



## Analisi interazione binario-struttura e risonanza nel dominio del tempo

Dott. Ingg. Marco PETRANGELI<sup>(\*)</sup>, Cristiano TAMAGNO<sup>(\*\*)</sup>

**SOMMARIO** – Tale studio è iniziato con l'inserimento, all'interno del programma di calcolo non-lineare FIBRE, di un elemento finito per la modellazione del ballast e di un preprocessore per la generazione di treni di carico viaggianti di forma e velocità qualunque. Essendo il programma capace di analizzare la risposta statica e dinamica in campo non lineare di strutture civili, si è in definitiva ottenuto uno strumento completo per lo studio dei fenomeni in oggetto.

L'articolo illustra la teoria dell'elemento di ballast e discute i principali risultati che si ottengono analizzando le storie temporali di alcune grandezze significative. Altre possibilità d'analisi, ed in particolare la risposta sismica in campo non lineare delle stesse strutture, vengono infine brevemente richiamate.

*Parole chiave:* interazione, risonanza, analisi agli elementi finiti non-lineare, analisi sismica.

### 1. Introduzione

L'analisi d'interazione binario-struttura e di risonanza sono oggi richieste dalla vigente Normativa Ferroviaria [1] ogni volta che si progettano ponti e viadotti che non ricadono entro tipologie collaudate di luce medio-bassa. Sostanzialmente le tipologie collaudate sono quelle delle travi poggiate fino a circa 30 m e in ogni modo disposte con una certa regolarità e con pile dotate di rigidità elevata e comunque uniformemente distribuita tra gli appoggi successivi. I limiti ed i parametri esatti che individuano queste tipologie sono riportati nella Normativa anzidetta.

Nel caso le strutture da analizzare ricadano in questi limiti è possibile condurre analisi semplificate in campo statico e lineare. Quando invece si esce da tali limiti, è necessario condurre analisi dinamiche per la risonanza ed analisi non-lineari al passo per l'interazione [2].

Gli strumenti di calcolo di tipo commerciale disponibili sul mercato sono capaci di eseguire queste analisi, anche se, non essendo pensati specificatamente per questo scopo, risultano a volte di difficile utilizzo o comunque laboriosi nell'applicazione.

Queste considerazioni trovano riscontro nel fatto che sia l'interazione che la risonanza vengono generalmente studiate con strumenti di calcolo appositi.

L'utilizzo di programmi di calcolo agli Elementi Finiti (E.F.) *general purpose* è comunque generalmente possibile, almeno per i programmi più diffusi e completi, come brevemente riassunto nel seguito.

Per quanto riguarda *l'analisi di risonanza* questa può essere condotta sia integrando direttamente le equazioni del moto per tutti i gradi di libertà di cui è composta la struttura al passare dei convogli ferroviari oppure trovando la risposta mediante sovrapposizione modale. La prima soluzione non sempre è disponibile in tutti i programmi commerciali ma certamente lo è la seconda. In questo ultimo caso si esegue prima un'analisi modale e poi si studia la risposta dei modi analizzati al passare della forzante. Il programma praticamente sovrappone la risposta transiente di una serie di oscillatori elementari (modi), nel dominio del tempo, al passare dei convogli.

Per quanto riguarda invece *l'analisi d'interazione binario-struttura*, è necessario utilizzare un programma agli EF, che sia in grado di eseguire analisi non-lineari al passo con elementi elasto-attribitivi. Queste capacità sono oggi

<sup>(\*)</sup> Professore di Tecnica delle Costruzioni, Università "G. D'Annunzio", Pescara.

<sup>(\*\*)</sup> Integra, Responsabile Dip. Strutture I, Roma.

disponibili in quasi tutti i principali programmi di calcolo. Alcuni accorgimenti si rendono comunque necessari per ottenere una risposta dagli elementi non-lineari disponibili che si avvicini quanto più possibile a quella specificata nella Normativa ferroviaria per il ballast. Permane inoltre, anche in questo caso, la difficoltà di generare i treni di carico specificatamente richiesti dalla stessa Normativa.

Con riferimento al problema del legame costitutivo di ballast è qui necessario anticipare il fatto che, il legame richiesto dalle Ferrovie non si può ottenere mediante la messa in parallelo o in serie di elementi finiti semplici quali quello elastico e quello attritivo. Questi aspetti verranno quindi discussi in maggior dettaglio nel paragrafo relativo all'elemento di ballast.

Vale infine la pena ricordare che, nonostante i test di validazione Italferr [3] non lo richiedano, nell'analisi di interazione può rendersi necessario modellare la risposta non-lineare degli appoggi fissi e mobili che possono presentare un certo giuoco ovvero un comportamento a "gap" nel caso dei primi ed una risposta di tipo attritivo per i secondi. Questo ultimo aspetto è stato oggetto di un primo approfondimento i cui risultati sono riportati nel seguito.

## 2. Il programma agli elementi finiti FIBRE

FIBRE è un programma 3D agli Elementi Finiti per l'analisi non-lineare delle strutture civili sviluppato negli ultimi quindici anni a partire dalla famiglia di codici americani noti con il nome di DRAIN3D e quindi ANSR [4]. Lo sviluppo di questo programma ha riguardato diversi aspetti, sebbene i maggiori risultati siano stati ottenuti con la messa a punto di elementi non-lineari mono-dimensionali (travi e bielle) per l'analisi sismica [5][6] e per l'analisi di strutture soggette a grandi spostamenti (non linearità geometrica) [7].

Soprattutto il primo filone di ricerca ha portato allo sviluppo di un elemento capace di modellare il comportamento tagliante e la sua interazione con sforzo assiale e momento [5]. Questo elemento è particolarmente efficace nella modellazione della risposta sismica di ponti e strutture intelaiate in cemento armato e cemento armato pre-compresso oltre il limite elastico. Specificatamente la capacità di modellazione del comportamento tagliante risulta essere di una certa utilità nella modellazione di strutture ferroviarie che presentano tipicamente una snellezza ridotta e possono quindi presentare risposte fragili o in ogni modo con sensibilità al taglio.

D'altro canto, la richiesta di modellazione post-elastica delle strutture ferroviarie è stata incentivata con l'introduzione della nuova normativa sismica [8] e l'utilizzo di quella Europea che ha reso tassative le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) [9][10].

Si è pertanto ritenuto utile inserire nel programma, gli elementi finiti necessari a modellare il comportamento

d'interazione binario-struttura e dotare il programma di un pre-processore che semplificasse l'input dei treni di carico. Così facendo è oggi possibile con lo stesso programma e con il medesimo modello agli elementi finiti, condurre analisi statiche e dinamiche, elastiche e non-lineari e quindi analisi di risonanza ed interazione.

Il programma è formulato in Lagrangiane totali con soluzione in spostamenti. Tutti gli elementi di trave non lineare sono formulati invece in flessibilità [11] permettendo una modellazione molto efficiente (con pochi macro-elementi) delle strutture in c.a. e c.a.p.. Il programma dispone ovviamente anche di elementi elastici, utilizzati negli esempi successivi per modellare l'impalcato e le sotto-strutture (ad esclusione del caso con attrito).

Con il programma si possono condurre analisi statiche e dinamiche al passo. In entrambi i casi è possibile specificare storie di spostamenti e/o forze distintamente per tutti i nodi ed anche accelerogrammi sincroni a tutti i gradi di libertà vincolati, questo ultimo tipo per l'analisi al passo della risposta di strutture soggette ad azioni sismiche (terremoti).

## 3. Il legame costitutivo di ballast

Il legame costitutivo di ballast descritto nella Normativa ferroviaria [1] è costituito da una famiglia di rami di carico elasto-plastici che hanno la caratteristica di snervarsì a 2 mm di spostamento ( $\Delta y$ ) ad un valore della forza  $F$  che è proporzionale al carico assiale agente ( $N$ ) secondo l'espressione seguente

$$F(N) = F_{\min} + \Phi N \quad (1)$$

Il fattore di proporzionalità  $\Phi$  (attrito) è pari a 0.5 o 0.59375 a seconda che ci si trovi su ponte o su rilevato. Tale forza ha un valore di soglia minimo  $F_{\min}$  pari a 20 kN/m e 12.5 kN/m rispettivamente. Le curve sono riportate per semplicità di lettura in fig. 1.

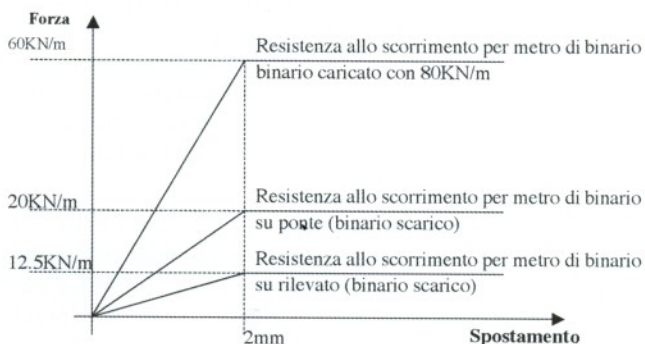


Fig. 1 - Legame forza-spostamento longitudinale del ballast.

Alcuni aspetti del legame costitutivo, che non sono espressamente menzionati nella Normativa, sono stati così definiti:

a) lo scarico è elastico, con rigidezza funzione del carico assiale come appresso specificato,

b) la risposta elastica, in fase di carico, scarico e ricarico, ha rigidezza tangente funzione del carico assiale secondo l'espressione seguente

$$K(N) = F(N)/\Delta y \quad (2)$$

c) il legame costitutivo di ballast è bidimensionale ovvero lavora con la composizione vettoriale delle forze longitudinali (parallele all'asse del binario) e di quelle perpendicolari ai binari stessi (ad esempio nel caso di forza centrifuga dovuta a binario in curva). In altre parole il dominio di scorrimento in forze è un cono (cono di attrito) che nel caso di sole azioni longitudinali (analisi piana) si riduce ad un intervallo. Il corrispondente legame costitutivo da quindi luogo alla curva scalare riportata in fig. 1.

Con riferimento ai punti precedenti valgono le seguenti osservazioni.

L'ipotesi di scarico elastico è non solo la scelta più semplice ed intuitiva ma anche quella più consistente dal punto di vista della fenomenologia fisica sottostante che è sostanzialmente quella dello scorrimento all'interno di un materiale granulare. La rigidezza di tale scarico non è per il resto scontata. In questa sede si è ipotizzato una rigidezza tale che lo scarico elastico abbia ampiezza pari a 2mm secondo la (2).

La scelta della variazione della rigidezza elastica in fase di carico e ricarico è invece meno intuitiva.

Volendo mantenere tale rigidezza costante si otterrebbero spostamenti allo scorrimento anche molto differenti dai 2 mm specificati (soglia di plasticizzazione del ballast) in quanto la forza di scorrimento varia molto al variare del carico assiale (passaggio dei treni). Tale approccio verrà nel seguito indicato come "Costant Stiffness". Le curve che si ottengono sono quelle riportate in fig. 2.

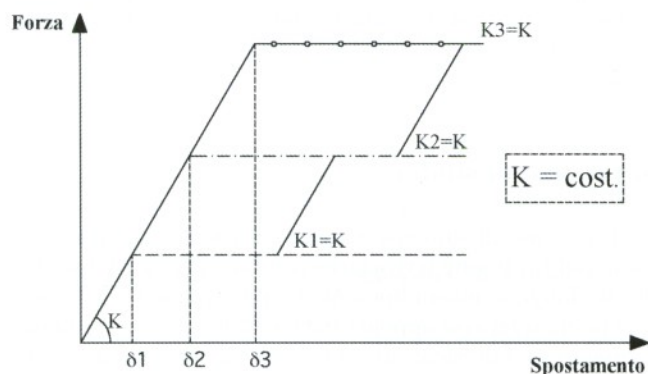


Fig. 2 - Legame forza-spostamento "Costant Stiffness".

Volendo invece mantenere tassativamente lo spostamento allo scorrimento pari a 2 mm è necessario utilizzare una rigidezza variabile. Si vede facilmente che tale rigidezza al limite deve raggiungere valori infiniti per soddi-

sfare i 2 mm di valore di spostamento. Il comportamento del ballast è in questo caso ottenuto scalando una curva base per un moltiplicatore delle forze (omotetia lungo l'asse delle forze). Le curve di questo legame, definito nel seguito "Constant Displacement" sono rappresentate in fig. 3.

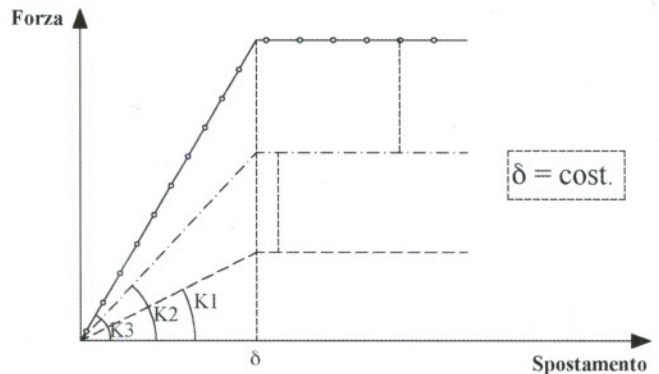


Fig. 3 - Legame forza-spostamento "Constant Displacement".

Entrambi i legami, in ogni caso disponibili nel programma, non sono sembrati i più adatti per i seguenti motivi. Il legame Constant Stiffness può portare a valori di snervamento anche molto differenti da quello prescritto dalla Normativa, per il range usuale di carico assiale, tipicamente variabile da binario scarico a 80 kN/m. Da ricordare infatti che per definizione tutti gli elementi di ballast subiscono tale variazione di carico al passare dei convogli. Il legame Costant Displacement soddisfa tale limite a costo di una risposta che può presentare discontinuità. Si pensi ad esempio di aver sollecitato il ballast a binario scarico fino ad un valore appena inferiore ai 2 mm. Si pensi quindi di applicare un incremento di carico assiale e quindi un ulteriore spostamento. La risposta in questo caso sale verticalmente per ottenere lo scorrimento al valore assegnato di 2 mm al valore di forza corrispondente all'attrito specificato (ramo tratteggiato in fig. 3).

Una soluzione intermedia tra le precedenti è quella di ipotizzare la rigidezza elastica istantanea funzione (limitata) del carico assiale secondo la Eq.(2) riportata precedentemente ("Variable Stiffness"). In questo caso lo spostamento a scorrimento non è necessariamente pari a 2 mm, ma se ne può discostare nel caso di variazione del carico assiale durante la fase di carico/ricarico. In definitiva il legame costitutivo che si ottiene è quello rappresentato nella fig. 4. Le analisi che seguono sono state effettuate con questo legame. La comparazione delle risposte cambiando il legame è interessante ma non è stata inserita per motivi di spazio.

Si noti che in tutti e tre i legami costitutivi, l'interazione tra sforzo assiale e risposta tagliante del ballast è fortemente semplificata in quanto c'è un effetto dello sforzo assiale sulla risposta tagliante ma non il contrario ovvero la risposta assiale è indipendente dal comportamento tagliante. Questa è ovviamente una semplificazione

molto rozza in quanto è noto che un materiale granulare ha sì un comportamento attritivo, ma ha anche una risposta molto dilatante ovvero le azioni tangenziali si ripercuotono sul comportamento volumetrico (assiale) dello stesso.

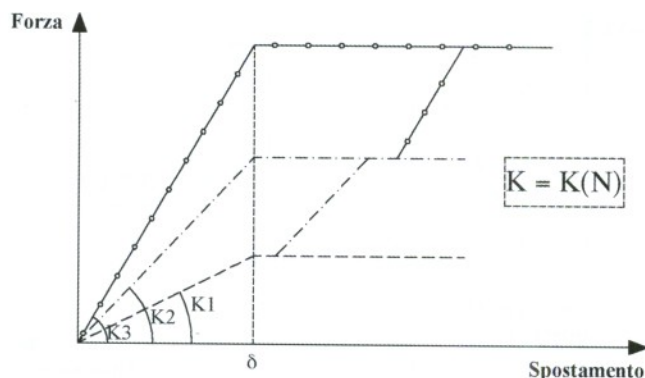


Fig. 4 - Legame forza-spostamento "Variable Stiffness".

Tale semplificazione, chiaramente avallata dalla normativa, è del resto giustificata dal fatto che sopra la rotaia vengono applicate delle forze (il peso di locomotrice e vagoni), e ne la rigidità degli assi del convoglio, ne quella flessionale del binario sono tali da modificare il sistema di forze applicate anche quando si tenesse conto del comportamento dilatante del ballast.

#### 4. L'elemento finito di ballast

Per l'elemento finito di ballast si è optato per un elemento a 2 nodi con 6 gradi di libertà ovvero con un vettore di spostamenti nodali  $U^e$  così fatto

$$U^e = (U_x^i, U_y^i, U_z^i, U_x^j, U_y^j, U_z^j)^T \quad (3)$$

La formulazione dell'elemento è in rigidità con le deformazioni generalizzate  $\epsilon^e = (\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z)^T$  ottenute con la seguente espressione

$$\epsilon^e = D U^e \quad (4)$$

dove D, a meno della rotazione relativa tra i sistemi di riferimento locale e globale (nell'ipotesi quindi di elemento parallelo all'asse X), è così definita

$$D = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

Una volta ottenute le deformazioni, si calcolano le sollecitazioni associate  $\sigma^e = (N, T_y, T_z)$  mediante il legame costitutivo di ballast discusso precedentemente e l'ipotesi di elasticità lineare del comportamento assiale. Per questo ultimo è prevista la possibilità di cut-off a trazione (per esempio nel caso si voglia simulare il sollevamento della rotaia). Trovate le sollecitazioni di elemento le si trasfor-

ma in forze nodali  $F^e = (F_x^i, F_y^i, F_z^i, F_x^j, F_y^j, F_z^j)^T$  premoltiplicando per  $D^T$ .

$$F^e = D^T \sigma^e \quad (6)$$

L'elemento così formulato rispetta l'equilibrio solo quando i due nodi coincidono. In pratica è necessario che tale elemento abbia una lunghezza trascurabile rispetto alle altre dimensioni strutturali.

Questa impostazione è sembrata la più semplice considerato che tali elementi sono sempre posti in serie a bracci rigidi che servono comunque a riportare le sollecitazioni all'asse impalcato.

#### 5. La generazione dei treni di carico

Il programma FIBRE già dispone della possibilità di applicare storie dinamiche di forze e/o spostamenti indipendentemente su tutti i nodi della struttura. Il pre-processore dei treni di carico non fa quindi altro che generare e scrivere queste storie partendo da una descrizione del treno di carico mediante una serie di forze concentrate e distribuite comunque disposte lungo una ascissa per le quali viene specificata una velocità di percorrenza ed un allineamento di nodi ai quali essere applicata.

I record dinamici vengono pertanto generati, interpolati ed applicati alla struttura automaticamente in funzione della velocità. Quest'ultimo è quindi il solo parametro da dover cambiare passando da analisi quasi statica di interazione ad analisi di risonanza con differenti velocità di percorrenza dei convogli.

I treni di carico da utilizzare nell'analisi di interazione sono quelli standard di Normativa [1] (LM71 non segmentabile, SW/0 e SW/2), applicati quasi staticamente ( $v < 20 \text{ km/h}$ ).

I treni da utilizzare invece per le analisi di risonanza sono riportati nell'Allegato "A" della Normativa F.S. [1]. Si tratta di 5 treni caratterizzati ognuno da un certo numero di carri, diversi a seconda del convoglio, e da una velocità massima.

#### 6. Un caso di studio

Per il caso di studio si è scelto l'impalcato a doppio binario del bicassone ferroviario con luce pari a 34.5m utilizzato lungo la nuova linea AC Torino-Milano [12]. L'opera, che ha interasse appoggi pari a 32.1 m, è costituita da 2 cassoni prefabbricati in c.a.p. a fili aderenti solidarizzati in opera.

Sebbene questo tipo di impalcato, per ovvie ragioni costruttive, sia stato utilizzato per viadotti medio-lunghi, in questo caso è stato ipotizzato realizzare un ponte a singola campata. Per le sottostrutture con appoggio fisso è stata ipotizzata una rigidità complessiva pari a 100 000 kN/m/m. Questo valore è quello specificato nei testi di in-

terazione dalle ferrovie ed è consistente con quello di una spalla rigida ovvero pile tozze che spesso si incontrano per questo tipo di strutture.

6.1. Il modello agli elementi finiti

L'esempio proposto è stato analizzato con un modello piano. Con questa scelta vengono trascurati alcuni effetti secondari legati al comportamento trasversale e torsionale dell'impalcato stesso. Per il resto è possibile far passare sul modello più treni, anche in senso opposto, sia sullo stesso allineamento di nodi che eventualmente su due allineamenti sovrapposti a modellare le due coppie di rotaie.

Per ulteriore semplificazione gli esempi numerici sono stati però effettuati con un solo treno in avviamento e conseguentemente il modello ha le caratteristiche meccaniche di un semi-impalcato (un solo cassone).

Nel modello le linee d'asse del binario e dell'impalcato sono posizionati rispettivamente in corrispondenza degli assi baricentrici delle rotaie e dell'impalcato stesso; i vincoli sono ubicati nell'effettiva posizione degli apparecchi d'appoggio mediante l'interposizione di un elemento rigido tra i nodi estremi dell'impalcato e gli assi appoggi. Analogamente il collegamento tra elementi di rotaia ed elementi d'impalcato è stato modellato mediante bracci rigidi di posti in serie all'elemento di ballast (fig. 5).

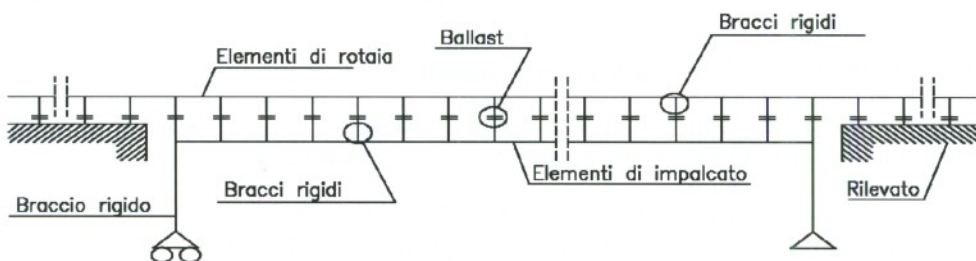


Fig. 5 - Mesh caso di studio.

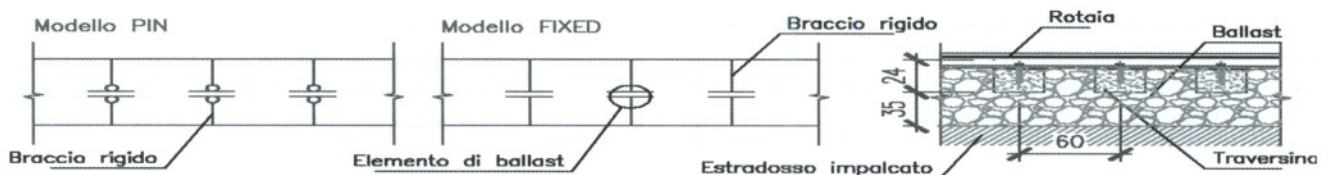


Fig. 6 - Dettaglio del collegamento rotaia-impalcato.

Questo collegamento è stato modellato sia nell'ipotesi di avere una cerniera alla base delle traversine (modello PIN) sia in quella di avere continuità tra rotaia ed impalcato (modello FIXED) come discusso nel paragrafo successivo. In entrambi i casi il legame forza scorrimento del ballast è ovviamente lo stesso.

Per le sottostrutture, per l'impalcato e per le rotaie si è in questo caso assunto un comportamento di tipo elastico lineare. Dove specificato è stato ipotizzato un comportamento elasto-attritivo del vincolo mobile altrimenti supposto privo d'attrito.

Infine, secondo la Normativa Ferroviaria, il modello deve comprendere una porzione di binario sul rilevato per almeno 100 m a monte e a valle del ponte. In definitiva il modello è costituito da 100 m di rilevato sinistro + 34.5 m di ponte + altri 100 m di rilevato destro, per uno sviluppo totale di 234.5 m. L'ascissa si intende misurata a partire dall'estremo sinistro del modello. L'appoggio mobile posto in sinistra si trova quindi all'ascissa  $x = 100$  m mentre il fisso, posto a destra del ponte, all'ascissa  $x = 133.3$  m.

Per la Normativa, il treno deve essere fatto viaggiare lungo tutto il ponte cominciando da una posizione esterna al ponte stesso. Nel caso in esame il treno si è fatto viaggiare a partire dall'ascissa  $x = 0$  ovvero all'inizio del tratto di binario sul rilevato.

Si è infine assunta una discretizzazione agli E.F. della struttura (binario ed impalcato) con passo pari a quello dell'interasse traversine, ossia di 60 cm, per un numero totale di nodi e di elementi pari rispettivamente a 1233 e 1288. Restano per altro valide le osservazioni riportate nel paragrafo successivo circa la possibilità ed opportunità di utilizzare una mesh meno fitta con interasse nodi maggiore.

6.2. La modellazione del collegamento binario impalcato

Il collegamento binario-impalcato non si esaurisce con il solo elemento di ballast. Nel modello fisico, sotto la rotaia troviamo in successione l'attacco tra rotaia e traversina, la traversina

stessa e quindi l'interfaccia tra traversina e ballast. Di questi elementi solo il secondo, la traversina, può essere considerata infinitamente rigida, mentre gli altri due non sono infinitamente rigidi a flessione mentre possono esserlo considerati a taglio in quanto questo comportamento è comandato dalla risposta del ballast (fig. 6).

In definitiva, il modello agli E.F. può essere realizzato ipotizzando che tutti i collegamenti anzidetti siano infinitamente rigidi ovvero ipotizzando che gli stessi costituiscano una cerniera. Il comportamento reale è senz'altro intermedio tra i due in quanto a binario scarico è ovviamente possibile che la traversina ruoti rispetto al ballast, quando il binario si carica assialmente per l'eccentricità dell'azione stessa.

Viceversa a binario carico, il grado di incastro senz'altro aumenta per il carico assiale trasferito dalla traversina al ballast. In effetti i risultati ottenuti nei due casi, come discusso nel capitolo relativo ai risultati, sono ragionevolmente prossimi o comunque presentano differenze contenute.

Volendo modellare l'ipotesi di collegamento rigido si modella quindi il collegamento impalcato-rotaia con un elemento rigido ed uno di ballast. La posizione dell'elemento di ballast è in questo caso ininfluenza. Per come è formulato l'elemento di ballast si rende per altro necessario imporre uguali rotazioni ai due nodi dell'elemento di ballast per trasferire momento flettente.

Volendo invece modellare l'ipotesi di cerniera, la soluzione più ragionevole è quella di mettere l'elemento di ballast all'intradosso della traversina e quindi collegarlo con due elementi rigidi rispettivamente alla rotaia e all'impalcato. L'elemento stesso di ballast viene in questo caso a costituire la cerniera voluta.

Mentre nel primo caso il binario è scarsamente sollecitato a flessione in quanto, come si evince dai risultati numerici discussi nel seguito, il flesso dei momenti nell'elemento di collegamento tra rotaia ed impalcato è molto prossimo alla rotaia, nel secondo caso il flesso è obbligatoriamente posizionato all'intradosso della traversina e quindi la rotaia è sollecitata da un momento pari al taglio nel ballast per la distanza tra asse rotaia ed intradosso traversine.

È infine necessario sottolineare come una discretizzazione agli E.F. della struttura (binario ed impalcato) con passo pari a quello dell'interasse traversine richiede un onere computazionale inutilmente gravoso, soprattutto nel caso di viadotti a più campate, senza apportare sensibili miglioramenti di precisione nella stima delle grandezze di interesse.

Volendo quindi discretizzare la rotaia e l'impalcato con un passo maggiore di quello dell'interasse delle traversine (60 cm circa) ecco che si rende necessario utilizzare un'inerzia equivalente (maggiore) per la rotaia ( $I_{eq}$ ) ottenuta moltiplicando l'inerzia reale ( $I_{rot}$ ) per il quadrato del rapporto tra l'interasse dei nodi ( $d$ ) del modello agli E.F. e quello delle traversine (0.6 m). Si avrà in definitiva

$$I^* = I_{rot} * (d / 0.6)^2$$

### 6.3. Le caratteristiche meccaniche degli elementi

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi finiti del modello, necessari all'esecuzione delle analisi.

*Caratteristiche della rotaia:*

modulo elastico = 210 000 N/mm<sup>2</sup>;

area della sezione normale della singola rotaia = 0.00769 m<sup>2</sup>;

inerzia della singola rotaia = 3.055x10<sup>-5</sup> m<sup>4</sup> (per  $i = 60$  cm).

*Caratteristiche del ballast (come da Norma F.S.)*

spessore del ballast = 0.35 m;

distanza asse binario-intradosso traverse = 0.24 m;

rigidezza assiale = 130 000 kN/m/m.

*Caratteristiche impalcato (singolo cassone)*

distanza asse rotaia-asse baricentrico impalcato = 1.68 m;

distanza asse rotaia-asse appoggi = 4.22 m;

modulo elastico = 38 240 MPa;

momento di inerzia nel piano verticale (sezione corrente) = 5.95 m<sup>4</sup>;

area della sezione normale (sezione corrente) = 4.80 m<sup>2</sup>;

coefficiente di dilatazione termica = 1.0 x 10<sup>-5</sup>;

peso proprio impalcato+ permanenti portati = 15 500 kN.

### 6.4. I carichi agenti

Per le analisi di interazione si considerano le seguenti azioni, applicate successivamente.

*Azioni termiche (variazione di temperatura  $\Delta T$ ):*

$\Delta T$  uniforme nell'impalcato = + 15°C.

*Azioni prodotte dal convoglio - treno LM71 in avviamento (fig. 7).*

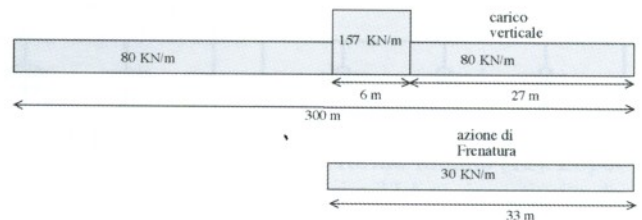


Fig. 7 - Treno di carico LM71 per interazione binario-struttura.

Si considera il treno viaggiante da destra verso sinistra, e costituito dai seguenti carichi:

- carico verticale esteso su 300m con 80 kN/m per tutta la stesa del carico tranne un tratto di 6 m a distanza di

27 m dalla testa del treno, con valore 157 kN/m (ottenuto ripartendo i quattro carichi concentrati Q);

- carico orizzontale pari a 30 kN/m per i primi 33 m (27+6 m).

Per le *analisi di risonanza* si utilizza il modello di carico tipo1 (fig. 22) composto di 12 carri, ognuno dei quali costituito da 4 assi da 19.5 t disposti a coppie ad interasse pari a 17.8 m, fatto correre con velocità crescente da 20 km/h a 200 km/h con incrementi di velocità di 10 km/h.

### 7. L'interazione binario-struttura

Come noto, nel caso in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle, si produrranno effetti di interazione tra binario e struttura tali da indurre forze longitudinali nella rotaia e nelle sottostrutture del ponte, e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato e binario e rilevato che interessano il mezzo di collegamento (ballast). Dovranno essere considerati, di norma, gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;
- variazioni termiche della struttura e del binario;
- deformazioni dovute ai carichi verticali<sup>(1)</sup>.

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, etc.), e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario, sia rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, che rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento.

Per la Normativa Italiana vigente si dovrà verificare che l'incremento massimo di tensione nella rotaia dovuto alla azione verticale e tangenziale (frenatura) del treno e la concomitante variazione termica di 15 °C dell'impalcato non superi il limite di  $\Delta\sigma_{c,max} = 60$  MPa a compressione e  $\Delta\sigma_{t,max} = 70$  MPa a trazione.

Sotto le stesse azioni, lo spostamento massimo consentito tra estradosso dell'impalcato e/o del rilevato e l'intradosso della traversa dovuto alle sole forze di avviamento e/o di frenatura è invece pari a 5 mm.

<sup>(1)</sup> Una maniera intuitiva di apprezzare gli effetti dell'inflessione verticale si può avere considerando che la presenza della lunga rotaia saldata, di fatto, trasforma un viadotto in semplice appoggio in una specie di trave continua dove la continuità, ovvero il momento di incastro è dato dal tira-spingi che si innesca tra vincolo fisso inferiore e rotaia superiore. Sebbene gli impalcato ferroviari abbiano una notevole rigidità e quindi non diano luogo a grandi rotazioni sugli appoggi gli stessi sono molto alti e quindi l'inflessione nel piano verticale attiva questo meccanismo tra binario ed appoggio.

### 7.1. I risultati delle analisi

Vengono riportati i risultati più significativi delle analisi di interazione svolte sul modello descritto in precedenza nell'ipotesi di continuità tra rotaia e impalcato (modello FIXED).

Si fa notare che nel modello FIXED, l'andamento dei momenti lungo l'elemento di collegamento tra rotaia ed impalcato presenta il flesso dei momenti in prossimità della rotaia. Ciò è dovuto al fatto che l'impalcato è molto più rigido della rotaia (tra i due vi è un fattore di circa  $10^4$ ), questo fin tanto che l'interasse nodi del modello agli E.F. rimanga ragionevolmente contenuto e quindi l'inerzia flessionale equivalente della rotaia  $I_{eq}$  resti anch'essa contenuta.

Nel modello PIN il flesso è invece coincidente con la cerniera il cui posizionamento può essere deciso dall'utente ma che, come già detto, è ragionevole porre all'intradosso traversine, così come nel caso in esame o anche più in alto per tenere conto della cedevolezza dell'attacco della rotaia alla traversina.

Da quanto detto si vede che la distanza tra i flessi nei due modelli è pari circa alla distanza tra asse rotaia ed intradosso traversina, ovvero 0.24 m. Questa lunghezza è una frazione della distanza tra asse rotaia ed asse impalcato, che nel caso in esame è pari a  $L = 1.68$  m.

In definitiva quindi, i risultati tra i due modelli sono molto prossimi, considerato che l'unica differenza di comportamento è data dalla diversa distribuzione dei momenti flettenti nella rotaia la cui energia elastica è comunque trascurabile e non influisce, almeno nelle analisi per piccoli spostamenti, sulla risposta assiale dello stesso.

Discorso diverso vale nel caso d'analisi per grandi spostamenti nel caso si voglia studiare l'instabilizzazione della rotaia, analisi che saranno oggetto di un articolo separato.

In fig. 8 è riportata la reazione del vincolo fisso al variare dell'escursione termica  $\Delta T$  tra rotaia ed impalcato.

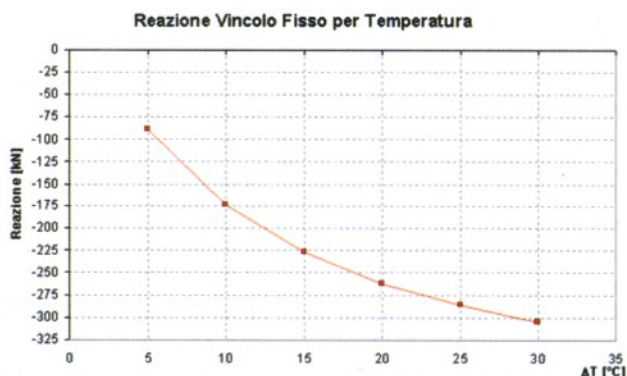


Fig. 8 - Reazione del vincolo fisso al variare dell'escursione termica  $\Delta T$  tra rotaia ed impalcato.

Come si osserva, a causa delle successive plasticizzazioni degli elementi di ballast, all'aumentare della temperatura

la reazione all'appoggio tende al tagliante massimo trasferibile dal ballast, ossia a  $F = 12.5 \times 32.1 = 400\text{kN}$  (dove  $12.5\text{kN/m}$  è la resistenza a metro lineare allo scorrimento del ballast in condizione scarica). Per  $\Delta T = 15^\circ\text{C}$  si ha una reazione pari a  $R = -227\text{kN}$ .

In fig. 9 è riportata la reazione del vincolo fisso in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

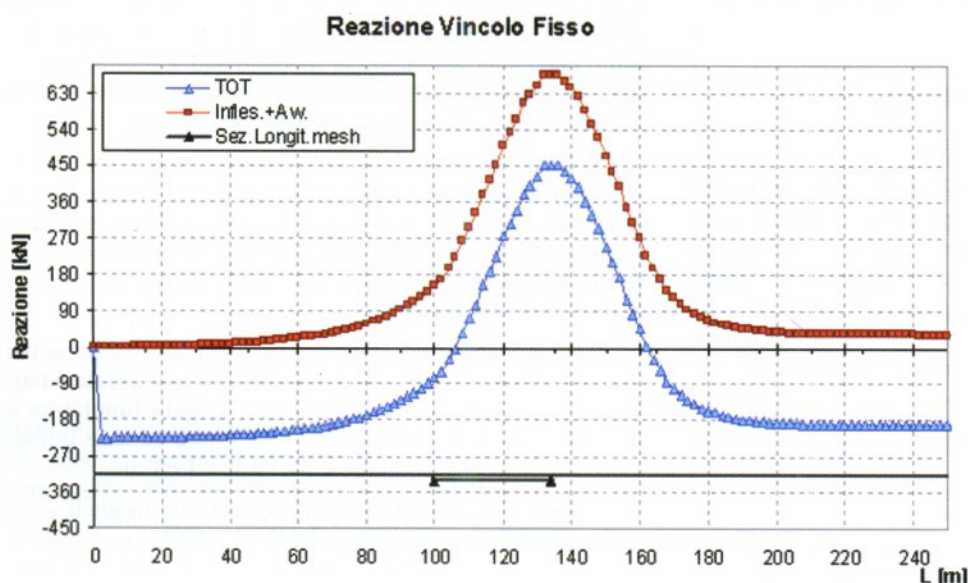


Fig. 9 - Reazione del vincolo fisso in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

Come si osserva, dall'andamento dei grafici, la reazione orizzontale del vincolo aumenta man mano che il locomotore "in avviamento" si avvicina al ponte, che incontra all'ascissa  $x = 100$  m, raggiungendo il massimo ( $R=451\text{kN}$ ) in corrispondenza dell'ascissa  $x = 134$  m ossia dell'appoggio mobile. Nello stesso istante il treno inizia ad uscire dal ponte e la reazione diminuisce per ritornare pressoché a quella indotta dalla temperatura (a meno delle coazioni residue dovute alla plasticizzazione del ballast) quando il locomotore è sufficientemente lontano dal ponte.

In fig. 10 è riportato l'andamento delle tensioni nella rotaia per una variazione di temperatura  $\Delta T=15^\circ$ . Come

ovvio la massima compressione si ha in corrispondenza dell'appoggio mobile ( $\sigma_c=-8.77\text{Mpa}$ ), essendo una temperatura positiva; la massima trazione invece ( $\sigma_t=6.76\text{Mpa}$ ) si ha invece poco dopo l'appoggio fisso (nel verso delle ascisse crescenti).

In fig. 11 è riportata la Storia temporale della tensione nella rotaia in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio mobile in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali. Come ovvio la trazione nella rotaia aumenta man mano che il locomotore "in avviamento" si avvicina al ponte, che incontra all'ascissa  $x = 100$  m. Nello stesso istante il treno inizia a percorrere il ponte e la trazione diminuisce per effetto dell'avviamento che ora comprime la rotaia, sino a raggiungere il massimo ( $\sigma_c = -15.20$  Mpa) in corrispondenza dell'appoggio fisso, all'ascissa  $x = 134$  m, per ritornare al valore indotto dalla temperatura (a meno delle coazioni dovute alla plasticizzazione del ballast) quando il locomotore è sufficientemente lontano dal ponte.

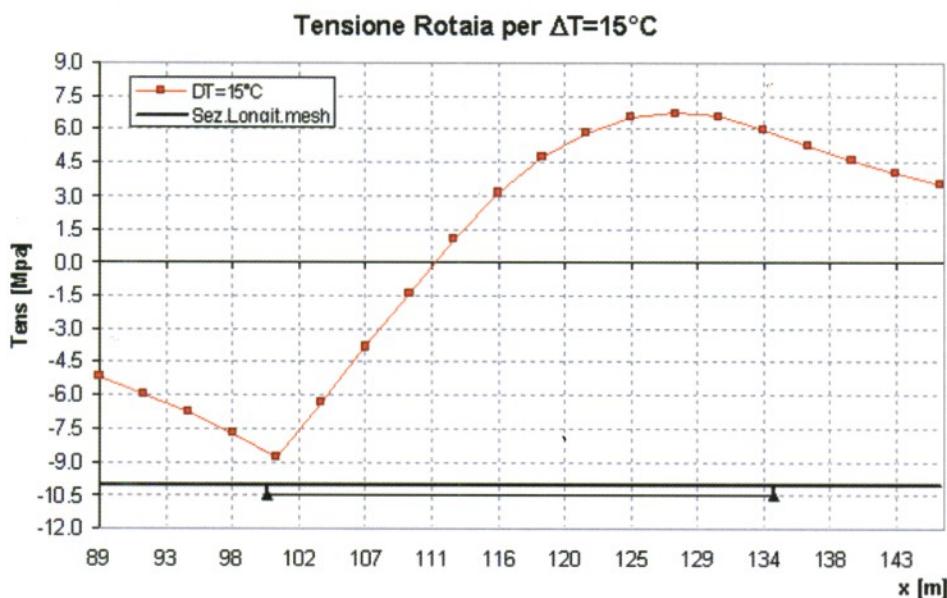


Fig. 10 - Andamento delle tensioni nel binario per una variazione di temperatura  $\Delta T = 15^\circ$ .

In fig. 12 è riportata la Storia temporale della tensione nella rotaia in corrispondenza del giunto di impalcato la-



to appoggio fisso in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessio-

In fig. 14 è riportato l'andamento degli spostamenti per una variazione di temperatura  $\Delta T=15^\circ$ . Il massimo spostamento relativo si ha in corrispondenza dell'appoggio mobile ( $s = -3.85$  mm).

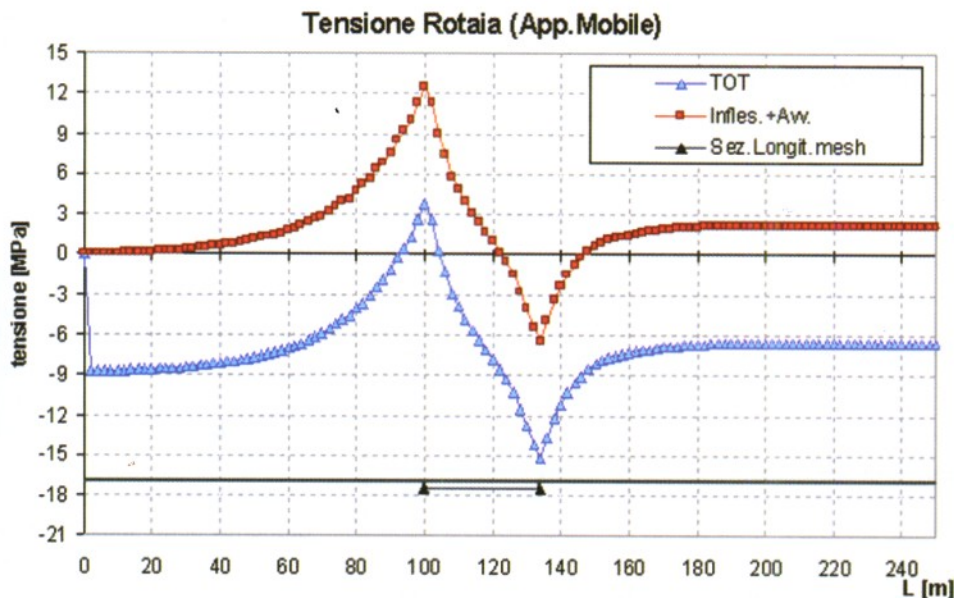


Fig. 11 - Storie temporali della tensione nel binario in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio mobile in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

ne e per le azioni totali. Come ovvio la trazione nella rotaia aumenta man mano che il locomotore "in avviamento" si avvicina all'appoggio fisso, che incontra all'ascissa  $x = 134$  m, in cui raggiunge il massimo ( $\sigma_t = 18.80$  Mpa). Nello stesso istante il treno inizia a uscire dal ponte e la trazione diminuisce per effetto dell'avviamento che ora comprime la rotaia, sino a raggiungere il minimo all'uscita dal ponte del locomotore (all'ascissa  $x = 167$  m), per ritornare pressoché a quella indotta dalla temperatura (a meno delle coazioni dovute alla plasticizzazione del ballast) quando il locomotore è sufficientemente lontano dal ponte.

In fig. 13 è riportato l'andamento della tensione nella rotaia nell'istante di massima compressione per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali (locomotore all'ascissa  $x = 134$  m). In questo istante si hanno le massime tensioni nella rotaia (sia di compressione che di trazione).

Tensione Rotaia (App.Fisso)

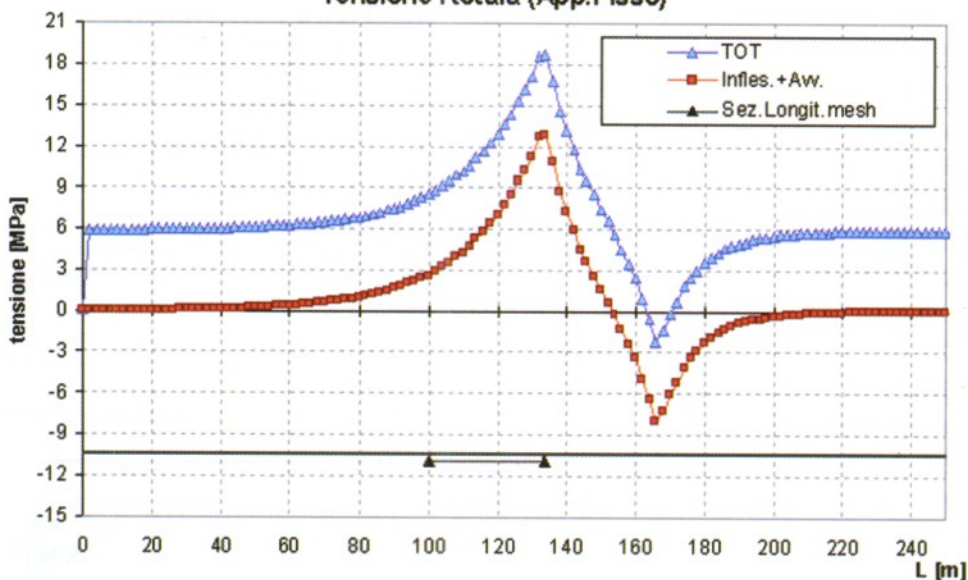


Fig. 12 - Storie temporali della tensione nel binario in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio fisso in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

tando una crescita dello spostamento sempre minore. Raggiunto il massimo in mezz'ora all'impalcato ( $s = 2.61$  mm), diminuisce per effetto dell'avviamento che ora porta a compressione la rotaia, sino a raggiungere un valore

pari circa alla somma di quello indotto dalla temperatura e quello residuo dovuto alla plasticizzazione del ballast (che corrisponde a circa metà dello spostamento massimo per inflessione/avviamento).

avviamento" si avvicina all'appoggio fisso ( $x = 134$  m). Nello stesso istante il treno inizia a percorrere il rilevato e quindi a scaricare man mano la trazione nella rotaia, comportando una crescita dello spostamento sempre minore, sino a raggiungere il

massimo pari a  $s = 2.46$  mm, per poi decrescere per effetto dell'avviamento che man mano porta a compressione la rotaia, sino a raggiungere un valore pari circa alla somma di quello indotto dalla temperatura e quello residuo dovuto alla plasticizzazione del ballast (che corrisponde a circa metà dello spostamento massimo per inflessione/avviamento).

In fig. 17 è riportato l'andamento dello spostamento nell'istante di massimo spostamento relativo (locomotore all'ascissa  $x = 118$  m) per le sole azioni di avviamento/inflessione. In questo istante, come si evince dalla fig. 13, si raggiungono le massime tensioni nella rotaia.

In fig. 18 è riportato l'andamento dello spostamento nell'istante di massimo spostamento relativo (locomotore all'ascissa  $x = 118$  m) per le azioni totali.

Dall'analisi dei risultati possono essere tratte le seguenti due considerazioni generali:

- nonostante la non linearità del problema, gli effetti risultanti dalle due condizioni di carico (temperatura e passaggio del convoglio in avviamento), risultano sufficientemente indipendenti da rendere accettabile l'ipotesi di sovrapposibilità degli effetti. Gli errori che si commettono sommando semplicemente gli effetti ottenuti dalle due azioni separatamente risultano inoltre in favore di sicurezza.
- l'effetto della temperatura è pressoché indipendente dal tipo di modellazione adottata per il collegamento binario-impalcato (PIN o FIXED); trattandosi infatti di uno

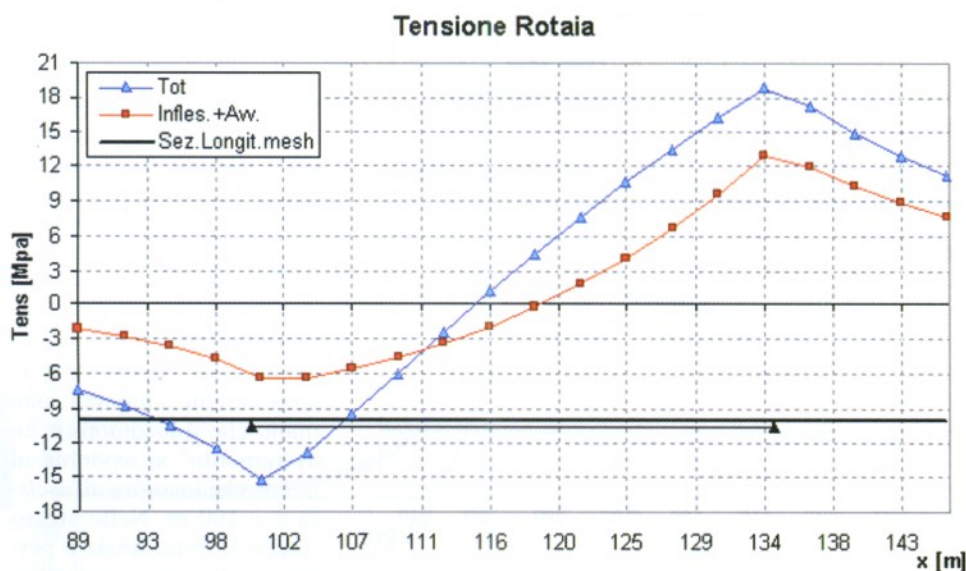


Fig. 13 - Andamento della tensione nel binario nell'istante di massima compressione/trazione per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali (locomotore all'ascissa  $x = 134$  m).

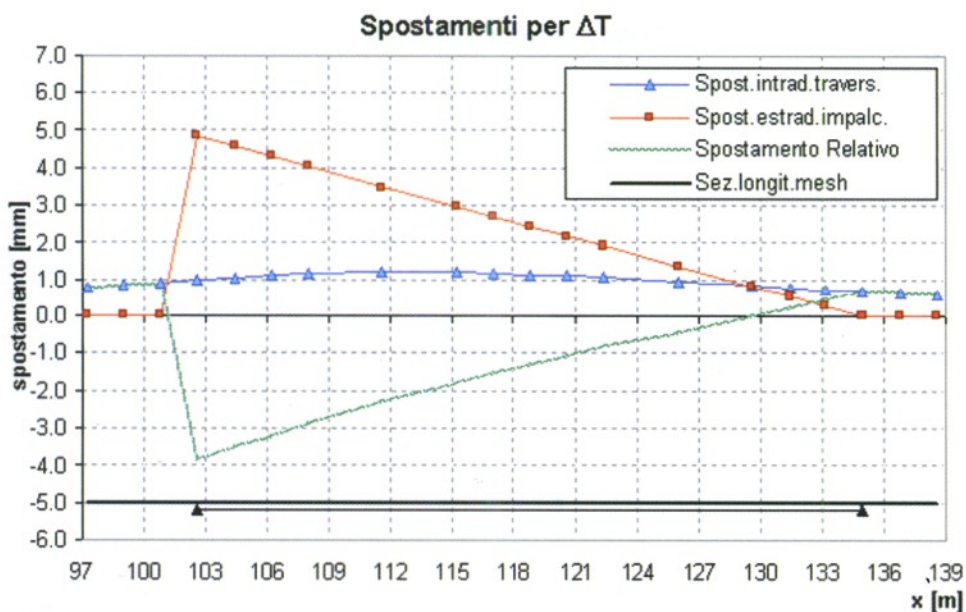


Fig. 14 - Andamento degli spostamenti per una variazione di temperatura  $\Delta T = 15^\circ$ .

In fig. 16 è riportata la Storia temporale dello spostamento relativo tra binario e rilevato in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio fisso in funzione della posizione (ascissa  $x$ ) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali. Come ovvio lo spostamento aumenta man mano che il locomotore "in

spostamento impresso dall'impalcato alla rotaia costretta a scorrere sul ballast, le forze che si sviluppano sono praticamente coincidenti. Una leggera differenza nei risultati tra i due modelli (5% max) è dovuta invece alla frenatura

### 7.2. Gli effetti dovuti alle resistenze parassite dei vincoli

Con lo stesso modello di cui sopra si è quindi voluto analizzare l'influenza dell'attrito dei vincoli, in questo caso sull'unico appoggio mobile posizionato sulla spalla in sinistra.

A tale scopo si è introdotto un elemento a comportamento elasto-attritivo con le stesse caratteristiche di rigidità elastica alle forze orizzontali dell'appoggio fisso ( $K = 3.2 \cdot 10^6$  kN/m) e coefficiente di attrito pari al 5%.

Nelle figg. 19 e 20 sono riportate rispettivamente le reazioni del vincolo fisso e del vincolo mobile attritivo in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni d'avviamento/inflessione e per le azioni totali.

La reazione del vincolo fisso per variazione differenziale di temperatura risulta ovviamente incrementata dell'attrito sull'appoggio mobile, mentre per inflessione/avviamento risulta ridotta dell'attrito sull'appoggio mobile, contribuendo questo ultimo ad assorbire parte delle forze di avviamento.

Inoltre l'azione totale dei vincoli esterni coincide con la reazione del vincolo fisso in assenza di attrito, ed è sempre data dalla somma degli effetti separati di inflessione/avviamento e temperatura.

Infine si osserva che, dopo il passaggio del treno sull'impalcato, la reazione al vincolo mobile dovuta all'inflessione/avviamento non tende ad annullarsi ma addirittura inverte il proprio segno essendo ora lo stesso attrito del vincolo mobile a contrastare il ritorno dell'impalcato alla posizione di riposo (configurazione iniziale).

**Spostamento Relativo Binario/Rilevato (App. Mobile)**

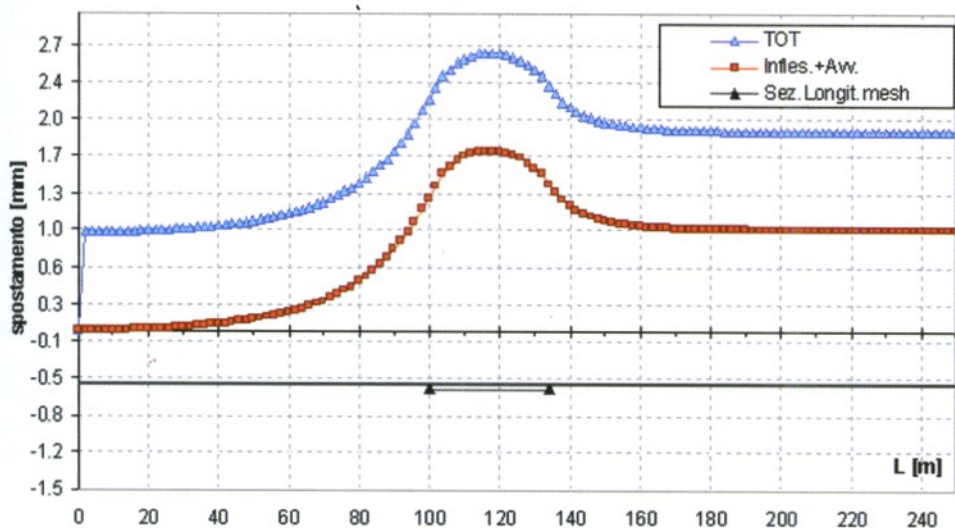


Fig. 15 - Storia temporale dello spostamento in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio mobile in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

**Spostamento Relativo Binario/Rilevato (App. Fisso)**

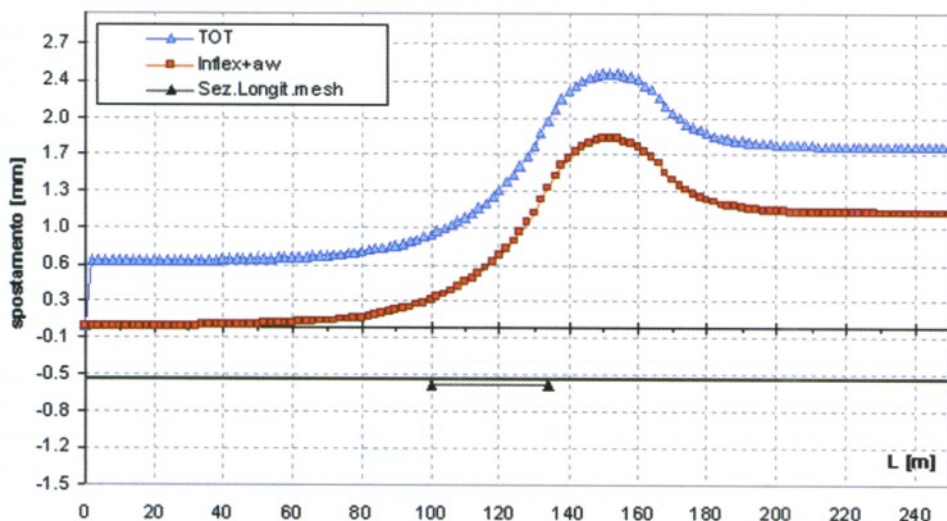


Fig. 16 - Storia temporale dello spostamento in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio fisso in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

la quale, essendo una forza imposta, si ripartisce in maniera leggermente differente a seconda del modello adottato.

stesso attrito del vincolo mobile a contrastare il ritorno dell'impalcato alla posizione di riposo (configurazione iniziale).

Nella fig. 21 sono riportate le storie temporali della tensione nella rotaia in corrispondenza del giunto di im-

non provocano differenze di risposta nel binario. Ciò in quanto entrambe le azioni portano a scorrimento il ballast, e quindi la forza assorbita dalla rotaia, conseguenza del taglio nel ballast, viene a dipendere dal carico verticale, invariato nelle due diverse analisi con e senza attrito al vincolo mobile.

Infine come ci si aspettava, le azioni del convoglio agiscono sugli apparecchi di appoggio fissi nel verso longitudinale della campata ad entrare (interno campata), mentre le azioni conseguenti alla temperatura positiva hanno il verso ad uscire, sottraendosi di conseguenza. Differenti sono le azioni sull'appoggio mobile che invece agiscono entrambi nel verso ad uscire, sommandosi.

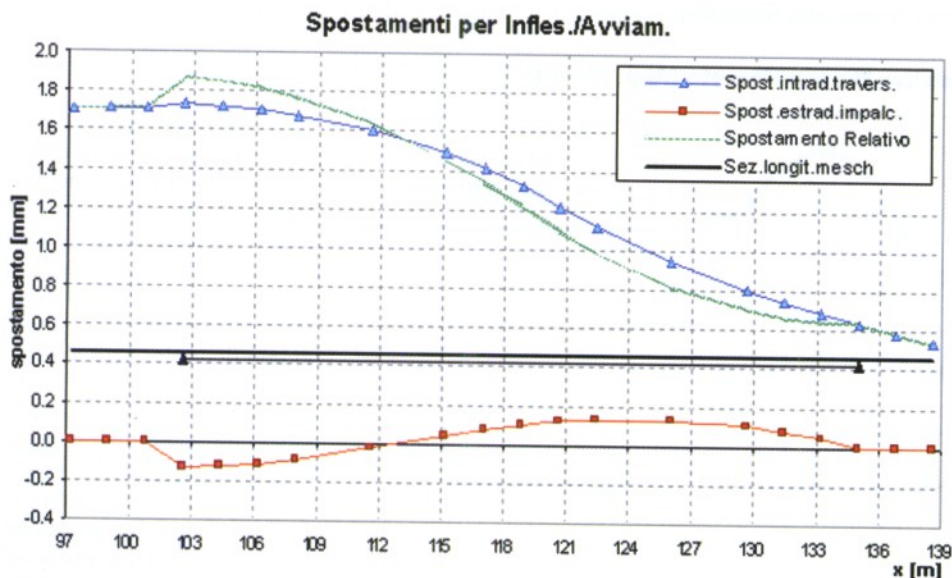


Fig. 17 - Andamento dello spostamento nell'istante di massimo spostamento relativo per le sole azioni di avviamento/inflessione (locomotore all'ascissa x = 118 m).

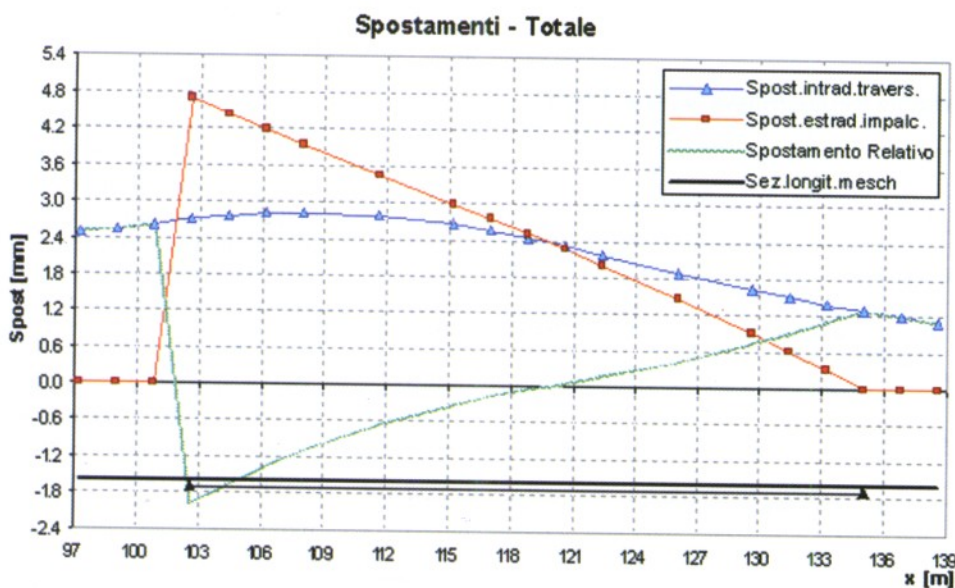


Fig. 18 - Andamento dello spostamento nell'istante di massimo spostamento relativo per le azioni totali (locomotore all'ascissa x = 118 m).

palcato rispettivamente dal lato appoggio fisso e dal lato appoggio mobile, in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali.

Quello che si osserva è che la risposta per variazione differenziale di temperatura (spostamento imposto), nonché la risposta alle azioni del convoglio (forze imposte),

Il metodo è basato sulla valutazione approssimata, effettuata separatamente, delle forze massime applicate ai vincoli fissi prodotte dagli effetti di interazione derivanti dalle variazioni termiche tra impalcato e rotaia, e dalla frenatura/avviamento ed inflessione dovuti ai carichi mobili.

Le formule riportate forniscono il contributo di 1 solo binario quindi coerente con la modellazione agli E.F. di

### 7.3. Metodo semplificato

Gli effetti di interazione binario-struttura possono essere valutati, qualora siano soddisfatte alcune condizioni sulla uniformità delle campate ed alcuni limiti sulla rigidità delle sottostrutture (si veda punto 1.4.5.2 dell' "Allegato B", contenuto in [1]), attraverso un metodo semplificato.

Nel nostro caso le condizioni necessarie per l'applicabilità del metodo semplificato sono verificate, trattandosi di un impalcato semplicemente appoggiato con binario continuo lungo tutta l'opera e per 100 m a monte ed a valle dell'opera stessa.

metà impalcato (1 cassone). Anche per la rigidità dei vincoli il calcolo si riferisce ad un solo binario. Il carico mobile di riferimento è l'LM71, lo stesso utilizzato per l'analisi con FIBRE.

Come si vede, i risultati sono in ragionevole accordo con quelli trovati con l'analisi non-lineare.

Il metodo semplificato, il quale prescrive la somma aritmetica dei tre contributi calcolati nel seguito, è peraltro conservativo dato che la somma aritmetica non tiene conto dell'interazione non-lineare tra le diverse azioni.

La reazione sul vincolo fisso, dovuta alla *variazione termica dell'impalcato*, è data dalla seguente relazione:

$$F_{is} = \alpha_{ts1} \cdot \alpha_{ts2} \cdot \alpha_{ts3} \cdot L \cdot q \cdot n = 237.20 \text{ kN}$$

$\alpha_{ts1} = 0.55$  coeff. funzione della  $\Delta T$  nell'impalcato ( $\Delta T=15^\circ C$ );

$\alpha_{ts2} = 1.0$  coeff. funzione della rigidità del vincolo fondazione-spalla-appoggio fisso per spalla tradizionale  $k_{vs} > 100000 \text{ kN/m/m}$ ;

$\alpha_{ts3} = 1.0$  coeff. funzione del n. di campate dell'impalcato - 1 campata;

$L = 34.5 \text{ m}$  luce della campata;

$q = 12.5 \text{ kN/m}$  resistenza opposta dal ballast allo scorrimento del binario in assenza di carichi;

$n = 1$  numero di binari.

La reazione sul vincolo fisso, dovuta alle azioni di *frenatura / avviamento*, è data dalla seguente relazione

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot L_0 \cdot Q_{lb,k} = 509.90 \text{ kN} <$$

carico di frenatura totale agente sul ponte

$\alpha_{hs1} = 0.515$  coeff. funzione della luce della campata e del tipo di posa;

$\alpha_{hs2} = 1$  coeff. funzione della rigidità del vincolo fonda-

zione-spalla-appoggio fisso per spalla tradizionale  $k_{vs} > 100000 \text{ kN/m/m}$ ;

$Q_{lb,k} = 30 \text{ kN/m}$  forza di frenatura per unità di lunghezza.

La reazione sul vincolo fisso, dovuta alla *inflexione*

Reazione Vincolo Fisso (con attrito)

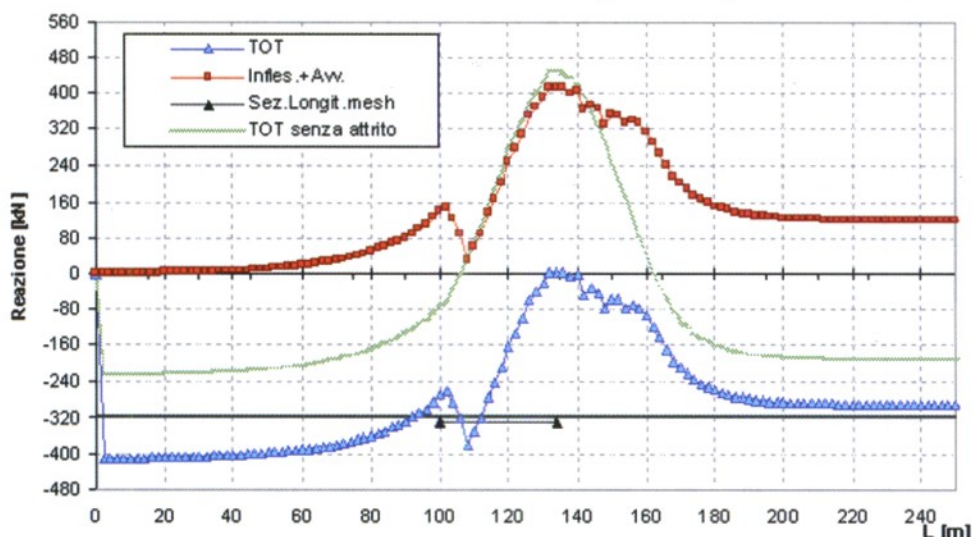


Fig. 19 - Reazione del vincolo fisso in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflexione e per le azioni totali, con vincolo mobile attritivo.

Reazione Vincolo mobile (attritivo)

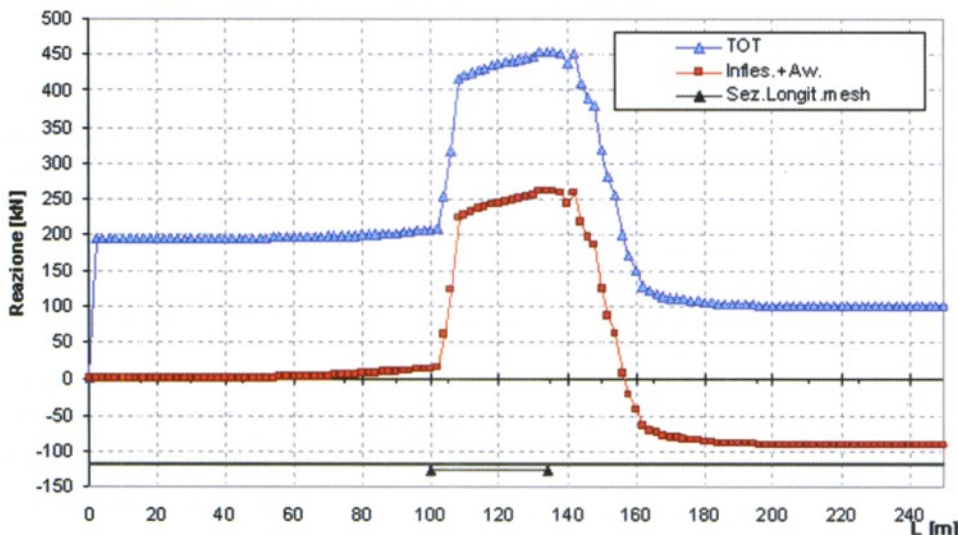


Fig. 20 - Reazione del vincolo mobile attritivo in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflexione e per le azioni totali.

dell'impalcato sotto il passaggio del treno, è data dalla seguente relazione

$$F_{vs} = \alpha_{vs1} \cdot \beta \cdot \left( \sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0 = 243.50 \text{ kN}$$

$\alpha_{vs1} = 1$  coeff. funzione della rigidezza del vincolo fondazione-spalla-appoggio fisso per spalla tradizionale  $k_{vs} > 100000$  kN/m/m;

$E_b = 2.10 \times 10^8$  kN/m<sup>2</sup> modulo elastico acciaio rotaie;

$H = 3.98$  distanza piano regolamento del ballast dal centro rotazione appoggio;

$\Theta = 0.000436$  rad rotazione d'estremità dell'impalcato sotto l'azione del treno di calcolo LM71;

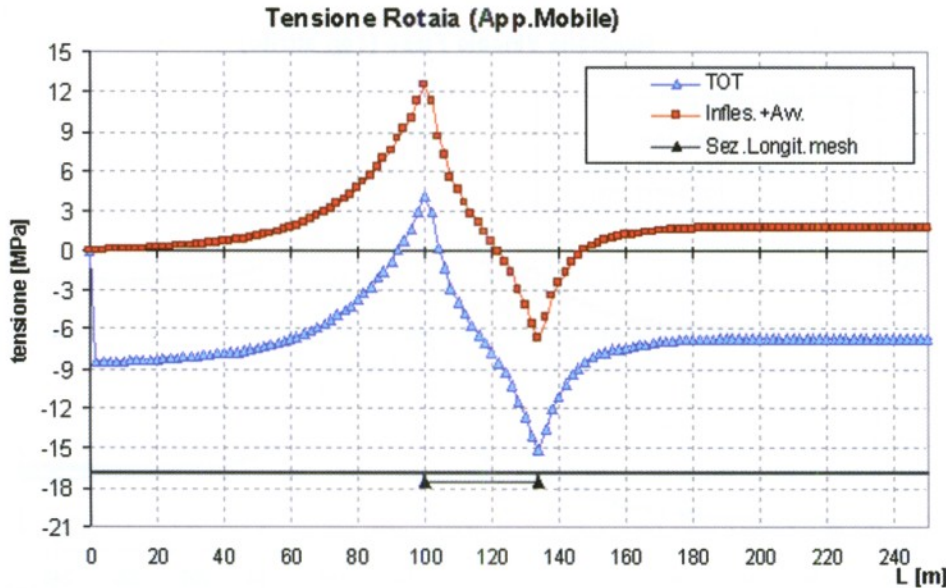


Fig. 21 - Storia temporale della tensione nel binario in corrispondenza del giunto di impalcato lato appoggio mobile in funzione della posizione (ascissa x) del locomotore, per le sole azioni di avviamento/inflessione e per le azioni totali, con vincolo mobile attritivo.

$A_b = 0.00769$  m<sup>2</sup> area binario (1 rotaia);

$$\beta = \sqrt{E_b A_b} = 1271 \text{ kN}^{1/2}$$

$q_m = 60$  kN/m resistenza sotto carico del ballast per unità di lunghezza, lato appoggio mobile;

$q_f = 60$  kN/m resistenza sotto carico del ballast per unità di lunghezza, lato appoggio fisso;

$k_{vm} = \infty$  kN/m/m rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della campata limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile ( $k = \infty$  se rilevato);

$k_{vf} = \infty$  kN/m/m rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della campata limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso ( $k = \infty$  se rilevato);

$\delta_{ymo} = 0.002$  m spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile;

$\delta_{yfo} = 0.002$  m spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso;

$\delta_{ym} = \delta_{ymo} + q_m/k_{vm} = 0.002$  m spostamento al limite elastico del binario e struttura, verso appoggio mobile;

$\delta_{yf} = \delta_{yfo} + q_f/k_{vf} = 0.002$  m spostamento al limite elastico del binario e struttura, verso appoggio fisso;

$x = 1.44$  m distanza piano regolamento del ballast dall'asse neutro impalcato;

$$\delta_o = 0.5 \cdot \Theta \cdot (H-x) = 0.000553 \text{ m per impalcato a più binari ( independent. dal verso di percorrenza e di x);}$$

$$\delta_m = \max(\delta_o, \delta_{ym}) = 0.002 \text{ m;}$$

$$\delta_f = \max(\delta_o, \delta_{yf}) = 0.002 \text{ m.}$$

### 8. L'Analisi di risonanza

Essendo il programma FIBRE capace di analizzare la risposta dinamica in campo non lineare, di strutture civili integrando al passo le equazioni del moto nel dominio del tempo, con lo stesso modello utilizzato per l'interazione, è stata effettuata l'analisi di risonanza.

Per congruenza con l'analisi d'interazione si è quindi preso in esame un

solo cassone ed un solo binario. Nel caso specifico, nonostante il ponte sia a doppio binario, è possibile, da allegato A della Normativa FS, fare uso di un modello monofilare essendo la prima frequenza propria torsionale ( $f_T = 9.86$  Hz) superiore a 1.5 volte la prima frequenza propria flessionale ( $f_0 = 4.61$  Hz). Ciò nonostante la stessa analisi si sarebbe potuta effettuare utilizzando un graticcio di travi come effettivamente fatto dagli scriventi per il progetto dell'opera [12].

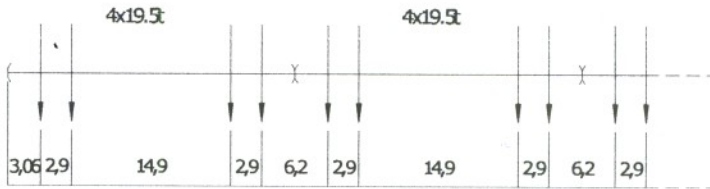
#### 8.1. I carichi dinamici

I carichi richiesti dal manuale Italferr, rappresentati in fig. 22, sono così composti:

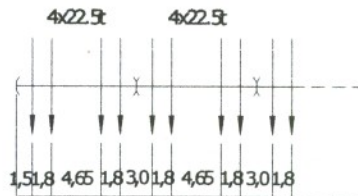
- 1) Treno composto da 12 ALE 601 V = 200 km/h
- 2) Treno D4 composto da 20 CARRI V = 160 km/h
- 3) Treno ICE composto da 2 Locomotori + 13 carrozze V = 250 km/h
- 4) Treno ETR500 Y composto da 2 locomotori + 10 carrozze V = 300 km/h
- 5) Treno TGV normale V = 350 km/h

In questa sede sono riportati i risultati relativi al solo treno tipo 1). Tali analisi sono state condotte per l'intero

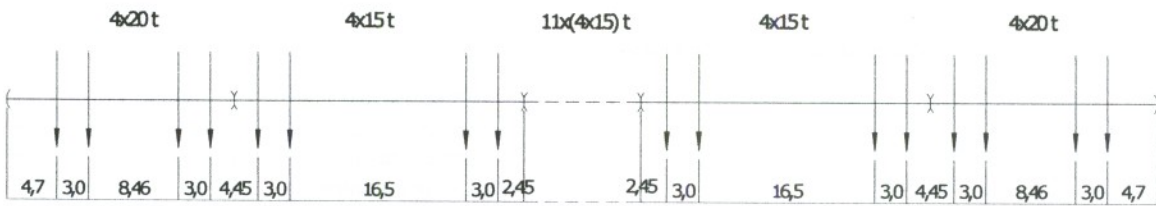
TRENO COMPOSTO DA 12 ALE 601 V= 200 km/h



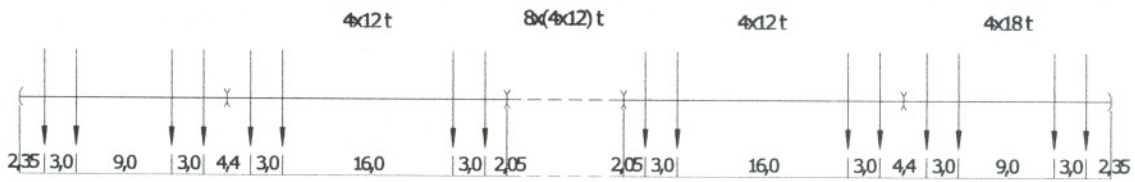
TRENO COMPOSTO DA 20 CARRI V= 160 km/h



TRENO ICE COMPOSTO DA 2 LOC.+13 CARROZZE V= 250 km/h



TRENO ETR500 Y COMPOSTO DA 2 LOC.+10 CARROZZE V= 300 km/h



TRENO TGV NORMALE V= 350 km/h

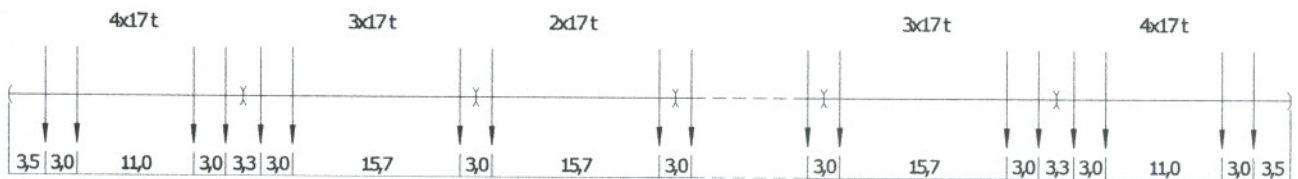


Fig. 22 - I treni di carico per l'analisi di risonanza richiesti da Italferr.

intervallo di velocità con campionamento ogni 10 km/h come richiesto dal manuale Italferr.

Per le analisi effettuate con FIBRE sono riportati i ri-

8.2. I risultati delle analisi

Per le diverse analisi viene graficato il coefficiente di amplificazione dinamica in funzione delle velocità di percorrenza del convoglio. Il coefficiente di amplificazione dinamica è definito come

$$\phi'_{Reale,f}(V) = |\delta_{din}/\delta_{stat}|$$

dove:

$\delta_{stat}$  = massima risposta (abbassamento) in condizioni statiche ( $V \leq 20$  km/h);

$\delta_{din}$  = massima risposta del sistema alla generica velocità.

Nella fig. 23 è riportato l'andamento di tale coefficiente, in funzione della velocità di percorrenza del treno, per il solo treno di carico 1) nelle tre ipotesi anzidette.

Dalla figura si vede come la risposta della struttura in oggetto non sia soggetta ad amplificazione dinamica significativa. Questo è dovuto alla massa stessa della struttura che è piuttosto elevata (superiore alle 600t) ed al fatto che la forzante ha un contenuto in frequenze molto distribuito in quanto gli assi hanno interassi che spaziano da 2.9 m a 18 metri circa. Questo è confermato dal fatto che la risposta stessa varia percentualmente in maniera significativa quando si accoppiano a coppie gli assi che distano 2.9 m.

Tenendo conto della presenza della lunga rotaia saldata si ottiene un aumento della frequenza fondamentale della struttura (primo modo di vibrare simmetrico verticale) e quindi una traslazione della curva di risposta nella parte delle velocità più elevate, quelle appunto che eccitano il primo modo e per le quali si ottiene infatti il coefficiente di amplificazione maggiore.

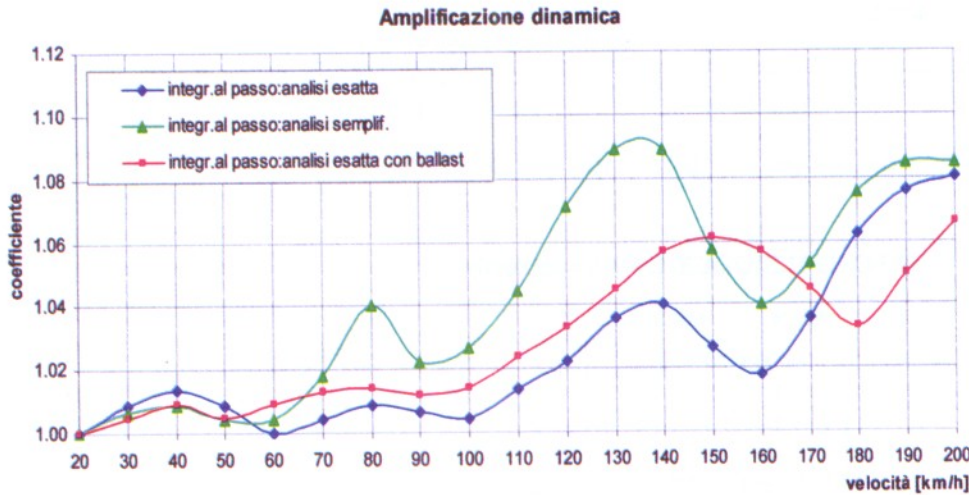


Fig. 23 - Andamento del coefficiente di amplificazione dinamica in funzione della velocità di percorrenza dei treni.

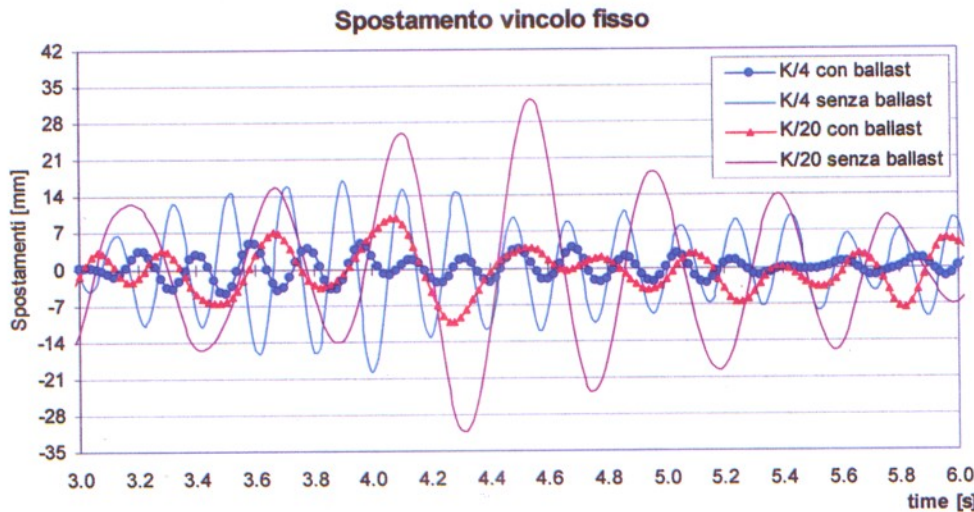


Fig. 24 - Storia temporale dello spostamento del vincolo "fisso", per i 2 casi descritti.

sultati relativi a tre diversi modelli. Un primo modello è quello senza rotaia e con la forzante descritta in dettaglio, asse per asse. In un secondo modello, anch'esso senza rotaia, la forzante è stata semplificata accoppiando due a due gli assi di carico.

Un terzo modello tiene invece conto della rotaia con la forzante esatta di cui al primo caso.



9. La risposta sismica in presenza di lunga rotaia saldata

Considerato il comportamento isteretico del ballast e la notevole energia che questo meccanismo può dissipare prima che si abbia instabilizzazione della rotaia, si è voluto investigare tale effetto.

ta sottoposta ad un accelerogramma EC8 compatibile con  $PGA = 0.25 \text{ g}$  in direzione longitudinale ovvero parallela all'asse binari.

Per rendere le analisi più significative si è ridotta la rigidità del vincolo fisso di un fattore pari a 4 e 20. Così facendo ci si è posti in un intervallo tipico di pile alte tra i 5 ed i 10 metri circa.

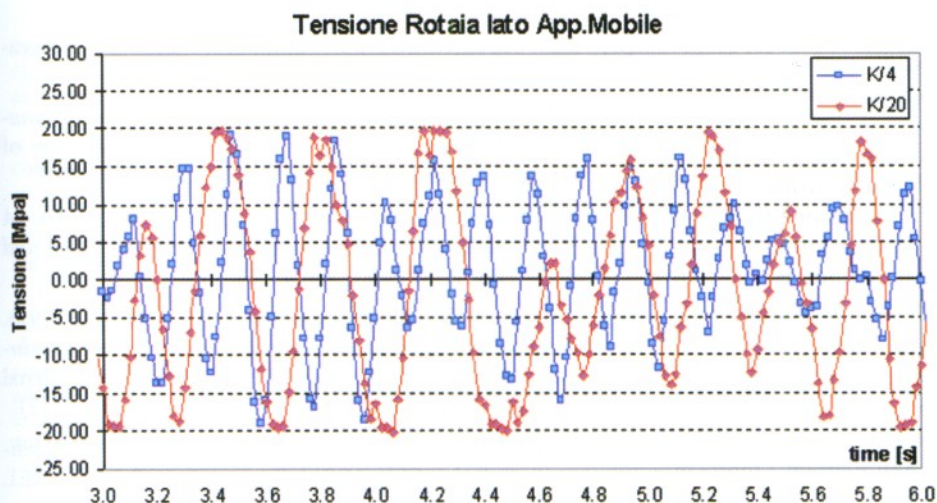


Fig. 25 - Time history della tensione del binario, lato appoggio Mobile, per i 2 casi descritti.

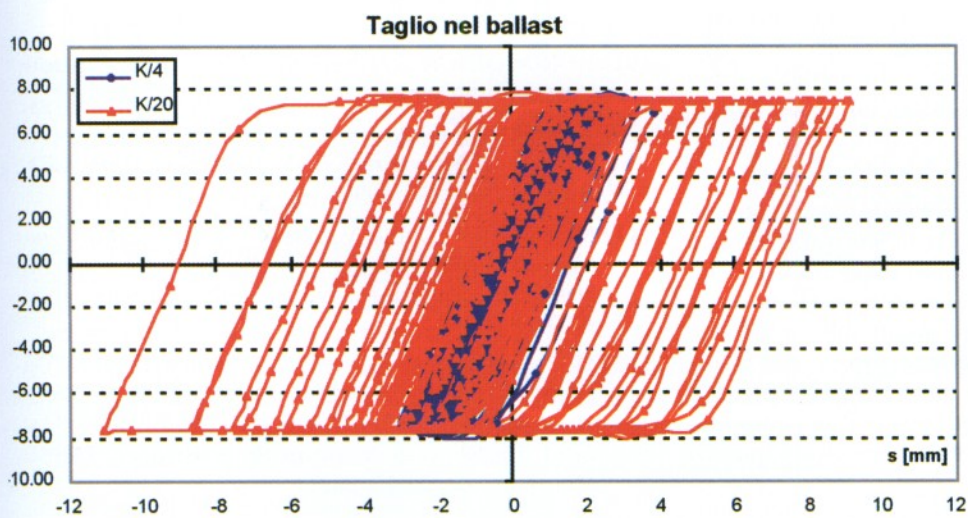


Fig. 26 - Andamento del taglio nel ballast, per i 2 casi descritti.

Come già accennato si rinvia ad un lavoro successivo l'analisi della risposta strutturale di opere anche più complesse sottoposte ad azione sismica violenta tenendo conto del meccanismo di instabilizzazione del binario. Queste analisi sono condotte in Lagrangiane totali (grandi spostamenti).

Nel caso in esame si è invece lavorato sotto l'ipotesi di piccoli spostamenti (linearità geometrica). La trave è sta-

La risposta della struttura con lunga rotaia saldata è molto ridotta rispetto a quella della stessa struttura senza rotaia. Gli spostamenti della testa pila con il vincolo fisso e quindi le sollecitazioni sulla stessa, riportati in fig. 24, sono inferiori del 73% 60% rispettivamente per le due rigidità. Come ci si aspettava l'effetto dissipativo del ballast è tanto maggiore quanto tanto più flessibili sono le sottostrutture.

Le storie temporali della tensione massima nella rotaia, per le due differenti rigidità delle pile, riportate in fig. 25, mostrano valori massimi molto vicini in quanto il ballast scarico è quasi tutto plasticizzato in entrambi i casi e quindi il binario è caricato dalla stessa forza massima.

In fig. 26 vengono riportate infine, a titolo di esempio, le storie forze scorrimento di due tra gli elementi di ballast più sollecitati. Si vede, come anzidetto, che entrambi superano la soglia di scorrimento e si ottiene pertanto la forza massima di 7.5 kN pari appunto alla forza massima negli elementi di traversina posti ad interesse di 0.6 metri ( $12.5 \text{ kN/m} \cdot 0.6 \text{ m} = 7.5 \text{ kN}$ ).

10. Conclusioni

La forte propensione delle Ferrovie Italiane per l'utilizzo della lunga rotaia saldata e la condivisibile contrarietà all'utilizzo di giunti su rotaia richiede chiaramente uno strumento affidabile per l'analisi delle sollecitazioni

indotte nella rotaia stessa e negli altri elementi del viadotto. Queste sollecitazioni sono sostanzialmente scomponibili in una parte statica, dovuta all'effetto della temperatura, ed una parte dinamica dovuta al passaggio dei convogli ed all'eventuale azione sismica.

L'analisi degli effetti dovuta alla temperatura potrebbe essere effettuata con ragionevole approssimazione anche con dei calcoli semplificati in quanto la rigidità assiale dell'impalcato è sempre molto superiore a quella del binario per cui di fatto l'effetto è quello di uno spostamento imposto al livello del binario il quale viene ad impegnare il comportamento tagliante (attritivo) del ballast. Per tutti gli altri effetti, la possibilità di utilizzare approcci semplificati è invece più delicata in quanto subentrano una serie di comportamenti non lineari di interazione tra la rotaia ed impalcato che modificano la risposta altrimenti calcolata con modelli elastici lineari come ad esempio quelli proposti nel Manuale delle Ferrovie [1] e presentati nell'articolo.

Queste considerazioni hanno suggerito di sviluppare un modello capace di trattare tutti questi aspetti in maniera unitaria. Il modello unisce strumenti numerici già esistenti e consolidati quali l'analisi agli Elementi Finiti in campo non lineare con elementi di trave-colonna a fibre, legami costitutivi isteretici di tipo elasto attritivo e soluzioni al passo nel dominio del tempo.

I risultati che si ottengono sono difficilmente generalizzabili in quanto dipendono dalla struttura e dalle azioni applicate. Quelli presentati in questo lavoro fanno riferimento ad una particolare opera, scelta peraltro il più semplice possibile per rendere chiara ed accessibile la trattazione, e non possono essere automaticamente estrapolati ad altre situazioni.

Lo strumento così sviluppato permette di verificare facilmente l'idoneità di utilizzo della lunga rotaia saldata per ponti e viadotti con luci sempre maggiori e schemi statici più performanti rispetto alla trave poggiata senza dover necessariamente introdurre giunti sulla stessa con tutti i problemi di sicurezza e manutenzione che questi comportano. Lo studio condotto dimostra peraltro che la lunga rotaia saldata ha degli effetti positivi sul comportamento strutturale di ponti e viadotti, soprattutto quando sottoposte ad azione sismica.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Istruzione F.S. N.I/SC/PS-OM/2298 del 13-1-1997 – “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo”.
- [2] A. CONTI PUORGER (1992). “La triade treno-binario-struttura problematiche specifiche della interazione”, Ingegneria Ferroviaria, Settembre 1992.
- [3] Test Cases Italfert per validazione analisi di interazione binario struttura, Italfert, Roma.
- [4] D.P. MONDKAR, G.H. POWELL (1975). “Static and dynamic analysis of nonlinear structures”. University of California, Berkely. Report No. UCB/EERC-75/10.
- [5] M. PETRANGELI, P.E. PINTO, and V. CIAMPI (1999). “A Fibre Element for cyclic bending and shear. Part I and II, J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9).
- [6] G. RANZO, M. PETRANGELI, and P.E. PINTO, (1999). “Vertical oscillation due to axial-bending coupling during seismic response of RC Bridge Piers”, Int. Journal of Earthquake Eng. & Structural Dynamics, 28(12).
- [7] M. PETRANGELI, and M. PETRANGELI (2000). “Rehabilitation of the Cidi M'Cid Suspension Bridge”, SEI, (4/2000).
- [8] Ordinanza 3274 del 20-03-2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- [9] EUROCODICE 2, UNI-ENV-1992 – Progettazione Strutture in Cemento Armato.
- [10] EUROCODE 8 “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures” ENV 1998-2: Bridges. CEN, Brussels, October 1994.
- [11] M. PETRANGELI, and V. CIAMPI (1996). “Equilibrium based numerical solutions for the nonlinear beam problem”, Int. Journal for Num. Meth. in Engrg, 40(3), 423-438.
- [12] M. PETRANGELI, C. ANDREOCCHI, F. MAGORFI and M. ORLANDINI (2006). “Large Concrete Precast Box Girders along the New Italian High Speed Railway”, 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Short & Medium Span Bridges, IABSE, Monreal Aug. 23-25, 2006.

(v. sommari a pag. 875)

(Sommari dell'art. dei Dott. Ingg. M. PETRANGELI, C. TAMAGNO da pag. 857)

Sommaire

ANALYSE DE L'INTERACTION RAIL-STRUCTURE ET RÉSONANCE DANS LE DOMAINE DU TEMPS

Cette étude a commencé par l'insertion, à l'intérieur du logiciel de calcul non linéaire FIBRE, d'un élément fini pour la modélisation du ballast et d'un pré processeur pour la génération de trains de charge voyageant sous n'importe quelle forme et à n'importe quelle vitesse. Comme il s'agissait d'un logiciel capable d'analyser la réponse statique et dynamique dans le champ non linéaire de structures civiles, on a en définitive obtenu un instrument complet pour l'étude des phénomènes susmentionnés.

L'article décrit la théorie de l'élément de ballast et détail les principaux résultats obtenus en analysant les évolutions dans le temps de certaines variables significatives. Enfin, d'autres possibilités d'analyse, et en particulier la réponse sismique dans le champ non linéaire des mêmes structures, sont rappelées brièvement.

Summary

ANALYSIS OF THE TRACK-STRUCTURE INTERACTION AND TIME-DOMAIN RESONANCE

This study begun with the inclusion, within the non-linear calculation program FIBRE, of both a finite element for ballast modelling and a pre-processor for the generation of running trains of generic shape and speed. The calculation program is able to analyse the non-linear static and dynamic response of civil structures and it represents consequently a complete tool for the analysis of the phenomena under consideration.

This paper illustrates the theory of the ballast element and discusses the main results achieved by analysing the time history of some significant quantities. Some other analysis possibilities, concerning in particular the non-linear seismic response of those structures, are finally briefly illustrated.

Zusammenfassung

ANALYSE DER WEHSELWIRKUNG UBERBAU-UNTERBAU RISONANZ IM ZEITFELD

Unter Verwendung eines nicht linearen rechnerischen Programms, FIBRE, wird die Wechselwirkung zwischen Oberbau-Unterbau (Brücken, Balken u.a.) analysiert. Eine Besonderheit ist die genaue Modellierung des Ballast-Elementen und deren Bewährung.

Dieses Instrument erlaubt die Zeitentwicklung der dynamische Phänomenen, die der Lauf eines Zuges erzeugt oder die die Seismik betrifft.

# Alta affidabilità dal 1975

L'AMRA SpA con più di 30 anni di attività conferma la propria leadership nel mercato dei relè elettromeccanici.

Partendo dal relè della serie OK, modello storico per la società, ha studiato e realizzato in questi anni numerosi modelli, ampliando in modo costante e razionale una gamma di prodotti che oggi è in grado di soddisfare molteplici esigenze.

- Sottostazioni elettriche e ferroviarie
- Centrali idroelettriche, termoelettriche, eoliche, geotermiche, nucleari
- Applicazione su materiale rotabile, tra cui treni alta velocità, locomotive, carrozze, tram, metropolitane
- Automatismi e controlli per settori navale, civile, militare, petrolchimico

## I relè linea AMRA e MTI



**AMRA**  
oltre i 30  
anni



AMRA S.p.A.  
Via Sant' Ambrogio, 23/25 - 20050 MACHERIO (MI)  
Tel.: +39 039 8457545 Fax: +39 039 481561  
e-mail: info@amra-chouvin-arnoux.it  
internet: www.amra-chouvin-arnoux.it