

(85) 2径間連続曲線PCT型ラーメン鉄道橋の設計

J R東日本(株) 構造技術PT ○小林 薫

J R東日本(株) 東京工事事務所 米倉 頼夫

1. はじめに

J R五日市線三内川橋りょう(仮称)は、武蔵五日市駅高架化事業で計画されている橋長56m(軌道中心位置)の2径間連続PCT型ラーメン橋である。

本橋の架設位置は、三内川によって浸食された深さ1.2m程度のV字谷形状となっており、本橋両端の橋脚は鉄道と立体交差する2本の都市計画道路に面している。このため、橋脚は、地形的条件と相成ってフーチングの寸法制限を受けることになり、上部工からの反力をできるだけ低減する必要が生じた。

そのため、三内川橋りょうでは、橋長56mの小規模な橋りょうながら2径間連続T型ラーメン橋の構造形式が採用された。図-1に、橋りょう一般図を示す。

本構造形式の採用により、両端橋脚の上部工反力を単純桁架設時(PRCI型3主桁の場合)の約60%に低減が可能となった。

本橋の特徴は、本橋架設位置の平面線形が曲線半径 $R=200m$ の曲線中に計画されていることから、鉄道橋としては珍しい急曲線中の橋りょうであることと設計を限界状態設計法により行っていることである。

本文は、限界状態設計法による2径間連続曲線PCT型ラーメン橋の設計について報告する。

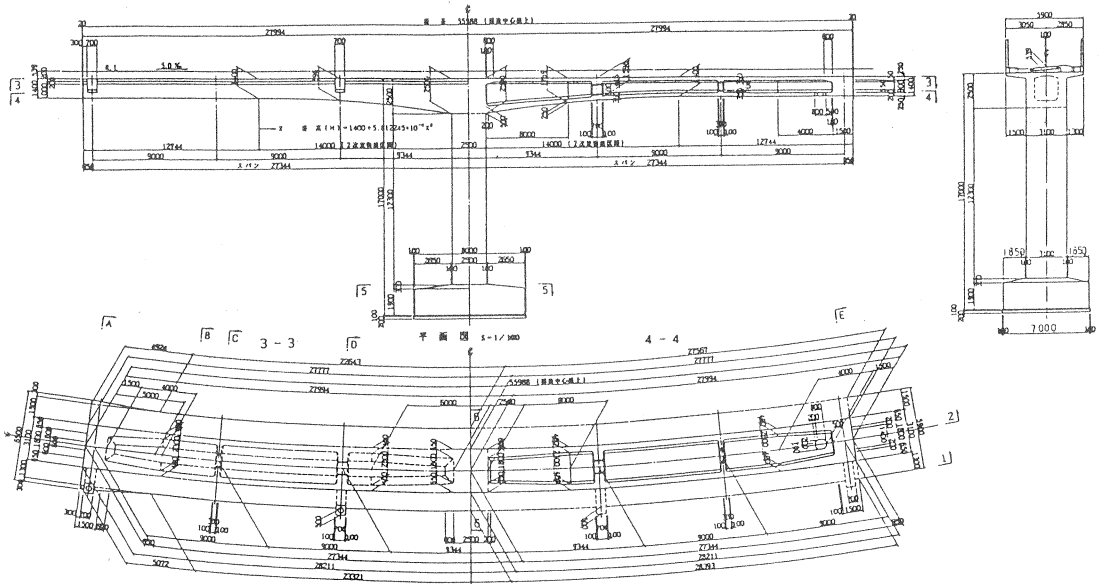


図-1 橋りょう一般図

2. 設計条件

三内川橋りょうの基本条件を以下に示す。また、本橋の設計条件を表-1に示す。

2. 1 基本条件

線 名：JR五日市線
 列車荷重：EA-17
 設計最高速度：V = 50 km/h
 (10 # 分岐器の R = 300 m における最高速度)
 線路等級：3級線
 線 数：単線
 平面線形：曲線半径 R = 200 m
 軌道種別：弾性バラスト軌道
 基礎形式：直接基礎
 支持層：泥岩層(第三紀 中新世 秋川層)

表-1 設計条件

設計荷重	列車荷重		EA-17
	温度変化		±12.5℃
	乾燥収縮		-15.0℃
設計断面	橋 体	橋桁方向	0.2 T
	橋 脚	橋桁方向	0.2 T
コンクリートの材質	設計基準強度	最大セメント比	指針材の最大寸法
	主 筋	400 kgf/cm ²	5.5%
鉄筋の材料	種 別	引 張 強 度	降伏強度
	SD 345	5000 kgf/cm ²	3500 kgf/cm ²
P.C鋼材の材質	種 別	引 張 強 度	降伏強度
	12T12.7	190 kgf/cm ²	160 kgf/cm ²
鉄筋のかぶり	ス ラ ブ	は り	柱
	3.0mm	3.0mm	5.0mm
許容応力度	コンクリートの許容せん断応力度	鋼材の許容せん断応力度	
	1.2 T 1.2.7	SWP11B	SD 345
基礎	基礎の許容引張応力度	基礎の許容圧縮応力度	
	3.0mm	は り	柱
支持地盤	コンクリートの許容せん断応力度	鋼材の許容せん断応力度	
	+1.0.0mm	コンクリート	鋼材

(注)：*印は、主筋中心までとする。

3. 限界状態設計法の適用

3. 1 安全係数

荷重係数以外の安全係数を表-2に示す。
 本橋の設計では、終局限界状態の構造物係数は構造物の重用度、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して1. 2とした。

表-2 安全係数

限界状態	構造解析係数 γ_s	材料係数 γ_m		部材係数 γ_a	構造物係数 γ_b
		γ_m	γ_m		
終局限界状態	1. 0	1. 3	1. 0 ※1) (1.05)	1. 15 ※2) (1.3)	1. 2
使用限界状態	1. 0	1. 0	1. 0	1. 0	1. 0
疲労限界状態	1. 0	1. 3	1.05	1. 0 ※2) (1.3)	1. 0
終局限界状態 (地震時)	1. 0	1. 3	1. 0 ※1) (1.05)	1. 0 ※2) (1.15)	1. 0

※1) () 内は、スリッパに使用する鋼材に用いる
 ※2) () 内は、コンクリートの強度により定まるせん断力、及びねじり耐力の算定に用いる。

3. 2 荷重の組合せ

表-3に、荷重の組み合わせと荷重係数を示す。
 終局限界状態の検討に用いる荷重の組み合わせについては、変動荷重を「主たる」と「従たる」に分け、主たる変動荷重は変動荷重の特性値の最大値とし、従たる変動荷重の特性値は主たる変動荷重または偶発荷重との組み合わせに応じて適切な値を定めることとしている。本橋の設計における終局限界状態の荷重係数については、主たる変動荷重に対して1. 1、従たる変動荷重に対して1. 0とした。

表-3 荷重の組み合わせ

限界状態	荷重の組合せと荷重係数
終 局	・ 1.1D ₁ +1.2D ₂ +1.0P ₁ + (S ₁ +C ₁ +T) + 1.1L + 1.1 + 1.1C + (L ₁) + (W)
	・ 1.1D ₁ +1.2D ₂ +1.0P ₁ + (S ₁ +C ₁ +T) + 1.1L + (L ₁ +1+C) + (W)
	・ 1.1D ₁ +1.2D ₂ +1.0P ₁ + (S ₁ +C ₁ +T) + 1.1L + 1.1I + (B) + (L ₁)
	・ 1.1D ₁ +1.2D ₂ +1.0P ₁ + (S ₁ +C ₁ +T) + 1.1B + (L ₁ +1) + (L ₁)
	・ 1.1D ₁ +1.2D ₂ +1.0P ₁ + (S ₁ +C ₁ +T) + 1.1L + (L ₁ +1) + (B)
	・ 1.1D ₁ +1.2D ₂ +1.0P ₁ + (S ₁ +C ₁ +T) + 1.2W + 1.0D ₃ +1.0D ₄ +1.0P ₂ + (S ₂ +C ₂ +T) + 1.0E ₁ + (L ₂)
使 用	・ D ₁ +D ₂ +P ₁ +S ₁ +C ₁ +T+L ₁ + (L ₁ +1+C) ……ひびわれ
	・ D ₁ +D ₂ +P ₁ +L ₁ + (I) + C ……列車荷重によるたわみ
	・ D ₁ +D ₂ +P ₁ +S ₁ +C ₁ ……変形
疲 労	・ D ₁ +D ₂ +P ₁ +L ₁ +C ……列車荷重による疲労

(注) 荷重の記号は特性値を意味する
 () を付けた荷重は、従たる変動荷重を意味する。
 () を付けた荷重は、必要に応じて組合せを考慮する。

- [記号]
 D₁: 固定荷重 T: 温度変化の影響
 D₂: 付加死荷重 W: 風荷重
 L₁: 列車荷重 E₁: 地震の影響
 I: 衝撃
 C: 重心荷重
 L₂: 車両積荷重および車輪接触荷重
 B: 制動荷重および始動荷重
 L₁: ロングレール軌道
 P₁: プレストレス力
 C₁: コンクリートのクリープの影響
 S₁: コンクリートの乾燥収縮の影響

3. 3 各限界状態の照査方法

(1) 終局限界状態

断面破壊の限界状態に対する安全性の照査は、設計断面耐力Rdが設計断面力Sdに対して次の条件を満足することを確認する。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1. 0$$

ここに、 γ_i : 構造物係数(本橋では1. 2)

Sd: 設計断面力Sdは、設計荷重Fdに

対する断面力S (Fd) に構造解析

係数 γ_a 乗じた値の設計荷重の組み合わせに対する合計値 $S_d = \sum \{ \gamma_a \cdot S (F_d) \}$

Rd: 設計断面耐力Rdは、設計材料強度fdに対する断面断面耐力R (fd) を部材係数 γ_b で除し

た値 $R_d = R (f_d) / \gamma_b$

(2) 使用限界状態

構造物または部材が、設計耐用期間中に十分な機能が保持できるようにするため使用限界状態では次の検討を行う。

- ① 応力度の検討(コンクリート、鉄筋、P C鋼材)
- ② コンクリートのひび割れ(耐久性、外観)
- ③ 構造物または部材の変位・変形

表-4に、応力度の制限値を示す。P C部材の場合、変動荷重(列車荷重)作用時のコンクリートの斜め引張応力度は、斜めひび割れの発生を抑制するため設計引張強度の70%とする。

(3) 疲労限界状態

疲労に対する安全性の検討は、設計疲労強度 f_{rd} が設計変動応力度 σ_{rd} に対し、次の条件を満足することを確認する。

$$\gamma_i \cdot \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_b) \leq 1.0$$

ここに、 γ_i : 構造物係数で、疲労限界状態では1.0

γ_b : 部材係数で、曲げに対して1.0

ただし、P C構造では、使用限界状態でひび割れの発生を許さないことから、変動荷重(列車荷重)により生じる鋼材の応力度は小さくなるので、P C鋼材に対する疲労の検討は省略しているが、床版では疲労限界状態の検討を行っている。

(4) 耐震設計

限界状態設計法における耐震設計は、終局限界状態における大規模地震(100年に1回程度発生する地震)に対する部材耐力の照査と、中規模地震に対する変位、変形の照査がある。部材耐力の照査を表-5に示す。

4. 上部工の設計

4.1 構造解析モデル

曲線桁には、ねじりモーメントが作用するのでこれを適切に評価できる構造解析モデルとしなければならない。

本橋の設計では、主方向の設計に用いる曲げモーメント、せん断力は曲線長を支間とする平面骨組モデルを使用し、ねじりモーメントについては面外フレームに曲線の影響による偏心モーメントを荷重として与えて解析を行った。図-2に本橋の設計に用いた構造解析モデルを、図-3に列車荷重による曲げモーメント図をそれぞれ示す。

表-4 使用限界状態における応力の制限値

	永久荷重作用時	変動(列車)荷重作用時
コンクリート	[圧縮] 設計基準強度の40% [引張] P C: 引張としない	[圧縮] 設計基準強度 [引張] 設計引張強度 (部材の寸法効果考慮) [斜め引張] 設計引張強度の70%
鉄筋	—	設計引張降伏強度 f_{syd}
P C鋼材	—	設計引張強度 f_{sud} の70%

表-5 耐震における部材耐力の照査

検討種別	検討内容
曲げモーメントに対する検討	$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd} \leq 1.0$
せん断に対する検討	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ $\gamma_{ES} > \gamma_{EM}$

ここに、 γ_i : 構造物係数で、1.0とする
 M_d : 設計曲げモーメント
 M_{yd} : 設計曲げ降伏耐力
 V_d : 設計せん断力
 V_{yd} : 設計せん断耐力
 γ_{ES} : せん断に対する安全度
 $\gamma_{ES} = V_{yd} / V_d$
 γ_{EM} : 曲げモーメントに対する安全度
 $\gamma_{EM} = M_{ud} / M_d$
 M_{ud} : 設計曲げ耐力

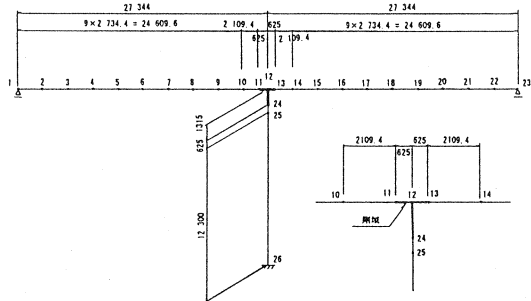


図-2 構造解析モデル

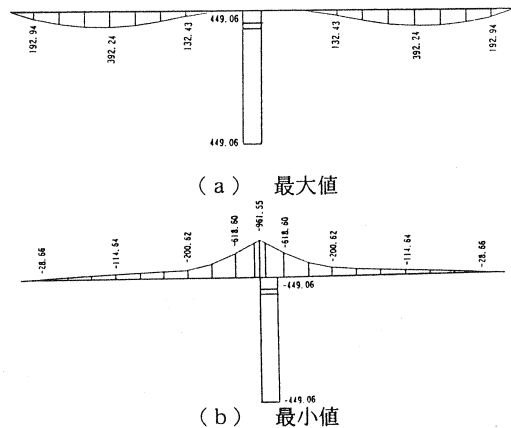


図-3 曲げモーメント図(列車荷重時)

4.2 橋軸方向(主方向)の設計

2径間連続T型ラーメン橋では、柱頭部に負の曲げモーメントが発生するため、上縁ではひびわれの発生を許容しないこととした。

また、本橋では、柱頭部および径間部ともに永久荷重作用時(固定死荷重+付加死荷重)にコンクリートの縁応力度が引張応力とならないように制限した。径間部の正の曲げモーメントが作用する区間では、永久荷重作用時にコンクリートの縁引張応力度を部材寸法の影響を考慮した設計曲げ引張強度以下となるよう制限したが、端支点位置から桁高変化点までの標準部の桁高は内型枠の脱型作業ができる空間を考慮して決定したことから、正の曲げモーメントが作用する断面においても永久荷重作用時の応力状態は全断面圧縮状態となった。表-6に、各限界状態の検討に対する主方向の結果をまとめ、図-4に、標準部の桁断面配筋図を示す。

4.3 橋軸直角方向(横方向)の設計

主桁橋軸直角方向(横方向)の設計では、上床版、下床版および腹部より構成されるラーメン骨組構造として、各腹部下端を支点として構造解析を行った。ラーメン骨組の軸線は、上床版、下床版および腹部の各部材の図心を結ぶ線をとし、各部材の接合部には剛域を設定している。図-5に、橋軸直角方向(横方向)の構造解析モデルを示す。

なお、上床版については、単線1室の箱桁であることからRC構造としている。

表-7に、上床版の検討結果をまとめる。

5. 橋脚く体の設計

橋脚く体の耐震に対する検討結果を表-8にまとめる。

6. おわりに

本橋は、平成7年度の完成を目指し、現在仮設構造物が施工中である。今後、同様な橋りょう計画に際し、本報告が少しでも参考になれば幸いである。

【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 コンクリート構造物 丸善 平成4年10月

表-6 主方向の検討結果

断	面	柱頭部	径間部
終局限界状態	構造物係数 r_i	1.2	1.2
	荷重の組み合わせ	1.1D1H1.2D2H.P+S+SH+T+H.1(L+I)	
	設計曲げモーメントMd (tf-m)	2132.4	1250.6
	設計曲げ耐力 Mud (tf-m)	3895.0	2009.1
	$r_i \cdot Md / Mud$	0.56	0.75
	荷重の組み合わせ	1.1D1H1.2D2H.P+S+SH+T+H.1(L+I)	
	設計せん断力 Vd (tf)	292.3	244.7
	設計せん断耐力 Vyd (tf)	420.0	343.0
	設計せん断耐力 Vwcd (tf)	1296.3	846.6
	$r_i \cdot Vd / Vyd$	0.84	0.86
$r_i \cdot Vd / Vwcd$	0.27	0.35	
疲労状態	永久荷重時縁圧縮応力度/制限値 (kgf/cm ²)	21.3/160	38.0/160
	永久荷重時縁引張応力度/制限値 (kgf/cm ²)	17.8/0	33.6/-28
	変動荷重時縁引張応力度/制限値 (kgf/cm ²)	-2.6/-12	-5.7/-14
	斜め引張応力度/制限値 (kgf/cm ²)	-10.6/-19	-4.5/-19
	たわみ量/たわみ量の制限値 (mm)	7.6/32	
PC鋼より種12T15.2(SWPR7B)		10本	

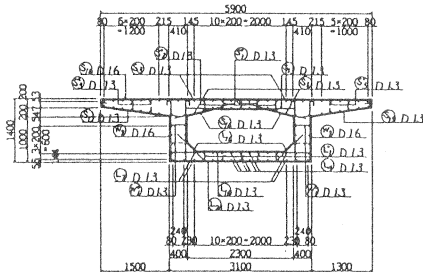


図-4 桁断面配筋図(標準部)

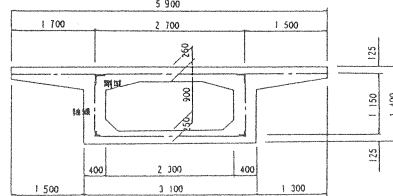


図-5 横方向構造解析モデル

表-7 上床版の検討結果

断	面	支点部	径間中央
終局限界状態	構造物係数 r_i	1.2	1.2
	荷重の組み合わせ	1.1D1H1.2D2H.1(L+I+C)+(LF)	
	設計曲げモーメントMd (tf-m)	3.53	1.46
	設計曲げ耐力 Mud (tf-m)	9.92	3.72
	$r_i \cdot Md / Mud$	0.43	0.47
	荷重の組み合わせ	1.1D1H1.2D2H.1(L+I+C)+(LF)	
	設計せん断力 Vd (tf)	7.02	
	設計せん断耐力 Vyd (tf)	12.36	
	$r_i \cdot Vd / Vyd$	0.68	
	疲労状態	設計変動応力度 σ_{rd} (kgf/cm ²)	649.0
疲労状態	設計疲労強度 f_{rd}/r_b (kgf/cm ²)	1102.0	1152.0
限界	$r_i \cdot \sigma_{rd} / (f_{rd}/r_b)$	0.59	0.78

表-8 橋脚く体の耐震に対する検討結果

断	面	橋軸方向(橋脚下端)	直角方向(橋脚下端)	
終局限界状態	構造物係数 r_i	1.0	1.0	
	荷重の組み合わせ	1.0D1H1.0D2H1.0P+S+(SHCRIT)+1.0EQ+(L)		
	設計曲げモーメントMd (tf-m)	3157.77	3100.22	
	設計曲げ降伏耐力 Myd (tf-m)	3168.05	3151.19	
	$r_i \cdot Md / Myd$	0.997	0.984	
	設計せん断力 Vd (tf)	352.15	196.57	
	設計せん断耐力 Vyd (tf)	890.38	746.45	
	$r_i \cdot Vd / Vyd$	0.396	0.263	
	耐力	計曲げ耐力 Mud (tf-m)	3721.85	4327.31
	耐力	$r_{EM} = Mud / Md$	1.175	1.396
耐力	$r_{ES} = Vyd / Vd$	2.528	3.797	
判定		$r_{ES} > r_{EM}$	$r_{ES} > r_{EM}$	