

日本最大の中央径間を有するPRC斜版橋の設計

JR吾妻線第二吾妻川橋りょう

田附 伸一^{*1}・築嶋 大輔^{*2}・津吉 毅^{*3}・河瀬 日吉^{*4}

1. はじめに

国土交通省は、利根川水系総合開発計画の一環として、利根川水系下流域の洪水被害軽減と首都圏の都市用水の開発を目的とする多目的ダム（ハッ場ダム：重力式コンクリートダム）の建設を進めている。この多目的ダムは、群馬県を流れる吾妻川中流に位置し、ダム事業による水没区域内に位置する JR 吾妻線を一部移転させる必要が生じた。そのため、JR 東日本は、関東地方整備局からの委託により、吾妻線岩島駅・長野原草津口駅間（延長約 10.4km）の付替線を建設することとなった。

第二吾妻川橋りょうは、吾妻線付替工事の最も始点側に位置し、3径間連続PRC斜版中路箱桁橋と単純PRC中路箱桁橋で構成されている。本稿では、日本最大の中央径間を有する3径間連続PRC斜版中路箱桁橋の設計概要について述べる。

2. 橋梁概要

2.1 構造概要

本橋は、岩島駅より上流側の約 1.0km の地点から、 $R=600\text{m}$ の左曲線により吾妻川を渡河する橋梁であり、スパン 41m の単純 PRC 中路桁およびスパン 111.5m + 167m + 111.5m の 3 径間連続 PRC 斜版中路箱桁橋で構成される橋長 431m の橋梁である。PRC 斜版中路箱桁橋の中央スパン 167.0m は、国内最長であるとともに、主塔に採用している独立 4 本柱という形状は、世界初の試みである。全体一般図を図-1 に、主塔・主桁断面図を図-2 に示す。

2.2 地質概要

本橋の P2、P3 橋脚は、吾妻川の急崖斜面に近接してい

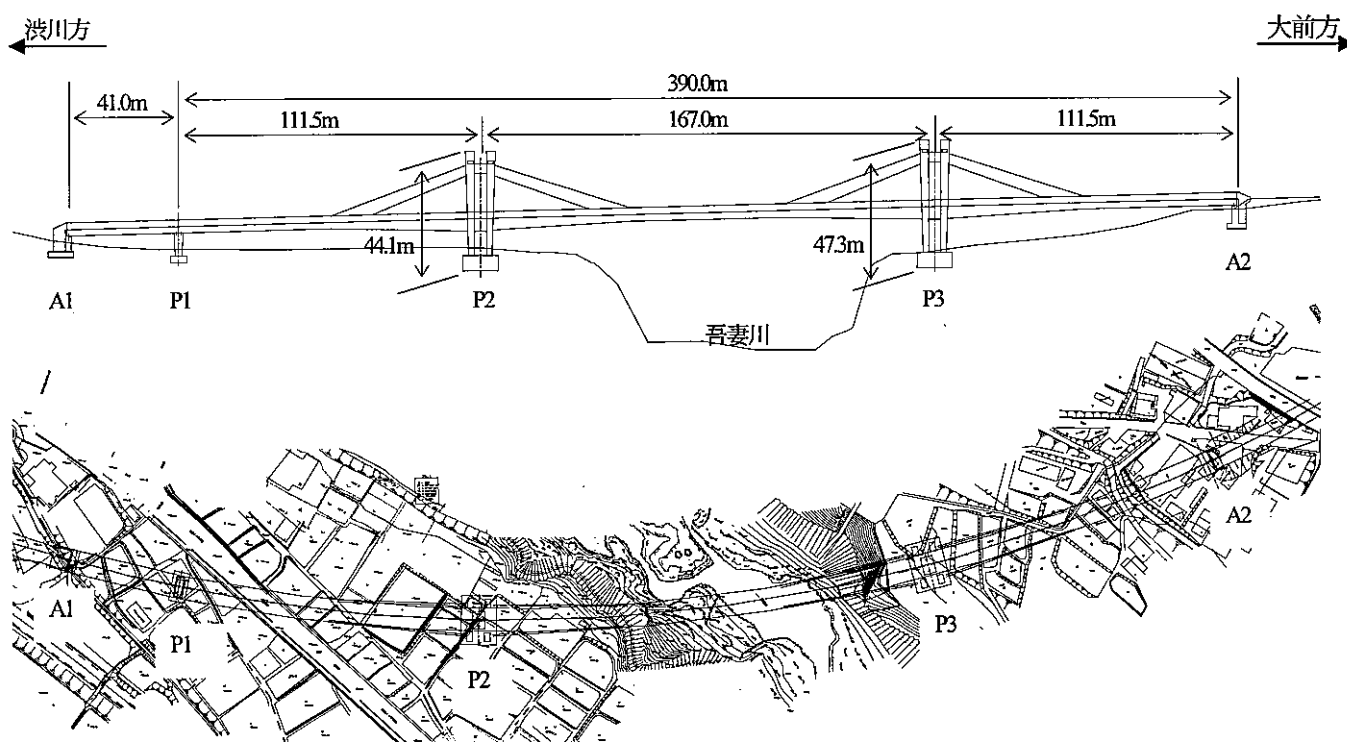


図-1 全体一般図

- *1 Shinichi TATSUKI: 東日本旅客鉄道(株) 上信越工事事務所 長野原工事区 助役
 *2 Daishuke TSUKISHIMA: 東日本旅客鉄道(株) 上信越工事事務所 工事管理室 副課長
 *3 Takeshi TSUYOSHI: 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 室長
 *4 Hiroyoshi KAWASE: 八千代エンジニアリング(株) 総合事業本部 構造部長

るため急崖斜面の調査および岩盤解析を実施した。調査は、斜面岩盤調査・地表地質調査などの表層調査とボーリング調査・弾性波トモグラフィー探査などの深部調査により危険範囲を推定するとともに、空中写真により地形判読を実施して P2、P3 橋脚位置を決定した。この結果、吾妻川全体には崖線の後退が認められないものの、右岸左岸ともに局所的な斜面崩壊および谷頭侵食が確認された。これらの崩壊程度は中～小規模であるが、橋脚位置によっては安定性に重大な影響を及ぼすことを考慮して、橋脚位置を決定した。その結果、中央径間のスパン長は 167m となった。

地質は、CL 面から 3～6m 程度の比較的浅い位置に岩盤または N 値 50 以上の砂礫層があることから、基礎形式は全て直接基礎とした。表-1 に橋脚・橋台位置の支持層種別と岩級等を示す。

3. 主桁の設計

設計条件を表-2 に示す。

3. 1 主桁

(1) 主方向

主桁主方向の設計方針を以下に示す。

- ①主桁は、PRC 構造として設計を行い、永久荷重作用時において上縁側に引張を生じさせないものとして設計した。
- ②設計断面力の算出は骨組解析を用い、施工中の構造系が逐次変化することを考慮して検討した。
- ③クリープ、乾燥収縮の影響は部材の平均材令により考慮した。なお主桁については、打設日に応じて 14 段階に分けて考慮した。
- ④斜版部材のモデル化には既往の実績により箒（ほうき）モデルを用いた。
- ⑤一次斜材は、施工時においては剛性を評価してモデル化したが、斜版完成後の張力変化に対しては、導入力を持たない内ケーブルとして扱った。
- ⑥一次斜材の鋼材量は、施工時における主桁の曲げ応力度に対する必要量から決定し、二次斜材は斜版の軸力および曲げに対する必要量を配置した。
- ⑦側径間は支保工による分割施工が可能のため、中央径間のみをワーゲン施工として設計を行った。
- ⑧柱頭部は支承構造となるため、張出し施工時は仮固定を行うこととした。
- ⑨本橋は、主桁が斜版を介して、4 本柱から構成される主塔に剛結される構造であり、常時における固定支点を設けないこととした。これは固定支点を設けた場合、温度変化・ロングレール縦荷重等により固定支点側の主塔・斜版に大きな応力が作用することとなり、構造が成立しなくなるためである。そのため、主桁は斜版および主塔により、常時の移動を拘束されるものとし、地震時にのみ機能するようにダンパーストッパーを橋脚上に配置するものとした。

図-3 に P2 橋脚上の主桁 PC 鋼材配置図を示す。PC 鋼材は 12S15.2BL を使用しており、ウェブ片側に 42 本配置して

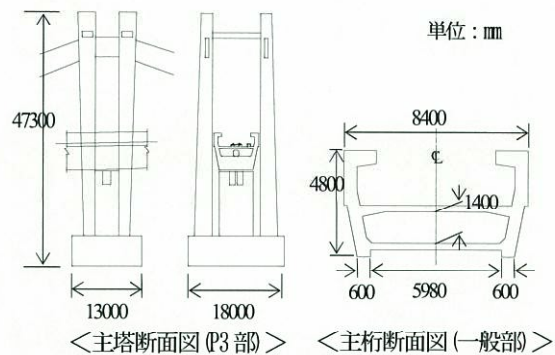


図-2 主塔・主桁断面図

表-1 支持層種別と岩級等

構造物	支持層	岩級	変形係数 (kN/m^2)	単位体積重量 (kN/m^3)
A1橋台	風化石英閃緑岩	CL～CM	500,000	24
P1橋脚				
P2橋脚	石英閃緑岩	CM～CH	1,400,000	25
P3橋脚				
A2橋台	玉石混じり砂礫層	N値50以上	6,500	19

表-2 設計条件

線路等級	4級線（単線）	
設計荷重	EA-17	
設計速度	100km/h	
線路勾配	上り 24‰	
平面線形	左円曲線 R=600m	
支間長	111.5m+167.0m+111.5m	
コンクリート 設計基準強度	主桁柱頭部	50N/mm ²
	主桁一般部	40N/mm ²
	橋脚く体	A1, P1, A2 : 24N/mm ²
		P2, P3 : 30N/mm ² （ストップ-周り 40N/mm ² ）
	フーチング	A1, P1, A2 : 24N/mm ²
		P2, P3 : 30N/mm ²
	主塔・横梁	40N/mm ²
軌道構造	50Nレール 弾性バラスト軌道	

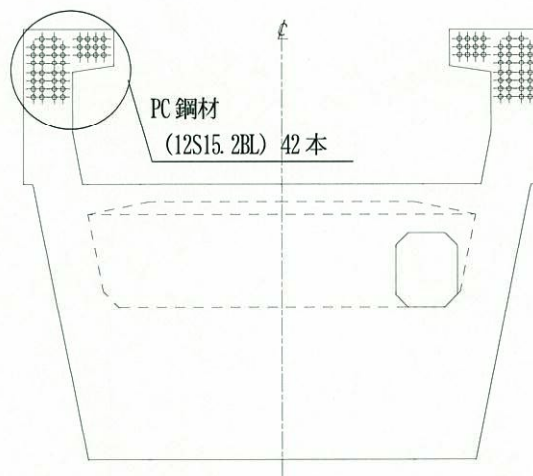


図-3 主桁 PC 鋼材配置 (P2 橋脚)

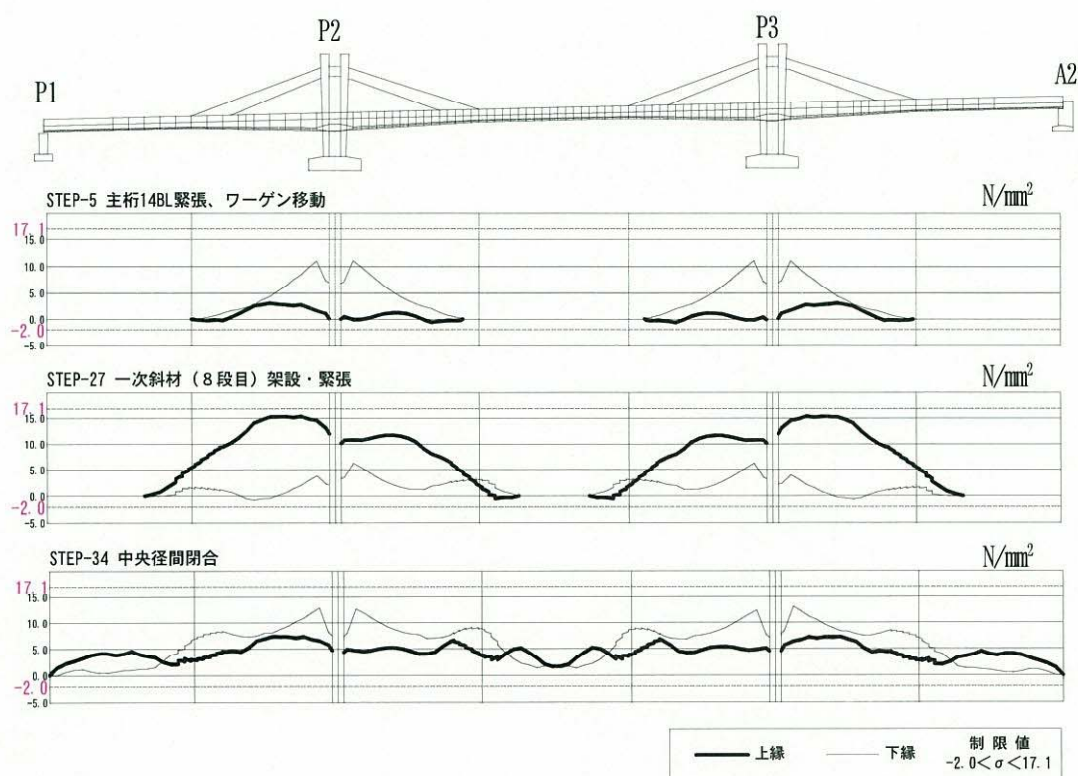


図-4 曲げ応力度（架設時）

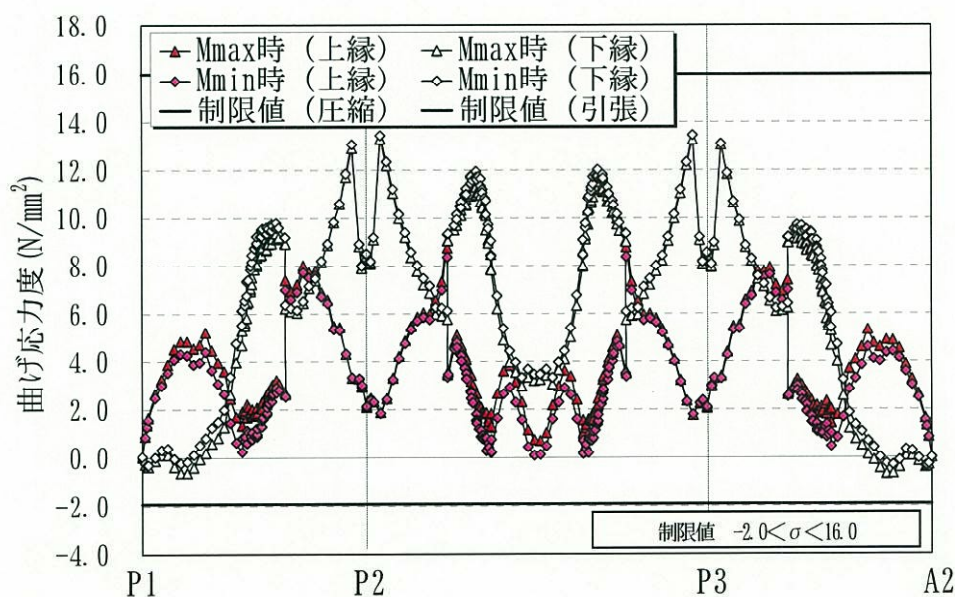


図-5 曲げ応力度（供用開始時）

いる。

図-4に主桁の架設時の曲げ応力度を、図-5に完成時（供用開始時）の曲げ応力度を示す。縦軸には曲げ応力度（ N/mm^2 ）を、横軸には橋脚・橋台位置を示す。

（2）横方向

床版の設計方針を以下に示す。

- ①本橋は、主桁断面高さが変化するため、部材剛性に着目し検討断面を6つとした、位置を図-6に示す。

- ②断面の検討は、ウェブ下を支持されたラーメン構造モデルを用いて行った。解析モデルを図-7に示す。

中央径間部は、ワーゲン（移動作業車）による張出し施工を行うため、ワーゲン固定部の設計を実施した。ワーゲン固定位置は、主桁ウェブ中心を支点とする梁モデルを用いて検討を行った。また、ワーゲン固定位置には、ワーゲン荷重作用時の床版補強とワーゲンアンカーの設置位置としてリブを配置した。リブは、完成系では構造部材とし

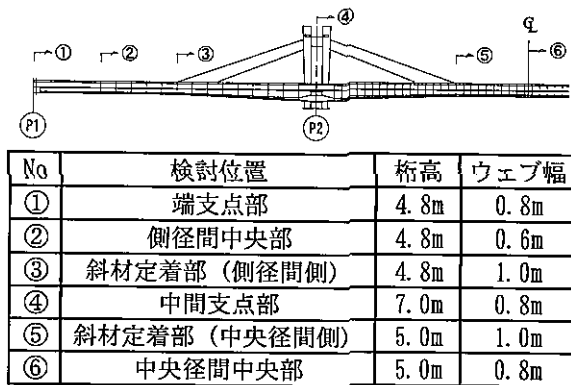


図-6 検討断面位置

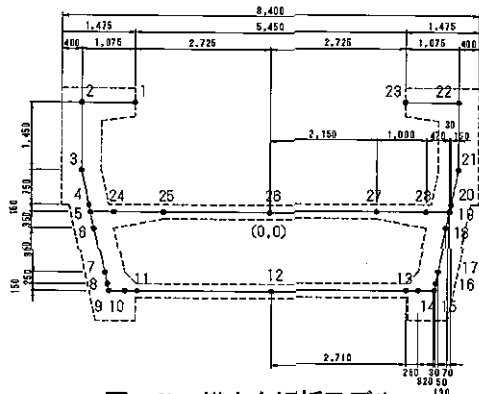


図-7 横方向解析モデル

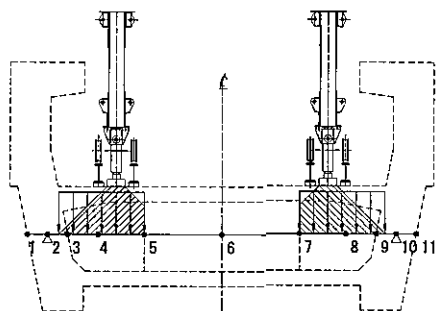


図-8 ワーゲン固定部解析モデル

て考慮しないので、施工時【自重+ワーゲン重量】のみの照査を行った。ワーゲン固定部の解析モデルを図-8に示す。

3.2 斜版

斜版およびサドルが配置される縦梁は、PRC 構造として設計を行った。斜版および縦梁に生じるねじりは、変形適合ねじりであるため、ねじり耐力、ねじりひび割れに対する検討は行わないこととした。また、斜版および主塔に生じる面外方向の荷重は、地震時に最大となるため、動的解析により面外方向の検討を行った。

図-9に斜版のPC鋼材配置図を示す。PC鋼材は、架設時に配置する一次斜材、主桁閉合後に配置する二次斜材とともに12S15.2BLを使用しており、斜版1箇所あたり27本配置している。

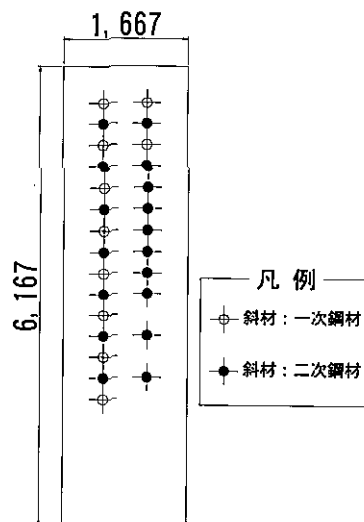


図-9 斜版PC鋼材配置

表-3 支点条件

支点条件	P1	P2	P3	A2
	M	DM	DM	M
常時	可動	可動	可動	可動
地震時	可動	固定	固定	可動

DM:ダンパーストッパー M:鋼角ストッパー

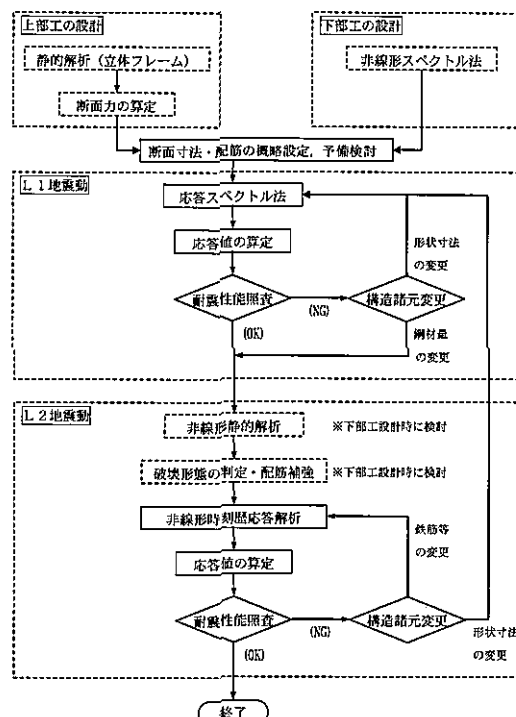


図-10 耐震設計検討フロー

3.3 支承部

(1) ストッパーの種別

P2, P3 橋脚のいずれかを固定支点にした場合、主塔と

斜版の結合部に温度変化等の影響が集中するため、この影響を分散させるために、常時における固定支点は設けず、主塔と斜版により主桁の伸縮を拘束する構造とした。但し、地震時には P2, P3 橋脚に配置したダンパーストッパーによって固定支点となる。各橋脚、橋台の支点条件を表-3 に示す。

橋軸方向は、ストッパーを移動制限装置として L2 地震時の照査を行ったが、橋軸直角方向は落橋防止装置として桁座寸法の確保を行い、L2 地震時の照査は行わないこととした。

表-4 耐震性能

想定地震動	L1地震動		L2地震動	
	耐震性能Ⅰ		耐震性能Ⅱ	
要求性能	地震後にも補強せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない		地震後に補修を必要とするが、早期に復旧できる	
損傷程度	健全		軽微な損傷	
主桁・斜版・縦梁	損傷レベル1	降伏しない	損傷レベル1	降伏しない
横梁			損傷レベル2	損傷を許容
橋脚・主塔			損傷レベル3	損傷を許容
直接基礎	安定レベル1	$\mu L \leq 2$	安定レベル2	$\mu L \leq 6$

表-5 解析条件

項目	解析条件	
解析手法	非線形時刻歴応答解析 (直接積分法: Newmark β 法, $\beta=1/4$, $\Delta t=0.002\text{sec}$)	
解析モデル	橋軸方向	3次元立体骨組モデル (基礎寸法の検討: 2次元平面モデル)
	直角方向	3次元立体骨組モデル
構造部材のモデル化	主桁・斜版・縦梁	線形梁要素 (上部工の配筋検討時は非線形)
	横梁・主塔・橋脚	非線形梁要素
	直接基礎	鉛直・水平: 線形バネ 回転: 非線形バネ
	ダンパーストッパー	線形バネ (剛バネ)
	列車	質量 (橋軸方向0.2, 直角方向0.3)
構造部材の非線形特性	主桁・斜版・縦梁	M- ϕ モデル (バイリニアモデル, 非線形弾性型)
	横梁・主塔・橋脚	M- ϕ モデル (テトラリニアモデル, 剛性劣化型)
	直接基礎	M- θ モデル (トリリニアモデル, 最大点・原点指向型)
減衰定数	主桁・斜版・縦梁	3%
	横梁・主塔・橋脚	2%
	直接基礎	10%
減衰マトリクス	Rayleigh 減衰マトリクス $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$	

(2) 支承の種別

支承本体は積層ゴム支承を使用し、橋梁端部の支点 (P1 橋脚, A2 橋台) は移動量が大きくなることを想定して、滑りゴム支承とした。また、たわみによる桁の移動量については、ゴムのせん断変形で受け持つものとした。

4. 耐震設計

本橋は、前述したとおり、曲線半径 $R=600\text{m}$ の平面曲線形状をした主桁と4本の主塔部が分離した特殊な構造を有

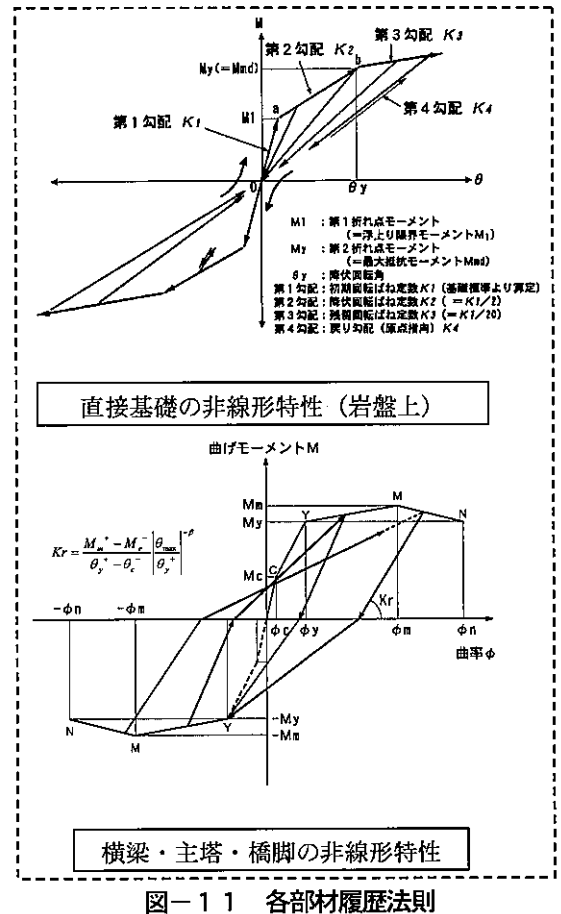


図-11 各部材履歴法則

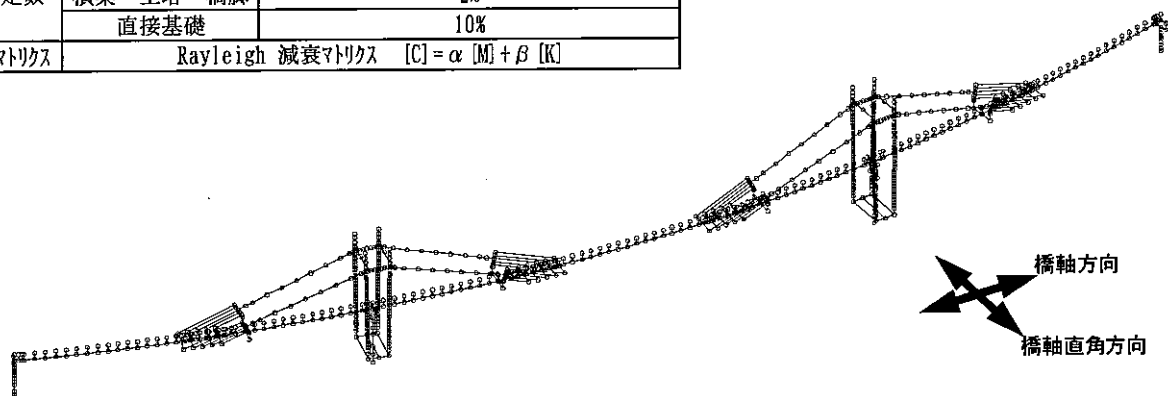


図-12 全体解析モデル

表-6 耐震照査結果

構造部材		L1地震動（応答スペクトル法）		L2地震動（非線形時刻歴応答解析）		備考
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
主桁		-----	-----	曲げ・せん断に対して鉄筋補強の必要なし	曲げに対してウェブ軸方向鉄筋を補強 D16ctc250⇒D16ctc125（中央径間・側径間） せん断に対して床版横方向鉄筋を補強	L2で軸方向鉄筋と横方向鉄筋補強
斜版・縦梁		-----	-----	せん断に対して縦梁のスターアップを補強 D29ctc125⇒D32ctc125 せん断に対して斜版-主塔付根のスターアップ補強 D13ctc125⇒D16ctc125	曲げに対して斜版-主塔付根の側方鉄筋補強 D16ctc125⇒D22ctc125	L2で斜版付根の主鉄筋とスターアップ、縦梁のスターアップを補強
主塔	横梁	Md/Myd=0.22 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	主鉄筋が決定 Md/Myd=0.99 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	$\phi d/\phi rd=0.00$ （損傷 ι^* μ /制限値=[1/2]） Vd/Vyd=0.41	帯鉄筋が決定 [D22ctc100-2.0組] $\phi d/\phi rd=0.50$ （損傷 ι^* μ /制限値=[2/2]） Vd/Vyd=0.86	L1で主鉄筋が決定 L2で帯鉄筋が決定
	柱	Md/Myd=0.52 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	主鉄筋を補強 D35×17本-1.0段⇒D38×18本-2.0段 P2は18m, P3は20mで段落し	$\phi d/\phi rd=0.07$ （損傷 ι^* μ /制限値=[1/3]） Vd/Vyd=0.33	$\phi d/\phi rd=0.09$ （損傷 ι^* μ /制限値=[1/3]） Vd/Vyd=0.26	L1で主鉄筋を補強
橋脚<体	P1橋脚	-----	Md/Myd=0.50 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	-----	$\phi d/\phi rd=0.12$ （損傷 ι^* μ /制限値=[2/3]） Vd/Vyd=0.75	非線形スペクトル法で設計した諸元でOK
	P2橋脚	主鉄筋が決定 [D38ctc125-1.0段] Md/Myd=0.99 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	主鉄筋が決定 [D38ctc250-1.0段] Md/Myd=0.67 （鉄筋減らすと橋軸がNG） 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	帯鉄筋が決定 [D22ctc125-6.5組] $\phi d/\phi rd=0.57$ （損傷 ι^* μ /制限値=[2/3]） Vd/Vyd=0.99	$\phi d/\phi rd=0.17$ （損傷 ι^* μ /制限値=[2/3]） Vd/Vyd=0.58	L1で主鉄筋が決定 L2で帯鉄筋が決定
	P3橋脚	主鉄筋が決定 [D38ctc125-1.0段] Md/Myd=0.91 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	主鉄筋が決定 [D38ctc250-1.0段] Md/Myd=0.94 損傷 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	帯鉄筋が決定 [D22ctc125-5.0組] $\phi d/\phi rd=0.44$ （損傷 ι^* μ /制限値=[2/3]） Vd/Vyd=0.80	$\phi d/\phi rd=0.21$ （損傷 ι^* μ /制限値=[2/3]） Vd/Vyd=0.52	L1で主鉄筋が決定 L2で帯鉄筋が決定
基礎	P1橋脚	-----	Md/1.1Mmd=0.39 安定 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	-----	フーチング寸法 6.0m×11.0mが決定 $\mu R/\mu L=0.94$ （ $\mu R=5.66$ ） 安定 ι^* μ /制限値=[2/2]で耐震性OK	L2でフーチング寸法が決定（用地の制約あり）
	P2橋脚	Md/1.1Mmd=0.40 安定 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	Md/1.1Mmd=0.56 安定 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	$\mu R/\mu L=0.19$ （ $\mu R=1.11$ ） 安定 ι^* μ /制限値=[1/2]で耐震性OK	$\mu R/\mu L=0.15$ （ $\mu R=0.90$ ） 安定 ι^* μ /制限値=[1/2]で耐震性OK	施工の条件で決定（最小寸法）
	P3橋脚	Md/1.1Mmd=0.47 安定 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	Md/1.1Mmd=0.52 安定 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	$\mu R/\mu L=0.15$ （ $\mu R=0.91$ ） 安定 ι^* μ /制限値=[1/2]で耐震性OK	$\mu R/\mu L=0.16$ （ $\mu R=0.94$ ） 安定 ι^* μ /制限値=[1/2]で耐震性OK	施工の条件で決定（最小寸法）
	A2橋台	-----	Md/1.1Mmd=0.38 安定 ι^* μ /制限値=[1/1]で耐震性OK	-----	フーチング寸法 7.0m×8.4mが決定 $\mu R/\mu L=0.72$ （ $\mu R=4.33$ ） 安定 ι^* μ /制限値=[2/2]で耐震性OK	L2でフーチング寸法が決定

する連続桁形式の PRC 斜版橋である。地震時には、主桁－橋脚系と主塔とが、それぞれ分離した挙動を示して橋梁全体が複雑に振動することが想定されたため、L2 地震動に

対する照査には、3 次元立体骨組モデルを用いて橋梁全体系の動的解析を実施した。

耐震設計の基本方針を以下に、検討フローを図-10に

示す。

- ①本橋は、複雑な構造を有する構造であるため、立体骨組解析および非線形スペクトル法により、概略的な耐震照査を行って決定した部材に対して、動的解析を実施し、耐震性能の照査を実施した。なお、L1 地震動に対する照査については、非線形スペクトル法を用いた。
- ②耐震性能の照査は、各部材の損傷度に着目して行うこととして、橋脚や主塔については、変形性能が期待できる部材として、損傷レベルの照査を行い、主桁および斜版については、変形性能を期待しないこととし、地震時にも降伏しないよう設計した。
- ③耐震設計に用いる L1, L2 地震動の作用方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の2方向とした。
- ④本橋の基礎は、岩盤上に設置されるため当該地盤の地盤種別は G0 地盤とする。A2 橋台付近については、砂礫地盤上に設置されるが、N 値が 50 以上と非常に堅固であり、その支持層直下の岩盤は他の下部工の支持岩盤と連続性があることを勘案して、A2 橋台も G0 地盤とした。

本橋では、主桁－橋脚系と主塔が別々の挙動をすることにより、主塔と主桁をつなぐ斜版に大きな損傷が生じたり、主桁が主塔に衝突することなどが懸念されたため、耐震設計においては、各部材の損傷レベルを制限内に抑えることはもちろん、橋脚と主塔柱部の変形に大きな差が生じないように断面諸元、配筋量を決定する必要がある。本橋の耐震性能（要求性能）を表－4に示す。

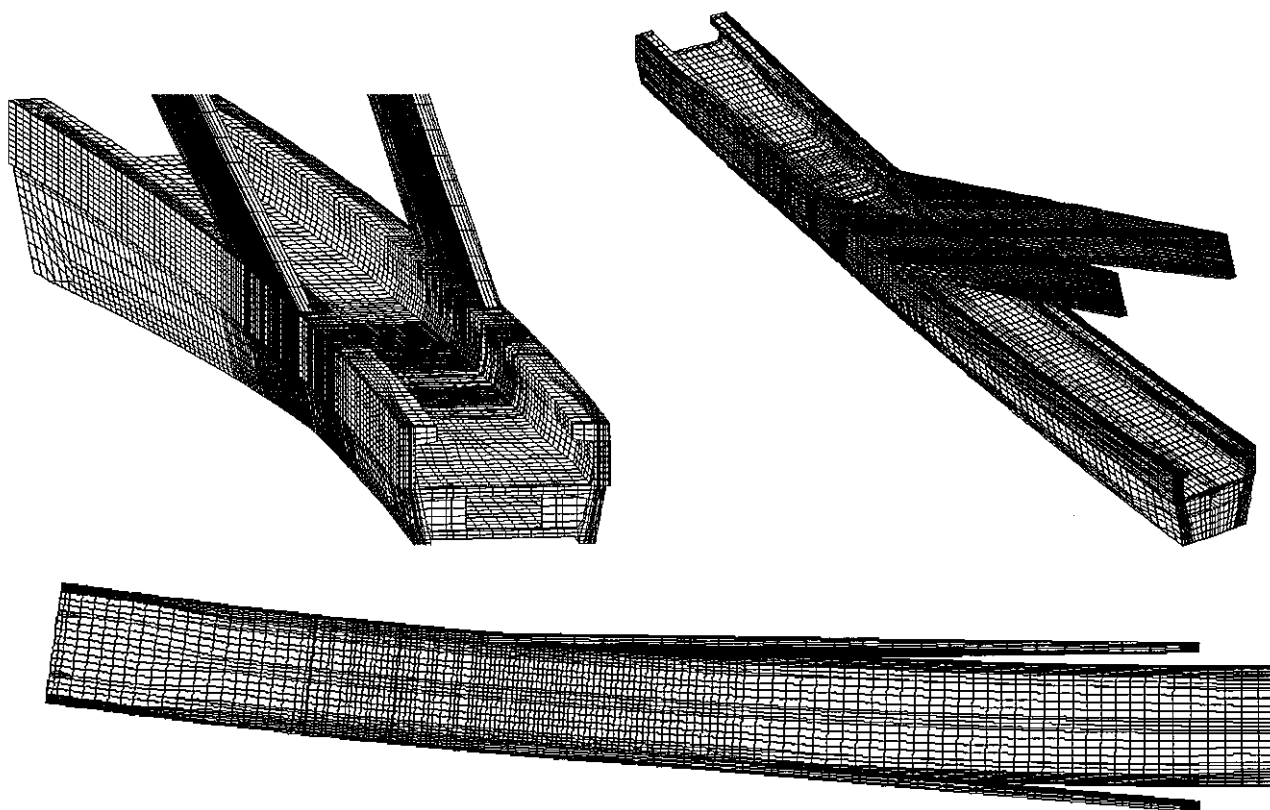
L2 地震動に対する応答値の算定は、非線形時刻歴応答解析を用いるため、入力地震動は地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（G0 地盤）¹⁾に適合した時刻歴加速度波形とした。

解析モデルは、直接基礎および上部構造系を一体とした 3 次元立体骨組みモデルとした。表－5に解析条件を、図－11に履歴法則を示す。また、図－12に解析モデル全体のイメージを示す。

- ①構造部材は、梁要素を用いた線材モデルとし、各節点に質量を付与した多質点系の構造解析モデルとした。
- ②斜版と主桁の接合部は、斜版取り付け幅の影響を考慮した箒モデルを用いた。
- ③損傷を考慮する部材には、非線形性を考慮してモデル化した。
- ④主塔や橋脚の構造が複雑であり、塑性ヒンジの発生箇所が明確でないため、部材の非線形モデルは M- ϕ モデルとした。
- ⑤直接基礎はバネ要素でモデル化し、回転バネは非線形バネ (M- θ) とした。

限界状態設計法により決定した断面について、耐震照査（時刻歴応答解析）を実施した結果を表－6に示す。主塔、主桁、斜版において、補強鉄筋量の変更を要する結果となった。変更点は表中の備考に示す。

5. 局部応力の検討（FEM解析）



図－13 解析モデル

本橋は、R=600mの曲線区間に構築されるため、斜版が主桁および主塔に角度を持って接続される。従って、骨組解析では確認できない局部応力が発生する恐れがある。そこで、斜版－主桁、斜版－主塔の接続部分を抜き出した 3 次元 FEM 解析により局部応力に対する補強を検討した。図－13 に解析モデルの鳥瞰図を示す。なお、斜材ケーブルによる主塔頂部および主桁定着部付近の腹圧力に対しても 2 次元 FEM 解析により補強を検討した。その結果、斜版の主桁接続部付近と主塔接続部付近において、 3.0N/mm^2 程度の引張応力が発生することが分かった。補強量については、次式より算定される断面積 A_s 以上の異形鉄筋を配置した。ただし、施工時の検討においては、 $3/4 \cdot A_s$ 倍以上の異形鉄筋を配置することとした。

$$A_s = T_c / \sigma_{sl} \quad (1)$$

ここに、 A_s ：引張鋼材の断面積

T_c ：コンクリートに作用する全引張力

σ_{sl} ：引張鋼材の引張応力度の制限値で、永久荷重作用時は、耐久性の制限値から、 120N/mm^2 （腐食性の環境）とし、施工時は、 200N/mm^2 とした。



図－14 イメージパース

6. おわりに

JR 吾妻線第二吾妻川橋りょうの設計について述べた。本橋の各部材（主桁、主塔、斜版）には主鉄筋、配力筋、せん断補強筋等が高密度に配置されているとともに、主桁と斜版には PC 鋼材が大量に配置されている。特に、斜版と主桁の接合部には、主桁の PC 鋼材と斜版の PC 鋼材が輻輳して配置されているため、コンクリート打設などの実施工にあたっては、入念な計画と検討が必要になる。このように複雑かつ大規模な構造物を精度良く、かつ、高品質を確保して施工するために、必要に応じて施工性試験等による確認を併用しながら工事を推進していく所存である。

本橋は、現在下部工の工事を終え、主桁の張出し施工を行っているところである。図－14 に完成イメージを示す。

最後に、本報告の作成にあたり、ご協力いただきました関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善株式会社，1999

【2007年2月3日受付】



図－15 現況写真（P2橋脚）