

	SPECIFICA	
	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 1 di 202

SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
Parte	Titolo
PARTE I	SCOPO E CAMPO D'APPLICAZIONE DOCUMENTAZIONE CORRELATA DEFINIZIONI E ABBREVIAZIONI
PARTE II	CAPITOLO 1 AZIONI E CRITERI DI VERIFICA CAPITOLO 2 CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI
PARTE III	ALLEGATO 1.1 – Modelli di carico “Treni Reali” ALLEGATO 1.2 – Modelli di carico ”Treni Reali” per le verifiche a fatica ALLEGATO 1.3 – Modelli di carico HSLM ALLEGATO 2 – Verifica semplificata condizione risonanza ALLEGATO 3 – Valutazione semplificata delle reazioni dovute agli effetti di interazione - Metodo Generale ALLEGATO 4 – Valutazione semplificata delle reazioni dovute agli effetti di interazione - Metodo per singola luce appoggiata ALLEGATO 5 – Elenco delle linee e delle tratte ferroviarie facenti parte del “sistema di grande viabilità ferroviaria” ai sensi dell’OPCM n.3274 del 2003

A termine di legge Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. si riserva la proprietà di questo documento che non potrà essere copiato, riprodotto o comunicato ad altri senza esplicita autorizzazione

Rev.	Data	Descrizione	Verifica Tecnica	Autorizzazione
A	21/12/11	Emissione per applicazione	M. Tisalvi	P. Firmi

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 2 di 202

INDICE

PARTE I	7
SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE.....	7
DOCUMENTAZIONE CORRELATA	9
DEFINIZIONI E ABBREVIAZIONI	10
PARTE II.....	18
CAPITOLO 1 – AZIONI E CRITERI DI VERIFICA	18
1.1 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	18
1.1.1 Vita nominale.....	18
1.1.2 Classi d'uso	18
1.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI.....	20
1.2.1 Terminologia.....	20
1.3 AZIONI PERMANENTI	22
1.3.1 Pesi propri.....	23
1.3.2 Carichi permanenti portati.....	23
1.3.3 Altre azioni permanenti.....	23
1.3.3.1 Spinta delle terre	23
1.3.3.2 Spinta idraulica	24
1.4 AZIONI VARIABILI.....	25
1.4.1 Azioni variabili verticali	25
1.4.1.1 Treni di carico.....	26
1.4.1.2 Modelli di carico LM71 e SW	26
1.4.1.3 Treno scarico	28
1.4.1.4 Ripartizione locale dei carichi	28
1.4.1.5 Distribuzione dei carichi verticali per i rilevati a tergo delle spalle.....	31
1.4.1.6 Carichi sui marciapiedi	31
1.4.2 Effetti dinamici	32
1.4.2.1 Generalità	32
1.4.2.2 Fattori che influenzano gli effetti dinamici	32
1.4.2.3 Regole generali di progetto.....	34

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 3 di 202

1.4.2.4 Requisiti per l'analisi statica o dinamica.....	34
1.4.2.5 Coefficienti dinamici Φ ($\Phi_2 - \Phi_3$).....	38
1.4.2.5.1 Campo di applicazione.....	38
1.4.2.5.2 Definizione del coefficiente di incremento dinamico.....	38
1.4.2.5.3 Determinazione della lunghezza L_Φ	41
1.4.2.6 Modalità di esecuzione dell'analisi dinamica e verifiche	44
1.4.2.6.1 Carichi e combinazioni dei carichi.....	46
1.4.2.6.2 Velocità da considerare	46
1.4.2.6.3 Parametri da considerare.....	47
1.4.2.6.3.1 Smorzamento strutturale	47
1.4.2.6.3.2 Massa del ponte.....	47
1.4.2.6.3.3 Rigidezza del ponte	47
1.4.2.6.4 Modellazione della forzante e comportamento dinamico della struttura	47
1.4.3 Forze orizzontali.....	48
1.4.3.1 Forza centrifuga.....	48
1.4.3.2 Azione laterale (Serpeggio).....	50
1.4.3.3 Azioni di avviamento e frenatura	51
1.4.4 Azioni climatiche	52
1.4.4.1 Temperatura.....	52
1.4.4.1.1 Variazioni termiche della struttura.....	52
1.4.4.1.2 Variazioni termiche del binario	54
1.4.4.2 Vento	55
1.4.4.3 Neve.....	55
1.4.5 Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura.....	56
1.4.5.1 Generalità.....	56
1.4.5.2 Verifiche di sicurezza sul binario.....	57
1.4.5.3 Metodologia di valutazione degli effetti di interazione.....	59
1.4.6 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari	66
1.5 AZIONI ECCEZIONALI	72
1.5.1 Azioni derivanti dall'esercizio ferroviario	72
1.5.2 Azioni derivanti da altri vettori.....	74
1.6 AZIONI INDIRETTE.....	76
1.6.1 Distorsioni.....	76
1.6.2 Ritiro e viscosità	76
1.6.3 Resistenze parassite nei vincoli.....	77
1.7 AZIONI SISMICHE	79
1.8 CRITERI DI VERIFICA	81
1.8.1 Generalità	81
1.8.1.1 Metodi di verifica correnti	81

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 4 di 202

1.8.2 Criteri di combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate nel caso di più binari	81
1.8.2.1 Numero di binari	81
1.8.2.2 Numero di treni contemporanei	81
1.8.2.3 Simultaneità delle azioni da traffico – valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carichi	82
1.8.2.4 Ulteriori valori rappresentativi delle azioni da traffico ferroviario	84
1.8.3 Metodo agli stati limite	84
1.8.3.1 Verifiche agli SLU	85
1.8.3.1.1 Verifiche a fatica	87
1.8.3.2 Verifiche agli SLE	87
1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni	89
1.8.3.2.2 Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni	92
1.8.3.2.2.1 Generalità	92
1.8.3.2.2.2 Stati limite di servizio per la sicurezza del traffico ferroviario	93
1.8.3.2.2.3 Stati limite per il comfort dei passeggeri	95
1.8.3.2.3 Requisiti concernenti la deformabilità delle fondazioni	96
1.8.3.2.4 Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a, c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo	97
1.8.3.2.5 Requisiti concernenti lo scorrimento dei giunti (strutture in acciaio)	98
1.8.3.3 Verifiche sismiche e criteri generali di progettazione sismica	99
 CAPITOLO 2 - CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI	 103
2.1 PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI	103
2.1.1 Ispezionabilità e manutenzione	105
2.1.2 Compatibilità idraulica	108
2.1.3 Altezza libera	109
2.1.4 Schema statico	109
2.1.5 APPARECCHI D'APPOGGIO-COPRIGIUNTI-RITEGNI SISMICI	110
2.1.5.1 SPOSTAMENTI	110
2.1.5.2 Corsa degli apparecchi d'appoggio mobili	113
2.1.5.3 Escursione dei giunti	113
2.1.5.4 Ampiezza dei varchi	113
2.1.5.5 Ritegni sismici	114
2.1.6 Monitoraggio	114
2.2 STRUTTURE IN C.A. e C.A.P.	115
2.2.1 Criteri generali	115
2.2.2 Requisiti di durabilità	117
2.2.3 Qualità e caratteristiche dei materiali	118
2.2.3.1 Calcestruzzi	118
2.2.3.2 Armature	119

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 5 di 202

2.2.4 Limiti dimensionali	121
2.2.5 Prescrizioni particolari per le solette di impalcato.....	122
2.2.6 Disposizione e quantitativi minimi delle armature	123
2.3 STRUTTURE IN ACCIAIO E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO	129
2.3.1 Tipologie strutturali	129
2.3.1.1 Tipologie con posa diretta del binario	129
2.3.1.2 Tipologie con posa del binario con ballast	131
2.3.1.3 Altre tipologie.....	133
2.3.2 Durabilità	134
2.3.3 Schema statico	134
2.3.4 Materiali.....	135
2.3.4.1 Generalità.....	135
2.3.4.2 Strutture principali.....	135
2.3.4.2.1 Materiali base	135
2.3.4.2.2 Prove sui materiali.....	138
2.3.4.3 Chiodi	139
2.3.4.4 Bulloni.....	139
2.3.4.5 Strutture secondarie.....	141
2.3.4.6 Strutture miste	141
2.3.4.6.1 Travi metalliche	141
2.3.4.6.2 Soletta in calcestruzzo	141
2.3.4.6.3 Connettori acciaio - cls.....	141
2.3.5 Giunzioni saldate	142
2.3.6 Giunzioni bullonate	143
2.3.6.1 Generalità.....	143
2.3.6.2 Giunzioni con bulloni a taglio.....	145
2.3.6.3 Giunzioni con bulloni ad attrito.....	146
2.3.7 Giunzioni chiodate	147
2.3.8 Prescrizioni particolari di progettazione	147
2.3.8.1 Generalità.....	147
2.3.8.2 Impalcati metallici.....	149
2.3.8.2.1 Traverse di armamento	149
2.3.8.2.2 Longherine e travi trasversali.....	149
2.3.8.2.3 Travate a travi gemelle	151
2.3.8.2.4 Travate a parete piena	151
2.3.8.2.5 Travate reticolari	151
2.3.8.2.6 Impalcati con cassone per il contenimento del ballast	153
2.3.8.3 Impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo	153
PARTE III	157

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 6 di 202

ALLEGATO 1.1 – MODELLI DI CARICO TIPO “TRENI REALI” PER ANALISI DINAMICHE	158
ALLEGATO 1.2 – MODELLI DI CARICO TIPO “TRENI REALI” PER VERIFICHE A FATICA	161
ALLEGATO 1.3 – MODELLI DI CARICO HSLM	166
ALLEGATO 2 - VERIFICA SEMPLIFICATA CONDIZIONI DI RISONANZA	169
ALLEGATO 3 – VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE REAZIONI DOVUTE AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE - METODO GENERALE....	178
3.1 VARIAZIONI TERMICHE DELL’ IMPALCATO	182
3.2 AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA.....	184
3.3 INFLESSIONE DELL’ IMPALCATO PER CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO FERROVIARIO	189
ALLEGATO 4 – VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE REAZIONI DOVUTE AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE, METODO PER SINGOLA LUCE APPOGGIATA	193
ALLEGATO 5 – ELENCO DELLE LINEE E DELLE TRATTE FERROVIARIE FACENTI PARTE DEL “SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA” AI SENSI DELL’OPCM N.3274 DEL 2003.....	196

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 7 di 202

PARTE I

SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE

Questo documento annulla e sostituisce il testo aggiornato nel 1997 dell'Istruzione I/SC/PS-OM/2298 del 2-06-1995 *“Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo”* e comprende i contenuti revisionati dall'Istruzione *“44b – Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica”*.

L'aggiornamento si è reso necessario a seguito dell'emanazione del *“Decreto Ministeriale del Ministro delle Infrastrutture del 14.1.2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”*, nonché della pubblicazione delle Specifiche Tecniche di Interoperabilità (S.T.I.) per il Sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario trans-europeo ad alta velocità e convenzionale.

L'aggiornamento del testo è stato effettuato garantendo il rispetto del DM e tenendo a riferimento le norme tecniche europee “Eurocodici”, così da avere un testo normativo coerente con gli attuali indirizzi normativi internazionali.

In particolare, considerata la forte interrelazione di questo documento con il capitolo 5.2 – Ponti Ferroviari - del citato DM 14.1.2008, per rendere chiara e agevole la consultazione del testo, sono stati introdotti virgolettati con carattere ***grassetto corsivo*** i paragrafi del capitolo 5.2 del DM oggetto di rimando o integrazione.

Si precisa che il recepimento degli aggiornamenti degli Eurocodici ha determinato notevoli innovazioni nell'ambito della valutazione degli effetti dinamici e delle verifiche associate, nonché la riformulazione specifica di alcune verifiche nell'ambito degli Stati Limite di Esercizio.

Nel seguito con il termine “ponti” si intendono anche tutte quelle opere su cui transita il treno e che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate anche con i nomi particolari come: viadotti, sottovia, sotto passi, ecc..

Relativamente all'ambito di applicazione la presente Specifica è applicabile alla progettazione, e all'esecuzione dei nuovi ponti ferroviari della Rete ferroviaria Italiana come pure alla sostituzione di quelli esistenti.

Per i ponti esistenti interessati da operazioni di miglioramento, velocizzazione e riclassificazione

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 8 di 202

funzionale, nonché per i ponti provvisori, le prescrizioni di cui alla presente norma potranno applicarsi in tutto o in parte in base a specifiche indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura, fermo restando i prescritti metodi di verifica.

Si ricorda che ai sensi della legge vigente per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore del DM 14/01/2008 (il 6 marzo 2008 per le opere facenti parte del sistema di grande viabilità ferroviaria di cui all'Allegato 5 alla presente Specifica e il 30 giugno 2009 per tutte le altre opere), continua ad applicarsi la normativa tecnica già utilizzata per la redazione dei progetti fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo.

Si precisa che le prescrizioni definite in questo documento non sono applicabili nei seguenti casi:

- ferrovie a scartamento ridotto;
- tramvie o ferrovie leggere;
- ferrovie con cremagliera;
- funicolari.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 9 di 202

DOCUMENTAZIONE CORRELATA

Si riporta nel seguito l'elenco delle istruzioni e specifiche emanate da RFI relative al settore delle costruzioni.

Specifica RFI DTC INC SP IFS 002 A

Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria

Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A

Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari.

Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 004 A

Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo.

Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 005 A

Specifica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia.

Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 006 A

Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie

Istruzione 44 C

Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni.

Istruzione 44 M

Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle strutture metalliche per ponti ferroviari e calca ferroviaria.

Istruzione 44 S

Specifica tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari.

Istruzione 44 V

Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 10 di 202

DEFINIZIONI E ABBREVIAZIONI

1 - SIMBOLI PRESENTI NEL DOCUMENTO

α	<p>Coefficiente correttivo per i limiti di deformabilità forniti per il comfort dei passeggeri.</p> <p>Coefficiente di adattamento dei modelli di carico verticale.</p> <p>Coefficiente per il calcolo di φ''.</p>
β	<p>Coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico Φ per le travate metalliche</p>
γ_E	<p>Coefficiente parziale per azioni eccezionali.</p>
γ_F	<p>Coefficiente parziale di sicurezza per le azioni "F".</p>
γ_G	<p>Coefficienti parziali per azioni permanenti.</p>
γ_{GB}	<p>Coefficienti parziali per azione permanente BALLAST.</p>
γ_i	<p>Coefficienti parziali per le azioni generiche da introdurre in combinazione.</p>
γ_m	<p>Coefficiente parziale di sicurezza per i materiali.</p>
γ_p	<p>Coefficienti parziali per le azioni di precompressione e/o distorsioni.</p>
γ_Q	<p>Coefficienti parziali per le azioni da traffico.</p>
δ	<p>Cedimenti differenziali.</p>
δ_φ	<p>Spostamento determinato dalla deformabilità alla rotazione della fondazione.</p>
δ_0	<p>Freccia verticale.</p>
δ_a	<p>Spostamento determinato dalla deformabilità dell'apparecchio d'appoggio, tenuto conto degli eventuali giochi e tolleranze negli apparecchi di appoggio fissi.</p>
δ_f	<p>Apertura delle fessure.</p>
δ_h	<p>Spostamento determinato dalla deformabilità alla traslazione orizzontale della fondazione.</p>
δ_i	<p>Freccia orizzontale.</p>
δ_i	<p>Generico spostamento della sommità della pila causato dalla forza orizzontale H.</p>
δ_p	<p>Spostamento determinato dalla deformabilità elastica della pila.</p>
$\delta_{din}(v)$	<p>Freccia verticale massima alla velocità v.</p>
δ_{stat}	<p>Freccia verticale massima in condizioni quasi statiche.</p>
$\Delta\sigma_{c,max}$	<p>Incremento massimo di tensione per la compressione causata nella rotaia dall'interazione binario-struttura.</p>
$\Delta\sigma_{t,max}$	<p>Incremento massimo di tensione per la trazione causata nella rotaia dall'interazione binario-struttura.</p>

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 11 di 202

ΔT	Variazione termica.
ϵ_{sm}	Deformazione media.
θ	Rotazione dell'impalcato sul piano verticale.
λ	Snellezza.
ρ_w	Percentuale di armatura di confinamento.
σ_c	Tensione di compressione nel calcestruzzo.
σ_s	Tensione nell'acciaio.
$\sigma_{c,adm}$	Tensione ammissibile nella rotaia (compressione).
$\sigma_{t,adm}$	Tensione ammissibile nella rotaia (trazione).
σ_{cj}	Tensione iniziale nel calcestruzzo a "j" giorni di maturazione.
σ_{sp}	Tensione di trazione a regime nelle armature di precompressione.
σ_{spi}	Tensione iniziale di trazione nelle armature di precompressione.
ϕ	Diametro esterno fili o trefoli, barre.
	Diametro bulloni.
ϕ_G	Diametro esterno guaina.
φ', φ''	Coefficienti per il calcolo del coefficiente φ_{reale} .
φ_{reale}	Coefficiente dinamico da applicare ai convogli reali.
$\varphi'_{reale,f}$	Coefficiente di incremento dinamico da valutare ove ci sia il rischio di risonanza o di vibrazioni eccessive (effetti flessionali).
$\varphi'_{reale,t}$	Coefficiente di incremento dinamico da valutare ove ci sia il rischio di risonanza o di vibrazioni eccessive (effetti torsionali).
Φ_2, Φ_3	Coefficiente dinamico da applicare ai modelli di carico.
ψ	Rapporto tra la massa complessiva della pila e quella dell'impalcato.
ψ_0	Coefficiente di combinazione per le verifiche allo stato limite ultimo e per le combinazioni rare allo SLE.
ψ_1	Coefficiente di combinazione per le combinazioni frequenti delle verifiche allo SLE.
ψ_2	Coefficiente di combinazione per le combinazioni quasi-permanenti delle verifiche allo SLE.
ψ_{oi}	Coefficiente atto a definire i valori delle azioni da assumersi per le combinazioni rare e per le verifiche allo stato limite ultimo.
ψ_{2i}	Coefficiente atto a definire i valori quasi-permanenti delle azioni assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 12 di 202

Ψ_{li}	Coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei.
A	Distanza di elementi strutturali rispetto all'asse del binario più vicino.
a_g	Distanza dall'asse del binario del generico ostacolo.
A_k	Valore caratteristico delle azioni eccezionali.
A_{sp}	Area della staffa circolare.
A_{sw}	Area totale delle staffe e/o delle spille in una direzione di confinamento.
A_{vmax}	Accelerazione verticale massima.
b	Dimensione del nucleo di calcestruzzo confinato perpendicolare alla direzione del confinamento, misurata fra i bracci delle armature più esterne.
b_v	Accelerazione verticale all'interno del veicolo (cassa).
c	Copriferro.
C_{eq}	Carbonio equivalente.
c_f	Somma dei contributi deformazionali.
D	Diametro nominale del palo.
D_{sp}	Diametro della staffa circolare.
e	Massima distanza fra l'asse della rotaia più esterna e l'asse dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale.
E_k	Azioni eccezionali.
f	Fattore di riduzione per il calcolo della forza centrifuga. Coefficiente di attrito dell'appoggio.
f_s	Coefficienti d'attrito degli apparecchi di appoggio mobili.
F_a	Azione associata alle resistenze parassite nei vincoli.
f_{cd}	Resistenza di progetto del calcestruzzo.
f_{ctk}	Resistenza caratteristica a trazione per flessione del calcestruzzo.
f_{cfm}	Resistenza media a flessione del calcestruzzo.
f_{ctm}	Resistenza media a trazione del calcestruzzo.
f_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo (su provino cilindrico).
f_{ckj}	Resistenza caratteristica a compressione del conglomerato dopo "j" giorni di stagionatura.
f_{ctk}	Resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale del calcestruzzo.
f_d	Coefficienti d'attrito degli apparecchi di appoggio mobili. Resistenza di calcolo.
f_f	Deformazione elastica dovuta al peso delle opere di finitura.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 13 di 202

f_p	Deformazione elastica dovuta al peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato.
f_r	Deformazione elastica dovuta agli effetti del ritiro della soletta ed agli effetti viscosi.
f_s	Indice di deformabilità della struttura mista sotto l'effetto dei sovraccarichi accidentali.
f_t	Prima frequenza torsionale
f_u	Resistenza a rottura dell'acciaio di carpenteria metallica.
f_{yd}	Resistenza di progetto dell'acciaio di carpenteria metallica.
f_y	Resistenza allo snervamento dell'acciaio di carpenteria metallica.
f_{yk}	Valore caratteristico della resistenza allo snervamento delle armature metalliche.
F_d	Valore di progetto della generica azione. Azione di progetto.
F	Resistenze parassite dei vincoli nel caso di travi continue.
F_K	Valore caratteristico della generica azione.
F_{wk}	Pressione caratteristica del vento.
G	Accelerazione di gravità.
G_k	Valore caratteristico delle azioni permanenti.
H	Forza orizzontale applicata sull'apparecchio di appoggio. Distanza del centro di rotazione dell'apparecchio d'appoggio da un elemento caratteristico della ferrovia.
H	Distanza del centro di rotazione dell'apparecchio d'appoggio dal piano del ferro. Altezza pile.
I_k	Valore caratteristico delle azioni indirette.
K	Rigidezza complessiva.
K_{max}/K_{min}	Valori estremi della rigidezza degli elementi della sottostruttura.
L_ϕ	Lunghezza caratteristica ai fini del calcolo dei coefficienti Φ_2, Φ_3 .
L_f	Lunghezza di influenza della parte curva di binario carico sul ponte ai fini del calcolo della forza centrifuga.
L_{med}	Luce media tra le campate poggianti sulla generica fondazione.
M_e	Momento massimo di esercizio.
M_f	Momento di fessurazione.
M_u	Momento ultimo nella generica sezione posta alla distanza h dalla sommità delle pile.
n_0	Frequenza propria del ponte.
N_s	Forza di trazione nel gambo delle viti conseguente al serraggio.
P_k	Valore caratteristico della forza di precompressione e degli effetti dei cedimenti. impressi.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 14 di 202

$P_f P_t$	Carichi flettenti e taglianti relativi ai treni di carico SW/0 e SW/2
Q	Resistenza allo scorrimento.
$Q_{1k} - q_{1k}$	Valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione.
Q_{ik}	Valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti.
$q_{ik} (i=1 \div 4)$	Valori caratteristici delle azioni aerodinamiche associate al transito dei convogli in superfici poste in prossimità del binario.
Q_k	Azioni variabili. Valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni.
$Q_{la,k}$	Valore caratteristico dell'azione di avviamento.
$Q_{lb,k}$	Valore caratteristico dell'azione di frenatura.
Q_{sk}	Valore caratteristico della forza laterale.
$Q_{tk} - q_{tk}$	Valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m].
Q_{vi}	Carichi verticali delle ruote di un medesimo asse.
Q_{vk}	Valore caratteristico del carico verticale concentrato dei modelli di carico principale.
q_{vk}	Valore caratteristico del carico verticale distribuito dei modelli di carico principale.
r	Raggio di curvatura [m].
R	Raggio di curvatura.
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo (su provino cubico).
R_d	Resistenza di progetto.
R_s	Resistenza massima nel caso di appoggi scorrevoli.
s	Interasse verticale tra le staffe (passo). Spessore dell'elemento di acciaio. Scartamento.
s_{rm}	Distanza media tra le fessure.
t	Spessore lamiera. Sghembo di binario.
T	Temperatura a cui eseguire la prova Charpy V (°C).
T_k	Valore caratteristico delle azioni dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali.
T_m	Temperatura minima di servizio (°C).
T_u	Taglio ultimo nella generica sezione posta alla distanza "h" dalla sommità.
v	Velocità di progetto [m/s].
V	Velocità di progetto [Km/h]. Reazione verticale dell'appoggio. Forza trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 15 di 202

V_0	Massima velocità di progetto della linea.
V_{cc}	Volume del calcestruzzo confinato di un tratto di pila di altezza pari all'interasse "s" fra le staffe.
V_g	Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti.
$V_{gh} - V_{gd}$	Reazioni degli appoggi mobili relativi alle sole azioni permanenti.
V_{max}	Velocità massima prevedibile per il ponte.
V_q	Reazione verticale massima associata ai carichi mobili verticali dinamizzati.
V_{set}	Volume complessivo delle armature di confinamento (staffe, spille, etc).
W_k	Valore caratteristico delle azioni del vento.
w_k	Valore caratteristico di apertura delle fessure nella zona di efficacia delle armature.
w_m	Valore medio di apertura delle fessure nella zona di efficacia delle armature.

2 - SIMBOLI PRESENTI NEGLI ALLEGATI

α_{vp1}	Coefficiente funzione della rigidità del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso.
α_{vs1}	Coefficiente funzione della rigidità del vincolo fornito dal sistema fondazione, spalla, appoggio fisso.
α_{hp1}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
α_{hp2}	Coefficiente funzione del rapporto tra la rigidità delle pile più rigide (k_{vp}) e quella delle pile intermedie (k_{vp}) ad esse adiacenti.
α_{hp3}	Coefficiente funzione del rapporto tra la rigidità della pila più rigida (k_{vp}) e il valore medio della rigidità delle due pile ad essa immediatamente adiacenti (k_{vp}).
α_{hp4}	Coefficiente funzione della luce delle campate dell'opera.
α_{hp5}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
α_{hs1}	Coefficiente funzione della luce del ponte.
α_{hs2}	Coefficiente funzione della rigidità vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso per unità di lunghezza della campata.
α_{hs3}	Coefficiente funzione della rigidità media del vincolo fornito dalle due pile immediatamente adiacenti.
α_{hs4}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
α_{hs5}	Coefficiente funzione del tipo di posa.
α_{tpi}	Come α_{tsi} ma riferiti alle caratteristiche della campata anomala.
α_{ts1}	Coefficiente funzione della variazione della temperatura dell'impalcato.
α_{ts2}	Coeff. funzione della rigidità vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 16 di 202

α_{ts3}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
β	$\sqrt{A_b E_b}$
δ_{yfo}	Spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso.
δ_{ymo}	Spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile.
$\phi^{(1)}(\underline{x})$	Vettore che indica il primo modo di vibrare del sistema.
Θ	Rotazione di estremità dell'impalcato sotto l'azione del treno di calcolo, tenuto conto dell'incremento dinamico.
ω_1	Pulsazione corrispondente alla prima frequenza del sistema.
A_b	Area della sezione del binario (2 rotaie).
a_g	Distanza del generico elemento dell'asse del binario ai fini del calcolo dell'azione aerodinamica.
E	Modulo di elasticità longitudinale.
E_b	Modulo elastico dell'acciaio delle rotaie.
f_1	Frequenza propria del ponte.
F_{hpi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima dovuta alle azioni longitudinali di frenatura e avvio.
F_{hpo}, F_{hp1}	Reazione vincoli fissi sulle pile per azioni di frenatura e avviamento.
F_{hs}	Reazione vincolo fisso sulla spalla.
F_{pi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima.
F_s	Reazione vincolo fisso sulla spalla per azioni di frenatura ed avviamento.
F_{tpi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima dovuta alle variazioni termiche.
F_{tp0}	Reazione vincoli fissi sulle pile intermedie.
$F_{tp0'}$	Reazione vincoli fissi sulle pile intermedie sulla campata anomala.
F_{tp1}	Reazione vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile.
F_{tp2}	Reazioni vincoli fissi sulla prima e sulla penultima pila.
F_{ts}	Reazione vincolo fisso sulla spalla dovuta alle variazioni termiche.
F_{vpi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima dovuta alle azioni da traffico.
F_{vp1}, F_{vp0}	Reazione vincolo fisso su pile dovute ai carichi verticali da traffico.
F_{vs}	Reazione vincolo fisso sulla spalla dovuta ai carichi verticali da traffico.
h_1	Smorzamento adimensionale rapportato al valore critico.
H	Distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'appoggio fisso.
k_1	Rigidezza modale

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 17 di 202

k_1 k_2 k_3 k_4 k_5	Coefficienti riduttivi delle azioni q_{ik} .
k_{vf}	Rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della struttura al di sotto del binario limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso.
k_{vm}	Rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della struttura al di sotto del binario limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile.
k_{vp}	Rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso.
k_{vp}'	Rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso della pila più rigida delle campate anomale.
k_{vp}''	Rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso, valore medio delle due pile adiacenti la pila più rigida.
k_{vs}	Rigidezza per unità di lunghezza (rigidezza dei vincoli fissi rappresentativi dei sistemi fondazione-spalla-appoggio divisa per la luce delle campate).
L	Lunghezza della campata.
L_Q	Lunghezza nella quale agiscono le forze di avviamento.
m_1	Massa modale relativa al primo modo di vibrare.
q_{A1d}, q_{A2d}	Azioni associate al deragliamento del convoglio.
Q	Resistenza del binario allo scorrimento longitudinale per unità di lunghezza.
q_f	Resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio fisso.
q_{ik}	Azioni aerodinamiche associate al transito dei convogli.
q_m	Resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio mobile.
Q_j	Generica componente lagrangiana.
$Q_{la,k}$	Forza di avviamento per unità di lunghezza.
$Q_{lb,k}$	Forza di frenatura per unità di lunghezza.
r_1	Smorzamento modale.
r_{c1}	Smorzamento critico del sistema.
X	Distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dall'asse neutro della sezione dell'impalcato (positiva se l'asse neutro è al di sotto del piano di regolamento del ballast e di posa della rotaia).

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 18 di 202

PARTE II

CAPITOLO 1 – AZIONI E CRITERI DI VERIFICA

1.1 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

1.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 del DM 14.1.2008, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del DM 14.1.2008, la vita nominale V_N delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella 1.1.1-1.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [ANNI] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Tab. 1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

1.1.2 CLASSI D'USO

Il DM 14.1.2008 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 19 di 202

evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso C_u .

Con riferimento alla classificazione di cui al punto 2.4.2 del DM 14.1.2008 anche alla luce del punto C.2.4.2. della relativa Circolare esplicativa del 2.2.2009 n. 617/C.S.LL.PP., la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella 1.1.2-1.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C_u]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITA' FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Tabella 1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Per la definizione delle infrastrutture ferroviarie strategiche ai sensi dell'Ordinanza OPCM n°3274 del 20/03/2003 si dovrà fare riferimento all'elenco delle linee e delle tratte ferroviarie riportato nell'allegato n.5 alla presente specifica.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 20 di 202

1.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI

1.2.1 TERMINOLOGIA

La terminologia adottata in questo documento è la medesima del DM 14.1.2008 al quale si rimanda integralmente ed in particolare:

- Per la classificazione delle azioni si rimanda al paragrafo 2.5.1 sotto riportato, nel quale le azioni vengono definite in base al modo di esplicarsi (par. 2.5.1.1), in base alla risposta strutturale (par. 2.5.1.2) e, infine, in base alla variazione della loro intensità nel tempo (par. 2.5.1.3).

“2.5.1.1 Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

- a) *dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;*
- b) *indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.*
- c) *degrado:*
 - *endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;*
 - *esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.*

2.5.1.2 Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- a) *statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;*
- b) *pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;*
- c) *dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.*

2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo;*

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 21 di 202

- *peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);*
 - *peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);*
 - *spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;*
 - *pretensione e precompressione (P);*
 - *ritiro e viscosità;*
 - *spostamenti differenziali;*
- b) variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:*
- *di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;*
 - *di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;*
- c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;*
- *incendi;*
 - *esplosioni;*
 - *urti ed impatti;*
- d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.”*
- Per la caratterizzazione delle azioni elementari si rimanda al paragrafo 2.5.2 del citato DM sotto riportato.

“2.5.2 Caratterizzazione delle azioni elementari

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 22 di 202

corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- *valore quasi permanente $\psi_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;*
- *valore frequente $\psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;*
- *valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.*

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.”

Per quanto non specificato in questo documento, si rinvia al vigente DM 14.1.2008 e alle relative Circolari esplicative.

1.3 AZIONI PERMANENTI

Il DM 14.01.2008 prevede che:

“5.2.2.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti che andranno considerate sono: pesi propri, carichi permanenti portati, spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.”

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 23 di 202

1.3.1 PESI PROPRI

Il peso proprio della struttura deve valutarsi sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi costituenti la medesima e dei pesi specifici dei diversi materiali.

1.3.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

Si riporta integralmente nel seguito il contenuto del par. 5.2.2.1.1 del DM 14.1.2008.

“5.2.2.1.1. Carichi permanenti portati

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell’armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18,0 kN/m³ applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paraballast, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0,80 m. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m³.

Nel caso di armamento senza massicciata andranno valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi, le azioni e gli ingombri associati all’introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi.”

Ad integrazione di quanto sopra si precisa che nei ponti in curva è possibile portare in conto il peso della massicciata assumendo per essa convenzionalmente un peso di volume di 20,0 KN/m³ ed un'altezza costante di 0.80m. Inoltre, salvo diverse indicazioni fornite dalla committenza per il progetto specifico, si dovrà assumere per il peso delle barriere antirumore un valore non inferiore a 4 KN/m² ed un'altezza delle stesse di 4 m misurati dall’estradosso della soletta.

1.3.3 ALTRE AZIONI PERMANENTI

1.3.3.1 SPINTA DELLE TERRE

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 24 di 202

La determinazione della spinta del terreno sulla struttura deve essere effettuata sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno stesso, con particolare riferimento all'eventuale presenza ed all'ubicazione, anche variabile, della falda acquifera. Nelle operazioni di verifica dovranno essere considerati i valori che danno luogo alle condizioni più sfavorevoli.

La determinazione di tale azione andrà fatta per tutte le diverse fasi costruttive delle opere d'arte.

1.3.3.2 SPINTA IDRAULICA

La determinazione di tale azione dovrà effettuarsi in funzione delle caratteristiche del corpo idrico interagente con la struttura in esame, con particolare riferimento alle variazioni di livello dell'acqua, alle variazioni dei regimi idraulici etc..

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 25 di 202

1.4 AZIONI VARIABILI

1.4.1 AZIONI VARIABILI VERTICALI

In questo paragrafo sono indicate le azioni verticali associate ai convogli ferroviari, per il tramite della definizione di modelli di carico. Per analogia alla modalità “classica” di definizione di queste azioni, adottata anche nelle norme internazionali, si definiscono dei modelli di carico “teorici”: LM71, SW/0 ed SW/2, e dei modelli convenzionali di carico di tipo “treno reale” definiti negli allegati 1.1, 1.2 e 1.3.

I modelli di carico “teorici” sono composti da carichi uniformemente distribuiti, di varia estensione; fra essi, il solo modello LM71 prevede, simultaneamente, la presenza di 4 carichi concentrati “assi”. I modelli di carico di tipo “treno reale” sono costituiti da carichi concentrati, variamente spaziati, che schematizzano la successione degli assi di convogli realmente o potenzialmente circolanti; ciascuno di essi è caratterizzato da una velocità massima e da una determinata lunghezza complessiva. I modelli di carico definiti nel seguito sono stati individuati in modo che i loro effetti, amplificati dai relativi coefficienti dinamici, definiti separatamente, siano rappresentativi dell’involuppo degli effetti prodotti dai treni realmente circolanti portando in conto gli effetti della velocità e delle eventuali imperfezioni della rotaia, delle ruote e del sistema di sospensione. Come vedremo nel seguito, nella progettazione di alcune tipologie di strutture è sufficiente considerare i soli modelli di carico “teorici”; per altre, occorrerà considerare anche i modelli di carico convenzionali di tipo “treno reale”.

Nella progettazione di interventi di miglioramento, velocizzazione, riclassificazione funzionale di opere esistenti, come pure per il progetto di ponti provvisori, potranno essere adottati modelli di carico diversi da quelli sopra indicati (e relativi coefficienti di incremento dinamico) forniti dal Gestore dell’Infrastruttura in funzione dei treni realmente circolanti sull’infrastruttura.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 26 di 202

1.4.1.1 Treni di carico

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due modelli di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (modello di carico LM71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (modello di carico SW). Per la loro puntuale definizione si rimanda ai contenuti dei paragrafi successivi.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente " α " che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Tab 1.4.1.1-1 Coefficiente " α "

1.4.1.2 MODELLI DI CARICO LM71 E SW

Per la definizione di questi modelli di carico si riportano di seguito i par. 5.2.2.3.1.1 e 5.2.2.3.1.2 del DM 14.1.2008 ⁽¹⁾.

"5.2.2.3.1.1. Treno di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 5.2.1 e risulta costituito da:

- ***quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;***
- ***carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.***

⁽¹⁾ Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti α di cui alla tabella 1.4.1.1-1 per i carichi relativi a ciascun modello.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 27 di 202

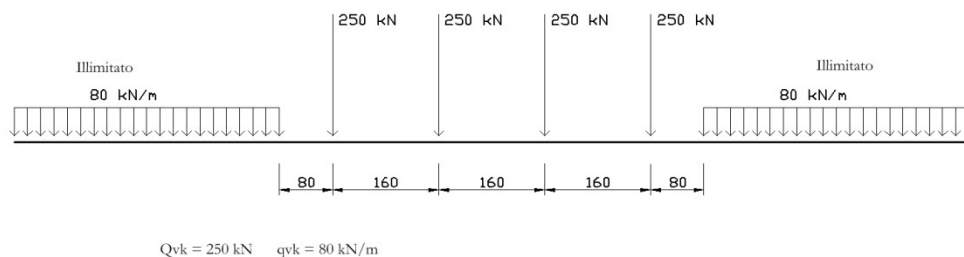


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse:

$$Q_{V2}/Q_{V1}=1,25 \quad (5.2.1)$$

essendo Q_{V1} e Q_{V2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato. Questa operazione di segmentazione non va effettuata per i successivi modelli di carico SW che devono essere considerati sempre agenti per tutta la loro estensione.”

“5.2.2.3.1.2. Treno di carico SW



Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 28 di 202

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 5.2.2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71). Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.”

Tipo di carico	Qvk [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

1.4.1.3 TRENO SCARICO

Per la definizione di questo modello di carico si rimanda al par. 5.2.2.3.1.3 del DM 14.1.2008 che si riporta nel seguito.

“5.2.2.3.1.3 Treno scarico

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato “Treno Scarico” rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.”

1.4.1.4 RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

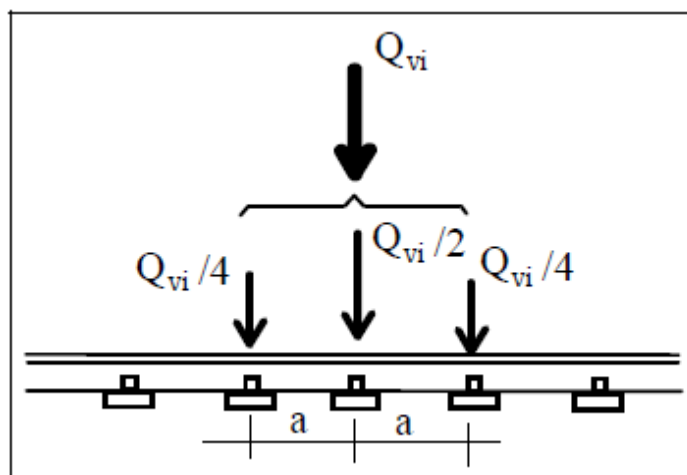
Per la definizione della ripartizione dei carichi si rimanda al par. 5.2.2.3.1.4 del DM 14.1.2008 che si riporta nel seguito.

“5.2.2.3.1.4 Ripartizione locale dei carichi

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 29 di 202

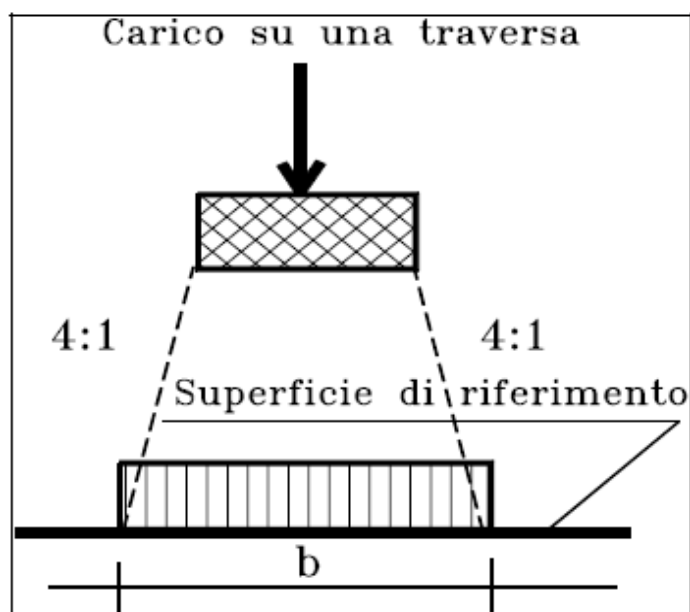
Un carico assiale Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 5.2.3).



Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 5.2.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast.



	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 30 di 202

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettifilo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.5.

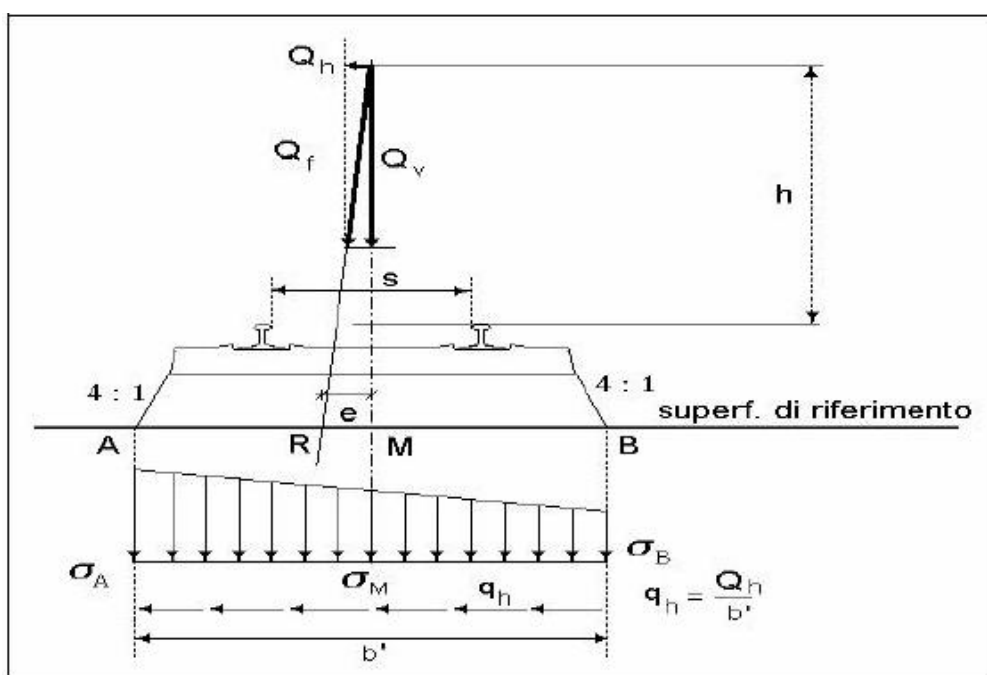


Fig. 5.2.5

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovrizzo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.6.”

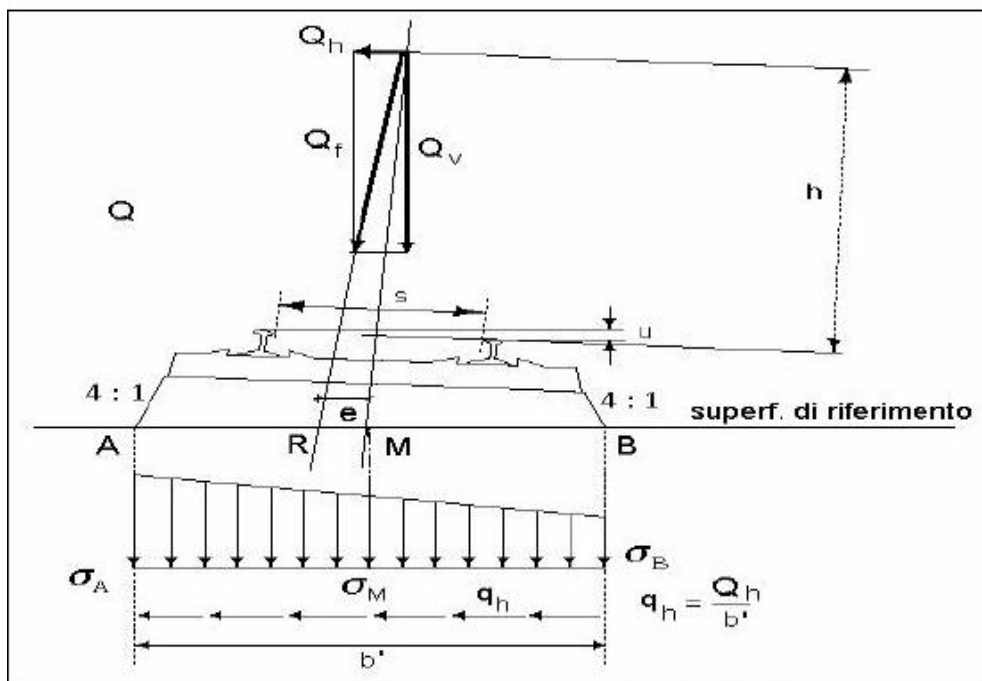


Fig.5.2.6

1.4.1.5 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI VERTICALI PER I RILEVATI A TERGO DELLE SPALLE

Per la definizione della distribuzione dei carichi verticali a tergo delle spalle si rimanda al par. 5.2.2.3.1.5 del DM 14.1.2008 che si riporta nel seguito.

“5.2.2.3.1.5 Distribuzione dei carichi a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.”

1.4.1.6 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

Per la definizione dei carichi sui marciapiedi si rimanda al par. 5.2.2.3.2 del DM 14.1.2008 che si riporta nel seguito.

“5.2.2.3.2 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 32 di 202

deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.”

1.4.2 EFFETTI DINAMICI

1.4.2.1 GENERALITÀ

Nel seguito sono da intendersi richiamati integralmente i contenuti del par. 5.2.2.3.3 del DM 14.1.2008 i quali sono integrati da ulteriori considerazioni tecniche necessarie per l'allineamento alle norme europee.

Le sollecitazioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico devono essere incrementate per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. In particolare, occorre considerare i seguenti aspetti:

- le rapide variazioni di carico determinate dalla velocità di transito dei convogli e gli effetti inerziali indotti sulla struttura;
- le variazioni degli effetti dei carichi assiali risultanti dalle irregolarità della via e delle ruote.

Il passaggio ripetuto di carichi spazati ad interassi approssimativamente costanti possono eccitare la struttura e creare fenomeni di risonanza ove la frequenza dell'azione eccitante è prossima alla frequenza propria della struttura.

Nei calcoli strutturali (valutazione di deformazioni, sollecitazioni, etc.) tali aspetti devono essere portati in conto, secondo le modalità specificate nel seguito.

Un elemento essenziale per comprendere il processo di calcolo e verifica degli effetti dinamici è costituito dal diagramma di flusso di cui al paragrafo 1.4.2.4.

1.4.2.2 FATTORI CHE INFLUENZANO GLI EFFETTI DINAMICI

I principali fattori che influenzano il comportamento dinamico sono i seguenti:

- la velocità del convoglio che percorre il ponte,
- la luce L dell'elemento e la lunghezza della linea di influenza degli spostamenti dell'elemento considerato,
- la massa della struttura,

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 33 di 202

- la frequenza naturale dell'intera struttura e dell'elemento pertinente della struttura e le associate forme modali (modi di vibrare),
- il numero degli assali, i carichi dell'assale e l'interasse fra gli assali,
- lo smorzamento della struttura,
- le irregolarità verticali del binario,
- la massa ammortizzata e non ammortizzata e le caratteristiche delle sospensioni del veicolo,
- le imperfezioni del veicolo (appiattimenti delle ruote, ovalizzazione delle ruote, difetti delle sospensioni, etc.),
- le caratteristiche dinamiche del binario (ballast, traversine, componenti del binario, etc.).

Questi fattori sono portati in conto dai requisiti indicati al paragrafo 1.4.2.6.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 34 di 202

1.4.2.3 REGOLE GENERALI DI PROGETTO

Deve essere eseguita un'analisi statica con i modelli di carico definiti in 1.4.1.2.-1.4.1.3. moltiplicati per il coefficiente di incremento dinamico Φ definito in 1.4.2.5 e per α in accordo con 1.4.1.1.

In taluni casi può essere richiesta anche un'analisi dinamica come specificato nel paragrafo 1.4.2.4.

Nel caso in cui sia richiesta un'analisi dinamica:

- le condizioni e combinazioni di carico per l'analisi dinamica devono essere in accordo con 1.4.2.6.1.2.;
- deve essere controllata la massima accelerazione di picco dell'impalcato (A_{vmax}) in accordo con 1.4.2.6.5.;
- i risultati dell'analisi dinamica devono essere confrontati con i risultati dell'analisi statica secondo quanto indicato nel successivo paragrafo 1.4.2.6.

Le limitazioni indicate per gli effetti dinamici nel punto 1.4.2.6 sono valide per velocità dei treni reali non superiori a 350 Km/h.

Per tipologie non convenzionali (difforni da quelle in uso in ambito Rete Ferroviaria Italiana, etc.), il Gestore dell'Infrastruttura potrà richiedere analisi dinamiche più complesse di quelle previste nella presente specifica.

1.4.2.4 REQUISITI PER L'ANALISI STATICA O DINAMICA

I requisiti per determinare se è richiesta una analisi statica o dinamica sono indicati in figura 1.4.2.4-1, dove:

- V è la massima velocità della linea [km/h];
- L è la luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a L_{Φ} per ponti continui [m] essendo L_{Φ} definito al par.1.4.2.5.3.;
- n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz];
- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 35 di 202

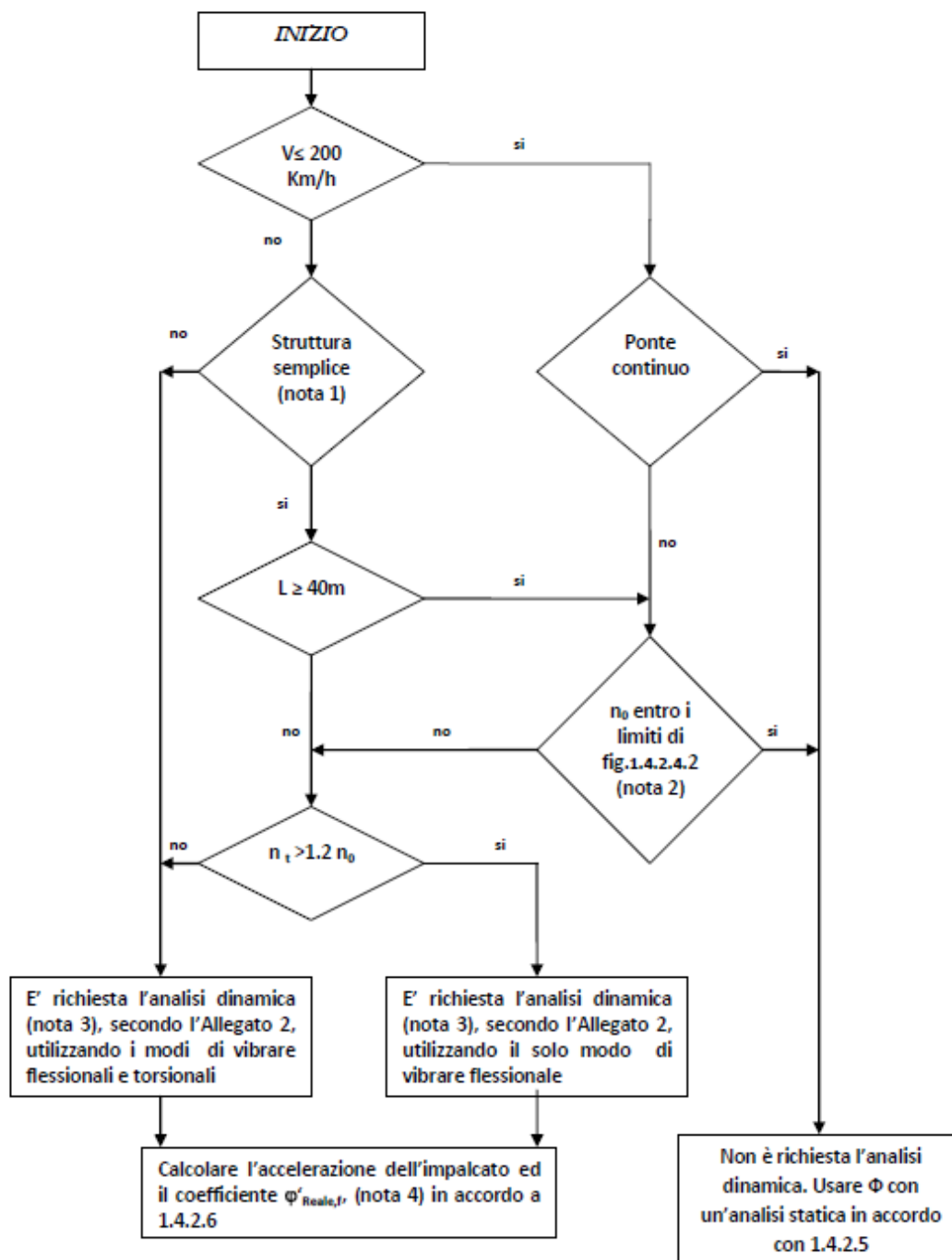


Fig. 1.4.2.4-1- Diagramma di flusso per determinare se è richiesta l'analisi dinamica

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 36 di 202

Per una trave semplicemente appoggiata la prima frequenza flessionale e la prima torsionale possono valutarsi con le formule:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_o}} \text{ [Hz]}; \quad n_T = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{GJ_p}{m\rho^2}} \text{ [Hz]}$$

dove:

- $\delta_o^{(2)}$ rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzzeria e dovuta alle azioni permanenti;
- GJ_p è la rigidezza torsionale della sezione trasversale;
- m è la massa per unità di lunghezza media del ponte;
- Q è il raggio giratorio.

Nota 1

Si intendono strutture semplici i ponti semplicemente appoggiati o continui che possono essere modellati come travi lineari o con comportamento a piastra semplice, con trascurabili effetti di obliquità, su appoggi rigidi.

⁽²⁾ Per ponti in calcestruzzo δ_o deve calcolarsi impiegando il modulo elastico a breve termine, in accordo con un periodo di carico del ponte dello stesso ordine di grandezza del periodo fondamentale.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 37 di 202

Nota 2

Il limite superiore di n_0 è caratterizzato da:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (1.4.2.4.1)$$

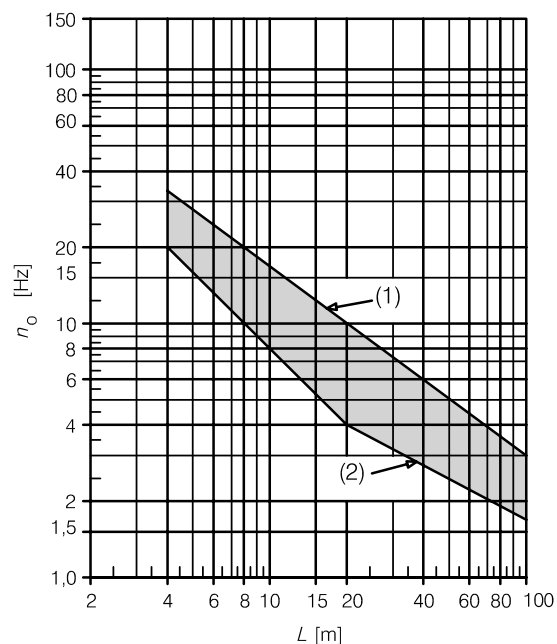
ed il limite inferiore è dato da:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$$

$$n_0 = 23,58L^{-0,592} \quad \text{per } 20\text{m} < L \leq 100\text{m} \quad (1.4.2.4.2)$$

dove:

- n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte
- L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio oppure L_Φ per ponti continui.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Fig. 1.4.2.4-2 – Limiti della frequenza naturale del ponte n_0 [Hz] in funzione di L [m]

Nota 3

I treni reali da utilizzare per l'analisi dinamica sono riportati nell'allegato 1.1. Per le linee interoperabili A.V. devono essere utilizzati anche i treni HSLM (High Speed Load Model) riportati in Allegato 1.3.

In casi particolari il Gestore dell'Infrastruttura potrà prescrivere l'analisi dinamica anche con altri tipi di treni reali.

Nota 4

$\varphi'_{\text{Reale},f}$ è il coefficiente dinamico dei treni reali da determinare come indicato in 1.4.2.6.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 38 di 202

1.4.2.5 COEFFICIENTI DINAMICI Φ ($\Phi_2 - \Phi_3$)

1.4.2.5.1 CAMPO DI APPLICAZIONE

I coefficienti dinamici Φ si applicano ai modelli di carico teorici LM71, SW/0 e SW/2 e tengono in conto le amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, e le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati.

1.4.2.5.2 DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI INCREMENTO DINAMICO

Si riporta di seguito parte del contenuto del par. 5.2.2.3.3 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti.

“5.2.2.3.3 Effetti dinamici

I coefficienti di incremento dinamico Φ che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo (quali ad esempio linee A.V./A.C.):

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (5.2.6)$$

(b) per linee con normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (5.2.7)$$

dove L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab.

1.4.2.5.3-1.

Salvo diverse indicazioni dal Gestore dell'Infrastruttura, per le linee diverse dall'A.V./A.C. si utilizza Φ_2 .

I coefficienti di incremento dinamico sono stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza L_ϕ permette di estendere l'uso di questi coefficienti ad altre tipologie strutturali.

Ove le sollecitazioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 39 di 202

calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica L_ϕ appropriata.

Tale coefficiente dinamico Φ non dovrà essere usato con i seguenti carichi:

- Modelli di carico “treni reali” per analisi dinamiche (Allegato 1.1),
- Modelli di carico “treni reali” per analisi a fatica di strutture metalliche (Allegato 1.2),
- Modello di carico “treni reali” HSLM per linee AV/AC per analisi dinamiche (Allegato 1.3),
- Modello di carico “treno scarico” (1.4.1.3).

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico β (inserito per tener conto del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento), variabile esclusivamente in ragione della lunghezza caratteristica L_ϕ dell'elemento, dato da:

$$\begin{aligned}\beta &= 1.0 \text{ per } L_\phi \leq 8 \text{ m ed } L_\phi > 90 \text{ m} \\ \beta &= 1.1 \text{ per } 8 \text{ m} < L_\phi \leq 90 \text{ m}.\end{aligned}$$

Coefficienti dinamici ridotti

Nei casi di ponti ad arco o scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura "h" maggiore di 1.0 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{(2,3),\text{rid}} = \Phi_{(2,3)} - \frac{h - 1.00}{10} \geq 1.0 \quad (5.2.8)$$

dove h, in metri, è l'altezza della copertura, incluso il ballast, dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse (per i ponti ad arco, dall'estradosso della chiave).

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2.50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.”

Coefficienti dinamici reali

Nei casi in cui non sia richiesta l'analisi dinamica e si debba prendere in considerazione l'amplificazione dinamica per modelli di carico “treno reale” o per modelli di carico forniti dal Gestore dell'Infrastruttura in funzione dei treni realmente circolanti, transitanti sul ponte a velocità v (in m/sec), i carichi dovuti al convoglio verranno moltiplicati per il seguente coefficiente dinamico

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 40 di 202

"reale":

$$\varphi_{\text{reale}} = 1 + \varphi' + \varphi''^*$$

dove:

$$\varphi''^* = \varphi'' \quad \text{per linee con normale standard manutentivo} \quad (1.4.2.5.2.1)$$

oppure

$$\varphi''^* = 0.5 \varphi'' \quad \text{per linee con elevato standard manutentivo} \quad (1.4.2.5.2.2)$$

In mancanza di diverse indicazioni specifiche da parte del Gestore dell'Infrastruttura, per linee diverse da quelle A.V./A.C., si applicherà:

$$\varphi''^* = \varphi''$$

con:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad \text{per } K < 0,76 \quad (1.4.2.5.2.3)$$

oppure

$$\varphi' = 1,325 \quad \text{per } K \geq 0,76 \quad (1.4.2.5.2.4)$$

$$\text{dove: } K = v / (2 L_{\phi} \times n_0)$$

$$(1.4.2.5.2.5)$$

e

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{20}\right)^2} \right] \quad (1.4.2.5.2.6)$$

$$\varphi'' \geq 0$$

$$\text{con:} \quad \alpha = v / 22 \quad \text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \quad (1.4.2.5.2.7)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{se } v > 22 \text{ m/s}$$

dove:

v è la massima velocità permessa del veicolo [m/s];

n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz];

L_{ϕ} è la lunghezza caratteristica [m] in accordo con 1.4.2.5.3;

α è un coefficiente che tiene conto della velocità.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 41 di 202

Di regola, il calcolo di φ_{reale} viene fatto per un ponte con frequenza nota; in mancanza di tale informazione il calcolo di φ_{reale} andrà condotto sia per il limite superiore che per quello inferiore di n_0 e andrà assunto il valore più sfavorevole.

I limiti superiori ed inferiori per le frequenze proprie possono essere ricavati dalla figura 1.4.2.4-2. in funzione di L_ϕ che in figura è indicata con L.

1.4.2.5.3 DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA L_ϕ

Le lunghezze caratteristiche L_ϕ da utilizzare sono fornite nella tabella 1.4.2.5.3-1 seguente.

Se nella tabella 1.4.2.5.3-1 non è specificato il valore di L_ϕ si raccomanda che la lunghezza caratteristica sia assunta pari alla lunghezza della linea di influenza dello spostamento dell'elemento considerato.

Se le sollecitazioni risultanti in un elemento strutturale dipendono da effetti diversi, ognuno dei quali relativi a comportamenti strutturali separati, si raccomanda che ogni effetto sia calcolato usando la lunghezza caratteristica appropriata.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 42 di 202

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)		
1	Piastra con nervature longitudinali e trasversali o solo longitudinali	
	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.2 Nervature longitudinali (comprese le mensole fino a 0.50 m) ⁽³⁾ ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali intermedie	2 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.4 Travi trasversali di estremità	caso più sfavorevole tra: - 2 volte la lunghezza delle travi trasversali. - 3.6 m
2	Piastre con sole nervature trasversali	
	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la lunghezza delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	caso più sfavorevole tra: - lunghezza delle travi trasversali - 3.6 m
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)		
3	3.1 Sostegni per rotaie (longherine)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	- come elemento di un grigliato	
	- come elemento semplicemente appoggiato	distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola)	caso più sfavorevole tra:
	per travi trasversali di estremità	- 3.6 m
	3.3 Travi trasversali intermedie	- $\Phi_3=2.0$
	3.4 Travi trasversali d'estremità	2 volte la luce delle travi trasversali caso più sfavorevole tra: - lunghezza della trave trasversale - 3.6 m

Tabella 1.4.2.5.3-1 - Lunghezza caratteristica L_{ϕ}

(continua)

⁽³⁾ In generale, tutte le mensole di aggetto a filo superiore a 0.50 m sottoposte a carichi ferroviari richiedono uno studio dinamico particolare secondo le disposizioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 43 di 202

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
IMPALCATO DI PONTE IN CLS CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)		
4	<p>4.1 Solette superiori di impalcati a sezione scatolare o a graticcio di travi.</p> <ul style="list-style-type: none"> - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale <p>- travi trasversali</p> <p>- mensole trasversali supportanti carichi ferroviari, consentite solo se “e” ≤ 0.50 m, essendo “e” la massima distanza fra l'asse della rotaia più esterna e l'asse dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale. Se e > 0.50 m occorre uno studio specifico.</p> <p>4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)</p> <p>4.3 Solette per ponti a via inferiore:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ordinate perpendicolarmente alle travi principali - ordinate parallelamente alle travi principali <p>4.4 Impalcati a travi incorporate tessute ortogonalmente all'asse del binario</p> <p>4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)</p> <p>4.6 Travi trasversali di estremità o travi di regolazione</p>	<p>3 volte la luce della soletta</p> <p>3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale</p> <p>2 volte la luce delle travi trasversali</p> <p>3 volte la distanza fra le due anime della struttura principale longitudinale</p> <p>2 volte l'interasse delle travi trasversali</p> <p>2 volte la luce della soletta</p> <p>2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali</p> <p>2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale</p> <p>per e ≤ 0.5 m: caso più sfavorevole tra</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\Phi_2 = 1.67$ - 3.6 m <p>per e > 0.5 m:</p> <ul style="list-style-type: none"> - vedere (4.1) <p>3.6 m</p>

Tabella 1.4.2.5.3-1 Lunghezza caratteristica L_{ϕ}

(continua)

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 44 di 202

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{Φ}
TRAVI PRINCIPALI		
5	<p>5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)</p> <p>5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$</p> <p>5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple</p> <p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera ≤ 5.0 m e luce Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo pari a 0.9, da applicare al coefficiente Φ.</p> <p>5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata archi senza riempimento.</p> <p>5.6 Archi e serie di archi con riempimento</p> <p>5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)</p>	<p>Luce nella direzione delle travi principali</p> <p>$L_{\Phi} = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1.2 - 1.3 - 1.4 - 1.5$</p> <p>da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)</p> <p>$\Phi_2 = 1.20 = \Phi_3 = 1.35$</p> <p>metà della luce libera</p> <p>due volte la luce libera</p> <p>4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione</p>
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	<p>6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$</p> <p>6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione</p>	<p>Somma delle lunghezze delle campate adiacenti alla pila</p> <p>Lunghezza degli elementi sostenuti</p>

Tabella 1.4.2.5.3-1 - Lunghezza caratteristica L_{Φ}

1.4.2.6 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELL'ANALISI DINAMICA E VERIFICHE

Nel caso sia necessaria un'analisi dinamica si procederà secondo il metodo indicato nell'Allegato 2, considerando velocità variabili dalla minima $V \leq 20$ Km/h (velocità quasi statica) alla massima prevedibile per il ponte che, per questi aspetti, può assumersi pari a $V_{\max} = 1,2 \cdot V_o$ (ove V_o è la

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 45 di 202

massima velocità di progetto della linea). Effettuate dette analisi, in funzione delle diverse velocità di transito V , dovranno riportarsi in grafico le seguenti grandezze:

1) Il rapporto $\varphi'_{\text{Reale},f}(V)$ così definito:

$$\varphi'_{\text{Reale},f}(V) = \left| \frac{\delta_{\text{din}}(V)}{\delta_{\text{stat}}} \right| \quad (1.4.2.6.1)$$

ove: $\delta_{\text{din}}(V)$ e δ_{stat} rappresentano rispettivamente la freccia massima del ponte alla generica velocità V di transito e la freccia massima calcolata con i modelli di carico “treni reali” in condizioni quasi statiche.

2) L'accelerazione verticale massima AV_{max} dell'impalcato alla generica velocità V .

Il valore massimo di tale parametro dovrà rispettare i seguenti limiti:

$$AV_{\text{max}} \leq 3,5 \text{ m/sec}^2 \quad \text{nel campo di frequenze tra 0 e 30 Hz}$$

Si precisa che la verifica della massima accelerazione di picco deve essere considerata un requisito per la sicurezza del traffico in quanto necessaria a prevenire l'instabilità del binario per decompattazione del ballast.

L'equazione (1.4.2.6.1) deve essere utilizzata per ricavare l'incremento dinamico massimo:

$$\varphi'_{\text{Reale},f} = \max \left| \frac{\delta_{\text{din}}}{\delta_{\text{stat}}} \right| \quad (1.4.2.6.2)$$

Il massimo $\varphi'_{\text{Reale},f}$, sommato al corrispondente φ^{**} di cui al par. 1.4.2.5.2 in funzione dello standard manutentivo della linea, verrà assunto come incremento dinamico per modello di carico “treno reale”;

Dovrà essere garantito che:

$$(\varphi'_{\text{Reale},f} + \varphi^{**}) \cdot \begin{pmatrix} HSLM \\ \text{oppure} \\ RT \end{pmatrix} \leq \Phi \cdot \begin{pmatrix} \alpha \cdot LM 71'' + \alpha \cdot SW / 0 \\ \text{oppure} \\ SW / 2 \end{pmatrix} \quad (1.4.2.6.3)$$

dove:

HSLM è il modello di carico di “treno reale” per linee ad alta velocità definito in allegato 1.3;

RT è il carico dovuto a tutti i treni reali definiti nell'allegato 1.1;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 46 di 202

(LM71"+SW/0) rappresenta il modello di carico più sfavorevole fra i due modelli;

φ''^* è l'incremento delle sollecitazioni e deformazioni dinamiche (tensioni, inflessioni, accelerazioni dell'impalcato del ponte, ecc) dovuto ai difetti del binario e alle imperfezioni della ruota. Tale valore, in accordo con l'equazione (1.4.2.5.2.6), può essere assunto pari a:

- $\varphi''/2$ per le linee ad elevato standard manutentivo,
- φ'' per le linee di standard manutentivo normale;

Φ è il coefficiente di incremento dinamico definito in 1.4.2.5.

1.4.2.6.1 CARICHI E COMBINAZIONI DEI CARICHI

Per il calcolo delle masse associate con i pesi propri ed i permanenti portati (ballast, etc.) relativi alle analisi dinamiche si utilizzano i valori nominali di densità.

Per l'analisi dinamica del ponte, di norma deve essere considerato un solo binario caricato, in accordo alla Tabella 1.4.2.6.1.2-1.

I coefficienti di sicurezza parziali non devono essere applicati ai carichi nella valutazione delle accelerazioni dell'impalcato del ponte.

Numero di binari sul ponte	Binario caricato	Carico per l'analisi dinamica
1	Uno	Ogni treno reale ed il modello di carico HSLM (per le linee con $V \geq 250$ km/h) viaggiante nella(e) direzione(i) di percorrenza permessa(e).
2 (Treni viaggianti di norma in direzioni opposte)	Uno dei due binari	Ogni treno reale ed il modello di carico HSLM (per le linee con $V \geq 250$ km/h) viaggiante nella(e) direzione(i) di percorrenza permessa(e).
	Altro binario	Nessuno.

Tabella 1.4.2.6.1.2-1 – Riepilogo dei casi di carico aggiuntivi in funzione del numero dei binari sul ponte

1.4.2.6.2 VELOCITÀ DA CONSIDERARE

Per ogni modello di “treno reale” e per il modello di carico HSLM devono essere considerate una serie di velocità, dalla minima $V \leq 20$ Km/h (velocità quasi statica) fino alla massima velocità di

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 47 di 202

progetto del ponte, ovvero, se minore, alla massima velocità indicata per il modello di carico “treno reale” incrementata del 20%. La massima velocità di progetto deve generalmente essere $1,2 \times$ la massima velocità della linea; tali analisi dovranno effettuarsi considerando incrementi di velocità non superiori a 10 Km/h. In corrispondenza delle velocità di risonanza si raccomanda che siano considerati intervalli di velocità più ravvicinati.

1.4.2.6.3 PARAMETRI DA CONSIDERARE

1.4.2.6.3.1 Smorzamento strutturale

La risposta della struttura nei confronti delle azioni dinamiche che possono produrre fenomeni di risonanza è strettamente correlata allo smorzamento.

Nelle analisi dinamiche devono essere utilizzati i valori di smorzamento riportati in Tabella 1.4.2.6.3.1-1.

Tipologia di ponte	ζ [%] Smorzamento adimensionale rispetto al critico
Ponti con attacco diretto	1.5
Ponti con armamento su ballast	4

Tabella 1.4.2.6.3.1-1– Valori di smorzamento da considerare nel progetto

1.4.2.6.3.2 Massa del ponte

Per l'analisi dinamica deve essere considerata la massa della struttura (inclusi il ballast ed il binario). In particolare la densità del ballast, comprensiva dell'armamento e della impermeabilizzazione, può essere presa pari a 18 kN/m³ per i ponti in rettilineo e 20 kN/m³ per quelli in curva (vedere par. 1.3.2).

I valori di densità dei materiali saranno presi dalle normative vigenti.

1.4.2.6.3.3 Rigidezza del ponte

La rigidezza dell'intera struttura e degli elementi della stessa deve essere valutata in accordo con le normative vigenti.

1.4.2.6.4 MODELLAZIONE DELLA FORZANTE E COMPORTAMENTO DINAMICO DELLA STRUTTURA

Quando rilevanti, le tecniche di analisi devono tenere conto dei seguenti comportamenti dinamici

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 48 di 202

della struttura:

- l'interazione fra modi flessionali e torsionali;
- il comportamento di elementi locali di impalcato (solette sottili e telai trasversali di ponti a via inferiore o tralicciati);
- il comportamento obliquo delle piastre, etc.

La rappresentazione di ogni assale attraverso una singola forza concentrata tende a sovrastimare gli effetti dinamici per lunghezze di carico inferiori a 10 m. In questi casi possono essere presi in conto gli effetti di distribuzione dei carichi dovute alle rotaie, alle traversine e al ballast.

1.4.3 FORZE ORIZZONTALI

1.4.3.1 FORZA CENTRIFUGA

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.2.4.1 del DM 14.1.2008 con le integrazioni e i chiarimenti.

“5.2.2.4.1 Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

Q_{tk}- q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk}- q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 49 di 202

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio r dovrà essere assunto un valore pari al più piccolo raggio di curvatura reale che interessa la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_r}} \right) \right]$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_r di binario carico.

dove:

L_r = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 120$ km/h o $L_r \leq 2,88$ m;

$f < 1$ per $120 \leq V \leq 300$ km/h e $L_r > 2,88$ m;

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ km/h.

Per il modello di carico LM71 e per velocità di progetto superiori ai 120 km/h, saranno considerati due casi:

(a) Modello di carico LM71 e forza centrifuga per $V = 120$ km/h in accordo con le formule precedenti dove $f = 1$;

(b) Modello di carico LM71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi)."

Per i modelli di carico LM71 e SW/0 l'azione centrifuga si dovrà determinare partendo dall'espressione generale $Q_{tk} = V^2 (f \times \alpha Q_{vk}) / (127 \times R)$ associando i valori di V , α , e f in base al contenuto della tabella 1.4.3.1-1 seguente.

Per quanto riguarda il modello di carico SW/2 si deve assumere: una velocità V non superiore a 100

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 50 di 202

km/h, un valore di f pari ad 1 ed il valore di α pari a 1.0.

Per tipi di traffico particolare (quali container a doppio livello) il valore della quota di applicazione della forza centrifuga rispetto al P.F. potrà essere incrementata in base alle indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura.

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	1 x 1 x SW/2	Φ x 1 x SW/2
	< 100	V	1	1	1 x 1 x SW/2	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	1 x f x (LM71"++SW/0)	Φ x 1 x 1 x (LM71"++SW/0)
		120	α	1	α x 1 x (LM71"++SW/0)	Φ x α x 1 x (LM71"++SW/0)
	≤ 120	V	α	1	α x 1 x (LM71"++SW/0)	

Tab. 1.4.3.1-1 - Parametri per determinazione della forza centrifuga

1.4.3.2 AZIONE LATERALE (SERPEGGIO)

Si riporta di seguito, integralmente, il contenuto del par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2008.

“5.2.2.4.2 Azione laterale (serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α (se $\alpha>1$), ma non per il coefficiente di incremento dinamico.

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.”

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 51 di 202

1.4.3.3 AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 con le integrazioni.

“5.2.2.4.3 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN per modelli di carico LM71, SW/0, SW/2}$$

frenatura:

$$Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN per modelli di carico LM71, SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L[\text{m}] \text{ per modelli di carico SW/2}$$

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali (per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 5.2.2 e con la Tab 5.2.I).

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 52 di 202

- *un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;*
- *altri eventuali binari privi di forze orizzontali.*

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti di frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.”

La forza di avviamento si considererà applicata nei primi 30.3 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m. Per ponti di lunghezza maggiore di 300m il Gestore dell'Infrastruttura fornirà specifiche indicazioni circa la lunghezza di ponte su cui applicare l'azione di frenatura. Per quanto riguarda i modelli di carico SW, l'azione di avviamento potrà essere considerata ripartita lungo una parte del treno per una lunghezza corrispondente al raggiungimento del massimo valore della risultante (1000 kN).

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

1.4.4 AZIONI CLIMATICHE

1.4.4.1 TEMPERATURA

1.4.4.1.1 VARIAZIONI TERMICHE DELLA STRUTTURA

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.2.5.2 del DM 14.1.2008.

“5.2.2.5.2 Temperatura

Le azioni della temperatura sono definite al § 3.5 delle Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Qualora non si reputi di eseguire uno studio termodinamico degli effetti della temperatura, in via approssimata, essenzialmente per la valutazione delle deformazioni e/o degli stati

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 53 di 202

tensionali delle strutture correnti, possono assumersi i seguenti campi di variazione termica per la struttura.

a) variazione termica uniforme volumetrica

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media del sito, in mancanza di studi approfonditi sono da assumersi pari a:

- *Impalcato in calcestruzzo, c.a. e c.a.p. $DT = \pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$*
- *Impalcato in struttura mista acciaio - calcestruzzo $DT = \pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$*
- *Impalcato con strutture in acciaio ed armamento su ballast $DT = \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$*
- *Impalcato con strutture in acciaio ed armamento diretto $DT = \pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$*
- *Strutture in calcestruzzo $DT = \pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$*

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50 % per tutte le tipologie di impalcato.

b) variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nel caso di impalcati a cassone in calcestruzzo, andrà considerata una differenza di temperatura di $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Anche per le pile si dovrà tenere conto degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziale.

Per le usuali tipologie di pile cave, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte:

- *differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ (con interno più caldo dell'esterno o viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;*
- *ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa*

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 54 di 202

deformazione da ritiro. Conseguentemente a tale situazione si potrà considerare un valore di ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad 1/3 di quello misurato;

- *variazione termica uniforme tra fusto, pila e zattera interrata pari a 5 °C (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a 5 volte lo spessore della parete della pila.*

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10 °C. Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nell'altro...."

1.4.4.1.2 VARIAZIONI TERMICHE DEL BINARIO

Si richiama il contenuto del par. 5.2.2.5.2 del DM 14.1.2008.

"5.2.2.5.2 Temperatura

...Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- *in assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluyente ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi e delle tensioni aggiuntive nelle rotaie e non generando essa scorrimenti relativi binario-impalcato;*
- *in presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a +30 °C e -40 °C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcati in c.a.p. o misti in acciaio calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella*

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 55 di 202

rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.”

1.4.4.2 VENTO

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.2.5.1 del DM 14.1.2008 con le integrazioni e i chiarimenti riportati nel seguito.

“5.2.2.5.1 Azione del vento

Le azioni del vento sono definite al § 3.3 delle Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione sia come effetto statico che dinamico. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4 m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.”

Le verifiche, sui vari elementi strutturali, andranno eseguite sia in presenza che in assenza delle barriere antirumore, considerando la loro altezza effettiva se disponibile o un'altezza convenzionale di 4.0m misurati dall'estradosso della soletta qualora le barriere non siano previste al momento della redazione del progetto del ponte.

1.4.4.3 NEVE

Ove significativo, limitatamente alle fasi di costruzione del ponte, dovrà considerarsi un carico da neve il cui valore caratteristico sarà assunto concordemente con il vigente DM 14.1.2008.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 56 di 202

1.4.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

1.4.5.1 GENERALITÀ

Si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.2.6 del DM 14.1.2008 con le integrazioni e i chiarimenti.

“5.2.2.6 Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si dovrà tenere conto degli effetti di interazione tra binario e struttura che inducono forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione - pila - apparecchio di appoggio, fondazione - spalla - apparecchio di appoggio) e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco).

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, ecc.) e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato).

Devono essere considerati 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.*

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere presi in conto, ove rilevanti.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere calcolata trascurando lo scalzamento nel caso di pile in alveo.

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario ed estradosso dell'impalcato o del rilevato forniti dal Gestore dell'Infrastruttura che specificherà modalità e parametri di controllo in funzione delle

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 57 di 202

caratteristiche dell'infrastruttura e della tipologia di armamento (rotaie, traverse, attacchi) e della presenza o meno del ballast.

La verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione caratteristica (SLE), adottando per le azioni termiche coefficienti $\Psi_{oi}=1,0$.”

Si precisa che mentre le azioni conseguenti agli effetti di frenatura e avviamento e delle variazioni termiche possono agire sugli apparecchi di appoggio fissi indifferentemente nei due versi longitudinali della campata (ad uscire e ad entrare), le azioni conseguenti alle deformazioni per carichi verticali hanno sempre e solo lo stesso verso, ad uscire. Pertanto, nelle verifiche basate su metodi semplificati (vedi par. 1.4.5.3) ove vengano prese in considerazione forze ad uscire, i tre effetti si sommano, mentre, per quanto riguarda la direzione opposta (interno campata), l'azione orizzontale corrispondente alle deformazioni dovute ai carichi verticali verrà considerata, in favore di sicurezza, nulla.

Si precisa inoltre che nei casi in cui il binario sia dotato di apparecchi di dilatazione ad entrambi gli estremi del ponte, le azioni longitudinali di frenatura ed avviamento dei treni andranno a scaricarsi integralmente sulla sottostruttura, mentre gli effetti dell'interazione risulteranno generalmente ridotti. Tali effetti, tuttavia, non saranno trascurabili quando il ponte, alle cui estremità sono disposti apparecchi di dilatazione del binario, è costituito da una successione di impalcati, continui o semplicemente appoggiati. In tal caso la presenza del binario influenzerà la distribuzione delle forze tra i differenti elementi della sottostruttura e sorgeranno forze di interazione non trascurabili, anche per effetto delle variazioni termiche e delle deformazioni dovute ai carichi verticali.

1.4.5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA SUL BINARIO

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i seguenti limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario ed estradosso dell'impalcato o del rilevato.

L'incremento massimo consentito di tensione nella rotaia causato dall'interazione binario-struttura prodotta dalle azioni indicate in 1.4.5.1. sarà assunto pari a:

$$\Delta\sigma_{c,max} = 60 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la compressione})$$

$$\Delta\sigma_{t,max} = 70 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la trazione})$$

Lo spostamento massimo consentito tra estradosso dell'impalcato o del rilevato e la faccia inferiore

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 58 di 202

della traversa dovuto alle sole forze di avviamento e/o di frenatura sarà assunto pari a 5 mm.

La verifica di sicurezza del binario, in termini di tensioni e spostamenti, andrà condotta considerando la combinazione caratteristica (rara) del metodo S.L.E., adottando per le azioni di cui al precedente punto 1.4.5.1 coefficienti $\psi_{oi}=1.0$ fermi restando i suesposti limiti di incremento di tensione nella rotaia.

I limiti suddetti sono validi per le seguenti condizioni di posa e di tracciato:

Posa su ballast:

- traverse in c.a.p. ad interasse non superiore a 65 cm;
- rotaie UIC 60;
- raggio di curvatura planimetrico superiore a 1500 m sia sul ponte che per un tratto di linea della lunghezza di 100 m a tergo di entrambe le spalle;
- ballast consolidato, così come definito nella Istruzione sulla Lunga Rotaia Saldata (LRS) indicata nel seguito;
- assenza di apparecchi di dilatazione del binario;
- buone condizioni di stabilità del rilevato nella zona di transizione.

Attacco diretto per travate metalliche

Ferma restando l'ipotesi di assenza di apparecchi di dilatazione del binario, per la disposizione degli attacchi e le relative forze di serraggio su ciascuna campata del ponte devono essere rispettate le prescrizioni contenute nella "Istruzione sulla costruzione ed il controllo delle lunghe rotaie saldate (L.R.S.) EDIZIONE 2006" e s.m.i. che prevede:

- a partire dall'appoggio fisso e per 0.15 L, sono disposti attacchi indiretti di tipo "K", con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 15 kN per attacco;
- nella parte restante dell'impalcato, e dunque per 0.85 L, sono disposti attacchi elastici con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 4 kN per attacco.

Altri tipi di armamento

Qualora le caratteristiche dell'armamento e del tracciato sopra riportate non fossero rispettate, dovranno essere richiesti al Gestore dell'Infrastruttura i valori dell'incremento delle tensioni nelle rotaie e dello spostamento ammissibili.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 59 di 202

1.4.5.3 METODOLOGIA DI VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI INTERAZIONE

Gli effetti dell'interazione binario-struttura in termini di azioni longitudinali trasmesse alla sottostruttura (reazioni vincolari negli appoggi fissi), tensioni supplementari nel binario e scorrimenti relativi binario-impalcato, saranno valutati mediante una serie di analisi di simulazione del comportamento del ponte soggetto alle azioni termiche ed ai carichi orizzontali e verticali dei convogli in transito, portando in conto la resistenza ai movimenti longitudinali del binario e la rigidità della struttura, attraverso un modello di calcolo del tipo riportato in Fig. 1.4.5.3-1. In alternativa, è possibile effettuare una valutazione semplificata delle reazioni vincolari con il metodo riportato nell'Allegato 3, oppure con il metodo di cui all'Allegato 4 qualora siano rispettate le condizioni ivi elencate. In tal caso il rispetto dei limiti sulle altre grandezze di interesse (tensioni nelle rotaie e spostamenti relativi binario-impalcato) può ritenersi adeguatamente soddisfatto senza specifiche verifiche.

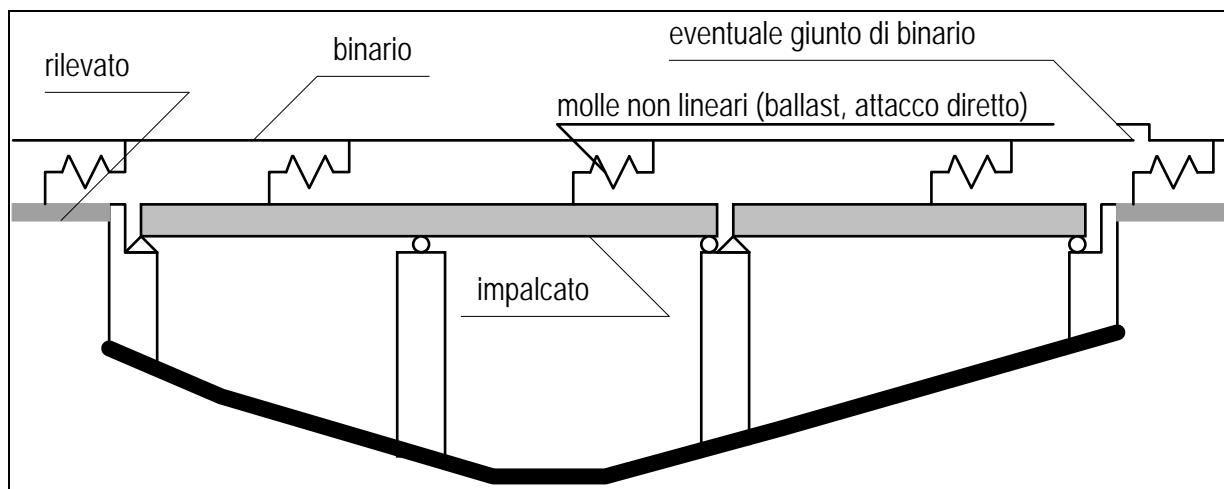


Fig. 1.4.5.3-1 - Schema di modello strutturale per valutare l'interazione.

Nel modello le linee d'asse del binario e dell'impalcato devono essere posizionate rispettivamente in corrispondenza degli assi baricentrici delle rotaie e dell'impalcato stesso; i vincoli devono essere ubicati tenendo conto della effettiva posizione degli apparecchi d'appoggio (centro di rotazione nel caso di appoggi fissi). Il collegamento tra apparecchi di appoggio ed elementi di impalcato deve essere modellato mediante bracci rigidi. Analogamente il collegamento tra elementi di rotaia ed elementi di impalcato deve essere modellato mediante bracci rigidi, posizionando l'elemento che modella la deformabilità del sistema di collegamento (ballast, attacco) in corrispondenza dell'intradosso delle traverse o della rotaia, a seconda che la posa sia su ballast, come mostrato in fig. 1.4.5.3-2, oppure diretta.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 60 di 202

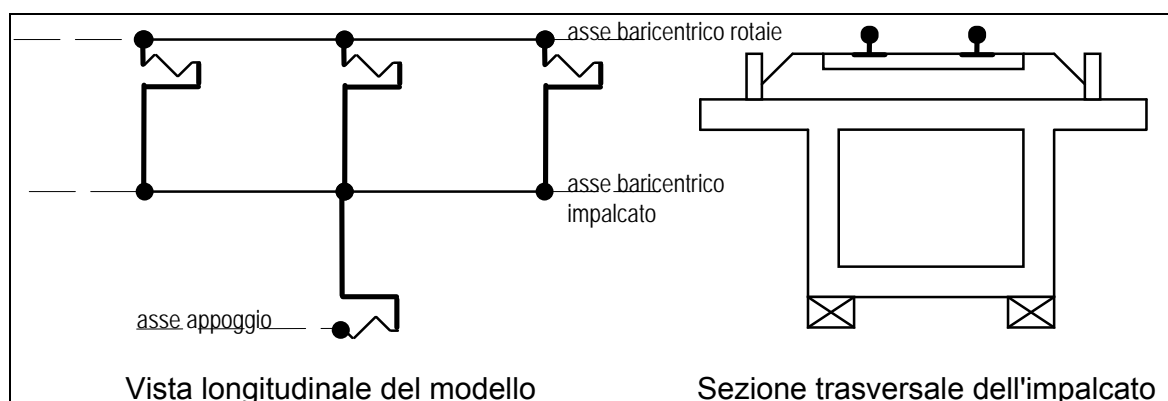


Fig. 1.4.5.3-2 - Modellazione del collegamento binario-impalcato-vincolo.

Per la sottostruttura, per l'impalcato e per le rotaie si assumerà un comportamento di tipo elastico, mentre per gli elementi di connessione tra le rotaie e l'impalcato (sistema ballast-attacco rotaia o attacco diretto) si dovrà assumere una legge di tipo elasto-plastico dipendente dall'entità del carico applicato, come specificato nel seguito. Nel caso in cui per i vincoli mobili si utilizzino appoggi scorrevoli, dovrà valutarsi l'opportunità di considerare l'attrito presente nella realtà (vedi par. 1.6.3) attraverso un elemento la cui resistenza sia ancora funzione del carico verticale applicato. Nel caso di armamento di tipo innovativo la modellazione dovrà, corrispondentemente a quanto sopra descritto per gli armamenti tradizionali, tener conto in maniera adeguata dei diversi elementi di connessione tra rotaia e impalcato (ad esempio piastroni, materassini di materiale elasto/viscoso, etc.) e assumendo per essi valori che scaturiscano da un'adeguata sperimentazione e considerazione di tutte le incertezze e fattori di degrado, comunque concordati con il Gestore dell'Infrastruttura.

Nella modellazione della sottostruttura si dovrà considerare il contributo alla deformabilità fornito da tutti i suoi componenti e precisamente dalla fondazione, dalla struttura della pila o della spalla, dall'apparecchio di appoggio.

Ai fini della semplificazione del modello, la rigidità e la resistenza globale di ciascun sistema di sottostruttura, fondazione-pila-appoggio o fondazione-spalla-appoggio, alle azioni orizzontali in direzione longitudinale, possono essere rappresentati (vedi fig. 1.4.5.3-3) con un unico elemento elastico (o elasto-plastico, per tener conto dell'attrito nel caso di appoggio scorrevole) le cui caratteristiche sono ricavate sulla base della rigidità e della resistenza dell'insieme. In particolare, nel caso di un sistema fondazione-pila-appoggio, denominata con H la forza orizzontale applicata sull'apparecchio di appoggio, la rigidità complessiva K dovrà valutarsi come: $K = H / \Sigma \delta_i$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 61 di 202

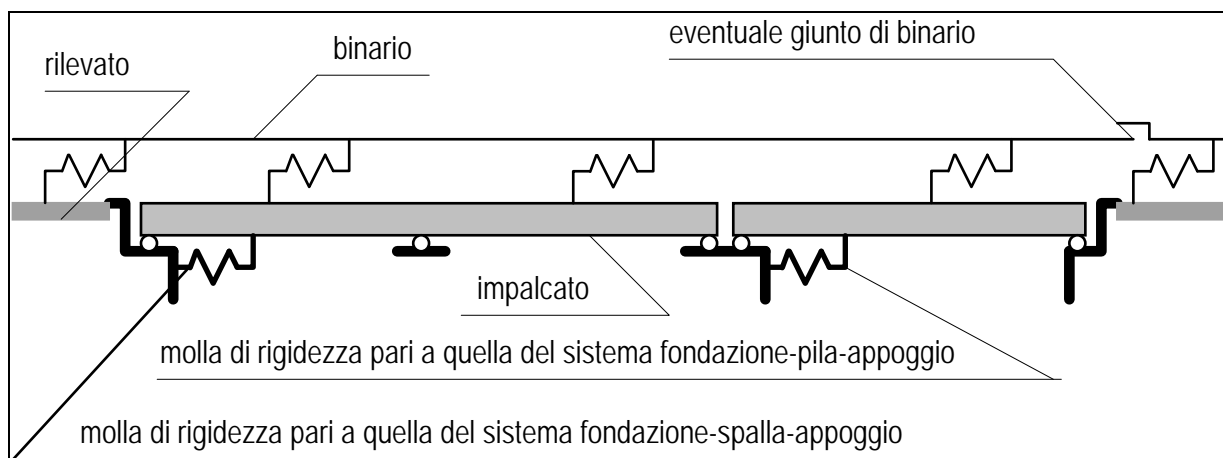


Fig. 1.4.5.3-3 - Schema di modello strutturale semplificato per valutare l'interazione.

in cui (vedi fig. 1.4.5.3-4):

$\Sigma \delta_i = \delta_p + \delta_\phi + \delta_h + \delta_a =$ spostamento totale prodotto dalla forza H ;

$\delta_p =$ spostamento determinato dalla deformabilità elastica della pila;

$\delta_\phi =$ spostamento determinato dalla deformabilità alla rotazione della fondazione;

$\delta_h =$ spostamento determinato dalla deformabilità alla traslazione orizzontale della fondazione;

$\delta_a =$ spostamento determinato dalla deformabilità dell'apparecchio d'appoggio,
tenuto conto degli eventuali giochi e tolleranze negli apparecchi di appoggio fissi.

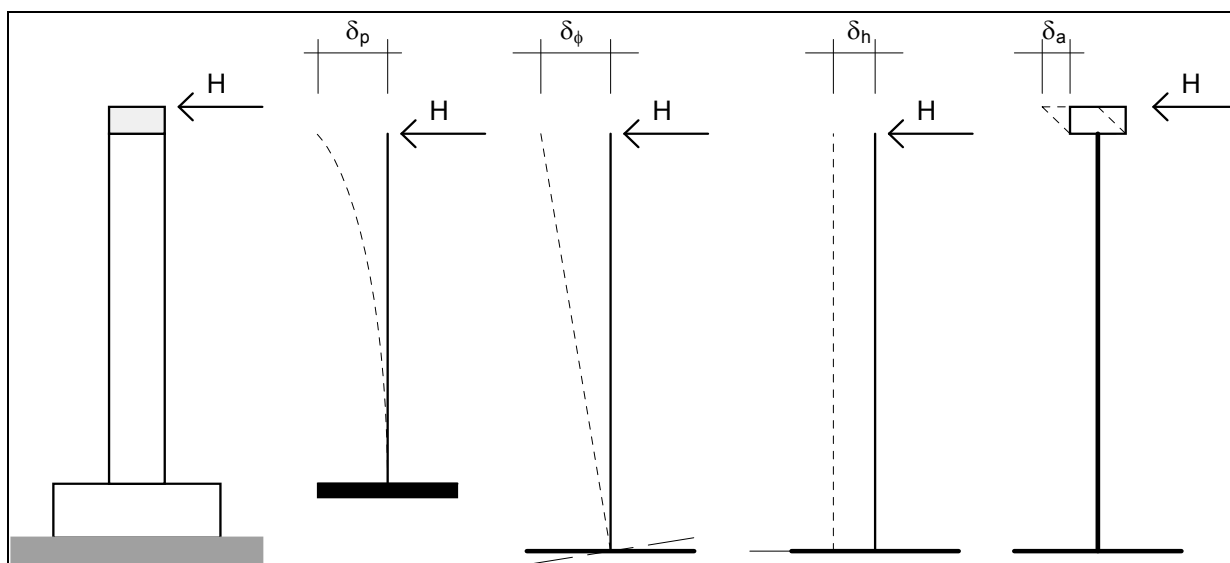


Fig. 1.4.5.3-4 - Individuazione dei contributi alla deformabilità complessiva del sistema fondazione-pila-appoggio

In relazione alla durata dell'azione applicata (lunga durata per variazioni termiche, breve durata per i

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 62 di 202

carichi dei convogli ferroviari), si deve valutare l'opportunità di differenziare la deformabilità della fondazione, assumendo comunque la condizione che va in favore della sicurezza.

Nei casi in cui si abbiano considerevoli incertezze nella definizione delle rigidezze degli elementi della sottostruttura, è necessario considerare due valori estremi della rigidezza, all'interno dei quali si colloca il valore più probabile. In particolare, per ottenere una valutazione conservativa delle reazioni sugli apparecchi di appoggio e dello sforzo nella rotaia, si devono considerare, rispettivamente, i valori massimi (K_{\max}) e i valori minimi (K_{\min}). La stima superiore della rigidezza può essere ottenuta assumendo nulli i giochi nell'apparecchio d'appoggio e la deformabilità della fondazione, ossia ponendo, nel caso di appoggio fisso, $K_{\max} = H / \delta_p$.

Nel caso di appoggi scorrevoli, definito con f il coefficiente di attrito dell'appoggio, si può assumere una massima resistenza pari a:

$$R_s = f \cdot V$$

in cui V è la reazione verticale dell'appoggio.

In una modellazione semplificata l'elemento in cui si concentra la deformabilità del sistema fondazione-pila-appoggio mobile, con l'appoggio mobile a scorrimento, deve avere comportamento elasto-plastico con soglia di plasticizzazione pari a R_s dipendente dalla reazione verticale V , secondo la relazione sopra definita.

La resistenza opposta dal binario agli scorrimenti longitudinali, in mancanza di appositi accertamenti sperimentali e di una modellazione ad essi più aderente, deve essere schematizzata con un legame elasto-plastico con caratteristiche di rigidezza e resistenza dipendenti dal carico verticale applicato.

Nel caso di posa su ballast, se sono rispettate le condizioni fornite nel par. 1.4.5.2, il legame forza-spostamento è quello riportato in fig. 1.4.5.3-5, in cui la forza di scorrimento longitudinale q , in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12.5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si ottengono per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidezza iniziale.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 63 di 202

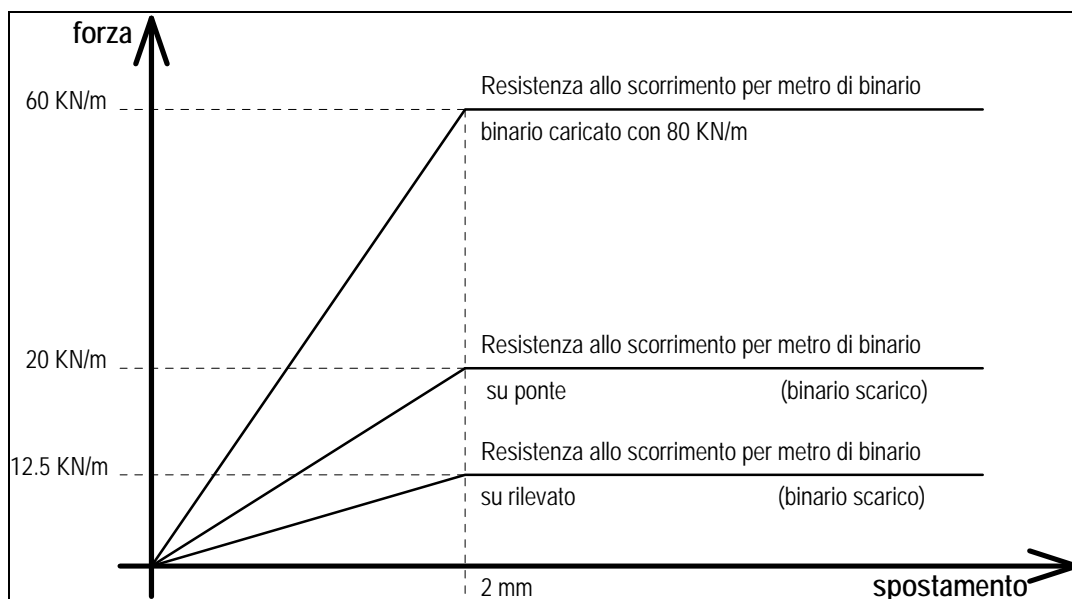


Fig. 1.4.5.3-5 - Legame forza-spostamento del ballast in direzione longitudinale

Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento q dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato.

Per l'attacco indiretto di tipo K tradizionale, il legame forza-spostamento è quello riportato in fig. 1.4.5.3-6a, in cui la forza di scorrimento longitudinale q è assunta, per interasse fra le traverse di 0.6 m, pari a 50 kN/m in assenza di carico verticale accidentale e a 80 kN/m in presenza di un carico verticale accidentale di 80 kN/m.

Per l'attacco elastico, il legame forza-spostamento è quello riportato in fig. 1.4.5.3-6b, in cui la forza di scorrimento longitudinale q è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale accidentale e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale accidentale di 80 kN/m.

Per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0.5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 64 di 202

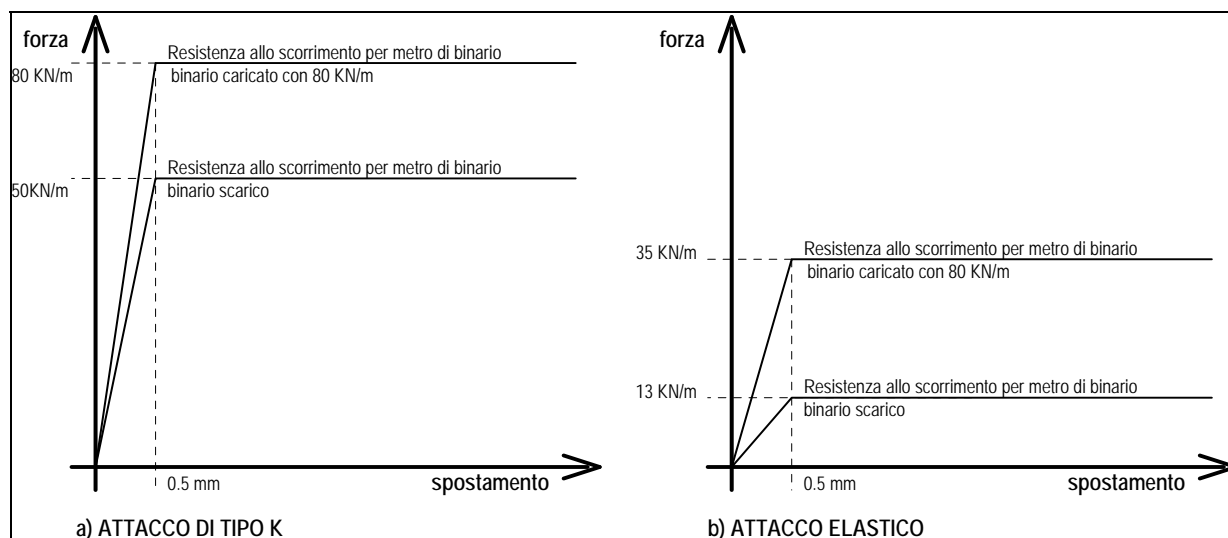


Fig. 1.4.5.3-6 - Resistenza allo scorrimento nel caso di posa diretta con attacco indiretto di tipo tradizionale e con attacco elastico con interasse nominale delle traverse di 0,60 m

La discretizzazione del binario e dell'impalcato deve essere tale da garantire una corretta valutazione delle grandezze di maggior interesse (reazioni agli appoggi, spostamenti assoluti e relativi rispetto al binario dell'impalcato, tensioni nella rotaia), utilizzando un modello ad elementi finiti, in cui il collegamento binario-impalcato è concentrato in appositi elementi molla a comportamento non lineare dipendente dal carico applicato, come descritto in precedenza, posizionati in corrispondenza dei nodi. Per una buona affidabilità dei risultati la lunghezza massima degli elementi trave simulanti il binario e di quelli simulanti l'impalcato non deve essere superiore a 2 m, salvo incrementi derivanti da analisi di sensibilità. Inoltre, il modello deve comprendere una porzione di binario sul rilevato per almeno 100 m a monte e a valle del ponte.

Le analisi dovranno essere svolte in campo non lineare, in maniera che lo stato di sollecitazione negli elementi del modello tenga conto dell'applicazione successiva delle varie azioni e delle interazioni degli effetti da esse prodotti. Sarà pertanto necessario applicare le variazioni termiche e i carichi accidentali, verticali e longitudinali, successivamente nella stessa analisi.

Al fine dell'esame di interazione è consentito impiegare il modello di carico LM71, *non segmentabile in questo caso*, ripartendo l'entità dei quattro carichi concentrati Q_{vk} su una lunghezza di 6.40 m. Il contributo agli effetti di interazione statica prodotto dal modello di carico LM71 in un'analisi numerica con carichi viaggianti può essere valutato con riferimento ad un treno di carichi continuo, con la parte costituita dai quattro carichi concentrati in testa al treno. L'accoppiamento tra carichi verticali ed azioni longitudinali di frenatura e/o avviamento dovrà essere valutato in modo da individuare i massimi effetti sull'elemento in esame. Le azioni dovute ai carichi verticali e di frenatura

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 65 di 202

e/o avviamento del convoglio potranno essere applicate staticamente, non portando in conto l'incremento dinamico per i carichi verticali. Nell'analisi di simulazione il treno di carichi verticali e orizzontali, simulanti il passaggio del convoglio in frenatura o avviamento, dovrà viaggiare lungo tutto il ponte cominciando da una posizione esterna al ponte stesso.

Per la valutazione dei massimi valori delle grandezze di interesse occorrerà, in generale, prendere in esame le condizioni di carico più gravose che scaturiscono dal considerare le variazioni termiche con segno positivo o negativo e le diverse posizioni del convoglio viaggiante sul ponte. In particolare nel caso di ponte a semplice binario si dovrà selezionare, tra le varie condizioni di carico che scaturiscono dalla considerazione dei due versi di percorrenza e dell'azione di frenatura o di avviamento, la condizione che determina gli effetti più gravosi per le grandezze di interesse. Analogamente per i ponti a più di un binario occorrerà esaminare, tra le posizioni relative dei diversi treni transitanti contemporaneamente, quelle che determinano gli effetti più gravosi per le grandezze di interesse.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 66 di 202

1.4.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

Si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.2.7 del DM 14.1.2008 facendo presente che nei casi che non possono considerarsi ricompresi in quelli di seguito descritti si dovranno condurre studi specifici anche di tipo sperimentale.

“5.2.2.7 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere antirumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. Esse dovranno essere utilizzate per il progetto delle barriere e delle relative strutture di sostegno (cordoli, solette, fondazioni, ecc.).

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso le azioni aerodinamiche dovranno essere cumulate con l'azione del vento come indicato al punto 5.2.3.3.2.

5.2.2.7.1 Superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 5.2.8 in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.

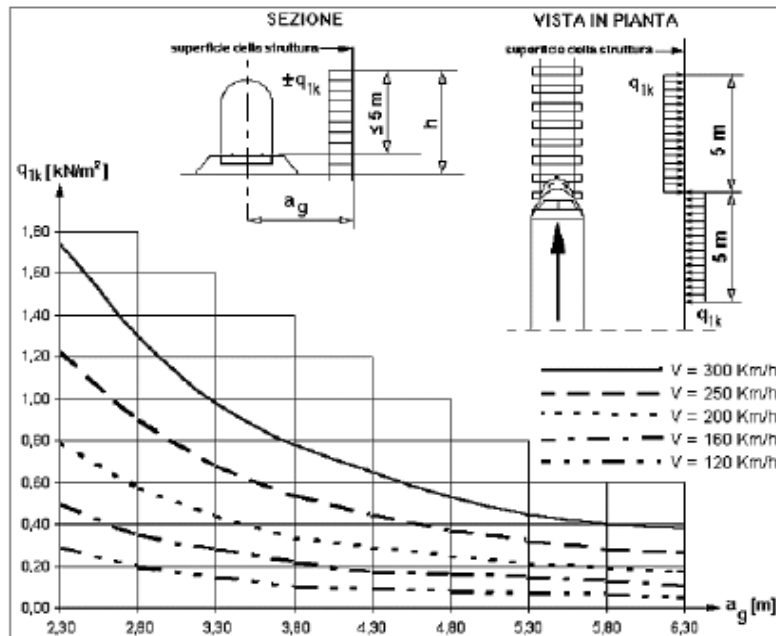


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0,85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0,60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è $\leq 1,0$ m o se la larghezza è $\leq 2,50$ m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1,3$.

5.2.2.7.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$, relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.9 in funzione della distanza h_g della superficie inferiore della struttura dal PF.

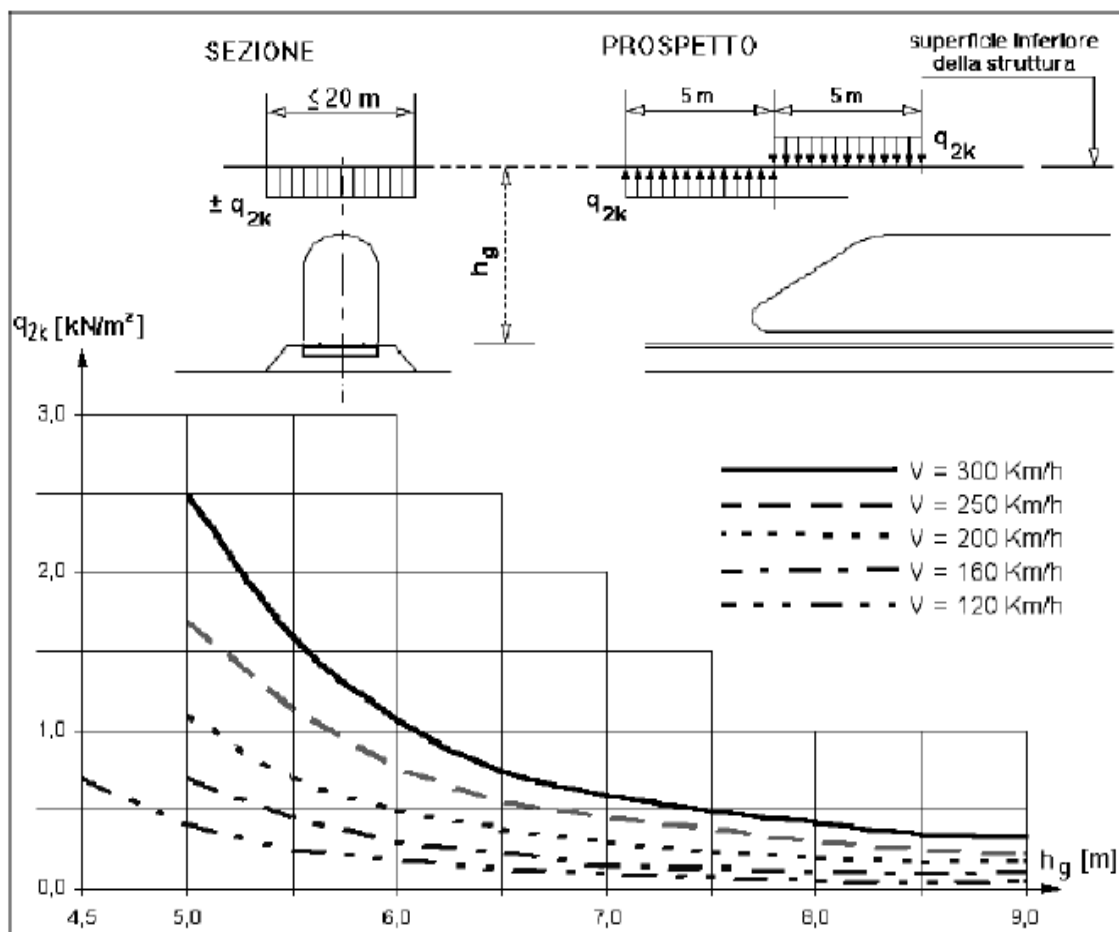


Figura 5.2.9 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_b , in accordo a quanto previsto nel precedente § 5.2.2.7.1.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

5.2.2.7.3 Superfici orizzontali adiacenti il binario

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 69 di 202

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in Fig. 5.2.10 e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

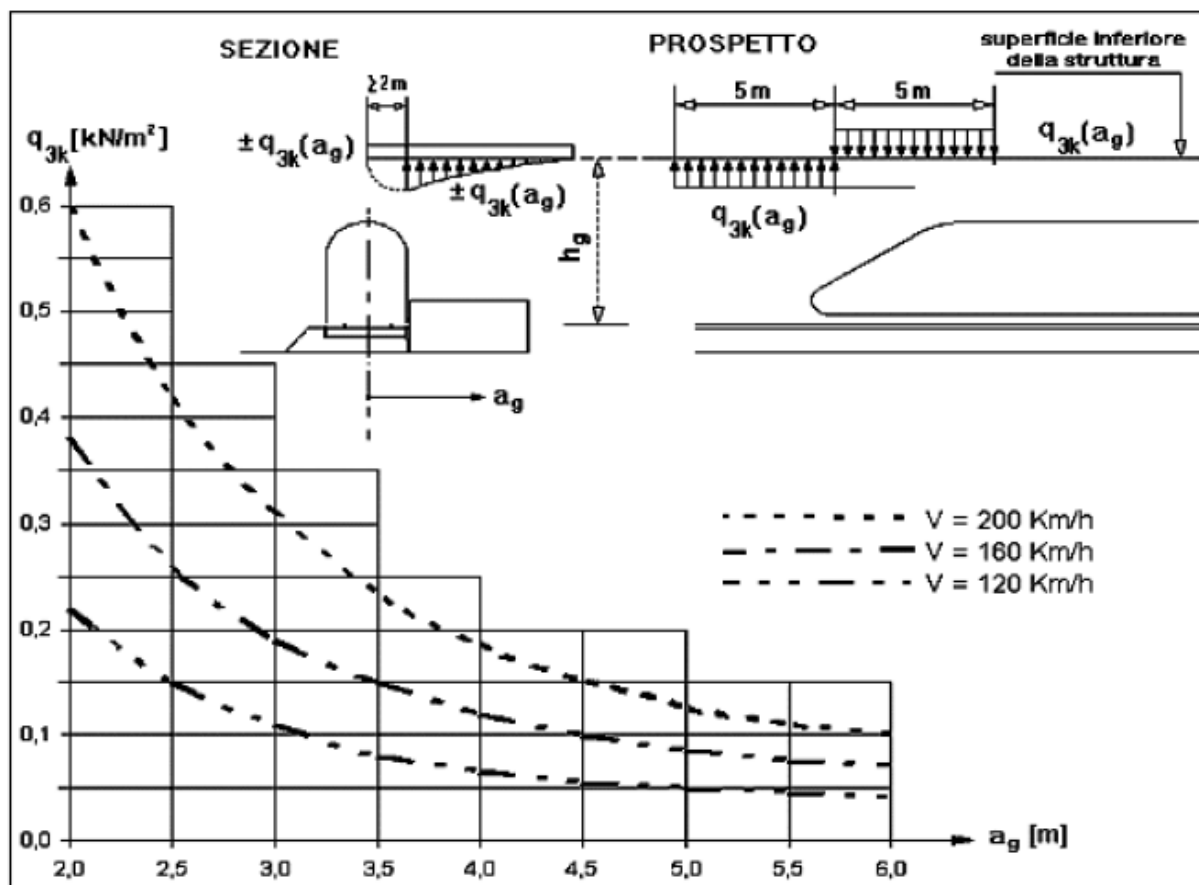


Figura 5.2.10 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare, q_{3k} si determinerà come una funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza h_g supera i 3,80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{per } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \quad \text{per } h_g \geq 7,5 \text{ m},$$

dove h_g rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

5.2.2.7.4 Strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 70 di 202

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{4k}$, sono forniti in Fig. 5.2.11 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente § 5.2.2.7.1 adottando una distanza fittizia dal binario pari a

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \quad (5.2.10)$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 5.2.11.

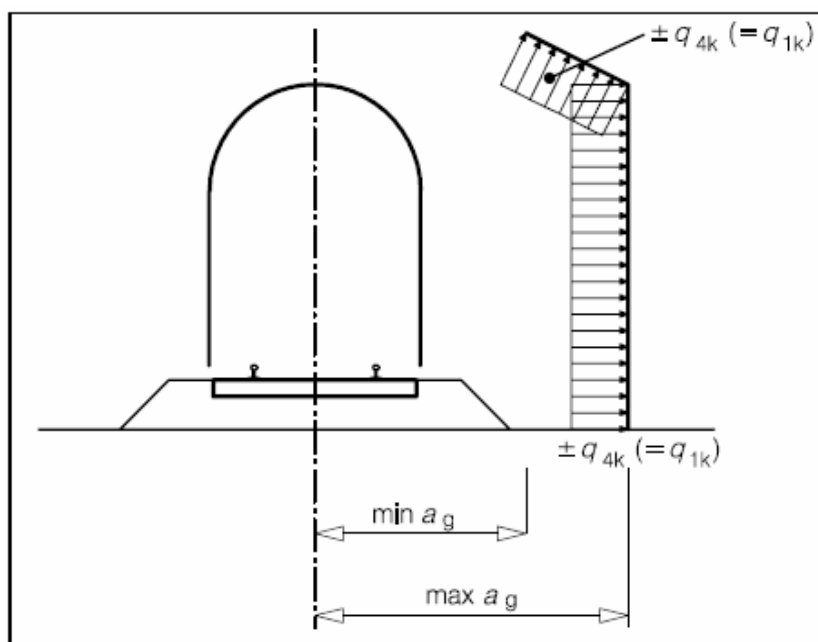


Figura 5.2.11 – Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dall'asse del binario

Nei casi in cui $\max a_g > 6 \text{ m}$ si adotterà $\max a_g = 6,0 \text{ m}$

I coefficienti k_1 e k_2 sono gli stessi definiti al precedente § 5.2.2.7.1.

5.2.2.7.5 Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze inferiori a 20 m

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nel modo seguente:

- sulle superfici verticali $\pm k_4 \times q_{1k}$, per tutta l'altezza dell'elemento, con:

q_{1k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.7.1 e $k_4 = 2$;

- sulla superficie orizzontale $\pm k_5 \times q_{2k}$, con:

q_{2k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.7.2;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 71 di 202

$k_5 = 2,5$ se la struttura racchiude un solo binario;

$k_5 = 3,5$ se la struttura racchiude due binari.”

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 72 di 202

1.5 AZIONI ECCEZIONALI

1.5.1 AZIONI DERIVANTI DALL'ESERCIZIO FERROVIARIO

Per quanto riguarda la rottura della catenaria si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.2.9.1 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti.

“5.2.2.9.1 Rottura della catenaria

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

1 catenaria per ponti con un binario;

2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6;

3 catenarie per ponti con più di sei binari.

Nelle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.”

Tale azione dovrà essere presa in considerazione per le verifiche agli SLU locali in corrispondenza degli attacchi dei sostegni T.E. alla struttura.

Per quanto riguarda il deragliamento al di sopra del ponte si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.2.9.2 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti.

“5.2.2.9.2 Deragliamento al di sopra del ponte

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{Aid} = 60$ kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Tali carichi saranno posizionati longitudinalmente su una lunghezza di 6.40 m. Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12. Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

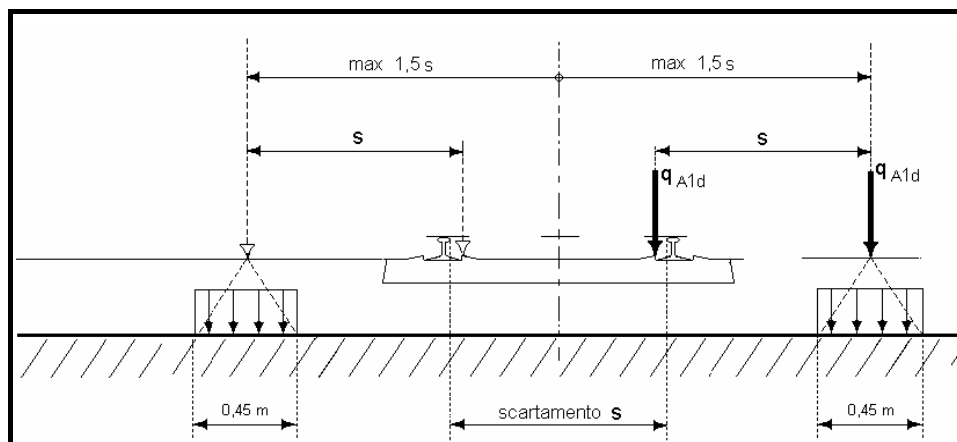


Figura 5.2.12 - Caso 1

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d}=80 \text{ kN/m} \times 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario (Fig. 5.2.13). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.

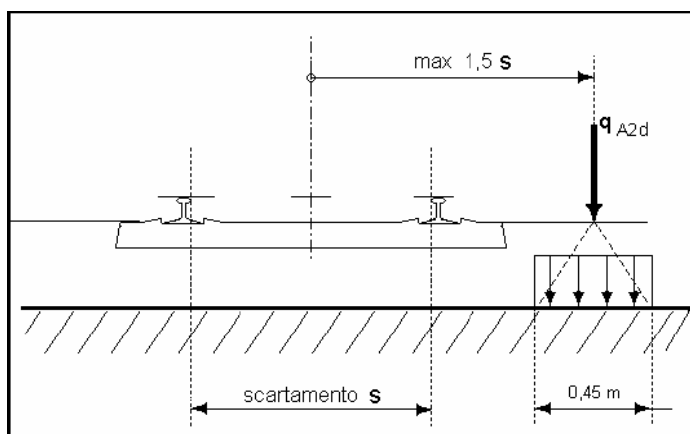


Figura 5.2.13 - Caso 2

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.”

Per quanto riguarda il deragliamento al di sotto del ponte si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.2.9.3 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti.

“5.2.2.9.3 Deragliamento al di sotto del ponte

Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre tenere conto che per una zona di larghezza di 3,5 m misurata

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 74 di 202

perpendicolarmente dall'asse del binario più vicino, vige il divieto di edificabilità.

A distanze superiori di 4,50 m è consentita la realizzazione di pilastri isolati. Per distanze intermedie dovranno essere previsti elementi strutturali aventi rigidezza via via crescenti con il diminuire della distanza dal binario.

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al § 3.6.3.4. (del DM 14.1.2008).”

Inoltre, nella progettazione dovranno essere portate in conto le seguenti prescrizioni:

- Per distanze dal binario degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia comprese tra i 3.5 m e i 4.0 m sono da prevedersi setti continui con spessore minimo $S = 100$ cm e larghezza L almeno uguale al 60% della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia, con un minimo di $L = 4.0$ m.
- Per distanze dal binario degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia comprese tra i 4 m e i 4.5 m sono ammessi setti continui con spessore minimo $S = 80$ cm e la realizzazione di pilastri massicci di dimensione minima pari a 150 cm nella direzione parallela e 100 cm nella direzione ortogonale al binario.
- Per le linee alimentate in corrente alternata, oltre a quanto sopra specificato, occorrerà effettuare le verifiche di franco elettrico orizzontale del circuito di ritorno della T.E. per quanto riguarda l'ubicazione degli elementi strutturali.
- In nessun caso sono ammesse pile incernierate alla base.
- Qualora le opere siano ubicate in zone interessate da piani regolatori di stazione o da tratti di linea in base ai quali sia previsto l'aumento del numero dei binari, l'ampiezza delle luci e la loro disposizione dovranno essere valutate in modo da consentire l'attuazione delle future sistemazioni, senza restrizioni.

1.5.2 AZIONI DERIVANTI DA ALTRI VETTORI

Si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.2.1.2 del DM 14.1.2008, con l'avvertenza che nel caso di urti da traffico veicolare dovranno essere comunque assunti i valori delle azioni previsti per le autostrade e per le strade extraurbane.

“5.2.2.1.2 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile)”

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 75 di 202

Azioni idrauliche

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.5 (del DM 14.1.2008) tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso.

Per quanto riguarda le verifiche concernenti la situazione di scalzamento si precisa che esse dovranno condursi considerando lo scalzamento massimo allo SLU e non concomitante con l'azione del sisma.

Urto di un veicolo contro le strutture

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al § 3.6.3.3.1 (del DM 14.1.2008).

Urto di ghiacci e natanti su pile

L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio. Per quanto riguarda gli urti da natanti si può fare riferimento al § 3.6.3.5 (del DM 14.1.2008)."

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 76 di 202

1.6 AZIONI INDIRETTE

1.6.1 DISTORSIONI

Per le distorsioni si riporta il contenuto del par. 5.2.2.10.1 del DM 14.1.2008 con le integrazioni e i chiarimenti.

“5.2.2.10.1 Distorsioni

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.”

Nel caso di ponti a travata continua andrà ipotizzato che una qualsiasi delle fondazioni, da individuarsi nel modo più sfavorevole a seconda della verifica che si sta eseguendo, subisca un cedimento differenziale rispetto a quelle adiacenti; tale cedimento non potrà mai risultare inferiore a 1/5000 della luce media fra le due campate adiacenti la fondazione in esame.

1.6.2 RITIRO E VISCOSITÀ

Per tali effetti si riporta il contenuto del par. 5.2.2.10.2 del DM 14.1.2008 con le integrazioni e i chiarimenti.

“5.2.2.10.2 Ritiro e viscosità

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nel § 11.1 (del DM 14.1.2008).

Qualora si debba provvedere al calcolo dell'ampiezza dei giunti e della corsa degli apparecchi di appoggio, gli effetti del ritiro e della viscosità dovranno essere valutati incrementando del 50% i valori di cui al precedente capoverso.”

Negli impalcati in conglomerato cementizio e, in particolare, per quelli in precompresso è necessario evitare che la deformazione associata alla viscosità del calcestruzzo induca nel tempo difettosità superiori ai limiti previsti per la manutenzione del binario dalle specifiche tecniche di RFI.

Per il calcolo degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziale sulle pile, vale quanto riportato nel paragrafo 1.4.4.1.1; le sollecitazioni associate a tali azioni dovranno essere introdotte nelle combinazioni di carico previste per i diversi metodi di verifica, associandole ai corrispondenti coefficienti di combinazione.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 77 di 202

1.6.3 RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI

Le resistenze parassite dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi di appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, in corrispondenza di ogni traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio; il valore massimo di tale resistenza si determina in corrispondenza della condizione di spostamento relativo incipiente. Tali spostamenti sono causati, principalmente, dalle variazioni di temperatura e dalle deformazioni orizzontali dell'impalcato associate alla presenza dei carichi mobili.

In ciascun apparecchio d'appoggio mobile la reazione parassita è pari al prodotto della reazione verticale associata ai carichi verticali, permanenti e mobili, per il coefficiente di attrito "f" (da assumere in relazione alle caratteristiche degli appoggi). In particolare, nel seguito si adotterà la seguente nomenclatura:

V_g = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti;

V_q = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati.

Per il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio occorre considerare la massima reazione associata a questi effetti.

Per gli elementi sottostanti, spalle e pile, salvo valutazioni più accurate, dovrà considerarsi:

PER VIADOTTI A TRAVI SEMPLICEMENTE APPOGGIATE:

- Spalle: $F_a = f \cdot (V_g + V_q)$;

- Pile: facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato fra i due presenti sulla pila, si considererà agente $F_a = f \cdot (0.2 \cdot V_g + V_q)$

PER PONTI A TRAVE CONTINUA:

In corrispondenza di ciascun apparecchio d'appoggio mobile si considererà agente $F_a = f \cdot (V_g + 0.5 \cdot V_q)$

In corrispondenza di ciascun apparecchio fisso, dovendosi considerare l'eventualità, qualora più sfavorevole, che gli apparecchi di appoggio mobili di una stessa opera abbiano coefficienti di attrito "f" diversi tra loro, in assenza di dati sperimentali si ammetterà che alcuni appoggi abbiano un coefficiente di attrito pari alla metà di quello massimo ipotizzato.

Sulla base di tale ipotesi e con riferimento ai simboli della Fig. 1.6.3-1, sull'apparecchio d'appoggio fisso andrà considerata agente la seguente forza:

$$F = \sum_{h=1}^{n-1} f_s \cdot V_{gh} - \sum_{s=n+1}^N f_d \cdot V_{gs}$$

i coefficienti d'attrito f_s ed f_d si assumeranno considerando la più sfavorevole delle seguenti espressioni:

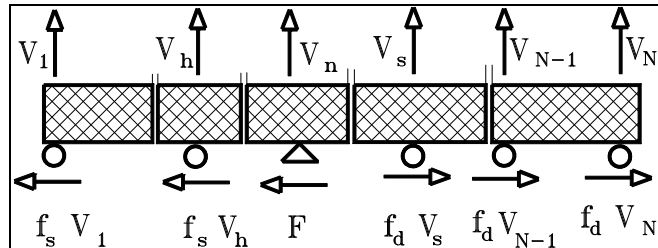


Fig. 1.6.3-1 - Resistenze parassite nei vincoli nel caso di travi continue

I) $\begin{cases} f_s = 0.5 \cdot f \\ f_d = f \end{cases}$

II) $\begin{cases} f_s = f \\ f_d = 0.5 \cdot f \end{cases}$

V_{gh} e V_{gs} rappresentano le reazioni dei diversi appoggi mobili relativi alle sole azioni permanenti.

Per tutti i tipi di ponte, nella valutazione delle resistenze parassite dei vincoli sembra opportuno rammentare che, mentre il termine connesso ai carichi permanenti può essere orientato in entrambi i versi della direzione longitudinale, quello relativo ai carichi mobili presenta un unico verso di azione e, pertanto, quest'ultimo deve essere considerato solo quando rende sfavorevole la condizione di verifica dell'elemento considerato.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 79 di 202

1.7 AZIONI SISMICHE

Per la valutazione delle azioni sismiche si rimanda a quanto prescritto dal par. 3.2 del DM 14.1.2008, in particolare per i seguenti aspetti:

- Stati limite e relative probabilità di superamento;
- Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche;
- Valutazione dell'azione sismica.

Per chiarezza si riporta il contenuto della prima parte del paragrafo 3.2 del DM 14.1.2008

“Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

*T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.*

*In allegato al D.M. 14.1.2008, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o e T^*_c necessari per la determinazione delle azioni sismiche.*

Per la valutazione della pericolosità sismica di base del sito di costruzione dell'opera devono essere seguiti i criteri esposti nel seguito.

Qualora l'opera in progetto abbia un'estensione tale da coinvolgere più maglie elementari del reticolo di riferimento ricavabile dalle mappe dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, di regola possono essere scelti, come rappresentativi della intera opera, i parametri di riferimento della

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 80 di 202

pericolosità sismica massimi (a_g , F_0 , T^*_C) lungo lo sviluppo della stessa.

Nel caso in cui l'opera si trovi all'interno di una singola maglia elementare, i valori dei parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati adottando, per esempio, il criterio della superficie rigata che utilizza una rappresentazione continua della funzione interpolata mediante polinomi di Lagrange, nella formulazione proposta nell'Appendice CA della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti *“Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – del 2 febbraio 2009*⁴.

Si precisa che la scelta della categoria di sottosuolo e della categoria topografica dovrà essere effettuata di volta in volta sulla base della variabilità delle caratteristiche dei terreni lungo tutto lo sviluppo dell'opera.

⁴ *Allo stato attuale, la pericolosità sismica sul reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.*

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 81 di 202

1.8 CRITERI DI VERIFICA

1.8.1 GENERALITÀ

1.8.1.1 METODI DI VERIFICA CORRENTI

Nella verifica dei ponti ferroviari si deve adottare il metodo agli S.L., secondo quanto indicato nel par. 2.2. del DM del 14.1.2008, con le seguenti precisazioni:

- a) vanno comunque limitate le tensioni nei materiali secondo quanto indicato nel successivo paragrafo 1.8.3.2.1;
- b) le verifiche a fatica devono essere effettuate secondo la Specifica RFI DTC INC SP IFS 003 A *“Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari”*;
- c) per tutto quanto non espressamente indicato nella presente Specifica valgono le prescrizioni contenute nel DM 14.1.2008.

1.8.2 CRITERI DI COMBINAZIONE DEI TRENI DI CARICO E DELLE AZIONI DA ESSI DERIVATE NEL CASO DI PIÙ BINARI

1.8.2.1 NUMERO DI BINARI

Ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dai binari effettivamente presenti; il Gestore dell'Infrastruttura specificherà, in questo caso, il valore minimo da considerare per l'interbinario.

1.8.2.2 NUMERO DI TRENI CONTEMPORANEI

Si riporta di seguito integralmente il contenuto del par. 5.2.3.1.2 del DM 14.1.2008.

“5.2.3.1.2 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 82 di 202

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni:

- la prima che prevede caricati solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti peggiori tra il caso "a" ed il traffico pesante;

- la seconda che prevede tutti i binari caricati con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso "b".

Come "primo" binario si intende quello su cui disporre il treno più pesante per avere i massimi effetti sulla struttura. Per "secondo" binario si intende quello su cui viene disposto il secondo treno per avere, congiuntamente con il primo, i massimi effetti sulla struttura; pertanto, il "primo" e il "secondo" binario possono anche non essere contigui nel caso di ponti con 3 o più binari.

Qualora la presenza del secondo treno o, eventualmente, dei successivi, riduca l'effetto in esame, essi non vanno considerati presenti.

Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico) ⁽⁵⁾.

1.8.2.3 SIMULTANEITÀ DELLE AZIONI DA TRAFFICO – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI COMBinate IN GRUPPI DI CARICHI

Si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.3.1.3. del DM 14.1.2008. con le seguente

⁽⁵⁾ Tale indicazione vuole intendere che nella definizione del caricamento del ponte, mentre per il treno di carico LM71 è possibile procedere alla segmentazione del carico, caricando solo le zone del ponte che contribuiscono ad accrescere la caratteristica di sollecitazione cercata e lasciando scarico il resto (eliminazione degli effetti favorevoli), con i modelli di carico SW tale segmentazione non è possibile ed il carico va considerato nella sua interezza, come un unico elemento inscindibile.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 83 di 202

puntualizzazione:

La simultaneità delle azioni associate al traffico ferroviario definite nei paragrafi precedenti può tenersi in conto considerando i gruppi di carico definiti nella tabella 5.2.IV. Ciascuno di questi gruppi di carico, mutuamente esclusivi, devono essere considerati come una singola azione caratteristica da combinare con le azioni non da traffico. Ciascun gruppo di carico dovrà essere applicato come singola azione variabile.

“5.2.3.1.3 Simultaneità delle azioni da traffico – valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carico

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO Gruppo di carico	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione
<div> <div></div> Azione dominante </div> <div> (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α, ecc...) </div> <div> (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali. </div>						

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Relativamente al Gruppo 3 si puntualizza che il valore tra parentesi nella colonna “carico verticale”

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 84 di 202

da traffico dovrà assumersi pari a 0.5 per modelli di carico tipo “treno reale” e 0.7 per modelli di carico “teorico”.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0,6) per impalcati con 2 binari caricati e (0,4) per impalcati con tre o più binari caricati.”

1.8.2.4 ULTERIORI VALORI RAPPRESENTATIVI DELLE AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Si riporta integralmente il contenuto dei paragrafi 5.2.3.1.4, 5.2.3.1.5, 5.2.3.1.6 del DM 14.1.2008.

“5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.IV sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0, fatta eccezione per le combinazioni eccezionali e sismiche.

5.2.3.1.6 Azioni da traffico ferroviario in situazioni transitorie

Nelle verifiche di progetto per situazioni transitorie dovute alla manutenzione dei binari o del ponte, i valori caratteristici delle azioni da traffico, caso per caso, sono da concordarsi con l'autorità ferroviaria.”

1.8.3 METODO AGLI STATI LIMITE

Si richiama integralmente il cap. 2 e i paragrafi 4.1, 4.2 e 4.3 del DM 14.1.2008, e si riportano nel seguito le combinazioni delle azioni da utilizzare.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 85 di 202

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

La modalità di combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è definita nel par. 3.2.4 del DM 14.1.2008 che si riporta nel seguito:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 (del D.M.) e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo in conto per il calcolo delle masse associate ai pesi propri e ai permanenti portati (ballast, etc.) i valori nominali di densità.

Nel caso dei ponti, nelle espressioni precedenti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli $\psi_{2j} = 0.2$, quando rilevante.

1.8.3.1 VERIFICHE AGLI SLU

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.3.3.1 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti riportati nel seguito.

“5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 86 di 202

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1}	coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
γ_{G2}	coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_B	coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
γ_Q	coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
γ_{Qi}	coefficiente parziale delle azioni variabili.

Cedimenti o coazioni appositamente imposti devono essere trattati come la precompressione.

La colonna relativa alla combinazione sismica della tabella 5.2.V è di fatto sostituita dalla formula di combinazione sismica 2.5.5 indicata al paragrafo 1.8.3.

Gli effetti prodotti da ritiro e viscosità, cedimenti e coazioni non imposti appositamente a livello progettuale devono essere trattati assumendo nel caso di contributo sfavorevole γ pari a 1.20 per la combinazione EQU, A1 STR, e γ pari a 1.00 per le combinazioni A2 GEO. Gli effetti favorevoli prodotti dalle cause di che trattasi devono essere trascurati in tutte le combinazioni previste in

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 87 di 202

tabella, assumendo nel caso di contributo favorevole γ pari a 0.

1.8.3.1.1 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica devono essere effettuate secondo la “*Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A – Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari*”.

1.8.3.2 VERIFICHE AGLI SLE

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.3.3.2 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti riportati nel seguito.

“5.2.3.3.2 Requisiti concernenti gli SLE

L’assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico previste dalla presente norma, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze dei convogli ferroviari.

Per le verifiche agli stati limite d’esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI. Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VII.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	σ_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	σ_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	σ_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	σ_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2 (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m² sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$.”

Il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assumerà pari a 1.5 KN/m² per linee percorse a velocità $V \leq 200$ Km/h e pari a 2.5 KN/m² per linee percorse

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 89 di 202

a velocità $V > 200$ Km/h.

Gli stati limite di esercizio da verificare riguardano almeno i seguenti aspetti:

- Stato tensionale;
- Deformazioni e vibrazioni;
- Fessurazione (per opere in c.a., c.a.p. e a struttura mista);
- Scorrimento dei giunti (per opere in acciaio con unioni bullonate e chiodate).

In casi particolari, espressamente indicati dal Gestore dell'Infrastruttura, in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in tabella 5.2.VI possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in tabella 5.2.VII.

1.8.3.2.1 VALORI LIMITE DELLE TENSIONI

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0.75 f_{yk}$.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 90 di 202

Strutture in c.a.p.

Tensioni iniziali per il calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni del calcestruzzo non debbono superare a compressione il valore limite di $\sigma_{cj} = 0,60 f_{ckj}$, essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura.

Non sono ammesse tensioni di trazione.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali iniziali sono ridotte del 30%.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi d'ancoraggio pari a:

$$\frac{f_{ckj}}{1.15}$$

Per le travi in c.a.p. ad armatura post-tesa si controllerà che la pressione di contatto sotto la testa prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffusione a 45° attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano applicati sulla superficie del calcestruzzo, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio: tale contributo, tanto maggiore quanto più elevata è l'aderenza assicurata dalla scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, in ogni caso, superare il limite massimo del 50% dello sforzo totale.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno effettuarsi sugli ancoraggi fissi annegati.

Tensioni di esercizio per il calcestruzzo

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione i seguenti valori limite:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazione di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Per tutte le combinazioni non sono ammesse tensioni di trazione in esercizio.

In corrispondenza della combinazione caratteristica (rara) la tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione non deve superare lo $0.040 f_{ck}$.

È richiesto, comunque, il calcolo delle armature resistenti a taglio, anche per valori inferiori a $0,025$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 91 di 202

f_{ck} della tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione in c.a.p. per la combinazione caratteristica (rara), , fermo restando il rispetto delle quantità minime costruttive richieste per esse dalla normativa vigente.

In nessun caso è ammessa precompressione parziale.

Se l'impalcato è costruito a sbalzo per conci successivi le sezioni dovranno risultare, per la combinazione di carico caratteristica (rara), sempre compresse con un valore minimo di 1.0 MPa senza considerare però le variazioni termiche differenziali di cui al punto 1.4.4.1.1. Considerando queste ultime, sempre nella medesima combinazione caratteristica (rara), la tensione minima di compressione dovrà risultare non minore di 0.5 MPa.

Tensione limite per gli acciai da precompresso

Le tensioni devono essere limitate in corrispondenza delle condizioni iniziali (σ_{spi}) e delle combinazioni rare dello SLE (σ_{sp}) ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

- *strutture ad armatura post-tesa:*

fili o trecce	$\begin{aligned} \sigma_{spi} &\leq [\min(0,85 f_{p(0,1)k} ; 0,75 f_{ptk})] \\ \sigma_{sp} &\leq 0,80 f_{p(0,1)k} \end{aligned}$
trefoli	$\begin{aligned} \sigma_{spi} &\leq [\min(0,85 f_{p(1)k} ; 0,75 f_{ptk})] \\ \sigma_{sp} &\leq 0,80 f_{p(1)k} \end{aligned}$
barre	$\begin{aligned} \sigma_{spi} &\leq [\min(0,85 f_{pyk} ; 0,75 f_{ptk})] \\ \sigma_{sp} &\leq 0,80 f_{pyk} \end{aligned}$

Nelle barre sono ammesse curvature in grado di indurre sovratensioni non superiori al 10%.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 92 di 202

- *strutture ad armatura pre-tesa:*

fili o trecce	$\sigma_{spi} \leq [\min(0,90 f_{p(0,1)k} ; 0,80 f_{ptk})]$ $\sigma_{sp} \leq 0,80 f_{p(0,1)k}$
trefoli	$\sigma_{spi} \leq [\min(0,90 f_{p(1)k} ; 0,80 f_{ptk})]$ $\sigma_{sp} \leq 0,80 f_{p(1)k}$

Il limite ammissibile indicato per σ_{sp} è il massimo di cui è consentito tener conto nella valutazione degli effetti favorevoli della precompressione.

Le sovratensioni introdotte per compensare l'attrito possono superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto laddove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severe. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{spi} .

1.8.3.2.2 REQUISITI CONCERNENTI LE DEFORMAZIONI E LE VIBRAZIONI

1.8.3.2.2.1 Generalità

Eccessive deformazioni e/o vibrazioni del ponte possono indurre inaccettabili variazioni di geometria al binario. Queste possono avere ripercussioni sui convogli ferroviari e ridurre il comfort ai passeggeri.

La valutazione dei parametri di deformazione degli impalcati, da eseguire utilizzando la combinazione caratteristica (rara) degli SLE, è richiesta per i motivi e con modalità riportati nei seguenti punti A e B:

A) per questioni di sicurezza del traffico ferroviario (per garantire la stabilità e la continuità del binario ed assicurare il mantenimento del contatto ruota-rotaia), occorre verificare che non siano superati i limiti sulle seguenti grandezze:

- accelerazione verticale dell'impalcato;
- torsione dell'impalcato (sghembo del binario);
- inflessione dell'impalcato nel piano orizzontale;
- inflessione dell'impalcato nel piano verticale.

B) per il comfort del passeggero, si dovrà verificare che non siano superati i limiti di freccia verticale dell'impalcato.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 93 di 202

1.8.3.2.2.2 Stati limite di servizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Si riporta di seguito il contenuto del par. 5.2.3.3.2.1 del DM 14.1.2008 con le integrazioni e i chiarimenti.

“5.2.3.3.2.1 Stati limite di esercizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Accelerazioni verticali dell'impalcato

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 200 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nella Fig. 5.2.7. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali. In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a $3,5 \text{ m/s}^2$ nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

La verifica, anche trattata al par.1.4.2.6, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando i convogli di cui all'allegato 1.1 della presente Specifica.

Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM71, SW/0 o SW/2 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

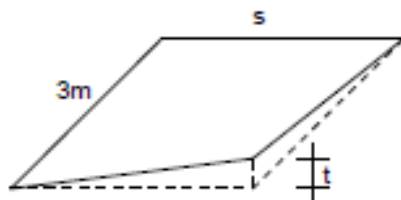


Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig. 5.2.14), non deve eccedere i seguenti valori:

per $V \leq 120 \text{ km/h}$; $t \leq 4,5 \text{ mm/3m}$

per $120 < V \leq 200 \text{ km/h}$; $t \leq 3,0 \text{ mm/3m}$

per $V > 200 \text{ km/h}$; $t \leq 1,5 \text{ mm/3m}$

Per velocità $V > 200 \text{ km/h}$ si deve inoltre verificare che per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, risulti $t \leq 1,2 \text{ mm/3m}$.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere i 6 mm/3 m .

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 94 di 202

Il numero di binari da caricare per tale controllo (per impalcati con un numero di binari maggiore o uguale a due) sarà quello corrispondente al caso più critico.

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM71 e SW/0, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato stabilita al § 5.2.2.4, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tabella 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcati a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h} \quad (5.2.11)$$

dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso sia sfavorevole alla verifica.”

Il numero di binari da caricare sarà secondo quanto riportato in tabella 5.2.III (par.1.8.2.2).

Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore $L/600$.

Il numero di binari da caricare sarà secondo quanto riportato in tabella 5.2.III (par.1.8.2.2).

Per tutte le tipologie di ponti e per qualsiasi velocità lo spostamento orizzontale, conseguente

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 95 di 202

all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie, dovrà risultare non superiore a 8 mm. ⁽⁶⁾

A titolo di esempio, per i ponti a via superiore, tale prescrizione si traduce nella seguente limitazione sulla rotazione di estremità:

$$\theta \leq \frac{8}{H} \quad [\text{rad}]$$

ove H [in mm] rappresenta la distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'apparecchio di appoggio dell'impalcato.

Per quanto riguarda le travate metalliche, nel calcolo dello spostamento orizzontale potrà portarsi in conto la compartecipazione delle longherine, ove presenti, nell'inflessione verticale.

1.8.3.2.2.3 Stati limite per il comfort dei passeggeri

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α ; in caso di ponte a doppio binario dovrà considerarsi carico un solo binario e calcolarsi la freccia in asse a tale binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α .

Nella successiva figura 1.8.3.2.2-2 sono riportati i valori del limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcato semplicemente appoggiati aventi tre o più campate, corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a $b_v=1 \text{ m/s}^2$ in carrozza.

⁽⁶⁾ Tale prescrizione, nel caso di doppio binario, va in generale rispettata per un solo binario carico. Nel caso si voglia applicare la metodologia semplificata per la valutazione delle reazioni dovute agli effetti dell'interazione di cui all'Allegato 3, salvo specifiche diverse indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura, la prescrizione deve essere verificata con entrambi i binari carichi.

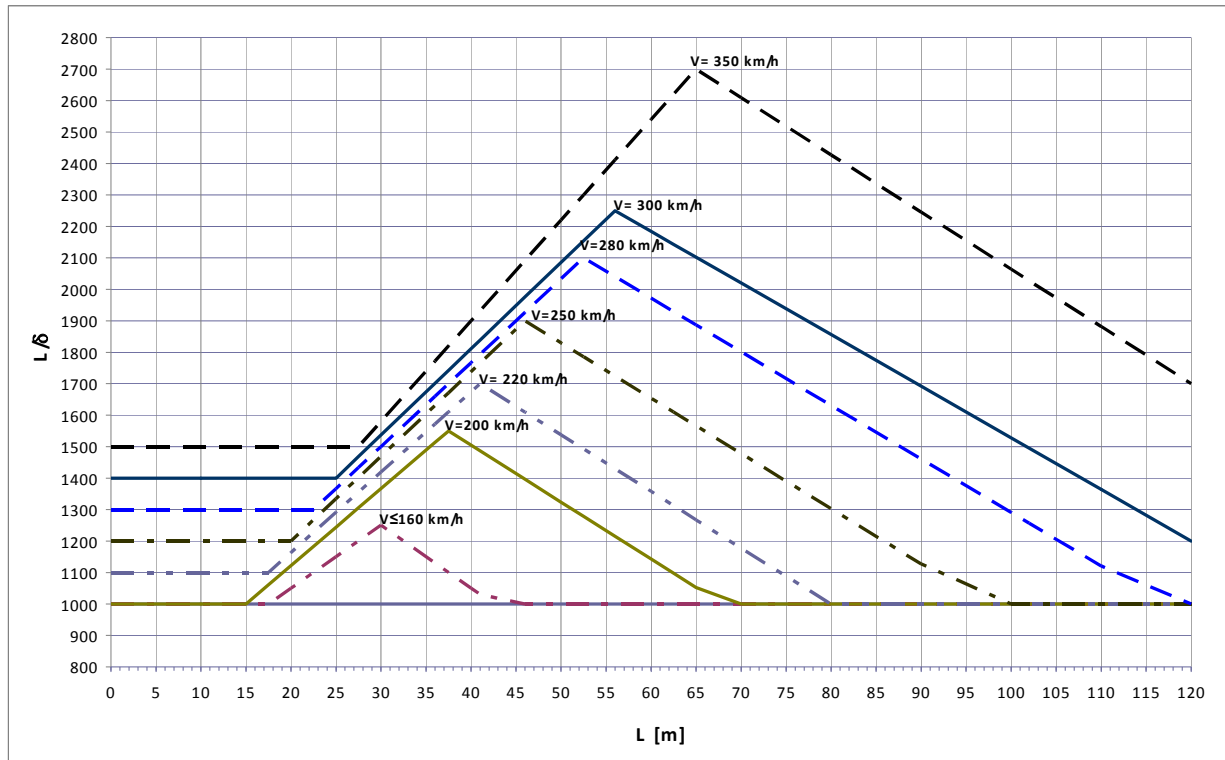


Fig. 1.8.3.2.2-2 Valori del limite di deformabilità L/δ per il confort dei passeggeri.

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a singola luce o a due luci o continui a due o più travate, si potranno moltiplicare i valori riportati del diagramma per i seguenti coefficienti:

- per strutture con 1 o 2 campate appoggiate o continue: 0.7
- per strutture continue a 3 o più campate: 0.9

In ogni caso L/δ non potrà essere inferiore a 1000.

Per i ponti aventi luci ≥ 30 m, dovrà verificarsi che il raggio di curvatura del binario nel piano verticale per deformazioni verso il basso, non risulti inferiore a quello che induce sul mezzo una accelerazione pari a $0,48 \text{ m/sec}^2$. Tale prescrizione si traduce nel controllo del raggio

1.8.3.2.3 REQUISITI CONCERNENTI LA DEFORMABILITÀ DELLE FONDAZIONI

Nell'analisi di deformabilità verticale delle fondazioni, i cedimenti differenziali “ δ ” fra fondazioni adiacenti, calcolati considerando tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \text{ per travi appoggiate;}$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 97 di 202

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{3000} \text{ per travi continue;}$$

dove L_{med} = luce media delle campate afferenti sulla fondazione in esame.

1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A., C.A.P. E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- ***realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;***
- ***non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;***
- ***tener conto delle esigenze estetiche.***

4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 98 di 202

SLE, dovrà risultare:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

1.8.3.2.5 REQUISITI CONCERNENTI LO SCORRIMENTO DEI GIUNTI (STRUTTURE IN ACCIAIO)

Per i ponti in acciaio e per quelli a struttura mista, qualora vengano adottate giunzioni ad attrito, si dovranno impedire gli scorrimenti delle giunzioni stesse, tra le superfici a contatto e, pertanto, i valori massimi delle sollecitazioni di taglio dovranno rispettare la seguente condizione:

$$V_d \leq V_{s,Rd} = n f \cdot \frac{N_s}{\gamma_{M3}}$$

Dove:

$V_{s,Rd}$ = resistenza di calcolo allo scorrimento

n = numero di superfici di attrito;

f = 0.3 coefficiente di attrito (con le superfici delle giunzioni sabbiato a metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni);

γ_{M3} = 1.25 per SLU;

γ_{M3} = 1.10 per SLE;

N_s = forza di trazione nel gambo delle viti conseguente al serraggio (precarico):

$$N_s = 0.7 \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

$\gamma_{M7} = 1.1$

f_{tb} = resistenza a rottura del materiale del bullone;

A_{res} = area resistente della vite.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 99 di 202

Per tali unioni possono essere utilizzati solo bulloni a serraggio controllato.

Le tolleranze foro-bullone da adottare sono pari a quelle previste dal DM 14.1.2008.

In alternativa, in considerazione della tipologia di giunzione ammesse per i ponti ferroviari (non sono ammessi giunti misti bullonati e saldati), la verifica può essere condotta nel seguente modo: si dovranno impedire alla combinazione rara degli SLE gli scorrimenti delle giunzioni stesse tra le superfici a contatto e, pertanto, i valori massimi delle sollecitazioni di taglio dovranno rispettare la seguente condizione:

$$V_d \leq V_{s,Rd} = n f \cdot \frac{N_s}{\gamma_{M3}} \quad \text{con} \quad \gamma_{M3} = 1.25$$

Allo SLU è consentito lo scorrimento del giunto, ma dovrà essere garantito il funzionamento dello stesso a taglio. Pertanto la verifica dovrà essere eseguita secondo i criteri riportati nel par. 2.3.7.2 della presente Specifica, considerando per i bulloni una classe di resistenza non superiore alla 8.8.

Con tale criterio di verifica, le tolleranze foro-bullone saranno pari al 50% di quelle previste dal DM 14.1.2008.

1.8.3.3 VERIFICHE SISMICHE E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE SISMICA

I criteri generali di progettazione sono quelli definiti al punto 7.2.1 e 7.9.2. del DM 14.1.2008 di cui si riportano i principali contenuti.

“Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 del DM 14.1.2008 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona sismica 3 o 4.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;*
- b) comportamento strutturale dissipativo.*

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 100 di 202

linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- *Classe di duttilità alta (CD"A");*
- *Classe di duttilità bassa (CD"B").*

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovreresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovreresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovreresistenza γ_{Rd} , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD"A" e ad 1,1 per CD"B".

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 101 di 202

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio.

Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze" secondo le modalità di verifica specificate nel seguito.

Le strutture dei ponti ferroviari si progettano, di norma, in CD "B" salvo esplicita autorizzazione del Gestore dell'Infrastruttura.

Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata anche in modo indipendente dalla verifica dei requisiti di duttilità.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5 del DM 14.1.2008). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in modo da soddisfare i requisiti richiesti così come la verifica dei requisiti di duttilità.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 102 di 202

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Analisi non lineare

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

L'impiego di analisi di tipo non lineare deve essere appositamente autorizzato dal Gestore dell'Infrastruttura.

I gruppi di carico di cui alla tabella 5.2.IV del par. 5.2.3.1.3 del DM 14.1.2008, da considerare sono il Gruppo 1 e il Gruppo 3.

Gerarchia delle resistenze

Nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e di quanto specificato nel paragrafo 7.2.5 del D.M. si richiede che il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione terreno vengano eseguiti assumendo come azioni di riferimento le resistenze degli elementi strutturali soprastanti amplificati del corrispondente γ_{Rd} . Tali azioni dovranno essere non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le analisi strutturali dovranno essere eseguite tenendo conto dell'interazione terreno struttura (considerando almeno la deformabilità dell'accoppiamento palo terreno) e considerando la rigidità delle strutture in c.a. fessurata.

Pali di fondazione

Nel progetto dei pali di fondazione, si richiede comunque di assumere allo S.L.V. azioni di progetto non superiori a quelle derivanti da una analisi della struttura condotta assumendo un fattore di struttura q pari a 1.5 e di progettare le sezioni per un comportamento duttile e opportunamente confinate. In particolare, occorrerà prevedere un'armatura longitudinale non inferiore all'1% dell'area del calcestruzzo ed estesa per una lunghezza almeno pari a 10 diametri del palo (a partire dalla testa del palo), e un'armatura orizzontale di confinamento di diametro non inferiore a 12 mm realizzata con staffe chiuse, ovvero con spirale continua solidalmente fissata ad ogni ferro longitudinale in ogni spira ed estesa per almeno tre diametri del palo, nell'intorno della potenziale

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 103 di 202

cerniera plastica.

Apparecchi d'appoggio

I vincoli di ritegno degli impalcati ed i ritegni sismici devono essere progettati in modo che risultino idonei sia a trasmettere le sollecitazioni prodotte dal sisma, sia ad evitare sconnessioni degli elementi componenti il vincolo e la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi, evitando altresì la possibilità di eventuali urti tra vari elementi strutturali.

Con riferimento al dimensionamento degli apparecchi d'appoggio e dei ritegni sismici si puntualizza che dovrà essere valutata la capacità di dissipazione allo S.L.U. della struttura del ponte nel suo complesso considerando le fessurazioni degli elementi in c.a., la plasticizzazione dei materiali nonché l'interazione sismica con il terreno di fondazione (dissipazione per irraggiamento). In via semplificata, in tale contesto, può assumersi che detta capacità dissipativa possa tradursi in un incremento dello smorzamento viscoso del 10% dello smorzamento critico da considerare nella valutazione dell'azione sismica di cui al paragrafo 1.7

L'impiego dei *“particolari tali dispositivi atti a disaccoppiare il moto dell'impalcato dal moto delle pile e a dissipare energia”* è subordinato alla preventiva autorizzazione del Gestore dell'Infrastruttura e deve rispettare tutte le disposizioni specifiche presenti nel D.M. 14.1.2008.

Collegamenti

Con riferimento alla definizione di “collegamento” fornita al paragrafo 7.9.5.4.3 del D.M. 14.1.2008 e che di seguito si riporta:

Con il termine di collegamenti si designano diversi dispositivi aventi lo scopo di impedire o limitare il movimento relativo tra impalcato e sommità pila. Questi dispositivi possono consistere in “chiavi a taglio”, in elementi ammortizzanti in gomma o altro, collegamenti a fune, elementi a cerniera in acciaio bullonati agli elementi collegati, ecc.

Si precisa che nei ponti ferroviari i collegamenti non sono ammessi, salvo esplicita autorizzazione del Gestore dell'Infrastruttura.

CAPITOLO 2 - CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI

2.1 PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI

Si riporta integralmente il contenuto del par. 5.2.1 del DM 14.1.2008.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 104 di 202

“5.2.1 Principali criteri progettuali e manutentivi

La progettazione dei manufatti sotto binario deve essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.”

Valgono inoltre le seguenti prescrizioni generali, salvo casi speciali documentati ed espressamente autorizzati dal Gestore dell'Infrastruttura:

- a) Il progetto dell'opera dovrà tenere conto delle fasi di costruzione e montaggio della struttura e dei relativi stati di sollecitazione e deformazione: stati sia transitori, sia destinati a cumularsi ad opera finita. Nei calcoli di verifica dovranno, pertanto, considerarsi le azioni più gravose che derivano alle strutture anche nelle fasi di costruzione e montaggio.
- b) Di norma sono consentite tipologie strutturali di tipo a travata (semplicemente appoggiata o continua) o ad arco. Non sono ammesse strutture con seggiole “Gerber”. Per l'adozione di tipologie particolari quali ponti a cavalletto, ponti strallati o sospesi etc., sarà necessaria una specifica approvazione da parte delle Gestore dell'Infrastruttura. Gli impalcati continui dovranno essere progettati con un rapporto tra le luci tale che, nella condizione di carico più sfavorevole, il rapporto tra la reazione vincolare positiva dovuta ai carichi permanenti e quella negativa dovuta alle azioni variabili non deve essere inferiore a 1.2, e, comunque, in detta condizione l'azione totale sul singolo apparecchio d'appoggio non deve essere inferiore a 250 kN.
- c) Quando l'opera da progettare ricade in zone nelle quali è forte il rischio di cedimenti delle fondazioni (terreni molto comprimibili, pile in alveo, etc.) saranno da preferirsi tipologie strutturali di tipo isostatico; per ciò che concerne la valutazione dei cedimenti differenziali a lungo termine “ δ ” fra due fondazioni contigue, sotto l'effetto dei carichi permanenti, valgono le prescrizioni fornite al par. 1.6.1.
- d) Nel caso di strutture composte da elementi aventi diverse proprietà elastiche si dovrà tenere conto di tali differenze nonché del ritiro e della viscosità (di tipo differenziale se del caso); tutto questo, in generale, quando detti fenomeni siano a sfavore di sicurezza.
- e) Nella progettazione delle pile di un viadotto, particolare attenzione dovrà essere posta nel valutare le eventuali interferenze con le strutture di sostegno dell'elettrificazione, con particolare riguardo al portale di ormeggio o ai sostegni sui quali sono posizionati i contrappesi.
- f) Nella progettazione di impalcati con armamento su ballast sovrappassanti infrastrutture viarie

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 105 di 202

si dovrà prevedere l'adozione di opportuni grigliati verticali da porsi in adiacenza al parapetto. L'altezza di tali elementi dovrà essere di almeno 1.60 m dal piano di camminamento e la maglia della griglia non dovrà essere superiore a 21x76 mm.

- g) E' necessario porre particolare attenzione alla messa a terra delle opere. In generale, al fine di evitare continuità elettrica si dovranno prevedere coprighiunti di tipo dielettrico tra impalcato-impalcato e impalcato-spalla, e appoggi dielettrici.
- h) I muretti paraballast sui ponti continui devono essere giuntati ad opportuno interasse.

2.1.1 ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE

Si richiama integralmente il contenuto del par. 5.2.1.1 del DM 14.1.2008.

“5.2.1.1 Ispezionabilità e manutenzione

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).”

Valgono, inoltre, le seguenti prescrizioni generali, salvo casi speciali documentati ed espressamente autorizzati dal Gestore dell'Infrastruttura:

- i) Qualora si adottino appoggi in acciaio-teflon, questi dovranno essere posizionati su appositi baggioli tali per cui lo spessore completo dell'appoggio più il baggiolo dovrà risultare non inferiore a 40 cm.
- j) Nei viadotti, al fine di limitare la lunghezza dei percorsi di ispezione ed i relativi costi, sarà da prevedersi una scala di discesa dall'impalcato ai pulvini delle pile ogni tre campate del viadotto stesso e comunque ad una distanza non superiore a 100 metri l'una dall'altra, quando trattasi di impalcati a cassone che possono essere percorsi al loro interno, oppure

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 106 di 202

una in corrispondenza di ogni pila quando si tratta di impalcati a travi o a cassone continuo. In corrispondenza dell'estremità di una o più campate a struttura mista acciaio-calcestruzzo dovrà essere prevista almeno una scala di discesa.

Le scale di discesa ai pulvini dovranno essere, di norma, completamente esterne alla soletta.

- k) Sempre al fine di rendere le strutture più facilmente ispezionabili, l'altezza libera corrente all'interno di sezioni chiuse dovrà, di norma, risultare non minore di 1.80 m. Qualora si adottino soluzioni strutturali a due cassoncini per via di corsa sono ammesse, previa approvazione del Gestore dell'Infrastruttura, altezze interne inferiori al limite suddetto fino ad un minimo di 1.60 m, a condizione che la lunghezza totale del viadotto non sia superiore a 600 m e che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. Ove si adottino impalcati a singolo cassone per via di corsa o a monocassone per due o più binari, sono ammesse, previa approvazione del Gestore dell'Infrastruttura, altezze interne inferiori a 1.80 m fino ad un minimo di 1.60 m, a condizione che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. In presenza di viadotti lunghi più di 1000 m, sarà necessario prevedere l'accesso ai pulvini anche direttamente da terra mediante scale di sicurezza esterne alla pila, dotate di un dispositivo anti-intrusione il cui tipo dovrà essere preventivamente approvato dal Gestore dell'Infrastruttura. Tali scale dovranno essere disposte in maniera da garantire un accesso al viadotto al più ogni 500 m ed avere dimensioni tali da garantire il passaggio del personale con i relativi mezzi d'opera.
- l) Al fine di agevolare l'attività del personale addetto alla manutenzione dei ponti, sulla sommità delle pile devono essere previsti opportuni dispositivi di protezione contro il rischio di caduta dall'alto (ad esempio parapetti, velette etc.).
- m) In tutti gli impalcati a sezione chiusa dovranno essere previsti fori od aperture atti ad evacuare le acque che per cause accidentali possono infiltrarsi all'interno della struttura.
- n) Per agevolare gli interventi di manutenzione, nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo a travi devono prevedersi idonei camminamenti con grigliati alveolari tra tutte le travi principali.
- o) Tutte le pile a sezione cava dovranno essere in generale chiuse; qualora, per particolari esigenze, se ne debba prevedere l'ispezionabilità, occorrerà prevedere sul pulvino un passo d'uomo provvisto di adeguata chiusura di sicurezza ed una scala interna; in ogni caso,

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 107 di 202

dovranno essere previsti fori di aerazione opportunamente protetti con griglie anti-intrusione.

- p) Per i ponti di maggiore importanza e/o situati in zone impervie o difficilmente accessibili, nonché per le travate metalliche di maggior lunghezza e sovrappassanti fiumi, o comunque quando richiesto dal Gestore dell'Infrastruttura, al fine di agevolare le operazioni di ispezione, di controllo o di riparazione delle parti strutturali, sono da prevedere carrelli di ispezione lasciati in sito o, almeno, vie di corsa per i carrelli da montare all'atto delle visite. Tale prescrizione si applica anche in caso di attraversamenti di autostrade purché siano garantiti i franchi minimi dal piano stradale.
- q) Le pile con estradosso pulvino ad altezza inferiore a 3.0 m dal piano campagna dovranno essere opportunamente protette al fine di evitare intrusioni all'interno del viadotto.
- r) Al fine di garantire l'ispezionabilità di tutte le superfici dell'impalcato in c.a. e/o c.a.p. la distanza fra le ali inferiori delle travi a doppio T non dovrà essere inferiore a 50 cm.
- s) In corrispondenza di tutti i trasversi delle travi a sezione scatolare dovrà essere previsto un passo d'uomo di almeno 60 cm; ove lo spessore del traverso dovesse essere superiore ai 30 cm la dimensione del passo d'uomo dovrà essere opportunamente aumentata. Nei casi in cui la parte inferiore del passo d'uomo dovesse essere ad una distanza superiore ai 70 cm dall'estradosso della controsoletta dovrà essere prevista una scala di accesso. Le testate contigue di travi appoggiate dovranno distare tra loro di almeno 60 cm.
- t) Nelle prescritte visite periodiche agli impalcati metallici dovrà essere consentito al personale, all'uopo incaricato, di poter ispezionare il più agevolmente possibile le varie membrature per rilevare tempestivamente il manifestarsi di eventuali anomalie nelle saldature, nonché verificare l'efficienza delle giunzioni chiodate o bullonate ed il buono stato di conservazione della verniciatura in ogni parte strutturale. Inoltre, dovrà essere garantita l'effettuazione delle riparazioni che si rendessero necessarie nel tempo, evitando la messa fuori esercizio delle travate metalliche. Pertanto, per i vari elementi strutturali saranno da preferire profili aperti con i quali sarà sempre possibile la sostituzione dei chiodi o bulloni che dovessero allentarsi; nelle travate a maglie triangolari particolare cura richiedono i nodi di testata ove saranno da prevedere opportune aperture per consentire gli accessi negli spazi inevitabilmente ristretti. In occasione di raddoppi di linee o nelle linee a doppio binario, tra le

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 108 di 202

travi principali interne delle travate a semplice binario affiancate dovrà di norma lasciarsi uno spazio sufficiente per le ispezioni, riverniciature o riparazioni, soprattutto nelle travate a parete piena.

- u) Fermo restando quanto previsto dalle norme ferroviarie per i sentieri pedonali e i piazzoletti di rifugio, per i viadotti a travate metalliche a via inferiore a maglia triangolare aventi lunghezza complessiva maggiore di 150 m, occorre prevedere almeno un camminamento esterno alle pareti principali per ciascun binario.

2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Si richiama integralmente il contenuto del par. 5.2.1.2 del DM 14.1.2008.

“5.2.1.2 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema. Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.”

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 109 di 202

2.1.3 ALTEZZA LIBERA

Si richiama integralmente il contenuto del par. 5.2.1.3 del DM 14.1.2008.

“5.2.1.3 Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante. Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

I ponti sui corsi d'acqua classificati navigabili dovranno avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.”

Di norma, nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5.20 m, salvo che non sussistano particolari difficoltà tecniche o economiche. Per opere da realizzare su linee esistenti tale limite è mantenuto a 5.0 m.

2.1.4 SCHEMA STATICO

Lo schema statico d'insieme della struttura dovrà risultare chiaramente definito nel progetto e dichiarato nella relazione tecnica e di calcolo, in rapporto alle condizioni di vincolo esterne ed interne delle sue diverse parti.

La deformabilità elastica dei vincoli, siano essi interni o esterni, dovrà essere presa in conto nella definizione dello schema statico, in tutti i casi in cui essa possa alterare il regime di sollecitazione o di deformazione della struttura per più del 5%.

Qualora esistano incertezze nella caratterizzazione elastica dei vincoli, (ai fini della individuazione

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 110 di 202

dello schema statico di cui al comma precedente) le analisi dovranno essere ripetute per diversi valori della loro rigidità, entro i quali sicuramente si collochi la situazione reale, assumendo i risultati di volta in volta più sfavorevoli.

Qualora la durata delle fasi di costruzione comporti una sensibile influenza sullo stato di sollecitazione finale della struttura (ad esempio a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità) le analisi dovranno essere svolte per due diversi valori di durata delle fasi interessate, che costituiscano casi limite per la reale situazione.

2.1.5 APPARECCHI D'APPOGGIO-COPRIGIUNTI-RITEGNI SISMICI

2.1.5.1 SPOSTAMENTI

Per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di uguale luce, salvo più accurate determinazioni, l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio può essere valutata nella seguente maniera:

In direzione longitudinale:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

ove:

E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E_2 = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

k_1 = 0.45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

k_2 = 0.55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;

d_{Ed} = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel paragrafo 7.3.3.3 del DM 14.1.2008 che di seguito si riporta;

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 111 di 202

statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \times d_{Ec}$$

dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \times T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

d_{eg} = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il paragrafo 3.2.3.3 del DM 14.1.2008 che di seguito si riporta;

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione seguente:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$$

dove a_g , S , T_c , T_D sono le grandezze definite al § 3.2.3.2.1 del D.M. 14.1.2008.

... Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati precedentemente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij,max} = 1,25 \cdot \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij,max} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right],$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 112 di 202

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e d_{ij0} , spostamento relativo tra due punti a piccola distanza, è dato dall'espressione

$$d_{ij0}(x) = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}|,$$

Per punti a distanza inferiore a 20 m lo spostamento relativo, se i punti ricadono su sottosuoli differenti, è rappresentato da d_{ij0} ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione $d_{ij}(x)$ precedente, con le espressioni:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2,3 \cdot x \text{ per sottosuolo tipo D}$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3,0 \cdot x \text{ per sottosuolo di tipo diverso da D.}$$

In ogni caso, dovrà risultare:

$$E_L \geq E_0 \quad \text{e} \quad E_L \geq E_i \quad \text{con} \quad i = 1, 2, 3$$

ove:

E_0 = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;

E_i = il maggiore dei due termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi $E_L = \max(E_0; E_i)$.

Per garantire un valore minimo di escursione, in funzione della sismicità del sito, il valore E_L dovrà essere assunto non minore di:

$$E_L \geq 3,3 \cdot \frac{L}{1000} + 0,1 \quad \text{e} \quad E_L \geq 0,15m \quad \text{per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) \geq 0,25 \text{ g}$$

$$E_L \geq 2,3 \cdot \frac{L}{1000} + 0,073 \quad \text{e} \quad E_L \geq 0,10m \quad \text{per le zone classificate sismiche con } a_g(\text{SLV}) < 0,25 \text{ g}$$

ove:

L = la lunghezza del ponte (m).

Tali limiti vengono riportati nella successiva figura 2.1.5.1.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 113 di 202

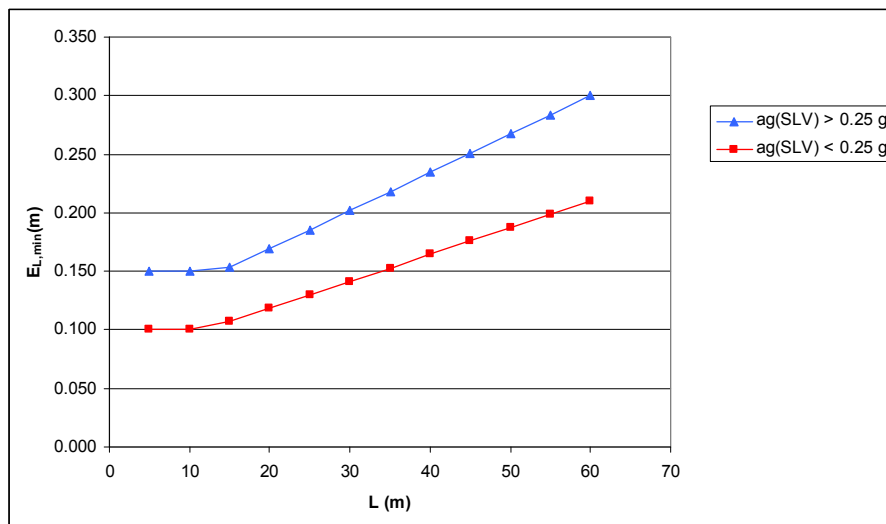


Figura 2.1.5.1 – Valori minimi E_L

Per ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate di luci diverse o da travi continue, le formule precedenti dovranno essere adeguate al caso specifico.

2.1.5.2 CORSA DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO MOBILI

La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a $\pm(E_L/2 + E_L/8)$ con un minimo di $\pm(E_L/2 + 15 \text{ mm})$. La grandezza E_L è definita nel punto 2.1.5.1

2.1.5.3 ESCURSIONE DEI GIUNTI

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a:

$$\pm (E_L/2 + 10 \text{ mm}) \text{ calcolata in accordo con il punto 2.1.5.1}$$

Nei casi in cui le escursioni totali dei giunti e degli apparecchi d'appoggio risultassero tali da pregiudicare la fattibilità dei giunti stessi e degli apparecchi d'appoggio medesimi, potrà essere realizzata una catena cinematica longitudinale, connettendo longitudinalmente gli impalcati adiacenti. La tipologia da adottare dovrà essere preventivamente accettata dal Gestore dell'infrastruttura e, in tal caso, dovrà essere eseguita l'analisi dinamica della struttura valutando anche gli effetti (spostamenti, sollecitazioni) su tale dispositivo.

2.1.5.4 AMPIEZZA DEI VARCHI

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcati adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a: $V \geq E_L/2 + V_o$ ove $V_o = 20 \text{ mm}$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 114 di 202

2.1.5.5 RITEGNI SISMICI

Devono essere previsti ritegni sismici sia trasversali che longitudinali; questi ultimi dovranno essere disposti così da evitare l'urto delle testate affacciate degli impalcati adiacenti. A tal fine il ritegno sismico dovrà essere disposto ad una distanza, dal bordo della trave supportata dal vincolo mobile, pari a:

$$V - V_o/2$$

La superficie di potenziale contatto fra trave e ritegno sismico dovrà essere rivestita con un cuscinetto di neoprene armato e di spessore opportuno; la distanza fra il cuscinetto di neoprene e la superficie della trave dovrà essere limitata a $5 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ per i ritegni trasversali e quelli longitudinali lato appoggio fisso, mentre per i ritegni longitudinali essa dovrà essere pari $V_L/2 + 10 \text{ mm}$ con tolleranza $\pm 2 \text{ mm}$.

2.1.6 MONITORAGGIO

Nel caso in cui si prevedano sistemi di monitoraggio permanente delle opere d'arte, tali sistemi dovranno essere opportunamente protetti al fine di salvaguardare la funzionalità degli stessi durante la fase di esercizio.

Di norma dovrà essere previsto un sistema di trasmissione dei dati presso una postazione remota di controllo che dovrà essere dotata della specifica procedura operativa di gestione dei dati, in cui saranno definiti per le grandezze oggetto di monitoraggio i valori attesi nella fase di esercizio, i valori delle soglie di attenzione e i valori di allarme, nonché le azioni da intraprendere al superamento di dette soglie.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 115 di 202

2.2 STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

2.2.1 CRITERI GENERALI

- a) Per le strutture precomprese, qualora si adottino per le travi principali sistemi di precompressione a barre o a cavi post-tesi, dovranno prevedersi tecniche di iniezione sotto vuoto la cui efficacia dovrà essere documentata prima della esecuzione in opera. L'eventuale precompressione della soletta dovrà essere realizzata, di norma, con barre. Non sono comunque ammesse aperture o tasche per tesare cavi nella parte superiore delle solette di impalcato.
- b) Nel caso si adotti il sistema di precompressione a trefoli pre-tesi, dovrà essere posta particolare attenzione nell'accertare e documentare all'atto del rilascio delle armature di precompressione la controfreccia delle travi prefabbricate ed il relativo modulo d'elasticità medio; inoltre, a campione, dovrà essere controllato l'allungamento e il rientro dei trefoli. Tali procedure di controllo dovranno essere indicate nel progetto dell'opera specificando la necessità della loro approvazione da parte della D.L. e della successiva verbalizzazione dei controlli; i risultati ottenuti dovranno essere confrontati con le assunzioni progettuali per i necessari controlli e, se del caso, dovranno essere assunte le necessarie determinazioni.
- c) Negli impalcati a cassone mono o pluricellulare sarà ammessa l'adozione di sistemi di precompressione a cavi esterni purché la scelta di tale sistema sia stata preventivamente concordata con il Gestore dell'Infrastruttura che dovrà fornire le necessarie specifiche di riferimento. In ogni caso i cavi di precompressione dovranno essere adeguatamente protetti e ispezionabili ed il sistema adottato dovrà consentire l'eventuale sfilamento e sostituzione dei cavi.
- d) Quando la tempistica di realizzazione dell'opera risulti avere una sensibile influenza sullo stato di sollecitazione finale della struttura (ad esempio a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità), le analisi dovranno essere svolte per due diversi tempi di esecuzione delle fasi interessate, che costituiscano i due casi limite entro i quali andrà a collocarsi la situazione reale. Inoltre, al fine di limitare gli effetti viscosi, è consigliabile che le sezioni di strutture precomprese siano interessate da stati tensionali non eccessivamente sbilanciati sotto l'azione del peso proprio e dei carichi permanenti.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 116 di 202

- e) Se si fa ricorso all'impiego di strutture prefabbricate, queste dovranno essere verificate, con la resistenza che compete loro durante la generica fase, nelle condizioni di scassatura, sollevamento, trasporto e posa in opera. Inoltre, se una struttura è soggetta a particolari condizioni di carico precedenti alla sua messa in esercizio, come accade ad esempio agli impalcati e alle sottostrutture che risultino via di trasporto per il cantiere, dovranno essere accuratamente valutate tale situazione e dovrà essere assicurato in ogni caso il rispetto delle verifiche alla formazione delle fessure nella combinazione frequente dello S.L.E.; nel caso di strutture in calcestruzzo, la resistenza caratteristica dovrà essere valutata dopo “j” giorni di stagionatura, coerentemente con la condizione di carico considerata.
- f) Ove risulti necessario, è consentito l'impiego di ponti costruiti a sbalzo con conci gettati in opera. Di norma non sono ammessi conci prefabbricati; eventuali deroghe dovranno essere esplicitamente autorizzate dal Gestore dell'Infrastruttura e le procedure costruttive dovranno comunque consentire la continuità delle armature in acciaio ordinario, sia in direzione longitudinale che trasversale.
- g) Nel caso di variazione dello schema statico durante la costruzione (ad esempio nei ponti costruiti a sbalzo e poi resi continui), e quando non vi siano specifiche controindicazioni, il progetto potrà prevedere la possibilità, tenuto conto dell'importanza dell'opera, di realizzare un sistema di distorsioni tale da portare lo stato di sollecitazione della struttura il più possibile coincidente con quello che si sarebbe avuto se il ponte fosse stato costruito direttamente con il suo schema statico definitivo.
- h) Tutti gli impalcati a travi, siano esse a doppio T o a sezione scatolare, dovranno avere, oltre ai trasversi in corrispondenza degli appoggi, anche trasversi intermedi in numero di: almeno uno per luci fino a 10 m, almeno due per luci comprese fra 10 e 25 m, almeno tre per luci maggiori di 25 m. Di norma i trasversi saranno precompressi. I trasversi di testata dovranno sempre essere solidali con la soletta dell'impalcato. Nel caso in cui la precompressione dei trasversi venga effettuata dopo la posa in opera delle travi sugli appoggi definitivi, dovranno essere valutati gli effetti indotti dalla presenza di questi vincoli sull'azione di precompressione.
- i) Su ogni trave precompressa dovranno essere riportati con vernice indelebile o con targhe (in plastica o in alluminio) le seguenti informazioni (visibili dalla zona di ispezione del pulvino):
- ditta esecutrice;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 117 di 202

- data del getto;
 - tipo di precompressione e data di rilascio dei trefoli per strutture pre-tese e di tesatura dei cavi per strutture post-tese;
 - modulo elastico del calcestruzzo all'atto della precompressione (solo per strutture pre-tese);
 - tensione di tesatura dell'armatura di precompressione;
 - caratteristiche di progetto dei materiali [R_{ck} , E_{co} , φ_{∞} , $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$, f_{ptk} , f_{pyk} (quest'ultimo valore solo nel caso si utilizzino barre post-tese)].
- l) In corrispondenza delle testate delle strutture in c.a.p. occorre operare delle verifiche locali per tenere conto dei fenomeni connessi all'introduzione e alla diffusione della precompressione nel calcestruzzo (fenomeni di bursting, spalling e spreading), prevedendo un'armatura aggiuntiva diffusa in grado di assorbire le relative sollecitazioni il cui tasso di lavoro non dovrà essere superiore a 160 MPa per governare il fenomeno della fessurazione.
- m) Quando si abbiano più testate di precompressione adiacenti è necessario posizionarle garantendo una distanza minima tra le stesse; tale distanza deve essere conforme a quella indicata nella documentazione di deposito di tali ancoraggi al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Se non espressamente specificato nella documentazione di deposito, detta distanza dovrà essere almeno pari al doppio della distanza fra la testata e il bordo libero della trave di prova di cui alla documentazione di deposito al Consiglio Superiore.
- n) In sede di progetto occorre valutare l'entità della prerogolazione degli appoggi mobili; particolare attenzione dovrà porsi in tutti i casi in cui è prevista una costruzione per fasi come pure quando siano previste precompressioni sull'impalcato posto in opera.

2.2.2 REQUISITI DI DURABILITÀ

Si riporta integralmente il contenuto del par. 11.2.11 del DM 14.1.2008 con integrazioni e chiarimenti.

“11.2.11 Durabilità

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 118 di 202

A tal fine in fase di progetto la prescrizione, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, deve fissare le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), i valori del copriferro e le regole di maturazione.

Ai fini della valutazione della durabilità, nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, si potranno prescrivere anche prove per la verifica della resistenza alla penetrazione agli agenti aggressivi, ad esempio si può tener conto del grado di impermeabilità del calcestruzzo. A tal fine può essere determinato il valore della profondità di penetrazione dell'acqua in pressione in mm.

Per la prova di determinazione della profondità della penetrazione dell'acqua in pressione nel calcestruzzo indurito vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-8:2002.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si potrà fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edita dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.”

Per garantire i necessari requisiti di durabilità delle opere è compito del Progettista, salvo casi particolari documentati ed espressamente autorizzati dal Gestore dell'Infrastruttura, individuare e prescrivere, in funzione delle condizioni di esposizione previste nelle istruzioni UNI EN 206-1:2006, le seguenti caratteristiche dei materiali:

- rapporto acqua/cemento (A/C);
- tipo di cemento;
- impiego di protettivi;
- ritiro e deformazione;
- classi di consistenza.

2.2.3 QUALITÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.2.3.1 CALCESTRUZZI

Per ciò che concerne i tipi di conglomerato da adottare per le varie tipologie strutturali correnti, si riportano di seguito i requisiti minimi delle miscele da impiegare (tabella 2.2.3.1-1) se non diversamente specificato dal Gestore dell'Infrastruttura.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 119 di 202

I		II	III	IV	V
Tipo di calcestruzzo		Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ⁽¹⁾	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}]	Classe di resistenza di calcolo (MPa) ⁽²⁾
A	1	Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati	[XC3]	C35/45	Rck
	2	Impalcati ed Elementi in c.a.p. gettati in opera	[XC3]	C35/45	Rck
B	1	Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	[XC3]	C35/45	Rck
	3	Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali	XA1	C28/35	Rck
C	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	C28/35	Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	C28/35	Rck
D		Tombini a struttura scatolare e circolare	XA1	C28/35	Rck
E	2	Solettoni di fondazione Fondazioni armate	XC2	C25/30	30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc....)	XC2	C25/30	30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	C25/30	Rck
F	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	C25/30	30
	2	Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	C32/40	Rck
G		Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	Rck

(1) Di norma, la classe di esposizione ambientale indicata individua le caratteristiche della miscela; nei casi in cui la classe di esposizione ambientale è scritta tra parentesi quadre (es. [XC3]) come per i calcestruzzi di tipologia A1 e A2), la classe di resistenza minima è stata determinata in considerazione di fattori diversi e, comunque, più vincolanti. Fermo restando quanto sopra, il Progettista dovrà verificare la effettiva classe di esposizione per ogni progetto.

(2) Con Rck si indica in colonna V il valore della resistenza caratteristica a 28 gg di progetto come il maggiore tra il valore richiesto dal calcolo strutturale e quello derivante dalla classe di esposizione. Nella stessa colonna sono inoltre riportati, per alcune parti d'opera, il massimo valore da utilizzare come resistenza di calcolo.

Tab. 2.2.3.1-1– Requisiti minimi delle miscele

Il diametro massimo degli inerti deve essere scelto in relazione al copriferro ed all'interferro adottato (cfr. par. 2.2.6).

2.2.3.2 ARMATURE

Per gli acciai valgono le prescrizioni previste dal DM 14.1.2008; gli acciai armonici da precompressione dovranno sempre essere di tipo stabilizzato.

Protezione delle armature

Il progetto dell'armatura delle travi di impalcato dovrà prevedere il collegamento elettrico di tutti i ferri dell'armatura di precompressione in corrispondenza delle testate mediante un conduttore di

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 120 di 202

acciaio che resterà inglobato all'interno della trave stessa dopo il getto; tale conduttore sarà poi a sua volta collegato con un terminale costituito da un tondo di acciaio tipo dolce del diametro di 24 mm da prolungare fino alla superficie delle testate della trave ed opportunamente protetto dalla corrosione. Tale terminale dovrà essere collocato in posizione accessibile ad opera ultimata poiché servirà, una volta attivato l'esercizio ferroviario, a far effettuare dall'Appaltatore la misura del potenziale elettrico, il rilevamento delle correnti vaganti ed l'eventuale messa a terra o protezione catodica delle armature stesse. Eventuali altri sistemi di protezione delle armature di precompressione, quali ad esempio l'introduzione di testate di precompressione di tipo elettricamente isolato, dovranno essere documentati ed approvati preventivamente dal Gestore dell'Infrastruttura, sulla base di una idonea documentazione sperimentale che ne testimoni le caratteristiche.

Nel caso di strutture in c.a.p. ad armature pretese per le quali risultasse di difficile esecuzione il collegamento delle estremità delle armature stesse con un conduttore, si dovrà provvedere all'isolamento elettrico mediante verniciatura delle superfici di testata delle travi con opportuni materiali dielettrici preventivamente approvati dal Gestore dell'Infrastruttura.

Di norma, nel caso di precompressione a cavi post-tesi dovranno adottarsi guaine in plastica HDPE che rispettino i requisiti previsti nel bollettino FIB n.7 "Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning (Guaine corrugate plastiche per post-tensione interna aderente)", del gennaio 2000, e preventivamente approvate dal Gestore dell'Infrastruttura.

copriferri

Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

La protezione dell'armatura contro la corrosione si basa sulla presenza continua di un ambiente alcalino ottenuto con un adeguato spessore di calcestruzzo di buona qualità, correttamente maturato. Lo spessore di copriferro dipende sia dalle condizioni ambientali che dalla qualità del calcestruzzo.

Pertanto, il progetto dovrà contenere tutte le indicazioni costruttive per realizzare e controllare il copriferro.

Il valore minimo dello spessore di copriferro è determinato in base ai requisiti di aderenza, di durabilità ed eventuale resistenza al fuoco.

Si forniscono, nel seguito, i valori minimi del copriferro da adottare per i diversi elementi strutturali. Nei casi in cui le condizioni ambientali siano aggressive e molto aggressive i copriferri

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 121 di 202

minimi indicati in tabella vanno aumentati rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).

Elemento strutturale	Categoria di esposizione UNI EN 206	Condizioni ambientali ai sensi del DM 2008 (tab. 4.1.III)	Classe di resistenza minima Norma Ponti	Copriferro minimo Norma Ponti
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	Ordinarie	C 25/30	60 mm
Pali / diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	Ordinarie	C 25/30	60 mm
Pali di fondazione prefabbricati	XA1	Aggressive	C 32/40	60 mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	XC2	Ordinarie	C 25/30	40 mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, etc....)	XC2	Ordinarie	C 25/30	40 mm
Cunette, canalette e cordoli	XC1	Ordinarie	C 25/30	40 mm
Opere in elevazione in vista (pile, spalle, baggioli, pulvini)	XC3	Ordinarie	C 28/35	40 mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	XC3	Ordinarie	C 28/35	40 mm
Solette estradosso	XC3	Ordinarie	C 28/35	35 mm
Solette intradosso (getto in opera)	XC3	Ordinarie	C 28/35	35 mm
Impalcati - armatura ordinaria	XC3	Ordinarie	C 28/35	40 mm
Impalcati in c.a.p. - cavi pre-tesi	XC3	Ordinarie	C 35/45	$\max \{3\Phi_{TR}; 50 \text{ mm}\}$
Impalcati in c.a.p. - cavi post-tesi	XC3	Ordinarie	C 35/45	$\max \{\Phi_G; 60 \text{ mm}\}$
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	XC3	Ordinarie	C 35/45	25 mm
Predalles senza funzioni strutturali	XA1	Aggressive	C 28/35	$\max \{\Phi_{mf}; 20 \text{ mm}\}$

Φ_{TR} = diametro esterno filo, treccia o trefolo;

Φ_G = diametro esterno guaina;

Φ = diametro armatura inferiore delle lastre.

2.2.4 LIMITI DIMENSIONALI

a) Nel caso di precompressione ad armature pretese, lo spessore dell'anima delle travi a "T" dovrà essere pari ad almeno 1/10 dell'altezza dell'anima stessa, con un minimo di 16 cm; lo spessore delle pareti dei cassoncini dovrà essere almeno pari a 1/12 dell'altezza, fermo restando il minimo di cui sopra. In questo contesto, per altezza dell'anima si intende la distanza fra le estremità degli eventuali raccordi delle pareti con le piattabande superiore e inferiore.

b) Nel caso di precompressione a cavi post-tesi dovranno essere rispettati gli spessori minimi delle anime previsti al precedente punto a). Comunque, la disposizione delle guaine dovrà essere tale da garantire una distanza minima, fra la superficie delle guaine stesse ed il bordo esterno della struttura,

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 122 di 202

non inferiore a 6 cm; inoltre, fra le superfici di due guaine adiacenti dovrà prevedersi una distanza non inferiore al massimo diametro delle guaine medesime.

c) Nel caso di precompressione a cavi post-tesa lo spessore minimo dell'anima delle travi, sia a T che a cassone, almeno nella zone di deviazione dei cavi, dovrà essere non inferiore a tre volte il diametro esterno della guaina dei cavi rialzati, con un minimo di 22 cm. Qualora vengano rialzati due cavi contemporaneamente, detto spessore dovrà risultare non inferiore a 5 volte il diametro esterno della guaina.

d) Nelle pile a sezione cava lo spessore delle pareti non potrà essere inferiore a 30 cm ed il rapporto delle lunghezze dei lati interni di ciascuna cavità non deve essere superiore a 3. In ogni caso per pile con sezione cava all'interno delle cavità dovranno essere previsti dei raccordi o delle rastremazioni in corrispondenza degli incroci dei setti verticali. Qualora le pile siano interessate da un corso d'acqua, esse saranno piene per tutta l'altezza al di sotto della massima quota prevista per l'acqua. La parte di riempimento dovrà essere eseguita in calcestruzzo di classe minima C16/20. Inoltre, nel caso di pile disposte in corsi d'acqua a carattere torrentizio con notevole trasporto solido, nel progetto dovranno essere indicati gli accorgimenti che si intendono adottare per limitare l'abrasione del calcestruzzo (protezioni meccaniche, uso di cementi o inerti particolari, etc.).

2.2.5 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER LE SOLETTE DI IMPALCATO

Nel caso di impalcato a travi prefabbricate, è vietato l'impiego di solette prefabbricate per tutto il loro spessore "s". Qualora si impieghino lastre prefabbricate (predalles) di spessore $s_1 < s$ queste potranno essere considerate collaboranti con la parte di soletta gettata in opera limitatamente alle sollecitazioni agenti in direzione trasversale all'impalcato purché contengano adeguate armature trasversali. Nella direzione ortogonale alle lastre (direzione longitudinale del ponte) non potrà farsi affidamento sulla continuità delle predalles e l'altezza di soletta da considerare ai fini delle verifiche sarà solo quella gettata in opera.

Lo spessore medio delle solette gettate in opera non dovrà essere inferiore a 30 cm; nel caso si utilizzino lastre collaboranti, lo spessore medio del getto in opera non dovrà risultare inferiore a 25 cm. Nelle solette gettate su lastre prefabbricate, le armature principali trasversali inferiori devono, di norma, essere contenute nelle lastre stesse ed essere, per quanto possibile, continue a cavallo delle travi.

Nei casi in cui le armature principali trasversali siano contenute nella lastra lo sforzo di scorrimento

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 123 di 202

fra l'estradosso delle lastre e l'intradosso del getto di calcestruzzo costituente la soletta dovrà essere assorbito dai tralicci metallici.

Le lastre collaboranti dovranno appoggiare sull'estradosso delle travi per almeno 3.0 cm.

Le verifiche delle lastre andranno effettuate per tutte le fasi di costruzione e carico delle stesse, sommando le sollecitazioni risultanti in ciascuna fase di carico, sulla sezione effettivamente resistente nella generica fase.

I dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra trave e soletta in calcestruzzo dovranno essere distribuiti lungo tutta la trave, compresa la zona tra l'asse teorico degli appoggi e la testata della trave stessa.

Il calcolo degli effetti locali della soletta va in genere eseguito a piastra, valutando sia i momenti flettenti trasversali che longitudinali, assumendo il coefficiente di Poisson nullo.

Per il coefficiente di incremento dinamico, da utilizzare per il calcolo degli effetti locali della soletta d'impalcato, si rinvia al paragrafo 1.4.2.5.

2.2.6 DISPOSIZIONE E QUANTITATIVI MINIMI DELLE ARMATURE

Diametri e distanze tra le barre

Al fine di limitare gli effetti della fessurazione, i diametri e le distanze tra le barre di armatura devono soddisfare le condizioni indicate nella seguente tabella. Si ricorda che in ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto.

Diametro delle barre [mm]	Massimo interasse delle barre [mm]
32	300
24	250
20	200

Tab. 2.2.6-1 – Diametri e relativi interassi massimi delle barre

Travi in c.a. e c.a.p

- Nel caso di precompressione ad armature pretese, al fine di limitare le cavillature in

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 124 di 202

corrispondenza delle testate delle travi è possibile neutralizzare localmente l'aderenza tra dette armature ed il calcestruzzo mediante l'adozione di guaine; in tal caso è obbligatorio sfilare da apposite cassette i tratti di armatura non aderenti, provvedendo successivamente all'iniezione dei condotti ed alla sigillatura delle cassette.

- Nel caso in cui si provveda a rialzare fili, trecce o trefoli, i dispositivi di deviazione dovranno essere tali che a trave ultimata non si abbiano inserti metallici ad una distanza inferiore a 4 cm dalla superficie del calcestruzzo. Tali dispositivi di deviazione dovranno inoltre consentire un raggio di curvatura non inferiore a 4 volte il diametro del trefolo deviato. Il numero dei fili o trefoli da rialzare dovrà essere valutato con attenzione (e comunque non dovrà superare il 50% del numero di fili o trefoli presenti nella sezione di mezzera della trave); ciò al fine di limitare gli effetti secondari prodotti dalla forza concentrata indotta nella struttura in corrispondenza della deviazione delle armature di precompressione.
- Nelle strutture in c.a.p. a cavi post-tesi si procederà, quando possibile, alla messa in opera delle guaine già complete di trefoli, in tutti i casi dovranno adottarsi tutti gli accorgimenti necessari per garantire l'integrità, la geometria e la funzionalità sia della guaina che dei trefoli prima delle operazioni di tesatura ed iniezione.
- Negli impalcati in c.a.p. aventi portata teorica maggiore di 40 m, in sede di progetto dovranno essere previsti opportuni deviatori ed ancoraggi in modo tale da permettere una eventuale precompressione supplementare, realizzata con cavi esterni, pari al 20% di quella di progetto, concorde, per quanto possibile, al cavo risultante.
- Sia per strutture in c.a. che per strutture in c.a.p. a cavi pretesi è necessario disporre, in corrispondenza degli appoggi una armatura inferiore in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari alla sollecitazione tagliente nella sezione di appoggio.

Per le strutture in c.a.p., nella valutazione della necessità e dell'entità di tale armatura, può ipotizzarsi che una aliquota dell'azione di precompressione sia efficace nella sezione di appoggio e, pertanto, possa essere scomputata dalla forza di trazione da assorbire.

Per la valutazione dell'aliquota dell'azione di precompressione efficace nella sezione d'appoggio può ipotizzarsi un andamento lineare delle tensioni di aderenza, a partire da un valore nullo in testata e raggiungendo il valore massimo ad una distanza pari a 70 volte il massimo diametro dei trefoli impiegati; in tale ambito, la tensione di aderenza deve ridursi al 70% del suo valore per tener conto dei fenomeni di fatica.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 125 di 202

- Nella verifica a taglio delle travi in c.a.p. la cui armatura sia ancorata per aderenza non si dovrà tener conto della precompressione nel tratto terminale compreso fra la testata ed una sezione posta a distanza della testata stessa pari a settanta volte il diametro dei trefoli.
- Nelle travi la distanza minima tra due barre non deve essere maggiore di 300 mm o dello spessore dell'anima della trave.
- Le distanza libera (sia orizzontale che verticale) tra singole barre parallele o strati di barre orizzontali (interferro) non deve essere minore del massimo diametro della barra, o di 20 mm. Inoltre, tale distanza non dovrà essere minore di $d_g + 5$ mm, essendo d_g la massima dimensione dell'aggregato. Le barre sovrapposte possono essere posizionate a contatto lungo la lunghezza di sovrapposizione.
- La continuità fra le barre può effettuarsi mediante la sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua tra le barre in ripresa (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro.
- Nel caso di ponti costruiti a sbalzo per conci successivi gettati in opera, oltre a quanto precedentemente stabilito, valgono le seguenti prescrizioni particolari:
 Nelle sezioni di collegamento di conci contigui dovrà essere presente una armatura ordinaria longitudinale continua pari ad almeno lo 0.3% della sezione di calcestruzzo uniformemente distribuita;
 In sede di progetto dovranno essere previsti all'interno dei cassoni di impalcato opportuni deviatori ed ancoraggi in modo tale da permettere una eventuale precompressione supplementare, realizzata con cavi esterni alle anime, pari al 20% di quella di progetto, concorde, per quanto possibile, con il cavo risultante;
 Al fine di valutare correttamente le perdite di precompressione per attrito, il progetto dovrà indicare le modalità di giunzione delle guaine tra concio e concio.

Armatura delle pile

- L'area dell'armatura longitudinale dovrà essere non inferiore allo 0.6% dell'area della sezione effettiva del calcestruzzo. Questa prescrizione non si applica ai tratti di pile che, per motivi idraulici, sono realizzati a sezione piena; per queste, fatte salve le esigenze di

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 126 di 202

calcolo, si manterrà l'armatura corrispondente alla sezione del tratto cavo immediatamente superiore.

- Le barre di armatura longitudinale non dovranno distare fra loro più di 300 mm compatibilmente con i limiti forniti nella tab. 2.2.6-1.
- Il diametro minimo delle staffe e delle legature trasversali (spille) è pari a 8 mm
- Non è ammesso l'impiego di staffe elicoidali (spiralì).
- Non è consentito congiungere tra loro i bracci delle staffe per sovrapposizione. Le staffe devono essere chiuse risvoltando i bracci nel nucleo di calcestruzzo mediante la piegatura dei ferri di 135° verso l'interno e per una lunghezza non inferiore a 10 volte il diametro della staffa.
- Nella zona di spiccato delle pile e in quella di sommità delle pile a telaio, per un tratto di lunghezza non inferiore a 3 metri non è consentito operare alcun tipo di giunzione delle armature verticali; al di fuori di tale tratto è consentito congiungere, in modo graduale, le barre verticali mediante sovrapposizione o altro. In particolare, le giunzioni devono essere effettuate in modo da interessare non più di 1/3 delle barre longitudinali presenti nella generica sezione, sfalsando due riprese di armatura successive di almeno 40 diametri in senso verticale.
- L'interasse delle armature trasversali s non deve essere superiore a 10 volte il diametro delle barre longitudinali, né a 1/5 del diametro del nucleo della sezione interna alle stesse.
- Nelle pile a sezione cava dovranno prevedersi spille di collegamento fra le armature longitudinali in numero di almeno 6 a metro quadro.
- Nel caso in cui il fattore di struttura "q" sia minore o uguale ad 1.5 l'armatura di confinamento delle pile deve rispettare le seguenti limitazioni:

Sezioni rettangolari piene o cave

In entrambe le direzioni parallele ai lati della sezione deve verificarsi che:

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \zeta$$

dove:

A_{sw} = Area totale delle staffe e/o delle spille in una direzione di confinamento;

b = Dimensione del nucleo di calcestruzzo confinato perpendicolare alla

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 127 di 202

direzione del confinamento, misurata fra i bracci delle armature più esterne;

s = Interasse verticale delle staffe.

$\zeta = 0.07$ per le zone classificate sismiche con $a_g(\text{SLV}) \geq 0.35 g$

$\zeta = 0.05$ per le zone classificate sismiche con $a_g(\text{SLV}) \geq 0.25 g$

$\zeta = 0.04$ per le zone classificate sismiche con $a_g(\text{SLV}) \geq 0.15 g$

$\zeta = 0.03$ per le zone classificate sismiche con $a_g(\text{SLV}) < 0.15 g$

Sezioni circolari e anulari

Definito il rapporto volumetrico di confinamento $\rho_w = V_{\text{sct}} / V_{\text{cc}}$

dove:

V_{cc} = Volume di calcestruzzo confinato di un tratto di pila di altezza pari all'interasse "s" fra le staffe;

V_{sct} = Volume complessivo delle armature di confinamento (staffe, spille, etc.)

presenti nel volume di calcestruzzo di cui sopra, deve verificarsi che:

$$\rho_w \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 1.4 * \zeta$$

Nelle sezioni circolari piene di diametro minore o uguale a 1.0 m, quale armatura di confinamento devono impiegarsi staffe circolari la cui area A_{sp} deve rispettare la seguente limitazione:

$$\omega_{\text{wd},c} = \frac{4A_{\text{sp}} \cdot f_{yd}}{D_{\text{sp}} \cdot s \cdot f_{cd}} \geq 1.4 * \zeta$$

dove:

D_{sp} = diametro della staffa circolare;

A_{sp} = area della staffa circolare.

Armatura dei pali di fondazione

- L'armatura longitudinale dei pali di fondazione in c.a. sarà estesa a tutta la lunghezza e sarà pari allo 0.4 della sezione di calcestruzzo, salvo maggiori valori richiesti dal calcolo. Detta armatura minima andrà elevata all'1.0 % nel tratto di palo di lunghezza pari a 10 D a partire dalla sommità (D = diametro nominale del palo). Il diametro delle barre longitudinali non dovrà essere minore di 16 mm.
- Per ciò che concerne le armature trasversali, queste dovranno contrastare

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 128 di 202

efficacemente gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno; l'adozione di armature a spirale deve prevedere che ogni spira sia fissata solidalmente a tutte le armature longitudinali intersecate, mentre le staffe dovranno essere chiuse e risvoltate verso l'interno. L'interasse delle staffe/passi delle spirali non dovrà essere superiore a 20 cm ed il loro diametro non essere inferiore a 12 mm;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 129 di 202

2.3 STRUTTURE IN ACCIAIO E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

2.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Per i ponti metallici possono distinguersi due famiglie di travate in relazione al tipo di armamento sugli impalcati: l'una con posa diretta sulle strutture portanti, l'altra con l'impiego del ballast.

Per velocità $V \geq 200$ Km/h la posa diretta dell'armamento dovrà essere preventivamente autorizzata dal Gestore dell'Infrastruttura che ha emanato la presente Specifica come specificato nel punto 2.3.1.3; resta comunque esclusa, in tale campo di velocità, la posa diretta dell'armamento con legname squadrato.

L'accoppiamento fra i due sistemi di posa del binario ed i diversi sistemi strutturali propri delle travate metalliche od a struttura mista configura, in linea generale e non limitativa, le tipologie di travate definite ai successivi punti 2.3.1.1 e 2.3.1.2.

2.3.1.1 TIPOLOGIE CON POSA DIRETTA DEL BINARIO

A seconda degli ostacoli da scavalcare, dello stato dei luoghi, della tipologia degli attraversamenti e, soprattutto, nei casi in cui la distanza tra il piano del ferro ed il sotto-trave risultasse molto contenuta, potrà farsi riferimento ai tipi più frequentemente in uso presso la Rete Ferroviaria Italiana per schemi su semplice appoggio, quali ad esempio:

- Travate a travi gemelle;
- Travate a parete piena;
- Travate reticolari.

a) Travate a travi gemelle

Per le travate del tipo a travi gemelle, utilizzabili per luci fino a 20 m circa, vengono impiegate due coppie di travi a doppio T laminate o saldate (una coppia per ciascuna rotaia). Qualora si adottino raddoppi di piattabanda, le piattabande aggiunte dovranno essere estese fino alle zone prossime agli appoggi. Le piastre di armamento della rotaia sono fissate con caviglie ad un longherone di legno disposto longitudinalmente alla travata.

L'impiego di questo tipo di travate in generale è da limitarsi ad esigenze specifiche, ovvero per la

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 130 di 202

sostituzione di analoghe travate vetuste non altrimenti sostituibili, quando peraltro non siano prevedibili velocità di tracciato elevate (≤ 160 Km/h). Ciò in rapporto alla loro leggerezza strutturale ed al tipo di posa dell'armamento che, con l'impiego dei longheroni in legno disposti in senso longitudinale e quindi più facilmente sfibrabili in corrispondenza delle caviglie, richiedono interventi di manutenzione e sostituzione tanto più frequenti quanto più elevate sono le prestazioni delle linee.

b) Travate a parete piena

Le travate metalliche a parete piena, utilizzate generalmente per luci comprese tra i 20 ed i 30 m circa, sono dotate di un impalcato costituito da longherine e da travi trasversali disposte ad un interasse, di massima, non superiore a 3.5 m.

Le longherine, sulle quali viene posato il binario con l'impiego di legnami squadrati, sono realizzate con profili a doppio T disposti allo stesso interasse delle rotaie e collegate tra loro nel piano orizzontale con traversini e controventi; per il fissaggio dei legnami di binario vengono saldati dei piatti di lamiera di opportuna larghezza alle piattabande superiori delle longherine stesse.

Generalmente, sia le longherine che le travi trasversali presentano alle estremità delle espansioni opportunamente raccordate (goussets) che interessano con le giunzioni le membrature su cui si collegano.

Le travi principali sono realizzate con grossi profili saldati a doppio T, opportunamente irrigiditi, di altezza pari a circa 1/10 della portata teorica.

Completano la struttura i controventi orizzontali.

c) Travate reticolari

Le travate con le travi principali a maglia triangolare del tipo Warren vengono generalmente impiegate per luci oltre i 30 m e possono essere, di norma, aperte superiormente per luci fino a 40 m circa e chiuse superiormente oltre tale limite.

Nelle travate a maglie triangolari la concezione dell'impalcato è del tutto analoga a quella illustrata per le travate a parete piena. In questo caso potrà adottarsi un interasse delle travi trasversali maggiore, imposto dalla posizione dei nodi delle travi principali; tale interasse, peraltro, non potrà superare di massima 8 m.

I controventi orizzontali reticolari sono disposti a livello delle briglie inferiori e superiori ed in funzione della posizione della via, sono completati da controventi verticali o portali di testata ed intermedi.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 131 di 202

Nei ponti aperti superiormente il sistema di controvento é costituito, di norma, dalla trave reticolare orizzontale inferiore e da portali rovesci intermedi e di testata.

Le travi principali hanno di massima una altezza, riferita allo schema degli assi delle briglie, compresa fra 1/7 ed 1/10 della portata teorica.

Le travate maggiormente impiegate risultano a via inferiore con l'impalcato sostenuto dalle travi principali che si innalzano lateralmente alla sagoma di ingombro dei convogli. Meno frequentemente si impiegano travate a via superiore e talvolta anche intermedia.

Le tipologie strutturali sopra descritte, con posa diretta del binario, presentano essenzialmente i seguenti vantaggi:

- possibilità di superare grandi luci;
- altezza tra P.F. e sotto trave limitata e poco variabile al crescere delle luci da scavalcare;
- pesi propri contenuti e quindi maggiori economie nelle opere di fondazione;
- facilità di varo, sia trasversale che longitudinale, ovvero di movimentazione con adeguati mezzi di sollevamento in tempi contenuti e, quindi, con soggezioni all'esercizio ferroviario molto contenuta, evitando costose deviate provvisorie o definitive di linea;
- facilità di smontaggio, recupero e smaltimento.

Tali tipi di strutture, inoltre, si impongono in particolare nella sostituzione delle vecchie travate metalliche, sia per i vincoli esistenti in corrispondenza degli attraversamenti interessati (quali ad esempio altezze tra P.F. e sotto trave limitate dai livelli di massima piena dei corsi d'acqua o dalle sagome stradali ammesse per i sottovia), sia per evitare costose opere di rafforzamento delle opere murarie esistenti, necessarie con altri tipi di impalcato più pesanti.

Per i dettagli ed i particolari costruttivi per queste tipologie di manufatti dovrà farsi riferimento alle indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura.

2.3.1.2 TIPOLOGIE CON POSA DEL BINARIO CON BALLAST

Per le tipologie che prevedono l'impiego del ballast possono distinguersi ponti con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo e ponti con impalcato interamente metallici con cassone per il contenimento del ballast stesso.

Si sottolineano taluni aspetti positivi di tale tipologia rispetto ai ponti a posa diretta del binario, quali una generale riduzione del livello di rumorosità e vibrazione prodotta dal transito del treno sul ponte

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 132 di 202

per la presenza del ballast e limitati vincoli, sia in fase di progettazione che di esecuzione dei lavori, nei confronti dell'andamento piano-altimetrico del binario. Questa tipologia consente anche una più agevole manutenzione del binario, essendo garantita la continuità del ballast in corrispondenza delle spalle del ponte.

a) Ponti a struttura mista

I ponti a struttura mista con travi principali metalliche e soletta in c.a. collaborante sono a passaggio superiore e facilmente impiegabili su linee di nuova costruzione, consentendo in particolare il superamento di medie e grandi luci con elevata rigidezza e con reazioni tuttavia limitate sulle sottostrutture.

La parte in acciaio può essere realizzata sia con travi a doppio T collegate tra loro da diaframmi trasversali e controventi orizzontali, sia con uno o più cassoni anch'essi muniti di diaframmi trasversali.

All'estradosso della struttura metallica sono saldati i connettori di collegamento della soletta in c.a.. Questa potrà essere costruita con getto in opera del calcestruzzo su lastre appoggiate sull'estradosso degli impalcati metallici. La soletta dovrà essere tale da garantire il contenimento del ballast, le canalette porta cavi, i parapetti e le diverse installazioni (segnali, impianti, etc.).

La funzione di controvento orizzontale superiore è svolta dalla stessa soletta vincolata, all'estremità della travata, da diaframmi trasversali di testata.

Il diaframma di testata dovrà essere collegato con connettori alla soletta.

b) Impalcati a travata metallica con vasca per il contenimento del ballast

Questi impalcati possono essere strutturalmente analoghi alle travate metalliche descritte al punto 2.3.1.1, ma con l'impiego di una vasca per il contenimento del ballast.

Per questo tipo di impalcati la funzione portante sugli interassi delle travi trasversali può essere assolta dalla struttura stessa della vasca portaballast.

Nel caso in cui si usi una vasca in lamiera metallica dovrà prevedersi un adeguato sovrametallo, comunque non inferiore a 2 mm; inoltre, per scongiurare gli effetti della corrosione dovrà aversi cura di proteggere la superficie a contatto con il ballast (ad esempio mediante l'impiego di resine poliuretaniche di spessore non inferiore ai 6 mm).

Nel caso si impieghi una vasca in cemento armato dovrà prevedersi un collegamento con pioli sulle travi trasversali e sulle longherine. Il contributo della vasca in cemento armato dovrà essere ignorato

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 133 di 202

per le verifiche di resistenza globale della struttura mentre potrà essere portato in conto nelle verifiche di deformabilità. In ogni caso dovranno effettuarsi le verifiche a fessurazione e se il valore dell'apertura delle fessure alla combinazione caratteristica allo S.L.E. dovesse risultare superiore a 0.2 mm occorrerà prevedere l'impiego di armatura in acciaio inox o in acciaio zincato.

In generale la vasca porta ballast dovrà essere concepita in modo da evitare danneggiamenti da parte delle macchine risanatrici della massicciata.

c) Impalcati a cassone a via inferiore con armamento su ballast

Questa tipologia si distingue in impalcati a cassone interamente in acciaio e impalcati a cassone in acciaio rivestite all'interno con c.a.

In particolare :

- Impalcati a cassone interamente in acciaio

Questo tipo di impalcato è costituito da una struttura in acciaio completamente saldata, composta da una lamiera di fondo di grande spessore, da due anime inclinate e a due piattabande superiori anch'esse di spessore relativamente elevato. La struttura così conformata realizza un cassone aperto superiormente, al cui interno viene disposto il ballast e l'armamento ferroviario.

- Impalcati a cassone in acciaio con rivestimento in cls armato

In tale tipologia non è prevista una lamiera di fondo di grande spessore, ma il fondo della struttura è realizzato con una lamiera di spessore più contenuto (fino a 40 mm) opportunamente nervata con costolature trasversali. Il calcestruzzo armato, disposto internamente alla struttura, a completare la "vasca" di contenimento del ballast non viene portato in conto ai fini della resistenza, mentre nei calcoli contribuisce parzialmente (50%) a determinare la deformabilità della struttura.

2.3.1.3 ALTRE TIPOLOGIE

Le descrizioni fornite nei punti 2.3.1.1 ed 2.3.1.2 per tipologie e metodi di posa dell'armamento non vuole costituire un ostacolo alla elaborazione di differenti tipologie strutturali o metodologie di posa del binario, ovvero a differenti accoppiamenti tra tipologie strutturali e metodologie di posa.

Eventuali proposte dovranno comunque essere preventivamente approvate dal Gestore dell'Infrastruttura.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 134 di 202

2.3.2 DURABILITÀ

La buona conservazione dei ponti in ferro andrà salvaguardata dall'attacco della corrosione, di norma, con la scelta di un adeguato ciclo di verniciatura da individuarsi tra quelli omologati secondo le prescrizioni del Gestore dell'Infrastruttura ed in accordo con l'Istruzione 44 V, previa adeguata preparazione delle superfici, a metallo bianco, quale ottenibile con la sabbiatura grado SA 2 ½ delle ISO 8501-1, SIS 05 59 00 e SSPC-SP-10.

Le modalità di applicazione delle vernici dovranno essere quelle indicate nelle schede di omologazione dei prodotti nel rispetto della Istruzione 44 V.

Altri sistemi protettivi potranno essere adottati previo benestare del Gestore dell'Infrastruttura, ovvero individuati dagli aggiornamenti delle specifiche tecniche sopra richiamate.

Qualunque sia il sistema di protezione prescelto, dovranno essere sempre possibili ritocchi o riprese anche a seguito delle eventuali riparazioni.

La durabilità sarà garantita anche con una giusta definizione di taluni particolari costruttivi, quali passi e distanze dai bordi dei chiodi o dei bulloni contenuti in modo da evitare, anche con i pacchetti di lamiera meno spesse, il formarsi di rigonfiamenti di ruggine.

Dovranno essere evitati ristagni di acqua o fenomeni di condensa curando la forma e la disposizione delle membrature impiegate e prevedendo, ove necessario, opportune forature di scolo.

2.3.3 SCHEMA STATICO

Oltre a quanto indicato nel punto 2.1.4 si forniscono, di seguito, ulteriori precisazioni in ordine allo schema statico:

- a. Nel caso in cui l'analisi della struttura sia condotta in fasi separate, relative a distinte condizioni di carico o parti o funzioni strutturali (ad esempio per la azione del vento, o quella di frenatura, o per le strutture di controvento orizzontale) si potranno isolare dalla struttura schemi statici parziali, specifici per ciascuna condizione, e limitati alle parti di struttura più direttamente coinvolte in quella condizione o funzione.
- b. Le condizioni di vincolo esterne degli schemi statici parziali saranno definite, coerentemente con lo schema statico di insieme della struttura, nel modo più sfavorevole per le parti di struttura isolate, eventualmente ripetendo l'analisi per differenti ipotesi di vincolo.
- c. L'analisi della struttura per schemi statici parziali comporta il vantaggio di una più chiara

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 135 di 202

identificazione delle funzioni strutturali e degli elementi costruttivi ad esse più direttamente correlati e comporta, altresì, una rilevante riduzione delle condizioni di carico per ciascuno schema parziale. Per contro essa non consente di rilevare i numerosi effetti di interazione fra le diverse parti isolate con gli schemi statici parziali. Pertanto è fatto obbligo, in ogni caso, di analizzare lo stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali e dei loro collegamenti anche nell'ambito dello schema statico di insieme di tutta la struttura e per le diverse condizioni di carico assumendo comunque le risultanze di tali analisi se più sfavorevoli di quelle relative a schemi statici parziali.

2.3.4 MATERIALI

2.3.4.1 GENERALITÀ

Le qualità dei materiali successivamente indicate sono quelle richieste per l'elaborazione del progetto. Si rimanda alle relative norme di riferimento per quanto riguarda caratteristiche chimiche e meccaniche.

2.3.4.2 STRUTTURE PRINCIPALI

2.3.4.2.1 MATERIALI BASE

Per la realizzazione delle strutture principali quali travi portanti, longherine, traversi, controventi, coprigiunti, piastre e squadrette di nodo, l'acciaio dovrà corrispondere alle seguenti qualità:

- S275 J0/J2	UNI EN 10025 - 1 e 2
- S355 J0/J2/K2	UNI EN 10025 - 1 e 2
- S355 N	UNI EN 10025 - 1 e 3
- S355 NL	UNI EN 10025 - 1 e 3
- S420 N	UNI EN 10025 - 1 e 3
- S420 NL	UNI EN 10025 - 1 e 3
- S460 N	UNI EN 10025 - 1 e 3
- S460 NL	UNI EN 10025 - 1 e 3
- S355J0/J2/K2 W (auto protetto)	UNI EN 10025 - 1 e 5

Nella scelta del grado di qualità, in assenza di dati più precisi, si terrà conto della temperatura T alla quale si dovrà eseguire la prova Charpy V stabilita nella seguente tabella 2.3.4.2-1.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 136 di 202

Spessore dell'acciaio [mm]	Elementi principali che compongono la struttura e in ogni caso tutti gli elementi sollecitati a fatica	Elementi secondari non sollecitati a fatica
s ≤ 25	T = T _m	T = T _m + 20 °C
25 < s ≤ 40	T = T _m – 10 °C	T = T _m + 10 °C
40 < s ≤ 50	T = T _m – 20 °C	T = T _m
s > 50	T = - 50 °C	
<p style="text-align: center;">T = Temperatura a cui eseguire la prova Charpy V [°C]</p> <p>T_m = Temperatura minima di servizio [°C] intesa come media delle minime temperature mensili dei mesi da dicembre a febbraio riferite agli ultimi 20 anni nel luogo ove è posizionata l'opera.</p>		

Tabella 2.3.4.2-1 - Temperatura a cui eseguire le prove di resilienza Charpy V

In assenza di prescrizioni relative alla temperatura minima di servizio o nel caso si utilizzi un materiale con caratteristiche migliori di quelle minime richieste dalla tabella, la prova di resilienza dovrà essere eseguita in accordo alla UNI EN 10025.

Tutti i materiali delle strutture principali destinati ad essere saldati devono essere, in ogni caso, almeno di grado J2 e/o K2 e di regola dovranno essere normalizzati.

Per gli elementi secondari (parapetti, camminamenti, reggi grigliati, etc.) è ammesso l'utilizzo dell'acciaio S275 JR e S355 JR.

Per spessori superiori o uguali a 50 mm le provette di resilienza dovranno essere ricavate anche a metà spessore. Il Gestore dell' Infrastruttura si riserva di richiedere prove CTOD secondo la norma BS7910 (il valore delta di apertura all'apice della cricca da garantire alla temperatura minima di servizio è pari a 0,2) per applicazioni particolari come ad esempio combinazioni tra spessori elevati, basse temperature di esercizio, elevate sollecitazioni, giunti particolarmente complessi, ecc.

Le caratteristiche meccaniche e chimiche, per gli acciai utilizzati, dovranno essere in accordo a quanto previsto dalla UNI EN 10025 con le seguenti ulteriori limitazioni:

Acciaio S275

- Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura:

$$C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15 \leq 0,38 \% \quad \text{per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$C_{eq} \leq 0,40 \% \quad \text{per } t > 40 \text{ mm e per profili laminati}$$

Acciaio S355

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 137 di 202

- Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura:

$C_{eq} \leq 0,43 \%$ per $t \leq 40$ mm

$C_{eq} \leq 0,45 \%$ per $t > 40$ mm e per profili laminati

Acciaio S355 W

- Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura:

$C_{eq} \leq 0,49 \%$ per $t \leq 40$ mm

$C_{eq} \leq 0,50 \%$ per $t > 40$ mm e per profili laminati

Acciaio S420

- Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura:

$C_{eq} \leq 0,46 \%$ per $t \leq 40$ mm

$C_{eq} \leq 0,48 \%$ per $t > 40$ mm e per profili laminati

Acciaio S460

- Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura:

$C_{eq} \leq 0,51 \%$ per $t \leq 40$ mm

$C_{eq} \leq 0,52 \%$ per $t > 40$ mm e per profili laminati

Per elementi interessati da saldatura, i contenuti di zolfo e silicio dovranno rispettare le seguenti ulteriori limitazioni su colata:

S < 0,012% per lamiere di qualsiasi spessore

S < 0,035% per i profili laminati

Si < 0,35% per materiali acciaio S275

Si < 0,40% per tutti gli altri materiali

Per tutti gli acciai è ammesso sul prodotto uno scostamento massimo in più di 0,02% rispetto ai valori indicati per la colata.

Per lamiere in acciaio con spessore > 15 mm e interessate da saldatura e quando esplicitamente richiesto dal Gestore dell'Infrastruttura per il singolo progetto, si dovrà eseguire un controllo ultrasonoro con le modalità della classe $S_2 + E_3$ ai sensi della norma UNI EN 10160. Per le lamiere

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 138 di 202

di spessore ≥ 25 mm destinate alla composizione di profili composti mediante saldatura a piena e/o a parziale penetrazione e/o soggette a sforzi nel senso trasversale alla direzione di laminazione, se ne dovrà controllare la duttilità con prova di trazione trasversale secondo la norma UNI EN 10164, classe di qualità Z 35.

Per elementi strutturali non destinati ad essere saldati valgono le indicazioni della norma UNI EN 10025 - 2 per acciaio S275 e S355. È ammessa in questo caso la calmatura al Silicio.

Per elementi destinati ad essere saldati la calmatura dovrà essere effettuata all'alluminio. E' consentita la calmatura anche con altri elementi (n_b , t_b , v_a , etc.) che fissano l'azoto in quantità sufficiente; tali elementi dovranno essere indicati nel certificato di controllo.

L'acciaio autoprotetto dovrà comunque essere soggetto a trattamento protettivo dopo accurata sabbiatura (grado Sa 2 ½) con uno dei cicli omologati in accordo alla Istruzione 44 V.

2.3.4.2.2 PROVE SUI MATERIALI

Tutti i materiali impiegati dovranno risultare prodotti in accordo alle prescrizioni contenute nel DM 14.1.2008.

Su tutti i materiali si dovranno eseguire tutte le prove, sia obbligatorie che facoltative, individuate dalla presente Specifica, dalle tabelle UNI EN 10025 corrispondenti e dalla Istruzione 44 M, dandone adeguata certificazione.

Al riguardo resta stabilito quanto segue:

- Per i profilati, piatti, larghi piatti e lamiere si dovranno eseguire prove meccaniche e chimiche (una per ogni colata) su tre campioni prelevati per ogni 30 t, o frazione, di materiale ricavato da una stessa colata e aventi spessori che non differiscano fra loro più di 4 mm (per i ferri a C, a T e a doppio T si fa riferimento allo spessore delle ali). Se il numero degli elementi ricavati da una stessa colata è minore o uguale a 3 si potrà prelevare un solo campione.
- In alternativa si potranno eseguire prove su un campione per ciascuna unità laminata da intendersi come lamiera origine.
- Per i piatti, larghi piatti e lamiere destinati alla composizione dei profili saldati, dovranno essere eseguite, oltre alle prove relative al controllo delle caratteristiche meccaniche previste ai sensi della UNI EN 10025, anche le prove, da concordarsi con il fornitore all'atto dell'ordinazione dei materiali da parte dell'Appaltatore, relative ai limiti aggiuntivi indicati al paragrafo 2.3.4.2.1.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 139 di 202

- Su tutti i materiali impiegati dovrà inoltre eseguirsi il controllo delle condizioni superficiali e delle caratteristiche dimensionali nel rispetto delle UNI – EN di riferimento. In particolare per le lamiere destinate a ponti o viadotti si dovrà applicare la UNI EN 10029 classe B per lo spessore, classe S per la planarità, mentre per la finitura superficiale classe B sottoclasse 3 (EN 10163-2) per le lamiere e classe D sottoclasse 3 (EN 10163-3) per i profilati.
- Il collaudo dei materiali può essere richiesto, oltre che presso i fornitori, anche presso l'officina del Costruttore, sempre che siano disponibili aree e mezzi per l'esecuzione dei controlli e sia possibile inviare i saggi punzonati ad un laboratorio ufficiale ai sensi del DM 14/01/2008. Le prove meccaniche e chimiche dovranno essere eseguite in presenza di un rappresentante del Gestore dell'Infrastruttura ed il materiale deve essere corredato di certificazione di origine di tipo 3.1 o 3.2 in accordo alla norma UNI EN 10204.

2.3.4.3 CHIODI

I chiodi ribaditi a caldo dovranno essere del tipo a testa tonda stretta ai sensi delle tabelle UNI 136 e UNI 139.

Il materiale costituente i chiodi dovrà essere del tipo Fe 44 B UNI 7356. I collaudi dovranno essere effettuati secondo le norme UNI corrispondenti e la Istruzione 44 M.

2.3.4.4 BULLONI

I bulloni saranno unicamente del tipo "ad alta resistenza" ai sensi del DM 14.1.2008, si avranno pertanto :

- Viti secondo EN 14399-4
- Dadi secondo EN 14399-4
- Rondelle (Rosette) EN 14399-6
- Piastrine secondo UNI 5715 - 5716

La classe del bullone sarà selezionata in funzione del tipo di giunto da realizzare, ed in particolare:

Per giunti con bulloni a taglio:

- Viti di classe 8.8 UNI EN ISO 898 – 1

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 140 di 202

Dadi di classe 8

UNI EN 20898 -2

- Viti di classe 10.9

UNI EN ISO 898 – 1

Dadi di classe 10

UNI EN 20898 -2

(con coefficiente K-class pari a 1)

– Per giunti ad attrito:

Viti di classe 10.9

UNI EN ISO 898 - 1

Dadi di classe 10

UNI EN 20898 -2

(con coefficiente K-class pari a 2)

Nel caso vengano utilizzati per i giunti a taglio bulloni della classe 10.9 gli stessi dovranno essere dimensionati come appartenenti alla classe 8.8.

Le tolleranze sulle dimensioni dei bulloni non dovranno comunque essere superiori a quelle previste per la bulloneria di grado A UNI-ISO 4759 parte 1 (h13, ovvero h11 se richiesto espressamente all'ordine, per diametro di gambo libero).

Per i lotti di bulloni di quantità inferiore a 100 pezzi, il Gestore dell'Infrastruttura si riserva la facoltà di accettare il certificato 3.1 secondo EN 10204, richiedendo, se necessario, prove di durezza integrative.

Per quanto riguarda le caratteristiche chimiche e meccaniche dei materiali indicati si rimanda ai prospetti II e III della UNI EN ISO 898 – 1 e IV e V della UNI EN 20898 -2, con eccezione per la prova di resilienza (KV) che deve essere condotta a - 20°C anziché a temperatura ambiente.

In entrambe le tipologie rondelle e piastrine saranno in acciaio temprato e rinvenuto di durezza 300 - 370 HV.

Le prove, da eseguirsi ai sensi della UNI richiamate precedentemente, sono quelle indicate nella Istruzione 44 M.

Viti e dadi dovranno essere opportunamente contrassegnati come di seguito indicato:

- Indicazione del produttore (marchio);
- Classe di resistenza;
- Sistema di assieme;
- Il simbolo identificativo del Gestore dell'Infrastruttura con ultime due cifre dell'anno di

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 141 di 202

fabbricazione (solo se esplicitamente richiesto al momento dell'ordine).

Il contrassegno potrà essere eseguito per le viti in rilievo sulla testa all'atto della ricalcatura, per i dadi sulle facce di appoggio in profondità.

Il produttore dovrà garantire con adeguata documentazione la rintracciabilità sia sulle viti che sui dadi a partire da un codice alfanumerico riportato su viti e dadi.

2.3.4.5 STRUTTURE SECONDARIE

Per le strutture secondarie quali parapetti, ferri di sostegno del tavolato e quant'altro non facente parte della struttura principale è ammesso l'impiego di materiale S275 JR e S355 JR UNI EN 10025 1 e 2.

Per le lamiere striate o bugnate del tavolato, da realizzarsi con spessore 5 mm + 2 mm di stria (bugna), è previsto l'impiego di materiale S235 JR UNI EN 10025 1 e 2 zincato a caldo secondo UNI EN ISO 1461.

Per i tavolati realizzati in grigliato è previsto l'impiego di grigliato alveolare zincato a caldo secondo UNI EN ISO 1461 con maglia 30 x 30 mm, piatto portante 30 x 3 mm e asta secondaria 20 x 3 mm, ovvero 34 x 38 piatto 30 x 4 più quadro ritorto oppure d'altro tipo, ma di caratteristiche equivalenti di peso e portata; quale materiale si impiegherà acciaio S235 JR UNI EN 10025 1 e 2.

Le chiavarde di ritegno dei legnami da ponte devono essere del tipo a testa quadra con quadro sotto testa e devono essere conformi al disegno n. 3313 del 2011 e alla “Specifica Tecnica di Fornitura per Chiavarde per Armamento Ferroviario (RFI TCAR SF AR 05 008A)” Le chiavarde devono essere della classe di resistenza 5.6 secondo la norma UNI EN ISO 988 parte I, i dadi devono essere della classe di resistenza 5 secondo la norma UNI EN ISO 20898 parte II.

2.3.4.6 STRUTTURE MISTE

2.3.4.6.1 TRAVI METALLICHE

Per i ponti metallici si fa riferimento ai precedenti paragrafi, relativi alle travate metalliche in genere.

2.3.4.6.2 SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Per la realizzazione delle solette la classe minima di resistenza del cls dovrà essere almeno pari C 28/35 MPa (cfr. Tab. 2.2.3.1-1).

2.3.4.6.3 CONNETTORI ACCIAIO - CLS

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 142 di 202

Per la selezione della forma dei connettori si fa riferimento a quanto previsto dall'Eurocodice EN 1994.

Per quanto riguarda il materiale impiegato si dovranno rispettare le seguenti prescrizioni.

Connettori a piolo

L'acciaio deve essere idoneo per il processo di formazione dello stesso e compatibile per la saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli; esso dovrà avere le seguenti caratteristiche meccaniche risultanti sul prodotto secondo EN ISO 13918 qualità S235 J2G3+ C 450 o similari (ST 37 – 3K DIN 50049):

- $f_u/f_y \geq 1,2$
- $f_y \geq 350 \text{ N/mm}^2$
- $f_u \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento: $\geq 12 \%$
- Strizione: $\geq 50 \%$
- Composizione chimica $C \leq 0,18$, $Mn \leq 0,9$, $S \leq 0,04$, $P \leq 0,05$.

I collaudi dovranno essere effettuati secondo le norme UNI corrispondenti e la Istruzione 44 M.

Tutti i pioli saranno sottoposti ad esame visivo per accertare l'assenza di discontinuità nel collarino metallico dopo saldatura.

Eventuali discontinuità verranno ripristinate con elettrodi rivestiti ammessi dall'Istruzione 44S.

Non è ammessa la presenza di cricche nella saldatura dei pioli.

Su almeno il 5% dei pioli verrà eseguita una prova di piega, consistente nel piegamento a 30° a colpi di mazza. In caso di rottura di almeno il 5% dei pioli provati, tutti i pioli dello stesso elemento strutturale saranno provati alla mazza.

Connettori realizzati da profili, lamiere, etc.

L'acciaio deve essere equivalente a quello impiegato per la realizzazione dell'elemento strutturale cui vengono saldati i connettori stessi.

2.3.5 GIUNZIONI SALDATE

In fase di progettazione dovrà essere salvaguardato il principio di rendere facile, per quanto

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 143 di 202

possibile, l'assieme dei vari elementi strutturali e di consentire, comunque, una soddisfacente accessibilità da parte del saldatore.

La geometria del giunto saldato dovrà altresì tener debito conto della durabilità dell'opera, oltre che della resistenza. Il giunto sarà quindi concepito in modo da consentire un'adeguata ispezione, nonché la possibilità di interventi di riparazione di eventuali difetti riscontrati in corso d'opera.

Per l'unione mediante saldatura degli elementi strutturali sono ammesse le seguenti tipologie di giunto:

- Giunto testa-testa a piena penetrazione;
- Giunti a T a piena penetrazione;
- Giunti a T a parziale penetrazione;
- Giunti a T con cordoni d'angolo;
- Giunti a sovrapposizione con cordoni d'angolo.

Per i metodi di calcolo e di verifica si dovrà fare riferimento alle indicazioni contenute nel DM 14.1.2008 e successive circolari applicative.

Per quanto riguarda le prescrizioni concernenti il dimensionamento dei singoli giunti, i campi ed i limiti di impiego delle varie tipologie, i criteri di preparazione dei lembi di esecuzione e controllo delle saldature, si dovrà fare riferimento alla Istruzione 44 S, oltre al succitato DM.

Sono vietate le giunzioni di tipo misto saldato-bullonato.

2.3.6 GIUNZIONI BULLONATE

2.3.6.1 GENERALITÀ

Le giunzioni bullonate di elementi strutturali di rilevanza statica, quali travi principali, diaframmi, controventi di torsione etc., sono da prevedersi mediante l'impiego dei seguenti procedimenti:

- Bulloni a taglio con accoppiamento di precisione, con gioco foro-bullone, comprensivo delle rispettive tolleranze, non superiore a 0,3 mm per $\phi \leq 20$ mm e non superiore a 0,5 mm per $\phi > 20$ mm, essendo ϕ il diametro del bullone;
- Bulloni ad attrito, con coefficiente di attrito $f = 0,3$ (con superfici delle giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni).

Nei bulloni a taglio, in considerazione delle tolleranze ristrette di accoppiamento, si dovranno scegliere opportunamente le tolleranze dimensionali sul diametro della vite.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 144 di 202

I bulloni ad attrito potranno essere adottati limitatamente alla struttura mista acciaio-calcestruzzo o con cassone portaballast nei casi in cui è prevista la posa del binario con il ballast. Per quanto riguarda le tolleranze di accoppiamento foro-bullone occorre che sia non superiore a 1 mm per $\phi \leq 20$ mm e non superiore a 1,5 mm per $\phi > 20$ mm.

Per il dimensionamento dei giunti si fa riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo 4.2.8 del DM 14.1.2008, con la prescrizione aggiuntiva che bulloni e coprigiunti dovranno comunque essere dimensionati in base al massimo sforzo trasmissibile dagli elementi collegati (metodo delle sezioni), come indicato al punto 2.3.9.

La lunghezza delle viti dovrà essere tale da garantire che non più di mezza spira ricada all'interno del pacchetto da serrare.

La geometria della giunzione dovrà tener debito conto della durabilità dell'opera oltre che della resistenza. Sarà quindi concepita in modo da prevenire, per quanto possibile, la corrosione locale, rispettando nel contempo pinze, truschini ed interassi di norma, nonché esigenze di controllo, manutenzione ed eventuale ripristino.

Le superfici sabbiare a metallo bianco SA 2 ½ dovranno essere protette con pellicole o altri mezzi che preservino la pulizia delle superfici fino al momento dell'accoppiamento in cantiere. In alternativa, previa autorizzazione della Direzione Lavori, potranno essere utilizzati idonei prodotti (zincanti inorganici, etc.) da applicare in officina per i quali sia prodotta idonea documentazione comprovante il miglioramento del coefficiente di attrito.

Per quanto riguarda le giunzioni di elementi secondari, quali parapetti, travi d'impalcato etc., si prevedono giunti con bulloni al taglio di caratteristiche correnti, come riportato nel paragrafo 4.2.8.1.1 del DM 14.1.2008.

I bulloni dovranno essere montati in opera con una rosetta posta sotto la testa della vite (smusso verso testa) ed una rosetta posta sotto il dado (smusso verso il dado).

Su una stessa struttura potranno essere adottati bulloni di tipologie diverse, a taglio o ad attrito, ma in tal caso:

- dovranno essere identificabili a vista;
- dovranno essere chiaramente indicate nei disegni di progetto e d'officina le diverse lavorazioni imposte per i fori e le relative tolleranze massime;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 145 di 202

- dovranno essere posizionate idonee tabelle opportunamente vincolate alla struttura in corrispondenza delle testate delle travi con l'indicazione delle coppie di serraggio adottate per le diverse tipologie di bulloni, nonché l'eventuale dispositivo antisvitamento adottato.

2.3.6.2 GIUNZIONI CON BULLONI A TAGLIO

Per quanto riguarda il calcolo delle unioni bullonate a taglio vale quanto riportato al paragrafo 4.2.8 del DM 14.1.2008 con una riduzione del 15% dei limiti di resistenza indicati nel detto paragrafo.

Per la verifica a fatica dei bulloni si farà riferimento alla relativa curva SN riportata nella EN 1993.

Sono ammessi bulloni con diametro 12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24 - 27 mm.

Nel progetto del giunto si dovrà tener conto, nella definizione degli interassi e della distanza dai margini dei pezzi da unire, della possibilità di alesatura a diametro superiore.

Non sono ammessi disassamenti dei fori. Nel caso non sono ammesse ovalizzazioni di sorta, ma si dovrà procedere ad alesatura a diametro superiore, con sostituzione dei bulloni interessati.

Per quanto riguarda l'ortogonalità tra asse del bullone e superficie bullonata, è consentita un'obliquità $\leq 1^\circ$.

Tutti i bulloni dovranno essere adeguatamente serrati, ed in particolare:

- Bulloni soggetti anche a carico assiale: serraggio al 100% del valore che garantisce i precarichi indicati nella tabella seguente;
- Bulloni soggetti unicamente a taglio: è ammessa una riduzione del serraggio all'80% del valore che garantisce i precarichi riportati nella tabella seguente, purché si preveda un adeguato dispositivo antisvitamento approvato dal Gestore dell'Infrastruttura configurato in modo tale da rendere visibile/riconoscibile l'elemento svitato. È comunque richiesto al riguardo che i bulloni con asse verticale siano posizionati con la testa in alto.

Per quanto riguarda le attrezzature e le procedure di serraggio e controllo si richiama quanto riportato per le giunzioni ad attrito nel par. 2.3.7.3.

Per strutture con armamento diretto o travate di luce $> 60\text{m}$ si dovrà tener adeguatamente conto del gioco foro-bullone nella valutazione della deformata della travata, il relativo contributo dovrà essere considerato nella controfreccia di montaggio.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 146 di 202

Φ (mm)	A_{res} (mm ²)	Ns (kN) Classe 8.8	Ns (kN) Classe 10.9
12	84	38	47
14	115	52	64
16	157	70	88
18	192	86	108
20	245	110	137
22	303	136	170
24	353	158	198
27	459	206	257
30	561	251	314
Ns = Precarico			

Tabella 2.3.7.2-1 - Riferimento per il serraggio dei bulloni a taglio

2.3.6.3 GIUNZIONI CON BULLONI AD ATTRITO

Per quanto riguarda le portate dei bulloni ad attrito con $f = 0,3$, si dovrà far riferimento a quanto riportato al punto 1.8.3.2.4 della presente Specifica.

Sono ammessi bulloni con diametro 12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24 - 27 mm.

Non sono ammessi disassamenti dei fori che non consentano il passaggio del bullone previsto. Nel caso, non sono ammesse ovalizzazioni ma si dovrà procedere ad alesatura a diametro superiore con adeguata sostituzione dei bulloni interessati.

È comunque richiesto al riguardo che i bulloni con asse verticale siano posizionati con la testa in alto.

Per quanto riguarda l'ortogonalità tra asse del bullone e superficie bullonata, è consentita un'obliquità $\leq 1^\circ$.

Tutti i bulloni dovranno essere accuratamente serrati al 100% del valore previsto dal DM 14.1.2008 al paragrafo 4.2.8 e successive circolari applicative. Si dovrà eseguire un altrettanto accurato controllo e se ne dovrà fornire adeguata certificazione. Al riguardo si danno le seguenti prescrizioni:

- La geometria del giunto dovrà essere progettata tenendo in debito conto la fattibilità del serraggio e del relativo controllo; Il serraggio dei bulloni deve essere eseguito in accordo alla norma UNI EN 1090 parte II ;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 147 di 202

- Possono essere utilizzate chiavi pneumatiche purchè dotate di limitatore di coppia tarato;
- Il controllo deve essere eseguito con chiave dinamometrica, o con altro idoneo dispositivo, che garantisca una precisione di $\pm 4\%$. Tale controllo dovrà essere eseguito su almeno il 20% dei bulloni, scelti in modo da interessare tutta l'estensione del giunto in esame. Se anche un solo bullone non rispondesse alle prescrizioni di serraggio, il controllo dovrà essere esteso al 100% del giunto;
- Per le operazioni di serraggio e il relativo controllo si rimanda a quanto riportato sulla Istruzione Tecnica 44 M.

2.3.7 GIUNZIONI CHIODATE

Per il dimensionamento e la verifica dei giunti chiodati si fa riferimento alle indicazioni riportate al paragrafo 4.2.8 del DM 14.1.2008 con la prescrizione aggiuntiva, come per i giunti bullonati, che il dimensionamento stesso venga eseguito in base al massimo sforzo trasmissibile dagli elementi collegati (metodo delle sezioni), come indicato al punto 2.3.9.

Per la verifica a fatica dei chiodi si farà riferimento alla relativa curva SN riportata nella EN 1993.

La geometria della giunzione dovrà tener conto della durabilità dell'opera oltre che della resistenza. Sarà quindi concepita in modo da prevenire per quanto possibile la corrosione locale, rispettando nel contempo interassi e distanze di norma dai margini dei pezzi da unire, nonché esigenze di controllo, manutenzione ed eventuale ripristino.

Sono ammessi chiodi con diametro nominale 10, 13, 16, 19, 22 e 25 mm e, ordinatamente, fori con diametro pari a 10,5, 14, 17, 20, 23 e 26 mm. I diametri dei fori saranno assunti tanto per la verifica di resistenza della chiodatura quanto per la valutazione dell'indebolimento della sezione.

Non sono ammessi disassamenti dei fori corrispondenti degli elementi chiodati. Nel caso, non sono ammesse ovalizzazioni di sorta, ma si dovrà procedere ad alesatura a diametro superiore, con sostituzione dei chiodi interessati. Di questo si dovrà tener debito conto nella definizione di pinze, truschini ed interassi del giunto in questione.

2.3.8 PRESCRIZIONI PARTICOLARI DI PROGETTAZIONE

2.3.8.1 GENERALITÀ

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 148 di 202

- a) Tutte le giunzioni di forza delle membrature appartenenti alle strutture reticolari portanti principali dovranno essere comunque dimensionate per sopportare il massimo sforzo assiale trasmissibile dagli elementi collegati (metodo delle sezioni). Le giunzioni delle travi principali a parete piena dovranno essere comunque dimensionate per sopportare il massimo momento flettente trasmissibile dalle sezioni collegate ed il corrispondente taglio. Le giunzioni d'anima dovranno essere comunque in grado di sopportare un taglio pari al massimo sopportabile dal pannello d'anima, cui appartiene la sezione.
- b) L'impiego di giunzioni saldate in collegamenti di forza dovrà essere previsto in progetto e chiaramente evidenziato sui relativi elaborati; in particolare dovrà essere indicata, per ogni singola giunzione, la fase di costruzione dell'opera nella quale ne è prevista la esecuzione e la relativa procedura di saldatura.
- c) I profilati e le lamiere che si prevede di impiegare dovranno avere spessori non inferiori a 8.0 mm; tuttavia le barre di controvento potranno essere ricavate da profilati a doppio T con anima di spessore inferiore a 8.0 mm ma non inferiore a 6.0 mm. Le lamiere e gli elementi che dovranno essere giuntati mediante saldatura, dovranno avere uno spessore non inferiore a 10.0 mm.
- d) Per le tolleranze sia delle lamiere che dei profili laminati e/o saldati dovrà farsi riferimento alle indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura e a quanto riportato nella Istruzione 44 M.
- e) La verifica di resistenza e la verifica a fatica, sia delle strutture tese che di quelle compresse, dovrà essere eseguita adottando l'area della sezione depurata dei fori, mentre per la verifica di stabilità delle aste compresse si adotterà l'area lorda o efficace.
- f) Nel calcolo della struttura portante principale dovrà essere trascurato l'eventuale contributo favorevole delle longherine e/o del cassone di contenimento del ballast e delle strutture di controvento. Il contributo di queste parti potrà essere portato in conto nelle verifiche associate alla deformabilità della struttura principale.
- g) Nei ponti a via inferiore aperti superiormente occorre verificare la stabilità allo sbandamento fuori piano delle briglie e piattabande superiori compresse. A tal fine, nel calcolo della rigidezza dovranno essere trascurati tutti quei contributi che non siano sicuramente efficaci in rapporto alle condizioni di vincolo fra le parti.
- h) I diaframmi di sezione od i telai situati in corrispondenza degli appoggi dei ponti a travata (a via

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 149 di 202

superiore od inferiore, con travi a parete piena o reticolari) saranno verificati, fra l'altro, per le sollecitazioni indotte dalle reazioni di appoggio della trave di controventamento superiore sotto l'effetto di tutte le azioni orizzontali presenti. Ai diaframmi o ai telai intermedi si attribuirà, comunque, la parte di competenza di tali azioni relativa al loro interesse.

- i) L'azione di frenatura, qualunque sia la disposizione degli apparecchi di appoggio, dovrà essere considerata nel verso che produca gli effetti più gravosi nella struttura.
- j) Le travate del tipo a parete piena ed a maglie triangolari dovranno essere costruite con una controfreccia di montaggio che compensi l'inflessione elastica della trave principale relativa all'azione di tutti i carichi permanenti e di un quarto del carico verticale da traffico, con gli incrementi dinamici previsti dalla presente Specifica.
- k) Il tavolato che costituisce il sentiero pedonale dei ponti sovrappassanti strade o ferrovie dovrà essere realizzato in lamiera continua o materiali equivalenti e con superficie non sdruciolevole. Il tavolato dovrà essere inoltre realizzato in modo da impedire la caduta di oggetti sulla strada o ferrovia sottostante.
- l) Oltre a quanto richiesto all'ultimo capoverso del punto 1.3.2 relativamente alle barriere antirumore, si precisa che negli impalcati a via inferiore, qualora non diversamente autorizzato, ove possibile, dovrà essere lasciato uno spazio sufficiente ad alloggiarle tra il filo interno delle travi principali e la sagoma ferroviaria. Tale spazio dovrà essere, comunque, non inferiore a 20 cm.

2.3.8.2 IMPALCATI METALLICI

2.3.8.2.1 TRAVERSE DI ARMAMENTO

Le traverse d'armamento dovranno essere poste in opera ad interesse, di norma, non superiore a 600 mm.

2.3.8.2.2 LONGHERINE E TRAVI TRASVERSALI

- a) La lunghezza delle longherine non dovrà superare gli 8.00 m e dovrà essere proporzionata anche in relazione alle caratteristiche geometriche delle travate.
- b) Sulla piattabanda superiore delle longherine deve essere accoppiato un piatto, per il

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 150 di 202

contenimento delle traverse d'armamento, di spessore non inferiore a 12 mm. Di tale piatto si potrà tener conto solo nelle verifiche a fatica, quando il suo contributo risulti favorevole, considerando collaborante una larghezza non superiore ad 1/12 della luce della longherina da ciascuna parte dell'anima della trave, che non dovrà superare la larghezza propria del piatto. Dovrà altresì tenersi conto, per la determinazione della categoria del particolare, della presenza dei fori "quadri" di ancoraggio delle chiavarde.

- c) Dovrà essere disposta, a cavallo delle travi trasversali ed in corrispondenza delle testate delle longherine, un'apposita piastra di contenimento dello stesso spessore di quello previsto al punto precedente.
- d) La controventatura delle longherine dovrà essere realizzata impiegando, per le diagonali, ferri di caratteristiche non inferiori a quelle del profilo L 80x10, mentre per i traversini saranno seguiti gli schemi tipologici adottati dal Gestore dell'Infrastruttura.
- e) Nel caso in cui le longherine vengano composte mediante saldatura, il collegamento fra anima e piattabanda superiore dovrà essere a piena penetrazione. Lo stesso collegamento dovrà adottarsi anche fra anima e piattabanda inferiore in caso di sezione simmetrica.
- f) I collegamenti interessanti le longherine, i traversini, le travi trasversali ed i controventi di binario dovranno essere realizzati esclusivamente mediante chiodatura a caldo o con giunzioni bullonate a taglio con accoppiamento di precisione.
- g) Le travi trasversali e le longherine dovranno essere calcolate come semplicemente appoggiate alle loro estremità. Le sezioni estreme delle travi, come pure i montanti e gli altri organi di attacco (coprigiunti o flange), nonché le chiodature o le bullonature di collegamento, dovranno essere verificate considerando anche il momento di incastro effettivo, da valutare tenendo conto della deformabilità degli organi di attacco. Qualora non si esegua tale calcolo, può considerarsi agente, oltre allo sforzo di taglio, un momento pari al momento di incastro perfetto per le longherine ed alla sua metà per le travi trasversali, nelle stesse condizioni di carico assunte nel calcolo delle travi trasversali.
- h) L'anima delle longherine, in corrispondenza delle travi trasversali, deve avere, ove occorra, una espansione opportunamente raccordata ed irrigidita, tale da interessare con il collegamento chiodato o bullonato l'intera altezza della trave trasversale.
- i) Nel calcolo delle longherine dovranno computarsi anche le sollecitazioni derivanti dalla loro

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 151 di 202

compartecipazione alla deformazione della struttura principale; questa valutazione, condotta con riferimento allo schema statico complessivo del ponte, dovrà tener conto della deformabilità degli elementi di attacco e delle travi trasversali. In difetto di una analisi più accurata, la deformabilità degli attacchi delle longherine potrà valutarsi assumendo nei ponti a via inferiore una sezione convenzionale delle longherine pari al 60% della loro area effettiva, nel caso di attacchi a squadrette d'anima. In ogni altro caso (attacchi a flangia, ponti a via superiore) sarà portata in conto l'intera sezione.

- j) Per i ponti a doppio binario è da valutare il comportamento dell'insieme longherine/traversini di binario nel caso di una sola via caricata per le sollecitazioni locali che ne derivano, con particolare riferimento alle zone comprese tra gli irrigidenti verticali d'anima (elementi di attacco dei traversini) e le piattabande delle longherine.

2.3.8.2.3 TRAVATE A TRAVI GEMELLE

- L'interasse dei calastrelli non dovrà essere di norma maggiore di 800 mm.
- Gli attacchi dei calastrelli dovranno essere realizzati in maniera da interessare, con il collegamento, l'intera anima delle travi principali.
- La controfreccia di montaggio può essere omessa; dovrà essere però calcolata la lavorazione dei legnami per la perfetta livellazione del binario.
- Sono ammessi appoggi a strisciamento solo per portate (interasse tra apparecchi d'appoggio) non superiori a 10 m.

2.3.8.2.4 TRAVATE A PARETE PIENA

Le piattabande delle travi principali dovranno essere realizzate di norma a sezione costante, senza raddoppi.

I goussets di attacco delle travi trasversali dovranno essere adeguatamente collegati agli irrigidimenti verticali dell'anima delle travi principali (nodo di continuità) o, in alternativa, dovranno interessare l'intera altezza.

2.3.8.2.5 TRAVATE RETICOLARI

- L'entità degli sforzi secondari nelle membrature dovrà essere limitata per quanto possibile; tali

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 152 di 202

sforzi possono essere localmente amplificati a causa di brusche variazioni della rigidità degli elementi collegati nei nodi e soggetti a spostamenti e rotazioni relative ed a causa del contrasto di membrature trasversali di controvento.

- b) Lo schema geometrico di calcolo della travata è definito dagli assi baricentrici delle singole aste. In linea generale gli assi devono confluire nei nodi dello schema reticolare ed in tal caso è ammessa l'ipotesi di calcolo di struttura reticolare incernierata ai nodi. Nel caso di nervature costituite da più tratti aventi sezioni diverse, si dovrà sostituire alle linee baricentriche dei singoli tratti una linea baricentrica media e comune facendo coincidere questa con la corrispondente linea dello schema geometrico. Qualora si introducano eccentricità fra gli assi di tratti successivi di briglia superiori ad $1/20$ dell'altezza della sezione, dovranno essere valutate le sollecitazioni conseguenti.
- c) Nel calcolo dei controventi superiori ed inferiori del ponte si dovrà tener conto anche delle sollecitazioni derivanti dalla compartecipazione di tali elementi alla deformazione della struttura principale. Qualora il collegamento dei controventi della struttura sia definitivamente assicurato dopo che questa sia stata posta nello schema statico di esercizio, queste sollecitazioni potranno essere limitate ai soli effetti successivi a tale fase.
- d) Nei ponti a via superiore l'azione di frenatura andrà portata in conto sia nel calcolo delle briglie superiori che di quelle inferiori, nonché nel calcolo delle diagonali di parete attraverso cui tale azione si trasferisce al piano degli apparecchi di appoggio.
- e) In corrispondenza dei nodi della maglia triangolare, le saldature anima-piattabanda delle briglie inferiori dovranno, di norma, essere realizzate a piena penetrazione. Tra la zona a piena penetrazione e quella corrente a cordoni d'angolo dovrà essere inserita una zona di transizione di almeno 300 mm lungo la quale variare la forma della sagomatura dell'elemento da saldare (cianfrino) per adattarlo progressivamente alle diverse tipologie di saldature. Qualora il tronco di briglia venga realizzato in pezzo unico con i nodi di parete, è consentito eseguire la saldatura anima-piattabanda a parziale penetrazione, purché venga assicurato in costruzione il pieno contatto dell'anima con la piattabanda nella zona di nodo.
- f) Per le travate a maglia triangolare si dovrà prevedere, in corrispondenza degli apparecchi di appoggio, una piastra di ripartizione di spessore non inferiore a 30 mm.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 153 di 202

2.3.8.2.6 IMPALCATI CON CASSONE PER IL CONTENIMENTO DEL BALLAST

- a) Le nervature longitudinali di irrigidimento del cassone dovranno essere continue e del tipo aperto; esse dovranno essere, di norma, collegate alla lamiera del cassone medesimo ed alla piattabanda sottostante mediante saldatura a piena penetrazione. Il cassone e le relative nervature saranno, di norma, disposte al di sopra delle travi trasversali. Qualora le nervature del cassone interessino l'anima delle travi trasversali, di norma dovranno praticarsi aperture nelle anime per rendere passanti, attraverso di esse, le nervature di irrigidimento.
- b) Nel calcolo del cassone di contenimento del ballast potrà adottarsi uno schema di trave continua su appoggi elastici posti in corrispondenza delle travi trasversali in alternativa a quello di trave appoggiata, sempre in corrispondenza delle travi trasversali.
- c) Nel calcolo del cassone di contenimento del ballast dovranno computarsi anche le sollecitazioni derivanti dalla compartecipazione di tale elemento alla deformazione della struttura principale; questa valutazione dovrà tener conto della deformabilità degli elementi di attacco e delle travi trasversali.
- d) Ad integrazione delle indicazioni già fornite, la tensione massima nella lamiera del cassone (da realizzarsi in acciaio S355) dovrà risultare inferiore a 200 MPa nelle verifiche SLE combinazione rara (caratteristica), escluso il sovrametallo di cui al par. 2.3.1.2.
- e) Di norma, le saldature trasversali dei conci del cassone portaballast dovranno essere realizzate in asse alle travi trasversali sottostanti.
- f) Nel calcolo dei controventi inferiori dovrà tenersi conto anche dell' "effetto globale", valutando tutti gli effetti conseguenti all'applicazione dei carichi permanenti e accidentali.

2.3.8.3 IMPALCATI A STRUTTURA MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

- a) Nel caso di getto della soletta su lastre prefabbricate (predalles) nella valutazione dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo soggetto a ritiro si potrà trascurare quella delle lastre, se sufficientemente stagionate. Dovranno, comunque, essere evitate sezioni composte nelle quali, in zone di momento positivo, la posizione dell'asse neutro sia tale da porre la soletta parzialmente in trazione.
- b) Nell'analisi della struttura, cioè per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni della trave composta, la sezione può considerarsi interamente reagente compreso l'eventuale spessore delle

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 154 di 202

lastre. Nell'analisi dello stato tensionale della sezione composta non si terrà conto dell'area della sezione trasversale delle lastre, così come non si terrà conto delle parti in calcestruzzo gettate dopo la maturazione della soletta (cordoli, muretti, etc.).

- c) Per quanto riguarda gli effetti del ritiro della soletta in calcestruzzo vale quanto riportato al paragrafo 11.2.10.6 del DM 14.1.2008. Sarà da studiarsi accuratamente, oltre al ritiro longitudinale, il fenomeno del ritiro trasversale della soletta, analizzandone l'entità e gli effetti sulle strutture.
- d) Le fasi di getto della soletta dovranno essere accuratamente descritte nelle tavole di progetto, con particolare riferimento agli impalcati continui, per i quali sarà necessario prevedere, di norma, prima il getto della soletta nelle zone lontane dagli appoggi di continuità e, poi, in corrispondenza di questi. Ciò al fine di impedire l'insorgere di uno stato di trazione in soletta, parzialmente maturata, in corrispondenza degli appoggi intermedi.
- e) Per impalcati a due travi, gli effetti delle dissimmetrie di carico dovranno di norma essere assorbiti per torsione, su sezione chiusa, adottando controventi inferiori di torsione. Per impalcati a tre o più travi il comportamento torsionale d'insieme dovrà essere oggetto di specifica valutazione.
- f) Si dovranno valutare le deformazioni elastiche dovute ai seguenti carichi:
 - peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato (f_p);
 - peso delle opere di finitura (f_f);
 - carichi verticali da traffico (f_s);
 - effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso (f_r).

Dovrà essere assorbita da opportuna controfreccia di costruzione (c_f) la somma dei seguenti contributi:

$$c_f = f_p + f_f + f_r + 0.25 f_s \cdot \Phi$$

Tale controfreccia dovrà essere ottenuta di norma mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere. L'asse del giunto sarà disposto lungo il raggio dell'arco.

Dovrà inoltre risultare:

$$f_p \leq 1/300 L$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 155 di 202

- g) Per quanto riguarda l'indice di deformabilità della struttura mista collaborante (f/l), sotto l'effetto dei carichi verticali da traffico dinamizzati, valutato con coefficiente di omogeneizzazione relativo ai carichi di breve durata, si rimanda al paragrafo 1.8.3.2.2. Al riguardo, dovranno essere opportunamente valutati i contributi del taglio delle travi e della deformabilità dei connettori.
- h) Per i pioli di collegamento trave-soletta, si dovrà eseguire la verifica a fatica, secondo quanto indicato nella Specifica RFI DTC INC SP IFS 003 A. Per ciò che riguarda il dimensionamento dei pioli, che in ogni caso dovranno garantire un collegamento a completo ripristino di resistenza per le travi principali, si rimanda alle prescrizioni del DM 14.1.2008 e ai successivi aggiornamenti. Ulteriori precisazioni e limitazioni possono essere ricavate dalla EN 1994.
- i) Dovrà essere accuratamente verificata la saldatura anima piattabanda superiore tenendo in debito conto gli effetti locali trasversali. In assenza di adeguate valutazioni la saldatura dovrà essere eseguita a piena penetrazione.
- j) Nel calcolo dei controventi, superiori ed inferiori, dovrà tenersi conto, per quanto significativo, anche dell' "effetto globale" portando in conto tutti gli effetti conseguenti all'applicazione dei carichi permanenti e verticali da traffico.
- k) Per strutture a trave continua, particolare riguardo andrà posto nella limitazione della massima tensione di trazione in soletta in corrispondenza degli appoggi intermedi. Per le ipotesi di modellazione, per le verifiche della soletta e dell'armatura longitudinale, si farà riferimento alle prescrizioni della EN 1994 (parte 2) considerando, allo SLE, un valore ammissibile dell'apertura delle fessure minore o uguale a $w_1 = 0,2$ mm. Qualora si adottino sistemi di precompressione diretta della soletta, comunque da realizzarsi con barre, in soletta dovranno rispettarsi i limiti tensionali previsti per le strutture in c.a.p..
- l) L'impalcato dovrà avere oltre ai diaframmi trasversali (trasversi) in corrispondenza degli appoggi anche dei trasversi di campata, in numero non inferiore a tre per campata e distribuiti uniformemente fino a 50 m di luce; per portate superiori dovrà esserne valutato il numero ottimale. Le sezioni "funzionanti" a cassone saranno dotate di diaframmi trasversali posti ad interasse correlato all'altezza della trave metallica e, di norma, non superiore a 6 m. Il trasverso di testata dovrà essere collegato con pioli alla soletta e, pertanto, dovrà sopportare anche i carichi locali da traffico opportunamente dinamizzati.
- m) Per meglio agevolare gli interventi di manutenzione, le aste di controvento e di diaframma a schema reticolare saranno, di norma, realizzate con elementi a T o con doppi angolari disposti a farfalla. Per i controventi e diaframmi che risultino interni al perimetro delle travi principali e della

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 156 di 202

soletta e sicuramente protetti dagli agenti atmosferici, sarà consentito l'impiego di angolari doppi accoppiati.

n) I coprigiunti delle piattabande superiori dovranno essere preferibilmente realizzati in due pezzi simmetrici rispetto all'anima della trave, per consentire la posa dei pioli all'interno di essi. Qualora sia previsto l'impiego di lastre prefabbricate, i coprigiunti dovranno essere arretrati rispetto ai bordi della piattabanda di almeno 4 cm, per consentire l'appoggio, per almeno 3 cm, delle stesse lastre sulla piattabanda.

o) Per agevolare gli interventi di manutenzione, verranno previsti i grigliati alveolari (cfr. par. 2.3.5.5) tra tutte le travi principali.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 157 di 202

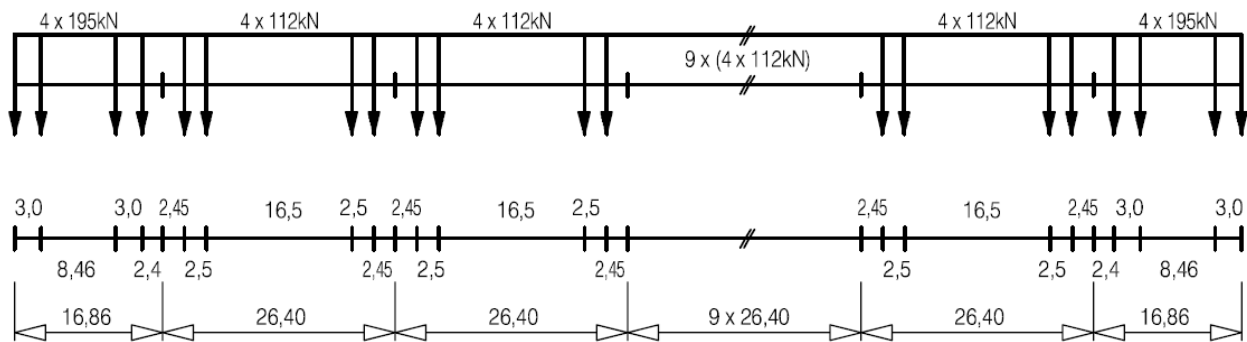
PARTE III

ALLEGATI

ALLEGATO 1.1 – MODELLI DI CARICO TIPO “TRENI REALI” PER ANALISI DINAMICHE

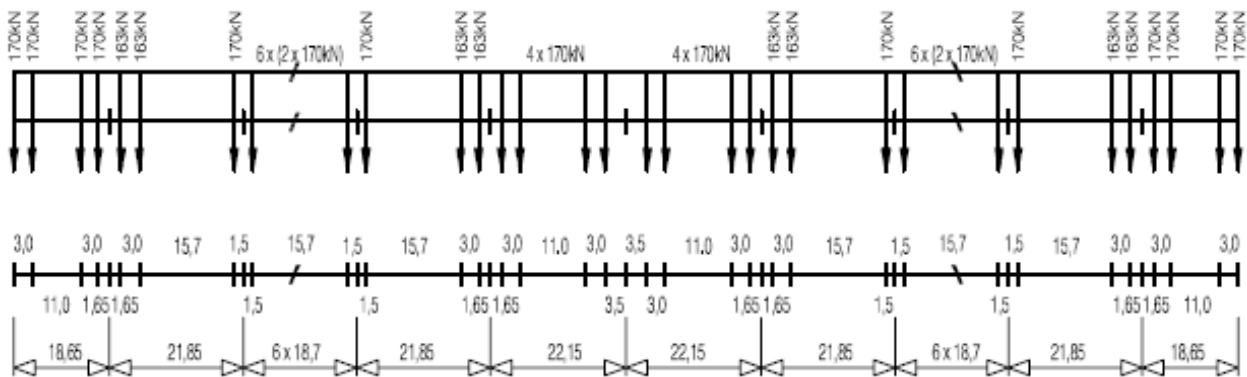
Tipo A

$$\Sigma Q = 6936 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 350.52 \text{ m} \quad q = 19.8 \text{ kN/m}$$



Tipo B

$$\Sigma Q = 8784 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 393.34 \text{ m} \quad q = 22.3 \text{ kN/m}$$



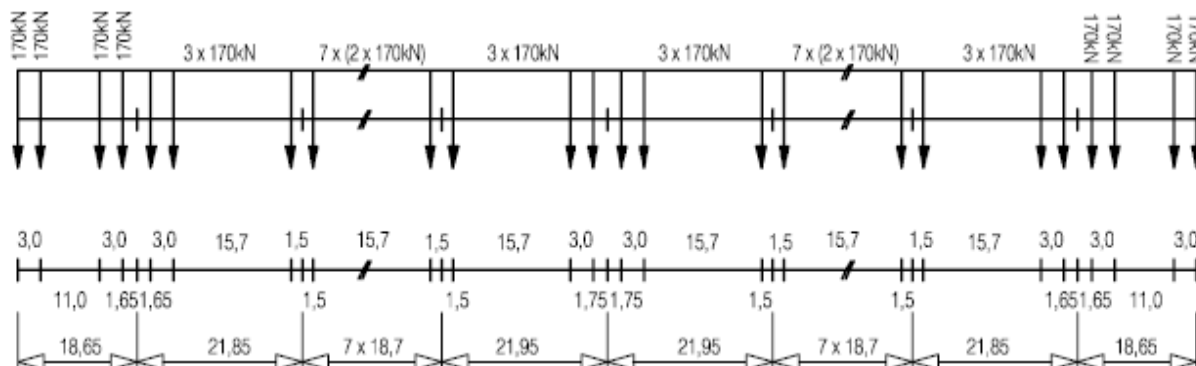
Tipo C

$$\Sigma Q = 8160 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 386.67 \text{ m} \quad q = 21.1 \text{ kN/m}$$

SPECIFICA

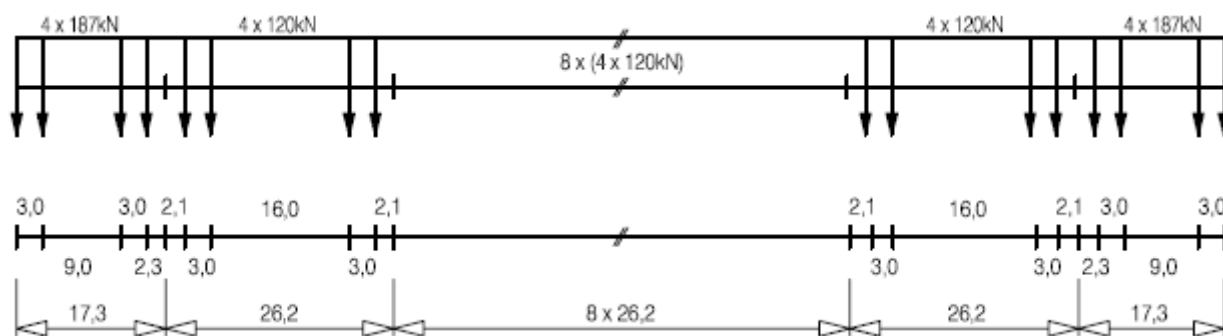
Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

FOGLIO
159 di 202



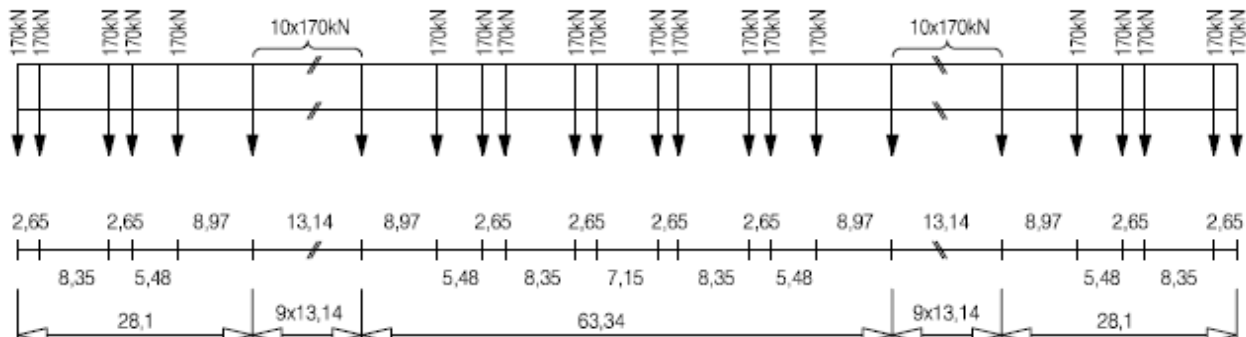
Tipo D

$$\sum Q = 6296 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 295.70 \text{ m} \quad q = 21.3 \text{ kN/m}$$



Tipo E

$$\sum Q = 6800 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 356.05 \text{ m} \quad q = 19.1 \text{ kN/m}$$



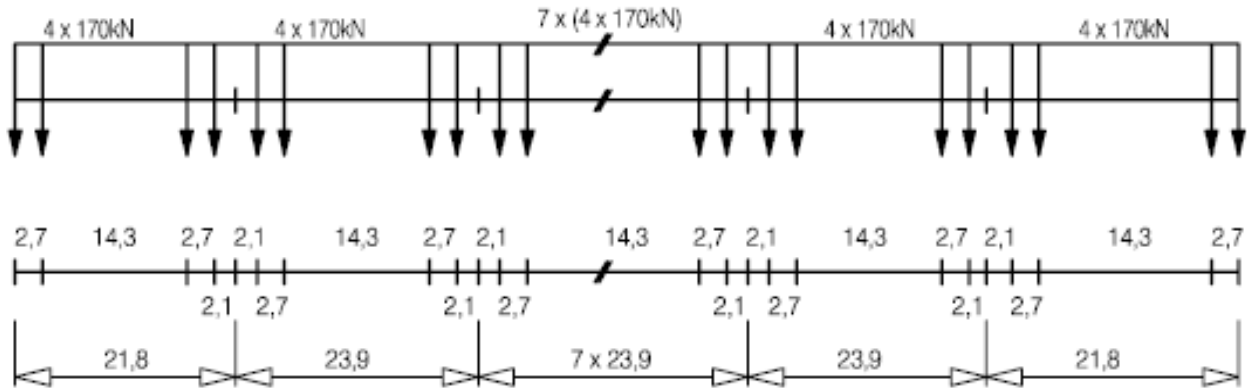
Tipo F

SPECIFICA

Codifica: **RFI** **DTC** **INC** **PO** **SP** **IFS** **001** **A**

FOGLIO
160 di 202

$$\Sigma Q = 7480 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 258.70 \text{ m} \quad q = 28.9 \text{ kN/m}$$

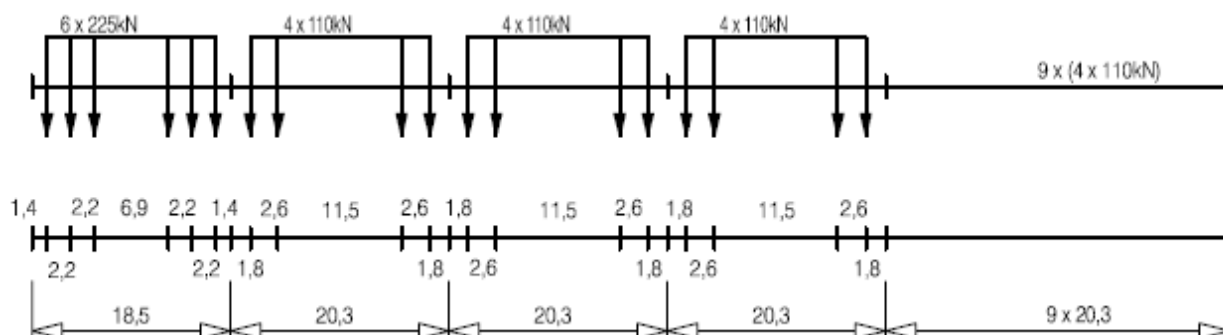


	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 161 di 202

ALLEGATO 1.2 – MODELLI DI CARICO TIPO “TRENI REALI” PER VERIFICHE A FATICA

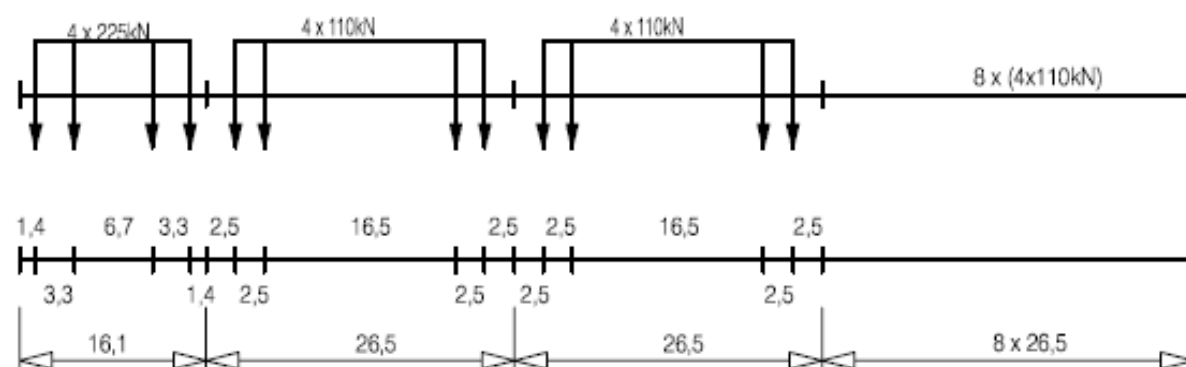
Tipo 1 – Treno passeggeri trainato da locomotore

$$\sum Q = 6630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262.10 \text{ m} \quad q = 25.3 \text{ kN/m}$$



Tipo 2 – Treno passeggeri trainato da locomotore

$$\sum Q = 5300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281.10 \text{ m} \quad q = 18.9 \text{ kN/m}$$



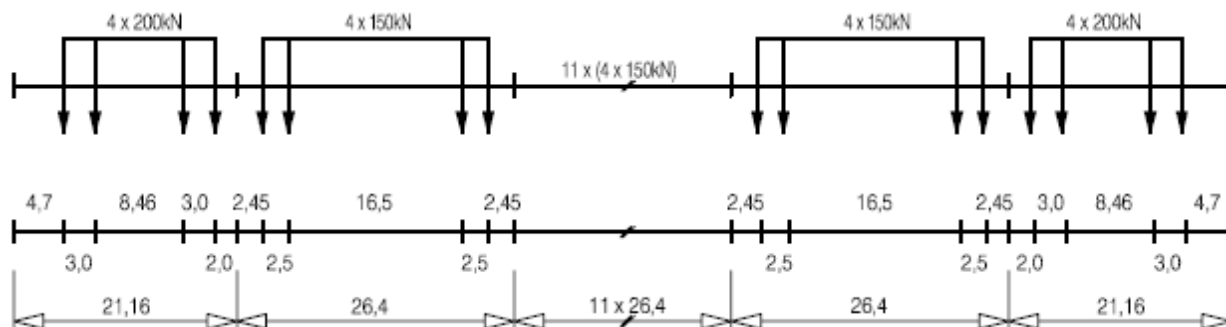
Tipo 3 – Treno passeggeri alta velocità

$$\sum Q = 9400 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 385.52 \text{ m} \quad q = 24.4 \text{ kN/m}$$

SPECIFICA

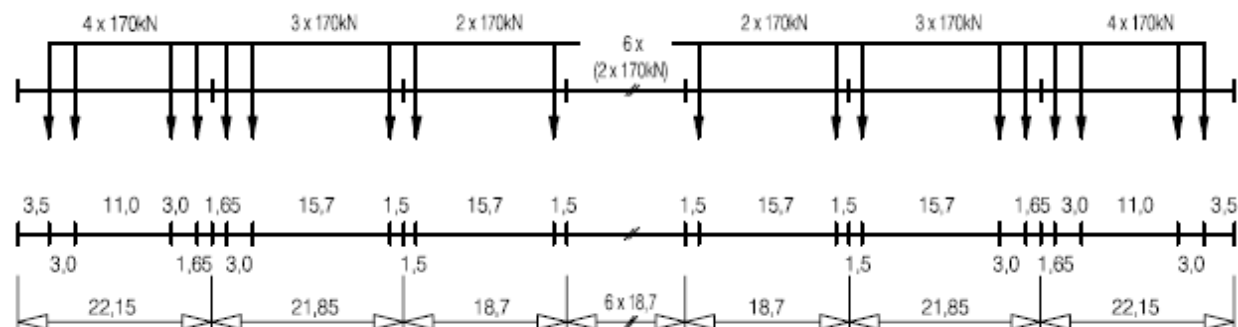
Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

FOGLIO
162 di 202



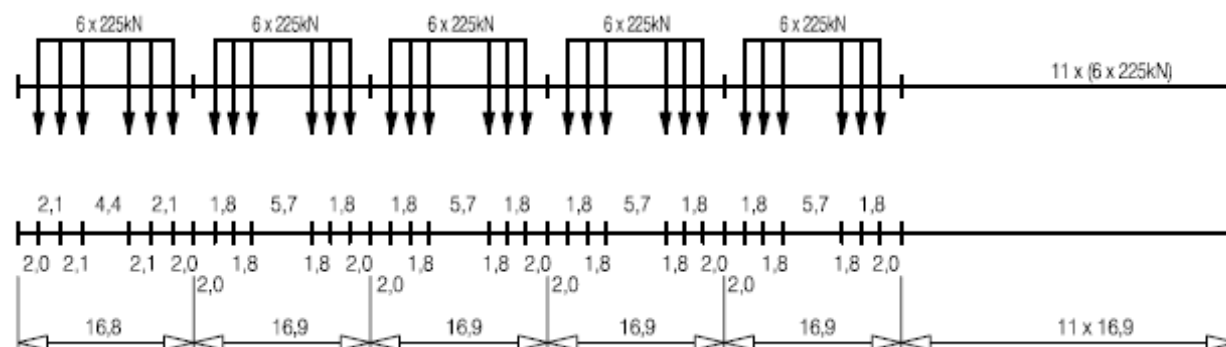
Tipo 4 – Treno passeggeri alta velocità

$$\sum Q = 5100 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 237.60 \text{ m} \quad q = 21.5 \text{ kN/m}$$



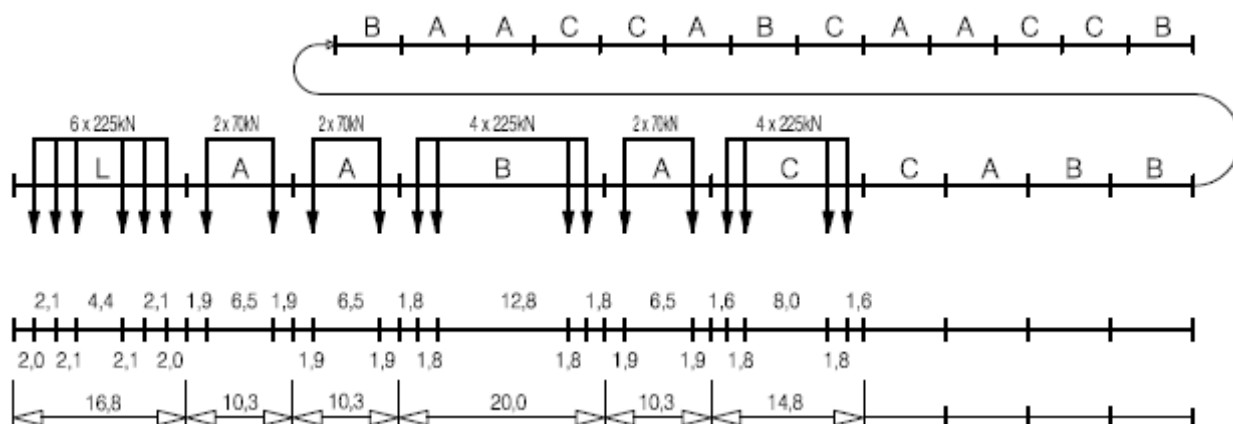
Tipo 5 – Treno merci trainato da locomotore

$$\sum Q = 21600 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 270.30 \text{ m} \quad q = 80.0 \text{ kN/m}$$



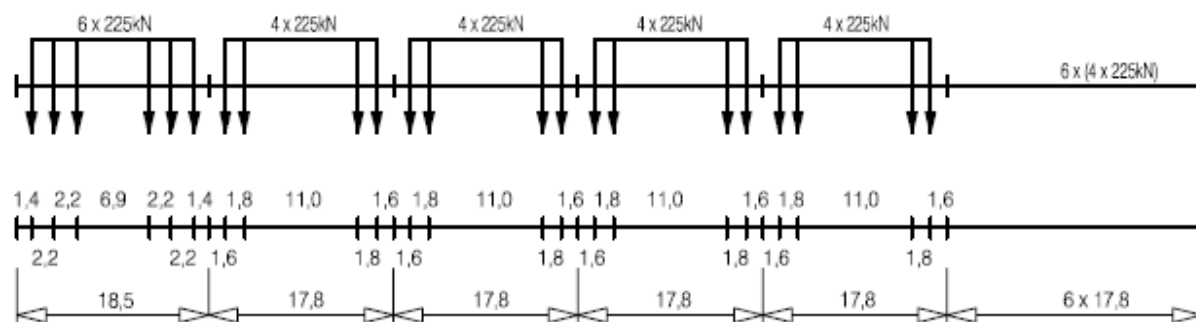
Tipo 6 – Treno merci trainato da locomotore

$$\sum Q = 14310 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 333.10 \text{ m} \quad q = 43.0 \text{ kN/m}$$



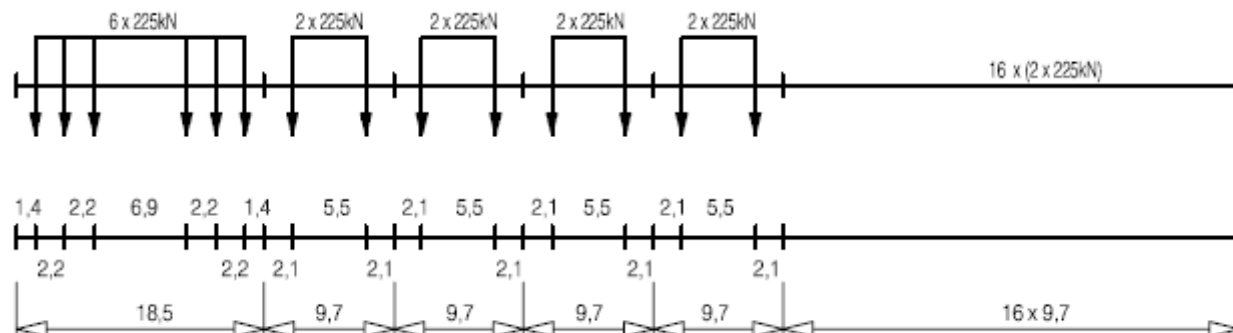
Tipo 7 – Treno merci trainato da locomotore

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 196.50 \text{ m} \quad q = 52.7 \text{ kN/m}$$



Tipo 8 – Treno merci trainato da locomotore

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212.50 \text{ m} \quad q = 48.7 \text{ kN/m}$$



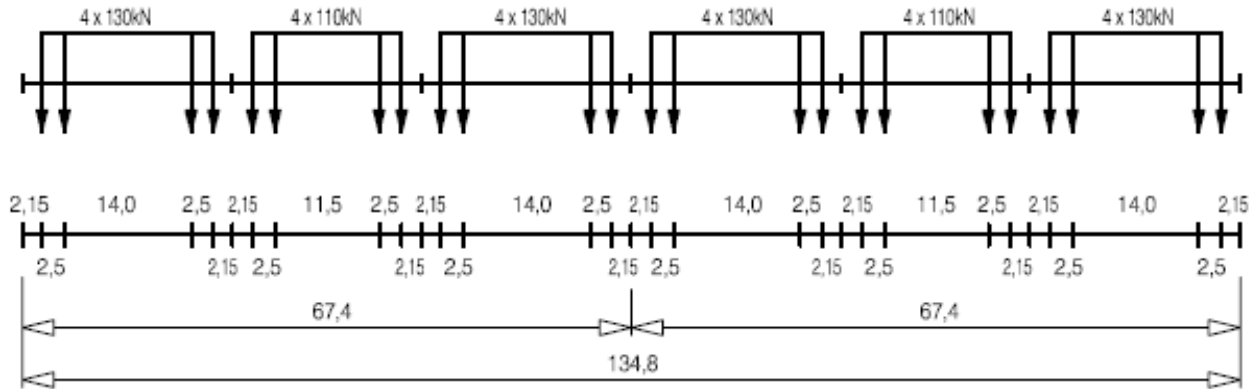
Tipo 9 – Treno locale

SPECIFICA

Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

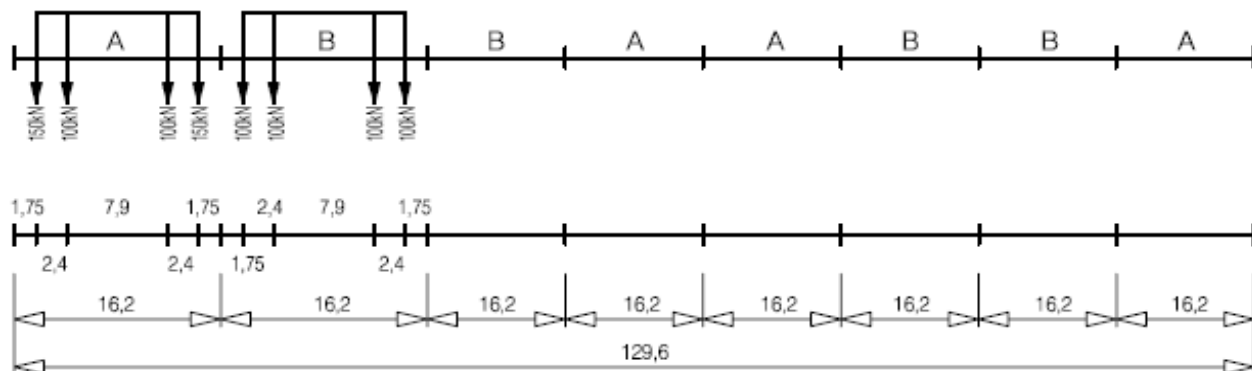
FOGLIO
164 di 202

$$\Sigma Q = 2960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134.80 \text{ m} \quad q = 22.0 \text{ kN/m}$$



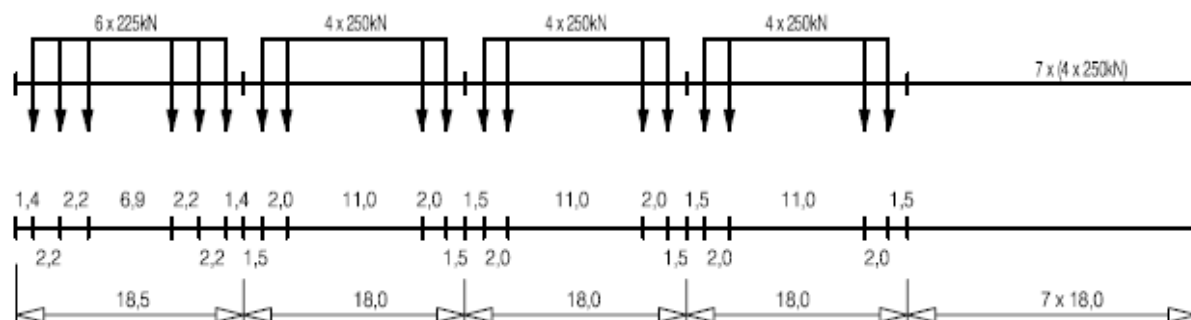
Tipo 10 – Metropolitana

$$\Sigma Q = 3600 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 129.60 \text{ m} \quad q = 27.8 \text{ kN/m}$$



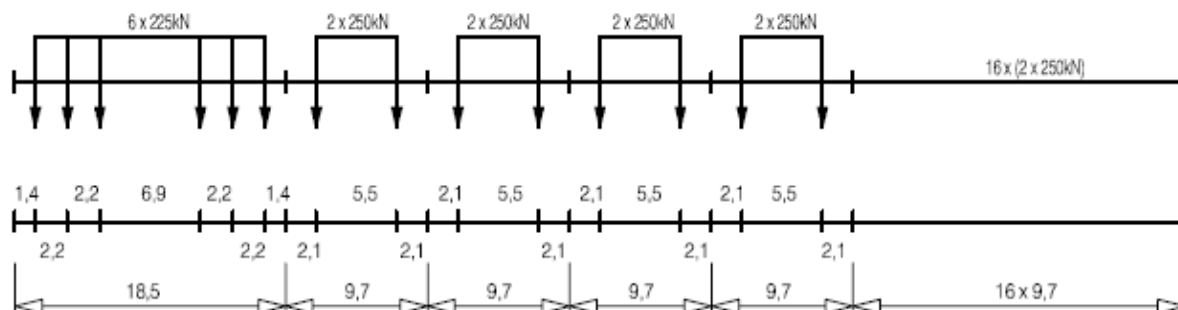
Tipo 11 – Treno merci trainato da locomotore

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 198.50 \text{ m} \quad q = 57.2 \text{ kN/m}$$



Tipo 12 – Treno merci trainato da locomotore

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212.50 \text{ m} \quad q = 53.4 \text{ kN/m}$$



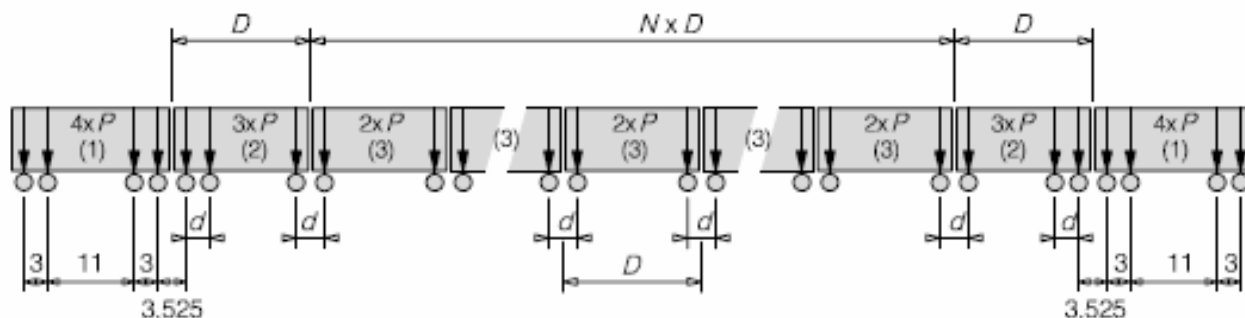
ALLEGATO 1.3 – MODELLI DI CARICO HSLM

Il modello di carico HSLM è composto da due distinti treni universali con lunghezza dei vagoni variabile, HSLM-A e HSLM-B.

Lo specifico progetto può indicare quando utilizzare il modello di carico HSLM.

Il modello di carico HSLM-A è definito in Figura A.1.3-1 ed in Tabella A.1.3-1:

Figura A.1.3-1 - HSLM-A



- Legenda:**
- (1) Locomotore (identico per locomotore di testa e di coda)
 - (2) Vagoni terminali (identico per i vagoni di testa e di coda)
 - (3) Vagoni intermedi

Treno Universale	Numero di vagoni intermedi N	Lunghezza dei vagoni D [m]	Interasse fra gli assi del carrello d [m]	Forza concentrata P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Tab. A.1.3-1 - HSLM-A

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 167 di 202

Il modello di carico HSLM-B consiste di N forze concentrate di 170 kN ad un interasse costante d [m] dove N e d sono definiti nelle Figure A.1.3-2 e A.1.3-3, dove L è la lunghezza della campata [m].

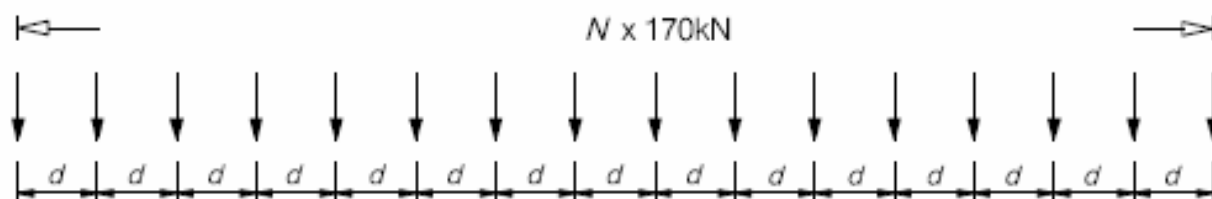


Figura A.1.3-2 - HSLM-B

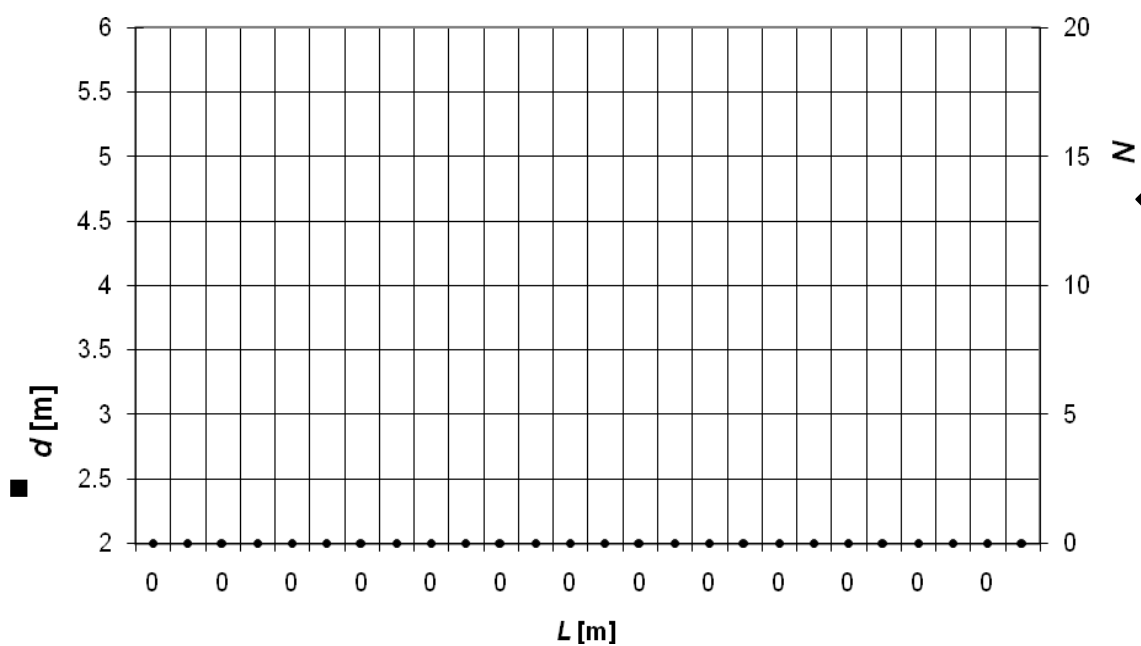


Figura A.1.3-3 - HSLM-B

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 168 di 202

I modelli di carico HSLM-A o HSLM-B devono applicarsi in accordo con i requisiti della Tabella A.1.3-2.

Tipologia strutturale	Campata	
	$L < 7\text{m}$	$L \geq 7\text{m}$
Campata in semplice appoggio ^a	HSLM-B	HSLM-A
Strutture continue ^a o Strutture Complesse ^c	HSLM-A Treni da A1 a A10 inclusi ^b	HSLM-A Treni da A1 a A10 inclusi ^b
^a Valido per ponti con sole travi longitudinali o piastre a comportamento semplice con effetti di obliquità trascurabili su appoggi rigidi. ^b Si raccomanda che tutti i treni da A1 a A10 inclusi siano usati nel progetto. ^c Ogni struttura non contemplata nelle regole precedenti, per esempio strutture oblique, ponti con comportamento torsionale significativo, strutture a via inferiore con modi significativi di vibrare della soletta e dell'orditura principale, etc.. In aggiunta, per strutture complesse con modi di vibrare dell'impalcato e delle travi principali significativi (per esempio ponti a via inferiore con soletta sottile) si raccomanda che sia applicato il modello di carico HSLM-B.		

Tabella A.1.3.2 – Applicazione dei modelli di carico HSLM-A e HSLM-B

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 169 di 202

ALLEGATO 2 - VERIFICA SEMPLIFICATA CONDIZIONI DI RISONANZA

Per valutare le condizioni di risonanza, in maniera semplificata, è possibile ricorrere ad un approccio modale.

Con riferimento alla figura 2-1, la campata del ponte/viadotto viene sottoposta ad una stesa di carichi mobili (trascurando la dinamica del veicolo ferroviario e la sua interazione dinamica con la struttura portante stessa).

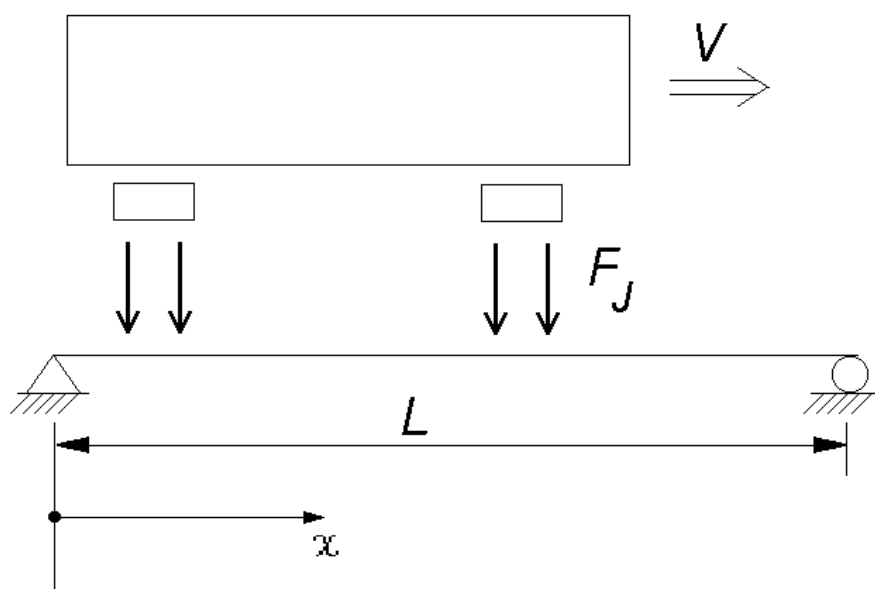


Figura 2-1 - Schema di calcolo per la verifica delle condizioni di risonanza

In Allegato 1.1 si riportano le sequenze dei carichi mobili dei diversi treni da impiegare per le verifiche delle condizioni di risonanza con le relative velocità massime. Nelle analisi occorrerà tener conto di un numero minimo di 10 veicoli componenti il generico convoglio.

La scelta dei tipi di convoglio da analizzare sarà fatta nell'ottica di ottenere i risultati più sfavorevoli per l'impalcato che si sta esaminando, d'intesa con il Gestore dell'Infrastruttura.

Per queste analisi valide per travi semplicemente appoggiate è sufficiente tener conto del solo primo modo di vibrare $\phi^{(1)}(x)$ nel piano verticale della struttura (figura 2-2). Tale modo di vibrare può essere definito attraverso:

	<p align="center">SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO</p>	
<p align="center">SPECIFICA</p>	<p>Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u></p>	<p align="right">FOGLIO 170 di 202</p>

1) uno schema ad elementi finiti definendo tale modo in forma discreta:

$$\phi^{(1)}(x) = \underline{X}^{(1)} \quad (1)$$

essendo $\underline{X}^{(1)}$ il vettore che contiene i gradi di libertà del sistema valutati in riferimento alla pulsazione ω_1 corrispondente alla prima frequenza del sistema;

2) un approccio rigoroso utilizzando le equazioni alle derivate parziali proprie dei continui;

3) un qualsiasi approccio approssimato.

È pure lecito approssimare, nel caso di trave semplicemente appoggiata, la deformata con la seguente formulazione:

$$\phi^{(1)}(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L}x\right) \quad (2)$$

essendo L la luce della campata.

Tale deformata dovrà essere “normalizzata” ponendo uguale ad 1 il valore della deformata al ventre del primo modo di vibrare.

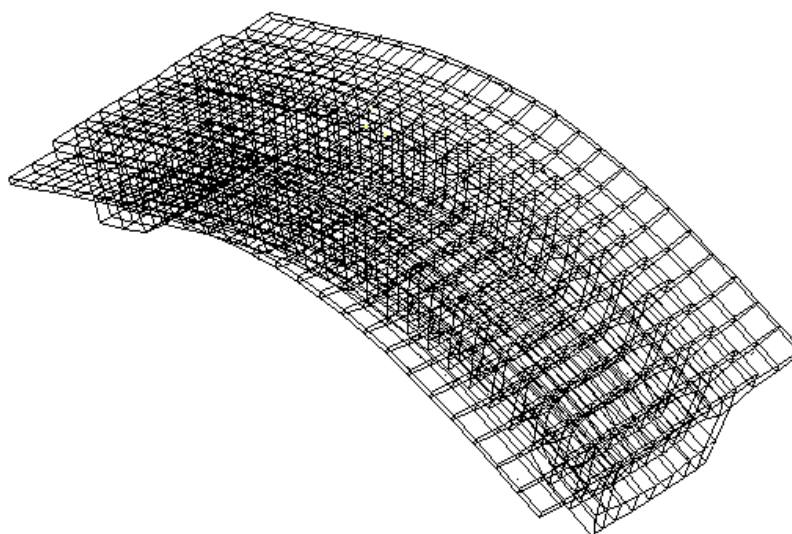


Figura 2-2 - Generico modo di vibrare dell'opera.

Le equazioni di moto del sistema diventano così:

$$m_1 \ddot{q} + r_1 \dot{q} + k_1 q = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi^{(1)}(x_j) = \sum_{j=1}^{nc} Q_j = Q(t) \quad (3)$$

La risposta $q = q(t)$, che si ottiene integrando numericamente tale equazione, rappresenta, dato

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 171 di 202

l'approccio modale utilizzato, la deformata dinamica a centro campata.

Nella equazione (3):

- m_1 è la massa modale relativa al primo modo di vibrare ⁽⁷⁾;
- k_1 è la rigidezza modale definita dalla relazione:

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1} \quad (4)$$

$$\text{essendo } \omega_1 = 2 \pi f_1 \quad (5)$$

dove f_1 [Hz] rappresenta la prima frequenza propria del ponte valutabile, per travi semplicemente appoggiate ed in forma approssimata, tramite la:

$$f_1 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (6)$$

ove δ_0 è la freccia statica [mm] a metà campata dovuta ai carichi permanenti;

- r_1 è lo smorzamento modale definito dalla relazione:

$$r_1 = 2 m_1 \omega_1 h_1 \quad (7)$$

essendo $h_1 = \frac{r_1}{r_c}$ lo smorzamento adimensionale rapportato al valore critico;

- F_j ($j=1,nc$) sono le sole forze peso, relative ai carichi che compongono il convoglio (allegato 1.1), che nel generico istante di tempo t si trovano sull'impalcato ad una distanza x_j dall'estremo di sinistra: tale posizione dipende dalla velocità di avanzamento V dei veicoli e dalla distanza dei carichi viaggianti (fig. 2-3). La sommatoria nella (3) viene estesa alle sole forze che, istante per istante, si trovano sull'impalcato.

⁽⁷⁾ Tale massa modale può essere valutata:

- utilizzando uno schema agli elementi finiti eseguendo il prodotto:

$$m_1 = \underline{X}^{(1)T} [M] \underline{X}^{(1)} \quad (9.1)$$

essendo $[M]$ la matrice di massa relativa allo schema ad elementi finiti della struttura ed $\underline{X}^{(1)}$ la deformata relativa al primo modo di vibrare normalizzata all'unità, in corrispondenza del ventre;

- considerando la deformata del continuo $\phi^{(1)}(x)$ associata al primo modo di vibrare:

$$m_1 = \int_0^L m(x) [\phi^{(1)}(x)]^2 dx \quad (9.2)$$

essendo $m = m(x)$ la massa per unità di lunghezza ed L la lunghezza complessiva del manufatto;

- con un approccio approssimato ponendo:

$$m_1 = \frac{m L}{2} \quad (9.3)$$

dove m è la massa per unità di lunghezza media del ponte ed L la lunghezza complessiva del manufatto.

 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 172 di 202

Più in particolare, assumendo come ascissa $x = 0$ l'ascissa corrispondente all'inizio dell'impalcato e definendo con z_{j0} la distanza del j -esimo carico al tempo $t_0 = 0$ rispetto al primo appoggio, ponendo il primo carico in ingresso al ponte ($z_{j0} = 0$, vedi fig. 2-3), la generica posizione del carico al generico tempo t viene definita come:

$$x_j = V \cdot t - z_{j0} \quad (8)$$

La generica componente lagrangiana Q_j , dovuta alla forzante F_j , diviene:

$$Q_j = 0 \quad \text{se } x_j < 0 \text{ oppure } x_j > L \quad (9a)$$

$$Q_j = F_j \phi^{(1)}(x_j) \quad \text{se } 0 \leq x_j \leq L \quad (9b)$$

La generica j -esima forza F_j che compare nella sommatoria della (3) viene attivata solo se vale la (9b).

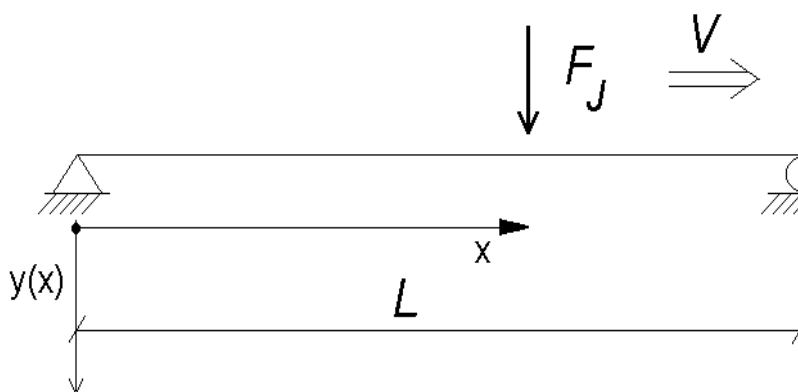


Figura 2-3 - Le forze F_j che nel generico istante di tempo si trovano sull'impalcato

Nel caso in cui si utilizzi l'approccio semplificato, l'equazione del moto diviene:

$$\frac{mL}{2} \ddot{q} + 2\omega_1 h_1 \frac{mL}{2} \dot{q} + \omega_1^2 \frac{mL}{2} q = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi^{(1)}(x_j) \sum_{j=1}^{nc} F_j \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} x_j\right) \quad (10)$$

Per ogni tipo di configurazione del veicolo (allegati 1.1 e 1.3), occorre dapprima eseguire una simulazione a bassa velocità ($V \leq 20$ km/h) in modo da valutare la risposta quasi statica del ponte ai carichi mobili $q_0(t)$. Si deve successivamente aumentare progressivamente la velocità di avanzamento fino alla massima consentita sulla linea analizzata, considerando incremento di velocità non superiore a 10 Km/h.

Il rapporto tra la risposta massima $\delta_{din} = \max [q(t)]$ del sistema alla generica velocità di avanzamento e la massima risposta a bassa velocità $\delta_{stat} = \max [q_0(t)]$ rappresenta un coefficiente di amplificazione dinamico:

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 173 di 202

$$\phi'_{\text{Reale},f}(V) = \left| \frac{\delta_{\text{din}}}{\delta_{\text{stat}}} \right| \quad (11)$$

Occorre definire, in maniera discreta, l'andamento del coefficiente $\phi'(v)_{\text{Reale},f}$ in funzione della velocità di avanzamento V (fig. 2-5a).

Per testare il programma di simulazione, nella seguente tabella 2-1 si riportano due differenti casi test, in cui sono noti i risultati analitici e sperimentali.

caso 1)	<ul style="list-style-type: none"> viadotto con luce $L = 11.3$ m smorzamento adimensionale relativo al critico (r_1 / r_{c1}) = 4% massa al metro impalcato 7730 kg/m prima frequenza propria $f_1 = \omega_1 / 2\pi = 7.15$ Hz tipo treno (vedi fig. 2-4)
caso 2)	<ul style="list-style-type: none"> viadotto con luce $L = 20.0$ m smorzamento adimensionale relativo al critico (r_1 / r_{c1}) = 4% massa al metro impalcato 13000 kg/m prima frequenza propria $f_1 = \omega_1 / 2\pi = 4.04$ Hz tipo treno (vedi fig. 2-4)

Tabella 2-1 – Casi test per il programma di simulazione

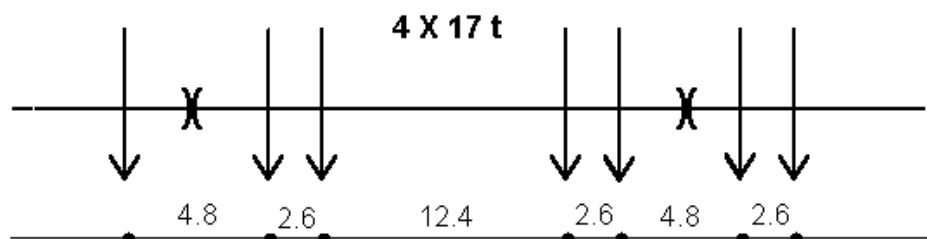


Figura 2-4 - Schema di carico per la simulazione nei casi test di Tabella 2-I.

Nella figura 2-5a si riporta, a titolo di esempio, in funzione della velocità di avanzamento V , l'andamento del coefficiente di amplificazione dinamico $\phi'(v)_{\text{Reale}}$ (eq.11) nel caso 2 di Tab 2-I.

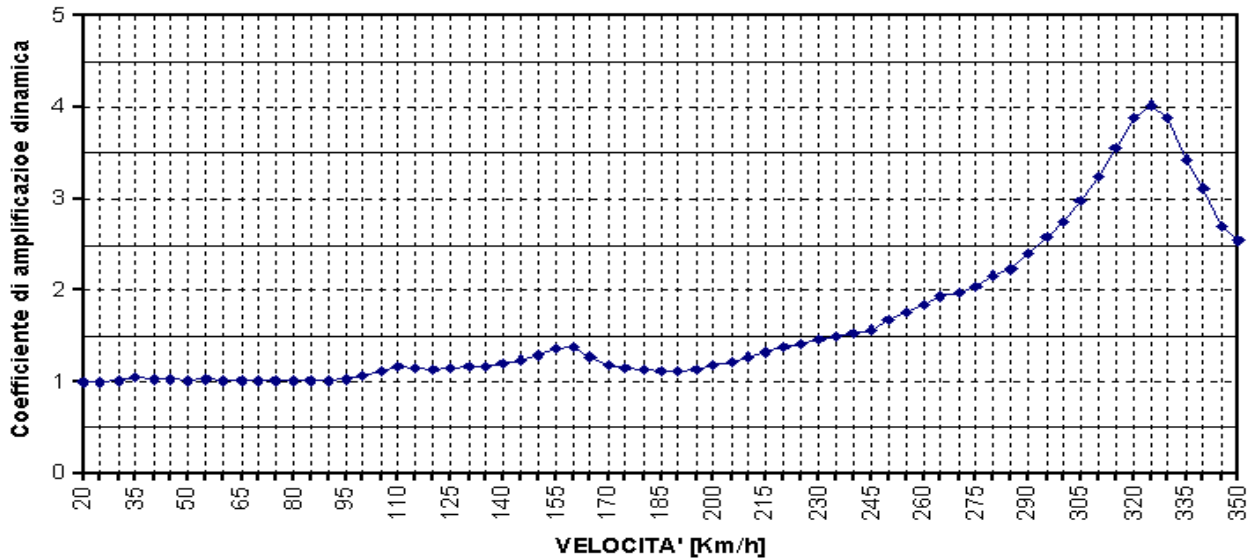


Figura 2-5a - Andamento del coefficiente $\phi'(v)_{\text{Reale}}$ di amplificazione dinamica in funzione della velocità di avanzamento (caso 2 di Tab. 2-1).

Nella figura 2-5b si riporta invece l'andamento della accelerazione $A_{v_{\text{max}}}$ [m/s²] massima dell'impalcato a regime nello stesso caso.

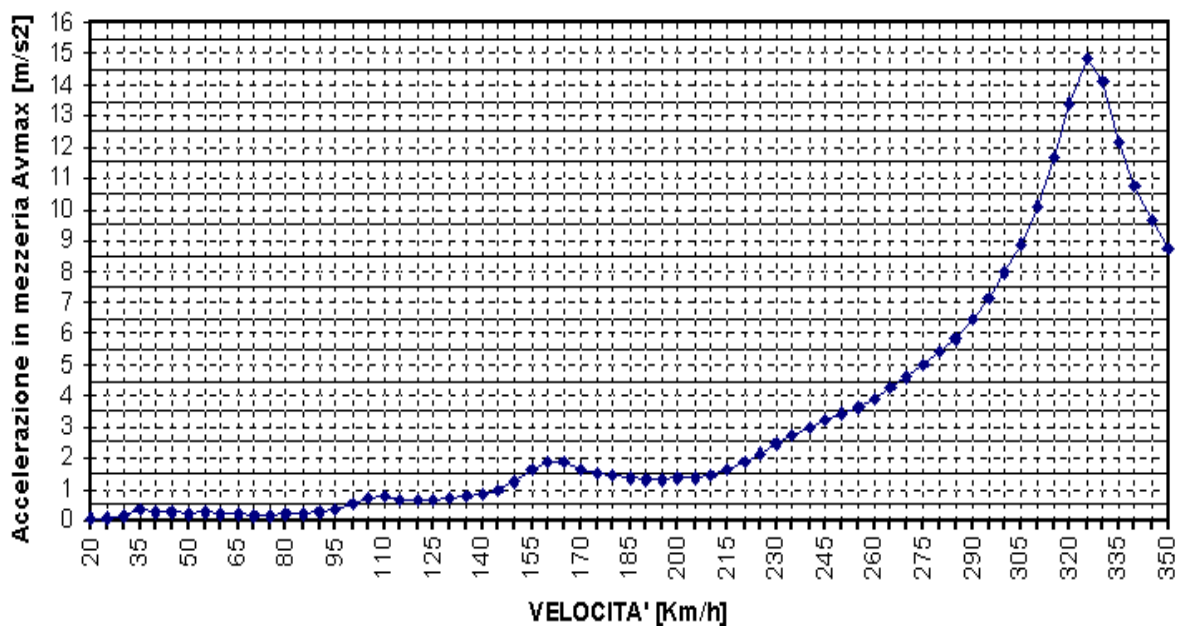


Fig. 2-5b - Andamento della componente massima di accelerazione in mezzeria $A_{v_{\text{max}}}$ dell'impalcato in funzione della velocità di avanzamento (caso 2 di Tab.2-1).

Del caso test 1 non vengono forniti gli andamenti delle grandezze significative; tali andamenti

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 175 di 202

dovranno essere forniti dal Progettista al Gestore dell'infrastruttura, insieme ai diagrammi relativi al ponte in progetto.

Nel caso in cui sia necessaria un'analisi dinamica di tipo torsionale, avendo definito con $\phi_T(x)$ la deformata relativa al primo modo di vibrare torsionale, valutabile analogamente a quanto fatto precedentemente ed anche, sempre in prima approssimazione, come:

$$\phi_T(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (12)$$

ed avendo normalizzato ad "1" il valore della deformata al ventre (la rotazione), le equazioni di moto del sistema diventano:

$$m_T \ddot{q}_T + r_T \dot{q}_T + k_T q_T = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi_T(x_j) = \sum_{j=1}^{nc} Q_{Tj} = Q_T(t) \quad (13)$$

avendo indicato con:

- m_T la massa modale relativa al primo modo di vibrare torsionale ⁽⁸⁾;
- k_T la rigidezza modale definita dalla relazione:

$$\omega_T^2 = (2 \pi f_T)^2 = \frac{k_T}{m_T} \quad (14)$$

avendo indicato con ω_T [rad/s] la prima pulsazione propria torsionale del ponte, valutabile per una trave semplicemente appoggiata, tramite la:

$$\omega_T = 2 \pi f_T = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{GJ_p}{m \rho^2}} \quad (15)$$

essendo GJ_p la rigidezza torsionale della sezione trasversale, m la massa per unità di lunghezza media

⁽⁸⁾ Tale massa modale (momento di inerzia torsionale) può essere valutata:

- utilizzando uno schema agli elementi finiti eseguendo il prodotto:

$$m_T = \underline{X}_T^T [M] \underline{X}_T \quad (10.1)$$

essendo $[M]$ la matrice di massa relativa allo schema ad elementi finiti della struttura ed \underline{X}_T la deformata relativa al primo modo di vibrare normalizzata all'unità, in corrispondenza del ventre;

- considerando la deformata del continuo $\phi_T(x)$ associata al primo modo torsionale:

$$m_T = \int_0^L I(x) \phi_T^2(x) dx \quad (10.2)$$

essendo $I(x)$ il momento di inerzia torsionale per unità di lunghezza ed L la lunghezza complessiva del manufatto;

- con un approccio approssimato ponendo:

$$m_T = \frac{m \rho^2 L}{2} \quad (10.3)$$

dove m è la massa per unità di lunghezza media del ponte, ρ il raggio giroscopico d'inerzia della sezione trasversale del ponte ed L la lunghezza complessiva del manufatto.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 176 di 202

del ponte e ρ il raggio giratorio;

- r_T lo smorzamento modale definito dalla relazione:

$$r_T = 2 m_T \omega_T h_T \quad (16)$$

essendo h_T lo smorzamento adimensionale rapportato al valore critico;

- F_j ($j=1,nc$) le sole forze peso, relative ai carichi che compongono il convoglio che nel generico istante di tempo t si trovano sull'impalcato ad una distanza x_j dall'estremo di sinistra;
- B = eccentricità del carico applicato.

La risposta $q_T = q_T(t)$ che si ottiene integrando la (13), rappresenta, dato l'approccio modale utilizzato, la rotazione dinamica a centro campata.

Per ogni tipo di configurazione del veicolo (allegato 1.1), occorre dapprima eseguire una simulazione a bassa velocità ($V \leq 20$ km/h) in modo da valutare la rotazione quasi statica subita dal ponte ai carichi mobili $q_{T0}(t)$. Si deve successivamente aumentare progressivamente la velocità di avanzamento fino alla massima consentita sulla linea analizzata. Il rapporto tra la risposta massima $\Theta_{din} = \text{Max}(q_T(t))$ del sistema alla generica velocità di avanzamento e la massima risposta a bassa velocità $\Theta_{stat} = \text{Max}(q_{T0})$ rappresenta un coefficiente di amplificazione dinamico:

$$\varphi'_{\text{Reale},t}(V) = \left| \frac{\Theta_{din}}{\Theta_{stat}} \right| \quad (17)$$

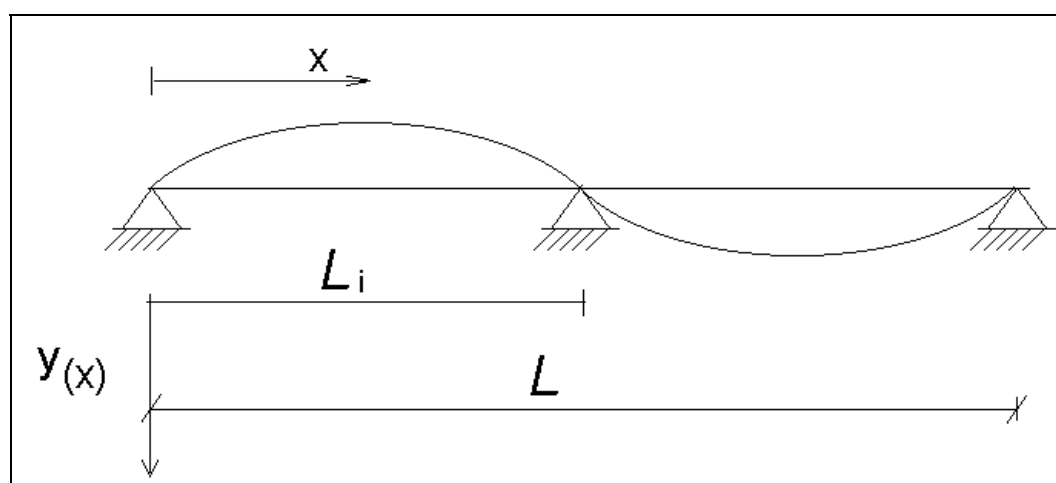


Figura 2-6 - Deformata del primo modo flessionale per una trave continua su 3 appoggi.

Le analisi proposte possono essere ovviamente estese anche all'analisi di travi continue, fig. 2-6. In tal caso, le equazioni (3) e (13) continuano a valere a patto di valutare in maniera adeguata i

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 177 di 202

parametri modali strutturali corrispondenti: a titolo di esempio, se le lunghezze delle singole campate L_i sono uguali, il modo di vibrare diviene:

$$\phi^{(1)}(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L_i} x\right) \quad (18)$$

e la corrispondente frequenza propria può essere valutata tramite la (6), considerando la singola campata di lunghezza L_i come una trave separata.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 178 di 202

ALLEGATO 3 – VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE REAZIONI DOVUTE AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE - METODO GENERALE

Il metodo riportato in questo allegato, ferme restando le indicazioni di carattere generale fornite nel precedente punto 1.4.5, può essere applicato solo se sono rispettate le condizioni riportate al punto 1.4.5.2 e quelle di seguito riportate:

- a) la tipologia strutturale è ad impalcati semplicemente appoggiati (ivi compreso il ponte ad una sola campata);
- b) le luci delle campate sono all'incirca uguali, con differenze massime rispetto al valor medio non superiori al 20%, ad eccezione dei casi riportati nel successivo punto b’);
- c) la rigidezza dei vincoli fissi dell'impalcato in corrispondenza delle pile (rigidezza del sistema fondazione-pila-appoggio fisso) è all'incirca costante lungo il viadotto, con differenze massime rispetto al valor medio non superiori al 40% e differenze massime tra due campate adiacenti non superiori al 20 %, ad eccezione dei casi riportati nei successivi punti c’) e c’); tali condizioni si ritengono comunque soddisfatte nei viadotti con pile di altezza massima non superiore a 14 m e rigidezza minima non inferiore a 13200 kN/m/m per binario, calcolata senza tener conto della deformabilità delle fondazioni ⁽⁹⁾;
- d) la successione dei vincoli fisso e mobile è la stessa per tutte le campate (ad esempio fisso a destra e mobile a sinistra), senza eccezioni;
- e) la luce L delle singole campate è contenuta entro i seguenti limiti:

$L \leq [75] \text{ m}$ per strutture metalliche, con armamento su ballast o attacco diretto;

$L \leq [65] \text{ m}$ per strutture in c.a., c.a.p. o miste, con armamento su ballast;
- f) il binario è continuo lungo tutta l'opera ed alle sue estremità per almeno 100 m a monte e a valle dell'opera stessa;
- g) nel caso di posa del binario con attacco diretto, la disposizione degli attacchi e le relative forze di serraggio sono così distribuite:
 - a partire dall'appoggio fisso e per 0.15L sono disposti attacchi indiretti di tipo tradizionale,

⁽⁹⁾ Nelle pile relativamente basse con elevata rigidezza, il contributo della deformabilità alla traslazione delle fondazioni è preponderante nel computo della deformabilità complessiva; conseguentemente, le differenze di rigidezza tra pile risultano sensibilmente inferiori a quelle valutabili portando in conto la sola deformabilità del fusto.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 179 di 202

caratterizzati dal legame forza spostamento riportato in fig. 1.4.5.3-6a;

- nella parte restante degli impalcati, e dunque per $0.85L$, sono disposti attacchi elastici, caratterizzati dal legame forza spostamento riportato in fig. 1.4.5.3-6b;
- h) la rigidezza della sottostruttura, valutata portando in conto la deformabilità della fondazione, è non inferiore a $2000 \cdot L$ [kN/m] per binario, inoltre è tale che, nell'ipotesi di deformabilità nulla della fondazione, lo spostamento della singola campata soggetta, convenzionalmente, alle sole azioni di frenatura del modello di carico LM71 (vedi par. 1.4.3.3) competente geometricamente alla campata in esame (ossia ignorando gli effetti di interazione che ridistribuiscono parte del carico alle campate adiacenti) sia non superiore a 5 mm ⁽¹⁰⁾;
- i) Lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, dovuto alle azioni da traffico, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie è, salvo diverse specifiche indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura, non superiore a 8 mm, sia per gli impalcati a semplice binario che per quelli a doppio binario caricati su entrambi i binari, secondo i criteri riportati al par. 1.8.3.2.2 e nota n. 6, senza tener conto né dell'amplificazione dinamica né della presenza del binario.

Con lo stesso metodo, adottando gli opportuni correttivi riportati nel seguito, possono essere trattati anche i casi che derogano localmente alle condizioni b) e c), rispettando invece le seguenti condizioni:

- b') le luci delle campate sono all'incirca uguali, con differenze massime rispetto al valor medio non superiori al 30%, ad eccezione di due campate, la cui luce singola può essere molto più grande delle altre, fermo restando comunque il limite di cui al punto e); in tal caso il rapporto tra la rigidezza del vincolo fisso e la luce della campata più lunga deve essere all'incirca pari a quello delle campate adiacenti, con una tolleranza del $\pm 20\%$;
- c') possono fare eccezione alla condizione c) le ultime tre pile in vicinanza delle spalle, che possono avere rigidezze progressivamente crescenti andando verso la spalla, con rapporti di rigidezza rispetto alla rigidezza media non superiori a 10; nella valutazione della rigidezza media possono essere escluse le tre pile in prossimità della spalla;
- c'') possono fare eccezione alla condizione c) fino a tre campate interne con rapporti di rigidezza tra campate adiacenti non superiore a 5; nella valutazione della rigidezza media possono essere escluse le pile che derogano alla precedente condizione c).

⁽¹⁰⁾ Per ulteriore chiarimento si precisa che per gli impalcati a doppio binario debbono considerarsi 2 treni LM71 e lo spostamento corrispondente delle pile deve risultare non superiore a 5 mm.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 180 di 202

Nel caso di viadotti lunghi, per l'applicazione di questo metodo semplificato, è lecito suddividere il viadotto in tratte di almeno 6 campate e 300 m di lunghezza e analizzare ciascuna tratta come un viadotto indipendente. La suddivisione deve essere tale che l'ultima campata di una tratta e la prima campata della tratta successiva abbiano differenze di rigidezza dei vincoli non superiori al 20%. Tutte le pile di tratte che non includano una spalla saranno trattate come pile intermedie.

Il metodo è basato sulla valutazione approssimata, effettuata separatamente, delle forze massime applicate ai vincoli fissi prodotte dagli effetti di interazione derivanti da:

- variazioni termiche dell'impalcato;
- azioni di frenatura e avviamento;
- inflessione dell'impalcato dovuta ai carichi verticali da traffico.

Le forze così calcolate vengono poi combinate per semplice somma, adottando i coefficienti di combinazione relativi alla azioni che producono i differenti effetti. Infatti, nonostante l'elevata non linearità del problema, gli effetti risultanti dalle tre azioni dette, sotto le condizioni precedentemente elencate, risultano sufficientemente indipendenti da rendere accettabile l'ipotesi di sovrapponibilità. Gli errori che si commettono sommando semplicemente gli effetti risultano comunque in favore di sicurezza.

La valutazione approssimata dei singoli effetti si differenzia a seconda della posizione del vincolo fisso in esame. Le valutazioni vengono perciò effettuate in maniera diversa per:

- vincolo fisso sulla spalla;
- vincoli fissi sulle pile intermedie;
- vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile.

Il valore della reazione ai vincoli fissi viene assunta pari:

- vincolo fisso sulla spalla

$$F_s = F_{ts} + F_{hs} + F_{vs}$$

- vincolo fisso sulla generica pila i-esima

$$F_{pi} = F_{tpi} + F_{hpi} + F_{vpi}$$

Nelle espressioni precedenti i pedici t, h, v identificano gli effetti della temperatura, delle forze longitudinali di frenatura/avviamento, dei carichi verticali, mentre i pedici s, p identificano la spalla con appoggio fisso e la generica pila.

Tali reazioni sui vincoli fissi dovranno essere portate in conto, qualora risultino sfavorevoli, nel

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 181 di 202

progetto di tutti gli elementi della struttura, ivi compresi gli impalcati, secondo quanto precisato al punto 1.4.5.1.

Per i ponti a doppio binario, le rigidezze k_{vs} e k_{vp} dei vincoli fissi (per unità di lunghezza) si riferiscono alla rigidezza totale del vincolo diviso per il numero dei binari.

Si precisa che, nella valutazione delle reazioni dovute ai differenti effetti, si fa riferimento alle grandezze k_{vs} , k_{vp} , etc., che rappresentano, in generale, la rigidezza del vincolo fisso diviso per la lunghezza dell'impalcato. Allorquando tali parametri si riferiscono a travate metalliche con attacco diretto, si potrà considerare anche la deformabilità longitudinale media dell'orditura dell'impalcato.

In questo caso, salvo più accurate determinazioni, la rigidezza verrà calcolata come segue:

$$k' = \frac{1}{\frac{1}{k} + \frac{1}{k_0}} \text{ kN/m/m}$$

in cui:

k rappresenta k_{vs} oppure k_{vp} del vincolo in esame;

$$k_0 = \begin{cases} 13200 \text{ kN/m/m per travate metalliche a semplice binario} \\ 11200 \text{ kN/m/m per travate metalliche a doppio binario} \end{cases}$$

k' rappresenta la rigidezza con cui entrare nelle tabelle riportate nel seguito.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 182 di 202

3.1 VARIAZIONI TERMICHE DELL'IMPALCATO

Si trascura il contributo dovuto alle variazioni termiche differenziali tra intradosso ed estradosso dell'impalcato, che danno luogo, nei casi usuali, ad effetti favorevoli alla sicurezza rispetto agli effetti prodotti dalle altre azioni.

Vincolo fisso sulla spalla

$$F_{ts} = \alpha_{ts1} \cdot \alpha_{ts2} \cdot \alpha_{ts3} \cdot L \cdot q \cdot n$$

L è la luce della campata, $q^{(1)}$ è la resistenza allo scorrimento longitudinale del binario sulla campata in assenza di carichi, α_{ts1} è un coefficiente funzione della variazione di temperatura nell'impalcato, α_{ts2} è un coefficiente funzione della rigidezza del vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso, α_{ts3} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera, secondo quanto indicato nelle relative tabelle; n è il numero dei binari.

I valori da attribuire a α_{ts1} , α_{ts2} , α_{ts3} sono forniti nelle tabelle 3.1-1, 3.1-2, 3.1-3.

Nella tabella B.1-2, k_{vs} è la rigidezza del vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio divisa per la luce della campata (rigidezza per unità di lunghezza). Nei casi di spalla tradizionale, salvo calcolazioni più accurate, si assumerà $k_{vs} = 100000 \text{ kN/m/m}$.

Nelle tabelle 3.1-1 e 3.1-2, i valori dei coefficienti corrispondenti a valori intermedi di ΔT e k_{vs} possono ottenersi interpolando linearmente.

	$\Delta T = 15^\circ\text{C}$	$\Delta T = 20^\circ\text{C}$	$\Delta T = 25^\circ\text{C}$	$\Delta T = 30^\circ\text{C}$
α_{ts1}	0.55	0.60	0.65	0.70

Tabella 3.1-1 - Valori del coefficiente α_{ts1}

	$k_{vs} = 100000$ kN/m/m	$k_{vs} = 13200$ kN/m/m	$k_{vs} = 6600$ kN/m/m	$k_{vs} = 3300$ kN/m/m	$k_{vs} = 2000$ kN/m/m
α_{ts2}	1	0.9	0.8	0.7	0.65

Tabella 3.1-2 - Valori del coefficiente α_{ts2}

⁽¹⁾ Per ponti con attacco diretto, la resistenza q da considerare nella formula è quella relativa all'attacco elastico.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 183 di 202

	N. campate = 1	N. campate = 2	N. campate ≥ 3
α_{ts3}	1	0.9	0.8

Tabella 3.1-3 - Valori del coefficiente α_{ts3}

Vincoli fissi sulle pile intermedie

Sulla prima (lato spalla con appoggio fisso) e sulla penultima pila la reazione dovuta alle variazioni termiche si valuta come:

$$F_{tp2} = 0.2 \cdot F_{ts}$$

Sulle pile intermedie (anche per le condizioni c'), c'')):

$$F_{tp0} = 0$$

Nel caso di campata intermedia di lunghezza anomala L' (condizione b'), la reazione competente all'appoggio fisso di tale campata si valuta come:

$$F_{tp0}' = \alpha_{tp1} \cdot \alpha_{tp2} \cdot \alpha_{tp3} \cdot L' q$$

in cui i coefficienti α_{tp1} , α_{tp2} , α_{tp3} si valutano come α_{ts1} , α_{ts2} , α_{ts3} , ma con riferimento alle caratteristiche della campata anomala.

Vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile

$$F_{tp1} = 0.4 \cdot F_{ts}$$

Nel caso di opera a due campate, l'unica pila va considerata "ultima pila".

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 184 di 202

3.2 AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA

Le formule di seguito riportate forniscono il contributo di un binario. Nel caso di impalcati a più binari occorrerà sommare i contributi di ciascuno di essi, tenendo conto della situazione di carico di ciascun binario, in accordo con le ipotesi fatte in tal senso e specificate al par. 1.4.3.3 e, assumendo la rigidezza del vincolo divisa per il numero dei binari.

La scelta tra la frenatura e l'avviamento dei diversi modelli di carico (LM71 / SW/2) avviene in base al valore massimo del prodotto $L_Q \cdot Q$, ove Q rappresenta sia la forza di avviamento $Q_{la,k}$ sia quella di frenatura $Q_{fb,k}$ per unità di lunghezza ed L_Q rappresenta la lunghezza su cui tale forza è applicata o, se maggiore della luce, la luce della campata.

Vincolo fisso sulla spalla

Per opere ad una sola campata la reazione massima dovuta alle azioni di frenatura o avviamento è data da:

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot L_Q \cdot Q$$

ove Q ed L_Q assumono il significato descritto in precedenza.

Il coefficiente α_{hs1} è funzione della luce della campata e del tipo di posa, α_{hs2} è un coefficiente funzione della rigidezza, per unità di lunghezza della campata, del vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso. I valori da attribuire ai coefficienti α_{hs1} e α_{hs2} sono forniti nelle tabelle 3.2-1 e 3.2-2.

		$L \leq 30 \text{ m}$	$L = 60 \text{ m}$	$L = 75 \text{ m}$
ballast	α_{hs1}	0.50	0.60	0.70
attacco diretto	α_{hs1}	0.70	0.80	0.90

Tabella 3.2-1 - Valori del coefficiente α_{hs1}

	$k_{vs} = 100000$ kN/m/m	$k_{vs} = 13200$ kN/m/m	$k_{vs} = 6600$ kN/m/m	$k_{vs} = 3300$ kN/m/m	$k_{vs} = 2000$ kN/m/m
α_{hs2}	1	0.85	0.70	0.60	0.55

Tabella 3.2-2 - Valori del coefficiente α_{hs2}

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 185 di 202

Per valori intermedi delle rigidezze e delle luci si può interpolare linearmente.

Per opere a più campate sotto l'azione di forze di frenatura, il valore della reazione da attribuire al vincolo fisso di spalla è pari a:

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot \alpha_{hs3} \cdot \alpha_{hs4} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k} = \text{carico di frenatura totale agente sul ponte}$$

Dove α_{hs3} è un coefficiente funzione del valor medio della rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dalle due pile immediatamente adiacenti k_{vp} , secondo quanto indicato in tabella 3.2-3 ed è differenziato in funzione del treno di carico considerato; α_{hs4} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera secondo quanto indicato in tabella 3.2-4.

		$k_{vp} = 100000$ kN/m/m	$k_{vp} = 13200$ kN/m/m	$k_{vp} = 6600$ kN/m/m	$k_{vp} = 3300$ kN/m/m	$k_{vp} = 2000$ kN/m/m
LM71	α_{hs3}	1.0	1.5	1.6	1.7	1.8
SW/2	α_{hs3}	0.8	1.0	1.1	1.2	1.2

Tabella 3.2-3 - Valori del coefficiente α_{hs3}

	N. campate = 2	N. campate = 3	N. campate ≥ 4
α_{hs4}	0.8	0.9	1

Tabella 3.2-4 - Valori del coefficiente α_{hs4}

Per opere a più campate, sotto l'azione di forze di avviamento, il valore della reazione da attribuire al vincolo fisso di spalla è pari a:

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot \alpha_{hs3} \cdot \alpha_{hs4} \cdot \alpha_{hs5} \cdot L_Q \cdot Q_{la,k} = \text{carico di avviamento totale agente sul ponte.}$$

α_{hs5} è un coefficiente funzione del tipo di posa.

	ballast	attacco diretto
α_{hs5}	0.65	0.7

Tabella 3.2-5 - Valori del coefficiente α_{hs5}

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 001 A	FOGLIO 186 di 202

Vincoli fissi sulle pile intermedie

Quando la rigidezza delle pile rispetta la condizione c) o, per luci anomale la condizione b'), la reazione per azioni di frenatura si calcola come segue:

$$F_{hpo} = \alpha_{hp1} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k}$$

Dove α_{hp1} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera, secondo quanto indicato in tabella 3.2-6.

		N. campate = 2	N. campate = 3	N. campate ≥ 4
LM71	α_{hp1}	0.8	0.9	1
SW/2	α_{hp1}	0.7	0.75	0.8

Tabella 3.2-6 - Valori del coefficiente α_{hp1}

Quando, in un'opera con 4 o più campate, le pile terminali hanno rigidezza molto maggiore, come specificato nella condizione c'), la reazione, per tali pile, si calcola come segue:

$$F'_{hpo} = \alpha_{hp2} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k} = \text{carico di frenatura totale agente sul ponte}$$

Dove α_{hp2} è un coefficiente funzione del rapporto tra la rigidezza delle pile più rigide (k_{vp}') e quella delle pile intermedie ad esse adiacenti (k_{vp}), secondo quanto indicato in tabella 3.2.7 (interpolando linearmente per valori intermedi dei rapporti di rigidezza). I valori di tali coefficienti sovrastimano in generale l'effetto di frenatura ma includono l'effetto dei carichi verticali, che, pur non essendo contemporaneo con il suo valore massimo, risulta non trascurabile nel computo della reazione totale; a tale riguardo si rimanda a quanto specificato nel successivo par. 3.3.

		$k_{vp}'/k_{vp} = 1$	$k_{vp}'/k_{vp} = 2$	$k_{vp}'/k_{vp} \geq 5$
LM71	α_{hp2}	0.90	1.20	1.40
SW/2	α_{hp2}	0.8	1.0	1.2

Tabella 3.2-7 - Valori del coefficiente α_{hp2}

Quando alcune pile intermedie hanno rigidezza molto maggiore, come specificato nella condizione c'), per tali pile la reazione si calcola come segue:

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 187 di 202

$F''_{hpo} = \alpha_{hp3} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k}$ = carico di frenatura totale agente sul ponte

in cui α_{hp3} è un coefficiente funzione del rapporto tra la rigidezza della pila più rigida, k_{vp}' , e la rigidezza minima tra le due pile ad essa immediatamente adiacenti, k_{vp}'' , secondo quanto indicato in tabella 3.2-8.

		$k_{vp}' / k_{vp}'' = 1.2$	$k_{vp}' / k_{vp}'' = 2$	$k_{vp}' / k_{vp}'' = 5$
LM71	α_{hp3}	1.15	1.30	1.60
SW/2	α_{hp3}	0.8	1.00	1.30

Tab. 3.2-8 - Valori del coefficiente α_{hp3}

Quando la rigidezza delle pile rispetta la condizione c) o c') la reazione per azioni di avviamento si calcola come segue:

$$F_{hp0} = \alpha_{hp4} \cdot L_Q \cdot Q_{la,k}$$

Dove α_{hp4} è un coefficiente funzione della luce delle campate dell'opera, secondo quanto indicato in tabella 3.2-9.

	$L = 30 \text{ m}$	$L = 60 \text{ m}$	$L = 75 \text{ m}$
α_{hp4}	0.50	0.60	0.70

Tabella 3.2-9 - Valori del coefficiente α_{hp4}

Quando la rigidezza delle pile rispetta la condizione c'') la reazione per azioni di avviamento si calcola come segue:

$$F''_{hp0} = \alpha_{hp3} \cdot \alpha_{hp4} \cdot L_Q \cdot Q_{la,k}$$
 = carico di avviamento totale agente sul ponte

ove α_{hp3} è comunque quello relativo al modello di carico LM71.

Vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile

La reazione massima dovuta alle azioni di frenatura si calcola come segue:

$$F_{hp1} = \alpha_{hp5} \cdot L \cdot Q_{lb,k}$$

in cui α_{hp5} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera secondo quanto indicato in tabella 3.2-10.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 188 di 202

		N. campate = 2	N. campate = 3	N. campate \geq 4
LM71	α_{hp5}	0.8	0.9	1
SW/2	α_{hp5}	0.7	0.75	0.8

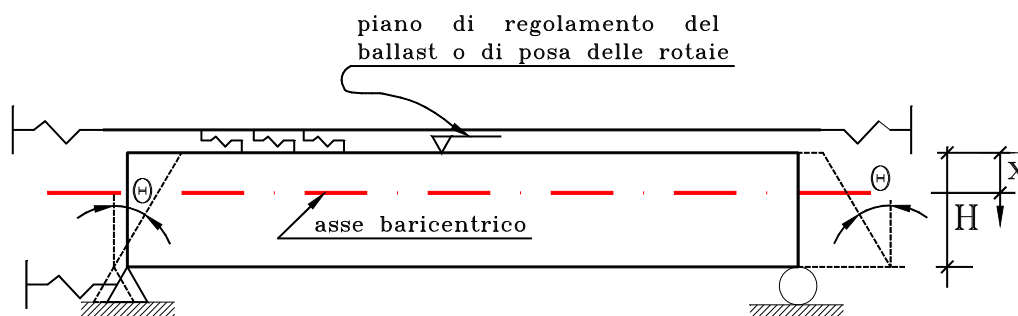
Tab. 3.2-10 - Valori del coefficiente α_{hp5}

Nel caso di rigidezza molto maggiore della rigidezza media delle pile intermedie e, nel caso di avviamento, vale quanto specificato nel paragrafo precedente.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 189 di 202

3.3 INFLESSIONE DELL' IMPALCATO PER CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le formule di seguito riportate forniscono il contributo di un binario. Nel caso di impalcato a più binari occorrerà sommare i contributi dei singoli binari, assumendo, per ciascun binario, la rigidezza del vincolo diviso per il numero dei binari. Ai fini della rotazione d'estremità, si terrà conto della effettiva deformata dell'impalcato lungo la linea d'asse del binario in esame sotto i carichi contemporaneamente agenti sui diversi binari, in accordo con le ipotesi di carico specificate ai par. 1.4.1.2, 1.4.1.4. e 1.8.2.2. Ai fini della valutazione delle caratteristiche del binario nelle zone limitrofe all'impalcato, si terrà conto della situazione di carico del binario. Per quanto riguarda, altresì, la sommabilità di tale effetto con quelli descritti nei paragrafi precedenti, si rimanda al punto 1.4.5.1. In particolare, si evidenzia come i carichi verticali producono una reazione del vincolo fisso dell'impalcato diretta sempre verso l'appoggio mobile dell'impalcato stesso. Tale effetto va pertanto considerato solo quando si somma con lo stesso segno agli altri effetti.



Vincolo fisso sulla spalla

Sia nel caso di opera a campata unica che a più campate, vale la seguente formula:

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

in cui:

$$\delta_f = \max (\delta_0, \delta_{yf})$$

$$\delta_m = \max (\delta_0, \delta_{ym})$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 190 di 202

$\delta_0 = (0.5+0.4x/H) \cdot \Theta \cdot (H-x)$ per impalcati a semplice binario, se il verso di percorrenza è

dall'appoggio fisso verso il mobile e $x > 0$;

$\delta_0 = (0.5-0.4x/H) \cdot \Theta \cdot (H-x)$ per impalcati a semplice binario, se il verso di percorrenza è

dall'appoggio mobile verso il fisso e $x > 0$;

$\delta_0 = 0.5 \cdot \Theta \cdot (H-x)$ per impalcati a più binari, sempre, e per impalcati a semplice binario, se $x < 0$ (via inferiore) indipendentemente dal verso di percorrenza;

Θ = rotazione di estremità dell'impalcato sotto l'azione del treno di calcolo, senza tener conto dell'incremento dinamico;

H = distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'appoggio fisso;

x = distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dall'asse neutro della sezione dell'impalcato (positiva se l'asse neutro è al di sotto del piano di regolamento del ballast o di posa della rotaia);

$$\delta_{yf} = \delta_{yf0} + q_f / k_{vf};$$

$$\delta_{ym} = \delta_{ym0} + q_m / k_{vm};$$

δ_{yf0} = spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso (vedi figg. 1.4.5.3-5 e 6);

δ_{ym0} = spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile (vedi figg. 1.4.5.3-5 e 6);

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

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

q_f = resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio fisso (vedi figg. 1.4.5.3-5 e 6); nel caso in cui parte del carico SW grava sulla tratta adiacente alla campata in esame, si assume, comunque, $q_f = 60 \text{ kN/m}$;

q_m = resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio mobile (vedi figg. 1.4.5.3-5 e 6); nel caso in cui parte del carico SW grava sulla tratta adiacente alla campata in esame, si assume, comunque, $q_m = 60 \text{ kN/m}$;

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 191 di 202

$$\beta = (E_b \cdot A_b)^{1/2}$$

A_b = area della sezione del binario (2 rotaie);

E_b = modulo elastico dell'acciaio delle rotaie;

α_{vs1} = coefficiente funzione della rigidezza del vincolo fornito dal sistema di fondazione-spalla-appoggio fisso, come specificato in tabella 3.3-1.

	$k_{vs} = 100000$ kN/m/m	$k_{vs} = 13200$ kN/m/m	$k_{vs} = 6600$ kN/m/m	$k_{vs} = 3300$ kN/m/m	$k_{vs} = 2000$ kN/m/m
α_{vs1}	1.0	0.85	0.7	0.55	0.50

Tabella 3.3-1 - Valori del coefficiente α_{vs1}

Vincoli fissi sulle pile intermedie

Per opere con più di due campate, soggette ad azioni longitudinali di frenatura, nella situazione in cui la reazione complessiva risulta massima, il contributo dell'effetto dei carichi verticali è trascurabile o, quando la campata in esame è caricata dalla parte iniziale o finale del treno, inglobato nella valutazione dell'effetto di frenatura, ad eccezione del caso individuato dalla condizione b'). Nella combinazione con gli altri effetti si può pertanto porre:

- nel caso di reazione per frenatura con ugual verso della reazione per carichi verticali:

$$F_{vp} = 0$$

- nel caso di reazioni con verso opposto:

$$F_{vp0} = -0,2 F_{hp}$$

in cui F_{hp} è la reazione per frenatura.

Nel caso di azioni di avviamento, l'effetto dei carichi verticali si valuta con la seguente formula, analoga alla precedente:

$$F_{vp0} = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

in cui i simboli hanno, con ovvio adattamento al caso della pila, il significato già visto in precedenza mentre il coefficiente α_{vp1} assume i valori indicati in tabella 3.3-2.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 192 di 202

	$k_{vp} = 100000$ kN/m/m	$k_{vp} = 13200$ kN/m/m	$k_{vp} = 6600$ kN/m/m	$k_{vp} = 3300$ kN/m/m	$k_{vp} = 2000$ kN/m/m
α_{vp1}	0.6	0.5	0.4	0.3	0.25

Tabella 3.3-2 - Valori del coefficiente α_{vp1}

Per le campate intermedie anomale (condizione b')), la reazione del vincolo fisso dovuta ai carichi verticali accidentali, da assumersi contemporanea alla massima azione di frenatura, si valuta ancora come:

$$F_{vp0}' = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

in cui q_f e q_m sono entrambe riferite alla condizione di binario carico.

Vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile

Vale quanto detto per le pile intermedie, pertanto in caso di azione di frenatura, si assume un valore nullo della reazione:

$$F_{vp1} = 0$$

mentre in caso di avviamento vale la formula:

$$F_{vp1} = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 193 di 202

ALLEGATO 4 – VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE REAZIONI DOVUTE AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE, METODO PER SINGOLA LUCE APPOGGIATA

Per una sovrastruttura realizzata con un singolo impalcato (in semplice appoggio) non è necessario il controllo delle tensioni nella rotaia se:

- la sottostruttura ha rigidezza K sufficiente a limitare lo spostamento dell'impalcato in direzione longitudinale dovuto all'avviamento e alla frenatura δ_b , ad un massimo di 5 mm in presenza delle forze longitudinali dovute all'avviamento e alla frenatura definite in 1.4.3.3; per la determinazione degli spostamenti si raccomanda di prendere in conto la configurazione e le proprietà della struttura date in 1.4.5.3;
- per le azioni da traffico verticale lo spostamento longitudinale dell'estradosso dell'impalcato all'estremità dovuto alla deformazione dell'impalcato δ_H , non supera i 5mm;
- la lunghezza di espansione L_T è minore di 40m.

I limiti di validità del metodo di calcolo sono:

- binario conforme con i requisiti di costruzione dati in 1.4.5.2;
- resistenza a taglio plastica longitudinale del binario k in accordo con quelli dati in 1.4.5.2;
- carico verticale da traffico:

Modello di carico LM71 (e dove richiesto modello di carico SW/0) con $\alpha = 1$ in accordo con 1.4.1.2;

Modello di carico SW/2; ⁽¹²⁾

- azioni dovute alla frenatura per:

Modello di carico LM 71 (e dove richiesto modello di carico SW/0) e modello di carico HSLM:

$$q_{lbk} = 20 \text{ kN/m};$$

Modello di carico SW/2: $q_{lbk} = 35 \text{ kN/m};$

- azioni dovute all'avviamento:

$$q_{lak} = 33 \text{ kN/m}, \text{ limitate ad un massimo di } Q_{lak} = 1000 \text{ kN};$$

⁽¹²⁾ Il metodo è valido per valori di α tali che gli effetti dei carichi di $\alpha \times$ LM71 sono minori o uguali agli effetti dei carichi del SW/2.

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 194 di 202

– azioni dovute alla temperatura:

Variazione di temperatura dell'impalcato ΔT_D : $\Delta T_D \leq 35 \text{ }^\circ\text{C}$;

Variazione di temperatura della rotaia ΔT_R : $\Delta T_R \leq 50 \text{ }^\circ\text{C}$;

Massima differenza di temperatura fra rotaia e impalcato: $|\Delta T_D - \Delta T_R| \leq 20 \text{ }^\circ\text{C}$.

Le forze longitudinali dovute all'avviamento e alla frenatura agenti sugli appoggi fissi possono essere ottenute moltiplicando le forze di frenatura e avviamento per il coefficiente di riduzione ξ dato nella Tabella 4.1.

Lunghezza complessiva della struttura [m]	Coefficiente di riduzione ξ		
	Binario continuo	Apparecchi di dilatazione del binario ad una estremità dell'impalcato	Apparecchi di dilatazione del binario ad entrambe le estremità dell'impalcato
≤ 40	0,60	0,70	1,00

Tabella 4.1 – Coefficiente di riduzione ξ per la valutazione delle forze longitudinali negli appoggi fissi di un impalcato singolo dovute all'avviamento e alla frenatura

Le forze longitudinali caratteristiche F_{Tk} per ogni binario dovute alle variazioni di temperatura (in accordo con 1.4.5) agenti sull'appoggio fisso possono essere ottenute come segue:

– per ponti con rotaie continue saldate ad entrambe le estremità dell'impalcato e appoggi fissi ad un'estremità dell'impalcato:

$$F_{Tk} [\text{kN}] = \pm 0,6 k L_T$$

con k [kN/m] resistenza a taglio plastica longitudinale del binario per unità di lunghezza in accordo a 1.4.5.2 per binario scarico e L_T [m] lunghezza di espansione.

– per ponti con rotaie continue saldate all'estremità dell'impalcato con appoggio fisso e apparecchio di dilatazione del binario all'estremità libera dell'impalcato:

$$F_{Tk} [\text{kN}] = \pm 20 L_T, \text{ ma } F_{Tk} \leq 1100 \text{ kN}$$

con L_T [m] lunghezza di espansione.

– per ponti con apparecchio di dilatazione della rotaia ad entrambe le estremità:

$$F_{Tk} [\text{kN}] = 0$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 195 di 202

Le forze longitudinali caratteristiche F_{Qk} per ogni binario agenti sull'apparecchio di appoggio fisso dovute alla deformazione dell'impalcato possono essere ottenute come segue:

- per ponti con rotaie continue saldate ad entrambe le estremità dell'impalcato e appoggi fissi ad un'estremità dell'impalcato o con apparecchio di dilatazione della rotaia ad un'estremità libera dell'impalcato:

$$F_{Qk} \text{ [kN]} = \pm 20 L$$

con L [m] lunghezza della campata.

- per ponti con apparecchio di dilatazione della rotaia ad entrambe le estremità:

$$F_{Qk} \text{ [kN]} = 0.$$

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 196 di 202

ALLEGATO 5 – ELENCO DELLE LINEE E DELLE TRATTE FERROVIARIE FACENTI PARTE DEL “SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA” AI SENSI DELL’OPCM N.3274 DEL 2003

In base a quanto comunicato dall’AD di RFI al Capo del Dipartimento della Protezione Civile con nota prot. RFI-AD/A0011/P/2010/0001374 del 30/12/2010, costituiscono il sistema di grande viabilità ferroviaria, l’insieme delle linee e tratte indicate nelle tabelle seguenti e la rete ferroviaria AV/AC formata dalle seguenti tratte: asse Torino-Milano-Venezia, tratta AV/AC Torino Milano, tratta Milano–Treviglio, tratta Padova–Venezia Mestre, asse Milano-Roma–Salerno, tratta AV/AC Milano Bologna, tratta AV/AC Bologna-Firenze, tratta AV/AC Roma Napoli, tratta AV/AC Napoli Salerno (Linea a Monte del Vesuvio). A tali tratte sono da aggiungere le 24 interconnessioni con la rete esistente che formano parte integrante del sistema AV/AC.

Linee interamente comprese nel “sistema di grande viabilità ferroviaria”:

<i>Codice Linea Tecnica</i>	<i>Definizione Linea Tecnica</i>
L240	TORINO - MILANO
L241	TORINO - GENOVA
L390	VENEZIA MESTRE - TRIESTE
L426	PADOVA - BOLOGNA
L445	MILANO - BOLOGNA
L448	BOLOGNA - ANCONA
L454	ANCONA - BRINDISI
L455	BRINDISI - LECCE
L492	BOLOGNA - FIRENZE (DD)
L493	GENOVA - PISA
L543	ORTE - FALCONARA
L546	ROMA - NAPOLI GIANTURCO
L550	VILLA LITERNO - AVERSA - NAPOLI C.LE
L590	AVERSA - FOGGIA
L592	TARANTO - SIBARI
L606	BARI - TARANTO
L626	NAPOLI - REGGIO CAL.
L627	PAOLA - CASTIGLIE RACC.
L628	SIBARI - COSENZA
L650	PALERMO - MESSINA

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 197 di 202

L676	CAGLIARI - G.ARANCI MAR.
L110	CANCELLO - S.M.MADDALONI / MARCIANISE
L200	MODANE – TORINO (Confine di Stato)
L260	MILANO – CHIASSO (Confine di Stato)
L340	BRENNERO – VERONA (Confine di Stato)
L350	UDINE - VENEZIA MESTRE
L383	UDINE – TARVISIO (Confine di Stato)
L440	GENOVA – VENTIMIGLIA (Confine di Stato)
L561	SARNO - B.S.LUCIA
L632	VILLA S.GIOVANNI - VILLA S.GIOVANNI MARE
L771	B AURISINA/B GALLERIA-SEZANA (Confine di Stato)

Ulteriori Tratte Ferroviarie comprese nel “sistema di grande viabilità ferroviaria”:

<i>Codice Linea Tecnica</i>	<i>Definizione Linea Tecnica</i>	<i>Codice Tratta</i>	<i>Definizione Tratta</i>
L106	NODO DI MILANO	TR2149	MILANO GRECO P.-MILANO LAMBRATE
L106	NODO DI MILANO	TR2632	MILANO CERTOSA – B°MUSOCCO
L106	NODO DI MILANO	TR2464	B°MUSOCCO - T° B° SEVESO
L106	NODO DI MILANO	TR2465	T° B° SEVESO-B° TURRO
L106	NODO DI MILANO	TR2633	TRIPLO B° SEVESO-MILANO GRECO P.
L111	NODO DI ROMA	TR5663	ROMA TUSCOLANA-ROMA CASILINA
L111	NODO DI ROMA	TR5687	ROMA CASILINA-EX B° ROMA TUSCOLANA
L114	NODO DI TORINO	TR0080	TORINO SMIST. NORD - TORINO LINGOTTO
L114	NODO DI TORINO	TR0903	B° CROCETTA - TORINO S. PAOLO
L114	NODO DI TORINO	TR0931	TORINO SMIST. NORD-Q° ZAPPATA
L114	NODO DI TORINO	TR3425	TORINO LINGOTTO-TORINO P.TA SUSA
L114	NODO DI TORINO	TR6960	DEV TO LING LATO PN - TORINO SMIST. NORD
L114	NODO DI TORINO	TR8080	TORINO P.TA NUOVA - TORINO SMIST. NORD
L122	NODO DI PISA	TR0651	PISA BIN. AEROP. - DEV. TAGL. PISAC.LE
L278	MILANO - GENOVA	TR0494	TORTONA - VILLAVERNIA
L278	MILANO - GENOVA	TR0495	CASSANO SPINOLA - ARQUATA SCRIVIA
L278	MILANO - GENOVA	TR2426	MILANO C.LE-MILANO LAMBRATE (GE)
L278	MILANO - GENOVA	TR2450	MILANO LAMBRATE-MILANO ROGOREDO (GE)
L278	MILANO - GENOVA	TR2451	MILANO ROGOREDO-LOCATE TRIULZI
L278	MILANO - GENOVA	TR2452	LOCATE TRIULZI-VILLAMAGGIORE
L278	MILANO - GENOVA	TR2453	VILLAMAGGIORE-CERTOSA DI PAVIA
L278	MILANO - GENOVA	TR2454	CERTOSA DI PAVIA-PAVIA
L278	MILANO - GENOVA	TR2455	PAVIA - S.MARTINO CAVA
L278	MILANO - GENOVA	TR2456	S. MARTINO CAVA - BRESSANA BOTTARONE
L278	MILANO - GENOVA	TR2457	BRESSANA BOTTARONE-LUNGAVILLA
L278	MILANO - GENOVA	TR2458	LUNGAVILLA-VOGHERA
L278	MILANO - GENOVA	TR3588	Q° TORBELLA-GE SAMPIERDARENA
L278	MILANO - GENOVA	TR3589	GE SAMPIERDARENA-GE PIAZZA PRINCIPE
L278	MILANO - GENOVA	TR3595	Q° TORBELLA-GE SAMPIERDARENA SMIST.
L278	MILANO - GENOVA	TR3596	GE SAMPIERDARENA SMIST.-GE SAMPIERDARENA
L278	MILANO - GENOVA	TR3648	TORTONA - CARBONARA SCRIVIA

SPECIFICA

Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

FOGLIO
198 di 202

L.278	MILANO - GENOVA	TR3649	CARBONARA SCRIVIA - VILLALVERNIA
L.278	MILANO - GENOVA	TR3650	VILLALVERNIA - CASSANO SPINOLA
L.278	MILANO - GENOVA	TR3651	CASSANO SPINOLA-STAZZANO SERRAVALLE
L.278	MILANO - GENOVA	TR3652	STAZZANO SERRAVALLE-ARQUATA SCRIVIA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0039	VERONA P.TA NUOVA-VERONA P.TA VESCOVO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0040	VERONA P.TA NUOVA-DEV. ESTR. VERONA PN
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0304	MELZO - POZZUOLO MARTESANA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0306	POZZUOLO MARTESANA - TRECELLA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0364	VENEZIA S. LUCIA-DEV VE S. LUCIA (PN)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0365	VENEZIA S. LUCIA-DEV VE S. LUCIA (PV)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0536	PM BIVIO ADDA - TREVIGLIO (LL)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0816	CASSANO D'ADDA - PM BIVIO ADDA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR0817	PM BIVIO ADDA - B° BERGAMO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2250	ROVATO-OSPITALETTO TRAVAGLIATO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2251	OSPITALETTO TRAVAGLIATO-B° MELLA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2252	B° MELLA-BRESCIA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2839	BRESCIA-REZZATO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2840	REZZATO-PONTE S. MARCO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2841	PONTE S. MARCO-LONATO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2842	LONATO-DESENZANO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2843	DESENZANO-PESCHIERA DEL GARDA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2844	PESCHIERA DEL GARDA-CASTELNUOVO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2845	CASTELNUOVO-SOMMACAMPAGNA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2846	SOMMACAMPAGNA-B° FENILONE
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2847	B° FENILONE-VERONA P.TA NUOVA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2848	DEV. ESTR. VERONA PN-VERONA P.TA VESCOVO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2849	VERONA P.TA VESCOVO-S. MARTINO B.A.
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2850	S. MARTINO B.A.-CALDIERO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2851	CALDIERO-SAN BONIFACIO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2852	S. BONIFACIO-LONIGO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2853	LONIGO-MONTEBELLO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2854	MONTEBELLO-ALTAVILLA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR2855	ALTAVILLA -VICENZA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR3038	VENEZIA P.M.-VENEZIA MESTRE (PV)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR3052	VENEZIA P.M.-VENEZIA MESTRE (PN)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR3073	VICENZA-LERINO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR3074	LERINO-GRISIGNANO DI ZOCCO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR3075	GRISIGNANO DI ZOCCO-MESTRINO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7171	MELZO SCALO-MELZO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7173	PIOLTELLO LIMITO - VIGNATE (LL)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7174	VIGNATE - MELZO SCALO (LL)
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7175	MELZO - TRECELLA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7176	TRECELLA-CASSANO D'ADDA
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7177	CASSANO D'ADDA - B° BERGAMO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7178	B° BERGAMO - TREVIGLIO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7179	TREVIGLIO-VIDALENGO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7180	VIDALENGO-MORENGO BARIANO
L.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7181	MORENGO BARIANO-ROMANO L.

SPECIFICA

Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

FOGLIO
199 di 202

I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7182	ROMANO L.-CALCIO
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7183	CALCIO-CHIARI
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7184	CHIARI-ROVATO
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7645	MESTRINO- B° MONTA'
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7647	B° MONTA'- PADOVA
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR7661	VICENZA - DEVIATOIO ESTREMO VICENZA
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR8483	VENEZIA S. LUCIA-VENEZIA P.M.(PN)
I.290	MILANO LAMBRATE - VENEZIA	TR8484	DEV ESTR VE S. LUCIA-VENEZIA P.M. (PV)
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR0242	PC RIGUTINO-PCMONTALLESE
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR0600	1°B° CHIUSI NORD-1°B° CHIUSI SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR0601	1°B° AREZZO NORD -1°B° AREZZO SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR3904	FIRENZE ROVEZZANO- PM ROVEZZANO DD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR3906	FIRENZE CAMPO MARTE- FIRENZE ROVEZ. DD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR3909	PM ROVEZZANO - DEV ESTR. DD PM ROVEZZANO
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4331	PC S. DONATO-1°B° VALDARNO NORD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4332	1°B° VALDARNO NORD-PC RENACCI
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4333	PC RENACCI-1°B° VALDARNO SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4334	1°B° VALDARNO SUD-PC ASCIONE
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4335	PC ASCIONE-1°B° AREZZO NORD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4336	1°B° AREZZO NORD-PC AREZZO
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4337	PC AREZZO -1°B° AREZZO SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4338	1°B° AREZZO SUD-PC RIGUTINO
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4339	PC RIGUTINO - PC FARNETA NORD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4340	PC FARNETA NORD - PC FARNETA SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4341	PC FARNETA SUD - PC MONTALLESE
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR4342	PC MONTALLESE-1°B° CHIUSI NORD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5449	1°B° ORVIETO NORD - 1°B° ORVIETO SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5450	1°B° CHIUSI NORD-PC CITTA' DELLA PIEVE
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5451	PC CITTA' DELLA PIEVE - 1°B° CHIUSI SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5452	1°B° CHIUSI SUD-PC ALLERONA
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5453	PC ALLERONA-1°B° ORVIETO NORD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5454	1°B° ORVIETO NORD - PC ORVIETO
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5455	PC ORVIETO - 1°B° ORVIETO SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5456	1°B° ORVIETO SUD-PC CIVITELLA DI AGLIANO
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5457	PC CIVITELLA DI AGLIANO-PC BASSANO
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5458	PC BASSANO-1°B° ORTE NORD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5459	1°B° ORTE NORD-1°B° ORTE SUD
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5460	1°B° ORTE SUD-PC GALLESE
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5461	PC GALLESE-PM S. ORESTE
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5462	PM S. ORESTE-PC CAPENA
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5463	PC CAPENA-SETTEBAGNI
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR5464	SETTEBAGNI - ROMA TIBURTINA
I.514	ROMA - FIRENZE (DD.)	TR7460	DEV. ESTR. DD PM ROVEZZANO - PC S.DONATO
I.541	PISA - ROMA	TR0169	LIVORNO C.LE - ANTIGNANO
I.541	PISA - ROMA	TR0229	S. SEVERA-MARINA CERV
I.541	PISA - ROMA	TR0453	CECINA - BOLGHERI
I.541	PISA - ROMA	TR4541	VADA-CECINA
I.541	PISA - ROMA	TR4558	LIVORNO CALAMBRONE-LIVORNO C.LE

SPECIFICA

Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

FOGLIO
200 di 202

L.541	PISA - ROMA	TR4561	ANTIGNANO-QUERCIANELLA
L.541	PISA - ROMA	TR4562	QUERCIANELLA-CASTIGLIONCELLO
L.541	PISA - ROMA	TR4563	CASTIGLIONCELLO-ROSIGNANO
L.541	PISA - ROMA	TR4564	ROSIGNANO-VADA
L.541	PISA - ROMA	TR4565	CECINA - BIBBONA CASALE
L.541	PISA - ROMA	TR4566	BIBBONA CASALE - BOLGHERI
L.541	PISA - ROMA	TR4567	BOLGHERI-CASTAGNETO CARDUCCI
L.541	PISA - ROMA	TR4568	CASTAGNETO CARDUCCI-S. VINCENZO
L.541	PISA - ROMA	TR4569	S. VINCENZO-EX B° PIAZZALONE
L.541	PISA - ROMA	TR4570	EX B° PIAZZALONE-CAMPIGLIA M.MA
L.541	PISA - ROMA	TR4571	CAMPIGLIA MARITTIMA-VIGNALE RIOTORTO
L.541	PISA - ROMA	TR4572	VIGNALE RIOTORTO-FOLLONICA
L.541	PISA - ROMA	TR4573	FOLLONICA-SCARLINO
L.541	PISA - ROMA	TR4574	SCARLINO-GAVORRANO
L.541	PISA - ROMA	TR4575	GAVORRANO-GIUNCARICO
L.541	PISA - ROMA	TR4576	GIUNCARICO-MONTEPESCALI
L.541	PISA - ROMA	TR4577	MONTEPESCALI-GROSSETO
L.541	PISA - ROMA	TR4632	DEV. TAGL. PISA C.LE - BIVIO MORTELLINI
L.541	PISA - ROMA	TR4633	B° MORTELLINI-TOMBOLO
L.541	PISA - ROMA	TR4634	TOMBOLO-LIVORNO CALAMBRONE
L.541	PISA - ROMA	TR5221	ALBERESE-TALAMONE
L.541	PISA - ROMA	TR5222	TALAMONE-ALBINIA
L.541	PISA - ROMA	TR5223	ALBINIA-ORBETELLO
L.541	PISA - ROMA	TR5226	CAPALBIO-CHIARONE
L.541	PISA - ROMA	TR5227	CHIARONE-MONTALTO DI C.
L.541	PISA - ROMA	TR5228	MONTALTO DI C.-TARQUINIA
L.541	PISA - ROMA	TR5229	TARQUINIA-CIVITAVECCHIA
L.541	PISA - ROMA	TR5231	S. MARINELLA-S. SEVERA
L.541	PISA - ROMA	TR5234	MARINA DI CERVETERI-CERVETERI LADISPOLI
L.541	PISA - ROMA	TR5235	CERVETERI LADISPOLI-PALO LAZIALE
L.541	PISA - ROMA	TR5236	PALO LAZIALE-TORRE IN PIETRA
L.541	PISA - ROMA	TR5237	TORRE IN PIETRA-MACCARESE
L.541	PISA - ROMA	TR5238	MACCARESE-ROMA AURELIA
L.541	PISA - ROMA	TR5239	ROMA AURELIA-ROMA S. PIETRO
L.541	PISA - ROMA	TR5240	ROMA S. PIETRO-ROMA TRASTEVERE (DD)
L.541	PISA - ROMA	TR5241	ROMA TRASTEVERE-ROMA OSTIENSE (DD)
L.541	PISA - ROMA	TR5242	ROMA OSTIENSE-ROMA TUSCOLANA (DD)
L.541	PISA - ROMA	TR5243	ROMA TUSCOLANA-ROMA TERMINI
L.541	PISA - ROMA	TR7631	GROSSETO-ALBERESE
L.541	PISA - ROMA	TR7633	ORBETELLO-CAPALBIO
L.541	PISA - ROMA	TR8423	CIVITAVECCHIA-S. MARINELLA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR0322	DEV RHO(V) - RHO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR0804	VILLAPIZZONE - B° GHISOLFA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR1008	RHO - RHO FIERA MILANO (VA)
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR1009	RHO FIERA MILANO - MILANO CERTOSA (VA)
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR3060	B° GALLARATE - GALLARATE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7049	RHO-MILANO CERTOSA (Varese)
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7058	DOMODOSSOLA -B° TOCE

SPECIFICA

Codifica: **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A**

FOGLIO
201 di 202

L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7059	B° TOCE -BEURA CARDEZZA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7060	BEURA CARDEZZA -B° VALLE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7061	B° VALLE-VOGOGNA OSSOLA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7062	VOGOGNA OSSOLA-PREMOSELLO CHIOVENDA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7063	PREMOSELLO CHIOVENDA-CUZZAGO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7064	CUZZAGO-CANDOGLIA ORNAVASSO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7065	CANDOGLIA ORNAVASSO-MERGOZZO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7066	MERGOZZO-VERBANIA PALLANZA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7067	VERBANIA PALLANZA-BAVENO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7068	BAVENO-STRESA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7069	STRESA-BELGIRATE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7070	BELGIRATE-LESA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7071	LESA-MEINA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7072	MEINA-ARONA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7073	ARONA-DORMELLETTO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7074	DORMELLETTO-SESTO CALENDE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7075	SESTO CALENDE-VERGIATE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7076	VERGIATE-SOMMA LOMBARDO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7077	SOMMA LOMBARDO-CASORATE SEMPIONE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7078	CASORATE SEMPIONE-GALLARATE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7079	GALLARATE - BUSTO ARSIZIO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7080	BUSTO ARSIZIO-LEGNANO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7081	LEGNANO-CANEGRATE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7082	CANEGRATE-PARABIAGO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR7083	PARABIAGO-VANZAGO POGLIANO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR8082	CONFINE SVIZZERO-ISELLE
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR8083	ISELLE-VARZO
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR8084	VARZO-PREGLIA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR8085	PREGLIA-DOMODOSSOLA
L.259	MILANO P.GAR. - DOMODOSSOLA	TR8300	VANZAGO POGLIANO- DEV RHO
L.292	MILANO LAMBRATE - VENEZIA (DD)	TR7172	MILANO LAMBRATE-PIOLTELLO LIMITO
L.500	OSTIENSE - FIUMICINO	TR5246	B° TIBURTINA-ROMA TIBURTINA (BA)
L.500	OSTIENSE - FIUMICINO	TR5688	EX B° ROMA TUSCOLANA-B° TIBURTINA
L.103	NODO DI FIRENZE	TR4389	DEV EST FI. STATUTO - FIRENZE C. M.
L.103	NODO DI FIRENZE	TR4388	FIRENZE RIFREDI-FIRENZE STATUTO
L.103	NODO DI FIRENZE	TR4392	DEV ESTR FI. STATUTO - FIRENZE STATUTO
L.103	NODO DI FIRENZE	TR4391	FIRENZE S.M.N. - DEV EST FI. STATUTO
L.107	MILANO ROGOREDO - TAVAZZANO AC/AV	TR2406	MI ROGOREDO (DD) - B°/PC MELEGNANO
L.441	ASTI - ACQUI - GENOVA	TR3592	B° POLCEVERA-Q° TORBELLIA
L.542	ROMA-FIRENZE (LL.)+INTERCON.	TR6906	ROMA TIBURTINA-ROMA TERMINI (LL)

	SPECIFICA PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DEI PONTI FERROVIARI E DI ALTRE OPERE MINORI SOTTO BINARIO	
SPECIFICA	Codifica: <u>RFI</u> <u>DTC</u> <u>INC</u> <u>PO</u> <u>SP</u> <u>IFS</u> <u>001</u> <u>A</u>	FOGLIO 202 di 202

La presente Specifica “*Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*” è stata elaborata da un gruppo di lavoro così composto:

Braga Prof. Franco	Università di Roma La Sapienza
Burghignoli Prof. Alberto	Università di Roma La Sapienza
Dolce Prof. Mauro	Università Federico II di Napoli
Petrangeli Prof. Mario Paolo	Università di Roma La Sapienza
Pistoletti Prof. Pierangelo	Università di Genova
Sanpaolesi De Falena Prof. Luca	Università di Pisa

Firmi Ing. Paola	RFI
Tisalvi Ing. Marco	RFI
Iacobini Ing. Franco	RFI
Annicchiarico Ing. Alessandro Felice	RFI
Sorrentino Ing. Giovanni	RFI

Traini Ing. Giuseppe	ITALFERR
Evangelista Ing. Luigi	ITALFERR
Sacchi Ing. Francesco	ITALFERR
Vittozzi Ing. Angelo	ITALFERR
Vanfiori Ing. Silvia	ITALFERR

In qualità di esperti hanno partecipato, per la soluzione di particolari problematiche:

Giangrande Ing. Cinzia	RFI
Scanavino Ing. Sergio	Istituto Italiano della Saldatura