

東北本線天間川橋梁の計画・設計

－ 3 径間連続アーチ橋 －

古林 秀之*1・大庭 光商*2・谷口 善則*3・津吉 毅*4・石橋 忠良*5

1. はじめに

七戸川は青森県東部を流れる高瀬川水系の一級河川であり、県により河川改修事業が計画されている。七戸川にかかる天間川橋梁は、JR 東北線上北町・乙供間に位置し、現橋梁は下り線が大正 14 年、上り線が昭和 43 年に建設された鋼上路桁となっている。今回七戸川改修工事の一環として、別線施工により橋梁改築を行うこととなった。

新橋梁については種々の構造形式を検討した結果、3 径間連続のアーチ橋とし、アーチ部材を橋台および橋脚に剛結して支持させる新しい連続桁構造を計画した。本構造の採用により、従来のランガー橋に比べて、下部工の簡素化や PC 鋼材量の低減を可能にし、コストダウンを実現した。本稿では 3 径間連続 PC アーチ橋の計画と設計概要について報告する。

2. 構造形式の選定

2.1 地質概要

橋梁架設位置は、東北本線上北駅の北西約 2 km、同乙供駅の北東約 5 km の七戸川沿いに広がる沖積平野の一角に

位置する。

図 - 1 に地質縦断面図を示す。当地域の地質の特徴は以下のとおりである。

- ①沖積層の下には第四紀層の基盤が確認されており、基盤は洪積砂質土層および洪積砂礫層で形成されている。
- ②基盤上の沖積層は、第四紀の粘土・砂・礫の未固結地盤が分布し、N 値が小さい軟弱地盤となっている。
- ③七戸川を挟んで、右岸側（東京方）と左岸側（青森方）とで、軟弱な沖積層の厚さは大きく異なり、左岸から右岸方へ沖積層が約 20° という急な角度で傾斜している。
- ④地下水位は地表面にあり、沖積砂質土層は液状化の可能性が高い。

2.2 構造形式の選定

本橋の計画上の主な制約条件は以下のとおりである。

- ①アプローチ部を含めたコスト評価を行う観点から、レールレベルの扛上量を最小限に抑える。
- ②車窓からの眺望を確保し、景観への圧迫感を与えない構造形式とする。
- ③降雪量の多い当該地域にマッチした構造とする。

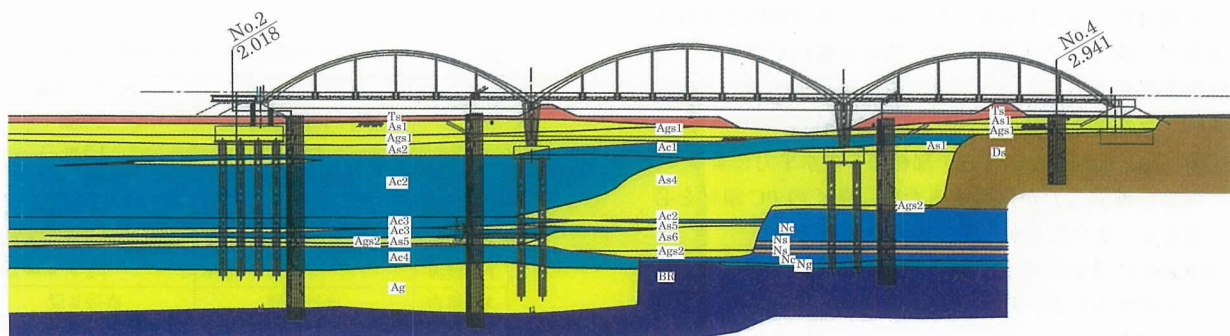


図 - 1 地質縦断面図



*1 Hideyuki KOBAYASHI

東日本旅客鉄道(株)
東北工事事務所
工事管理室



*2 Mitsuaki OHBA

東日本旅客鉄道(株)
東北工事事務所
工事管理室 副課長



*3 Yoshinori TANIGUCHI

東日本旅客鉄道(株)
建設工事部
構造技術センター 課長



*4 Takeshi TSUYOSHI

東日本旅客鉄道(株)
建設工事部
構造技術センター 課長



*5 Tadayoshi ISHIBASHI

東日本旅客鉄道(株)
建設工事部 部長
構造技術センター 所長

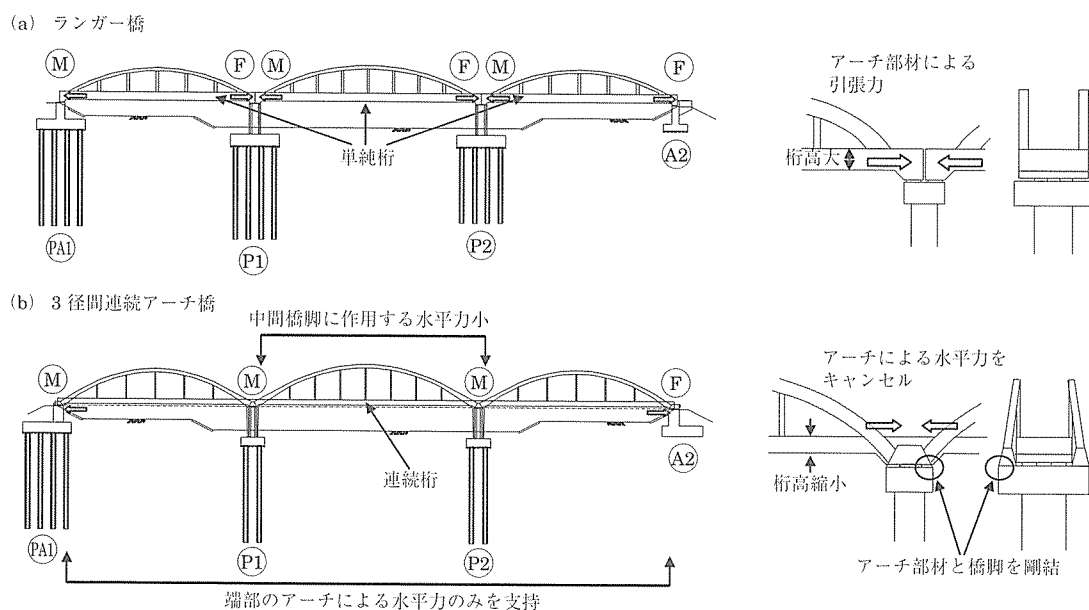


図-2 ランガー橋と3径間連続アーチ橋の比較

橋梁形式の選定にあたっては、これらの制約条件をふまえて、PC フィンバック橋、PC 斜版橋、PC ランガー橋、鋼下路桁などについて比較検討を行った。PC フィンバック橋は桁高が大きくなり、多雪地域である当該地域にはむかない点、PC 斜版橋は当該条件のもとでは工期の面で不利な点、鋼下路桁は架設が容易であるが、騒音、維持管理などの問題がある。最終的にPC ランガー橋についてより詳細な検討を行うこととした。

PC ランガー橋は中規模スパンに適した橋梁形式で、景観的にも優れていることから、レールレベルの制約を受ける場合など、鉄道橋では下路桁橋に代わる構造形式として近年採用事例が多い。このランガー橋は単純桁構造が一般的であり、次の課題を有していた(図-2(a))。

- ① 桁には、径間ごとにアーチ部材からの水平力によって、大きな軸引張力が作用するため、多くのPC鋼材を必要とし、また桁高が高くなる。
- ② 地震時に発生する水平力については、各下部工で一樣に分担するため、軟弱地盤箇所に位置する下部工の杭本数が多くなる。
- ③ 単純桁構造であるため、シューやストッパーの数が多

2.3 新しいアーチ構造

前節の課題をふまえて、アーチ部材を橋台および橋脚に剛結して支持させ、また補剛桁はアーチ部材から吊材により支持する連続桁構造を計画した(図-2(b))。本構造は、PC ランガー橋と比べて以下のメリットが得られる。

- ① 補剛桁に発生する軸引張力が解消されることにより、補剛桁の桁高が縮小でき、PC鋼材量も低減できる。
- ② 永久荷重時に中間橋脚に作用する水平力は、左右両側のアーチから伝わる水平力により相殺され、水平力は主に両端の橋脚および橋台のみに作用する。一方地震時には、地盤の良好なA2橋台に桁から伝わる

水平力の大部分を負担させ、それ以外の橋脚にはアーチおよび橋脚自重による水平力のみを分担させる。これにより、中間橋脚の杭本数を減らすことができる。

- ③ 連続桁構造とすることで、シュー、ストッパーの数を減らすことができる。

表-1にPC ランガー橋とPC アーチ橋の諸元を比較して示す。アーチ橋を採用することで、ランガー橋と比べて桁高およびPC鋼材量が約2/3に抑えられ、また中間橋脚上の杭本数を半減させることができた。

表-1 PC ランガー橋とPC アーチ橋の比較

桁種別	PC ランガー橋	PC アーチ橋
桁構造	単純桁×3連	連続桁
桁高	2.5 m	1.5 m
主ケーブル	標準部 14 本	標準部 10 本
下部工	PA1 橋脚	4×4=16 本
	P1 橋脚	場所打杭 (φ1500) 4×4=16 本
	P2 橋脚	場所打杭 (φ1500) 4×4=16 本
	A2 橋台	直接基礎 2×4=8 本
シュー		12
ストッパー	ダンパー	12
	鋼角	5
		18

2.4 タイケーブルの導入

橋梁架設地点のうち、とくにPA1橋脚付近には、軟弱な粘性土が25 m程度堆積しており、地盤の水平剛性が低い。そのため、使用時等にアーチリブに作用する水平力による基礎の変位を制御する必要がある。

そこで次の3案について骨組解析を行い、永久荷重時にアーチリブ・補剛桁に発生する曲げモーメントや各基礎位置での水平変位量を比較した。なお、地盤のクリープを考慮して、永久荷重時における杭の水平バネは無視している。

案①：基本案

表 - 2 構造形式の選定

解析パターン		① 案						② 案						③ 案					
解析モデル																			
曲げ モーメント (kN・m)	補剛桁	左径間 支間	P 1 支点	中央径 間支間	P 2 支点	右径間 支間		左径間 支間	P 1 支点	中央径 間支間	P 2 支点	右径間 支間		左径間 支間	P 1 支点	中央径 間支間	P 2 支点	右径間 支間	
		7 705	-13 320	5 915	-8 225	2 565		3 790	-7 165	3 865	-5 075	1 550		-1 060	-2 500	2 430	-2 975	-665	
	アーチ 基部	PA 1	P 1	P 1	P 2	P 2	A 2	PA 1	P 1	P 1	P 2	P 2	A 2	PA 1	P 1	P 1	P 2	P 2	A 2
		-4 670	-1 790	-1 240	-2 325	955	-1 140	-1 030	-770	-930	-1 450	1 090	-570	-4 670	-1 790	-1 240	-2 325	955	-1 140
下部工天端 水平移動量 (mm:正は右方向)		PA 1		P 1		P 2		PA 1		P 1		P 2		PA 1		P 1		P 2	
		- 99		- 73		- 8		- 70		- 40		0		- 4		- 16		7	

案②： PA1 橋脚に斜杭を使用する。

案③： PA1 橋脚と A2 橋台をタイケーブル（PC 鋼材）で橋軸方向に連結する。

表 - 2 に解析結果を示す。斜杭を使用した場合、基本案に比べて幾分かは下部工の水平変位量が抑えられるが、永久荷重により発生する水平変位を完全にキャンセルするまでには至っていない。一方、橋梁両端の PA1 橋脚と A2 橋台をタイケーブルで連結し、永久荷重時に発生する水平力相当の緊張力を作用させることにより、下部工の水平変位量を抑えることができる。また変動荷重時においてもタイケーブルを各橋脚・橋台で固定することで、ケーブルの軸剛性を有効に利用することができることからタイケーブル

を採用する構造とした。

3. 設計概要

図 - 3 に橋梁一般図を、表 - 3 に設計条件を示す。支承条件は、地盤の良好な A2 橋台に固定支承を使用し、使用時および地震時水平力の大半を受けもたせた。また、PA1・P1・P2 橋脚には可動支承を採用した。なお、L2 地震時は PA1 橋脚の変位量が大きくなった際、鋼角ストッパーを介して桁に水平力の一部を作用させることとした。

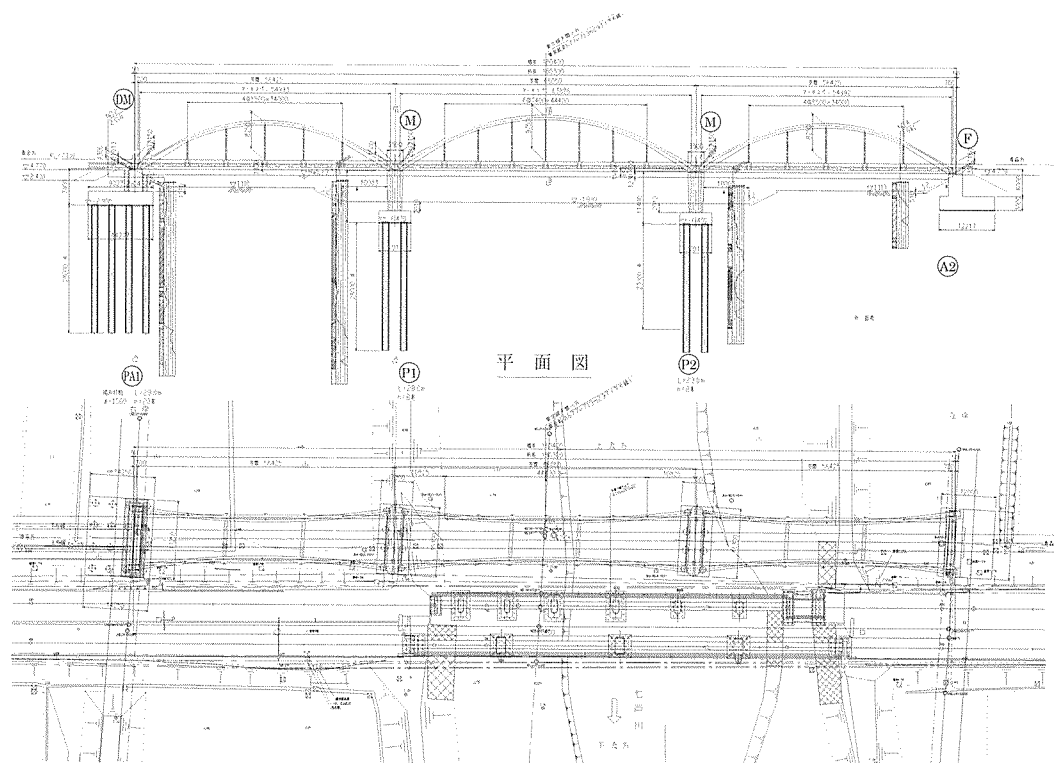


図 - 3 橋梁一般図

表 - 3 設計条件

線路等級	2 級線 (複線)	
設計荷重	EA - 17	
設計速度	130 km/h	
線路勾配	Level	
平面線形	直線: $R = \infty$	
斜角	左 $86^{\circ} 51' 31''$ (構造物中心)	
支間長	56.4 m + 66.1 m + 56.4 m	
コンクリート 設計基準強度	上部工	40 N/mm ²
	橋脚く体フーチング	24 N/mm ²
		30 N/mm ²
	杭	30 N/mm ²
軌道構造	直結軌道 (弾性バラスト軌道)	

4. 下部工の設計

4.1 非線形スペクトル法

非線形スペクトル法による耐震設計は、図 - 4 に示す上部・下部工一体の全体系構造解析モデルを用いて行った。L1・L2 地震時には PA1 橋脚～A2 橋台間を直結する仮想部材を設け、その断面定数は桁剛性値とした。また、常時の断面力を初期状態において再現するため、PA1 橋脚、A2 橋台の上端にアーチリブ水平反力 (常時バネ反力) を作用させた。なお部材の骨格曲線はすべて RC 部材の $M-\phi$ 関係を用いてモデル化した。

A2 橋台は抗土圧構造物であり、安定上考慮する土圧とく体算定用の土圧が異なる。このため全体系の解析では、く体は線形部材とし、安定上の土圧を作用させ、く体の照査は全体解析の結果を用いて単独に行った。

各下部工の地盤種別を表 - 4 に示す。このように、本橋においてはそれぞれの基礎が異なる地盤種別となるため、適用するスペクトルについては以下のとおりに考える (図 - 5)。

振動単位①：全体系を 1 つの振動単位とみなす。

振動単位②：PA1 橋脚と A2 橋台を一つの振動単位とする。

振動単位③：P1 橋脚を一つの振動単位とする。

表 - 4 地盤種別の判定

橋脚番号	固有周期 (s)	地盤種別
PA1 橋脚	1.09	G6
P1 橋脚	1.09	G6
P2 橋脚	0.42	G3
A2 橋台	—	G1

振動単位④：P2 橋脚を一つの振動単位とする。

応答値の算定ケースを表 - 5 に示す。振動単位①については、全体が 3 種類の地盤種別の基礎をもつため、それぞれの地盤種別に対応した応答値を求める。スペクトルとしては G6 地盤、G3 地盤、G1 地盤の 3 種類を使用する。振動単位②については、2 つの地盤種別をもつため、スペクトルは G6 地盤、G1 地盤の 2 種類を使用する。振動単位③、④は G6 地盤上にあるため、スペクトルは G6 地盤より選定する。

応答値の算定や変形性能の照査については、表 - 5 に示

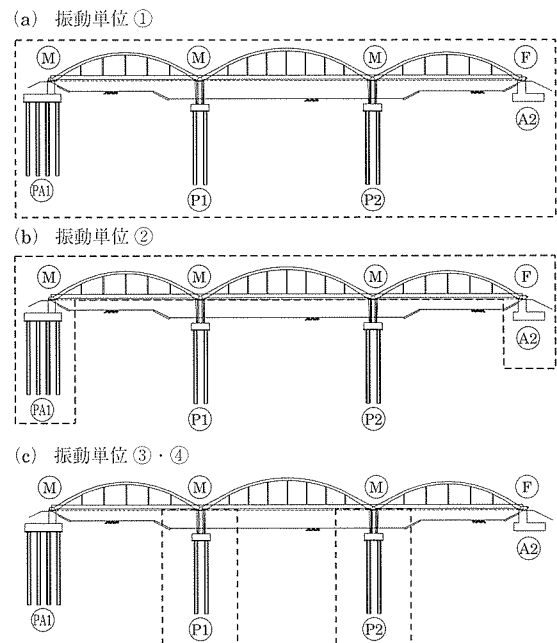


図 - 5 振動単位の定義

表 - 5 応答値の算定

ケース No.	振動単位	スペクトル	不整形地盤による補正	摘要
応答値 1	①	G6	PA1 橋脚	
応答値 2		G6	P1 橋脚	
応答値 3		G3	P2 橋脚	
応答値 4		G1	—	
応答値 5	②	G6	PA1 橋脚	応答値 1 と同じ
応答値 6		G1	—	応答値 4 と同じ
応答値 7	③	G6	P1 橋脚	
応答値 8	④	G3	P2 橋脚	

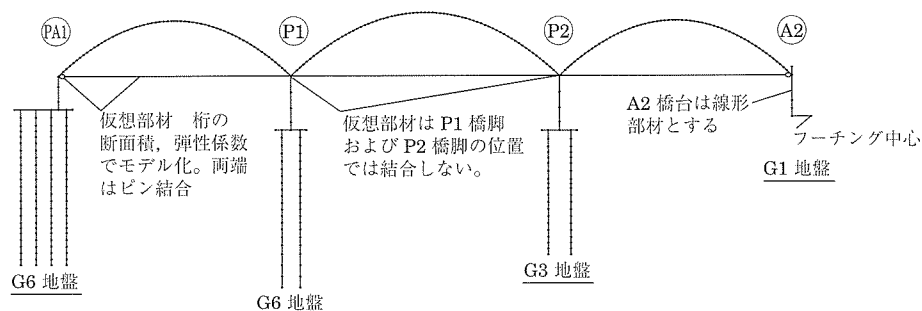


図 - 4 下部工解析モデル

表 - 6 設計応答値一覧表

(a) 橋軸方向

	液状化	方向	アーチリブ 水平力 (kN)	αf	ρm	全体系の 降伏部材	全体系の 降伏震度 Khy	全体系の 降伏変位 δy (mm)	等価 固有周期 Teq (sec)	応答 塑性率 μ	応答変位 (mm)	最大応答 震度	ケース No.
線路方向	液状化前	→	2 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.478	33.0	0.526	7.92	261.36	1.027	応答値 8
		→	1 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.491	34.0	0.526	7.56	257.04	1.024	応答値 8
		←	2 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.460	-30.0	0.511	8.67	-260.10	0.967	応答値 8
		←	1 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.447	-29.0	0.509	9.17	-265.93	0.969	応答値 8
		→	2 700	2.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.556	39.0	0.530	6.00	234.00	1.123	応答値 8
		→	1 700	2.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.579	41.0	0.532	5.54	227.14	1.114	応答値 8
		←	2 700	2.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.541	-36.0	0.516	6.47	-232.92	1.049	応答値 8
		←	1 700	2.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.528	-35.0	0.515	6.78	-237.30	1.050	応答値 8
		→	2 700	2.0	1.2	A 2 基礎地盤	0.560	40.0	0.535	5.87	234.80	1.218	応答値 8
		→	1 700	2.0	1.2	A 2 基礎地盤	0.568	40.0	0.531	5.76	230.40	1.212	応答値 8
		←	2 700	2.0	1.2	A 2 基礎地盤	0.539	-36.0	0.517	6.51	-234.36	1.149	応答値 8
		←	1 700	2.0	1.2	A 2 基礎地盤	0.537	-36.0	0.518	6.55	-235.80	1.148	応答値 8
	液状化後	→	2 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.312	34.9	0.669	3.05	106.49	0.479	応答値 8
		→	1 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.321	51.2	0.798	2.81	143.75	0.585	応答値 8
		←	2 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.382	-63.8	0.817	2.23	-142.22	0.563	応答値 7
		←	1 700	1.0	1.0	A 2 基礎地盤	0.371	-61.4	0.814	2.32	-142.40	0.559	応答値 8

(b) 橋軸直角方向

	液状化	方向	アーチリブ 水平力 (kN)	αf	ρm	全体系の 降伏部材	全体系の 降伏震度 Khy	全体系の 降伏変位 δy (mm)	等価 固有周期 Teq (sec)	応答 塑性率 μ	応答変位 (mm)	最大応答 震度
PA 1	前	→	—	1.0	1.0	杭頭	1.216	111.0	0.604	1.14	126.54	1.216
		→	—	2.0	1.0	杭頭	1.218	99.0	0.570	1.12	110.88	1.218
		→	—	1.0	1.2	杭頭	1.219	136.0	0.668	1.16	157.76	1.219
		→	—	2.0	1.2	杭頭	1.219	118.0	0.622	1.14	134.52	1.219
	後	→	—	1.0	1.0	杭頭	0.323	136.0	1.298	2.78	378.08	0.553
P 1	前	→	—	1.0	1.0	鉛直支持	0.437	160.0	1.210	2.61	417.60	0.561
		→	—	1.0	1.2	鉛直支持	0.434	158.0	1.207	2.63	415.54	0.565
		→	—	2.0	1.2	杭頭	0.621	198.0	1.129	1.87	370.26	0.915
P 2	前	→	—	1.0	1.0	杭頭	0.927	135.0	0.763	2.26	305.10	1.118
		→	—	2.0	1.0	杭頭	0.958	120.0	0.708	2.11	253.20	1.184
		→	—	1.0	1.2	杭頭	0.997	148.0	0.771	2.02	298.96	1.157
		→	—	2.0	1.2	杭頭	1.087	136.0	0.707	1.75	238.00	1.431
	後	→	—	1.0	1.0	杭頭	0.285	125.0	1.325	2.94	367.50	0.381

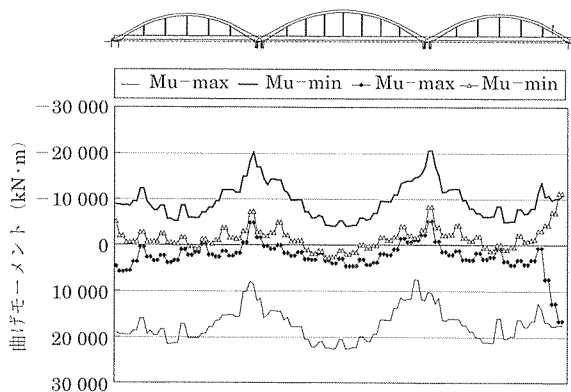


図 - 6 L1 地震時モーメント図

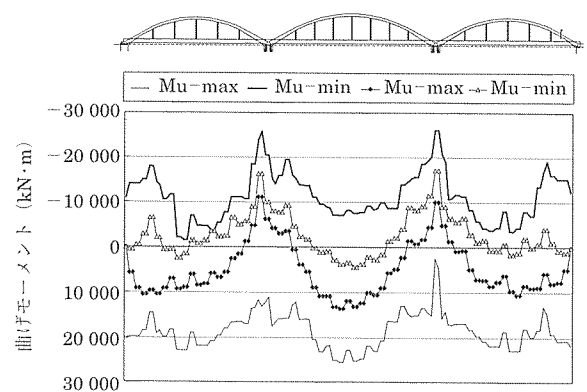


図 - 7 L2 地震時モーメント図

した振動単位ごとにそれぞれ応答値を求め、そのうち最大となる応答値を設計応答値とした。設計応答値に対して、すべての部材の変形性能が制限値以内であることを照査した。

設計応答値一覧表を表 - 6 に示す。また、L1・L2地震時の補剛桁の曲げモーメントをそれぞれ図 - 6、図 - 7 に示した。

5. 上部工の設計

上部工の解析は図 - 8 に示す立体骨組解析により行った。

5.1 補剛桁の設計

補剛桁は PRC 構造として設計した。補剛桁の応力度の制限値を表 - 7 に示す。永久荷重時にはフルプレストレスとし、変動荷重時にはひび割れが床版を貫通することのないように下縁の応力度を設計曲げ強度以下に制限した。永久荷重・変動荷重時の補剛桁応力度をそれぞれ図 - 9、図 - 10 に示す。

5.2 床版の設計

床版はリブ形式を採用することにより自重および PC 鋼材量の低減を図った。

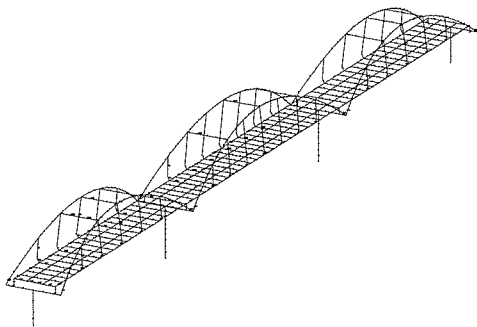


図 - 8 立体フレームモデル

表 - 7 補剛桁・リブの応力度制限値

部材	構造	箇所	永久荷重時	変動荷重時
補剛桁	PRC	上縁	$0 \leq \sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$	ひび割れ照査※1
		下縁	$0 \leq \sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$	$f_{bd} \leq \sigma_c$
床版 (リブ)	PRC	上縁	$0 \leq \sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$	$f_{td} \leq \sigma_c$
		下縁	$0 \leq \sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$	ひび割れ照査※1

f_{ck} : コンクリートの設計基準強度
 f_{bd} : 部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度
 f_{td} : 部材寸法の影響を考慮した設計引張強度
 ※1 : ひび割れ照査は単線載荷で行う

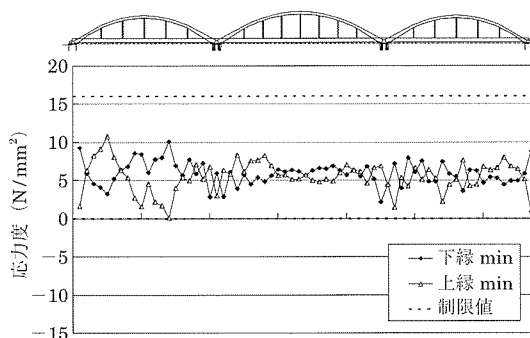


図 - 9 永久荷重時補剛桁応力度

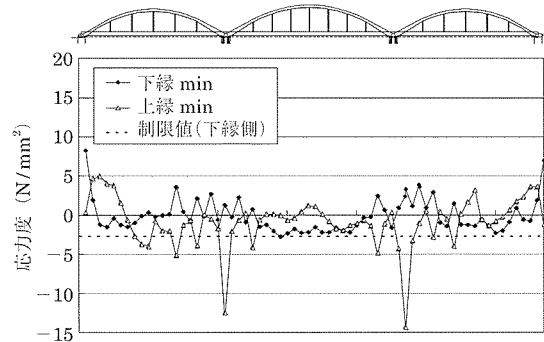


図 - 10 変動荷重時補剛桁応力度

リブについては PRC 構造とし、永久荷重時にはフルプレストレスとした。一方変動荷重時には床版上縁を設計引張強度以下に制限し、下縁はひび割れ幅の照査を行った。リブの応力度制限値を表 - 7 に示す。リブ 1 箇所あたり、2 本の PC ケーブル (12 V 15.2 B) を配置した。

一方リブ間床版については、ウェブから伝達する橋軸方向プレストレスを無視した RC 構造とし、リブに支持される 1 方向スラブとして設計した。リブ間隔は吊材間隔により決定し、側径間で 2.8 m、中央径間で 2.5 m とした。

5.3 タイカブールの設計

タイカブールには外ケーブルシステム (19 E 15.2 B) を 3 本採用し、ケーブル保護管として PE 管を用いた。ケーブル配置位置は、耐久性を考慮して桁下面とし、横桁の切欠きの大きさや、河川高水位 (HWL) + 余裕高 (1.1 m) を考慮して、橋脚天端 150 mm 上方とした。

タイカブールは軸剛性のみを考慮して設計を行った。この際、ケーブル張力導入後は、各橋脚とピン固定とした。またケーブル緊張・定着後の上部工支保工撤去以降の張力の増加分を考慮して耐力を照査した。

導入張力の制限値は使用限界状態で 0.7 Pu (Pu : ケーブルの引張強度 [kN]) とし、また永久荷重時の橋脚の水平移動量を相殺することとした。その結果、導入力は 0.56 Pu とした。なお、変動荷重による応力振幅は 48 N/mm² であった。

5.4 吊材の設計

吊材は両端をピン結合とした軸力部材 (PC 構造) とした。吊材は変動荷重による軸力変動が非常に大きく、桁との接合面にひび割れが集中しやすい構造であるため、PC 鋼材の耐久性に配慮し使用限界で軸引張を生じさせない制限値とした。なお、鋼管は施工時の型枠および部材の耐久性向上のためのライニングとして考えているため、その耐力は考慮していない。

図 - 11 に各吊材に発生する軸力を示す。吊材の設計は発生軸力の大きさにより、2 種類の鋼材を使用した。吊材は標準部で $\phi 300$ の鋼管内に F 270 の PC 鋼材を 1 本配置し、端部では $\phi 400$ の鋼管内に F 360 の PC 鋼材を 1 本配置した。

5.5 アーチの設計

アーチは RC 構造として設計した。橋軸方向については、常時・L1 地震時に対して、立体骨組モデルにより線形解析を行い、L2 地震動については、非線形部材として平面

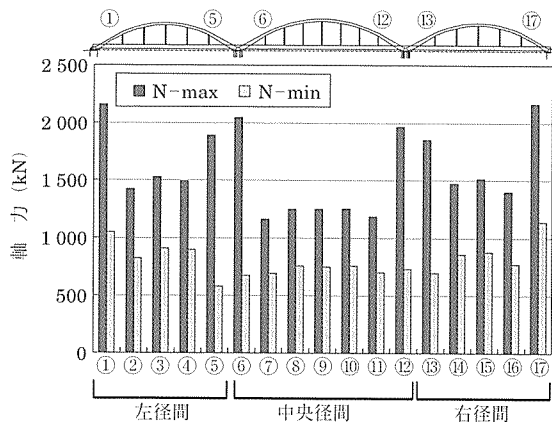


図 - 11 吊材発生軸力（使用限界状態）

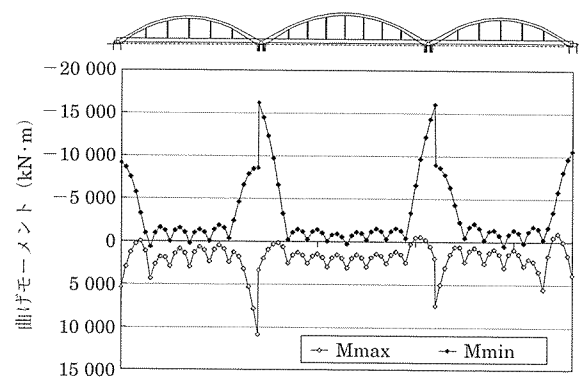


図 - 12 アーチリブ面内曲げモーメント図（終局限界状態）

骨組モデルのプッシュオーバー解析を行った。

一方、橋軸直角方向（常時、L1・L2地震時）については、立体骨組モデルにより線形解析を行った。この際L2地震に対しては線形解析（全断面有効剛性）で算出される断面力に対し、せん断破壊しないことを照査している。この際の震度は各橋脚の最大応答震度を使用し、アーチ部材の塑性化によるエネルギー吸収や長周期化の影響は無視した。なおアーチ基部には当社で開発した内巻きスパイラル鉄筋^①を配置し、変形性能を確保した。

図 - 12 に終局限界状態におけるアーチのモーメント分布を示す。

6. 動的解析

6.1 非線形時刻歴応答解析

動的解析のフローを図 - 13 に示す。当該地盤は地表面や基盤面が大きく変化する不整形地盤であり、このような地盤では局所的に地震動が増幅されたり、地震波が複雑な伝播をしたりするため、入力地震動にこれらの影響を考慮する必要がある。そこで表層地盤の二次元動的 FEM 解析による地震応答解析を行った。これにより不整形地盤の地震時挙動の追跡・橋梁への影響度を把握するとともに、不整形地盤の特性を考慮した入力地震動を作成した。FEM 解析モデルを図 - 14 に示す。

また、本橋の地盤は線路方向に大きく変化した、地盤種別は下部工ごとに異なる。このため、下部工ごとの地震時挙動に位相差が生じ、アーチリブや補剛桁の耐震性に影響を及ぼす可能性がある。また、このような複雑な挙動は、非線形スペクトル法による耐震設計法では十分に評価ができないため、時刻歴応答解析によって安全性の確認をする必要がある。そこで、多点入力（地盤加速度＋地震変位入力）による非線形時刻歴応答解析を実施し、

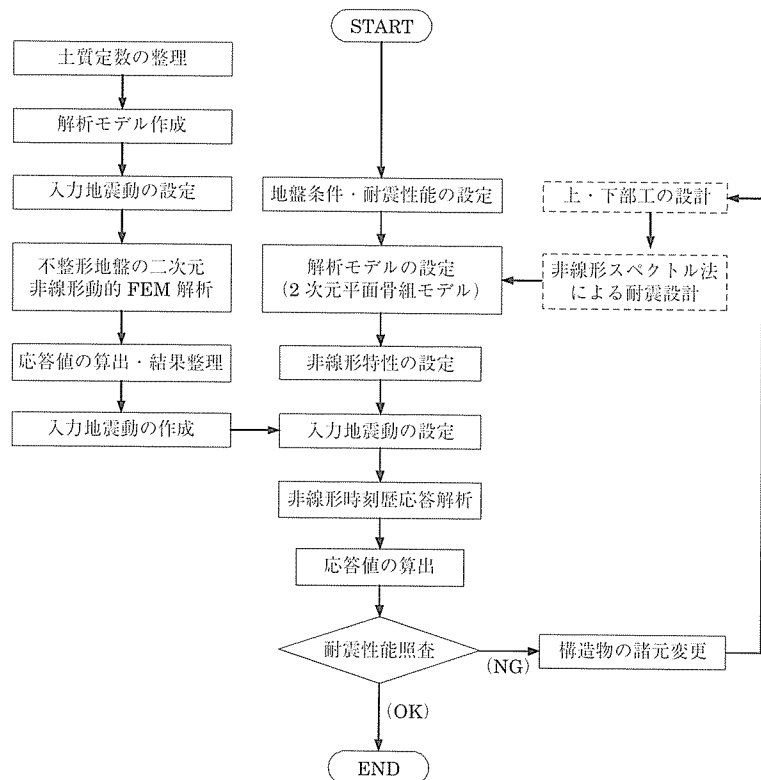


図 - 13 動的解析フロー

表 - 8 非線形時刻歴応答解析条件

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）
積分方法	Newmark の β 法（ $\beta = 1/4$ ）， $\Delta t = 0.002 \text{ sec}$
構造部材のモデル化	アーチリブ：非線形梁要素，吊材：線形棒要素，補剛桁：線形梁要素
	タイケープル：線形棒要素，橋脚く体：非線形梁要素，
	橋台：線形梁要素（PA1 は非線形），基礎バネ：非線形バネ
構造部材の非線形特性	列車：バネ－マス系（完全剛塑性バネ：上限値 0.2 W）
	アーチリブ・橋脚く体：M－ ϕ テトラリアモデル（剛性劣化型）
	基礎バネ：P－ δ /M－ θ バイリニアモデル（Clough 型）
減衰定数	列車：バイリニアモデル（Slip 型）
	アーチリブ・吊材・補剛桁・タイケープル：0.02，橋脚く体：0.02
減衰マトリクス	橋台：0.05（PA1 は 0.02），基礎バネ：（杭）0.20，（直接）0.10
	Rayleigh 減衰マトリクス $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$
入力地震動	多点入力（①地動加速度＋②地動変位入力）
	①不整形地盤の動的 FEM 解析で算定した A2 基礎位置の加速度波形
	②不整形地盤の動的 FEM 解析で算定した各基礎～A2 の相対変位波形

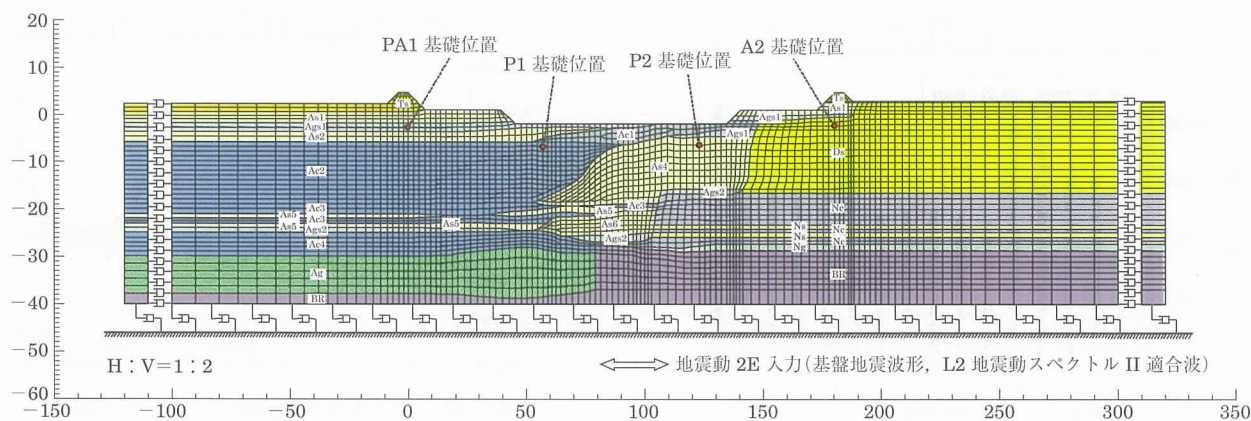


図 - 14 FEM 解析モデル

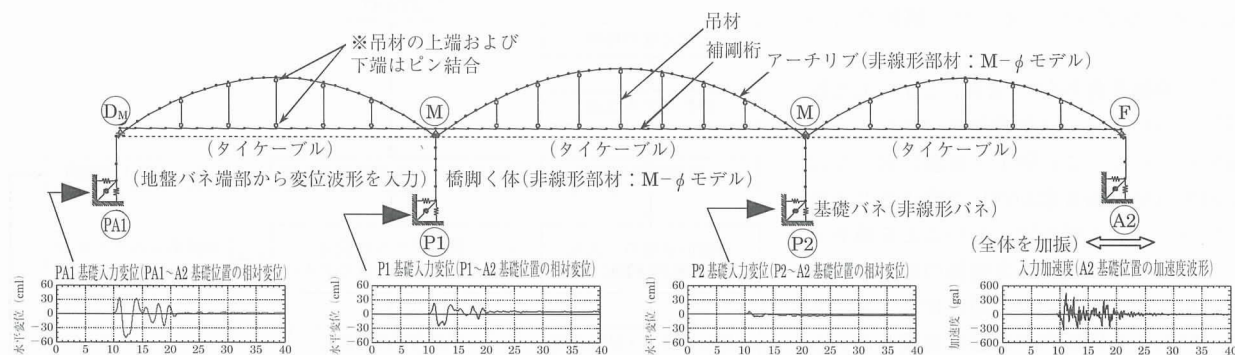
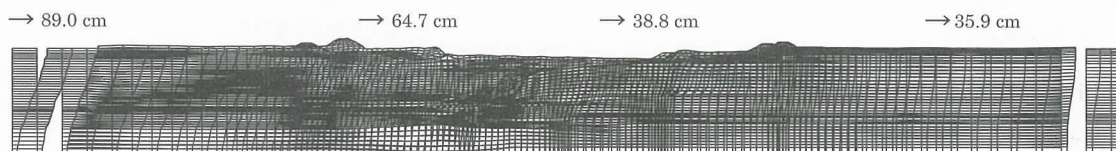


図 - 15 非線形時刻歴応答解析



※図中の変形量・値は絶対値表記している

図 - 16 最大変形図

表 - 9 表層地盤の地震応答解析結果一覧表

		最大応答変位		A 2 との最大変位差	
		→方向	←方向	閉じる	開く
PA 1 橋脚	変位(差)(cm)	34.1	-67.8	33.8	-50.8
	時間(sec)	13.882	12.354	11.002	12.146
P 1 橋脚	変位(差)(cm)	29.1	-41.1	23.0	-24.6
	時間(sec)	10.644	11.654	10.924	11.690
P 2 橋脚	変位(差)(cm)	17.8	-25.6	5.0	-6.1
	時間(sec)	10.620	12.462	10.820	12.562
A 2 橋台	変位(差)(cm)	14.8	-24.0	—	—
	時間(sec)	10.590	11.172	—	—

地盤種別の違いを考慮した耐震照査を行った。非線形時刻歴応答解析モデルを図 - 15 に、解析条件を表 - 8 に示す。

地盤の最大変形図を図 - 16 に、各下部工の応答を表 - 9 に示す。A 2 橋台を基準にすると、PA 1 橋脚では最大で約 50cm の変位差が生じる。この変位差を考慮して、上下部工の設計を行った。

7. おわりに

天間川橋梁の計画・設計について述べた。本稿で紹介した連続アーチ橋構造は、アーチ部材を下部工に剛結して支持させることにより桁高・PC 鋼材量を低減し、また地盤の良好な箇所に位置する下部工に地震時水平力の大半を負担させる効率の良い構造である。本橋は特におぼれ谷のような地形で特に有利な中規模橋梁であるといえる。本橋は現在詳細設計を終え、平成 15 年度末から工事に着手する予定である。

最後に、本稿の作成にあたり、ご指導、ご協力頂きました関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 木野淳一・菅野貴浩・小林薫：内巻きスパイラル RC 柱の耐震設計法について（東北線長町高架橋への適用），JR 東日本構造技術センター，SED18 号，pp.66～71，2002.5

【2003 年 12 月 25 日受付】