

Le traverse in c.a.p. italiane

Italian precompressed concrete sleepers

Dott. Ing. Francesco NATONI^(*)

Sommario - L'analisi della evoluzione storica nella progettazione, nella costruzione e nell'utilizzo in linea della traversa ferroviaria, pone in evidenza il circuito virtuoso che lega l'innovazione ai ritorni di esperienza dell'esercizio.

Vengono illustrati i diversi tipi di traversa, e relativi organi di attacco, succedutisi nella Rete Ferroviaria Italiana negli ultimi cinquant'anni.

Si riepilogano i criteri di calcolo e le prove di collaudo nonché le prestazioni attese per i manufatti in cemento armato precompresso che hanno avuto maggiore impiego.

1. Premessa

Sono passati cinquant'anni dai primi impieghi sistematici delle traverse in cemento armato precompresso sulla rete ferroviaria italiana.

Ma sarebbe grave omissione non ricordare che già nell'ottobre 1912 il Servizio "Mantenimento - Sorveglianza e Materiale Fisso", Ramo "Armamento e congegni fis-

Summary - The analysis of the historical evolution in the design, construction and use in cross railway line, highlights the virtuous circle that links innovation to the return of experience of the year.

Explains the different types of cross, and related organs of attack, succeeded one another in the Italian Railway Network in the last fifty years.

Summarizes the calculation criteria and acceptance tests as well as the expected performance and the art of prestressed concrete that have had more use.

1. Preamble

Fifty years have passed since the first systematic use of pre-stressed concrete sleepers on the Italian railway network.

But it would be a serious omission not to remember that already in October 1912 the "Mantenimento - Sorveglianza e Materiale Fisso" department, "Armamento e con-

(*) Dirigente Italferr a r.

La figura sopra il titolo è quella della traversa in cemento armato, tipo FS, in uso nel 1912.

(*) Italferr a r. Manager.

The illustration above the title is that of a reinforced concrete FS type sleeper, used in 1912.

SCIENZA E TECNICA

si" aveva emanato una Istruzione per *la posa dei binari con traverse di cemento armato* [2].

La traversa oggetto della Istruzione, marcata FS, e costruita in 300000 pezzi, seguiva quella studiata dalla Rete Adriatica che, però, non aveva avuto seguito.

La traversa FS, di lunghezza 2,6 m, era in cemento armato normale (750 kg di cemento per metro³ d'impasto), era armata con 7 tondini in di ferro del diametro di 9 mm (e relative staffature) e pesava 1500 N.

L'attacco era costituito da caviglie avvitate in tasselli di legno di rovere calzati nella traversa.

La stessa Istruzione prescriveva che nella zona centrale della traversa non venisse eseguito l'assodamento della massicciata e si doveva evitare di urtare la traversa medesima con i picconi di rincalzatura.

Non si riferisce altro, sennonché erano addirittura elencati i procedimenti di riparazione delle traverse che si fossero fessurate.

Ciò che lascia molto incuriositi, sono le condizioni d'impiego; le traverse in c.a. erano da adoperarsi nei binari di stazione; se i binari erano di corsa, erano da considerare solo le stazioni dove tutti i treni avevano fermata. Se ne deduce che la traversa in c.a. era destinata a binari poco sollecitati. Dalle figure delle sezioni si può dedurre che, riguardo alle caratteristiche di resistenza dei materiali che si possono ipotizzare modeste (in particolare per i tondini per i quali la tensione ammисsibile non poteva plausibilmente superare i 100-120 MPa), i momenti resistenti fossero insufficienti rispetto a quelli agenti, tenuto anche conto della aggressività dinamica dei veicoli circolanti⁽¹⁾.

Evidentemente, nel tempo, il comportamento dei manufatti non fu positivo – non sono da escludere serie criticità per la tenuta dell'attacco – e l'impiego di traverse diverse da quelle in legno non ebbe seguito.

Dopo un lungo letargo, gli studi ripresero, come detto, sull'onda dei successi che avevano le traverse in calcestruzzo all'estero – specialmente in Francia e Germania – ed agli inizi degli anni '60 la traversa in cap prese il sopravvento e gli sviluppi furono tanto rapidi da ridurre, ben presto, la traversina in legno ad impieghi del tutto marginali. Si era, infatti, consolidata la concezione progettuale alter-

(1) Circa nello stesso anno, nell'ambito del "Congresso Internazionale del Collegio degli Ingegneri Ferroviari Italiani" (ossia il CIFI), l'ing. Silvio DORE presentava una memoria dal titolo "Traverse in cemento armato" [1]. Nella memoria si riferisce dell'interesse di superare le difficoltà di approvvigionamento delle traverse in legno, stante l'impoverimento dei boschi, mediante nuove traverse in c.a. studiate dall'Ing. SOTTILI ed utilizzate, sotto esercizio sperimentale, con esito soddisfacente, per la prima volta in Italia, presso la Sezione Mantenimento di Ancona dalla cessata Rete Adriatica. Il costo delle traverse in cemento armato era calcolato intorno alle 8-10 lire, che equivalgono, a moneta corrente, a 32-40 euro attuali. In fornitura, compreso l'attacco, oggi una traversa da 2,60 m viene perizziata da 60 a 70 euro.

gegni fissi" branch had issued an Instruction for the laying of tracks with precompressed concrete sleepers [2].

The sleeper concerned by the Instruction, branded FS, and built in 300000 pieces, followed that studied by the Rete Adriatica that, however, was not very successful.

The 2.6 m long FS sleeper was of normal precompressed concrete (750 kg of cement per cubic metre of mixture), it was precompressed with 7 iron rods with a diameter of 9 mm (and related brackets) and weighed 1500 N.

The fastening consisted of spikes screwed in oak toggles fitted in the sleeper.

The same Instruction prescribed that in the central area of the sleeper there was no tamping of the ballast and hitting the sleeper with tamping picks was to be avoided.

Nothing more to refer besides the fact that the repair processes for cracked sleepers were even listed.

What leaves much intrigued, are the conditions of use; the precompressed concrete sleepers were to be used in the station platforms; if the tracks were main tracks, only the stations where all trains had stops were to be considered. It is assumed that precompressed concrete sleepers were only intended for slightly stressed tracks. From the figures of the sections it can be inferred that, with regard to the characteristics of strength of materials that can be assumed as unpretentious (especially for rods for which the permissible stress could not conceivably exceed 100-120 MPa), the resistance moments were inadequate compared to the operating ones, also taking account of the dynamic aggressiveness of circulating vehicles⁽¹⁾.

Obviously, over time, the behaviour of structures was not positive – serious criticalities are not to be excluded for the endurance of fastenings – and the use of sleepers different from wooden ones was discontinued.

After a long slumber, studies resumed, as mentioned, on the wave of the success that concrete sleepers had abroad – especially in France and Germany – and in the early '60 s precompressed concrete sleepers had the upper and developments were so quick to soon reduce the use of wooden sleepers to quite marginal ones.

In fact, the typical design alternative was consolidated: either the sleeper was interpreted as exclusive support under

(1) More or less in the same year, within the "International Congress of the Board of Italian Railway Engineers" (CIFI), Eng. Silvio DORE presented a brief paper "Reinforced concrete sleepers" [1]. The brief refers the interest in overcoming the supply difficulties of wooden sleepers, given the impoverishment of woods, through new sleepers in reinforced concrete studied by Eng. SOTTILI and used experimentally for the first time in Italy with satisfactory results, at the Maintenance Section of Ancona by the ex Rete Adriatica. The cost of the sleepers in reinforced concrete was calculated around 8-10 lire, that in today's currency are equal to 32-40 euros. Today the supply of a 2.60 m sleeper including the fastening is estimated between 60 to 70 euros.

SCIENZA E TECNICA

nativa tipica: o si interpretava la traversa come esclusivo appoggio sottorotaia e, mediante la soluzione blocco, si poteva ancora impiegare il cemento armato normale, oppure si continuava a considerare come una trave soggetta a momenti flettenti ed, allora, occorreva prevedere l'adozione del cemento armato precompresso.

Indubbiamente fertili di felici innovazioni gli anni 1959-1963 per i binari della Rete Italiana, durante i quali, per dare pieno ed efficace sfruttamento alle risorse finanziarie messe a disposizione delle FS dalla legge n° 289/1958 (Primo piano quinquennale) – per quanto d'interesse della via – insieme all'uso delle traverse in cap, era normato l'Armamento 60 UNI (nel 1959 le rotaie ed organi connessi e nel 1963 gli apparecchi di binario) e definiti, con le Disposizioni Generali Tecniche ed Amministrative (DGTA) Edite nel 1957 ed Aggiornate nel 1963, i processi di costruzione, rinnovamento e manutenzione dell'armamento.

L'armamento si preparava, così, con congruo anticipo, a fronteggiare le richieste delle prossime circolazioni dei treni formati dalle E444 e dalle Ale 601 le cui prestazioni potenziali di velocità attingevano (ma per corse sperimentali superarono) i 180 km/h, impensabili con gli usuali armamenti leggeri del tipo 46,3 su traverse in legno. Ed insieme all'aumento della velocità, cresceva l'intensità del traffico che sulla intera rete nel ventennio 60-80 passava da 42,5 miliardi di U.T. a oltre 50 miliardi. Sulle linee più trafficate della rete, la Milano-Bologna e la Roma-Napoli, mediamente, i treni circolanti giornalieri passarono, rispettivamente, da 176 e 153 a 205 sia per l'una sia per l'altra linea.

Quanto, allora, era regolamentato, per i principali componenti del binario, o è, ancora, in vigore o veniva progressivamente aggiornato, ma senza sostanziali rifacimenti, fino agli inizi degli anni 2000, quando l'avvio della costruzione dei binari delle linee AV motivò una profonda revisione della intera materia.

Quale interesse ha, dunque, ripercorrere lo sviluppo della traversa in cap, componente del binario di non immediata "lettura" per le intrinseche difficoltà di definizione del suo comportamento nel tempo in termini di risposta strutturale sotto i carichi dinamici, di accertamento della resistenza dei materiali costituenti e di rischi di danneggiamento nella manipolazione per le scarse attitudini del calcestruzzo (materiale fragile per definizione) a sostenere le percussioni e gli urti caratteristici delle "rude" operazioni dei cantieri di posa del binario?

Certamente interesse ingegneristico per la molteplicità delle discipline coinvolte (progettazione strutturale statica e dinamica, tecnologia dei materiali, processi di fabbricazione e di controllo di qualità, tecniche di posa e rinnovamento del binario, ecc.) ma anche di gestione per l'onere, che l'impiego di tale componente, comporta per il Gestore della Infrastruttura. Posto che su almeno 25000 km di binari sulla Rete Ferroviaria Italiana siano ormai in esercizio traverse in cap significa che sono in opera al-

the track, and, using the dual block solution normal precompressed concrete could still be used, or it was still to be considered a sleeper subject to bending moments and, then, the adoption of pre-stressed concrete needed to be provided.

The years from 1959-1963 were definitely fertile with providential innovations for Italian network tracks, during which, in order to give full and effective exploitation of financial resources put at the disposal of the FS by Law No. 289/1958 (First five-year plan) – insofar as of interest to the railrail, together with the use of precompressed concrete sleepers, the 60 UNI rail was standardised (in 1959 rails and related devices and in 1963 the track devices) and defined, with the Technical and Administrative General Provisions (TAGP) published in 1957 and updated in 1963, the construction, renovation and maintenance processes of the rail.

The rail was prepared, with reasonable advance, to meet the demands of the next train circulations formed by E444 and Ale 601 whose potential speed performances reached (but exceeded them for experimental runs) 180 km/h, unthinkable with the usual light 46.3 type rails on wooden sleepers.

And together with the increased speed, traffic intensity increased that on the entire network in twenty years from 1960-1980 increased from 42.5 million of Transported Units (T.U.) to over 50 billion.

On the busiest network lines, the Milan-Bologna and Rome-Naples, on average, trains circulating daily increased respectively from 176 and 153 to 205 for both lines.

What was then regulated, for the main track components, or is still in force or was progressively upgraded, but without substantial renovations until the early 2000 when the construction of the HS line tracks started up, motivated a major review of the entire matter.

What interest is there, therefore, in following the development of the pre-stressed precompressed concrete sleepers, a track component without instant "reading" for the intrinsic difficulty of defining its behaviour over time in terms of structural response under dynamic loads, of determination of resistance of its materials and of damage risks in handling for the poor aptitudes of the concrete (fragile material by definition) in supporting percussions and characteristic impacts of "rude" operations of the track-laying sites?

Certainly an engineering interest for the variety of disciplines involved (static and dynamic structural design, materials technology, manufacturing processes and quality control, laying techniques and track renewal, etc.) but also for the management of the burden that the use of this component, requires for the Infrastructure Manager.

Given that concrete sleepers are now in operation on at least 25000 km of railway tracks on the Italian Railway Network, this means that at least 40 million specimens are operating (equal to a cube of approximately 175 m sideways) and that at least 50 million have been produced (considering spare parts and demolitions).

meno 40 milioni di esemplari (pari ad un cubo di circa 175 m di lato) e che ne siano state prodotte non meno 50 milioni (considerati i ricambi e le demolizioni).

Percorrendo, allora, questo cinquantennio rivisitiamo quanto delle originarie intuizioni progettuali è stato confermato dai ritorni dell'esercizio, le criticità inattese che si sono manifestate nel tempo ed i correttivi attuati ed i risultati raggiunti con il maturare progressivo delle conoscenze e delle esperienze.

2. Le origini

Nel 1959 viene pubblicato sulla Rivista Ingegneria Ferroviaria un articolo dell'Ingegner Foti [4] che illustra gli sviluppi in FS degli studi intrapresi, per introdurre sulla rete, traverse diverse da quelle in legno che cominciavano a diventare costose e che non garantivano la qualità del binario necessaria per un esercizio che andava velocizzandosi ed intensificandosi.

In tale ambito erano stati approvvigionati, e poi posti in opera sperimentalmente, consistenti lotti di traverse in cemento armato provenienti dalla Francia (tipi VW- monoblocco - ed RS - blocchetto) e dalla Germania (B55 - monoblocco), oppure prodotti direttamente in Italia.

Tra queste ultime era la traversa Eternit-Mazza.

Questa traversa (fig. 1) era monoblocco con dimensioni di 230 x 24 x 14 cm; il peso era di circa 1750 N ed era destinata ad armamenti 46 e 50 UNI.

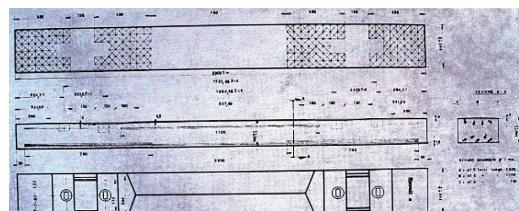


Fig. 1 – Traversa Eternit-Mazza. *Eternit-Mazza sleeper*.

Il manufatto veniva fabbricato con cemento idraulico normale mescolato a strati di amianto a fibre espanso ed orientate nel senso longitudinale della traversa.

L'armatura era costituita da tondino di acciaio ad alto limite elastico ad aderenza migliorata. La superficie inferiore presentava un reticolato romboidale a rilievo per aumentare l'attrito con il pietrisco.

La traversa era collaudata con un carico di 360 kN al centro della zona di appoggio della rotaia dopo averla disposta su due appoggi distanti 40 cm (Momento di rotura minimo 36 kN m).

L'attacco (fig. 2), che già preludeva quello elastico, era fatto con piastre scanalate in gomma sottorotaia, boccole inghiseate nella traversa, chiavarde di ancoraggio (tirafondi) e piastrini di stringimento.

Now going through this half century we will revisit how much of the original design insights has been confirmed by the return of the operation, the unexpected problems that have been manifested over time and the corrective actions taken and the results achieved with the progressive maturation of knowledge and experiences.

2. The origins

In 1959 Eng. Foti published an article on the Rivista Ingegneria Ferroviaria outlining the developments of the studies undertaken in FS to introduce different sleepers on the network from those made of wood that were beginning to become expensive and did not ensure the track quality needed for operation that was speeding up and intensifying.

In this context, large batches of sleepers in precompressed-concrete had been supplied, and then placed in operation experimentally, from France (VW types - monoblock - and RS - dual block) and from Germany (B55 - monoblock) or produced directly in Italy.

Among the latter was the Eternit-Mazza sleeper.

This sleeper (fig. 1) was monoblock with dimensions of 230 x 24 x 14 cm; the weight was approximately 1750 N and was destined for UNI 46 and 50 rails.

The artefact was manufactured with normal hydraulic cement mixed with layers of expanded fibre asbestos and oriented in the longitudinal direction of the sleeper.

The reinforcement consisted of steel rod with high elastic limit with improved grip. The bottom surface presented an embossed diamond reticule to increase friction with the ballast.

The sleeper was tested with a load of 360 kN at the centre of the rail support after having arranged it on two supports distant 40 cm (minimum break moment 36 kN m).

The fastening (fig. 2), which already anticipated the elastic one, was made of ribbed rubber plates under the rail, bushes cast on the sleeper, track bolts (coach screws) and tightening plates.

Luck wanted that the sleeper proved to be utterly ineffective: there was therefore no use of some interest: the dramatic consequences that its diffusion would have had are today conceivable: in fact, the Eternit, would have later highlighted how harmful it was to health and to the environment.

The experimental dual block sleeper (figg. 3 and 4) was formed in vibrated concrete and the two blocks were connected by an upside-down T shaped metallic crossbeam. The test moment of the block was of 30 kN m

The track fastening was elastic and the use was for UNI 46 and 50 type rails.

Global experimentation ended ultimately with orientation on the German type pre-compressed monoblock type sleeper, already operating on the DB since 1955 with excellent results.

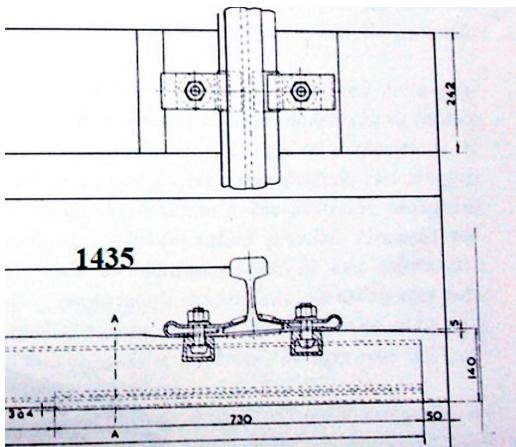


Fig. 2 – Attacco della traversa Eternit-Mazza.
Eternit-Mazza sleeper fastening.

Fortuna volle che la traversa si dimostrasse assolutamente inidonea: non si passò, quindi, ad un impiego di qualche interesse: sono oggi immaginabili le drammatiche conseguenze che avrebbe avuto una sua diffusione: infatti, l'Eternit, dopo, avrebbe evidenziato, quanto era nocivo per la salute e per l'ambiente.

La traversa biblocco sperimentale (figg. 3 e 4), invece, era formata in cls vibrato ed i due blocchi erano collegati da un traversino metallico a T rovesciata. Il momento di prova del blocco era di 30 kN m.

L'attacco della rotaia era elastico e l'impiego era per rotaie del tipo 46 e 50 UNI.

La sperimentazione globale si concluse, in definitiva, con orientamento sulla traversa monoblocco precompresso di tipo tedesco, già in opera sulle DB dal 1955 con ottimi risultati.

Si ritenne, pertanto, di progettare ed avviare la produzione di un manufatto, che divenne la traversa in cemento armato vibrato e precompresso – secondo la specificazione completa ed “ufficiale” – tipica delle FS, del tutto simile a quella tedesca (salvo i piani di appoggio delle rotaie: in FS 1/20, presso le DB 1/40).

I primi esemplari entrarono in esercizio nel 1963 su linee ad intenso traffico come, per esempio, la Milano – Domodossola, dove furono impiegate traverse prodotte dalla Vianini⁽²⁾.

Con la scelta della monoblocco veniva, di fatto, scartato ogni futuro impiego della traversa biblocco le cui prestazioni erano sostenute con entusiasmo dalle SNCF:

It was, therefore, thought to design and begin the production of an artefact, that became the sleeper in vibrated and pre-stressed concrete – according to the full and “official” specification – typical of FS, similar to the German one (excepting the rail support surfaces: in FS 1/20, at the DB 1/40).

The first specimens were put into service in 1963 on heavy traffic lines such as the Milan-Domodossola, where sleepers produced by Vianini were employed⁽²⁾.

The choice of the monoblock in fact, discarded any future use of the dual block sleeper whose performance was enthusiastically supported by SNCF: the dilemma on which of the two types, so different from each other, were better, has not been solved yet after half a century.

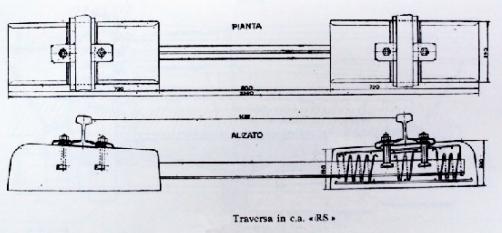


Fig. 3 – Traversa biblocco - Pianta, vista laterale e sezione. Dual block sleeper - Side and section view diagram.



Fig. 4 – Foto di una traversa biblocco in esercizio. Photos of a dual block sleeper in operation.

The difference between the two types of structures is all too obvious: the monoblock requires the use of pre-compression of the metallic reinforcements because of its beam behaviour under two loads transferred from the rails, while for the two “plinths” of the dual block simple precompressed concrete is sufficient.

It is worthwhile disregarding the “vexata questio” on which of the two types is preferable; both one and the other have peculiar advantages such as: the double active face under the lateral thrusts of the dual block as the largest surface reacting to the longitudinal pull of the monoblock; the greater mass and increased stiffness of the Vierendel frame

(2) I primi produttori furono, appunto, la Ditta Vianini, la SCAC e la Ditta Masoni. Le ultime due non sono più presenti.

(2) The first producers were the Vianini company, SCAC and the firm Masoni. The last two do no longer exist.

SCIENZA E TECNICA

il dilemma su quale delle due tipologie, così diverse tra loro, fosse migliore, dopo mezzo secolo, non è stato ancora risolto.

La differenza tra i due tipi di manufatti è fin troppo evidente: la monoblocco, per il suo comportamento a trave sotto i due carichi trasferiti dalle rotaie, richiede l'impiego della precompressione delle armature metalliche mentre per i due "plinti" della biblocco è sufficiente il cemento armato semplice.

Converrà trascurare la "vexata questio" su quale delle due tipologie sia preferibile; sia l'una sia l'altra presentano vantaggi peculiari quali: la doppia faccia attiva alle spinte laterali della biblocco come la maggiore superficie reagente al tiro longitudinale della monoblocco; la maggiore massa e la maggiore rigidità del telaio Vierendel costituito dalle rotaie e dalle traverse, tipico della monoblocco precompresso rispetto ad una minore complessità nella progettazione strutturale della biblocco e così via.

Mentre sulla Rete nazionale la traversa biblocco non è utilizzata, la stessa costituisce la soluzione preferenziale per le Ferrovie non di Stato (Aziende di Trasporto su ferro regionali, metropolitane, ecc.).

Certamente il requisito che si cercava con maggiore interesse in origine, cioè la massa, ossia la capacità di mantenere stabile il binario sotto le azioni dei carichi dei treni come pure agli sforzi di coazione per dilatazione termica impedita (si rammenta che gli studi allora in corso evidenziavano il pericolo del "sollevamento del binario" più che dello sbandamento laterale tanto che in letteratura si leggeva: "il binario, giunto alla instabilità si solleva e, scaricate le compressioni, ricade, slineato da un lato" espressione che, nella sua sinteticità, rappresenta tutta la drammaticità dell'evento!).

Non risulta che siano stati pubblicati studi comparativi sulle due soluzioni sugli aspetti, non solo tecnici ma anche economici ed industriali, che motivarono la scelta effettuata.

Peraltro, le SNCF, nel tempo sono passate a soluzioni biblocco che prevedono i due blocchi di tali dimensioni in lunghezza da ridurre la loro distanza al centro del binario a soli 60 cm e ciò allo scopo di ampliare la superficie di appoggio della traversa sul pietrisco per l'evidente necessità di contenere le pressioni scaricate sulla massicciata.

Comunque, come in altri campi della tecnica ferroviaria, una determinata scelta di campo – se porta a risultati soddisfacenti – si consolida e perdura, in ragione delle esigenze produttive delle industrie (gli impianti di prefabbricazione impongono investimenti rilevanti), delle dotazioni operative di costruzione e manutenzione del binario (anche se di non trascurabile peso economico) ed, infine, non si può del tutto escludere per una malcelata affezione delle Reti a conservare le scelte operate con successo.

I tecnici dell'armamento avevano, dunque, all'avvio della produzione di serie, affrontato e risolto i seguenti più rilevanti problemi:

formed by the rails and by the sleepers, typical of pre-compressed monoblock compared with less complexity in the structural design of the dual block and so on.

While the dual block sleeper is not used on the National Network, the same is the preferred solution for non-State Railways (Regional rail transport companies, under-grounds, etc.).

Certainly the requirement researched with greater interest in origin, i.e. mass, or rather the ability to maintain the track stable under the actions of train loads as well as the coercion efforts for impeded thermal expansion (it should be recalled that studies then underway indicated the danger of "lifting of the track" rather than the side-skidding, so much so that one could read in literature: "the track, at instability lifts up and, having discharged compressions, falls again, laterally displaced on one side" expression that, in its conciseness, represents all the drama of the event!).

It does not appear that comparative studies on two solutions of the aspects have been published, not only technical but also economic and industrial, that motivated the choice made.

Moreover, over time SNCF have switched to dual block solutions providing the two blocks solutions with this size in length to reduce their distance at the centre of the track to just 60 cm and this in order to expand the supporting surface of the sleeper on gravel for the obvious need to contain pressures discharged on the ballast.

However, as in other railway technical fields, a satisfactory choice consolidates and persists, due to the production needs of industries (prefabrication systems require significant investments), to operational equipment for construction and maintenance of the track (also economically relevant) and, finally, it cannot be entirely ruled out, for a hidden affection of Networks to preserve choices made successfully.

Therefore, rail technicians, had tackled and solved the following most significant problems at the start of mass production:

- dimensioning of the artefact;*
- structural design and verification of the behaviour of the sleeper under loads;*
- awarding of supplies and production launch;*
- changes to operation regulations regarding track with sleepers in pre-stressed concrete;*
- management of maintenance and renewal contracts, considered the implementation in the system of the new procedures, machinery and controls on the quality of the work performed;*
- staff training.*

For the sizing of the pre-stressed concrete sleeper, the designer could have:

- calculated the resistant moment to the breaking of a wooden sleeper (fig. 5) and impose, with a plentiful re-*

SCIENZA E TECNICA

- dimensionamento del manufatto;
- progetto strutturale e verifica del comportamento della traversa sotto i carichi;
- affidamento delle forniture ed avvio delle produzioni;
- modifiche alla normativa di esercizio del binario con traverse in cap;
- gestione degli appalti di rinnovamento e manutenzione, considerata l'implementazione nel sistema di nuove procedure, macchinari e controlli sulla qualità del lavoro eseguito;
- istruzione del personale.

Per il dimensionamento della traversa in cap, il progettista avrebbe potuto:

- calcolare il momento resistente a rottura di una traversa in legno (fig. 5) e impostare, con un abbondante coefficiente riduttivo, questo valore come requisito del nuovo manufatto.

Tale criterio avrebbe fornito, a nuovo,

$$M_{R \text{ legno}} = \sigma_{\text{legno}} W_{\text{legno}}$$

ossia

$$M_{R \text{ legno}} = 50 \frac{1}{6} 230 \times 140^2 = 37566666,66 \text{ N mm}$$

ossia $M_{R \text{ legno}} = 37,567 \text{ kN m}$ e senza considerare la ripartizione operata dalla suola della rotaia e dalla piastra metallica.

Ma una traversa usata e da lungo esposta alle azioni del traffico e, peggio, degli effetti della pioggia e del soleggiamento (fig. 6) poteva avere una resistenza metà, da cui si sarebbe potuto stimare che il momento agente, al limite della rottura del legno, rimaneva contenuto in circa 18 kN m.

- oppure, far riferimento alla traversa in cap di m 2,30 tedesca (la B 55) ed impostare al produttore del manufatto una assegnata resistenza da verificare al collaudo.

Tale secondo criterio definì il manufatto di cui le figg. 6 e 7.

La traversa, del peso di 2200 N, è armata con 8 tondini del diametro di 7 mm posti su due strati e pretesi a 46,450 kN ciascuno. Il calcestruzzo, a 28 gg doveva resistere a 60 MPa (prova di schiacciamento di cubetti 20 x 20 x 20 cm) e travetti 10 x 15 x 70 cm dovevano possedere una resistenza a trazione per flessione di almeno 6,5 MPa.

La fabbricazione era fatta mediante tiro dei fili stessi, posti a forcella dopo sforno del manufatto, in apposite cave ottenute nella traversa mediante guaine⁽³⁾. Dopo il tiro, le guaine venivano iniettate.

Nella fig. 8 si osservano le campane degli ancoraggi di testata ed i dadi con i quali veniva messa in tensione l'armatura.

(3) Alcune produzioni prevedevano la pretensione dei fili in cassaforma.

ductive coefficient, this value as a requirement of the new artefact.

That criterion would have again provided,

$$M_{R \text{ legno}} = \sigma_{\text{legno}} W_{\text{legno}}$$

that is

namely $M_{R \text{ legno}} = 37,567 \text{ kN m}$ and without considering the allocation made by the rail flange and by the metal plate.

But a used sleeper and exposed for a long period to the actions of traffic and, worse, to the effects of rain and sunshine (fig. 6) could have half a strength, from which one could predict that the time agent, on the verge of breaking of the wood, was contained in about 18 kN m

$$M_{R \text{ legno}} = 50 \frac{1}{6} 230 \times 140^2 = 37566666,66 \text{ N mm}$$

- or, refer to German pre-compressed concrete sleeper of 2,30 m (B 55) and impose to the manufacturer a given strength to be verified during testing.

This second criterion defined the artefact in figg. 6 and 7.

The sleeper, weighing 2200 N, is precompressed with 8 rods with a diameter of 7 mm on two layers and pre-tensed at 46,450 kN each. The concrete, in 28 days had to withstand 60 MPa (compression test of 20 x 20 x 20 cm cubes) and 10 x 15 x 70 cm joists should have a bending tensile strength of at least 6,5 MPa.

The production was done by drawing the wires themselves, placed as fork after the deformation of the artefact in special caves obtained in the sleeper through sheaths⁽³⁾. After pulling, the sheaths were injected.

In fig. 8 there are the head anchorages bells and the nuts that were used to tension the reinforcement.

The test sleeper, kept in water for 7 days, was tested at the mid point – to the extension of the upper fibres – and had to withstand the Moment of 15,451 kN m.

At 0 time, i.e. before the slow stress drops, under such load testing, the concrete traction would have been in the order of 6,75 Mpa.

It is interesting to note that the final acceptance of the sleepers occurred after they had been put in place and were in operation for at least one year.

The rail fastening was of the K-type, with two sleeper screws per plate.

There are no documents that identify the reasons for the choice falling on this type of sleeper and on a length not different to 2,30 m; we can, therefore, make the following assumptions about related considerations.

(3) Some productions envisaged pre-tensioning of wires in formworks.

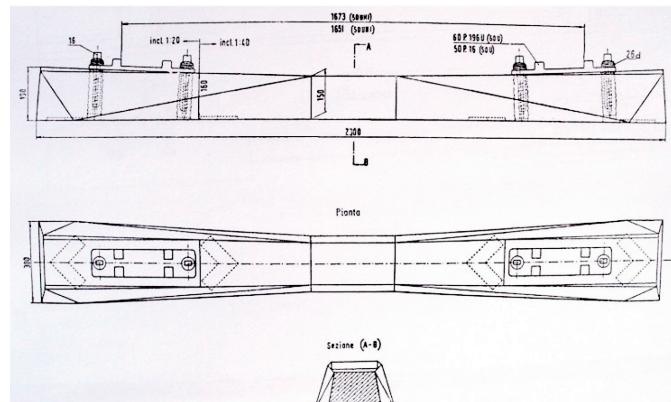


Fig. 6 – Traversa in cap tipo FS – Vista laterale, pianta e sezioni. *FS type pre-stressed concrete sleeper – lateral view, plan and sections.*

La traversa di collaudo, conservata in acqua per 7 giorni, veniva provata nella sezione di mezzeria – all'estensione delle fibre superiori – e doveva resistere al Momento di 15,451 kN m.

A tempo 0, ossia prima delle cadute di tensione lente, sotto tale carico di collaudo, la trazione del cls, sarebbe stata dell'ordine di 6,75 Mpa.

È interessante ricordare che il collaudo definitivo delle traverse avveniva dopo che le stesse erano state poste in opera ed erano in esercizio da almeno un anno.

L'attacco delle rotaie era del tipo K, con due caviglie per piastra.

Non si dispone di documenti da cui desumere i motivi della scelta caduta su questo tipo di traversa e su una lunghezza non diversa di quella di m 2,30; possiamo, quindi, avanzare le seguenti ipotesi sulla connessa considerazioni:

Dal punto di vista del trasferimento dei carichi verticali alla massicciata, la traversa di m 2,60 (lunghezza normale delle traversine di legno) è - per sottofondi cedevoli - nettamente avvantaggiata: infatti, il diagramma delle pressioni scaricate lungo la sezione della traversa evidenzia, in questo caso, una migliore distribuzione per la traversa lunga.

Meno evidente tale differenziazione per sottofondi rigidi

Nella prima figura del grafico 1 si ha l'andamento dei sedimenti della traversa in cap di m 2,30 su un sottofondo marcatamente cedevole, nella seconda lo stesso andamento ma per una traversa in cap da m 2,60.

Secondo gli studi del Deischel quanto sopra definirebbe le traverse da m 2,30 di lunghezza insufficiente da cui elevata concentrazione degli sforzi sul pietrisco alla estremità della traversa stessa; tale considerazione appare eccessiva e totalmente in contrasto con l'accertata positiva accettazione - da parte di altre Reti - delle traverse biblocco.



Fig. 7 – Traversa FS in esercizio – Attacco K, piastra a 2 caviglie.
FS sleeper in operation – K fastening, plate with 2 sleeper crews.

From the point of view of the transfer of the vertical loads to the ballast, the 2.60 m sleeper (normal length of wooden sleepers) is clearly favoured – for yielding substrates: indeed, the diagram of pressures discharged along the sleeper section points out, a better distribution for the long sleeper in this case.

This differentiation is less noticeable for rigid substrates.

In the first figure of chart 1 there is the yielding trend of the 2.30 m pre-stressed precompressed concrete sleeper on a markedly yielding substrate, in the second one the trend is the same but for a pre-stressed precompressed concrete sleeper of 2.60 m.



Fig. 8 – Traversa in cap FS – Particolare dell'ancoraggio dei fili.
FS sleeper in pre-stressed precompressed concrete – Detail of the anchorage of the wires.

Invece, agli effetti dei momenti, la trave lunga (a parità di altre condizioni) è svantaggiata nella sezione sotto rotaia (momenti positivi), ma è meno sollecitata in mezzeria (momenti negativi). Dai grafici delle deformate (grafico 1) si possono notare le più accentuate curvature in mezzeria, per la traversa corta, e sottorotaia, per la traversa lunga. Ne deriva che la situazione è tale che le fibre più sollecitate a trazione sono, per la trave corta, quelle superiori di mezzeria – e, quindi, in posizione ben visibile – con possibilità, quindi, di controllare in esercizio il comportamento delle traverse nel corso della loro vita tecnica.

Poco probabile una decisione esclusivamente economica per la non rilevante differenza di oneri di fornitura: una traversa da m 2,60 richiede maggiori masse di cls e di armatura non superiore al 12%, non rilevanti rispetto al costo di acquisto, molto influenzato dall'ammortamento degli impianti di fabbricazione [5].

La Circolare istitutiva dell'impiego delle traverse in cap sulla rete delle FS fu emanata nel Dicembre 1963.

L'impiego era, al momento, prescritto per i soli tratti di binario in lunga rotaia saldata perché le nuove traverse, per la loro fragilità, non si ritenevano idonee a supportare le giunzioni delle rotaie. Quando l'impiego delle traverse in cap venne esteso anche ai binari a giunzione – rotaie di lunghezza 36 m – venne disposto che le giunzioni rimanessero appoggiate sui coppioni in legname, intervallati dalle due parti, da due traverse in legno; data la distribuzione delle giunzioni sfalsate di 12 m, è rimarcabile la disomogeneità degli appoggi (coppione, legno, 18 traverse in cap, legno, coppione, legno, 38 traverse in cap, legno, coppione e così via) non tanto per la qualità del sostegno della rotaia, quanto per la complicazione che detta scansione comporta per la costruzione e per il ricambio delle traverse.

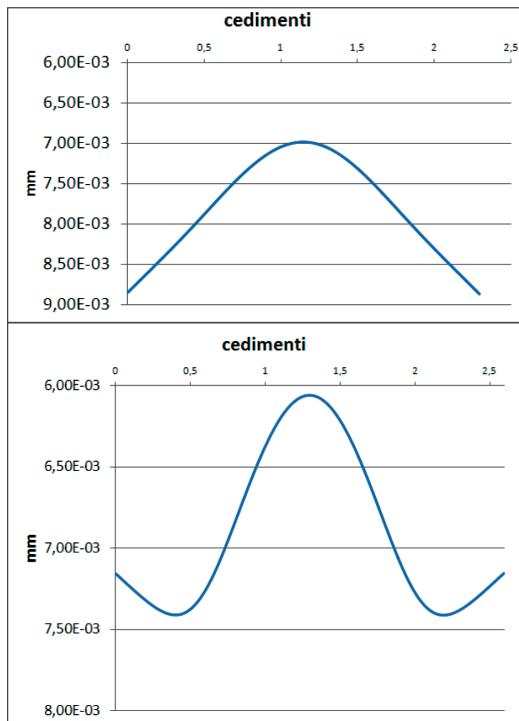


Grafico 1 – Traversa da m 2,30 e 2,60 – Deformate. Chart 1 – 2.30 m and 2.60 m sleepers – Deformed. (cedimenti – yielding).

According to Deischel studies, the above would define 2.30 m sleepers not long enough hence the high concentration of efforts on the gravel at the end of the sleeper itself; this consideration appears excessive and totally at odds with the established positive acceptance – on behalf of other Networks – of the dual block sleepers.

However, to the effects of the moments, the long beam (other things being equal) is disadvantaged in the section under rail (positive moments), but is less stressed on the centre line (negative moments).

The most accentuated curvatures at the centre line, for the short sleeper, can be seen in the graphs of the deformed (graph 1) and under the rail, for the long sleeper.

It follows that the situation is such that the most stressed fibres in traction are, for the short beam, the upper centre line ones - and, therefore, in a clearly visible position – hence with the possibility to control the behaviour of the sleepers in their technical lifetime during operation.

A solely economic decision for the irrelevant difference in supply charges is unlikely: a 2.60 m sleeper requires

SCIENZA E TECNICA

Ovviamente, la non utilizzabilità sui binari a giunzioni assorbiva l'impossibilità di allargamento dello scartamento (all'epoca il raggio minimo per la lrs era di 600 m) e queste limitazioni intrinseche delle traverse in legno sollecitarono, negli anni seguenti, interessanti studi sia per attenuare le norme sull'allargamento dello scartamento, sia per estendere la lrs a curve di raggio ben più ridotto⁽⁴⁾.

Con la stessa Circolare veniva disposto, e di ciò non si hanno notizie circa i motivi, la riduzione della distanza del ciglio della massicciata che veniva portata a 80 cm dal bordo interno della più vicina rotaia, rispetto al metro della traversa in legno (di fatto la distanza tra testata della traversa e ciglio si riduceva di 5 cm) e "poiché la zona centrale delle traverse non deve appoggiare sulla massicciata" doveva essere realizzato un cassonetto tra le due rotaie per una larghezza di 50 cm e per una profondità di 5 cm al di sotto del piano inferiore della traversa; detto vuoto doveva permanere per almeno 2 anni di esercizio. Dopo tale periodo il traffico avrebbe compattato il pietrisco nelle zone sottorotaia e, pertanto, nella zona centrale, la reazione del pietrisco stesso non sarebbe stata tale da provocare eccessi di momento negativo.

Vennero, anche, stabiliti, i procedimenti di accatastamento, di manipolazione e di posa in opera, orientati a cautele impensabili per il legno (non era raro, infatti, osservare lo scarico dai carri delle traverse in legno a mano).

Le ditte appaltatrici dei lavori d'armamento, se già non ne disponevano, si attrezzarono con gli adatti macchinari per la posa in opera delle traverse di maggior peso quali, soprattutto, i portali per la distribuzione in linea meccanizzata delle traverse oppure per intere campate, quando possibile.

Sostanzialmente con tali attrezzi veniva completamente meccanizzata la movimentazione delle traverse risultando, per il loro peso, assolutamente esclusa ogni manipolazione manuale.

Nella fig. 9 il macchinario con portali Donelli al lavoro, nei presi di Orvieto, per la costruzione del binario della linea Direttissima Roma-Firenze.

Ma a quali sollecitazioni sarebbe andata incontro questa traversa, una volta posta in opera?

Per dare una risposta si deve, dapprima, ipotizzare a quale struttura assimilare il manufatto: in prima istanza, ci si orienta alla trave su fondazione elastica alla Winkler⁽⁵⁾ assumendo diversi coefficienti di sottofondo: alla prima posa della traversa si considera che il fondo sia an-

(4) Si tentarono molte soluzioni di attacco che potevano realizzare, con adozione di distanziatori di misura variabile, il richiesto allargamento [6]. Nessuna soluzione dette risultati positivi; il problema fu risolto riducendo il raggio al di sotto del quale occorre allargare lo scartamento (275 m) e detto allargamento si ottiene usando traverse in legno; le curve sulla rete con raggi così piccoli sommano uno sviluppo così modesto che l'impiego del legno è del tutto accettabile.

more masses of concrete and reinforcement not exceeding 12%, irrelevant in relation to the purchase cost, heavily influenced by the depreciation of manufacturing plants [5].

The circular establishing the use of sleepers in pre-stressed precompressed concrete on the FS network was enacted in December 1963. The use was, at the time, prescribed only for track stretches in long welded rail because the new sleepers were not considered suitable to support the rail joints due to their fragility.

When the use of pre-stressed precompressed concrete sleepers was extended to junction rails also – 36 m long rails – it was ordered that the joints remained resting on timber coupled sleepers, separated by two parts, by two wooden sleepers; given the distribution of staggered junctions of 12 m, the in homogeneity of the supports is remarkable (coupled sleeper, wood, 18 sleepers in pre-compressed reinforced concrete, wood, coupled sleepers, wood, 38 sleepers in precompressed reinforced concrete, single and coupled wood and so on) not so much because of the quality of the rail support, but for the complication that such scan implies for the construction and for the replacement of sleepers.

Of course, the non usability on the rails with joints absorbed the impossibility of broadening the gauge (at that time the minimum radius for the long welded rail was 600 m) and these inherent limitations of sleepers in precompressed reinforced concrete solicited interesting studies in subsequent years both to ease the rules on the broadening of the gauge and to extend the long welded rail to curve with a much reduced radius⁽⁴⁾.

The same Circular ordered, and there is no information about the reasons, reducing the distance between the edge of the ballast that was modified in 80 cm from the inside edge of the nearest rail, compared to the 100 cm of the wooden sleeper (in fact the distance between top of the sleeper and the edge was reduced by 5 cm) and "since the central area of the sleepers should not rest on the ballast" an area was to be created between the two rails for a width of 50 cm and a depth of 5 cm below the lower surface of the sleeper; this empty space should remain for at least 2 years of operation.

After that period the traffic would have compacted the ballast in the areas under the rail and, therefore, in the central area, the reaction of the ballast itself would not have been enough to cause negative moment excesses.

Stacking processes were also established, as well as for handling and installation, geared to unthinkable cautions

(4) Many fastening solutions were attempted that could achieve the required broadening through the adoption of spacers with variable size. No solution gave positive results [6]; the problem was solved by reducing the radius below which the gauge must be broadened (275 m) and this can be achieved using wooden sleepers; curves on the network with such small radii sum up such a modest development that the used of wood is fully acceptable.



Fig. 9 - Direttissima Roma-Firenze - Viadotto Paglia - Montaggio del binario con portali Donelli. *Rome-Florence HS line - Paglia Viaduct - Track mounting with Donelli portals.*

cora "soffice" e, quindi, è conveniente porre un coefficiente basso, dell'ordine di $0,03E9 \text{ N/m}^3$; vista, anche, la norma di posa, si considera assente la reazione nella parte centrale della traversa: tanto per la verifica della sezione sottorotaia, mentre che la reazione si considera diffusa per la verifica della sezione in mezzeria⁽⁶⁾.

Nel seguito della vita tecnica della traversa il pietrisco nella zona sottorotaia si compatta ed interviene una modesta reazione nella parte centrale: in queste condizioni si stima che - nelle peggiori condizioni - sottorotaia il coefficiente arrivi a $0,7E9 \text{ N/m}^3$ e nella centrale passi a $0,03E9 \text{ N/m}^3$.

Quando si ebbero a verificare casi nei quali la reazione era più elevata al centro, la immediata conseguenza fu che, al transito dei primi treni, la traversa subito si fessurò in mezzeria.

Quanto sopra e la forma della traversa, massiccia sottorotaia e snella in mezzeria, imponevano - di fatto - alla monoblocco di lavorare quasi come una blocco, ma - stranamente - non veniva eseguita alcuna prova di fles-

(5) Per il calcolo della blocco l'orientamento di allora, come di oggi, è quello di considerare ognuno dei due blocchi come un plinto separato dall'altro: infatti, si sottopone a prova il singolo blocco, ma non si prova a flessione l'intera traversa.

(6) L'assimilazione della traversa ferroviaria a trave infinitamente rigida porta a porre la reazione del ballast uniformemente diffusa su tutta la lunghezza della traversa allora, posto in 1,5 m la distanza dei carichi P trasmessi dalla rotaia si ha che il fletten-te in mezzeria è P ($L/4 - 0,75$): con $L = 2,3 \text{ m}$ si ha $M = - 0,175 \text{ P}$ e, quindi, trazioni alle fibre superiori. Il massimo momento sottorotaia (ipotizzando le reazioni uniformemente distribuite nel tratto di traversa a cavallo della rotaia pari a $0,80 \text{ m}$) sono date, in tale ipotesi di reazione, da $M = 0,1 \text{ P}$; ne deriva che a parità di carico la sezione più sollecitata è quella di mezzeria.

for the wood (it was not uncommon, in fact, to observe the unloading of wooden sleepers by hand from wagons).

The rail contractors equipped themselves with the appropriate machinery for laying heavier sleepers, if they did not already have it, such as, above all, the portals for the mechanised distribution of sleepers in line or for entire spans, when possible.

Substantially with such equipment handling of sleepers was completely mechanised, resulting absolutely without any manual manipulation, for their weight.

In fig. 9 the equipment with Donelli portals at work, near Orvieto, for the construction of the Rome-Florence HS rail line.

But what stresses would this sleeper have met once installed?

To answer we must first postulate to which structure the artefact should be assimilated: in the first instance, we are oriented towards the beam on Winkler⁽⁵⁾ elastic foundation taking on several substrate coefficients: upon the first installation of the sleeper, it is considered that the substrate is still "soft" and, therefore, it is advisable to put a low coefficient in the order of $0.03E9 \text{ N/m}^3$; given the laying regulation too, the reaction in the middle of the sleeper shall be deemed to be absent: so much for the section under track while the reaction is considered widespread for testing of the middle section⁽⁶⁾.

In the wake of the technical life of the sleeper, the ballast in the area under the track is compacted and a modest re-action in the central part occurs: under these conditions, it is estimated that - in the worst conditions - the coefficient reaches $0.7E9 \text{ N/m}^3$ under the track and $0.03E9 \text{ N/m}^3$ in the middle.

When there were cases where the reaction was higher in the middle, the immediate consequence was that as the first trains transited, the sleeper immediately cracked in the middle.

The above and the shape of the sleeper, massive under track and slender at the centre line, in fact required the monoblock to work almost like a dual block, but bizarrely -

(5) For the calculation of the dual block, the orientation at the time and today, is to consider each of the two block as a plinth separate from the other: the single block is tested, but bending of the whole sleeper is not tested.

(6) The assimilation of a railway sleeper to an infinitely rigid beam leads to placing the ballast reaction uniformly widespread along the whole sleeper length: then, given the 1.5 m distance of the P loads from the rails, the bending at the centre line is P ($L/4 - 0,75$): with $L = 2.3 \text{ m}$ the result is $M = - 0,175 \text{ P}$ and therefore traction at the upper fibres. The maximum moment under rail (assuming the reactions uniformly distributed on the stretch of the sleeper across the rail equal to $0,80 \text{ m}$) is given, in such reaction assumption, by $M = 0,1 \text{ P}$; consequently, with equal load, the most stressed section is the one at the centre line.

SCIENZA E TECNICA

sione sotto rotaia che, invece, era prescritta per le altre traverse sperimentali⁽⁷⁾, compresa la biblocco.

Circa la definizione dei carichi agenti si faceva riferimento ai primi studi ORE⁽⁸⁾: certamente il massimo carico assiale circolante (ed anche con una rilevante frequenza di transito) era di 20 (200 kN) tasse considerata la ancora consistente flotta di locomotive E 428 (Q max = 195 kN) e la già autorizzata circolazione di carri con carico di 200 kN sulle linee categoria C3.

Con tali premesse, possiamo tentare una verifica, a posteriori, adottando i criteri di calcolo oggi in uso.

Per la ripartizione, lungo la rotaia, del carico della ruota, si stima che con il coefficiente di Winkler basso, sulla traversa sotto carico giunga il 30% del carico di ruota; quando detto coefficiente diventa massimo, il carico sulla traversa tende al 50%. Come incremento di carico dinamico si pone il moltiplicatore 1,5, tipico per velocità inferiori a 200 km/h – perché, ragionevolmente, all'epoca le velocità non superavano i 140-160 km/h (le locomotive pesanti attingevano una velocità massima di 130 km/h) – e che prende in conto l'effetto di un difetto di livello longitudinale con un coefficiente pari a 1,6.

Per la verità la vigente Norma UNI EN 13230-1 – Binario – Traverse e traversine in calcestruzzo- Requisiti generali di recepimento della Norma EN di cui sopra, sia pure a titolo informativo, riporta il criterio di calcolo per i momenti flettenti risultante dagli studi ORE D 170 Rapporto 4.

Detti criteri considerano, insieme ai parametri già detti, un ulteriore incremento di 1,35 per tener conto degli effetti della “traversa ballerina”.

Ma, anche in rapporto alle esperienze successive, si ritiene tale ultimo moltiplicatore assolutamente sovrabbondante.

Ne consegue che nella fase iniziale il carico sulla traversa scaricato da una rotaia è (con Q = 200 kN)

$$P = \frac{200}{2} 0,3 \times 1,5 \times 1,6 = 72 \text{ kN}$$

nel seguito della vita tecnica della traversa

$$P = \frac{200}{2} 0,5 \times 1,5 \times 1,6 = 120 \text{ kN}$$

A questo punto il progettista doveva calcolare i momenti sollecitanti la traversa che poteva essere conven-

(7) Posto che in una trave con ancoraggi in testata, la forza di precompressione sia già al massimo ad una distanza dall'estremo pari a circa una altezza della trave, nella sezione sottorotaia detta forza è pari a quella che si ha in mezzeria. Ora, se l'altezza e la larghezza media, in tale sezione, sono minori di quella sottorotaia, il momento nella sezione sottorotaia, che genera la stessa sollecitazione di trazione nel cls, è più grande di quello in mezzeria. Quindi, se resiste a collaudo la sezione centrale al massimo momento atteso, a maggior ragione resiste la sezione sottorotaia.

(8) Gli studi dell'Eisenmann circa la stima dell'incremento dinamico da applicare ai carichi – ancor oggi attuali – sono dei primi anni '70.

no bending test was performed under rail that was instead prescribed for other experimental sleepers⁽⁷⁾, including the dual block.

With regard to the definition of acting loads, reference was made to early studies ORE⁽⁸⁾: certainly the highest circulating axial load (and also with a significant transit frequency) was of 20 tons (200 kN) per axle given the still considerable fleet of E428 locomotives (Q max = 195 kN) and the already authorised circulation of wagons with 200 kN load on category C3 lines.

With this data, we can attempt a check, a posteriori, adopting the calculation criteria in use today.

For the distribution of the wheel load along the rail, it is estimated that with the low Winkler coefficient, on the sleeper under load, 30% of the load reaches the wheel; when this coefficient becomes maximum, the load on the sleeper tends to reach 50%.

As dynamic load increment the 1.5 multiplier is used, typical for speed lower than 200 km/h – because, reasonably, at the time speed did not exceed 140-160 km/h (heavy locomotives used a maximum speed of 130 km/h) – and that takes into account the effect of a defect of longitudinal level with a coefficient equal to 1.6.

As a matter of fact the UNI EN 13230-1 Standard in force – Rail – sleepers and small concrete sleepers - General requirements for the implementation of the above EN standard, even for information purposes, reports the method of calculation for bending moments resulting from ORE D 170 Report 4 studies.

These criteria consider a further increase of 1.35 to take account of the effects of the “unsteady sleeper” together with the parameters already mentioned.

But, also in relation to subsequent experiences, it is believed that last multiplier is absolutely redundant.

It follows that in the initial phase the load on the sleeper discharged from a rail is (with Q = 200 kN)

$$P = \frac{200}{2} 0,3 \times 1,5 \times 1,6 = 72 \text{ kN}$$

in the wake of the sleeper's technical life

$$P = \frac{200}{2} 0,5 \times 1,5 \times 1,6 = 120 \text{ kN}$$

At this point, the designer had to calculate the moments

(7) Given that in a beam with anchorages at the head, the pre-compression force is already at maximum at a distance from the end equal to about the height of the beam, in the section under rail such force is equal to that at the centre line. Now, if the height and the average width in this section are less than the one under rail, the moment in the under rail section, generating the same traction stress in the concrete, is greater than the centre line one. Therefore, if the central section at the maximum expected moment resists during testing, all the more so will the section under rail resist.

(8) Eisenmann studies on the dynamic increase estimate to be applied to loads – still today – go back to the early 70's.

SCIENZA E TECNICA

nientemente considerata come una trave elastica su suolo alla Winkler.

Per i calcoli, alquanto complicati in forma chiusa, ci si poteva avvalere delle tabelle a suo tempo pubblicate su Ingegneria Ferroviaria in allegato all'importante lavoro dell'ing. ROBERT [3].

Tali tabelle forniscono il momento in mezzeria e sottorotaia una volta noti: il momento di inerzia della traversa (da considerare necessariamente costante), il modulo elastico del cls ed il coefficiente di Winkler.

Ammettendo il caso del coefficiente di Winkler $C = 0,03E9 \text{ N/m}^3$, posto un momento di inerzia medio della traversa in $8,359 \text{ E-05 m}^3$, una base della traversa di $0,30 \text{ m}$, un modulo del cls di

$$4,00E+10 \text{ N/m}^2 \text{ si aveva } L_T = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{C}} = 1,104 \text{ m.}$$

A questo punto si calcolavano i rapporti

$$\lambda = \frac{1}{L_T} \quad \rho = \frac{r}{L_T}$$

con $l = \frac{1}{2}$ lunghezza della traversa = $1,15 \text{ m}$ ed $r = 0,75 \text{ m}$ ($\frac{1}{2}$ scartamento delle rotaie) da cui $\lambda = 1,042$ e $\rho = 0,679$.

Il momento in mezzeria era dato da $M_m = \frac{PL_T}{2} [\mu_0]$ e quello sottorotaia da $M_m = \frac{PL_T}{2} [\mu_r]$ ed i due coefficienti si ricavavano dalle tabelle citate di cui si riporta stralcio. In definitiva si otteneva un rapporto M/P, nei due casi di $-0,157$ e $0,075$, rispettivamente, per mezzeria e sottorotaia.

Con un artificio di calcolo si riusciva ad ottenere anche la soluzione con zona centrale del pietrisco non reattante: i relativi risultati sono $+0,076$ e $0,099$.

Con un calcolo numerico più preciso che tenga conto anche della variazione del momento di inerzia della traversa, della ripartizione del carico dalla rotaia alla traversa - lungo l'asse di questa - e di un squilibrio di carico tra le due ruote del $\pm 12,5\%$ si ha, con i coefficienti di sottofondo dati, che il rapporto tra il momento M ed il carico P (M/P) vale come indicato in tabella 1.

Come si vede, il calcolo confermava la preoccupazione che la sezione più sollecitata fosse quella di mezzeria e come la eliminazione del supporto centrale, sostanzialmente, riducesse, o quasi annullasse, la sollecitazione in

stressing the sleeper that could be conveniently regarded as an elastic sleeper on Winkler ground.

For very complicated calculations, in the closed form, one could take advantage of the tables published on Ingegneria Ferroviaria at the time in annex to the important work of Eng. ROBERT [3].

These tables provide the moment at the centre line and under rail once known: the moment of inertia of the sleeper (to be considered necessarily constant), the flexible module of the concrete and the coefficient of Winkler.

Avowing the case of Winkler's coefficient $C = 0,03E9 \text{ N/m}^3$, given an average moment of inertia of the sleeper as $8,359 \text{ E-05 m}^3$, a sleeper base of $0,30 \text{ m}$, a concrete module of $4,00E+10 \text{ N/m}^2$ the result was $L_T = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{C}} = 1,104 \text{ m}$

At this point the ratios were calculated

$$\lambda = \frac{1}{L_T} \quad \rho = \frac{r}{L_T}$$

with $l = \frac{1}{2}$ sleeper length = $1,15 \text{ m}$ and $r = 0,75 \text{ m}$ ($\frac{1}{2}$ rail gauge) where from $l = 1,042$ and $r = 0,679$.

The centre line moment was given by $M_m = \frac{PL_T}{2} [\mu_0]$ and the one under rail by $M_m = \frac{PL_T}{2} [\mu_r]$ and the two coefficients are obtained from the tables of which an excerpt is reported. Ultimately an M/P ratio was obtained, in the two cases $-0,157$ and $0,075$, respectively, for the centre line and under rail.

With a computing device even the solution with the central area of the non-reactant gravel could be achieved: the relevant results are $+0,076$ and $0,099$.

With a more accurate numerical calculation that also takes account of the varying moment of inertia of the sleeper, of the load distribution from the rail to the sleeper - along the axis of the latter - and of a load imbalance between the two wheels of $\pm 12,5\%$, with the given substrate coefficients, the result is that the ratio between moment M and load P (M/P) has a value of (see table 1).

As can be seen, the calculation confirmed the concern that the most stressed section was the centre line one and how the elimination of the central support, substantially reduced, or almost cancelled the stress in that section.

Evidently adopting a leaner midsection than the one under rail contributed to significantly reducing the moment at the centre line.

Graph 2 shows how the mentioned reports vary for different substrates and characteristics of inertia of the sleeper.

Especially in the case of uniform yielding support, the sleeper with variable moment of inertia gains substantially over the parallelepiped one.

In fact, however, with the transit of trains, the core of ballast below the portions of sleeper across the rail consoli-

TABELLA 1 – TABLE 1

Cw	$0,03E9 \text{ N/m}^3 - 0$	$0,03E9 \text{ N/m}^3 \text{ (distribuito)} \text{ (distributed)}$	$0,70E9 \text{ N/m}^3$
Sottorotaia Under rail	0,069	0,045	0,063
Mezzeria At the centre line	-0,002	-0,152	0,013

SCIENZA E TECNICA

tal sezione. Evidentemente l'adozione di una sezione centrale più snella di quella sottorotaia contribuiva a ridurre sensibilmente il momento in mezzeria.

Nel grafico 2 si osserva come variano i rapporti citati per diversi sottofondi e per caratteristiche di inerzia della traversa.

Specialmente nel caso di appoggio uniforme cedevole, la trave a momento di inerzia variabile guadagna sensibilmente rispetto a quella parallelepipedica.

Di fatto, però, con il transito dei treni, il nucleo di pietrisco al di sotto delle porzioni di traversa a cavallo della rotaia si consolida ed aumenta il coefficiente del sottofondo, tanto che dopo un certo tempo la sezione più sollecitata diventa quella sottorotaia. Con l'ipotesi così fatta si ottengono i momenti agenti in kN m sulla traversa FS (tabella 2).

TABELLA 2 – TABLE 2

fase iniziale 72 kN initial phase 72 kN		fase di esercizio 120 kN running phase 120 kN	
Cw	0,03E9 N/m ³ – 0	0,03E9 N/m ³	0,70E9 N/m ³ – 0,03E9 N/m ³

Sottorotaia <i>Under rail (max)</i>	4,95	3,23	7,57
Mezzeria <i>At the centre line</i>	-0,5	-10,95	-1,51

Per confronto, una traversa di legno 260 x 24 x 14 cm, con un modulo di 12E9 N/m², avrebbe dato come indicato nella tabella 3.

TABELLA 3 – TABLE 3

fase iniziale 72 kN initial phase 72 kN		fase di esercizio 120 kN running phase 120 kN	
Cw	0,03E9 N/m ³ – 0	0,03E9 N/m ³	0,70E9 N/m ³ – 0,03E9 N/m ³

Sottorotaia <i>Under rail (max)</i>	7,65	7,26	7,96
Mezzeria <i>At the centre line</i>	-1,19	-5,70	-2,84

Applicando i correnti criteri di verifica delle travi in cemento armato precompresso, considerate le dimensioni delle sezioni rappresentative, i carichi di precompressione applicati e le relative cadute di carico si ottiene che le sollecitazioni nel cls sono in Mpa (positive le trazioni) (tabella 4).

Come si vede le trazioni nel cls sono relativamente modeste e contenute nel limite di fatica del cls della classe prevista $R_{bk} = 60$ Mpa che dovrebbe essere pari a circa 3,15 MPa.

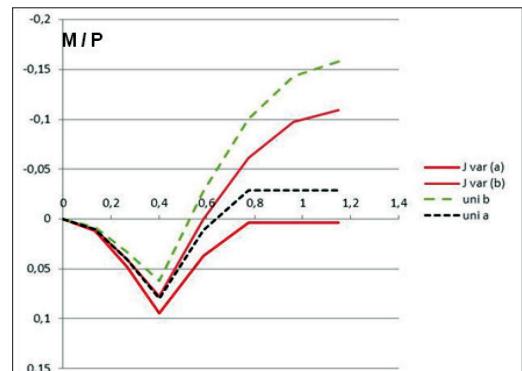


Grafico 2 – Confronto fra tipi di traverse differenti – Andamento rapporti M/P. Chart 2 - Comparison between different types of sleepers - M/Pratios.

dates and, thus, increases the coefficient of the substrate, so much so that after some time the most stressed section becomes the one under rail.

With the hypothesis thus made, acting moments are obtained in kN m on the FS sleeper (table 2).

For comparison, a 260 x 24 x 14 cm wooden sleeper, with a module of 12E9 N/m², would have given (see table 3).

Applying the current verification criteria of pre-stressed concrete sleepers, considering the sizes of the representative sections, the precompressed applied loads and the relevant load drops, the result is that the stresses in the concrete are in Mpa (positive tractions) (table 4).

As can be seen, the stresses in concrete are relatively modest and contained in the fatigue limit of concrete of the scheduled class $R_{bk} = 60$ Mpa which should be equal to approximately 3.15 MPa.

Since some specimens of the sleeper verified here, are still in operation, albeit on absolutely secondary tracks, but not too much (e.g. on some dead-end tracks and/or arrival ones at Roma Termini station), with no apparent structural defects, one must deduce that the performance of the product has adequately responded to expectations.

As fastening device it was thought to employ a K type system (fig. 10) similar to the wooden sleeper, i.e., for each rail, a flat iron plate with two holes - since the angle of 1/20 was obtained with the upper surface of the sleeper - two plates with 2 CK1 bolts and spring washers.

A plate, first in treated wood, then in rubber, was planned between the rail and the plate and an additional polyethylene plate between the latter and the sleeper in order to electrically insulate the two rail joints, for specimens to be allocated to circuited tracks.

The plate was anchored to the concrete using two wooden toggles in which 2 φ 24 mm spikes were clamped.

SCIENZA E TECNICA

Dato che alcuni esemplari della traversa qui verificata, sono ancora in esercizio, sia pure su binari assolutamente secondari, ma non troppo (p.es. su alcuni binari tronchi e/o di arrivo alla stazione di Roma Termini), senza apparenti difetti strutturali se ne deve dedurre che le prestazioni del manufatto hanno corrisposto adeguatamente alle azioni attese.

Come organo di attacco si ritenne di impiegare un sistema tipo K (fig. 10) simile a quello della traversa di legno, prevedendo cioè, per ogni rotaia, una piastra in ferro a due fori - piana giacché l'inclinazione di 1/20 si otteneva con il piano superiore della traversa - due piastrini con 2 chiavarde CK1 e relative rosette elastiche. Tra la rotaia e la piastra era prevista una piastra, dapprima in legno trattato, poi in gomma, e tra questa e la traversa una ulteriore piastra in polietilene al fine di isolare elettricamente le due fughe di rotaie, per gli esemplari da destinare ai binari circuitati.

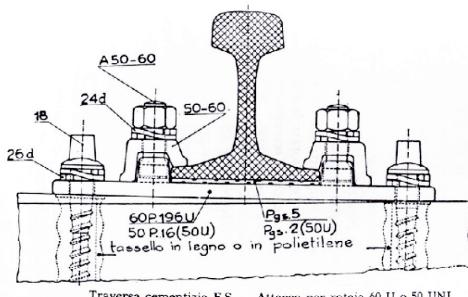


Fig. 10 - Attacco K non isolato per traversa in cap FS.
K fastening not isolated for FS pre-stressed reinforced concrete sleeper.

La piastra veniva ancorata al cls mediante due tasselli in legno nei quali si ammorsavano 2 caviglie ϕ 24 mm. La piastra era isolata dalle caviglie mediante 2 rosette in gomma; il cedimento dei tasselli in legno, ben presto manifestatosi in esercizio, impose la sostituzione di questi con tasselli in polietilene. Le nuove produzioni mantengono la originaria denominazione, salvo la stampigliatura della lettera P sulla faccia superiore del manufatto.

Essendosi, poi, manifestate fessurazioni lungo l'asse della traversa, che si dipartivano dai fori degli ancoraggi e che progredendo rendevano insufficiente l'attacco stesso, si posizionarono alle due testate della traversa, armature lente di cerchiatura (figg. 11 e 12).

3. Il problema dello scartamento

La distanza tra le due piastre metalliche era fissata in modo tale che, con le due rotaie poste idealmente al cen-

TABELLA 4 - TABLE 4

posa in opera (considerando già scontate le cadute di tensione)
installation (considering as granted the stress drops)

esercizio
operation

	Fibre sup Upper fibres	Fibre inf Lower fibres	Fibre sup Upper fibres	Fibre inf Lower fibres
Sottorotaia Under rail	(M=4,95)-12,1	-3,6	(M=7,57)-14,7	-1,3
Mezzeria At the centre line	(M=10,95) 3,5	-24,3	(M=-1,5)-11,7	-10,5

The plate was isolated from the clamping bolts through 2 rubber washers; the subsiding of the wooden toggles, which soon appeared during operation, forced their replacement with polyethylene toggles.

New productions kept the original name, except for the marking of the letter P on the upper surface of the article.

Since cracks arose along the axis of the sleeper, that also branched out from the anchor holes and that progressing made the same connection insufficient, loose ring reinforcements were positioned at either end of the sleeper (figg. 11 and 12).

3. The gauge problem

The distance between the two metal plates was fixed in such a way that, with the two rails placed ideally in the centre of the their bed (space between the two shoulders of the plate), a gauge of 1433 mm turned out and a code was issued that specified the track gauge of FS reinforced sleepers to have this gauge⁽⁹⁾.

The same code, moreover, stated: "Taking into account the statistical distribution of the possible gauges and the resistance characteristics, the gauge tolerances of tracks on pre-stressed reinforced concrete should be set in +1 - 2 mm for renovation works".

By placing the metal plates so that the nominal distance between the external shoulders is of 1673 mm, and comparing the gauge to this distance (see Appendix 1), a gauge of 1433 mm would have been obtained with rails at the centre of their bed, and not considering the deferred shrinkage, i.e. the nominal one; since the size of the bed of the plates left a clearance of 1 mm per side between rail

⁽⁹⁾ *The provision to fix the gauge at 1433 mm was justified (as evidenced by the Circular dated 1983, with which the gauge at 1433 mm was restored also for precompressed reinforced concrete sleepers) to compensate any broadening due to possible inappropriate strength of the wooden toggles; polyethylene toggles instead, as long experience told, ensured good resistance in any operating condition.*

Therefore the production of sleepers with polyethylene toggles began in 1971-1973, in time to equip the Rome-Florence HS line tracks.



Fig. 11 – Traversa FS – Lesione longitudinale in testata.
FS sleeper – Longitudinal lesion at the head.



Fig. 12 – Traversa FS – Particolari delle staffature di testata e degli ancoraggi. FS sleepers – Details of head brackets and anchorages.

tro della sede (spazio contenuto tra le due spallette della piastra), risultasse uno scartamento di 1433 mm e con apposita circolare venne stabilito che lo scartamento del binario armato con traverse FS fosse di tale ampiezza⁽⁹⁾.

La stessa circolare, inoltre, affermava: “Tenuto conto della distribuzione statistica dei possibili scarti e delle caratteristiche di resistenza, le tolleranze dello scartamento dei binari su cap dovranno essere fissate per i lavori di rinnovamento in +1 – 2 mm”.

Piazzando le piastre metalliche in modo da avere la distanza nominale tra le spallette esterne di 1673 mm, e ragguagliando a questa distanza lo scartamento (v. appendice 1), si sarebbe ottenuto, con rotaie al centro della loro sede, e non considerando il ritiro differito, uno scartamento di 1433 mm, cioè il nominale; poiché l’ampiezza della sede delle piastre lasciava un gioco di 1 mm per parte tra suola rotaia e spalletta esterna, con il ritenuto inevitabile allargamento dello scartamento fino a battuta, dovuto alle spinte del traffico, lo scartamento stesso avrebbe raggiunto il valore di 1435 mm. Tutti gli ulteriori allargamenti (cedimento tasselli, spostamento piastre, consumi rotaie, ecc.) sarebbero stati a carico delle tolleranze di esercizio, ben più ampie di quelle di costruzione (+ 7 mm).

(9) La prescrizione di fissare lo scartamento a 1433 mm era giustificata (come risulta dalla Circolare del 1983, con la quale veniva rispristinato lo scartamento a 1435 mm anche per le traverse in cap) per compensare i possibili allargamenti dovuti alla ipotizzabile scarsa tenuta dei tasselli in legno; i tasselli in polietilene, invece, come la lunga esperienza ha insegnato, garantivano la buona tenuta in ogni condizione di esercizio. Quindi la produzione delle traverse con tasselli in polietilene iniziò circa nel 1971-1973, in tempo utile per armare i binari della DD.ma Roma- Firenze.

and the external shoulder, with the inevitable enlargement of the gauge to measure, due to the traffic pressure, the same gauge would reach the value of 1435 mm.

All further enlargements (yielding of toggles, shifting of plates, rail wear, etc.) would have been dependent on the operation tolerances, much greater than construction ones (+7 mm).

This conceptual approach gave rise to no problems; criticality arose, however, towards the end of the 70's, when with the onset of fast circulations on the Rome-Florence high speed stretch already activated at that time [Settebagni-Città della Pieve] unstable running phenomena appeared, i.e. incorrect interaction phenomena appeared traceable to the ratios between the width of the gauge and the wheel profile.

This phenomenology is well represented by the parameter “equivalent conicity” because it allows understanding the geometry of contact between wheel and track both on straights and in curves with a large radius.

The equivalent conicity value is defined by the simple ratio

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{r_1 - r_2}{y}$$

where r_1 and r_2 are the radii of the two rolling wheels of the wheel set to their support point on the rail and y the clearance between the wheel flange and the rail.

If the wheels do not have a conical profile, the equivalent conicity is by definition equal to the tangent of the cone angle γ_E of an axle with conical profile wheels whose lateral movement has the same kinematic wavelength of the axle in question (only on wide-ranging straights and curves).

SCIENZA E TECNICA

Detta impostazione concettuale non dette luogo a problemi; la criticità si manifestò, invece, verso la fine degli anni '70, quando con l'inizio delle circolazioni veloci sulla tratta all'epoca già attivata della Direttissima Roma-Firenze [Settebagni-Città della Pieve] si ebbe l'apparizione dei fenomeni di marcia instabile, cioè apparvero fastidiosi fenomeni di scorretta interazione di marcia riconducibili ai rapporti tra larghezza dello scartamento e profilo delle ruote.

Questa fenomenologia è ben rappresentata dal parametro "conicità equivalente" poiché esso permette di comprendere la geometria del contatto fra ruota e binario sia sui rettilinei sia nelle curve di ampio raggio.

Il valore della conicità equivalente è definito dalla semplice relazione

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{r_1 - r_2}{y}$$

dove r_1 ed r_2 sono i raggi di rotolamento delle due ruote della sala al loro punto di appoggio sulla rotaia ed y il franco tra bordino e rotaia.

Se le ruote non hanno profilo conico, la conicità equivalente è per definizione pari alla tangente dell'angolo conico γ_E di un assale dotato di ruote a profilo conico il cui spostamento trasversale presenta la stessa lunghezza d'onda cinematica dell'assale in questione (solo sui rettilinei e sulle curve ad ampio raggio).

Dal grafico 3 si nota, allora, quanto sia sensibile il parametro con la variazione di scartamento quando questo sia inferiore a 1435 mm.

Al di sopra di determinati valori di conicità equivalente la marcia diventa instabile per cui sono stabiliti limiti di accettabilità (tabella 5).

TABELLA 5 – TABLE 5

Fasce di velocità Speed ranges (km/h)	Conicità limite Conicity limit
$230 < V \leq 250 \text{ km/h}$	0,30
$250 < V \leq 280 \text{ km/h}$	0,25
$280 \text{ km/h} < V$	0,15

La criticità delle traverse FS originarie era scontata perché, non appena iniziarono a circolare a velocità elevata veicoli con cerchioni profilati al S 1002 (con i cerchioni conici la conicità non varia dal 1/20 fino a che lo scartamento non è così stretto da pervenire alla interferenza) lo scartamento nominale di 1433 mm era tale da determinare conicità incompatibili con le circolazioni veloci. Infatti, su tale linea, con raggio minimo delle curve $R = 2500 \text{ m}$ e con sopraelevazione di 125 mm, per le velocità di esercizio massime di 180 km/h, l'insufficientezza di sopraelevazione era di soli 28 mm ossia $a_{nc} = 0,183 \text{ m/s}^2$; le circolazioni ordinarie marciavano a totale compenso o

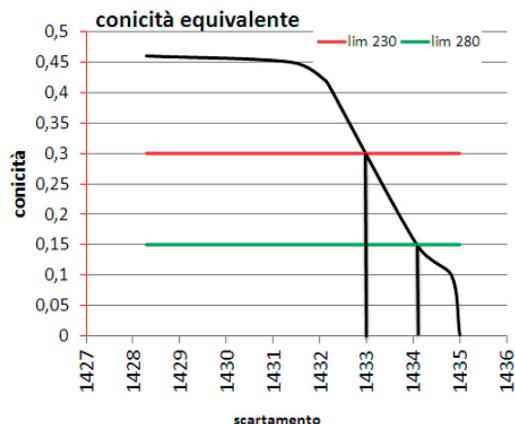


Grafico 3 – Conicità equivalente. Chart 3 - Equivalent conicity.
(conicità equivalente – equivalent conicity; scartamento – gauge)

From graph 3 one can observe how sensitive the parameter with the change of gauge is when this is less than 1435 mm.

Above certain values of equivalent conicity, running becomes unstable therefore acceptability limits are established (table 5).

The criticality of the original FS sleepers was foreseeable because as soon as vehicles with S 1002 profiled rims began to circulate at high speed (with conical rims the conicity does not vary from 1/20 until the gauge is so narrow as to determine an interference) the nominal gauge of 1433 mm was such as to determine incompatible conicities with fast circulations.

In fact, on this line, with a minimum radius of the curves of $R = 2500 \text{ m}$ and with an elevation of 125 mm for maximum operating speeds of 180 km/h, the cant deficiency was only 28 mm i.e. $a_{nc} = 0,183 \text{ m/s}^2$; ordinary circulations were at total compensation or with excess: therefore, the expected enlargements had not occurred and the persistence of the 1433 mm gauge represented an incompatibility situation with the launched circulations at 250 km/h, that required a conicity of 0.25, not obtainable with gauges of less than approximately 1433.5 mm⁽¹⁰⁾.

In view of this, for new productions, starting from 1984, the nominal gauge of 1435 mm was ordered. Newly produced sleepers would have taken on the name FS 35.

(10) Instability problems during operation were solved through the adoption of anti-side motion dampers on vehicles marked for speeds exceeding 160 km/h (that improved vehicle running). The subsequent stretches of the Rome-Florence HS line were reinforced with new 1435 gauge sleepers at the time of construction.

con eccesso: pertanto, gli attesi allargamenti non si erano verificati ed il permanere dello scartamento a 1433 mm, rappresentava una situazione di incompatibilità con le avviate circolazioni a 250 km/h, che richiedevano una conicità di 0,25, non ottenibile con scartamenti inferiori a circa 1433, 5 mm⁽¹⁰⁾.

In considerazione di ciò, per le nuove produzioni, a partire dal 1984, si prescrisse lo scartamento nominale in 1435 mm. Le traverse di nuova produzione avrebbero assunto la denominazione FS 35.

Nello stesso periodo si ritenne, altresì, di sperimentare un nuovo attacco (attacco Pandrol, fig. 13) che, oltre a fornire migliori caratteristiche di tenuta elastica tipiche del fermaglio che lavora a flesso-torsione, per il minor numero di componenti minuti, avrebbe aiutato a risolvere il problema della dispersione dei valori di scartamento che si evidenziava con l'attacco K.

Ma il problema era tutt'altro che risolto in quanto alla variabilità connessa alle tolleranze di costruzione dei materiali minuti, della rotaia e sul distanziamento delle spallette, che fissano gli estremi di posizionamento, si aggiungevano le problematiche riconducibili ai fenomeni di ritiro differenziato nel tempo, tipici del cemento armato precompresso.

Questa fenomenologia è tale da provocare restrimenti dello scartamento, rispetto a quello nominale previsto in fase di fabbricazione della traversa, ed è, pertanto, negativa dal punto di vista della conicità equivalente.

Ne consegue che le dimensioni degli ancoraggi devono essere posizionate nella cassaforma operando una stima del ritiro differenziato.

4. Le nuove traverse

Si era, giunti così alla metà degli anni '80 ed allo scopo di governare quanto perveniva dai ritorni di esperienza dell'esercizio, posto anche che le primitive traverse FS avevano già maturato circa 25 anni di servizio, per le linee veloci (la tratta della Roma-Napoli e della Bologna-Milano, e massimamente la Direttissima Roma-Firenze⁽¹¹⁾), sulla quale veniva attivato in quel periodo l'esercizio a 250 km/h con la flotta degli ETR 450) e per quelle a più intenso traffico, vennero progettati due nuovi tipi di traverse che dovevano, possibilmente, evitare le problematiche note.

Il primo, che venne denominato FS V 35, in due versioni di attacco – attacco K e attacco Pandrol (FS V 35 P) – era un manufatto assai simile a quello della FS (figg. 14, 15 e 16).

(10) Le problematiche di instabilità di marcia vennero risolte mediante l'adozione sui veicoli marcati per velocità superiore a 160 km/h degli ammortizzatori antiserpaggio (che miglioravano le prestazioni di marcia dei veicoli). Le successive tratte della linea DD, ma Roma-Firenze furono armate sin dalla costruzione con nuove traverse a scartamento 1435.

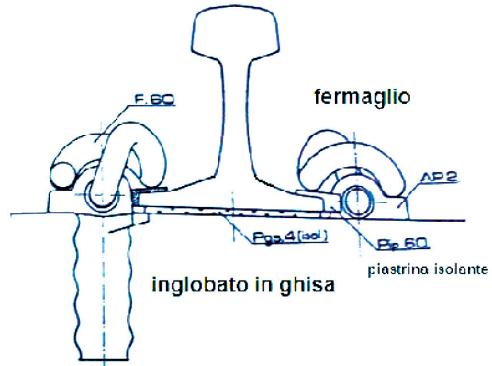


Fig. 13 – Attacco Pandrol originale. Original Pandrol fastening.

At the same time it was also thought to experiment a new fastening (Pandrol fastening fig. 13) that would help to solve the problem of dispersion of the gauge values that was highlighted with the K fastening, in addition to providing better features of elastic resistance typical of the clip that operates in bending-torsion, for fewest minute components.

But the issue was far from solved insofar that the variability related to manufacturing tolerances of minute materials, to the rail and to the distance of the shoulders securing the positioning ends, was added to the problems related to the differential shrinkage over time, typical of prestressed reinforced concrete.

This phenomenology is such as to cause gauge narrowing compared to the nominal one provided for during the manufacture of the sleeper, and is, therefore, negative in terms of equivalent conicity.

It follows that the anchorage dimes should be placed in the bed, performing an estimate of the differentiated shrinkage.

4. The new sleepers

It was in the mid 80's and in order to control what was provided by the return of post operation experience, given also that the primitive FS sleepers had already gained about 25 years of service, for the high speed lines (the Rome-

(11) The HS stretch in Tuscany (Chiusi-Incisa), built at the end of the 70-80's, M62 and subsequent type sleepers were planned where the platform section was wider, at least in the open air; it involved 2.60 m sleepers similar to the FS concept type, with K fastening and 1435 mm nominal gauge. For the southern section, activated in 1976-1977, the FS sleepers were still in operation, with 1433 mm gauge adapted in the long term for long stretches, forcing all clearances so as to at least eliminate excessively narrow gauges.

SCIENZA E TECNICA

La fabbricazione era ancora in cassaforma singola con armature pretese ed ancoraggi costituiti da piastrini. I fili erano 4 in due strati del diametro di 9,4 mm ciascuno. Era stata aumentata leggermente la larghezza della traversa al fine di posizionare – nella soluzione con attacco K – una piastra a 4 fori.

Il secondo tipo di traversa, che venne denominata FS U 35 P, era caratterizzato dal sistema di precompressione costituito da trefoli aderenti (fig. 17).

La fabbricazione della traversa avveniva su lunga pista ed il carico veniva conferito al manufatto, quando la resistenza del cls aveva raggiunto il valore richiesto, mediante taglio dei trefoli.

Con tale metodo di fabbricazione, la compressione viene trasferita dai trefoli al cls per aderenza: pertanto, la precompressione lungo l'asse della traversa (pari a 0 alla testata) è l'integrale delle forze di aderenza sviluppate lungo il trefolo a causa della spinta radiale di rilassamento: la precompressione tende al massimo là dove la pressione del calcestruzzo compresso equilibra la spinta di rilassamento.

La conseguenza è che per avere la precompressione massima occorre una certa lunghezza che si pone, convenzionalmente, pari a 55 diametri del trefolo.

Nella zona antecedente, la precompressione è una frazione del valore massimo teorico in corrispondenza della



Fig. 14 – Traversa in cap FS V 35 – Attacco K – Piastra a 4 caviglie. FS V 35 Pre-stressed reinforced concrete sleeper – K fastening – Plate with 4 sleeper screws.

(11) Per la tratta toscana della DD.ma (Chiusi-Incisa), realizzata alla fine degli anni 70-80, le traverse furono previste, almeno all'aperto, dove la sezione di piattaforma era più ampia, del tipo M62 e successive; si tratta di traverse di lunghezza 2,60 m e di concezione analoga a quelle tipo FS, sono armate con attacco K a scartamento nominale 1435 mm. Per la tratta sud, attivata nel 1976-1977, erano evidentemente ancora in opera le traverse FS, a scartamento 1433 mm, nel tempo onerosamente adeguate, per lunghe estese, con forzamento di tutti i giochi, almeno per eliminare gli scartamenti eccessivamente ristretti.

Naples and Bologna – Milan routes, and especially the Rome-Florence high speed line⁽¹¹⁾, on which at the time operation at 250 km/h was activated with the ETR 450 fleet) and for those with more heavy traffic, two new types of sleepers were designed that should, if possible, avoid known problems.

The first that was called FS V 35, in two fastening versions – K fastening and Pandrol fastening (FS V 35 P) – was a very similar product to that of FS (fig. 14, 15 and 16).

The manufacture was still in single formwork with pre-tensioned reinforcement and anchorages consisting of plates. There were 4 wires in two layers with a diameter of 9.4 mm each.

The width of the sleeper had been slightly increased in order to place a 4-hole plate – in the K fastening solution.

The second type of sleeper, which was called FS U 35 P, was characterised by the pre-stressing system consisting of adherent strands (fig. 17).

The sleeper was produced on a long track and the load was conferred on the manufacture, when the strength of the concrete reached the required value by cutting the strands.

With this production method, the compression is transferred from the strands to the concrete adherence: thus, pre-stressing along the axis of the sleeper (equal to 0 at the head) is the integral of the adhesion forces developed along the strand due to the relaxation radial thrust: pre-compression tends to the maximum where the pressure of the compressed concrete balances the relaxation thrust.

The consequence is that in order to obtain maximum pre-compression a certain length is required that conventionally amounts to 55 strand diameters.

In the previous area, pre-compression is a fraction of the theoretical maximum value: at the section under rail of the FS U sleeper, with a length of 2.3 m, that fraction was estimated, according to various tests, at approximately 51% of this maximum value.

Therefore, given the geometrical characteristics of the section (area around 48750 mm²), pre-stressing load at release of approximately 400 kN, having fixed the eccentricity of pressure centre at 15.5 mm, then increased to 3.7 mm (positive upward) the calculation moment – in the section under rail, at infinite time - calculated for a traction of concrete equal to 3 Mpa and knocking down the pre-compression, as said, was 9.5 kN m and such value is somewhat smaller than the corresponding resistance moment of the FS sleepers, (equal to 12.5 kN m) but greater than 7.57 kN m (expected operation value) as obtained by the calculation.

Although the results of the bending tests under rail had given relatively satisfactory results (the tensile strength of the concrete was on average approximately 8.5 Mpa), the operational behaviour of this type of manufactured products was absolutely negative because much of the sleepers in operation manifested lesions under rail branching from

sezione sottorotaia della traversa FS U, di lunghezza 2,3 m, detta frazione venne stimata – in base a varie prove, in circa il 51% di detto massimo. Dalle, allora, le caratteristiche geometriche della sezione (area circa 48750 mm²), carico di precompressione al rilascio di circa 400 kN, fissata l'eccentricità del centro di pressione in 15,5 mm, poi portata a 3,7 mm, (positiva verso l'alto) il momento di calcolo – nella sezione sottorotaia, a tempo infinito - calcolato per una trazione del cls pari a 3 Mpa ed abbattendo la precompressione, come detto, era di 9,5 kN m e tale valore è alquanto minore del corrispondente momento resistente delle traversse FS, (pari a 12,5 kN m kN m) ma superiore al valore di 7,57 kN m (valore atteso di esercizio) come ottenuto dal calcolo. Sebbene le risultanze delle prove a flessione sottorotaia avessero dato risultati relativamente soddisfacenti (la resistenza a trazione del cls risultava mediamente di circa 8,5 Mpa), il comportamento in esercizio di questo tipo di manufatti fu assolutamente negativo perché gran parte delle traversse in opera manifestarono lesioni sottorotaia dipartentesi dalla faccia inferiore e dirette verso l'alto (fig. 18). La configurazione di danno presumeva una insufficienza di momento resistente, a lungo termine, in quella sezione.

Una approfondita indagine mise in luce numerose concasse che davano luogo al fenomeno fessurativo [7].



Fig. 16 – Traversa FS V 35 P – Attacco Pandrol.
FS V 35 P – Pandrol fastening.

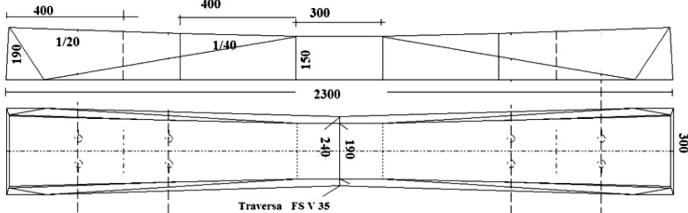


Fig. 15 – Traversa in cap FS V 35 – Pianta e vista laterale.
FS V 35 Pre-stressed reinforced concrete sleeper – Plan and side view.



Fig. 17 – Traversa FS U 35 P. FS 35 U P sleeper.

the lower surface and directed upwards (fig. 18). Configuring the damage presumed a lack of resistance moment in that section in the long term.

An in-depth investigation highlighted several contributory causes that gave rise to the cracks phenomenon.

Essentially, in addition to situations related to the modest resistance of concrete, it was possible to identify an incompatibility of the type of pre-stressing adherent strands (if not with a very small diameter) with the important fatigue phenomena of the structure due to the dynamic actions of the train sets.

A special campaign of measures highlighted that the dynamic load factor, with speeds of around 100 km/h, remained around 1.3, but when faceted wheels transited the increase could reach even up to 2.8 of the static load (appendix 2).

It was, therefore decided to abandon such a constructive method of sleepers using the head anchorage procedures.

5. Sleepers for high-speed

In the second half of the 80s, the FS resumed the construction programme of the high-speed network started up in 1970 with the construction of the first section of the Rome-Florence high-speed line.



Fig. 18 – Traversa FS U 35 P – Particolare delle lesioni. FS 35 U P Sleeper – Detail of the lesions.

Essenzialmente, oltre a situazioni connesse a resistenza del cls modesta, si poté individuare in una incompatibilità della tipologia di precompressione a trefoli aderenti (se non di piccolissimo diametro) con gli importanti fenomeni di affaticamento del manufatto per le azioni dinamiche dei convogli.

Una apposita campagna di misure pose in evidenza che l'incremento dinamico, per velocità dell'ordine di 100 km/h, si manteneva intorno a 1,3, ma quando transitava no ruote sfaccettate l'incremento poteva arrivare anche fino a 2,8 il carico statico (appendice 2).

Si pervenne, dunque, alla decisione di abbandonare tale modalità costruttiva delle traverse utilizzando i procedimenti ad ancoraggi in testata.

5. La traversa per l'alta velocità

Nella seconda metà degli anni '80, le FS ripresero il programma di realizzazione della rete ad alta velocità avviato nel 1970 con la costruzione della prima tratta della Direttissima Roma-Firenze.

Le esperienze maturate con l'esercizio a 250 km/h con i treni ETR 450 ed a 200 km/h con treni di materiale ordinario trainati da locomotive E 444, dettero luogo ad una profonda revisione dei criteri di progettazione, costruzione e manutenzione dell'armamento.

Inoltre, si ritenne di realizzare, in anticipo alla costruzione delle tratte AV di prima fase (Roma-Napoli e Milano-Bologna) un tratto di linea atta alla velocità di 300 km/h per testare tutte le componenti del sistema (infrastruttura e treno).

The experience gained with operation at 250 km/h with ETR 450 trains and at 200 km/h with ordinary rolling stock pulled by the E444 locomotives, gave rise to a major review of the design, construction and maintenance of the rail criteria.

In addition, it was thought to implement a stretch of line suitable for a speed of 300 km/h to test all system components (infrastructure and train), in advance to the construction of the first stage HS routes (Rome-Naples and Milan-Bologna).

In 1990-92, after many ups and downs, as experimental stretch, the last allotment (Incisa-Valdarno of the Rome-Florence high speed line), then under construction, was selected, providing the necessary modest adjustments to the route to guarantee a fair stretch at the speed of 300 Km/h to test circulations with the new ETR 500 prototype train.

Regarding the sleeper, the use of a new 2.60 m sleeper was confirmed.

In fact, the 2.60 m M 62/ MP 62 sleeper (fig. 19) whose manufacture began since 1975 and with which some stretches of line had been equipped, including the outdoor sections of the high speed line allotments north of Chiusi, despite having provided satisfactory results from the structural point of view, was considered not quite appropriate to the level of performance required by the HS traffic, in the basic specifications of the HS System, due to its relatively low mass.

This structure, similar in shape to the FS sleeper, is reinforced with 4 9.4 mm diameter iron bars each strung at 86.4 kN.

The mass that does not exceed 300 kg, the fastening devices - still the K one, with a two sleeper-screws plate or the

SCIENZA E TECNICA

Dopo alterne vicende, nel 1990-92, come tratta sperimentale venne prescelta, apportando i necessari modesti adeguamenti al tracciato per garantire alle circolazioni di prova con il nuovo treno prototipo ETR 500 una congrua estesa alla velocità di 300 Km/h, l'ultimo lotto (tratta Incisa-Valdarno della Direttissima Roma-Firenze), allora in fase di costruzione.

Per quanto riguarda la traversa venne confermato l'impiego di una nuova traversa da m 2,60.

Infatti, la traversa M 62 / MP 62 da m 2,60 (fig. 19) la cui fabbricazione era stata avviata fin dal 1975 e con la quale erano state armati alcuni tratti di linea, comprese le tratte all'aperto dei lotti della Direttissima a Nord di Chiusi, pur avendo fornito risultati soddisfacenti dal punto di vista strutturale, venne ritenuta nelle Specifiche di base del Sistema AV, per la sua massa relativamente modesta, non del tutto adeguata alle prestazioni richieste dal traffico delle linee AV.

Questo manufatto, di forma simile alla traversa FS è armata con 4 ferri del diametro di 9,4 mm tesati ciascuno a 86,4 kN.

La massa che non supera i 300 kg, i dispositivi di attacco - ancora il K, con piastra a due caviglie oppure il Pandrol con inglobati in ghisa - erano altri elementi di insufficienza per l'impiego sulle nuove linee ad elevate prestazioni.

La nuova traversa sperimentale (denominata 60 E), fu realizzata specificatamente per la tratta di prova ed ivi posta in opera e testata con esiti soddisfacenti. Di lunghezza 2,60 m e con una massa di oltre 350 kg, confermò la necessità che, per contenere stabilmente gli effetti dinamici di un traffico intenso e veloce, occorre un armamento massivo con organi di supporto ed ancoraggio della rotaia di adeguate caratteristiche elastico-smorzanti. Si decise di adottare l'attacco Pandrol con piastra sottorotaia in gomma di altezza maggiorata a 10 mm [8].

Conclusa la sperimentazione per il sistema AV alla fine del 1992, si dovette attendere fino ai primi anni 2000 per il concreto avvio della costruzione dei binari della nuova tratta Roma-Napoli. Nel periodo trascorso si erano consolidate interessanti innovazioni nella progettazione e fabbricazione delle traverse, quali ad esempio la Specificazione tecnica di Fornitura che era diventata prestazionale e funzionale, l'applicazione delle nuove procedure di Assicurazione di Qualità del prodotto, la responsabilità assegnata ai General Contractor - cui era affidata la realizzazione del Sistema AV - anche nella definizione dei materiali d'armamento.

Pertanto, per la Roma-Napoli venne autorizzata una nuova traversa che prese il nome di AV RN (figg. 20, 21 e 22) e che fu realizzata dalla Vianini Industria.

Questa traversa corrispondeva, quanto a dimensioni, peso ed attacco alla 60 E ma ne differiva per tipologia di precompressione e procedure di fabbricazione.

Il manufatto doveva rispondere alle prescrizioni di una speciale Specifica di Fornitura, appositamente redat-

Pandrol fastening with cast-iron incorporations - were other elements insufficient for use on the new high performance lines.

The new experimental sleeper (called 60 E), was created specifically for this test and installed and tested with satisfactory results. With a length of 2.60 m and a mass of more than 350 kg, the need to firmly limit the dynamic effects of intense and fast traffic was confirmed, a massive rail is needed with support and anchoring gears of the rail with appropriate elastic-damping characteristics. It was decided to adopt the Pandrol fastening with rubber under rail plate and a height increased to 10 mm [8].

After experimentation for the HS system at the end of 1992, one had to wait until the early 2000 for the real start of the track construction of the new Rome-Naples stretch.



Fig. 19 – Traversa in cap M 62 – Attacco K – Piastra a 2 caviglie. *M 62 pre-stressed reinforced concrete sleeper - K fastening - Plate with 2 sleeper crews.*

In the elapsed period of time interesting innovations in the design and manufacture of sleepers were consolidated, such as the Supply Technical Specification that had become functional, performance and the application of the new Quality Assurance procedures of the product, the responsibility given to the General Contractor - to whom the realisation of HS System was entrusted - even in the definition of rail materials.

Therefore, a new sleeper was authorised for the Rome-Naples that took the name of AV RN (figg. 20, 21 and 22), and that was produced by Vianini Industria.

This sleeper corresponded, in terms of size, weight and fastening to the 60 E but differed by type of pre-stressing and manufacturing procedures.



Fig. 20 – Traversa AV RN impiegata sulla tratta AV Roma-Napoli.
AV RN sleeper used on the Rome-Naples HS stretch.

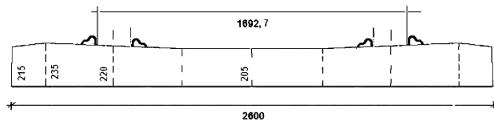


Fig. 21 – Traversa AV RN – vista laterale.
AV RN sleeper – side view.

ta: essa conteneva anche, e soprattutto, le prove sperimentali di accettazione dei prototipi, le prove di controllo della fase di avvio della fornitura e quelle da eseguire nel corso della produzione di serie.

Le più rilevanti innovazioni, rispetto alle Specifiche precedentemente in uso presso le FS, erano:

- la fissazione delle prestazioni teoriche di progetto (carico di calcolo sollecitante la traversa al limite della prima fessurazione, carico di calcolo ultimo, ciclo di fatica) da considerare in fase di studio e di progettazione del manufatto;
- la determinazione della vita tecnica di primo servizio;
- la descrizione dettagliata delle prove da eseguire sia sul manufatto in c.a.p. sia sugli organi di attacco (prove di flessione statiche e a fatica nella sezione sottorotaia ed in mezziera, prove di resistenza agli urti ed allo strappo dell'ancoraggio, prove di fatica sui componenti d'attacco, prove di scorrimento e di incastro della rotaia nella sua sede, ecc.).

Circa le grandezze più rappresentative dei livelli di prestazionalità attesa il carico di calcolo sollecitante la traversa, al limite della prima fessurazione, fu fissato in 320 kN.

Replicando i calcoli già fatti per la traversa da 2,30 m, si ha, adeguando il carico assiale statico, ora previsto in 225 kN e con un incremento di carico di 1,75 x 1,6, per tener conto della velocità massima di 300 km/h si ha⁽¹²⁾:

- carico sulla traversa scaricato da una rotaia in fase iniziale

$$P = \frac{225}{2} \cdot 0,3 \times 1,75 \times 1,6 = 94,5 \text{ kN}$$

The artefact had to meet special requirements of a special Supply Specification: it also and especially contained, the acceptance of the experimental tests of the prototypes, control tests of the start-up phase of the supply and those to be performed during mass production.



Fig. 22 – Linea AV Roma-Napoli – Binario armato con traverse AV RN. Rome-Naples HS Line – Track reinforced with AV RN sleepers.

The most important innovations, compared to the Specifications formerly used by FS, were:

- establishing theoretical project performance (computational load stressing the sleeper verging on the first cracking, calculation of ultimate load, fatigue cycle) to be considered during the study and design of the product;
- the determination of the first service technical life;
- a detailed description of the tests to be performed on both the artefact in pre-stressed reinforced concrete and the fastening devices (static bending and fatigue tests in the section under rail and at the centre line, impact resistance and anchorage tear tests, fatigue tests on fastening components, tests of the rail slide and fixing in its bed, etc.).

With regard to the more representative sizes of the performance levels expected, the calculation load stressing the sleeper, verging on the first cracking, was fixed at 320 kN.

Repeating the calculations already made for the 2.30 m sleeper, the result obtained, adjusting the static axial load, now expected of 225 kN and with an increase of 1.75 x 1.6, in order to take account of the maximum speed of 300 km/h one has⁽¹²⁾:

- load on the sleeper discharged by a rail in the early stage

$$P = \frac{225}{2} \cdot 0,3 \times 1,75 \times 1,6 = 94,5 \text{ kN}$$

- after operation

(12) Lo spettro di carico del binario, desunto dalle Specifiche di base del Sistema, prevede treni AV a 300 km/h con carico assiale di locomotiva di 170 kN, treni viaggiatori a 200 km/h con carichi come sopra, treni merce a 120 km/h con carico assiale 225 kN. Ad assoluto vantaggio della sicurezza, qui, si considera un treno al massimo carico assiale alla massima velocità consentita.

(12) The load spectrum of the track, detected from the System Basic Specifications, envisages HS trains at 300 km/h with locomotive axial load of 170 kN, passenger trains at 200 km/h with loads as above, cargo trains at 120 km/h with axial load of 225 kN. A train with maximum load is considered here at the maximum speed allowed, to the absolute advantage of safety.

SCIENZA E TECNICA

- nel seguito dell'esercizio

$$P = \frac{225}{2} 0,5 \times 1,75 \times 1,6 = 157,5 \text{ kN}$$

Con i coefficienti di sotterraneo dati, si avrebbero – considerando ancora uno squilibrio di carico del 25% - i momenti agenti in kN m (tabella 6).

TABELLA 6 – TABLE 6

Cw	3E7 N/m ³ – 0	3E7 N/m ³	7E8 N/m ³ – 3E7 N/m ³
Sottorotaia <i>Under rail</i>	10,680	9,280	15,740
Mezzeria <i>At the centre line</i>	-0,560	-9,490	-3,670

In ragione delle caratteristiche geometriche e del pre-carico di precompressione applicato, le tensioni nel cls ammontano (tabella 7).

Come si vede il calcestruzzo non va mai in decompressione.

Le prestazioni di calcolo sono:

- sezione sottorotaia: Momento resistente a trazione di 25,2 kN m equivalente ad una tensione di 3 MPa;
- sezione mezzeria: Momento resistente a trazione di -25,3 kN m equivalente ad una tensione di 3 MPa. Le Specifiche di collaudo prevedevano che il manufatto fosse sottoposto, a prima fessurazione, ai seguenti momenti:

Sottorotaia M = 29,32 kN m; Mezzeria M = 26,40 kN m valori alquanto superiori a quelli di calcolo.

Per il momento ultimo sottorotaia, calcolato secondo le Norme si ottiene M r = 44,18 kN m; ne risulta che il carico ultimo sarebbe di 332 kN. Essendo il massimo carico per ruota (ripartito con 0,5) = 56,25 kN, si ha un incremento dinamico di 5,9 volte. Per tener conto della fatica, si ipotizza che dopo 30 anni, sulla traversa siano transitati, come da Specifica, circa 12 treni/h 20 h 365 gg 30 anni = 2,65 milioni di treni ossia circa 140 mln di assi ed ammettendo allora che il momento ultimo a quell'epoca, si sia ridotto a 0,5 x 44,18 = 22,1 kNm, si ottiene una potenziale resistenza a rottura con un coefficiente di sicurezza pari a 2,95 volte⁽¹³⁾.

Per le tratta Milano-Bologna è stata impiegata una traversa del tutto simile a quelle della Roma-Napoli (Produttori Coop 7 e Pizzarotti) mentre per la Torino-Milano e Bo-

(13) Dalla curva di degrado della resistenza a fatica [7], si ottiene che, per 140 milioni di ripetizioni di carico, il momento ultimo è pari a circa la metà di quello iniziale. Allora, il rapporto tra carico resistente ultimo a fatica (332/2 kN) e carico di esercizio massimo (56,25 kN), vale 332 / (2 * 56,25) = 2,95.

$$P = \frac{225}{2} 0,5 \times 1,75 \times 1,6 = 157,5 \text{ kN}$$

With the given substrate coefficients, we would have – still considering the load imbalance of 25% - the acting moments in kN m (table 6).

Due to the geometric characteristics and to the pre-stressing preload applied, stretches in concrete amount to (table 7).

As can be seen, the concrete is neverloaded in tension.

The computational performances are:

- under rail section: bending moment of 25,2 kN m that results in a tensile stress in the concrete of 3MPa;
- centre line section: bending moment of -25,3 kN m that results in a tensile stress in the concrete of 3MPa.

The test specifications envisaged that the artefact was subjected to the following moments upon first cracking:

- under rail M = 29,32 kN m; Centre line M = 26,40 kN m;
- somewhat higher values than the computational ones.

TABELLA 7 – TABLE 7

	posta in opera <i>installation</i>	esercizio <i>operation</i>		
	Fibre sup <i>Upper fibres</i>	Fibre inf <i>Lower fibres</i>	Fibre sup <i>Upper fibres</i>	Fibre inf <i>Lower fibres</i>
Sottorotaia <i>Under rail</i>	-12,822	-3,320	-15,143	-1,118
Mezzeria <i>At the centre line</i>	-5,267	-11,560	-8,310	-8,614

For the last moment under rail, calculated according to the Rules one has M r = 44,18 kN m; as a result, the final load would be 332 kN.

Being the maximum load per wheel (divided by 0,5) = 56,25 kN, there is a dynamic increase of 5,9 times.

In order to take account of the fatigue, it is assumed that after 30 years, about 12 trains/h 20 h 365 gg 30 years = 2,65 million trains have passed over the sleeper, as per the Specification, that is about 140 mln axles and avowing that the final moment at that time, was reduced to 0,5 x 44,18 = 22,1 kNm, there is a potential resistance to break with a safety factor of 2,9512⁽¹³⁾.

For the Milan-Bologna stretch a sleeper similar to those of the Rome-Naples was used (Manufacturers Coop7 and Pizzarotti) while for the Turin-Milan and Bologna-Florence a sleeper was used (producer Margaritelli, fig. 23) with a

(13) From the curve of degradation of the fatigue resistance [7], we obtain that, for 140 million load repetitions, the last time is equal to about half of the initial one. Then, the relationship between the resisting load last to fatigue (332/2 kN) and operating load maximum.

SCIENZA E TECNICA

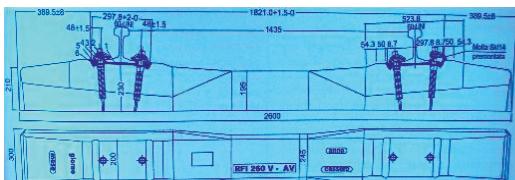


Fig. 23 – Traversa in cap RFI 260 V – AV, impiegata sulle tratte Torino – Milano e Bologna – Milano. RFI 260 V – AV sleeper in pre-stressed reinforced concrete, used on the Turin-Milan and Bologna – Milan stretches.

logna-Firenze è stata impiegata una traversa (produttore Margaritelli, fig. 23) di sezione trasversale più elaborata: le caratteristiche dimensionali sono nelle figg. 24 e 25.

6. Le nuove norme RFI

Nel 2002, e con successivi aggiornamenti, RFI emetteva una Specifica Tecnica di Prodotto relativa alle "traverse marca RFI 230, RFI 240 e RFI 260, in "calcestruzzo vibrato armato e precompresso" con la quale erano definite le caratteristiche delle traverse di impiego RFI, la qualità dei materiali da impiegare, gli obblighi del Fornitore e la numerosità ed i criteri di accettazione nelle prove da eseguire per la realizzazione del prodotto.

Dal documento citato si estraiano le seguenti indicazioni, utili per un confronto con quanto fatto fino alla emanazione di dette norme.

Considerate le ivi contenute definizioni⁽¹⁴⁾:

- M_{dr} = Momento di flessione positivo di progetto per la sezione sottorotaia (tese le fibre inferiori del manufatto);
 - M_{dcn} = Momento di flessione negativo di progetto per la suddetta sezione (tese le fibre superiori del manufatto);



Fig. 25 – Traversa RFI 260 V. *RFI 260 V sleeper.*

more elaborate cross section: the dimensional characteristics are in fig. 24 and 25.

6. The new RFI rules

In 2002, and with subsequent updates, RFI issued a Product Technical Specification relating to "brand RFI 230, RFI 240 and RFI 260 sleepers," in vibrated and pre-stressed reinforced concrete" with which the characteristics of sleepers utilised by RFI, the quality of materials to be used, the Supplier's obligations and the number and acceptance criteria in the tests to be performed for the realisation of the product were defined.

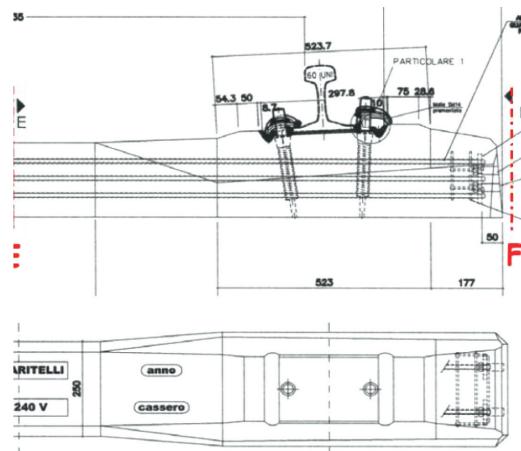


Fig. 24 – Traversa RFI 240 V - Particolare dell'attacco Vossloh.
RFI 240 V sleeper - Detail of Vosloh fastening.

The following information, useful for comparison with what has been done up to the adoption of those standards was extracted from the document mentioned.

Given the definitions contained therein⁽¹⁴⁾:

- Mdr = Positive design bending moment for the section under rail (with lower fibres tensioned);
 - $Mdcn$ = Negative design bending moment for the above-mentioned section (upper product fibres tensioned);
 - Mdc = Positive design bending moment for the centre line section expressed in $kN\ m$ (with lower product fibres tensioned);

the result is (table 8).

(14) Tali momenti occorrono, anche, per stabilire i carichi per le prove di accettazione.

(14) These moments are also necessary to establish loads for acceptance tests.

SCIENZA E TECNICA

- M_{dc} = Momento di flessione positivo di progetto per la sezione di mezzeria espresso in kN m (tese le fibre inferiori del manufatto); si ha (tabella 8).

Operando un confronto con i valori dei momenti resistenti delle traverse “storicamente” esaminate si può osservare che le traverse da m 2,30, nel tempo susseguitesi, superano tutti i valori di specifica, salvo che per il momento sottorotaia delle traverse FS U 35 P (grafici 4 e 5).

Le traverse da m 2,60 sono tutte superiori al requisito di specifica.

Circa il peso del manufatto, nel grafico 6 si riconoscono i pesi delle traverse studiate al netto del peso degli ancoreggi e delle piastre.

Nelle figg. 26 e 27 le più recenti realizzazioni.

APPENDICE 1

Lo scartamento

Nella progettazione della traversa in cap, assume rilevanza la corretta definizione della distanza che devono avere gli elementi annessi (organi di 1° livello, ossia piastre, inglobati metallici, ecc. a seconda del tipo di attacco) il cui posizionamento, all’atto della fabbricazione della traversa, fisserà la misura in esercizio dello scartamento del binario (definito notoriamente come la distanza tra i fianchi interni del fungo misurata a 14 mm sotto il piano di rotolamento).

Infatti, la traversa arriva a piè d’opera, come si dice in gergo, “vestita” cioè con gli organi di attacco di 1° livello premontati nello stabilimento di prefabbricazione della

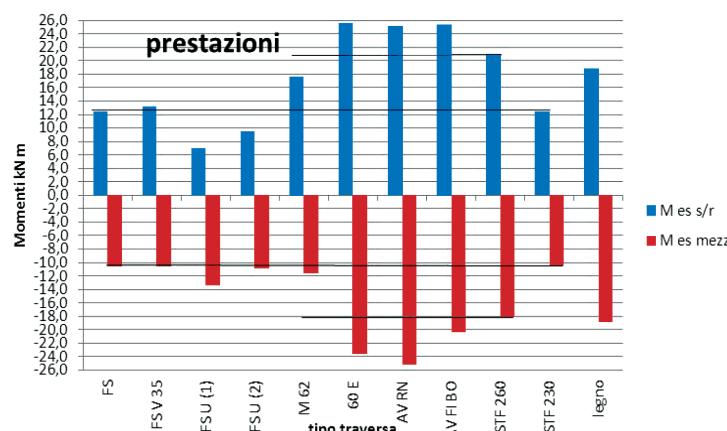


Grafico 4 – Prestazioni delle traverse FS ed RFI. Chart 4 – Performance of FS and RFI sleepers. (Momenti: Moments; prestazioni: Performances; tipo traversa: sleeper type).

TABELLA 8 – TABLE 8

Momenti Moments	Traversa Sleeper RFI-230	Traversa Sleeper RFI-240	Traversa Sleeper RFI-260
Mdr	12.5 kN m	19.0 kN m	21.0 kN m
Mdcn	10.5 kN m	19.0 kN m	18.0 kN m
Mdc	7.5 kN m	13.3 kN m	15.6 kN m

Making a comparison with the values of the resistance moments of the sleepers “historically” examined, it can be seen that the 2.30 m sleepers, that followed over time, all exceed specific values, except for the under rail moment of the FS 35 U P sleepers (graphs 4 and 5).

The 2.60 m sleepers are all above the specific requirement.

With regard to the weight of the product, in graph 6 the weights of sleepers developed net of the anchorages and plates weights can be recognised.

In fig. 26 and 27 the latest achievements.

APPENDIX 1

The gauge

In the design of the pre-stressed reinforced concrete sleeper, the correct definition of the distance that the attached elements must have takes on importance (1st level devices, i.e. plates, metallic incorporations, etc. depending on the type of fastening); their placement at the time of manufacture of the sleeper, will set the extent of the track gauge in operation (notoriously defined as the distance between the inner shoulders of the head measured 14 mm below the rolling plane).

In fact, the sleeper arrives on site, as they say in jargon, “equipped” with the 1st level fastening devices pre-assembled in the factory of prefabrication of the sleeper: metal plate for the K fastening, incorporated for the Pandrol fastening, dowels for the Vosloh⁽¹⁵⁾.

The track laying site places the rails in the prepared housing and, after having installed the bolts and the narrowing plates, for the K fastening; the insulator plates and clasps for the Pandrol fastening, the thicknesses and sleeper screws for the Vosloh, will bolt the rail flanges, after having placed them at the construction gauge; as will be seen the installation operation at the construction

SCIENZA E TECNICA

traversa: piastra metallica per l'attacco K, inglobati per l'attacco Pandrol, tasselli per il Vossloh⁽¹⁵⁾.

Il cantiere di posa del binario provvede a posizionare le rotaie nella sede predisposta e, dopo aver collocato in opera i chiavardini ed i piastrini di stringimento, per l'attacco K; i piastrini isolatori ed i fermagli, per l'attacco Pandrol. Per l'attacco Vossloh, che viene premontato nello stabilimento di fabbricazione della traversa, dopo allentamento, gli organi di attacco saranno riserrati alle suole delle rotaie.

In ogni caso le rotaie saranno poste a scartamento di costruzione; come si vedrà l'operazione di posa a scartamento è del tutto teorica in quanto condizionata, come detto, dal posizionamento degli organi di attacco di 1° livello.

Il definitivo posizionamento delle rotaie nella loro sede è quello immediatamente a valle delle operazioni di regolazione della lunga rotaia saldata, operazioni che devono essere eseguite con rotaie completamente libere.

L'esigenza di un tempestivo serraggio degli organi di attacco, subito dopo che sia stata realizzata in rotaia la



Fig. 26 – Traversa RFI 230 P – Attacco Pandrol. RFI 230 P sleepers - Pandrol fastening

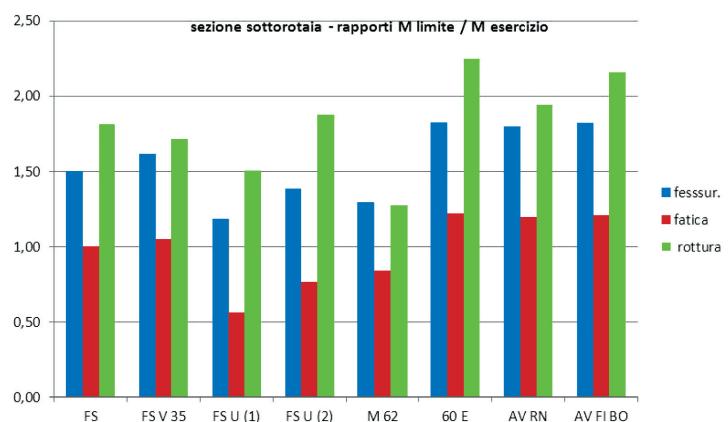


Grafico 5 – Rapporti tra Momenti limite e Momenti di esercizio. Chart 5 – Ratios between limit Moments and operation Moments. (seziona sottorotaia: under rail section; rapporto M limite / M esercizio: limit Moment /operation Moment ratio; fessur.: cracking; Fatica: fatigue; rottura: rupture).

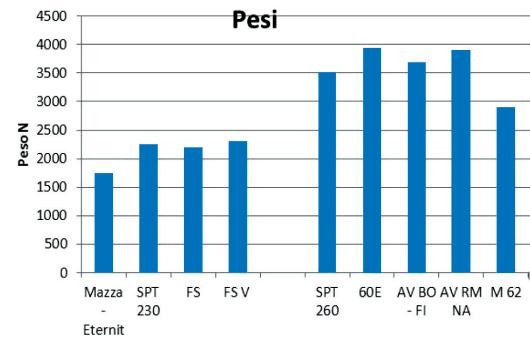


Grafico 6 – Pesi delle traverse FS ed RFI. Chart 6 – FS and RFI sleeper weights.

gauge is totally theoretical because, as mentioned, it is subject to the positioning of the 1st level fastening devices.

The final positioning of the rails in their seat is immediately downstream of adjustment operations of the long welded rail that must be performed with the rails completely free.

The need for a timely tightening of the fastening devices, immediately after the rail tensioning adjustment has been performed, does not combine well with systematic gauge adjustment needs within construction tolerances, when these are significantly smaller than deviations with respect to the theoretical ones, physically allowed by the fastening jambs.

(15) Nelle più recenti tipologie di attacco anche gli organi di 2° livello (fermagli, chiavarde, isolatori, ecc.) vengono posizionati nello stabilimento di fabbricazione della traversa.

(15) In the more recent types of fastening, even 2nd level devices (clips, bolts, isolators, etc.) are placed in the manufacturing plant of the sleeper.

SCIENZA E TECNICA

tensione di regolazione, mal si coniuga con la necessità di aggiustamento sistematico dello scartamento entro le tolleranze di costruzione, quando queste siano sensibilmente più piccole degli scostamenti, rispetto al teorico, fisicamente consentiti dalle spalle dell'attacco.

Dalla fig. 28, relativa ad un attacco K, impiegato per tutte le traverse FS fino all'avvento degli attacchi elastic (Pandrol e Vosloh), si deducono i legami geometrici tra gli elementi in gioco.

con d = distanza tra le spallette e D_{sp} = distanza tra le spallette esterne, con riferimento alla rotaia del tipo 60 E1, si ha:

- sulla parallela alla suola della rotaia: $AD = \frac{1}{2}$ fungo + $\frac{1}{2}$ suola = $36 + 75 = 111$ mm;
- sulla inclinata del 1/20, parallela all'ax. rotaia: $BD = \text{altezza rotaia} - 14 = 158$ mm;

da cui l'angolo tra l'ipotenusa e la parallela alla suola delle rotaia:

$$BAD = \arctan (BD / AD) = 0,95837 \text{ rad};$$

quindi, sottraendo l'inclinazione del 1/20, si ottiene l'angolo $BAC = 0,90841$ rad, tra ipotenusa ed orizzontale; allora, essendo l'ipotenusa

$$AB = (111^2 + 158^2)^{1/2} = 193,1 \text{ mm}$$

si ha $AC = AB \cos (BAC) = 118,8$ mm.

In conseguenza, lo scartamento con rotaie a contatto esterno è uguale a distanza spalle esterne - $2 * AC = D_{sp} - 237,5$ mm.

La luce residua sulla orizzontale sarà paria a (distanza spallette - suola) $\cos (0,05) = (d - 150) \cos (0,05)$ e, quindi, lo scartamento con rotaie a contatto interno è uguale a: scartamento con rotaie a contatto esterno - $2 * \text{luce}$.

Si pone la distanza delle spallette estreme alla scassatura del manufatto, ossia quando si è avuto il solo ritiro elastico, come $D_0 (+t_1 - t_2)$ con $(+t_1 - t_2)$ le relative tolleranze ammesse.

Sia ora, caso A, quello in cui la distanza tra le spallette è massima e caso B quello di distanza minima; sia la situazione 1 quella con ambedue le rotaie a contatto esterno e situazione 2 quella di rotaie a contatto interno: allora si hanno 4 casi

A1 ed A2, B1 e B2.

Poniamo, ora, in $r = +/- 1$ mm, gli effetti sullo scartamento delle tolleranze dimensionali della rotaia: i casi di cui sopra diventano 8.

I casi estremi sono: per scartamento massimo il caso A1b, ossia quello dove i termini variabili t ed r compaiono con il segno +; per scartamento minimo il caso B2a dove i termini di cui sopra sono presi con il segno meno e dove si sottrae il temine dovuto ai giochi.

A tale casistica occorre, poi, sottrarre il termine dovuto agli accorciamenti differiti per avere gli estremi di



Fig. 27 – Traversa RFI 230 V – Attacco Voslok.
RFI 230 V sleeper - Vosloh fastening.

From fig. 28, relating to a K fastening, used for all FS sleepers until the advent of elastic fastenings (Pandrol and Vosloh) the geometric relationships between the elements involved can be derived.

with d = distance between the shoulders and D_{sp} = distance between the external shoulders, with reference to 60 E1 type rail, we have:

- on the parallel at the rail flange: $AD = \frac{1}{2}$ head + $\frac{1}{2}$ flange = $36 + 75 = 111$ mm;
- on the 1/20 angle, parallel to the axle of the rail: $BD = \text{rail height} - 14 = 158$ mm;

where the angle between the hypotenuse and the parallel to the rail flange:

$$BAD = \arctan (BD / AD) = 0.95837 \text{ rad};$$

therefore, subtracting the angle of 1/20, the angle BAC is obtained = 0.90841 rad, between the hypotenuse and horizontal; therefore, being the hypotenuse

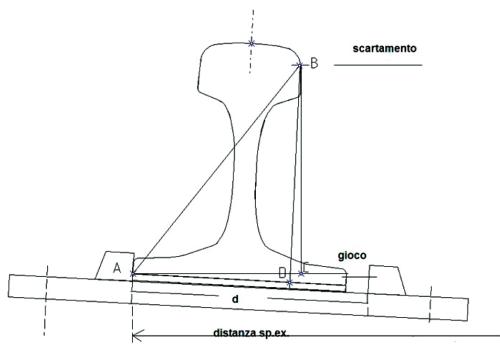


Fig. 28 – Schema della geometria dell'attacco. Layout of the geometry of the fastening. (gioco: clearance; distanza: distance; scartamento: gauge).

SCIENZA E TECNICA

scartamento (deterministicamente possibile) a tempo infinito.

Per la traversa FS si ha:

$$D_0 = 1673 \text{ mm}; t_1 = 1; t_2 = 2. \text{ Il gioco è } g = 152 - 150 = 2 \text{ mm}$$

Senza addentrarci nelle non semplici problematiche di tale fenomeno, è, in linea di massima, considerabile che lo scorrimento plastico di un corpo sottoposto a sforzo costante quale è una trave precompressa è funzione di diversi parametri (condizioni di maturazione dell'impatto, umidità cui è soggetta la struttura in esercizio sforzo costante di precompressione, tempo, ecc.).

L'andamento delle deformazioni unitarie al tempo t è formato di una parte elastica ϵ_e che non varia nel tempo, e che si manifesta immediatamente all'atto dell'applicazione della precompressione, e di una parte ϵ_{vt} che rappresenta la deformazione differita.

Il valore di ϵ_{vt} con il tempo tende asintoticamente ad un valore $\epsilon_{v\infty}$; la legge con cui il fenomeno si sviluppa, dati i numerosi elementi in gioco, non può essere rigorosamente definita ma l'esperienza indica che la stessa è di tipo logaritmico.

Apposite ricerche eseguite all'avvio della produzione delle traverse della tratta AV Roma-Napoli consentirono di individuare, su un campione sufficientemente numeroso, l'andamento nel tempo dell'accorciamento della distanza tra le spallette esterne come riportato nel grafico 8.

Dal quale si ottiene con $k = 0,1628 \text{ mm}$ e t differenza temporale tra il tempo t e lo scassero.

Secondo gli studi del Prof. TURRIZIANI la stessa legge sarebbe dello stesso tipo ma con $k = 0,3026 \text{ mm}$.

Ne consegue che se le dimensioni dei fori delle caviglie delle piastre vengono posizionate nella cassaforma non considerando il ritiro differito nel seguito della vita tecnica della traversa, la distanza vera delle spallette sarà data da $D_E = D_0 - a(t)$.

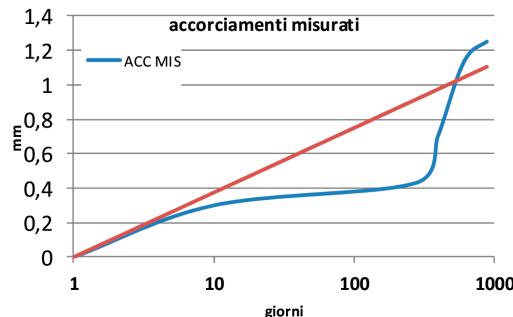


Grafico 8 – Andamento degli accorciamenti delle traverse AV RN. Chart 8 – Shortening trend of AV RN sleepers.

$$AB = (111^2 + 158^2)^{1/2} = 193.1 \text{ mm}$$

$$\text{the result is } AC = AB \cos (BAC) = 118.8 \text{ mm}$$

As a result, the track gauge with external contact rails equals the distance of the external shoulders - 2 * AC = D_{sp} - 237.5 mm.

The residual span on the horizontal will be equal to (shoulders distance - flange) $\cos (0.05) = (d - 150) \cos (0.05)$ and, therefore, the track gauge with internal contact rails equals: gauge with external contact rail - 2 * span.

The distance of the extreme shoulders of the formwork of the product, i.e. when there has been elastic shrinkage only, is set as $D_0 (+t_1 - t_2)$ with $(+t_1 - t_2)$ the related allowed tolerances.

Now, be it case A in which the distance between the shoulders is maximum and case B with a minimum distance; be situation 1 the one with both external contact rails and situation 2 that of internal contact rails: then there are 4 cases

A1 and A2, B1 and B2.

Let us now pose, $r = +/- 1 \text{ mm}$, the effects on the gauge of the dimensional tolerances of the rail: the cases above become 8.

The detailed cases are: case A1b for maximum gauge, namely where the variable terms t and r are with the + sign; case B2a for minimum gauge where the above terms are taken with the minus sign and where the term due to clearances is subtracted.

In this case we must, then, subtract the term due to deferred shortening to obtain the gauge extremes (deterministically possible) at infinite time.

For the FS sleeper we have

$$D_0 = 1673 \text{ mm}; t_1 = 1; t_2 = 2. \text{ The clearance is } g = 152 - 150 = 2 \text{ mm.}$$

Without going into the difficult matters of this phenomenon, it is in principle considered that the cold flow of a body subjected to constant stress such as a precompressed sleeper is a function of different parameters (conditions of fermentation of the mixture, humidity which the operating structure is subject to, constant pre-stressing effort, weather, etc.).

The trend of unitary deformations at ϵ_{vt} time is composed of an elastic part ϵ_e , which does not vary over time, and that manifests itself immediately upon application of pre-compression, and of a part ϵ_{vt} that represents the deferred deformation. The t value asymptotically tends to $\epsilon_{v\infty}$ over time: the law with which the phenomenon develops, given the many elements involved, cannot be strictly defined but experience indicates that it is logarithmic.

Special researches at the start of production of the sleepers of the Rome-Naples HS line allowed the identification on a large enough sample, of the trend over time of the shortening of the outer shoulders distance, as shown in Chart 8.

SCIENZA E TECNICA

Se, invece, la distanza suddetta sarà stata fissata preventivamente, alla costruzione del binario, la distanza tra le spallette sarà data dalla differenza dell'andamento ipotizzato e quello reale.

Evidentemente, nel calcolo dell'andamento ipotizzato occorre stimare il tempo che intercorre tra la fabbricazione della traversa e la sua posa in opera, ossia quando si misura lo scartamento di costruzione.

Come risulta, stante le variabili elencate, il valore dello scartamento, in dipendenza delle modalità realizzative della traversa, dovrebbe essere realizzato alla posa della rotaia ma - come vedremo - tale operazione o non è possibile oppure è inutile.

Infatti, poniamo l'accorciamento alla posa con una legge media tra quelle citate e calcoliamo la differenza temporale tra scassatura e posa della traversa in 4 mesi (120 gg): allora, si ha $a = 1,1$ mm.

Possiamo ora calcolare i valori limite per le situazioni innanzitutto elencate.

Per la traversa FS, che era dotata di attacco K e che era stata progettata per uno scartamento nominale di 1433 mm, i valori sono con $D_0 = 1673$ mm, $t = -2; +1$ mm; $r = +/- 1$ mm ed $a = 1,1$ mm

traversa FS, con ritiro differito a tempo infinito, casi estremi:

- $B2a = 1427,4$ mm;
- $A1b = 1436,4$ mm;
- media = 1431,9 mm;

con un range, quindi, tra gli estremi di 9 mm; poiché lo scartamento Capitolare era di 1433 mm $-2 + 1 = 1431$, 1434, con un intervallo di 3 mm, si ammetteva, considerando la distribuzione dei valori di tipo triangolare⁽¹⁶⁾, che solo il 55% delle misure potessero essere compreso nelle tolleranze.

I casi di scartamento inferiori si sarebbero potuti sanare, spostando le rotaie nella loro sede (infatti il valore minimo è per rotaie accoste interne), ma considerato che tale allargamento sarebbe stato, poi, operato dal traffico non era opportuno intervenire.

Per i casi di scartamento largo le rotaie si potevano accostare alle spallette interne, ma tale operazione sarebbe stata del tutto inutile perché il traffico avrebbe riprodotto subito la misura iniziale.

È notevole notare che se si trascura il ritiro differito il valore medio diventa 1433 mm, cioè quello di norma.

(16) Si ammette che la distribuzione dei valori dello scostamento dal valore medio, sia limitata e simmetrica. La più immediata forma è quella triangolare dove gli estremi sono pari, in valore assoluto, alla metà dell'intervallo possibile. Ne deriva che la probabilità che un valore x , sia compreso nell'intervallo $+ - t$, dove t è la semisomma algebrica delle tolleranze, è data da $P(-t \leq x \leq t) = 1 - \frac{(v-t)^2}{v^2}$ dove v è la metà dell'intervallo possibile.

Where from we obtain with $k = 0.1628$ mm and t temporal difference between t time and the formwork.

According to studies carried out by Prof. TURRIZIANI the same law would be of the same type but with $k = 0.3026$ mm. It follows that if the dimes of the holes of the plate sleeper screws are placed in the housing without considering deferred shrinkage in the following technical life of the sleeper, the true distance of the shoulders will be given by $D_E = D_0 - a (t)$.

However, if the distance mentioned has been fixed in advance, with respect to the construction of the track, the distance between the shoulders will be given by the difference of the assumed trend and the real one.

Evidently, in the calculation of the assumed trend it is necessary to estimate the time that elapses between the manufacture of the sleeper and its installation, i.e. when measuring the construction gauge. As is apparent, given the variables listed, the value of the gauge, depending on the construction method of the sleeper, should be made upon the laying of the track but - as we shall see - doing so is either not possible or it is useless. In fact, let us assume the shortening at the installation following an average law among those mentioned and calculate the time difference between the formwork and the laying of the sleeper in 4 months (120 days): we then have $a = 1.1$ mm.

We can now calculate the limit values for the reasons listed above.

For the FS sleeper, which was equipped with a K fastening and was designed for a nominal gauge of 1433 mm, the values are with $D_0 = 1673$ mm, $t = -2; +1$ mm; $r = +/- 1$ mm and $a = 1.1$ mm.

FS sleeper, with a shrinkage deferred at infinite time, extreme cases:

- $B2a = 1427.4$ mm;
- $A1b = 1436.4$ mm;
- average = 1431.9 mm;

therefore with a range of 9 mm between the extremes; since the design gauge was of 1433 mm $-2 + 1 = 1431$, 1434, with an interval of 3 mm, it was allowed, considering a triangular-type distribution of values⁽¹⁶⁾, that only 55% of the measures could be included within the tolerances.

Cases of lower gauge could be corrected, moving the rails in their housing (in fact, the minimum value is for close internal rails), but considered that such an enlargement would be, then, operated by traffic it was not appropriate to intervene.

(16) It is assumed that the distribution of the gauge values from the average value, is limited and symmetric. The most immediate form is the triangular one where the extremes are equal, in absolute value, to half of the possible interval. The result is that the probability that an x value, is included in the interval $+ - t$, where t is the half algebraic sum of the tolerances, is given by $P(-t \leq x \leq t) = 1 - \frac{(v-t)^2}{v^2}$ where v is half of the possible interval.

SCIENZA E TECNICA

Con l'attacco Pandrol, per la presenza della piastrina isolante – denominata piastrina isolante in polietilene, PIP - (spessore 8 mm) le misure innanzitutto calcolate mutano in:

sulla parallela alla suola della rotaia:

$$AD = \frac{1}{2} \text{ fungo} + \frac{1}{2} \text{ suola} + \text{pip} = 36 + 75 + 8 = 119 \text{ mm}$$

sulla verticale:

$$BD = \text{altezza rotaia} - 14 = 158 \text{ mm}$$

da cui l'angolo tra l'ipotenusa e la parallela alla suola della rotaia:

$$BAD = \arctan (BD / AD) = 0,925270 \text{ rad};$$

quindi, sottraendo l'inclinazione del 1/20, si ottiene l'angolo BAC = 0,875315 rad, tra ipotenusa ed orizzontale; allora, essendo l'ipotenusa

$$AB = (\sqrt{119^2 + 158^2})^{1/2} = 197,8004 \text{ mm}$$

si ha

$$AC = AB \cos (BAC) = 126,7417 \text{ mm.}$$

In conseguenza:

- scartamento con rotaie a contatto esterno = distanza spalle esterne - 2 * AC = D - 253,483 mm
- luce sulla orizzontale = (distanza spallette - suola) cos (0,05) = (168,5 - 150-2*8) cos (0,05)

quindi

- scartamento con rotaie a contatto interno = scartamento con rotaie a contatto esterno - 2,5 mm.
- dato che la distanza tra le spallette era stata portata a 168,5 mm, si ha, considerata la distanza tra le spallette: Traversa FS V 35 con ritiro differito a tempo infinito
- B2a = 1429,5 mm
- A1b = 1439,5 mm
- media = 1434,5 mm

Ora, lo scartamento era stato riportato a 1435 mm e con le tolleranze era ammesso 1433; 1436: ne deriva che la probabilità di misure in tolleranza era passata al 51%.

Circa la situazione in linea si possono rifare le considerazioni di cui sopra.

Con la traversa AV Vianini 1° tipo, sempre con attacco Pandrol, si aveva una distanza tra le spallette esterne di 1691,7 +/- 1 mm da cui il calcolo seguente:

caso	scartamento
B2a	1431,3 mm
A1b	1440,3 mm
Medio	1435,8 mm

Poiché le tolleranze sullo scartamento definivano un range di 1435; 1437 mm, si osserva che, ammettendo una distribuzione di probabilità dei valori del tipo triangolare⁽¹⁷⁾, si sarebbero dovuti accettare almeno il 63% delle misure fuori tolleranza.

For cases of broad gauge, the rails could be placed at the internal shoulders, but such an operation would have been totally unnecessary because traffic would have immediately reproduced the initial measurement.

It is remarkable to note that if the deferred shrinkage is neglected the average value becomes 1433 mm, that is the normal one.

With the Pandrol fastening, due to the presence of the insulating plate – called polyethylene insulating plate, PIP - (8 mm thick) the measures first calculated change in:

on the parallel at the rail flange:

$$AD = \frac{1}{2} \text{ head} + \frac{1}{2} \text{ flange} + \text{pip} = 36 + 75 + 8 = 119 \text{ mm}$$

on the vertical: BD = rail height -14 = 158 mm

where the angle between the hypotenuse and the parallel to the rail flange:

BAD = arctan (BD/AD) = 0.925270 rad; therefore, subtracting the angle of 1/20, the angle BAC is obtained = 0.875315 rad, between the hypotenuse and horizontal; therefore, being the hypotenuse

$$AB = (\sqrt{119^2 + 158^2})^{1/2} = 197.8004 \text{ mm} \text{ the result is } AC = AB \cos (BAC) = 126.7417 \text{ mm}$$

As a result:

- *the track gauge with external contact rails = distance of the external shoulders - 2 * AC = D - 253,483 mm*
- *span on horizontal = (shoulders distance - flange) cos (0.05) = (168.5 - 150-2*8) cos (0.05)*

therefore:

- *the track gauge with internal contact rails = gauge with external contact rails - 2.5 mm*
- *since the distance between the shoulders was brought to 168.5 mm, we have, considering the distance between the shoulders:*

FS V 35 sleeper with shrinkage deferred at infinite time

$$- B2a = 1429.5 \text{ mm}$$

$$- A1b = 1439.5 \text{ mm}$$

$$- \text{average} = 1434.5 \text{ mm}$$

Now, the gauge had been brought back to 1435 mm and was admitted with tolerances at 1433; 1436: it follows that the probability of tolerance measures had passed to 51%.

About the in line situation the above considerations can be made again.

With the 1st HS Vianini type sleeper, with Pandrol type fastening, there was a gap between the outer shoulders of 1691.7 +/- 1 mm from which the following calculation

Case	gauge
B2a	1431.3 mm
A1b	1440.3 mm
Average	1435.8 mm

SCIENZA E TECNICA

Di fatto, però, misure eseguite in linea dopo traffico dettero i seguenti risultati:

Scartamento max	Scartamento min
1440,1 mm	1434,8 mm

Evidentemente il traffico aveva, quasi, eliminato i casi più stretti.

Poiché si ritenne che lo scartamento massimo era troppo elevato, si operò una correzione sui PIP in modo da avere una riduzione della distanza delle spallette estreme di 1,6 mm.

Il risultato, dopo le sollecitazioni del traffico fu:

Scartamento max	Scartamento min
1439,9 mm	1435,1 mm

Per altra tratta si ritenne di tornare ai criteri della traversa FS 35 V P, e venne considerato un accorciamento differito di 1,5 mm.

I valori massimi e minimi in linea furono di

1438,5 mm	1434,2 mm
-----------	-----------

APPENDICE 2

Effetti dinamici sulla traversa delle ruote sfaccettate

L'approfondimento delle problematiche connesse con fenomeni di lesionamento delle traverse in cap e le eseguite misurazioni sperimentali, sui carichi gravanti su di esse al transito dei treni, posero all'attenzione i fenomeni derivanti dalla presenza, nel parco dei rotabili in circolazione, di numerose ruote sfaccettate.

Per una comprensione degli effetti misurati si tenta una valutazione teorica, sia pure molto approssimata, che possa fornire indicazioni sugli stessi.

In fig. 29 è rappresentata una ruota con sfaccettatura; il raggio della ruota sia r , la lunghezza della sfaccettatura sia C e sia v [m/s] la velocità di traslazione della ruota.

Dopo un tempo $T_1 = C / 2 v$, il centro-ruota O , è disceso di q (profondità della sfaccettatura) percorrendo, rispetto ad A - centro di istantanea rotazione - una circonferenza di raggio pari ad r e, considerando la massa della ruota concentrata nel suo centro, la ruota stessa è soggetta ad una forza centrifuga pari a $M_R v^2 / r$.

Detta forza, fino a che la sfaccettatura non è complanare con la rotaia, è diretta verso l'alto (trascurabile l'in-

(17) Si ipotizza che la deviazione standard sia pari ad $1/3$ della differenza tra estremi e media. Elaborazioni più precise, da eseguire su rilevazioni effettive dello scartamento in opera, darebbero la vera distribuzione degli scostamenti dalla media. Il notevole appesantimento della trattazione non porta a risultati, nella sostanza, molto differenti: di fatto, con tolleranze strette rispetto ai casi reali possibili, la probabilità di rimanere all'interno delle tolleranze medesime resta sempre piuttosto lontana dal 100%.

Since the gauge tolerances defined a range of 1435:1437 mm, it is noted that, assuming a triangular-type probability distribution of values⁽¹⁷⁾, at least 63% of measures out of tolerance would have to have been accepted.

Nevertheless, in actual fact, measures carried out inline after traffic gave the following results:

Max gauge	Min gauge
1440.1 mm	1434.8

Traffic had evidently almost eliminated the narrowest cases.

Since it was believed that the maximum gauge was too high, a correction was made on the PIP so as to have a reduction of 1.6 mm of the distance of the end shoulders.

The result, after the traffic stress was:

Max gauge	Min gauge
1439.9 mm	1435.1 mm

For another line stretch it was thought to return to the criteria for the FS 35 V P sleeper, and a deferred shortening of 1.5 mm was considered.

The maximum and minimum values in line were
1438.5 mm 1432.2 mm

APPENDIX 2

Dynamic effects of faceted wheels on the sleeper

The study of problems connected with the damage phenomena of sleepers in pre-stressed reinforced concrete and the experimental measurements performed on the loads imposed on them at the transit of trains, placed attention on phenomena resulting from the presence of many faceted wheels in the rolling stock fleet in circulation.

For an understanding of the effects measured a theoretical assessment is attempted, albeit very approximate, that could provide guidance on the same.

Fig. 29 represents a wheel with facet; the radius of the wheel is r , the length of the facet is C and v [m/s] the translation speed of the wheel.

After a time $T_1 = C / 2 v$, wheel centre O , has descended q (depth of the facet) running, compared to A - centre of instantaneous rotation - a radius circumference equal to r and, considering the mass of the wheel concentrated in its centre, the wheel itself is subject to a centrifugal force equal to $M_R v^2 / r$.

(17) It is assumed that the standard deviation is equal to $1/3$ of the difference between the extremes and average. More accurate elaborations, to be performed on actual gauge findings during installation, would give the real distribution of gauges from the average. The remarkable burdening of the coverage does not give results substantially very different: in fact, with narrow tolerances compared to real possible cases, the probability of remaining within the same tolerances is always quite far from 100%.

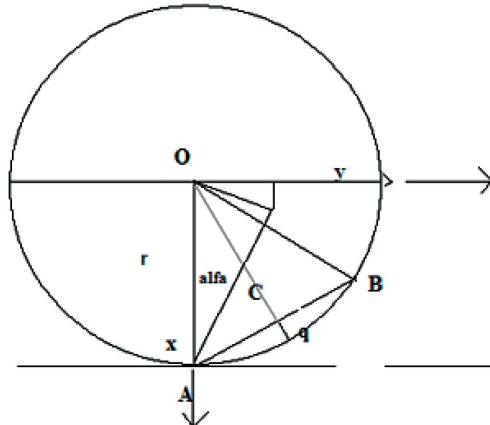


Fig. 29 – Ruota sfaccettata. Faceted wheel.

clinazione) e pertanto sulla rotaia si applica uno scarico di forza pari alla centrifuga suddetta.

Si nota come, già per velocità modeste, tale forza può raggiungere e superare quella che la ruota trasmette alla rotaia quando la traiettoria del centro ruota è parallela alla rotaia (ruota non sfaccettata).

Se la misura del carico viene fatta su una sezione di rotaia, la porzione di sovraccarico dovuta al transito di una ruota sfaccettata dipende dalla distanza (d) tra il punto di misura e la sezione dove cade la sfaccettatura, secondo la nota legge della influenza dei momenti della trave su suolo alla Winkler

$$\frac{R(d)}{R} = e^{-\frac{d}{L}} (\cos \frac{d}{L} - \sin \frac{d}{L})$$

dove L è la lunghezza caratteristica della trave.

Se si considera l'andamento dinamico del fenomeno e si assimila la rotaia ad un oscillatore verticale, con

K = rigidezza del binario

M_{bin} = massa del binario

dalle equazioni di equilibrio del sistema si ottiene

$M_{bin} u'' + K u = F_0$ (positive le forze dirette verso l'alto).

La soluzione è, per $u(0) = 0$ ed $u'(0) = 0$,

$$u = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega^2 [1 - \cos \omega t]$$

$$\text{con } \omega = (K/M_{bin})^{1/2}$$

Quando la sfaccettatura è sulla rotaia si ha

$$u_1 = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega^2 [1 - \cos \omega T_1]$$

$$u'_1 = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega \sin \omega T_1$$

La forza applicata alla rotaia è

$$u'_1 = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega \sin \omega T_1$$

This force, is directed upward (negligible inclination) until the facet is coplanar with the rail, and therefore a force discharge is applied on the rail equal to the above-mentioned of centrifugal force.

It can be observed how, even for modest speeds, this force can reach and exceed what the wheel transmits to the rail when the trajectory of the wheel centre is parallel to the track (wheel not faceted).

If the load measurement is done on a section of rail, the portion of the overload caused by the transit of a faceted wheel depends on the distance (d) between the measuring point and the section where the facet falls, according to the law of the moment influence of the beam on Winkler ground

$$\frac{R(d)}{R} = e^{-\frac{d}{L}} (\cos \frac{d}{L} - \sin \frac{d}{L})$$

where L is the characteristic length of the beam.

If we consider the dynamic trend of the phenomenon and assimilate the rail to a vertical oscillator, with

K = stiffness of the track

M_{bin} = mass of the track

the result from the system balance equations is

$$M_{bin} u'' + K u = F_0 \text{ (positive forces directed upwards).}$$

The solution is, for $u(0) = 0$ and $u'(0) = 0$ (18),

$$u = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega^2 [1 - \cos \omega t]$$

$$\text{with } \omega = (K/M_{bin})^{1/2}$$

When the facet is on the rail we have

$$u_1 = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega^2 [1 - \cos \omega T_1]$$

$$u'_1 = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega \sin \omega T_1$$

The force applied to the rail is

$$u'_1 = F_0 / M_{bin} \cdot 1/\omega \sin \omega T_1$$

Now the forcing changes direction, because the centre of the wheel remounts: the force is still centrifugal, but is directed downwards (the speed difference vector is upwards).

The differential equation solution is still the previous one, with F_0 with a changed sign and with initial conditions previously calculated as final ones.

Solving, we have the new final solutions, when the radius of the wheel is back to the undisturbed trajectory.

The result is

$$u_2 = F_0 / M_{bin} \cdot 2/\omega^2 [\cos \omega T_1 - \cos^2 \omega T_1] e$$

$$u'_2 = F_0 / M_{bin} \cdot 2/\omega \sin \omega T_1 [\cos \omega T_1 - 1]$$

With these additional initial conditions the oscillatory free motion of the rail is calculated.

The solution is

$$u = \frac{\epsilon u_2 + u'_2}{\omega^2} = e^{-\epsilon \omega^2 t} \sin \omega^2 t + u_2 e^{-\epsilon \omega^2 t} \cos \omega^2 t$$

SCIENZA E TECNICA

Ora la forzante cambia verso, perché il centro delle ruote risale: la forza è ancora la centrifuga, ma è diretta in basso (il vettore differenza delle velocità è verso l'alto).

La soluzione della differenziale è ancora la precedente, con F_0 cambiato di segno e con le condizioni iniziali quelle calcolate precedentemente come finali.

Risolvendo, si hanno le nuove soluzioni finali, quando il raggio delle ruote è nuovamente alla traiettoria indisturbata.

Si ottiene

$$u_2 = F_0 / M_{\text{bin}} \cdot 2/\omega^2 [\cos \omega T_1 - \cos^2 \omega T_1] e$$

$$u'_2 = F_0 / M_{\text{bin}} \cdot 2/\omega \sin \omega T_1 [\cos \omega T_1 - 1].$$

Con queste ulteriori condizioni iniziali si calcola il moto oscillatorio libero della rotaia.

La soluzione è

$$u = \frac{\varepsilon u_2 + u'_2}{\omega^*} = e^{-\varepsilon \omega^* t} \sin \omega^* t + u_2 e^{-\varepsilon \omega^* t} \cos \omega^* \omega t$$

dove, ora, ω^* è dato da $(K/(M_{\text{bin}} + M_R))^{1/2}$ poiché la ruota è associata al moto della rotaia, mancando l'effetto di scarico della centrifuga.

Il valore più grande dall'origine vale, approssimativamente,

$$u = \frac{\varepsilon u_2 + u'_2}{\omega^*} e^{-\varepsilon \frac{\pi}{2}}$$

ed abbiamo

$$R = K \frac{\varepsilon u_2 + u'_2}{\omega^*} e^{-\varepsilon \frac{\pi}{2}}$$

che per uno smorzamento nullo dà

$$R = 2F_0 \sin \omega^* \frac{c}{2v} [\cos \omega^* \frac{c}{2v} - 1]$$

Dal grafico 10, ottenuto per una sfaccettatura lunga 0,025 m, si osserva che:

- al crescere della pulsazione propria (rapporto $\sqrt{K/M_{\text{bin}}}$) del binario il sovraccarico dovuto al transito di una ruota sfaccettata aumenta;
- per binari assai cedevoli (ω bassa) l'effetto è piuttosto piccolo mentre questo diventa assai rilevante su binari rigidi;
- esiste una velocità alla quale il sovraccarico raggiunge il massimo.

Il valore del sovraccarico si ottiene moltiplicando l'ordinata per $2 M_r / r$.

Nel grafico 11 l'andamento del carico su una traversa al transito di una ruota sfaccettata.

(18) Si pone lo stato di partenza della deformazione dell'oscillatore nella posizione di abbassamento che assume la rotaia, per il carico dovuto alla ruota, nell'istante in cui si affaccia la sfaccettatura (sistema predeformato).

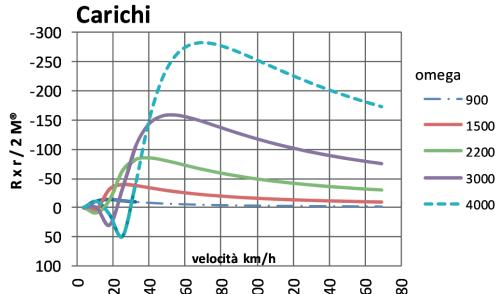


Grafico 10 – Sovraccarichi per il transito di una ruota sfaccettata. Chart 10 – Overloads for the transit of a faceted wheel. (carichi: loads; velocità: speed).

where, now, ω^* is given by $(K/(M_{\text{bin}} + M_R))^{1/2}$ because the wheel is associated with the motion of rail since the centrifugal discharge effect is lacking.

The largest value from the origin has a value of approximately,

$$u = \frac{\varepsilon u_2 + u'_2}{\omega^*} e^{-\varepsilon \frac{\pi}{2}}$$

and we have

$$R = K \frac{\varepsilon u_2 + u'_2}{\omega^*} e^{-\varepsilon \frac{\pi}{2}}$$

that for zero damping gives

$$R = 2F_0 \sin \omega^* \frac{c}{2v} [\cos \omega^* \frac{c}{2v} - 1]$$

From graph 10, obtained for a 0.025 m long facet, it can be noted that:

- as the track pulsation increases (ratio $\sqrt{K/M_{\text{bin}}}$) the overload due to the transit a faceted wheel increases;
- for very yielding tracks (low ω) the effect is rather small whereas this becomes most significant on rigid tracks;
- there is a speed at which the overload reaches the maximum.

The overload value is obtained by multiplying the ordinate by $2 M_r / r$.

Graph 11 represents the load trend on a sleeper at the transit of a faceted wheel.

The overload measured on the rail then becomes an overload on the sleeper, the higher it is the closer the fall of the facet is to the sleeper under examination: the effect will be greatest when the facet is on the sleeper.

(18) The start status of the deformation of the oscillator is set in the lowering position that the track takes on, due to the wheel load, at the moment that the facet appears (pre-deformed system).

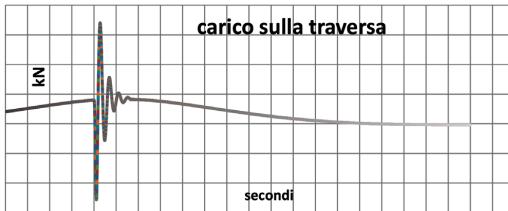


Grafico 11 – Time History del transito di una ruota sfaccettata.
 Graph 11 - Time History of the transit of a faceted wheel. (carico sulla traversa: load on the sleeper; secondi: seconds).

Il sovraccarico misurato in rotaia diventa, allora, un sovraccarico in traversa, tanto più elevato quanto più la caduta della sfaccettatura è vicina alla traversa in esame: l'effetto sarà massimo quando la sfaccettatura è sulla traversa.

La conseguenza del passaggio di una ruota difettosa sul binario è tale per cui tutte le traverse colpite, per ogni giro ruota, incassano il sovraccarico dinamico di competenza: evidentemente la frequenza con cui ogni traversa viene sovrasollecitata dipende dalla quantità di ruote sfaccettate in circolazione.

In definitiva, il transito di una ruota sfaccettata dà luogo a fenomeni anomali; infatti, oltre all'evidente incremento di carico dovuto all'impatto (ben superiore a quello usuale dato dal transito della ruota regolarmente tornata) si ha:

- ripetizione di cicli di carico per ciascun transito di ruota (per la successione delle fasi di scarico e di carico) e maggiore fatica cumulata;
- conferimento alla struttura di sollecitazioni ad alta frequenza con possibile accoppiamento frequenziale fra forzante e corpo oscillante e conseguente amplificazione inerziale della deformata;
- mobilitazione di perturbazioni longitudinali nei cavi di armatura, impresse ad alta frequenza, con possibilità di danneggiamenti nella zona di ancoraggio.

I deleteri effetti della difettosità delle ruote sulla traversa sono, di fatto, analoghi a quelli provocati dalla difettosità del piano di rotolamento della rotaia: infatti, anche in questo caso sulla traversa giungono sforzi di impatto di entità ben superiore a quella dinamicamente calcolata.

Nella fig. 30 si vede una traversa prossima ad una saldatura difettosa molto danneggiata: si riconoscono le lesioni longitudinali dovute alla combinazione dei carichi verticali ed agli sforzi provocati dagli ancoraggi.



Fig. 30 – Lesioni in traversa in cap. Damages in precompressed reinforced concrete sleepers.

The result of the passage of a faulty wheel on the track is such that all sleepers affected, for each wheel revolution, absorb the competent dynamic overload: evidently the frequency with which each sleeper is overstressed depends on the amount of faceted wheels in circulation.

Ultimately, the transit of a faceted wheel gives rise to anomalous phenomena; in fact, besides the obvious load increase due to the impact (much higher than usual given by the transit of the regularly turned wheel) we have:

- repetition of load cycles for each wheel transit (for the succession of unloading and loading phases) and greater accumulated fatigue;*
- conveyance of high-frequency stresses to the structure with possible frequency coupling between forcing and oscillating body and consequent inertial amplification of the deformed;*
- mobilisation of longitudinal disturbances in the reinforcement wires, impressed at a high frequency, with the possibility of damages in the anchorage area.*

The deleterious effects on the sleeper of the wheel faultiness are in fact similar to those caused by defects of the rail's rolling surface: even in this case there are impact efforts on the sleeper much greater than that calculated dynamically.

In fig. 30 a sleeper next to a badly damaged faulty welding can be seen: the longitudinal damages caused by the combination of vertical loads and the stresses caused by anchorages can be seen.

SCIENZA E TECNICA

BIBLIOGRAFIA – REFERENCES

- [1] DORE S., *"Traverse in cemento armato"*, Congresso Internazionale CIFI – Roma – Torino 1911.
- [2] Ferrovie dello Stato - Servizio XI- Ramo III-II, *"Istruzioni per la posa dei binari con traverse di cemento armato"*, Bologna, ottobre 1912.
- [3] ROBERT G., *"Calcolo del binario"*, Ingegneria Ferroviaria, febbraio, marzo, aprile 1950.
- [4] FOTI F., *"Impiego di traverse cementizie sulla rete ferroviaria italiana"*, Ingegneria Ferroviaria, novembre 1959.
- [5] ANGELERI G., *"Traverse in legno o di calcestruzzo?"*, Ingegneria Ferroviaria, febbraio 1972.
- [6] LANNI S., *"Traverse FS in cap, storia, presente e futuro"*, La Tecnica Professionale, aprile 1979.
- [7] CALZONA R., DI GIANGIACOMO G., DOLARA E., *"Fatica e decadimento dei materiali e delle strutture sottoposte alle azioni del treno"*, Ingegneria Ferroviaria, luglio 1996.
- [8] BONO G., FOCACCI C., LANNI S., *"La Sovrastruttura Ferroviaria"*, CIFI 1997.

Sommaire

LES TRAVERSES DE CHEMIN DE FER ITALIENNES

L'analyse de l'évolution historique de la phase de projet dans la construction et l'emploi en ligne des traverse de chemin de fer met en évidence le circuit vertueux qui lie l'innovation au retour d'expérience en gestion.
Les différents types de traverses de chemin de fer qui se sont suivis au cours des derniers cinquante ans sont illustrés ainsi que les organes de fixation leur associées.
Les critères de calcul et les tests d'emploi sont résumés, ainsi que les performances attendues pour les constructions les plus diffusées en béton armé pré-compressé.

Zusammenfassung

DIE ITALIENISCHEN SPANNBETONSCHWELLEN

Die geschichtliche Entwicklung der Planung, Bau und Verwertung der Eisenbahnschwellen hebt eine tugendhafte Beziehung hervor, die Neurungen und Betriebserfahrungen verbindet.
Es werden fünf Schwellen-Typen, und deren Befestigungen, beschreibt, die in den letzten fünfzig Jahren auf italienischen Bahnlinien benutzt worden wurden. Es werden auch Rechnungskriterien, Prüfungen und erwarteten Resultaten der am häufigste verwendeten Spannbetonfabrikaten beschreibt.