

千葉市少年の家 ふれあい橋(仮称)の設計と施工

御園 功一*1 鈴木 隆彦*2 元吉 敏喜*3 川上 毅*4 辻 裕治*5

1. はじめに

千葉市少年自然の家(仮称)は、「民間資金等の活用による公共施設の整備等の促進に関する法律(PFI推進法)」に基づき、千葉県長生郡長柄町の県立笠森鶴舞自然公園内に建設される生涯学習施設である。本施設はさまざまな体験活動を展開するための施設として、現在、2005年4月のオープンに向け、建設が進められている。

本橋梁は、メイン施設エリア(建物集積ゾーン)とキャンプセンターエリア(ログハウスゾーン)を結ぶ橋梁として計画され、施設周辺の環境保全に配慮しつつ全体計画に調和するような橋梁形式が求められ、吊床版橋が採用された。

本稿では、その設計と施工について報告する。

2. 工事概要

2.1 橋梁概要

本橋梁は、橋長70.0m、幅員3.5mの歩行者専用橋(ただし、維持管理用の軽トラック程度の通行を見込む)として設計された。以下に橋梁概要をまた図-2に構造一般図を示す。



写真-1 完成

表-1 使用材料

コンクリート	プレキャスト部	40 N/mm ²
	場所打ち部	40 N/mm ²
PC 鋼 材	1次ケーブル	SEEE F 100
	2次ケーブル	12 S 12.7
鉄 筋		SD 295

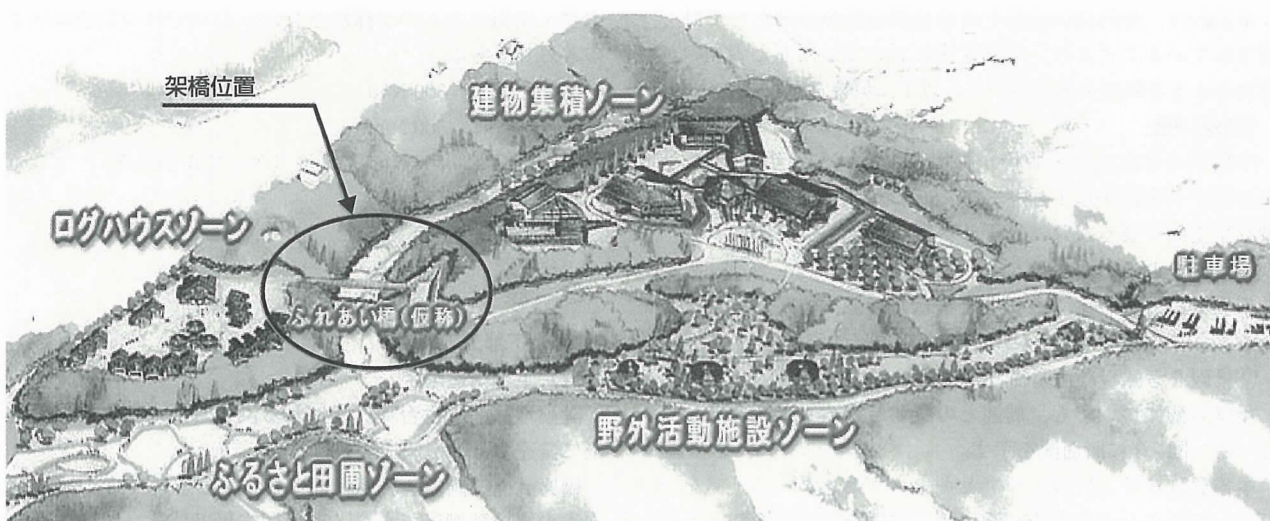


図-1 千葉少年の家(仮称)平面図

*1 Koichi MISONO : 千葉市建設局 土木部 工務課

*2 Takahiko SUZUKI : (株)オオバ東京支店 土木設計部 道路・構造設計課

*3 Toshiki MOTOYOSHI : 西部建設(株) 東関東支店

*4 Takesi KAWAKAMI : (株)富士ビー・エス 東京支店 技術部 設計課

*5 Yuji TSUJI : (株)富士ビー・エス 東京支店 技術部 設計課

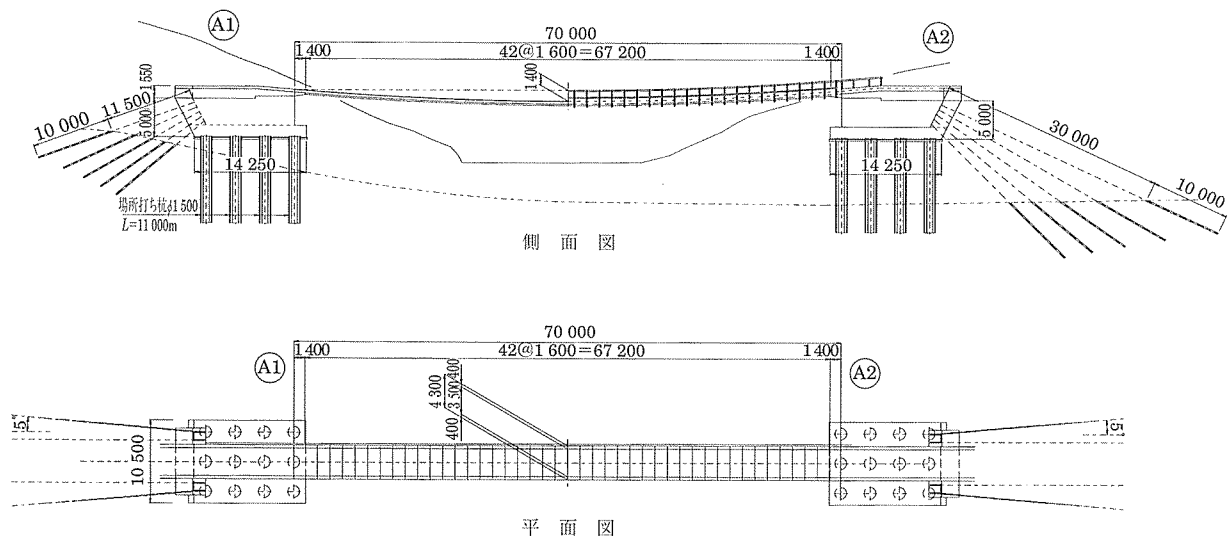


図 - 2 構造一般図

工事内容

橋種：歩道橋

構造形式：PC吊床版橋

橋長：70.0 m

幅員構成：全幅員 4.3 m
有効幅員 3.5 m

斜角 90° 00' 00"

活荷重：W = 2.0 kN/m²

基本サグ：1.4 m

温度変化：± 20 °C

躯体形式：アンカー式橋台

基礎形式：杭基礎 場所打ち杭 φ 1500

2.2 橋梁の特色

本施設は、自然体験活動や生活体験活動を目的として計画されていることから、橋梁区間においても周囲と調和の取れるような特色を備えている。以下に概要を示す。

①縦断勾配

本橋梁は直路式吊床版橋が採用されている。サグ比は、これまでの実績から 1/30 ~ 1/50 の範囲に分布しており設計吊支間が長くなれば若干サグ比が大きくなる傾向にあり、平均で 1/37 程度となっている。

本橋梁は、車いすでの利用を考慮し、最大勾配が 8% となるようにサグ量 1.4 m (サグ比 1/50) に設定した。

②景観を考慮した付属物

橋梁外観についても、周囲との調和を重視した断面としている。図-3に断面図を示す。

本橋梁はメイン施設エリアとキャンプセンターエリアを短距離で結ぶため給水管、汚水管、電線を添設することとなっている。設置は歩道部分を床上げすることで床下設置とし、表面に見えない構造となっている。この床上げによって地覆形状はこれまでの吊床版の実績と比較して、大きな形状となった。また、地覆はプレキャスト床版と一体で製作した。

床上げ材・高欄は周囲との調和を主眼にして、南米産の

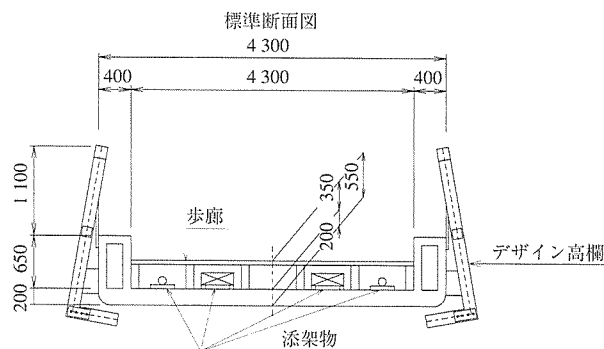


図 - 3 断面図

木材を使用したものが採用された。それぞれの重量は以下のとおりである。

給水管：300 N/m

汚水管：300 N/m

電線：400 N/m × 2 連 (ケーブルラック)

木製床版：1,750 N/m

木製高欄：1,000 N/m

3. 設 計

3.1 下部工の設計

(1) 下部構造選定

計画地は、下総台地と呼ばれる洪積台地、台地上は樹枝上に発達する沖積低地よりなる。

橋梁計画位置の地表面付近に分布する土質は、N値が10未満の緩い砂細層であり、下部工床付け位置はこの層に位置することから直接基礎では支持力不足となる。このため基礎は、地表面より 10 m 程度下層の N 値 30 以上となる砂礫層に支持層を求めた杭基礎とした。

また、支持層までの深さから吊床版の水平力に対する杭基礎のみの橋台形式は杭本数の増加や橋台背面の地山条件に伴う掘削土量の増加により、本橋の橋台形式には適さな

いと考えられたことから、本橋の橋台形式はグランドアンカーと杭基礎を併用した構造形式とした。

(2) 下部工の設計

橋台の形状は、上部工水平力に対するグランドアンカーと杭基礎との分担比率により決まる。本橋の設計では上部工による水平力を橋台とグランドアンカーで均等に分担する構造とした。

①グランドアンカーの設計

使用するグランドアンカーは防食性能を考慮し、ポリエチレン被覆のプレハブタイプとした。

上部工の水平反力は 19 000 kN と算出されたことから、グランドアンカーの負担する水平力は、

$$T_{ah} = 19\,000 / 2 = 9\,500 \text{ kN}$$

グランドアンカーの打設角度 (図 - 4) を考慮して、

$$T_a = T_{ah} / \cos \theta = 10\,970 \text{ kN}$$

で設計を行った。

橋台の形状からグランドアンカーは 20 本の配置が可能で、1 本あたりのグランドアンカー導入力は 550 kN とした。

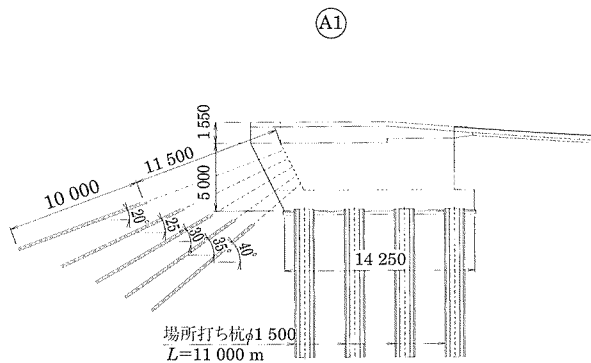


図 - 4 グランドアンカー配置

②杭基礎の設計

杭基礎は施工条件等を考え場所打ち杭とし、現場状況等を考慮して φ 1 200, φ 1 500 および φ 2 000 の 3 種類にて比較検討を行った。

杭必要本数とグランドアンカーの水平力を考慮した設置範囲の検討結果は以下のとおり算出される。

- φ 1 200 20 本 ・ 164.2 m²
- φ 1 500 12 本 ・ 149.6 m²
- φ 2 000 8 本 ・ 171.0 m²

杭頭部の底版のみを大きくし橋台部を小さくすることは、荷重の伝達や構造上適当ではない。橋台形状は底版にほぼ比例するので底版形状がもっとも小さいものが、橋台形状ももっとも小さいと考えられる。

また、橋軸方向の長さももっとも小さい杭配置が、施工時の仮設備等に要する費用ももっとも少ない。

以上より、最も経済的となる φ 1 500 の杭を 12 本配置した。図 - 5 に下部工形状図を示す。

3.2 上部工の設計

直路式吊床版橋は、一般に構造モデルを弾性ケーブルと仮定して解析を行うため、本橋梁においてもこの解析手

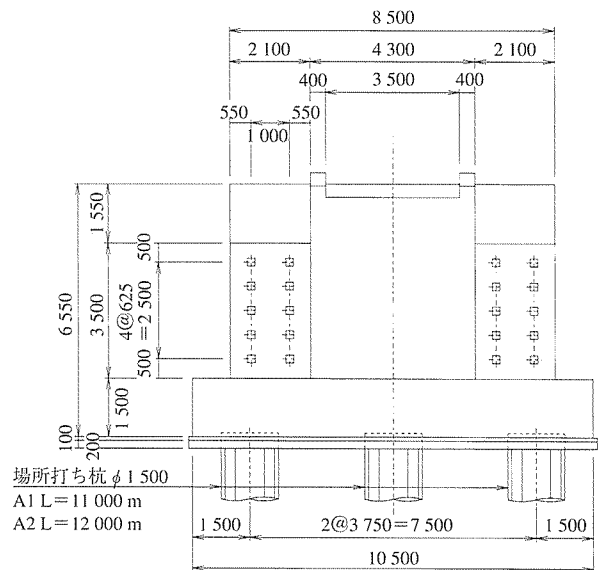


図 - 5 下部工形状図

法にて上部工の設計を行った。

上部工を設計するにあたり、検討した事項を以下に示す。

①吊床版厚

直路式吊床版橋の吊床版厚は 0.200 m 前後が多く、設計吊支間が長くなれば若干吊床版厚が増加する傾向にある。これは設計吊支間が長い場合、大容量ケーブルを使用することが多いためと考えられる。

本橋梁では、自重を極力小さくするため、鋼材配置とかぶりを考慮して最低限必要な 0.200 m の床版厚とした。図 - 6 に床版断面図を示す。

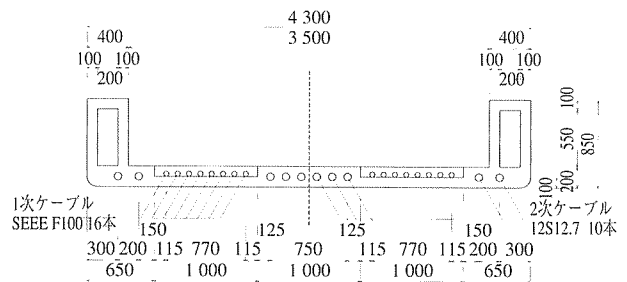


図 - 6 床版断面図

②荷 重

歩道橋の群集荷重は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」もしくは「立体横断施設技術基準・同解説」に準拠して 3.0 ~ 3.5 kN/m² としたものが約 35%，また「小規模吊橋指針・同解説」に準拠して 2.0 kN/m² としたものが約 45%，その解説に準拠して 1.0 kN/m² に低減したものが約 20% となっている。本橋梁の設計では最も実績の多い 2.0 kN/m² とした。

設計荷重として考慮すべき自動車荷重は、一般に橋の幅員によって通行可能な自動車の種類が決まり、それにより設定される。表 - 2 に小規模吊橋指針解説に示されている設計集中荷重を示す。

本橋梁の幅員は 3.5 m であり、表 - 2 の範囲を超えるが、

表 - 2 小規模吊橋指針に示された設計集中荷重

吊床版橋の幅員	総荷重	前輪荷重	後輪荷重	前輪輪帯幅 (cm)	後輪輪帯幅 (cm)	車輪接地長 (cm)
1.8 m < W < 2.5 m W : 吊床版橋の有効幅員	50 kN (5 000 kgf)	10 kN (1 000 kgf)	15 kN (1 500 kgf)	12	30	17

これを準用し管理用車両として総重量 50 kN とした。

③ 温度

温度の影響は、これまでの実績の約 80 % の橋が ± 15 °C としており、その他は ± 20 °C としている。本橋梁は、架設地点が内陸部であり、冬期は冷え込み、夏期は気温が上昇するため、± 20 °C を採用した。

④ 吊床版取付け部構造

吊床版取付け部構造は、初期に建設された橋梁においてはくちばし構造が採用されているが、その後は、ほとんどの橋梁で剛結構造が採用されている。本橋梁において取付け部の構造は一般的な剛結構造とした。

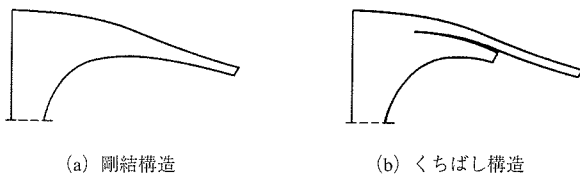


図 - 7 床版取付け部構造

⑤ プレキャストセグメントの接合部の構造

プレキャストセグメントの接合部の構造としては、300 mm 程度の間詰め部にコンクリートを打ち込む構造が約 60 %、10 mm 程度の目地に無収縮モルタルなどを注入する構造が約 25 %、同じく 10 mm の目地にエポキシ樹脂系接着剤で接合する構造が約 10 % となっている。本橋梁は接合部の型枠組立てを必要とせず、注入作業が容易な 10 mm の目地に無収縮モルタルを注入する構造とした。

3.3 耐震設計

(1) 概要

耐震設計は、線形動的解析による応答スペクトル法により解析を行った。また、地盤種別はⅡ種地盤とした。

耐震性能は、本橋梁が地震時には施設間を結ぶ連絡橋となるため、「PC 構造物耐震設計規準 (案) 社団法人プレストレストコンクリート技術協会」に示される重要度が普通である橋 (重要度 C) として設計を行った。

耐震性能 1 : 地震後の構造物や部材の機能が健全で、補修を必要としないで供用可能。

耐震性能 2 : 地震後の構造物や部材の機能が期待でき、軽微な補修で機能回復が図れる。

耐震性能 3 : 耐震性能 2 より大きな損傷を許容するが、地震後の構造物や部材の機能が期待でき、補修や補強で機能回復が図れる。

耐震性能 4 : 機能回復は期待できないが構造物全体は崩壊しない。

(2) 解析モデル

解析モデルは、上部工の振動特性および下部工に作用する水平力を考慮して決定した。下記に解析条件、図 - 8 に解析モデルを示す。

解析条件

① 吊床版は大きな軸力が作用するため、この影響を考慮して PC 鋼材をモデル化し、1 次、2 次ケーブルのプレストレスを考慮した。

② コンクリートヤング係数 : $3.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

PC 鋼材ヤング係数 : $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

減衰定数 : 0.05

③ 加速度応答スペクトルの地域補正係数 $C_z = 1.0$

減衰定数別補正係数 $C_D = 1.0$

④ 載荷荷重は自重 (床版自重、地覆、高欄、添架物、橋面荷重) とする。

構造スケール 0.2, 0 (m)

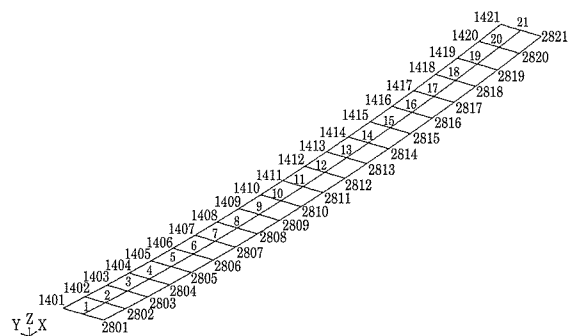


図 - 8 解析モデル

表 - 3 耐震設計で考慮する地震動と耐震性能

耐震設計で考慮する地震動		重要度			
		A	B	C	D
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動 (L1)		耐震性能 1	耐震性能 1	耐震性能 1	耐震性能 2
橋の供用期間中に発生する確率は低いが大規模な強度をもつ地震動 (L2)	タイプⅠ (プレート境界型の大規模な地震)	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 3
	タイプⅡ (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4	耐震性能 4

(3) 解析結果

解析は、橋軸方向加震・橋軸直角方向加震について行った。図 - 9 にレベル 2 タイプⅡにおける断面力算出結果を示す。また、固有振動数は 1.1 Hz 程度であった。一般に歩行者の歩調は 2.0 Hz 程度であるため²⁾、共振して歩行者に不快感を与えることはない判断できる。

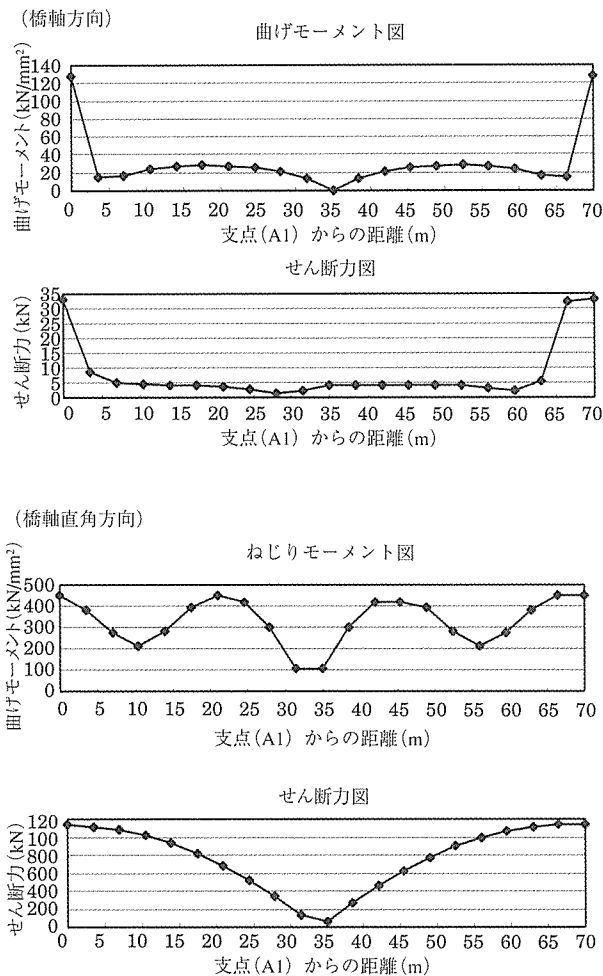


図 - 9 断面力算出結果 (レベル 2 タイプ II)

(4) 主桁断面耐荷性能の照査

断面の耐荷性能の照査は、主桁の曲げモーメントとねじりモーメントについて照査を行った。

① 曲げモーメントに対する照査

算出された床版の変動応力と床版の応力状態を示す。

表 - 6 より、発生する引張応力度 (2.09 N/mm²) は、主桁コンクリートの引張強度 (2.69 N/mm²) 以下であるため、

表 - 5 床版変動応力

種類	モーメント	床版変動応力 (N/mm²)
	kN・m	
レベル 1	4.1	0.14
レベル 2, タイプ I	14	0.49
レベル 2, タイプ II	28.1	0.98

表 - 6 床版の応力状態

	レベル I		レベル 2 タイプ I		レベル 2 タイプ II	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
全死荷重時	1.39	7.67	1.04	8.02	0.55	8.51
全死荷重時 + ΔT	2.6	8.08	2.25	8.43	1.76	8.92
全死荷重時 - ΔT	0.06	7.15	-0.29	7.5	-0.78	7.99
活荷重全載荷時	-0.74	4.95	大規模地震より照査は行わない			
活荷重全載荷時 + ΔT	-0.77	5.42				
活荷重全載荷時 - ΔT	-2.09	4.36				

橋軸方向の地震動が作用した場合でも問題ないことが確認できた。

② ねじりモーメントに対する照査

算出されるせん断応力度、斜引張応力度を表 - 7、PC 鋼材応力度を表 - 8 に示す。

表 - 7 せん断および斜引張応力度

種類	モーメント	せん断応力	斜引張応力
	kN・m	(N/mm²)	(N/mm²)
レベル 1	66.0	1.190	0.293
レベル 2, タイプ I	224.5	4.046	2.372
レベル 2, タイプ II	450.5	8.119	6.164

表 - 8 PC 鋼材応力度

種類	モーメント	鋼材応力
	kN・m	(N/mm²)
レベル 1	66.0	21.4
レベル 2, タイプ I	224.5	72.8
レベル 2, タイプ II	450.5	146.2

死荷重時の鋼材応力度は 1 次ケーブル : 870.24 N/mm²

2 次ケーブル : 981.96 N/mm²

と算出されており、これに鋼材応力 146.2 N/mm² を加えても PC 鋼材の降伏点強度 1 600 N/mm² 以下となり、問題ないことが確認できた。

上記検討結果より、以下のように耐震性能を確認できた。

レベル 1 およびレベル 2 タイプ I の地震では、斜引張応力度がコンクリートの引張強度を満足していることからひび割れ発生の確率は低いと考えられる。したがってレベル 1 の地震では耐震性能 1 を満足する。

レベル 2 タイプ II の地震については、斜引張応力度がコンクリートの引張強度を超えている。しかし、PC 鋼材の応力度は降伏点以下であり橋梁の崩壊などは生じない。したがって耐震性能 4 を満足する。

3.4 耐風設計

(1) 照査概要

耐風性能の照査フローを図 - 10 に示す。

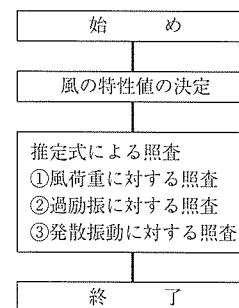


図 - 10 照査フロー

(2) 風の特異値

耐風設計で想定する風の特異値は、限界状態に応じた風速の再現期間、建設地点の地理的位置、地表の粗度条件、橋の高度、風上の構造物などを考慮して決める。本橋の設

計では設計基準風速を 40 m/s とした。

(3) 耐風性能の検討

①風荷重に対する照査

PC 吊床版設計施工規準（案）によると単径間の直路式吊床版橋において、下式を満足する場合は検討を省略してよいとある。

$$L/B < 30$$

ここに、L：吊り支間（m）

B：躯体部分の総幅員（m）

本橋梁については橋長 $L = 70.0\text{m}$ ・幅員 $B = 4.3\text{m}$ より、

$$L/B = 70/4.3 = 16.3 < 30$$

で風荷重に対して問題ないと判断し、検討を省略する。

②渦励振に対する照査

PC 吊床版設計施工規準（案）によると単径間の直路式吊床版橋において、断面形状が図 - 11 に類似する場合は検討を省略してよいとある。

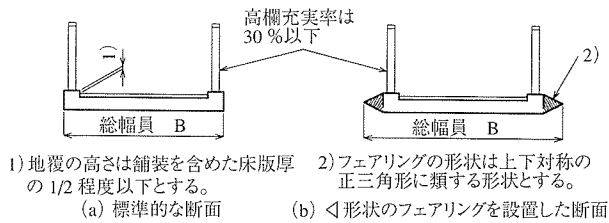


図 - 11 断面形状

しかし本橋梁は形状は類似しているが、地覆高さが一般に比べ高いため渦励振の照査を行なった。

吊床版の渦励振の照査対象は鉛直たわみモードとねじれモードの渦励振を対象とし、たわみ渦励振の発生風速とねじれ渦励振の発生風速を算出、設計耐用期間内に数回程度受ける大きさの風速以下の場合には疲労に対する検討を行うものとする。以下に算出結果を示す。

表 - 9 渦励振の発生風速および振幅

	発生風速 (m)	発生振幅 (m)
たわみ渦励振	7.7	0.0022
ねじれ渦励振	4.7	0.0002

発生風速をみると低風速であることから、渦励振による振動が発生する可能性が高い。しかし発生する振動は、活荷重による変位が 0.057 m であるのに対し小さい値であることから、鋼材の応力変動も小さくなる。したがって、渦励振による構造への影響は問題ない。

③発散振動に対する照査

直路式吊床版のねじれフラッターの発現風速は 30.7 m/s と算出され、設計基準風速 40 m/s を満足していない。しかし、ねじりモーメントに対してはタイプ 2 レベルの地震動に対して問題ないことが確認されており、構造的性について問題ないと考えられる。したがって、通常の台風に関しては地表面の粗度やねじり耐荷力等を考慮して問題ないと判断した。

4. 施工検討

橋梁の施工に先立ち、施工時期、現場状況、断面形状等を考慮して各種検討を行った。以下にその概要を示す。

4.1 施工手順検討

設計計算では、床版ケーブルの水平力に対して下部工の設計を行いグラウンドアンカーが負担する水平力を決定している。しかし、実施工においては、一次ケーブルを緊張し床版を架設して二次ケーブルを緊張する。一次ケーブルの緊張前にグラウンドアンカーを全数緊張した場合、下部工が許容値を満足しなくなる。したがって、グラウンドアンカーと一次、二次ケーブルの緊張力を考慮して、下部工が許容値を満足するように施工ステップを決定する必要がある。

図 - 12 に施工計算により決定された施工ステップを示す。

①グラウンドアンカー第1段階緊張 ②1次ケーブル架設 ③グラウンドアンカー第2段階緊張	サグ量(m) 0.071 m 1次ケーブル張力(tf) 560.7 t 2次ケーブル張力(tf) ----- 1次ケーブル荷重(tf/m) 0.0877 tf/m 特記事項：1次ケーブル100%緊張
④プレキャスト床版架設 ⑤目地工 ⑥現場打ちコンクリート打設直後	サグ量(m) 2.046 m 1次ケーブル張力(tf) 887.1 t 2次ケーブル張力(tf) ----- 特記事項：温度考慮(5°C) グラウト重量控除(5%) 設計サグ量：2.011 m(時期考慮) 実測サグ量：2.028 m
⑦2次ケーブル仮緊張 ⑧グラウンドアンカー第3段階緊張 ⑨2次ケーブル本緊張	サグ量(m) 1.728 m 1次ケーブル張力(tf) 851.3 t 2次ケーブル張力(tf) 1350.0 t 特記事項：2次ケーブル100%緊張 温度考慮(5°C) グラウト重量控除(5%) 設計サグ量：1.688 m(時期考慮) 実測サグ量：1.681 m
⑩橋面工施工直後	サグ量(m) 1.760 m 1次ケーブル張力(tf) 860.0 t 2次ケーブル張力(tf) 1362.5 t 橋面荷重(tf/m) 0.5150 tf/m 特記事項：クリープ・乾燥収縮未考慮 温度考慮(5°C) 設計サグ量：1.657 m(時期考慮) 実測サグ量：1.664 m

図 - 12 施工ステップおよびサグ量

4.2 ステップごとのサグ量検討

温度、添架物架設時期を考慮した、ステップごとのサグ量算定し、実測値と比較しながら施工を行った（図 - 12）。

また、設計計算書では設定温度を 15°C としていたが、施工時期が 11 月からとなり温度による影響が大きく出ることとなったため、施工時期にあわせ温度補正を行いサグ量を算出した。

4.3 2次ケーブル緊張時の検討

セグメント接合部における地覆部（以下、地覆目地）の施工を床版部と同時に行った場合、床版と地覆が一体となった桁剛性を有する結果となる。しかし、床版のみの剛性を考慮した設計計算とは違った挙動を呈することが懸念された。そこで、地覆断面形状を考慮した 2 次元 FEM 非線形解析を行い接合部の施工による影響を検討した。以下にその検討内容と結果を示す。

(1) 検討モデル

図 - 13 に示す検討モデルを用いて、2次ケーブルの緊張力によるサグ変化を段階的に考慮した幾何学的非線形解析により検討を行う。



図 - 13 検討モデル

(2) 検討ケース

検討ケースは以下の4ケースとした。

- ケース 1 : 地覆目地に伸縮目地を設けない
- ケース 2 : 地覆目地に伸縮目地を設けたもの
- ケース 3 : 橋台部より5箇所地覆目地に伸縮目地を設けたもの
- ケース 4 : ケース 3 + 中間部にも 6.4 m 間隔で地覆目地に伸縮目地を設けたもの

(3) 検討結果

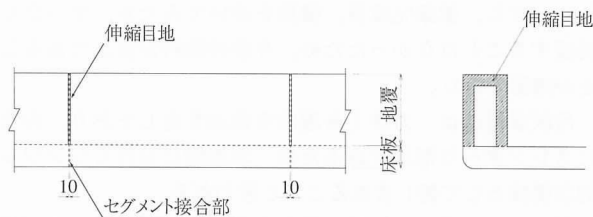


図 - 14 伸縮目地詳細図

①サグ量に対する影響

2次ケーブル緊張におけるサグ量を表 - 9 に示す。

	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	設計計算書
支間中央部のサグ量	190	236	224	230	252

ケース 2 が設計計算書と同一のモデルであり、解析手法の違いがあるので数値に少し差異が見られるが、ほぼ同一と考えられる。

②橋台部場所打ち床版に対する影響

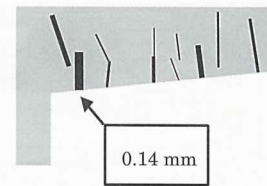
図 - 15 に各検討ケースの橋脚基部のひび割れ性状および最大ひび割れ幅を示す。

ケース 1 に示す床版と地覆を一体化したモデルで解析した場合、橋台基部の床版付け根付近に多数のひび割れ(最大 0.14 mm)が発生することが確認された。一方、橋台付近および支間部に伸縮目地を設けたケースにおいてはひび割れの改善が大幅にできることを示している。

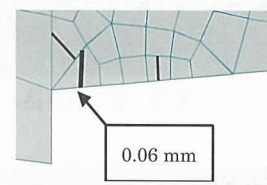
サグ量についてはケース 1 では 190 mm であるものが、伸縮目地を設けることにより 230 mm 程度となり設計値の 252 mm とほぼ同程度のサグ量となることを確認できた。

以上の検討結果を踏まえ、実施工においては設計計算書に示されるサグ量と大差なく、しかも橋台部床版に影響を与えないケース 4、すなわち 2次ケーブル緊張後に地覆目

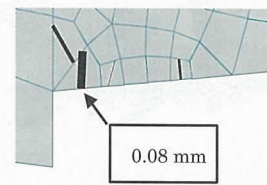
ケース 1



ケース 2



ケース 3



ケース 4

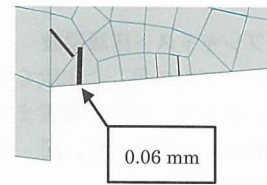


図 - 15 橋梁基部の性状

地の間詰めを行い、橋台部付近と 6.4 m ごとに 1 箇所の伸縮目地を設けるケースを採用した。伸縮目地には床版橋の挙動に対応できる弾性材を挟み、表面をシール材で覆った。

5. 施 工

5.1 架設概要

吊床版構造の施工実績は懸垂架設方法によるものが 90 % を占めている。また、本橋の架橋位置は、希少生物の生息が確認された近傍の地域であったことから、橋梁下部の環境に対しての配慮が重要視された。したがって、架橋下部の環境保護と安全施工という点から、本橋梁の架設も懸垂架設方法にて施工を行った。

5.2 一次ケーブル組立・緊張

下部工場所打ち部施工後、ウインチを各橋台に設置し、ワイヤーフックにてつなぐことで 1 本の縦移動装置とした。このワイヤーフックを使用して一次ケーブルを架設し緊張をおこなった。写真 - 2 に定着部とウインチの設置状況を示す。

5.3 プレキャスト床版架設

(1) プレキャスト床版搬入

床版を A 1 橋台背面まで搬入、クレーンにて横取装置におろしてから一次ケーブル直下まで横移動の後、再度クレーンにて吊り上げ一次ケーブルに吊り替えた。プレキャスト床版の横移動の状況を写真 - 3 に示す。

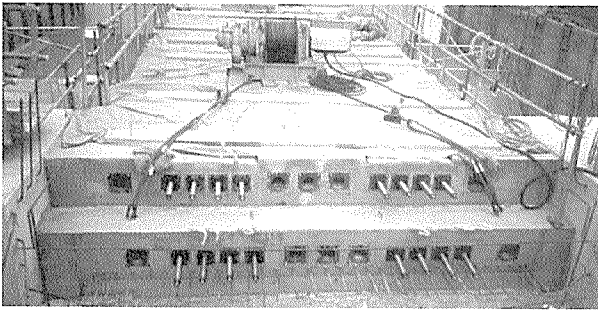


写真-2 引き込み用ウインチ

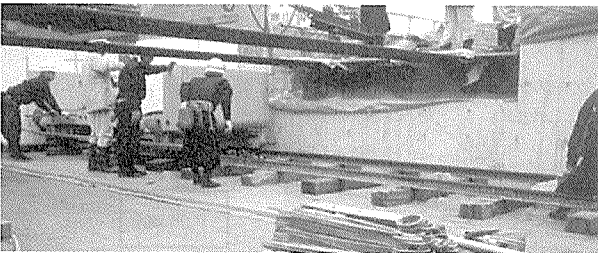


写真-3 横移動状況

(2) プレキャスト床版架設

一次ケーブルに吊した床版をウインチとワイヤーを使用することにより、所定の位置まで縦移動して固定金具および調整板により固定した。図-16に架設要領図、写真-4に架設状況を示す。

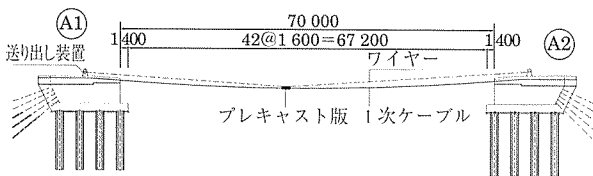


図-16 架設要領図

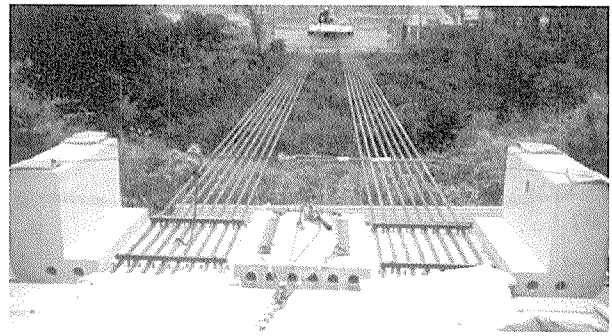


写真-4 架設状況

本橋は上述の方法にて、総計42枚のプレキャスト床版架設を行った。以降の作業については施工手順の項にて述べたフローに基づき順次施工を行い、吊床版橋の施工を完了した。

6. おわりに

今回、事前にいろいろな検討を行ったが、ひび割れ等の不具合はなく、サグ量も計算値とほぼ一致した結果が得られた。また、橋梁完成後、橋梁を歩いてみたが、まったく共振することはなかったため、今回の検討が妥当であることが確認できた。

吊床版構造は、力学上合理的な構造を有しており、非常にスレンダーな形状であるため、本施設におけるシンボリックな橋梁として親しまれることと思われる。

最後に、本橋梁の設計・施工を行うにあたり数々のご指導とご援助いただきました、関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC吊床版橋設計施工規準（案）（2000.11）
- 2) (社)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説（1979,1）

【2003年11月28日受付】