Le attività sviluppate hanno dimostrato come lo studio dei giunti isolati incollati richieda un approccio integrato, in grado di ottimizzare osservazioni sperimentali e simulazioni numeriche. L'esperienza maturata presso la stazione di Crespellano dimostra come la misura del valore di *gap* (ΔL) possa costituire una strategia concreta e sostenibile per il monitoraggio dei giunti isolati incollati. Pur trattandosi di un parametro semplice, la sua affidabilità consente di individuare soglie di variazione utili a definire criteri quantitativi per la valutazione dello stato del giunto. In questa prospettiva, la misura del ΔL non va intesa soltanto come un indicatore geometrico, ma come la base per costruire modelli previsionali e strumenti di supporto decisionale. La capacità di fornire in tempo reale dati sintetici, confrontabili e facilmente leggibili da parte dell'operatore, consente infatti di semplificare la gestione di grandi volumi di informazioni e di trasformare le misure in azioni concrete. Tuttavia, un dispositivo che registra soltanto la variazione di apertura tra due tronchi di rotaia adiacenti risulta utile a monitorare una giunzione incollata, ma di per sé non risolutivo a valutare tutte le problematiche che possono affliggerla. La misura del *gap* costituisce un primo passo concreto verso l'implementazione di sistemi di monitoraggio sempre più completi, nei quali l'informazione geometrica, acquisita in modo continuo e affidabile, può essere integrata con ulteriori parametri dinamici o ambientali,

inclusi spostamenti verticali della rotaia, fornendo un supporto ancora più efficace e mirato alle decisioni manutentive sui giunti isolati incollati. La modellazione numerica svolta ha permesso di costruire un vero e proprio gemello digitale del giunto isolato incollato, capace di riprodurre con elevato dettaglio il comportamento meccanico della sovrastruttura in diverse condizioni di vincolo e di precarico. Le simulazioni hanno evidenziato differenze significative tra le configurazioni supportata e sospesa, mostrando come l'impiego di traverse speciali consenta di ridurre deformazioni e tensioni, con benefici in termini di durabilità e affidabilità. Inoltre, l'analisi ha consentito di distinguere tra condizioni sicure e non sicure, simulando scenari di degrado severo come la perdita di precarico dei bulloni o il degrado della condizione di incollaggio: situazioni che, se non intercettate per tempo, possono condurre a stati critici e compromettere la sicurezza dell'infrastruttura.

Il valore aggiunto di questo approccio risiede nell'integrazione tra monitoraggio e simulazione: da un lato, i dati di campo consentono di calibrare e validare i modelli numerici, dall'altro i gemelli digitali ampliano le possibilità interpretative, esplorando condizioni non direttamente osservabili. I risultati ottenuti in scenari non sicuri assumono particolare rilevanza perché possono essere utilizzati come banca dati virtuale per l'addestramento di algoritmi di intelligenza artificiale [42], fornendo una base solida per la definizione di strategie di *Structural Health Monitoring (SHM)* e di manutenzione predittiva. In prospettiva, l'evoluzione verso gemelli digitali cognitivi, integrati con *AI*, *Big Data* e *IoT*, rappresenta la direzione più promettente per la gestione proattiva della manutenzione ferroviaria. Un gemello digitale arricchito da variabili aggiuntive, come nuove tipologie di traverse, configurazioni di supporto ottimizzate o condizioni ambientali differenti, consentirà di prevedere i possibili cicli di degrado del giunto e di programmare gli interventi in modo mirato, riducendo tempi e costi di manutenzione, aumentando la vita utile dell'elemento e garantendo la continuità del servizio in condizioni di massima sicurezza. In questo quadro, i risultati della ricerca confermano che l'adozione dei gemelli digitali non rappresenta soltanto un supporto diagnostico, ma un vero e proprio strumento strategico per la gestione del rischio e per l'innovazione dei processi manutentivi, con un impatto diretto sulla sicurezza, l'affidabilità e la sostenibilità dell'infrastruttura ferroviaria.

Note

Gli argomenti trattati in questo capitolo fanno riferimento diretto alle pubblicazioni scientifiche elencate di seguito.

- La Placa, A., Freddi, F., Giuliani, F.: Bonded insulated rail joint monitoring using gap opening variation with fibre optic sensors: analytical validation and limits.

- Transportation Research Procedia. 74, 1007–1014 (2023).
<https://doi.org/10.1016/j.trpro.2023.11.237>
- La Placa, A., Freddi, F., Giuliani, F.: Monitoring of Insulated Rail Joints Based on Gap Value Measurement. Urban Rail Transit. 1, 1–14 (2023).
<https://doi.org/10.1007/s40864-023-00206-0>
 - La Placa, A., Benelli, F., Bianchi, G., Freddi, F., Giuliani, F.: Behaviour of supported and unsupported insulated rail joint under different preload conditions. Transportation Research Procedia. (2025). <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2025.06.013>
 - Bianchi, G., Freddi, F., Giuliani, F., La Placa, A.: Implementation of an AI-based predictive structural health monitoring strategy for bonded insulated rail joints using digital twins under varied bolt conditions. Railway Engineering Science. (2025).
<https://doi.org/10.1007/s40534-024-00371-3>

Bibliografia

1. Bono, G., Focacci, C., Lanni, S.: La sovrastruttura ferroviaria. CIFI, Roma (1997).
2. Esveld, C.: Modern Railway Track. MRT-Productions, The Netherlands (2001).
3. Mandal, N.K., Dhanasekar, M.: Sub-modelling for the ratchetting failure of insulated rail joints. Int J Mech Sci. 75, 110–122 (2013).
<https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2013.06.003>.
4. Kerr, A.D.: Fundamentals of Railway Track Engineering. Simmons-Boardman Books, Inc, Omaha, NE (2003).
5. La Placa, A., Benelli, F., Bianchi, G., Freddi, F., Giuliani, F.: Behaviour of supported and unsupported insulated rail joint under different preload conditions. Transportation Research Procedia. (2025). <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2025.06.013>.
6. Rete Ferroviaria Italiana (RFI): Specifiche Tecniche di Fornitura: RFI TCAR SF AR 07 008 A – Giunzioni Incollate Isolanti, (2016).
7. Davis, D.D., Akhtar, M.N., Kohake, E., Horiszny, K.: Effects of heavy axle loads on bonded insulated joint performance. In: Proceedings of the AREMA Annual Conference. , Chicago, IL (2005).
8. International Union of Railways (UIC): High-Speed around the World: Historical, geographical, and technological development, https://uichighspeed.org/wp-content/uploads/2023/03/High-Speed-around-the-world_FINAL.pdf, (2023).
9. Mandal, N.K., Spiryagin, M., Wu, Q., Wen, Z., Stichel, S.: FEA of mechanical behaviour of insulated rail joints due to vertical cyclic wheel loadings. Eng Fail Anal. 133, 105966 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105966>.

10. Dangre, H.: A Review on Insulated Rail Joints (IRJ) Failure Analysis. *International Journal of Advanced Research and Publications*. 3, 1–5 (2019).
11. Yella, S., Ghiamati, S., Dougherty, M.: Condition monitoring of wooden railway sleepers using time-frequency techniques and pattern classification. *Conf Proc IEEE Int Conf Syst Man Cybern*. 4164–4169 (2009). <https://doi.org/10.1109/ICSMC.2009.5346713>.
12. RFI (Rete Ferroviaria Italiana). Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane: Procedura operativa subdirezionale RFI DPR PS IFS 118 B, Fabbricazione e gestione GII. (2014).
13. Rail Accident Investigation Branch: Rail Accident Investigation Branch, <https://www.gov.uk/government/organisations/rail-accident-investigation-branch>, (2025).
14. Wang, Z., Su, G., Skitmore, M., Chen, J., Chan, A.P.C., Xia, B.: Human Error Risk Management Methodology for Rail Crack Incidents. *Urban Rail Transit*. 1, 257–265 (2015). <https://doi.org/10.1007/S40864-016-0032-2/FIGURES/6>.
15. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (IT): Relazione di indagine sullo svio del treno 10452 del 25.01.2018 in prossimità della stazione di Pioltello Limito della linea Milano-Brescia. (2019).
16. Ministry of Transport (UK): Report on the Derailment that occurred on 5th November, 1967 near Hither Green. (1968).
17. Antognoli, M., Marinacci, C., Ricci, S., Rizzetto, L.: Requirement specifications for track measuring and monitoring systems. *Ingegneria Ferroviaria*. 75, 841–864 (2020).
18. Talib, N.H., Hasnan, K. Bin, Nawawi, A. Bin, Abdullah, H.B., Elewe, A.M.: Monitoring Large-Scale Rail Transit Systems Based on an Analytic Hierarchy Process/Gradient-Based Cuckoo Search Algorithm (GBCS) Scheme. *Urban Rail Transit*. 6, 132–144 (2020). <https://doi.org/10.1007/S40864-020-00126-3/FIGURES/10>.
19. The American Railway Engineering and Maintenance of Way Association: *Communications & Signals Manual, Part 8.6.35*, (2000).
20. Molodova, M., Oregui, M., Núñez, A., Li, Z., Dollevoet, R.: Health condition monitoring of insulated joints based on axle box acceleration measurements. *Eng Struct*. 123, 225–235 (2016). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.018>.
21. Sun, Y.Q., Spiriyagin, M., Wu, Q., Cole, C., Ma, W.H.: Feasibility in assessing the dipped rail joint defects through dynamic response of heavy haul locomotive. *Journal of Modern Transportation*. 26, 96–106 (2018). <https://doi.org/10.1007/s40534-018-0159-9>.
22. Carolan, M.E., Jeong, D.Y., Perlman, A.B.: *Engineering Studies on Joint Bar Integrity, Part II: Finite Element Analyses*. (2014).
23. RFI (Rete Ferroviaria Italiana). Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane: Specifica funzionale RFI TCAR SF AR 12 004 A, Sistema di monitoraggio dei giunti isolati incollati. Specifica del sensore. (2012).

24. Zimmermann, H.: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Ernst & Korn, Berlin (1888).
25. Timoshenko, S.P., Langer, J.M.: Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill, New York (1973).
26. Kerr, A.D., Cox, J.E.: Analysis and tests of bonded insulated rail joints subjected to vertical wheel loads. *Int J Mech Sci.* 41, 1253–1272 (1999). [https://doi.org/10.1016/S0020-7403\(98\)00042-3](https://doi.org/10.1016/S0020-7403(98)00042-3).
27. La Placa, A., Freddi, F., Giuliani, F.: Bonded insulated rail joint monitoring using gap opening variation with fibre optic sensors: analytical validation and limits. *Transportation Research Procedia.* 74, 1007–1014 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2023.11.237>.
28. Mayers, A.C.: An Investigation of the Structural Mechanics of Insulated Rail Joints, <https://eprints.qut.edu.au/122878/>, (2018).
29. La Placa, A., Freddi, F., Giuliani, F.: Monitoring of Insulated Rail Joints Based on Gap Value Measurement. *Urban Rail Transit.* 1, 1–14 (2023). <https://doi.org/10.1007/s40864-023-00206-0>.
30. Bang, S., Bishnoi, R., Chauhan, A.S., Dixit, A.K., Chawla, I.: Fuzzy Logic based Crop Yield Prediction using Temperature and Rainfall parameters predicted through ARMA, SARIMA, and ARMAX models. 2019 12th International Conference on Contemporary Computing, IC3 2019. (2019). <https://doi.org/10.1109/IC3.2019.8844901>.
31. Dhanasekar, M., Pang, T., Marks, I.: Wheel impacts at insulated rail joints. (2007). <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113026>.
32. Dhanasekar, M., Pang, T., Ashman, T., Marks, I.: Determination of railhead-wheel contact-impact through measured strain signatures. (2007).
33. Mandal, N.K.: On the low cycle fatigue failure of insulated rail joints (IRJs). *Eng Fail Anal.* 40, 58–74 (2014). <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.02.006>.
34. Himebaugh, A.K., Plaut, R.H., Dillard, D.A.: Finite element analysis of bonded insulated rail joints. *Int J Adhes Adhes.* 28, 142–150 (2008). <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2007.09.003>.
35. SIMULIA Dassault Systèmes: Abaqus/CAE v2017.
36. Rete Ferroviaria Italiana (R.F.I.): Disegno tecnico FS8335 10, Materiale isolante per giunzioni isolanti incollate armamento tipo 50 UNI, (2003).
37. Rete Ferroviaria Italiana (R.F.I.): Disegno tecnico FS8239 12, Materiale metallico occorrente per la confezione di giunzioni isolanti incollate armamento tipo 50 UNI, (1967).
38. Zong, N., Wexler, D., Dhanasekar, M.: Structural and material characterisation of insulated rail joints. *Electronic Journal of Structural Engineering.* 13, 75–87 (2013). <https://doi.org/10.56748/EJSE.131631>.

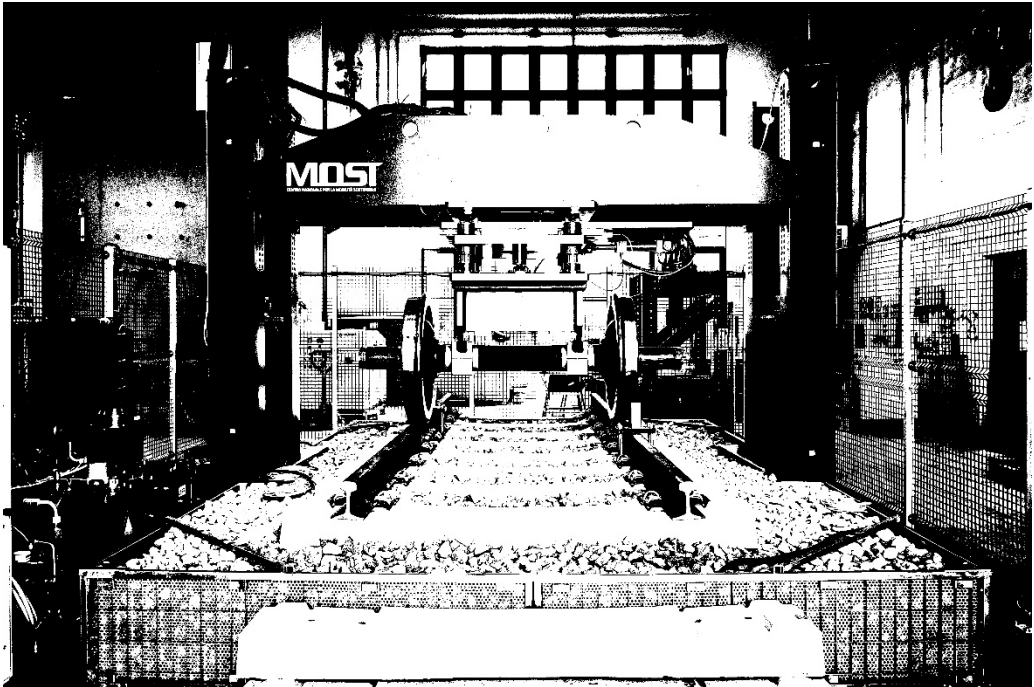
39. Talamini, B., Jeong, D.Y., Gordon, J.: Estimation of the Fatigue Life of Railroad Joint Bars. In: ASME/IEEE 2007 Joint Rail Conference and Internal Combustion Engine Division Spring Technical Conference. pp. 117–126. ASMEDC (2007). <https://doi.org/10.1115/JRC/ICE2007-40065>.
40. Pang, Tao., Dhanasekar, M.: Dynamic finite element analysis of the wheel rail interaction adjacent to the insulated rail joints. In: 7th International Conference on Contact Mechanics and Wear of Wheel/Rail Systems. pp. 509–516. Institute of Materials Engineering Australasia, Parkville, Victoria (2006).
41. Quan Sun, Y.: A wagon-track system dynamics model for the simulation of heavy haul railway transportation. (2003). <https://doi.org/10.25946/23741478.V1>.
42. Bianchi, G., Freddi, F., Giuliani, F., La Placa, A.: Implementation of an AI-based predictive structural health monitoring strategy for bonded insulated rail joints using digital twins under varied bolt conditions. *Railway Engineering Science*. (2025). <https://doi.org/10.1007/s40534-024-00371-3>.

Capitolo 5

Railway Superstructure Test Frame

RSTF

5.1 Aspetti chiave



Un progetto di progetti...

Il lavoro di ricerca si è sviluppato lungo tre direttrici principali, tra loro complementari: lo studio e la caratterizzazione meccanica dei sub-ballast bituminosi, l'analisi e lo sviluppo di sistemi di monitoraggio wayside e lo studio del comportamento dei giunti isolati incollati. Ciascuna di queste direttrici ha contribuito, da una prospettiva specifica, al raggiungimento di un obiettivo comune: analizzare le interazioni tra le componenti della sovrastruttura ferroviaria e fornire strumenti sperimentali e digitali a supporto di strategie di progettazione e manutenzione più efficienti e sostenibili, in linea con le finalità dello Spoke 4 del Centro Nazionale per la Mobilità Sostenibile.

L'attività di caratterizzazione meccanica innovativa condotta sui sub-ballast bituminosi ha permesso di valutare in modo comparativo le prestazioni di differenti materiali, evidenziando la possibilità di adottare soluzioni più performanti e sostenibili, capaci di incrementare la vita utile dello strato o di contribuire al miglioramento delle prestazioni strutturali e funzionali dell'intera sovrastruttura ferroviaria. Tuttavia, una comprensione completa del comportamento di tale strato, soprattutto della sua interazione con la massicciata durante il regolare esercizio, richiede un'analisi del comportamento in condizioni di servizio realistiche. Quantificare gli effetti dell'indentazione del ballast sullo strato bituminoso sottostante rimane una sfida aperta: si tratta di un fenomeno cruciale per la durabilità a lungo termine, ma di difficile rilevazione in esercizio, anche a causa della relativa recente introduzione di tali materiali nella pratica ferroviaria e della limitata frequenza degli interventi di manutenzione profonda, che impedisce di raccogliere dati direttamente in campo.

Parallelamente, è stato sviluppato un approccio multimodale che introduce un framework sistematico e parametrizzato per l'acquisizione sincronizzata di dati ottici e accelerometrici, validato attraverso la sperimentazione condotta sul campo, dove è stato possibile monitorare in esercizio il comportamento dinamico della rotaia e del giunto isolato incollato. A tal riguardo, i dati raccolti durante le campagne di monitoraggio, unitamente all'esperienza maturata presso la stazione di Crespellano, hanno permesso di realizzare un vero e proprio gemello digitale del giunto isolato incollato, capace di riprodurre con elevato dettaglio il comportamento meccanico della sovrastruttura in diverse condizioni di vincolo e di precarico. I dati acquisiti in esercizio, rappresentativi delle effettive condizioni operative della linea, sono stati impiegati per calibrare il gemello digitale e riprodurre scenari di degrado, consentendo di monitorare l'evoluzione dei parametri oggetto di misura.

Per implementare al meglio il gemello digitale, perfezionare l'approccio multimodale di monitoraggio e valutare in modo dettagliato le interazioni tra gli strati dell'infrastruttura, la condizione ideale sarebbe poter osservare direttamente tali fenomeni in situ, replicando sul campo le condizioni di degrado simulate nel gemello digitale e analizzando il comportamento di nuovi materiali destinati al sub-ballast, preventivamente caratterizzati mediante il metodo sviluppato. È chiaro che un simile approccio non può essere adottato su una linea ferroviaria in esercizio, per via dei vincoli operativi e delle esigenze di sicurezza e regolarità del servizio.

È stata pertanto progettata e sviluppata una modalità di analisi in ambiente laboratoriale, finalizzata a replicare in scala reale le condizioni di carico e degrado della sovrastruttura, permettendo di osservare in modo controllato il comportamento degli strati, le interazioni tra i materiali e la risposta dei sistemi di monitoraggio: un telaio di prova di nuova concezione, progettato per ospitare una sezione di binario in scala reale. Questo prototipo multifunzionale, denominato *Railway Superstructure Test Frame (RSTF)*, è stato concepito per riprodurre in ambiente di laboratorio condizioni di vincolo e di carico rappresentative del comportamento reale della sede ferroviaria. Il sistema è stato progettato per simulare l'effetto del passaggio del carico di una sala montata ferroviaria sull'insieme degli strati costitutivi del tracciato, monitorandone in modo continuo la risposta strutturale in condizioni controllate e ripetibili. Grazie alla sua configurazione modulare e alla possibilità di applicare differenti scenari di sollecitazione, l'RSTF rappresenta una piattaforma sperimentale estremamente versatile, in grado di supportare gli obiettivi di diverse linee di ricerca del progetto. In questo modo, l'RSTF consente di integrare in un'unica piattaforma sperimentale le tre direttrici della ricerca, materiali, monitoraggio e modellazione digitale, fornendo un contesto controllato in cui perfezionare le ricerche condotte. La possibilità di riprodurre in laboratorio scenari altrimenti non osservabili in esercizio rappresenta un passo fondamentale per la comprensione dei fenomeni strutturali della sovrastruttura ferroviaria e per il supporto alla progettazione di soluzioni più durature e sostenibili.

5.2 Progettazione e costruzione del prototipo multifunzionale RSTF

La struttura portante del prototipo multifunzionale è costituita da un portale in acciaio progettato per coprire una sezione di sovrastruttura ferroviaria ricostruita in laboratorio, comprendente armamento, massicciata e lo strato di sub-ballast. Il portale è composto da due colonne laterali verticali e da un traverso orizzontale superiore destinato a distribuire i carichi applicati ed accogliere le piattaforme dedicate al posizionamento e al sostegno dei carichi di prova. L'intera struttura è dotata di un sistema idraulico automatizzato in grado di applicare carichi verticali statici e dinamici fino a 20 tonnellate attraverso una sala ferroviaria reale, fissata mediante un sistema di ancoraggio progettato per assicurare il corretto vincolo della sala, il tutto gestito da un software di controllo dedicato. Il traverso orizzontale è collegato alle colonne tramite un sistema elettroattuato che consente la regolazione in altezza, garantendo un posizionamento preciso in funzione delle specifiche esigenze di prova e della configurazione della sovrastruttura da testare. Il prototipo è stato realizzato e installato presso il laboratorio ufficiale di Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria e Architettura dell'Università di Parma, in cui l'area prove è dotata di una piastra di fondazione in calcestruzzo armato costituita da un solettone continuo dello spessore di 120 cm, predisposto con una maglia regolare di fori passanti 50×50 cm, idonea al posizionamento di tirafondi e sistemi di ancoraggio necessari per il fissaggio

delle apparecchiature di carico come il telaio sperimentale. Le colonne verticali del portale, concepite per assicurare stabilità e distribuzione uniforme delle sollecitazioni, sono fissate su tale piastra mediante tirafondi disposti con passo di 500 mm e contropiastre in acciaio. Ogni base presenta sei ancoraggi, distanziati regolarmente per garantire un'elevata capacità di resistenza ai carichi applicati. Nella parte superiore delle due colonne sono installati due martinetti elettromeccanici indipendenti, uno su ciascuna colonna, che consentono la movimentazione verticale del traverso superiore lungo l'asse Z. La corsa di 1000 mm permette di variare il piano di appoggio del traverso tra 1500 mm e 2500 mm da terra, adattandosi a differenti configurazioni della sezione di prova (profilo A con spessore della massicciata pari a 50 cm o profilo B con spessore pari a 35 cm) (Figura 5-1). Definita la quota di prova, il vincolo è assicurato mediante il fissaggio meccanico tra traverso e colonne laterali, assicurando la necessaria rigidezza complessiva del sistema. Il traverso orizzontale è, inoltre, dotato di guide longitudinali che consentono il movimento di una slitta mobile lungo l'asse X e lungo l'asse Y.

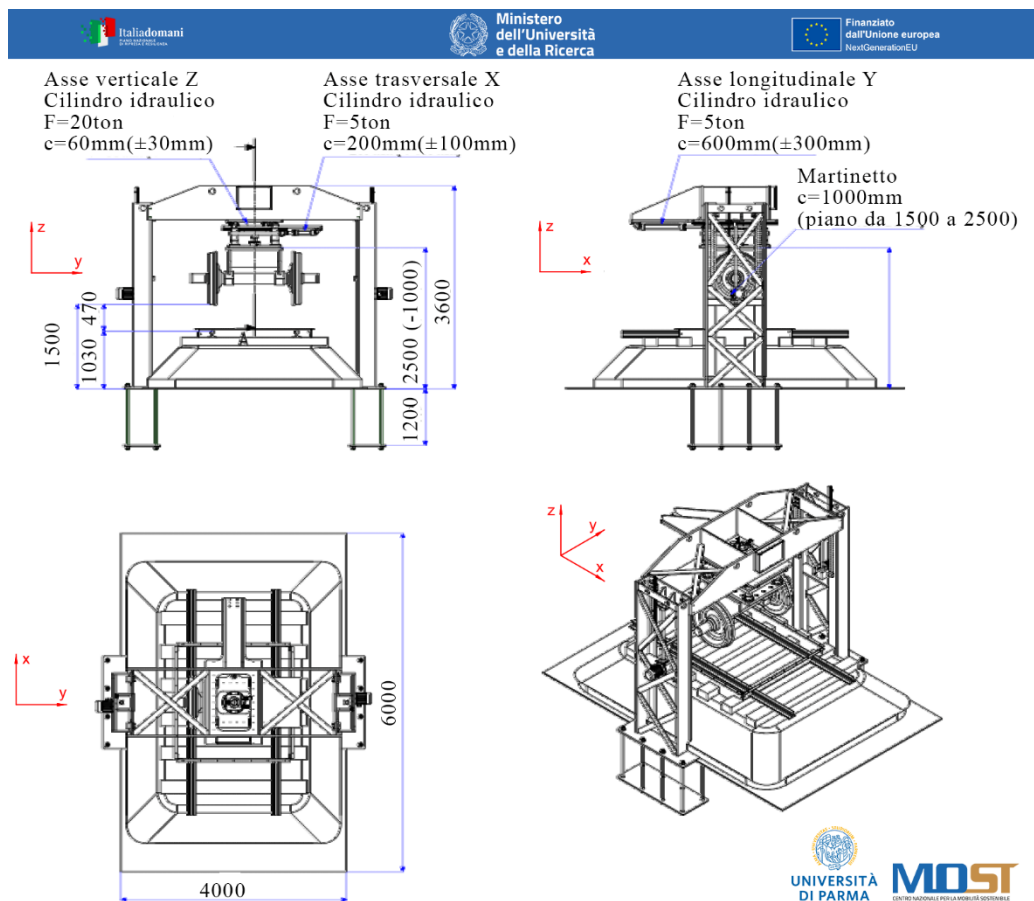


Figura 5-1 RSTF layout – tavola tecnica

Tale configurazione consente di regolare il centro di sollecitazione rispetto alla rotaia sottostante e di eseguire prove statiche o dinamiche nel punto selezionato. Infatti, le guide permettono lo scorrimento longitudinale (asse X) di ± 300 mm e una capacità di spinta fino a 5 tonnellate in questa direzione; inoltre, vi è la possibilità di uno scorrimento trasversale (asse Y) di ± 100 mm. Tali movimenti permettono il corretto centraggio dei bordini della sala con la rotaia e la variazione del punto di carico (sopra la traversina a monte del GII, in corrispondenza dell'endpost del GII, ecc.). Il piano inferiore della slitta è equipaggiato con un martinetto idraulico lungo l'asse Z, caratterizzato da una corsa di 45 mm e una capacità di carico fino a 20 tonnellate, destinato all'applicazione diretta dei carichi sulla sala montata. L'azione del martinetto è trasmessa mediante un sistema di afferraggio appositamente concepito per vincolare una sala montata reale, garantendo il corretto allineamento e la distribuzione uniforme delle sollecitazioni sulla rotaia. Non essendo stato possibile realizzare l'unghiatura della massicciata a causa dei vincoli fisici imposti dalla presenza del portale, è stato predisposto un grigliato perimetrale di contenimento lungo tutto il contorno della sovrastruttura, con dimensioni pari a $5\text{ m} \times 3.9\text{ m}$ (Figura 5-2). Questa soluzione consente di mantenere in posizione la massicciata durante l'esecuzione delle prove.

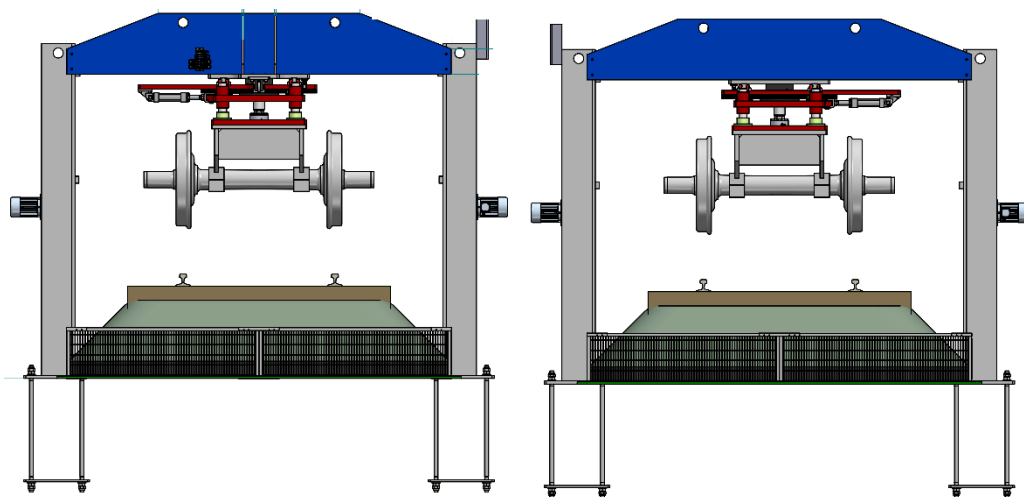


Figura 5-2 RSTF layout – viste frontali con grigliato di contenimento

L'intera movimentazione tridimensionale è gestita da un software di controllo dedicato, che coordina martinetti, slitte e piani mobili, consentendo di impostare con precisione posizioni, velocità e forze applicate. Il sistema idraulico si basa su un gruppo di potenza idraulica (HPU) costituito da motore-pompa ad alte prestazioni, con controllo della cilindrata della pompa e tecnologia load-sensing (controllo in funzione del carico), che consente di ottimizzare il consumo energetico in base alla domanda effettiva. L'HPU integra un circuito offline per la filtrazione continua dell'olio, uno scambiatore aria-olio per il controllo della temperatura e un preriscaldatore elettrico, mentre filtri di pressione e di ritorno proteggono l'impianto e accumulatori garantiscono la continuità del flusso durante le fasi di prova. Il sistema di

azionamento comprende il cilindro idraulico principale per l'applicazione del carico verticale (asse Z) e due cilindri ausiliari per il posizionamento lungo gli assi X e Y, tutti controllati da valvole servoproporzionali ad alte prestazioni. L'architettura di automazione industriale avanzata si basa su PLC, interfacce HMI e una rete di sensori, consentendo monitoraggio in tempo reale e controllo preciso dell'intera configurazione. Il software di controllo (Figura 5-3) garantisce che i carichi siano applicati in modo sicuro ed efficace secondo i parametri di prova definiti dall'utente, attivando automaticamente procedure di emergenza in caso di anomalie, per evitare danni alla struttura, al solaio o agli operatori. L'intero sistema è gestito tramite software dedicato, che consente la visualizzazione in tempo reale dello stato della macchina e dei parametri operativi, oltre al controllo manuale delle singole funzioni. Grazie ai trasduttori di posizione, è possibile monitorare continuamente la posizione degli attuatori lungo gli assi X, Y e Z, assicurando un funzionamento preciso e sicuro del prototipo. Le valvole proporzionali, controllate tramite segnali analogici, consentono di regolare con precisione portata e pressione, riproducendo il carico corrispondente al passaggio di un assile di treno passeggeri o merci. La frequenza di applicazione del carico può essere variata in funzione della velocità scelta per simulare il transito reale. Il software integra, inoltre, funzioni di acquisizione dati e sistemi di protezione automatica, permettendo interventi rapidi in caso di anomalie o deviazioni dai parametri operativi definiti.



Figura 5-3 Interfaccia utente del software di controllo RSTF

Per la messa in posizione del portale è stato usato il carroponete del laboratorio, fissando le due colonne verticali alla soletta di fondazione mediante tirafondi passanti attraverso l'intero spessore del pavimento, rinforzati con piastre sul lato inferiore (Figura 5-4). Successivamente, è stato posizionato il traverso superiore sulle sommità delle colonne verticali. L'operazione è stata

eseguita sollevando il traverso utilizzando gli appositi punti di sollevamento integrati nella trave. Il corretto allineamento è stato verificato tramite strumenti laser e dime di controllo, al fine di garantire la coassialità dei punti di attacco dei martinetti elettromeccanici e la precisione del piano di scorrimento della slitta. Una volta raggiunta la quota di progetto, il traverso è stato fissato alle colonne mediante giunti bullonati ad alta resistenza (Figura 5-5). Definito il posizionamento del portale, sono state predisposte specifiche reti di protezione perimetrali per limitare e salvaguardare l'area durante le fasi di test. Le reti sono state installate in modo da comprendere il portale, la sezione ferroviaria e la centrale oleodinamica, coprendo un ingombro complessivo di 6.5 m in direzione x e 5.5 m in direzione y . L'accesso all'area recintata avviene tramite un cancello sul lato frontale più corto, dotato di rotelle di contatto di sicurezza che, in caso di azionamento, mettono automaticamente in sicurezza il sistema. Contestualmente, è stato installato il sistema di fissaggio e supporto della sala montata, progettato per accogliere la struttura in posizione corretta e garantire stabilità e allineamento rispetto al telaio di prova e agli altri componenti della sezione ferroviaria. Il sistema assicura la trasmissione controllata dei carichi durante le prove e minimizza vibrazioni o movimenti indesiderati, integrando due punti di ancoraggio imbullonati che permettono di adattare il vincolo alle diverse geometrie della sale.



Figura 5-4 Posizionamento della colonna verticale con i tirafondi



Figura 5-5 Posizionamento traverso orizzontale

5.3 Progettazione e costruzione della sezione ferroviaria

La sezione ferroviaria, predisposta sotto il portale di prova, è stata progettata e realizzata per riprodurre fedelmente la stratigrafia di un'infrastruttura reale. L'allestimento ha incluso la preparazione del sub-ballast di spessore pari a 120 mm, la costruzione dello strato di massiciata di spessore pari a 350 mm e l'installazione dei sistemi di armamento, comprensivi di binario, traverse e organi d'attacco, al fine di garantire condizioni rappresentative del comportamento reale della sede ferroviaria. Questi strati sono stati fondati su uno strato continuo di neoprene dello spessore di 25 mm. Questo strato elastomerico serve a simulare il comportamento deformabile del terreno di fondazione, garantendo al contempo una distribuzione uniforme del carico e proteggendo la superficie di supporto del laboratorio.

Conformemente al capitolato di R.F.I. [1], è stato progettato uno strato di sub-ballast in conglomerato bituminoso di spessore pari a 120 mm. Considerata l'impossibilità di realizzare una stesa tradizionale all'interno dell'ambiente laboratoriale, si è optato per la costruzione dello strato mediante lastre di dimensioni 500×500 mm, compattate utilizzando il compattatore a lastre già in dotazione del gruppo di ricerca. Sono state realizzate 42 lastre, ciascuna composta da due strati sovrapposti da 60 mm, compattati in sequenza. Si è realizzato un reticolo di lastre disposto secondo 7×6 elementi in direzione x e y , ottenendo uno strato complessivo di $3.5 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$, posizionato in maniera centrata rispetto al portale. Lo strato è stato volutamente realizzato più

piccolo rispetto all'ingombro complessivo della sezione ferroviaria (5 m × 3.9 m), coprendo comunque l'intera area soggetta alla trasmissione dei carichi durante le prove. Per ciascuno dei due strati di ogni lastra sono stati impiegati circa 30 kg di materiale (variabile in funzione della miscela utilizzata), compattati su tutte e quattro le facce della lastra mediante tre passaggi della piastra di compattazione, ruotando la lastra di 90° al termine di ogni ciclo. La compattazione è stata eseguita ad una pressione di 30 bar, corrispondente a circa 1.6 tonnellate, valore scelto per garantire una percentuale di vuoti conforme ai limiti previsti dal capitolato (Figura 5-6).



Figura 5-6 Realizzazione lastre sub-ballast con compattatore a lastre

I materiali impiegati per la realizzazione delle lastre sono stati tre (Tabella 5-1), due dei quali già caratterizzati con il punching test:

- Standard Sub-Ballast (SSB): miscela descritta al Capitolo 2, realizzata con bitume B50/70.
- Hard Sub-Ballast (HSB): miscela descritta al Capitolo 2, caratterizzata dall'uso di un legante modificato con polimeri PmB 45/80-65.
- Cold Sub-Ballast (CSB): miscela bituminosa a freddo pronta all'uso, contenente materiale proveniente dal riciclo di pavimentazioni asfaltate fresate (RAP). Questa soluzione, oltre a consentire una preparazione in laboratorio a temperatura ambiente e senza emissioni di fumi o odori, riduce i consumi energetici e favorisce il riutilizzo di materiali, in un'ottica di economia circolare. Si tratta di una tecnologia attualmente in

fase di studio, che sta mostrando prestazioni meccaniche promettenti e un potenziale concreto per un futuro impiego su scala reale [2].

Tabella 5-1 Miscele impiegate nello strato di sub-ballast

Nome miscela	Sigla	Pesi lastre	Temperatura compattazione	Quantità	Numero nel reticolo
SSB	S	65 kg	180°	3	12, 18, 33
HSB	H	65 kg	180°	3	10, 25, 31
CSB	C - F	60 kg	ambiente	36	restanti

In totale sono state realizzate sei lastre compattate a caldo. Considerando il centro del portale, si è scelto di posizionarle in corrispondenza dell'allineamento con le rotaie, mantenendo uno schema simmetrico tra la rotaia destra e quella sinistra (Figura 5-7).

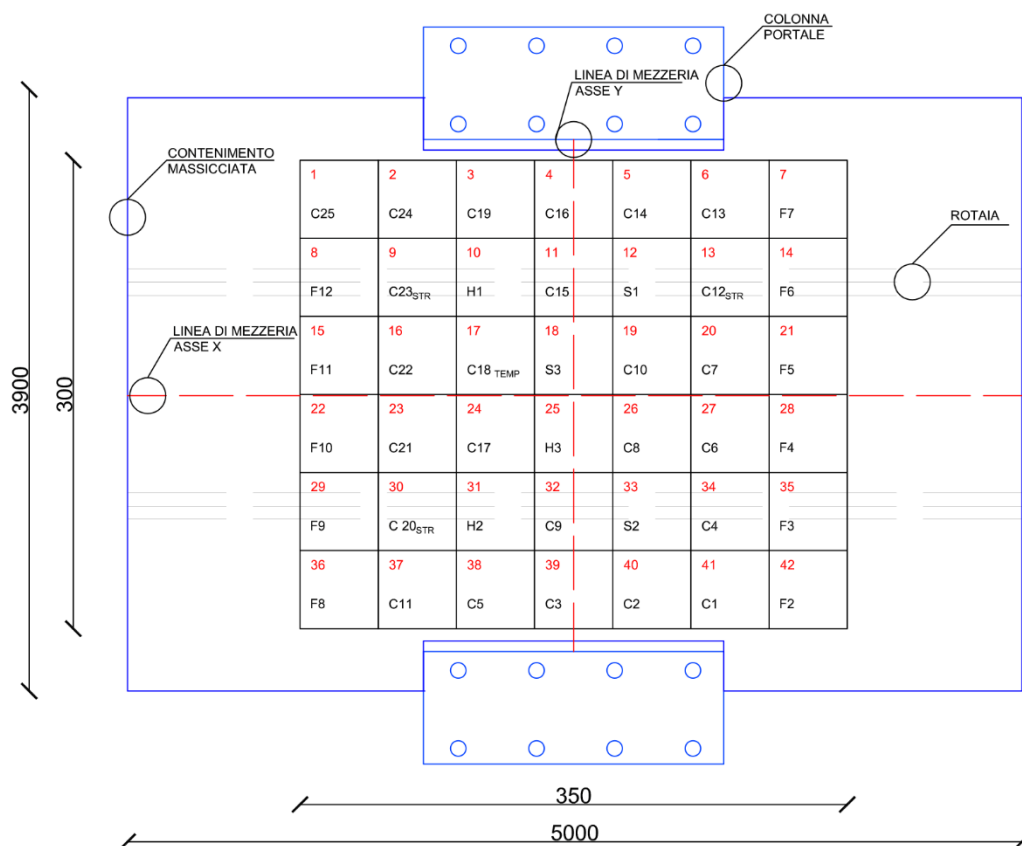


Figura 5-7 Layout di progetto lastre sub-ballast

In particolare, nel punto centrale, sotto ogni rotaia, è stata collocata una lastra in conglomerato a freddo, mentre immediatamente prima e dopo di essa sono state posizionate due lastre compattate a caldo. Le restanti due lastre compattate a caldo sono state disposte affiancate a quelle compattate a freddo centrali, in posizione intermedia tra le due rotaie. Con questo schema in futuro sarà possibile valutare gli effetti di indentazione della massicciata in tre miscele differenti in condizioni di carico comparabili, escludendo variabili dovute al loro posizionamento. Quattro delle quarantadue lastre sono state strumentate con celle di pressione e sensori di temperatura. Nello schema grafico le lastre strumentate con le celle di pressione, indicate con pedice *SRT*, sono le numero 9 e 30 simmetriche rispetto l'asse x, e la lastra 13 simmetrica rispetto l'asse y alla 9. La lastra strumentata con il sensore di temperatura è la numero 17. Già in fase di compattazione è stata predisposta una maschera dedicata che ha consentito di annegare i sensori direttamente all'interno del sub-ballast, garantendo il contatto con la miscela e una corretta acquisizione delle grandezze fisiche. Le celle di pressione totale utilizzate presentano un fondo scala di 20 bar, valore ritenuto adeguato in relazione ai livelli di sollecitazione stimati dalle analisi numeriche descritte nel Capitolo 2. Si tratta di celle a geometria circolare con diametro pari a 260 mm, dimensione che ne ha consentito l'inserimento completo all'interno di una singola lastra, senza alterarne la continuità o le condizioni di compattazione. Il sensore di temperatura, invece, è costituito da un cilindro in acciaio inox di lunghezza pari a 150 mm, al cui interno è alloggiato l'elemento sensibile avente un campo di misura compreso tra -40 °C e +80 °C. I cavi di collegamento dei sensori, già armati, sono stati ulteriormente protetti mediante inglobamento in tubi corrugati resistenti.

Una volta completata la compattazione, le lastre sono state posizionate direttamente sullo strato di neoprene. Per le lastre compattate a caldo, la scasseratura e il posizionamento sono avvenuti solo dopo il raggiungimento della temperatura ambiente, al fine di evitare deformazioni o danneggiamenti delle stesse; per le lastre compattate a freddo, invece, le operazioni sono state eseguite immediatamente dopo la realizzazione. Il posizionamento è stato effettuato mediante un apposito supporto che ha consentito di allineare con precisione gli elementi, affiancandoli senza lasciare discontinuità tra le superfici a contatto, in modo da garantire la continuità meccanica e geometrica dello strato di sub-ballast (Figura 5-8). Al termine della posa dello strato di sub-ballast è stato eseguito un rilievo fotogrammetrico ad alta risoluzione, finalizzato alla misura delle quote superficiali e alla documentazione delle condizioni geometriche dello strato al momento della realizzazione. La tecnica, basata sulla generazione di una nuvola di punti tridimensionale, consente di ottenere una rappresentazione spaziale estremamente accurata e dettagliata della superficie, senza interferire con il materiale. Tale rilievo costituisce una base di riferimento precisa per le analisi successive e consentirà di confrontare lo stato iniziale con l'evoluzione della superficie a seguito delle prove sperimentali, al fine di individuare eventuali deformazioni o indentazioni provocate dalla massicciata, permettendo così una valutazione approfondita del comportamento meccanico e delle prestazioni dei materiali impiegati.



Figura 5-8 Lastre in conglomerato bituminoso per strato di sub-ballast

Si è quindi proceduto con la realizzazione dello strato di ballast. È stato impiegato pietrisco commerciale per massciata ferroviaria di categoria A, ottenuto dalla frantumazione di rocce porfiriche compatte, caratterizzato da parametri geometrici definiti in base ai requisiti granulometrici e morfologici previsti dalla normativa [3]. Gli elementi sono stati accuratamente selezionati in modo da rientrare nell'intervallo granulometrico prescritto (22.4-63 mm), garantendo una dimensione minima non inferiore a un terzo di quella massima, ed escludendo gli elementi eccessivamente allungati, ossia con lunghezza pari o superiore a 100 mm. Lo strato di ballast, di spessore complessivo pari a 350 mm, è stato realizzato in due fasi operative:

- Nella prima fase è stato posizionato manualmente il primo strato di pietrisco, al fine di coprire uniformemente il sub-ballast, incluse le zone prive di lastre e gli elementi di protezione della strumentazione di misura.
- La seconda fase ha previsto l'intervento di una ditta specializzata, che ha completato la posa dello strato di ballast mediante una procedura meccanizzata, garantendo uniformità dello spessore e compattazione controllata dell'intera superficie.

Si è proceduto, quindi, al posizionamento della campata di armamento, costituita da otto traversine monoblocco in calcestruzzo precompresso, conformi alle specifiche R.F.I. 230 [4]. Su ciascuna traversina sono stati installati elementi di fissaggio elastici Vossloh, impiegati per il

bloccaggio delle rotaie tipo 60 E1, della lunghezza di 5 metri ciascuna. Ciascuna rotaia è stata giuntata in mezzeria mediante giunzione isolante incollata, progettata per armamento tipo 60 E1 e assemblata con chiodi a bloccaggio irreversibile, garantendo continuità meccanica e isolamento elettrico tra le rotaie [5]. Il binario così realizzato, posizionato, rinalzato e messo in bolla, presenta spartito pari a 600 mm e scartamento ordinario pari a 1435 mm, configurato come tratto rettilineo, in assenza di sopraelevazione, al fine di riprodurre condizioni rappresentative di un rettifilo ferroviario. Terminata la realizzazione della sovrastruttura ferroviaria, si è proceduto al posizionamento della sala montata, con ruote di diametro 920 mm (Φ 920), collocandola in posizione mediante gli afferraggi del supporto dedicato, progettato per garantire un corretto allineamento e il fissaggio stabile all'interno del portale di prova (Figura 5-9). Per assicurare la stabilità permanente della sala, sono stati inoltre predisposti cunei di sicurezza, atti a prevenire qualsiasi movimento o scorrimento accidentale.



Figura 5-9 Posizionamento sala montata



Figura 5-10 Sezione ferroviaria completa con sala in posizione



Figura 5-11 Prototipo multifunzionale RSTF

5.4 Installazione sistema di monitoraggio

Parallelamente ai sensori utilizzati durante la costruzione del tracciato, è stato predisposto il sistema di monitoraggio sulla sovrastruttura ferroviaria, progettato e installato in conformità al framework multimodale validato sperimentalmente a San Giacomo. Per il monitoraggio nel RSTF, il sistema di tracciamento ottico è stato implementato mediante sei telecamere ($N_c = 6$), analoghe a quelle già descritte al capitolo 3, posizionate in modo strategico per garantire una visibilità ottimale dei marker applicati sulla sovrastruttura. In particolare, sono state collocate tre telecamere su ciascuno dei due angoli opposti dell'area di misura, formando due triangoli non collineari rispetto ai punti monitorati (Figura 5-11). Questa configurazione permette di garantire che ogni marker sia osservato simultaneamente da almeno tre telecamere, requisito essenziale per una triangolazione 3D stabile e una ricostruzione precisa degli spostamenti e delle deformazioni sub-millimetriche della rotaia. La disposizione scelta tiene conto delle limitazioni geometriche imposte dall'ingombro del RSTF e dalle reti perimetrali, massimizzando al contempo la copertura visiva e minimizzando le zone d'ombra, garantendo così la continuità della misura l'esecuzione dei test. Grazie alla versatilità del sistema prototipale, la posizione delle telecamere potrà essere modificata in funzione del tipo di test e delle componenti da analizzare, permettendo di rilevare con maggiore precisione specifici spostamenti, deformazioni locali o dinamiche transitorie della sovrastruttura ferroviaria.



Figura 5-12 Posizionamento telecamere per il tracciamento ottico degli spostamenti

Rispetto alle campagne di monitoraggio sul campo, l'allestimento prototipale offre il significativo vantaggio di poter eliminare le limitazioni imposte dalla geometria del tracciato e dal transito dei convogli. In questo contesto controllato, le telecamere possono acquisire i marker senza interruzioni o zone d'ombra, garantendo misure continue e precise lungo l'intera sezione della rotaia, comprese le superfici interne del binario. Questa condizione consente di analizzare in modo più accurato la risposta tridimensionale della sovrastruttura, rilevando deformazioni e spostamenti locali che in situazioni reali sarebbero parzialmente o completamente nascosti durante il passaggio dei treni. Al fine di estendere l'analisi anche al comportamento dinamico della struttura e disporre di un riscontro indipendente dalle misure ottiche, è stata implementata una catena accelerometrica dedicata. Vista l'assenza di interferenze tipiche delle applicazioni sul campo, è stata realizzata una catena accelerometrica dedicata. I moduli di acquisizione sono collegati in serie tramite un unico cavo LAN, creando un sistema distribuito con sincronizzazione dei dati fino a 1 μ s. In totale sono stati installati otto moduli accelerometrici, posizionati sulle traversine in punti strategici per rilevare le vibrazioni verticali e trasversali indotte durante l'esecuzione dei test. I marker, invece, sono stati posizionati in punti chiave della sovrastruttura, tra cui la rotaia, i giunti, le chiavarde, i supporti della sala e le traverse, garantendo la possibilità di catturare spostamenti e deformazioni sia locali sia globali (Figura 5-12). La distribuzione attuale permette di ottenere una mappatura tridimensionale completa delle risposte della struttura durante le prove.



Figura 5-13 Posizionamento marker e accelerometri

Grazie all'elevata versatilità del sistema, il posizionamento dei marker in futuro potrà essere adattato in modo mirato, in funzione del tipo di test da eseguire e delle specifiche componenti della sovrastruttura che si intendono analizzare. Questa flessibilità consentirà di concentrare l'acquisizione dati su particolari aree o fenomeni strutturali, come deformazioni locali, cedimenti dei giunti o variazioni del comportamento dinamico, garantendo una mappatura tridimensionale dettagliata e rappresentativa delle diverse risposte della sovrastruttura ferroviaria.

5.5 Conclusioni del capitolo

La progettazione e realizzazione del prototipo multifunzionale Railway Superstructure Test Frame (RSTF) ha consentito di riprodurre, in scala reale (1:1), una sezione ferroviaria completa comprendente l'intera sovrastruttura e lo strato di sub-ballast in conglomerato bituminoso. L'RSTF costituisce un'installazione sperimentale unica nel suo genere, capace di simulare in laboratorio, in condizioni controllate, i carichi statici e dinamici tipici dell'esercizio ferroviario mediante una sala montata reale. Ciò consente di analizzare con elevato dettaglio le sollecitazioni trasmesse ai principali componenti della sovrastruttura, quali rotaie, traversine, giunti e valutare l'interazione tra gli strati come ballast e sub-ballast. Il design modulare della piattaforma ne amplia le potenzialità, rendendola uno strumento flessibile per prove sperimentali, attività di monitoraggio avanzato e sviluppo di modelli predittivi e digital twin dedicati alla gestione e all'ottimizzazione delle infrastrutture ferroviarie. Al momento della redazione della presente tesi, i test condotti con il prototipo RSTF hanno riguardato principalmente le fasi di collaudo e validazione dell'allestimento sperimentale. Pur disponendo di una quantità limitata di dati, le misure preliminari hanno fornito risultati estremamente promettenti, confermando la piena efficacia del framework multimodale di monitoraggio nel rilevare con elevata precisione e continuità gli spostamenti e le vibrazioni della sovrastruttura. Le prime osservazioni sperimentali hanno inoltre evidenziato la possibilità di individuare deformazioni localizzate nei giunti e variazioni dinamiche delle traverse in corrispondenza di carichi concentrati, anticipando così il potenziale dello strumento per analisi più complesse e approfondite. La versatilità dell'allestimento prototipale offrirà, in prospettiva, la possibilità di simulare condizioni di degrado della sovrastruttura, come quelle discusse nel Capitolo 4 in relazione al giunto isolato e già riprodotte nel gemello digitale, e di progettare campagne di prova dedicate allo studio di componenti innovativi, materiali alternativi e nuove soluzioni costruttive. In tal senso, l'RSTF si configura come un vero e proprio *progetto di progetti*, una piattaforma sperimentale aperta a sviluppi futuri e a collaborazioni multidisciplinari nel campo dell'ingegneria ferroviaria.

Bibliografia

1. RFI: RFI DTC SI CS SP IFS 009 E: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili. Parte II -Sezione 13. Rete Ferroviaria Italiana, Rome (2020).
2. Guerrero-Bustamante, O., Guillen, A., Moreno-Navarro, F., Rubio-Gámez, M.C., Sol-Sánchez, M.: Cold Mix Asphalt for sustainable bituminous sub-ballast for railway: mechanical,

vibratory and environmental assessment. *J Clean Prod.* 520, 146092 (2025).
<https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2025.146092>.

3. RFI: RFI DTC SI GE SP IFS 002 D: Capitolato tecnico di appalto delle opere civili. Parte II - Sezione 17 -Pietrisco per massicciata ferroviaria. Rete Ferroviaria Italiana, Rome (2020).

4. RFI: RFI TCAR SF AR 03 002 F: Traversine marca “RFI - 230”, “RFI - 240” e “RFI - 260” in calcestruzzo vibrato, armato e precompresso. Rete Ferroviaria Italiana, Rome (2017).

5. RFI TCAR SF AR 07 008 A: Giunzioni Incollate Isolanti. Rete Ferroviaria Italiana (2016).

Capitolo 6

Conclusioni e sviluppi futuri

La ricerca svolta si è articolata lungo tre direttrici principali, ciascuna delle quali ha contribuito, da una prospettiva specifica, al raggiungimento di un obiettivo comune: analizzare le interazioni tra gli strati della sovrastruttura ferroviaria e fornire strumenti sperimentali analogici e digitali a supporto di strategie di progettazione e manutenzione più efficienti e sostenibili. La caratterizzazione avanzata dei sub-ballast bituminosi ha rappresentato un primo ambito di approfondimento, nel quale sono stati sviluppati metodi sperimentali specifici, capaci di superare i limiti degli standard derivati dall'ingegneria stradale. In particolare, l'*Adaptive Indentation Plate* e la procedura di punching test hanno permesso di simulare in laboratorio l'interazione tra il ballast e i provini cilindrici in conglomerato bituminoso, considerando variabili fondamentali quali temperatura e velocità di applicazione del carico. Le curve forza-spostamento ottenute hanno evidenziato tre fasi di risposta meccanica, consentendo di identificare parametri rappresentativi come la forza di picco, lo spostamento corrispondente, la forza a uno spostamento definito e la pendenza secante della curva. L'applicazione della metodologia a due miscele distinte dalla tipologia di legante ha permesso di rilevare differenze significative nella risposta meccanica, particolarmente marcate a basse velocità di applicazione del carico, sottolineando l'importanza di condizioni sperimentali che riproducano realisticamente le sollecitazioni quasi statiche dello strato di sub-ballast in esercizio. La metodologia sviluppata, semplice, ripetibile e compatibile con strumentazione di laboratorio standard, offre ampie possibilità di estensione alla prequalifica ed alla accettazione di nuove miscele, leganti alternativi e aggregati riciclati, fornendo uno strumento concreto per l'ottimizzazione progettuale e la qualificazione prestazionale dei materiali. In futuro il lavoro potrà essere esteso a un numero più ampio di miscele bituminose, introducendo varianti nei leganti e negli aggregati e valutando in modo sistematico l'influenza dello spessore dello strato di sub-ballast sulle prestazioni meccaniche e sul comportamento viscoelastico che meglio si adattano alla specifica tipologia di azioni meccaniche ed ambientali ai quali sono sottoposti gli strati di sub-ballast in conglomerato bituminoso.

Parallelamente, l'analisi delle tecniche di monitoraggio della sovrastruttura ha permesso di sviluppare un framework multimodale capace di acquisire in maniera sincronizzata dati ottici e accelerometrici, garantendo una valutazione precisa del comportamento della sovrastruttura in condizioni operative reali. La sperimentazione condotta sul campo ha evidenziato correlazioni significative tra spostamenti e accelerazioni, distinguendo differenze legate alla tipologia di treno, alla direzione di marcia e alle condizioni locali della sovrastruttura. La formalizzazione parametrica dei dati, strutturata come tuple di misure e prestazioni, consente la riproducibilità

delle installazioni, la confrontabilità inter-sito e l'integrazione in un paradigma di population SHM, aprendo la strada a protocolli automatizzati di manutenzione predittiva e all'implementazione di strategie ibride che combinano modelli fisicamente informati con approcci data-driven. Questo approccio rappresenta un passo importante verso la diffusione a larga scala dei sistemi di monitoraggio ferroviario e l'ottimizzazione delle campagne di acquisizione dati, superando gli attuali limiti di fisica compatibilità con il binario degli strumenti di misura presenti sul mercato.

Nell'ambito del monitoraggio della sovrastruttura, l'attenzione si è concentrata su una delle componenti più critiche e delicate, i giunti isolati incollati, il cui corretto funzionamento è fondamentale per garantire sicurezza, affidabilità e durabilità della linea ferroviaria. Tale studio ha messo in evidenza la necessità di un approccio integrato, in grado di combinare misure sperimentali e modellazione numerica. La misura del *gap value* si è rivelata un indicatore semplice ma efficace per valutare lo stato del giunto, perfezionabile se integrata con la rilevazione di altri parametri, come ad esempio la variazione di quota della rotaia, permettendo di definire soglie quantitative di degrado e fornendo dati affidabili per la calibrazione di modelli previsionali. L'implementazione di un gemello digitale ha consentito di simulare in modo dettagliato il comportamento meccanico del GII, valutando diverse condizioni di vincolo e scenari di degrado, come la perdita di precarico dei bulloni o il degrado dell'incollaggio. I risultati hanno mostrato come configurazioni di supporto ottimizzate possano ridurre deformazioni e tensioni, aumentando la durabilità e la sicurezza dei giunti. Inoltre, la combinazione tra dati sperimentali e simulazioni apre la possibilità di sviluppare gemelli digitali cognitivi, integrati con algoritmi di intelligenza artificiale, Big Data e IoT, in grado di prevedere cicli di degrado, supportare decisioni manutentive mirate e ridurre tempi e costi di intervento.

La necessità di comprendere in modo non disaggregato nei singoli componenti il comportamento della sovrastruttura e dei sistemi di monitoraggio ha portato alla progettazione di un apparato sperimentale dedicato, sviluppato in ambiente laboratoriale. In questo contesto è stato concepito e realizzato il *Railway Superstructure Test Frame* (RSTF), un telaio multifunzionale per prove dinamiche sulle sovrastrutture ferroviarie, presso il Laboratorio "Prove Materiali e Strutture" dell'Università di Parma, in grado di replicare in scala reale le condizioni di carico e degrado tipiche dell'esercizio ferroviario. L'installazione ha permesso di riprodurre una sezione completa di sovrastruttura, comprendente sub-ballast, ballast, rotaie, traversine e giunti, consentendo di analizzare con dettaglio le sollecitazioni trasmesse ai componenti principali e l'interazione tra gli strati, validando al contempo il framework multimodale di monitoraggio. Le misure preliminari hanno evidenziato deformazioni localizzate nei giunti e variazioni dinamiche delle traverse, confermando la capacità dello strumento di anticipare scenari di degrado e di supportare l'analisi di materiali e soluzioni innovative. In laboratorio l'RSTF sarà impiegato per riprodurre scenari di degrado progressivo e per confrontare diverse configurazioni di sovrastruttura e materiali innovativi, integrando tali risultati con le simulazioni numeriche e con

le osservazioni di campo. L'incrocio sistematico di dati sperimentali, misure in esercizio e modelli offrirà le basi per lo sviluppo di gemelli digitali cognitivi sempre più completi, in grado di prevedere i cicli di degrado, valutare l'efficacia di soluzioni costruttive alternative e ottimizzare la programmazione degli interventi manutentivi. Questo approccio integrato consoliderà la comprensione dei meccanismi di degrado e fornirà strumenti concreti per una progettazione e una gestione della sovrastruttura più sicure, affidabili e sostenibili.

Ringraziamenti

Al termine di questo percorso desidero esprimere la mia più sincera gratitudine a tutto il gruppo di ricerca per il costante supporto, la disponibilità e il prezioso confronto tecnico e umano che hanno accompagnato lo svolgimento di questo lavoro. Un ringraziamento speciale va al Prof. Giuliani e al Prof. Freddi per avermi dato la possibilità di intraprendere questa esperienza, per la fiducia, la guida scientifica e per gli stimoli che hanno costantemente alimentato la mia crescita professionale e personale. Desidero inoltre ringraziare il Prof. Autelitano e la Prof.ssa Garilli per la collaborazione, la vicinanza e i preziosi consigli che hanno contribuito in modo significativo allo sviluppo di questo percorso, ma soprattutto per il rapporto di stima e di sincera amicizia instaurato nel tempo. Si ringrazia, infine, Ferrovie Emilia Romagna S.r.l., e in particolare gli Ingegneri Serena Labate e Angelo Rufino, per la collaborazione, il supporto tecnico e la disponibilità nel condividere esperienze e competenze fondamentali per la realizzazione del progetto.

Finanziamento

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito del progetto "Sustainable Mobility Center" (CNMS), finanziato dall'Unione Europea – NextGenerationEU, nell'ambito del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) – Missione 4, Componente 2, Investimento 1.4, in attuazione dell'Avviso n. 3138 del 16/12/2021 emanato dal Ministero dell'Università e della Ricerca. Dati di progetto: Protocollo istanza CN00000023, decreto di concessione del finanziamento n. 1033 del 17/06/2022, CUP D93C22000400001. Spoke 4 – Trasporto ferroviario