

1241工区(4径間連続鋼床版曲線箱桁ラーメン橋)の設計

竹村 昌徳¹⁾ 天藤 晴朗²⁾

近年、橋梁の景観に関心が向けられ、上部工と下部工を一体構造とした橋梁が多く見受けられるようになってきている。

本橋の特徴は、長支間・大断面の曲線単一箱桁であり、景観にも配慮して主桁と脚を一体構造としたことにある。そのため、大断面の割り込み隅角部を有するあまり例のない構造となっている。

ここでは、隅角部の解析を中心に設計概要を報告するものである。

まえがき

本橋は、首都高速12号線の湾岸線側に位置し、有明西運河の航路を斜めにまたぐ橋長584m(最大支間230m)の4径間連続鋼床版曲線箱桁ラーメン橋である(図-1)。

当社は、昭和63年8月、この橋梁の橋脚部2基(P49, P50)の詳細設計、製作、架設および上部構造の概略設計を受注したが、この実績をふまえて、平成2年11月、川田・川重・駒井の3社JVにて、上部構造と橋脚1基(P51)の詳細設計、製作、架設を受注したものである。

本橋の特徴としては、

- ① 橋脚位置を、有明西運河の航路制限と隣接橋梁の橋脚基礎および地下埋設物との関係より決定したため、支間割は不均等となっている。
- ② 最大支間230m、最大桁高10mで、この形式の橋梁としては我が国有数の規模である。
- ③ 橋梁全体の剛性を高めるために、橋脚と主桁とを剛結したラーメン構造を採用している。
- ④ 橋脚には化粧板を取付けて、コーナー部に丸みを持たせ、上下方向にもテーパを付けて景観上の配慮をしている。
- ⑤ 風洞試験の結果、主桁のギャロッピング振動の発生が予測されるため、中央径間部には耐風対策として下部スカートを設置した。
- ⑥ 主桁の架設は、安全性、工期、航路に対する制約などについて比較検討した結果、フローティングクレーンによる「大ブロック一括架設工法」を採用した。主桁は、6ブロックに分けて地組立を行ない、架設地点までデッキバージで輸送し、フローティングクレーンで一括架設を行った。

などが上げられる。

平成4年9月6日、最後の閉合ブロックが架設され、平成4年9月28日、首都高速12号線有明地区高架橋を代表して、本橋の連結式が無事執り行われた。

本橋では、主桁と橋脚の剛結部(隅角部)の解析が設計の特色である。以下に本橋の特色を中心に設計概要を報告する。

1. 工事概要

本工事の概要を下記に、一般形状を図-2に示す。

路線名	都道首都高速12号線
工事名	1241工区高架橋上部構造及び1241工区(その2)高架橋橋脚構造新設工事
道路規格	第2種第2級(設計速度60km/h)
橋格	1等橋(TL-20)
形式	4径間連続鋼床版曲線箱桁ラーメン橋
橋長	584.0m

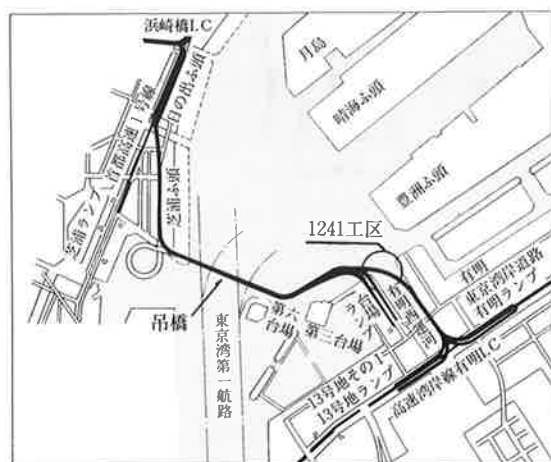
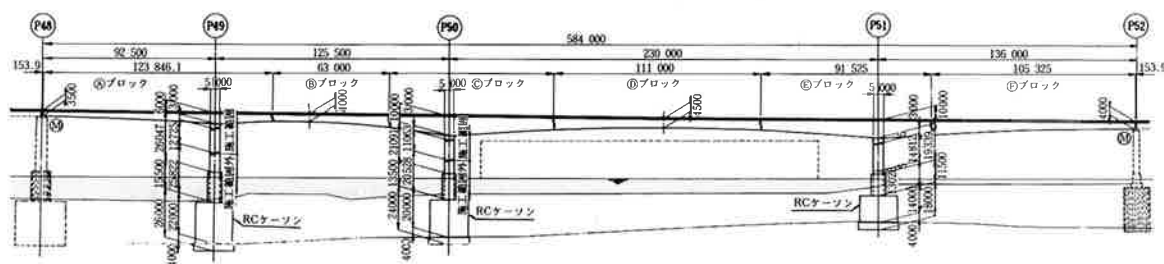


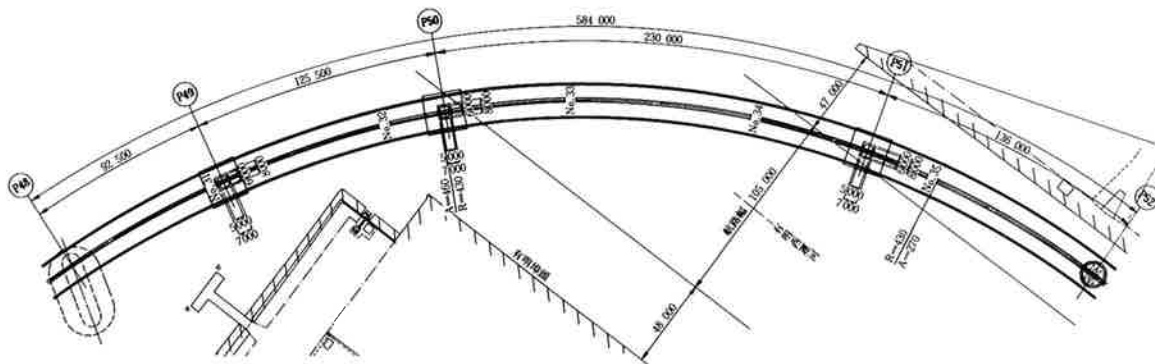
図-1 位置図

1) 東京橋梁設計部設計二課係長 2) 大阪工場製造部生産設計課係長

● 側面図



● 平面図



● 主桁断面

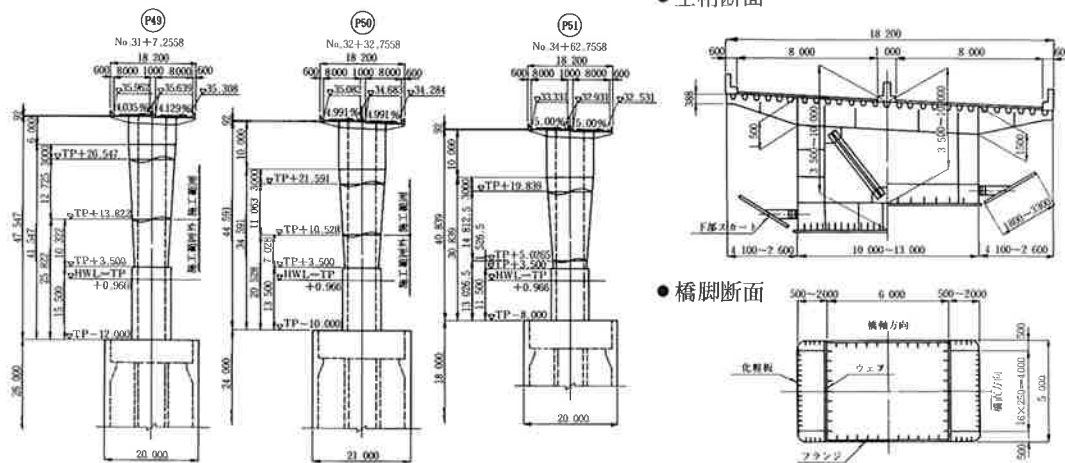


図-2 一般図

支間割	91.8m + 125.5m + 230.0m + 135.3m
幅員	有効幅員 2 @ 8.0m 総幅員 18.2m
平面線形	緩和曲線 A=460 ～単円曲線 R=430m～ 緩和曲線 A=270
主要鋼材	SS400, SM490Y, SM570
総鋼重	8,615ton
架設工法	フローティングクレーンによる 「大ブロック架設工法」

2. 設計の概要

(1) 鋼床版・床組

鋼床版の設計は、横リブと縦リブからなる鋼床版を、直交異方性版と考え、横リブ方向に対して帯板状に分割した力学モデルとした。

解析は、箱桁腹板間、張出し部とも有限帯板法を使用した。なお詳細は、首都公団三建「鋼床版設計要領(案)」により行った。

(2) 主桁

解析モデルは、橋脚軸線と主桁中心軸線を骨組とする立体モデルとし、主桁幅員方向には剛な横梁を配して偏心荷重に対処している。

主桁断面決定は、架設がモーメント連結工法による大ブロック架設のため、完成系のみで行っている。ただし、各架設ステップと大ブロック吊り上げ時の断面照査および台船受け部の桁内補強は行った。

大断面単一箱桁(腹板高3.5m～10.0m、腹板間隔10.0m～13.0m)のため、腹板は水平補剛材を多段有する補剛板として座屈照査を行っている。水平補剛材で囲まれる単一パネルと上下フランジで囲まれる全体パネルとで照査を行い、安全であることを確認している。全体パネルは、FEM解析(座屈解析)を行った。なお設計法の詳細は基本設計と同様であり駒井技報Vol.9¹⁾に報告済みである。

(3) ダイヤフラム、横リブ

端支点上ダイヤフラムは、鋼道路橋設計便覧に基づいて計算を行った。

中間ダイヤフラムは、横リブ剛性による断面変形拘束を考慮した小松・長井の方法を基本として、ずり荷重に曲率の影響を考慮して計算を行った。

(駒井技報Vol.9に詳述されている)

この方法では、断面変形に伴う付加的応力度が箱桁の許容曲げ応力度の数%以内にあるという条件のもとで中間ダイヤフラムの間隔と剛度が決定されるが、本橋では試算の結果、2.5%(SM490材で約50kgf/cm²の応力度)をそり応力度の許容量とした。

中間ダイヤフラムのタイプとしては、V型・X型の対傾構形式を基本として、桁高の低い(約4m以下)箇所はラーメン形式とした。

横リブおよび垂直補剛材は、上・下フランジおよび腹板の補剛以外に、二次的なダイヤフラムとしての性質も有する。つまり、ダイヤフラムとともに主桁の断面変形を防止して、輸送・架設時に主桁の断面形状を保持する役割がある。

本橋のような大断面曲線箱桁では、この二次的ダイヤフラムにも大きなずりモーメントが発生するため、これに十分抵抗できる横リブ形状(リングフレーム)として計算を行った。

架設用セッティングビーム設置位置のダイヤフラム・横リブは、セッティングビーム反力の偏心に十分抵抗でき、反力を円滑に母材に伝達できる構造とした。

(4) 耐風対策

風洞試験の結果、主桁のギャロッピング振動の発生が予測されるため、中央径間部(P50～P51)には耐風対策として「下部スカート」を設置した(図-3)。

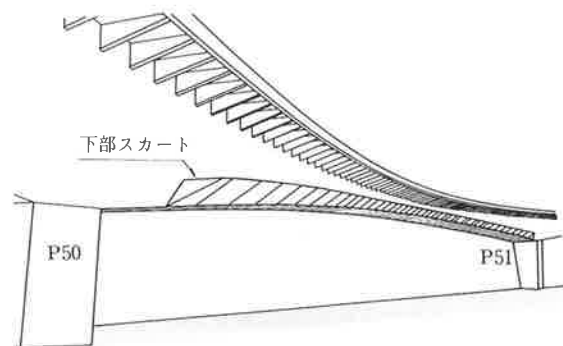


図-3 下部スカート

(5) 付属物

1) 支承、落橋防止装置、伸縮装置

移動量の考え方は、

伸縮装置……計算移動量

支承……計算移動量+20mm

落橋防止装置……支承移動量+10mm

である。

支承は、ピボットローラー(Mov)形式を使用し、材質はSCW480およびSCMn2Aである。道示4・1・2に基づき、負反力補強を行った。

落橋防止装置は、首都公団標準図集タイプを採用し、設計は首都公団鋼構造物設計基準によった。

伸縮装置は、非排水型鋼製フィンガー形式を使用した。伸縮移動量が大き(±195mm)ため、弾性シール材およびバックアップ材は挙動確認実験を行って、形状・材質を決定した(図-4)。

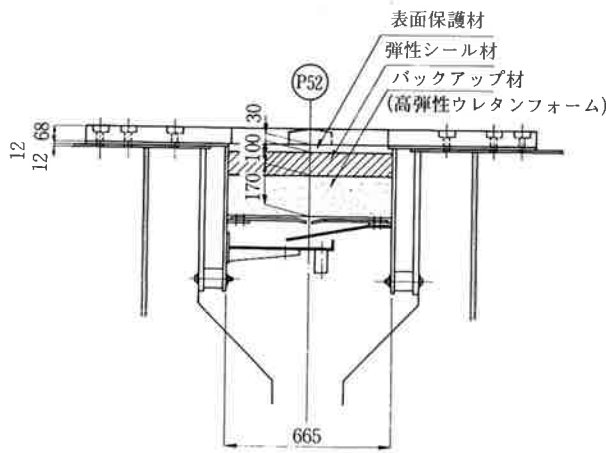


図-4 伸縮装置

2) その他の付属物

排水装置は、排水管（鋼管）を桁内に納め、簡易処理装置（約20m 間隔）で橋面排水を浄化した後、桁外のセクターにより拡散して放流している。

他に、桁内検査路、ケーブルラック、電気配管脚内梯子などの付属物を設置している。

3. 主桁と脚の剛結部(隅角部)の解析

(1) 概要

本橋の特徴は、主桁腹板間隔（10m）と脚部の幅（6m）が異なり、隅角部は脚部腹板を主桁内に割り込ませて、さらに主桁内側腹板を設けているが、複雑な力の伝達機構となっている（図-5）。

構造解析用骨組は一本棒モデルであるため、隅角部の設計は、橋軸方向T型隅角として「首都公団・鋼構造物設計基準」（以下簡易設計法と略す）を用いた。しかし、この簡易設計法では、外側腹板と内側腹板の応力分担および応力集中の影響などが反映しきれない。

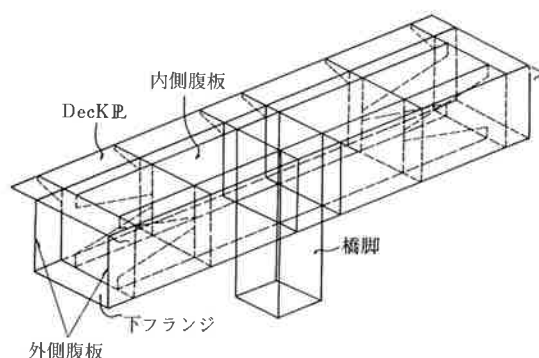


図-5 隅角部概念図

そこで、主桁と脚の剛結部を取り出し、有限要素法(FEM)により解析を行い簡易設計法の妥当性を検証した。

(2) 隅角部の設計手順

設計計算フローチャートを図-6に示す。

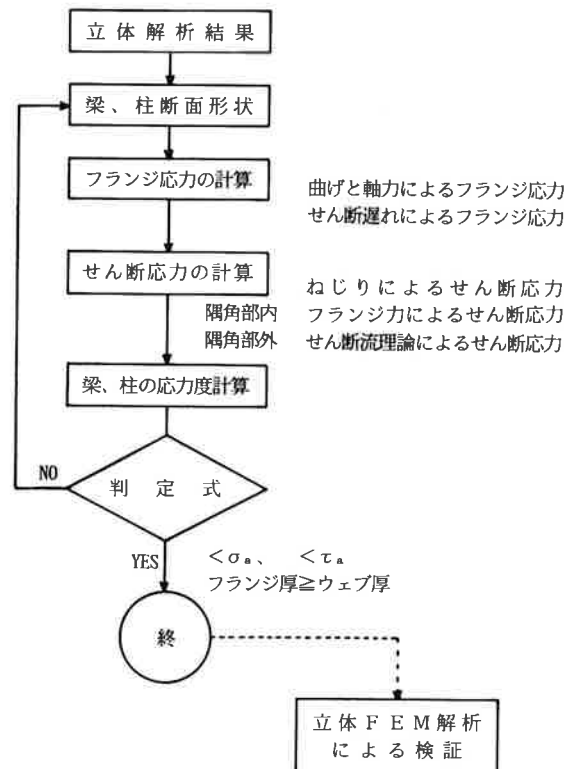


図-6 設計計算フローチャート

(3) 簡易設計法

1) 設計方針

簡易設計法の設計方針は、下記のとおりである。

- ① 主桁の橋軸方向部材と、橋脚の鉛直方向部材からなる隅角構造を考えた。
- ② 断面力は、面内、面外の6断面力($M_y, S_z, N_x, M_z, S_y, M_t$)を考慮した。
- ③ 断面力は同時載荷状態のものとして、着目位置は図-7のとおりとした。
- ④ 桁高変化の影響を考慮して、下フランジの鉛直分力をせん断力に加えた。
- ⑤ 隅角部内では、応力の流れが内側腹板のみに有効に働くと仮定して、外側腹板と張出し鋼床版部は、抵抗断面から除外した。

2) 断面決定

断面決定は、立体解析結果より36ケースの断面力全てについて、下記の断面構成および寸法を用いて行った(図-7)。

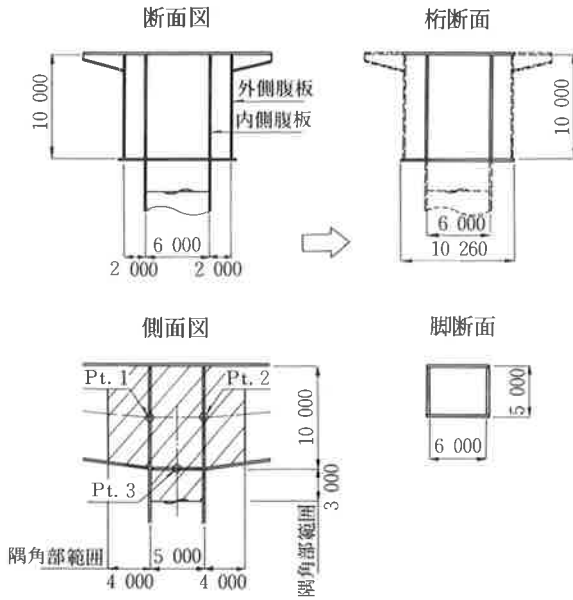


図-7 断面構成および寸法

隅角内の板厚は、簡易設計法により決定されたが、外側腹板は隅角外断面を延長した。隅角外の板厚は、主桁断面計算により決定した。ダイヤフラムの板厚は、中間ダイヤフラム、架設時大ブロック吊り位置のダイヤフラム、内側腹板を支点とした支点上ダイヤフラムの3項目について決定した。

断面決定後の板厚構成を表-1に示す。

表-1 板厚構成

主桁部	(単位: mm)		
	隅角外 (左主桁)	隅角内	隅角外 (右主桁)
鋼床版	12	66	18
下フランジ	15	66	36
内側腹板	34	66	34
外側腹板	25	28	28
D 36、D 37	—	85	—
D 35、D 38	34	—	34

橋脚部		(単位: mm)
	板厚	備考
フランジ	85	主桁部のD36、D37となる。
腹板	66	主桁部の内側腹板となる。

(4) FEM解析

1) 検討目的

簡易設計法の妥当性を検証する。

2) 検討内容

FEM解析の検討内容は、下記のとおりである。

- ① FEM解析結果と簡易設計法結果を比較検討する。
- ② 応力集中を評価する。
- ③ 力の伝達経路を明確にして、外側腹板と内側腹板の応力分担比を検討する。
- ④ 隅角部範囲の妥当性を評価する。
- ⑤ 鋼床版板厚を検討する。

3) 構造モデル(図-8)

モデル化は、下記の項目に留意した。

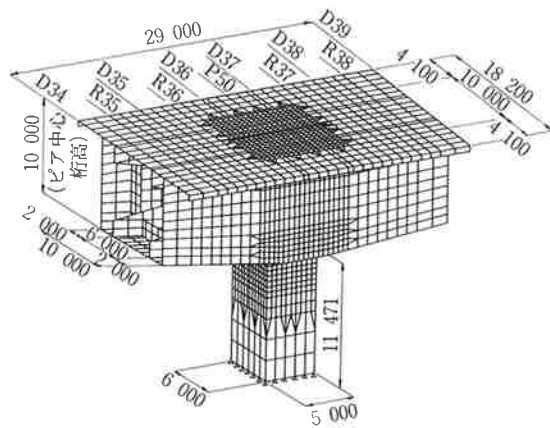


図-8 FEM構造モデル

- ① 対象は、P 50隅角部(断面力が最も大きい)とした。
- ② モデル化の範囲は、応力の乱れがないと考えられる範囲として、主桁はダイヤフラム間隔の2倍(P49側はD34まで、P50側はD39まで)とした、脚は脚幅の2倍程度のダイヤフラム位置までとした。
- ③ 支点条件は、脚下端で全方向固定とした。
- ④ モデル各部の要素を表-2に示す。

表-2 モデル各部の要素

使用要素	部位
板要素	鋼床版、下フランジ、腹板 脚、ダイヤフラム
梁要素	ウリブ、縦リブ
棒要素	横リブおよびブラケットのフランジ
剛体要素	主桁端部、脚下端

- ⑤ その他留意点としては、実橋と同条件とするため、曲率、横断勾配などを反映させた。

4) 作用外力

外力の作用方法としては、特定の同一荷重ケースにおける隅角部交点の断面力をピックアップして、それと同等の断面力を隅角部に発生させるような外力を主桁端部に与えた。

作用外力の値を表-3に示す。

5) 解析結果

解析結果の概要として、主応力図と最大応力値を図-9、図-10に示す。

最大応力発生箇所の内側腹板を図-9に、ダイヤフラムD37を図-10に示す。

表-3 作用外力の値

	D 3 4	D 3 9	
Mx	2293.4	-765.0	Mx:ねじりモーメント (tf・m)
My	-28821.9	71634.1	My:面内曲げモーメント (tf・m)
Mz	-7725.0	-4710.9	Mz:面外曲げモーメント (tf・m)
Fx	-321.3	1683.4	Fx:軸力 (tf)
Fy	12.3	377.3	Fy:面内せん断力 (tf)
Fz	-1030.5	2114.7	Fz:面外せん断力 (tf)

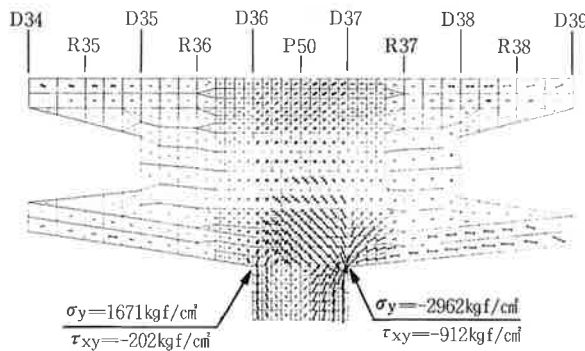


図-9 内側腹板主応力図および最大応力値

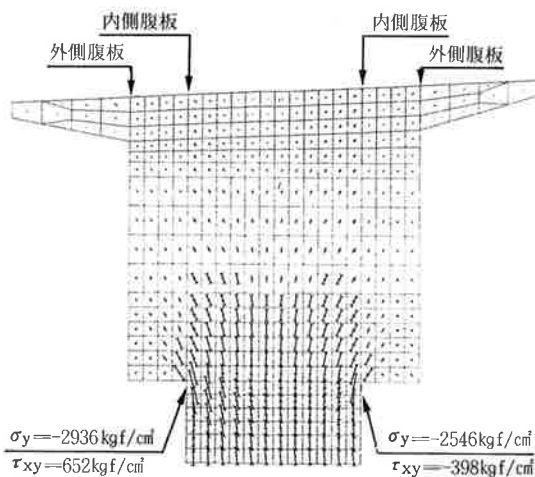


図-10 ダイヤフラム (D37) 主応力図および最大応力値

(5) 結果の検討と評価

1) FEM解析と簡易設計法の比較

FEM解析と簡易設計法の曲げ応力とせん断応力を表-4に示す。FEM解析の値は、上下フランジごとに最大値を抽出した。

表-4 曲げ応力度とせん断応力度

(単位: kgf/cm²)

		左側主桁		右側主桁		脚	
		フランジ	腹板	フランジ	腹板	フランジ	腹板
σ	FEM U.FLG側	377		692			
	L.FLG側	-523		-1556		-2963	
	簡易設計法	777		1561		2534	
τ	FEM U.FLG側	136	104	126	8		
	L.FLG側	106	435	325	837	674	1074
	簡易設計法	64	778	53	675	65	765

簡易設計法の許容応力度

$\sigma_a = 2600 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_a = 1170 \text{ kgf/cm}^2$

表-4より下記のことがわかる。

- ① 桁の曲げ応力は、ほぼ同値である。
- ② 桁のせん断応力は、FEM解析結果が少し大きいですが、値は許容応力度内である。
- ③ 脚の曲げ応力は、FEM解析結果がかなり大きい。すなわち、応力集中現象を表している。
- ④ 脚のせん断応力は、FEM解析結果が少し大きいですが、値は許容応力度内である。
- ⑤ 桁の上フランジ（鋼床版）の応力度は、許容応力度の約30%しか生じていない。

すなわち、鋼床版の応力余り現象および脚の一部分に応力集中現象が生じているが、簡易設計法は概ね妥当であることが確認できた。

表-5 最大応力度

① σ_y 最大箇所 (D37曲率中心側脚上端部)

(単位: kgf/cm²)

	板厚表面	板厚中心	板厚裏面
σ_x	-673	-563	-453
σ_y	-3498	-2963	-2431
τ_{xy}	611	652	738
σ_{VM}	3384	2950	2578
$0.8\sigma_{Va}$	3680	3680	3680

② σ_x, σ_y の合成最大箇所 (内側腹板D37側脚上端部)

(単位: kgf/cm²)

	板厚表面	板厚中心	板厚裏面
σ_x	-1071	-1101	-1131
σ_y	-3181	-2962	-2743
τ_{xy}	-934	-942	-949
σ_{VM}	3237	3064	2899
$0.8\sigma_{Va}$	3680	3680	3680

$\sigma_{Va} = 4600 \text{ kgf/cm}^2$ (SM570の降伏点強度)

2) 応力集中の評価

首都公団においては、評価基準を設けていないため、本四基準（吊橋主塔設計要領）を使用した。内容は、Von Misesの相当応力によって照査し、その応力度は、降伏点強度の0.8倍を超えてはならないとしている。

最大応力箇所について、板厚中心と板厚表裏の応力評価を行った結果を表-5に示す。

以上の結果、Von Misesの相当応力は、降伏点強度の0.8倍を超えていない。

3) 力の伝達経路と応力分担比

主桁のせん断力が脚の軸力に移行する経路としては、外側腹板から隅角部脚フランジを介して伝達する経路と、外側腹板からダイヤフラムを介して内側腹板に伝わり脚フランジに伝達する経路の2経路がある。

外側腹板と内側腹板の応力分担比は、内側腹板の終る位置のダイヤフラムD38の位置で、

$$80\text{kgf/cm}^2 * 2.8\text{cm} : 127\text{kgf/cm}^2 * 3.4\text{cm} \\ = 1 : 1.93 (34\% : 66\%)$$

となり約35%:65%である。

また、脚フランジの位置にあるダイヤフラムD37の位置で、

$$78\text{kgf/cm}^2 * 2.8\text{cm} : 131\text{kgf/cm}^2 * 6.6\text{cm} \\ = 1 : 3.96 (20\% : 80\%)$$

となり約20%:80%である。

（着目箇所の応力度と板厚により単位断面力を算出している）

ダイヤフラム(D38)位置において約70%のせん断力がダイヤフラムを介して内側腹板に流れている。ただし、簡易設計法で考慮していない外側腹板には、約30%のせん断力が流れているが、隅角内を主桁計算した結果、安全であることを確認した。

内側腹板は、有効に機能しており応力分担比も妥当であった。すなわち、内側腹板の設置範囲も妥当であるといえる。

下記に、力の伝達経路と応力分担を図示する(図-11)。

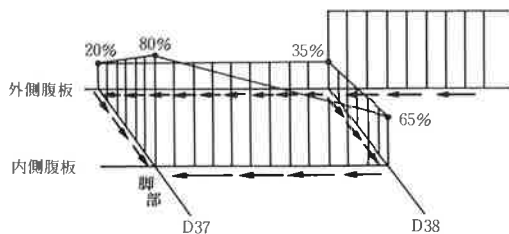
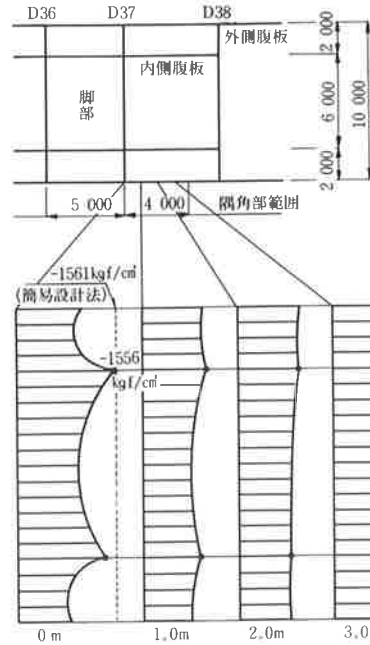
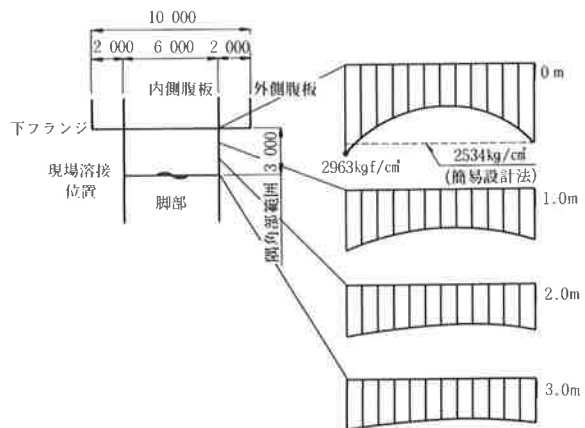


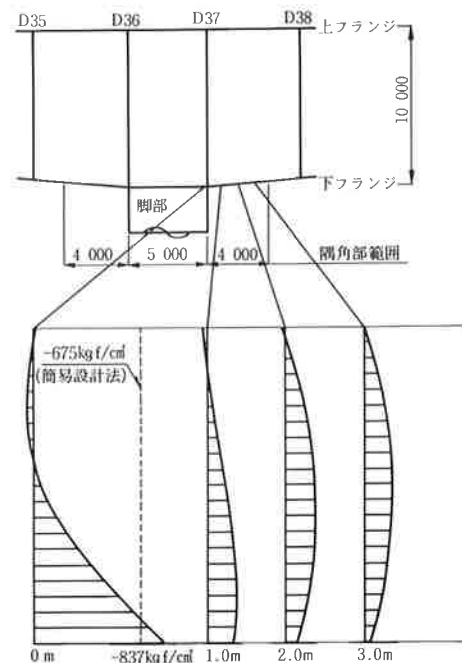
図-11 力の伝達経路の応力分担比



(a) 下フランジ σ_x 応力分布



(b) 脚フランジ (D37) σ_y 応力分布



(c) 内側腹板 τ_{xy} 応力分布

図-12 隅角部の応力分布

4) 隅角部範囲

隅角部範囲は、規定によればフランジ幅の1/2以上とされている。FEM解析による応力分布を図-12に示す。せん断遅れが発生している範囲は極めて狭い範囲であり、本橋のような大断面構造においても規定の隅角部範囲とすることは妥当であることが確認できた。

隅角部範囲は、

桁フランジ幅 6.0m → 隅角部桁範囲 4.0m

脚フランジ幅 6.0m → 隅角部脚範囲 3.0mとした。(桁範囲は、横リブとの取り合い上3.0mとせず、4.0mとした。)

5) 鋼床版板厚

簡易設計法においては、フランジ板厚はウェブ板厚以上と規定して、上下フランジは同板厚で計算している。本橋のような大断面では、簡易設計法を用いての上フランジ板厚決定が、必ずしも妥当であるとはいいがたい。

FEM解析の結果、隅角範囲での鋼床版最大応力度は、 $\sigma_x \max = 692 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 2,600 \text{ kgf/cm}^2$ であり、許容応力度の約30%しか発生していない。

応力比による必要板厚は、

$$t_0 \geq 66 \text{ mm} * 692 / 2,600 = 17.6 \text{ mm}$$

となり、 $t_0 = 18 \text{ mm}$ 以上あればよいといえる。これは、隅角外の鋼床版板厚と同厚である。

すなわち、隅角部の鋼床版板厚は、主桁、床版作用をうける断面として扱ってよいと考えられる。

最近の報告²⁾では、鋼床版(上フランジ)に有効幅の考えを取り入れて板厚を補正している例が見受けられる。

あ と が き

以上、1241工区の特徴である隅角部の解析を中心に設計概要を述べた。

大断面鋼床版箱桁に角脚が割り込む形式の隅角部を、立体FEM解析で応力状態を検証した結果、鋼床版部に大きな応力度の余りがみられたが、概ね良好な構造であることが検証できた。

近年、橋梁の景観に関心が向けられ、本橋のような上部工と下部工が一体となった構造が増えている。本報告が、今後の検討の参考になれば幸いである。

最後に本橋の設計に際して、ご指導、ご協力を頂いた首都高速道路公団の方々をはじめ、関係各位に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 稲村、本郷：大断面箱桁の補剛設計、駒井技報 Vol.9
- 2) 西川、西本：1242工区高架橋上部工の設計と製作、片山技報No.12