

曲線細幅箱桁橋の試設計について

～ H29 道示における設計の留意点 ～

設計小委員会 設計東日本部会
掘井 滋則 段下 義典

1. はじめに

細幅箱桁橋は、少数 I 桁橋などと並んで合理化形式を代表する橋梁形式である。道路幅員に対する桁配置の自由度が高く、I 桁橋に比べて高いねじれ剛性を有することから、曲線桁や拡幅のある橋梁などさまざまな平面線形を有する橋梁に採用されている。

図-1 は、最近施工された細幅箱桁橋の支間長と曲率半径を示したものである¹⁾。曲率半径としては、小さいもので R=100m 前後のものが見られるが、これらは、いずれも主桁断面の設計に床版コンクリートとの合成効果を見込まない、いわゆる非合成桁として設計されたものである。

一方、H29 年改定の道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編（以下、[道示 II]）²⁾では、コンクリート系床版を有する鋼桁の設計にあたっては、床版コンクリートと鋼桁との合成作用を適切に考慮しなければならないと規定されており、これからはこのような平面線形を有する橋梁についてもそれらの影響を考慮した設計を行わなければならない。

本稿ではこれまで非合成桁として設計されてきた、このような比較的小さな曲率半径を有

する細幅箱桁橋について、床版コンクリートと鋼桁の合成効果の影響を考慮した設計例を示すとともに、その留意点について述べる。

2. 検討ケース

検討の対象とした橋梁の構造諸元を表-1 に、断面図を図-2 に示す。ここでは、ねじりモーメントが床版やずれ止めを与える影響を比較するため、同じ支間割りで曲率半径 (R) が ∞, 300m, 200m 及び 100m の 4 ケースについて試設計を行った。床版コンクリートと鋼桁の合成効果を見込む場合の主桁の設計フローは図-3 に示すとおりである。解析は通常の平面格子モデ

表-1 対象橋梁の構造諸元

橋梁形式	3径間連続合成2主細幅箱桁橋	
床版	鋼コンクリート合成床版 (床版厚240mm)	
総幅員	11.5m	
支間長	65.0 + 80.0 + 65.0m	
平面線形	CASE-1	R = ∞
	CASE-2	R = 300m
	CASE-3	R = 200m
	CASE-4	R = 100m
支承条件	A1, A2 (橋軸方向可動, 橋軸直角方向固定) P1, P2 (橋軸方向弾性固定, 橋軸直角方向固定)	
活荷重	B活荷重	
設計震度	Kh ₁ = 0.21 (レベル1地震動) Kh ₂ = 0.60 (レベル2地震動)	
主要材料	鋼材 SM570, SM490Y, SM400	
	床版コンクリート $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	
	鉄筋 SD345	

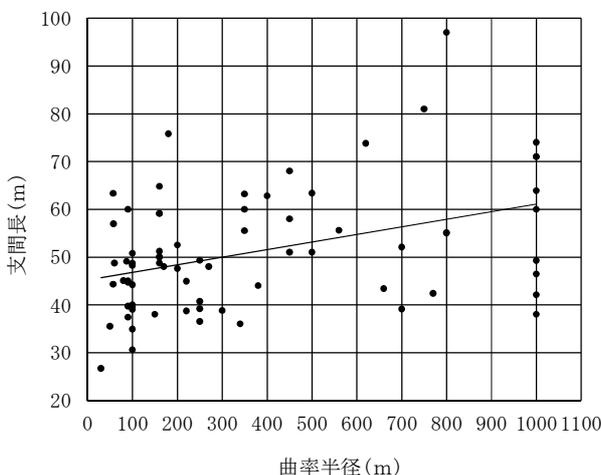


図-1 細幅箱桁橋 (非合成) の支間長と曲率半径の実績

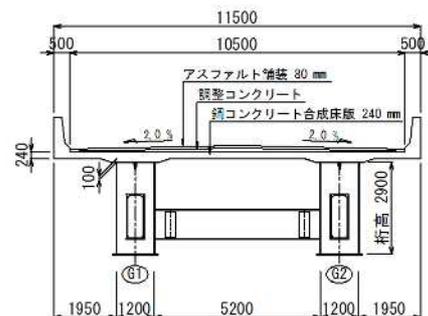


図-2 断面図

ルにより行い、後死荷重及び活荷重による断面力算出時の仮定剛度については、曲げ、ねじりともに主桁全長にわたって床版剛性を見込んでいる。本計算例では、床版に鋼コンクリート合成床版を採用し、応力度算出時に底鋼板を主桁の抵抗断面に見込む設計を行っている。そのため、底鋼板を等価な断面積を有するとみなすと考えられる鉄筋に換算し、**図-4**に示すようにモデル化している。そして、床版コンクリートの引張応力度が【道示Ⅱ】14.6.2(3)の制限値を超えた場合、コンクリートの引張抵抗は見込まず、**図-4**に示す鉄筋を主桁の抵抗断面に考慮している。中間支点部については、風荷重及び地震の影響などの横荷重により、大きな力が作用するため、それらに抵抗できるように、底鋼

板を $t=8\text{mm}$ (SM490)としている。また、ねじりによるせん断応力度については、床版コンクリートの引張応力度の有無に関わらず【合成断面】により算出している。

3. 検討結果

3-1 直線桁

曲線桁の検討を行う前に、その比較対象となる直線桁の試設計を行う。**表-2**に直線桁とした場合の鋼断面の応力度を示すが、上フランジは、すべて【鋼桁+鉄筋断面】で断面が決定しており、決定ケースは中間支点上のSec-9を除いて、永続作用支配状況の組合せ①となっている。一方、下フランジは、Sec-9を除いてすべて【合成断面】で決まっており、決定ケースは変動作用支配状況の組合せ②である。**表-3**にSec-3床版上縁のコンクリートの圧縮応力度を示すが、変動作用支配状況では、風荷重を考慮した組合せ⑥が最も大きくなった。この組合せには、床版作用による応力度を重ね合わせ、制限値は【道示Ⅱ】14.6.2(4)により20%増しとしている。また、このSec-3は、床版コンクリートを主桁の抵抗断面に見込んでいることから、偶発作用支配状況の組合せ⑩の制限値については、【道示Ⅱ】14.6.2の規定を準用している。**表-4**

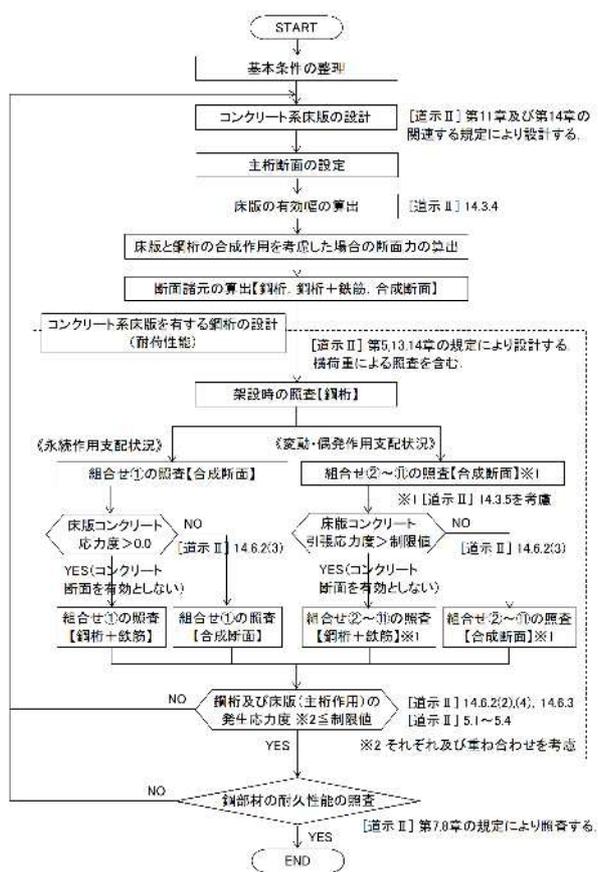


図-3 主桁の設計フロー

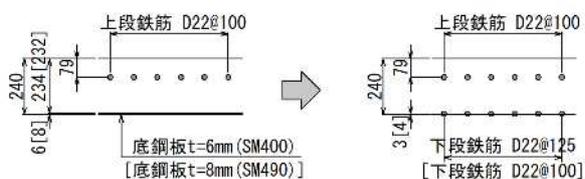
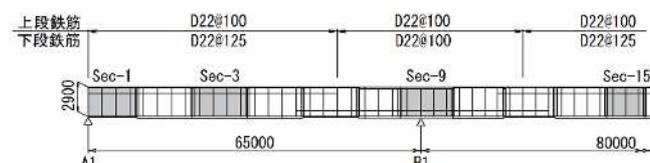


図-4 鋼コンクリート合成床版のモデル化

表-2 鋼断面の応力度



断面名	Sec-1	Sec-3	Sec-9	Sec-15
部材長	9,550	10,800	10,375	7,600
PL 1520 (mm)	17	21	32	18
応力度 (N/mm ²)	-189 ≤ 195	-226 ≤ 235	311 ≤ 344	-196 ≤ 207
孔引き (N/mm ²)	-	-	-	-
U-F1g Rib. PL b (mm)	190	190	-	190
Rib. PL t (mm)	19	19	-	19
決定ケース	組合せ①	組合せ①	組合せ②	組合せ①
抵抗断面	【鋼桁+鉄筋】	【鋼桁+鉄筋】	【鋼桁+鉄筋】	【鋼桁+鉄筋】
Web. PL 2900 (mm)	16	14	19	14
PL 1440 (mm)	16	31	40	25
応力度 (N/mm ²)	205 ≤ 271	230 ≤ 271	-340 ≤ 344	231 ≤ 271
孔引き (N/mm ²)	244 ≤ 271	-	-	267 ≤ 271
L-F1g Rib. PL b (mm)	-	-	220	-
Rib. PL t (mm)	-	-	25	-
決定ケース	組合せ②	組合せ②	組合せ②	組合せ②
抵抗断面	【合成】	【合成】	【鋼桁+鉄筋】	【合成】
材質	SM490Y	SM490Y	SM570	SM490Y

※) 組合せ①: D+CR+SH+TF, 組合せ②: D+CR+SH+TF+L

表-3 Sec-3 の床版上縁コンクリートの圧縮応力度

	床版作用		主桁作用				合計	制限値
	L	D	TF	L	TH	WS		
⑥D+L+WS+WL	-3.7	0.2	-0.9	-4.2	-	-1.1	-	-9.7 ≤ 15.8
⑩D+EQ2	-	0.2	-	-	-	-	-5.4	-5.2 ≤ 10.8

※) D=Da(後死荷重)+CR+SH

表-4 Sec-9 の鉄筋の引張応力度

		床版作用		主桁作用				合計	制限値
		L	D	TF	L	TH	WS		
⑦D+L+TH+WS+WL	上段	-6	54	23	71	2	29	-	173 ≤ 216
	下段	49	48	22	64	2	29	-	214 ≤ 216

※) D=Da(後死荷重)+CR+SH

表-5 Sec-9 の床版の組合せ⑩の照査

	M _y	≤	[道示Ⅲ]式 (5.5.1)	[道示Ⅲ]式 (5.8.1)
			M _{yd} =ξ ₁ ・φ _y ・M _{yc}	M _{ud} =ξ ₁ ξ ₂ φ _u M _{uc}
⑩D+EQ2	-39,459.9	≤	60,812.7	98,069.0

M_y : 地震の影響 (EQ2)による鉛直軸まわりの曲げモーメント (kN・m)
M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m)
M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

に中間支点上 Sec-9 の鉄筋の引張応力度を示すが、Sec-3 と同様に風荷重を考慮した組合せ⑦がクリティカルとなった。これは上部構造に作用する風荷重や地震の影響などの横荷重のほとんどを床版に負担させているためである。組合せ⑩の照査については、Sec-9 は鉛直方向の作用に対して床版コンクリートを有効としないことを前提に、床版に作用する鉛直軸まわりの曲げモーメントにより、床版コンクリートにひび割れが生じるものの、部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態に留めることを限界状態 1 として [道示Ⅲ]³⁾5.5.1 の規定により耐荷性能の照査を行うこととした。また、限界状態 3 については [道示Ⅲ] 5.7.1 の規定によることとした。照査結果を表-5 に示すが、降伏曲げモーメントの特性値 M_{yc} 及び破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} の算出にあたっては、前死荷重、クリープ、乾燥収縮による応力度を考慮している。ところで、細幅箱桁橋は、簡素な横桁により合理化を図った構造であり、前述のように横荷重に対しては主に床版で抵抗する構造である。そのため、主桁の設計にあたっては、その構造の特徴を踏まえ、横荷重の床版と鋼桁の分担を、部材ごとに安全側となるように適切に設定する必要がある。ここでは、床版

を図-5 に示す 3 径間連続梁にモデル化し、上部構造に作用する横荷重をすべて床版に載荷させた場合の曲げ応力度と、図-6 に示す有限要素解析モデルに同様の荷重を載荷させた場合の応力度より、表-6 に示す床版の分担率を算出した。そして、横荷重により床版に作用する曲げモーメントは、梁モデルによる曲げモーメントにこれらの係数を乗じて算出している。なお、分担率は表-6 中の②/①の最大値を 5%単位に切り上げている。風荷重の分担率が 75%と大きいのは、受風面積に遮音壁 (路面からの高さ h=3m) を考慮しているためである。また、地震の影響については、本来であれば、動的解析による値を用いるべきであるが、ここでは簡易的に Kh₂=0.60 と仮定し静的載荷させている。

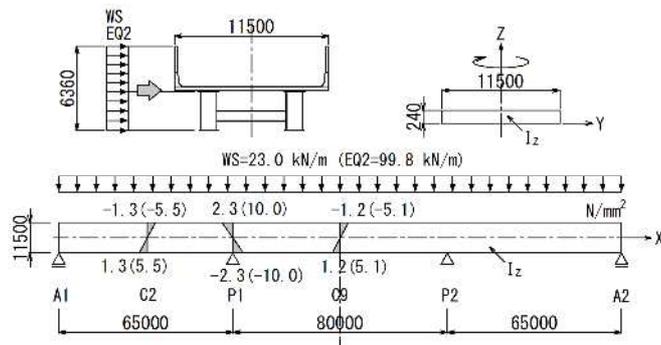


図-5 梁モデル (床版のみ)

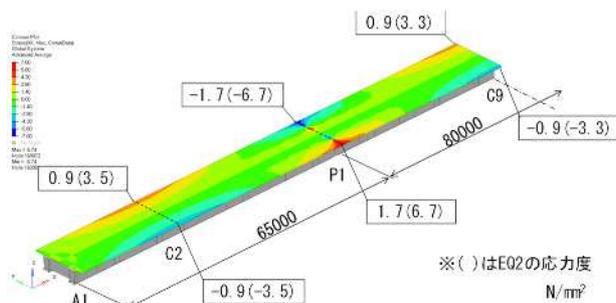


図-6 有限要素解析モデル (全橋 1/2 モデル)

表-6 横荷重の床版の分担率

横断線	WS			EQ2 (Kh ₂ =0.60)			
	C2	P1	C9	C2	P1	C9	
σ _x (N/mm ²)	①梁モデル	-1.3	2.3	-1.2	-5.5	10	-5.1
	②有限要素解析	-0.9	1.7	-0.9	-3.5	6.7	-3.3
②/①		0.69	0.74	0.75	0.64	0.67	0.65
床版の分担率		0.75			0.70		

3 - 2 曲線桁

箱桁橋で、床版コンクリートと鋼桁の合成効果を見込む設計を行う場合、床版やずれ止めにも、ねじりモーメントによるせん断力が作用するため、設計にあたってはそれらの影響を適切に考慮する必要がある。ここでは、 $R=300m$ 、 $200m$ 及び $100m$ とした3ケースについて試設計を行い、曲率半径の大小によるこれらの影響について検討する。図-7に $R=300m$ の平面図を、また、表-7に直線桁と曲線桁3ケースのG1桁の主要な断面の板厚を示す。

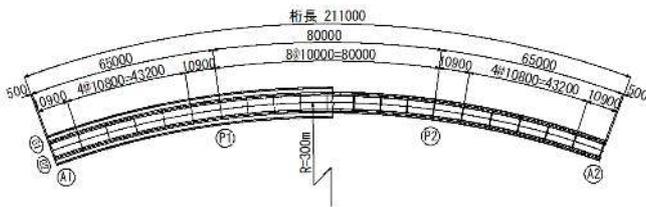


図-7 平面図 (R=300m)

表-7 G1桁(外桁)の板厚の比較

断面名		Sec-1	Sec-3	Sec-9 中間支点	Sec-15
$R=\infty$	U-Flg. PL 1520	17	21	32	18
	Web. PL 2900	16	14	19	14
	L-Flg. PL 1440	16	31	40	25
$R=300m$	U-Flg. PL 1520	18	21	36	18
	Web. PL 2900	17	15	19	14
$R=200m$	L-Flg. PL 1440	18	36	42	26
	U-Flg. PL 1520	18	22	38	18
	Web. PL 2900	17	15	19	14
$R=100m$	L-Flg. PL 1440	18	39	43	29
	U-Flg. PL 1520	18	22	45	18
	Web. PL 2900	19	17	20	14
材 質		SM490Y	SM490Y	SM570	SM490Y

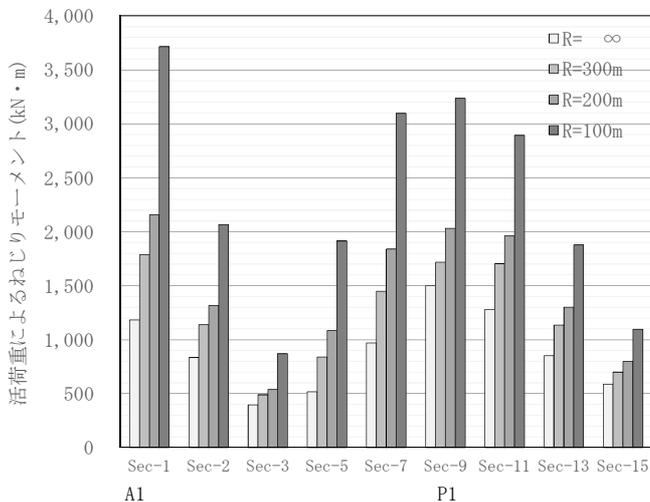


図-8 G1桁(外桁)に作用するねじりモーメント

表-8 曲げとねじりにより床版に作用するせん断応力度

	Sec-1	Sec-1R	Sec-2	Sec-3	Sec-5	Sec-7	Sec-9	Sec-11	Sec-13	Sec-15	
$R=\infty$	Da	0.3	0.2	0.0	0.0	0.2	0.3	0.4	0.3	0.2	0.0
	L	0.9	0.7	0.5	0.4	0.6	0.7	1.0	0.8	0.6	0.4
	Σ	1.2	0.9	0.5	0.4	0.8	1.0	1.4	1.1	0.8	0.4
$R=300m$	Da	0.4	0.2	0.1	0.1	0.2	0.4	0.4	0.3	0.2	0.1
	L	1.0	0.8	0.5	0.4	0.6	0.8	1.0	0.8	0.7	0.5
	Σ	1.4	1.0	0.6	0.5	0.8	1.2	1.4	1.1	0.9	0.6
$R=200m$	Da	0.4	0.3	0.1	0.1	0.3	0.4	0.4	0.3	0.2	0.1
	L	1.1	0.9	0.6	0.4	0.7	0.8	1.1	0.8	0.7	0.5
	Σ	1.5	1.2	0.7	0.5	1.0	1.2	1.5	1.1	0.9	0.6
$R=100m$	Da	0.5	0.4	0.1	0.1	0.4	0.5	0.4	0.4	0.3	0.1
	L	1.5	1.3	0.8	0.4	0.8	1.1	1.2	1.1	0.8	0.6
	Σ	2.0	1.7	0.9	0.5	1.2	1.6	1.6	1.5	1.1	0.7
制限値	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	

Da : 後死荷重によるせん断応力度 (N/mm^2)

L : 活荷重によるせん断応力度 (N/mm^2)

(1) 床版に作用するせん断応力度

図-8は、活荷重によりG1桁に作用するねじりモーメントを比較したものである。Rが小さいほどねじりモーメントは大きくなる傾向となるが、 $R=100m$ は、 $R=300m$ 及び $200m$ に比べてねじりが急増することがわかる。また、この図より、直線桁でも $R=300m$ の70~80%のねじりモーメントが発生していることがわかる。

表-8は、曲げとねじりモーメントによりG1桁上の床版に発生するせん断応力度を直線桁と曲線桁で比較したものである。これらの値には荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮している。直線桁では、端支点のSec-1で $1.2N/mm^2$ 、中間支点のSec-9で $1.4N/mm^2$ のせん断応力度が発生している。一方、 $R=300m$ 及び $200m$ の場合、Sec-1には $1.4\sim 1.5N/mm^2$ 程度の比較的大きなせん断応力度が発生しており、 $R=100m$ では $2.0N/mm^2$ に及んでいる。

合成桁の曲率半径の適用限界に関する資料としては、「曲線桁設計の手引き(案)」⁴⁾が知られているが、この文献⁴⁾では、床版に発生する曲げに伴うせん断応力度とねじりによるせん断応力度の合計が、コンクリートの許容引張応力度を超えないことをその閾値としている。そこで、この考え方に倣って表-9に示す変動作用支配状況の制限値(床版厚中心)により照査を

表-9 コンクリートの引張応力度の制限値

[道 Ⅱ]14. 6. 2(3)

作用の組合せ		コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	
		27	30
1	変動作用が支配的な状況	床版の上, 下縁	2.0
		床版厚中心	1.4
2	永続作用が支配的な状況	0.0	0.0

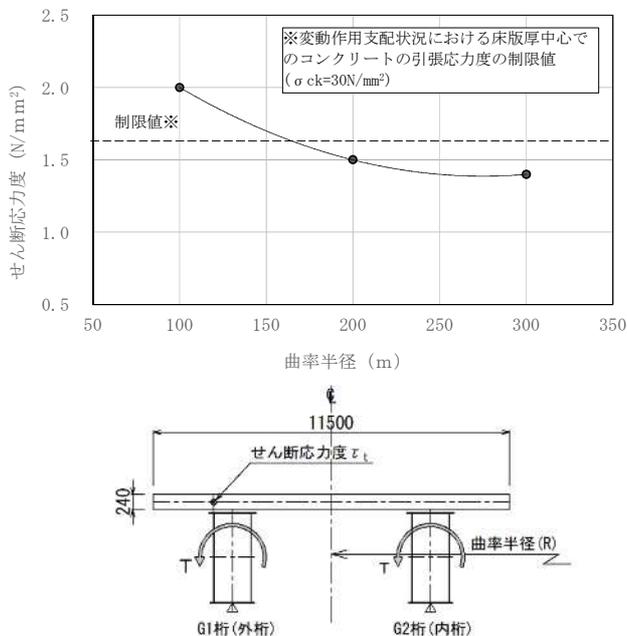


図-9 曲率半径と端支点上の床版のせん断応力度

行くと、 $R=300\text{m}$ 及び 200m の場合は、床版に作用するせん断応力度は制限値以下に収まるが、 $R=100\text{m}$ の場合、これを超過する。よって、ここで対象とした規模の細幅箱桁橋の場合、文献4)に準拠すると図-9に示すように $R=150\text{m}$ (支間 80m で中心角 $\theta=30^\circ$) 程度が曲線桁としての適用限界と考えられる。また、 $R=100\text{m}$ の場合、端支点上の G2 桁 (内桁) に負反力が生じることから、上部構造の安定性からも $R=150\text{m}$ 程度が限界と考えられる。

(2) ねじりを考慮したずれ止め間隔の照査

床版コンクリートと鋼桁のずれ止めには、ねじりモーメントにより、図-10に示すように橋軸方向にせん断力が作用する。ここでは、曲率半径の大小がずれ止め配置に与える影響について検討を行う。ずれ止めには、橋軸方向のせん断力だけでなく、横荷重による橋軸直角方向のせん断力も作用するため、設計にはそれらの影響も考慮する必要がある。横荷重による橋

軸直角方向のせん断力については、床版のハンチから上側に作用する風荷重及び地震時慣性力を考慮している。また、ずれ止め間隔を照査する際、横荷重に抵抗するずれ止めの範囲を設定する必要がある。ここでは、図-11に示す有限要素解析により算出したずれ止めに作用する橋軸直角方向のせん断力分布 ($Kh_2=0.60$) より、桁端部は支点から 2.5m 、中間支点部は支点を挟んだ 5m の範囲のずれ止めで、横荷重に抵抗するものとしている。

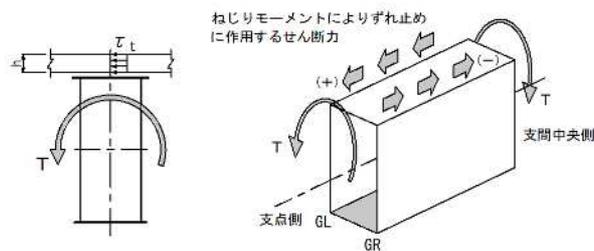


図-10 ねじりによりずれ止めに作用するせん断力

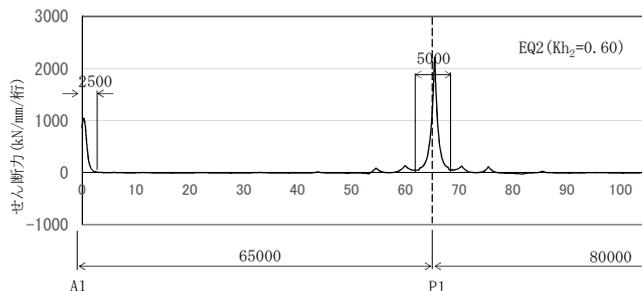
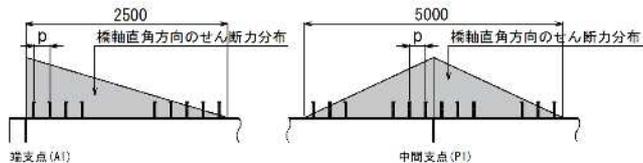


図-11 ずれ止めに作用する橋軸直角方向のせん断力分布

表-10に、4 ケースの端支点上と中間支点上の G1 桁 (外桁) の必要ずれ止め間隔を示す。ずれ止めは、頭付きスタッド $22\phi \times 200$ とし、ずれ止めの設計には、橋軸及び橋軸直角方向のせん断力だけではなく、引抜きによる引張力も考慮している。また、直線桁にもねじりによるせん断力の影響を考慮している。

端支点上は変動作用支配状況の組合せ②における橋軸方向のせん断力により、ずれ止め配置が決定している。曲線桁の端支点上は、ねじりによりずれ止めに付加されるせん断力が大きいため、 $n=3$ (本/列) ではずれ止め間隔 p は最小間隔の 110mm を満足しない。そのため、 $R=300\text{m}$ の場合、 $n=4$ で $p=130\text{mm}$ となり、 $R=200\text{m}$ では $p=120\text{mm}$ まで小さくする必要がある。また、 $R=100\text{m}$ の場合、作用するせん断力が大きくなる

表-10 G1 桁（外桁）の必要ずれ止め間隔



端支点(A1)：組合せ② (D+L)

	n	p	τ_x	τ_y	τ_{xy}	τ_{ud}	σ_t	σ_{tyd}	K'
R=∞	3	115	81.3	8.6	81.8	85.1	35.6	179	0.96 ≦ 1.2
R=300m	4	130	83.8	7.3	84.1	85.1	37.5	179	1.02 ≦ 1.2
R=200m	4	120	82.8	6.8	83.1	85.1	34.6	179	0.99 ≦ 1.2
R=100m	5	120	81.8	5.4	82.0	85.1	24.0	179	0.95 ≦ 1.2

中間支点(P1)：組合せ① (D+EQ2)

	n	p	τ_x	τ_y	τ_{xy}	τ_{ud}	σ_t	σ_{tyd}	K'
R=∞	3	140	13.3	81.7	82.8	85.1	31.0	235	0.96 ≦ 1.2
R=300m	3	140	13.3	81.7	82.8	85.1	31.0	235	0.96 ≦ 1.2
R=200m	3	140	13.8	81.7	82.9	85.1	31.0	235	0.97 ≦ 1.2
R=100m	3	135	13.3	78.9	80.0	85.1	30.0	235	0.90 ≦ 1.2

n：1列あたりのずれ止め本数(本/列)

p：ずれ止めの橋軸方向間隔(mm)

τ_x ：ずれ止めに作用する橋軸方向せん断応力(N/mm²)

τ_y ：ずれ止めに作用する橋軸直角方向せん断応力(N/mm²)

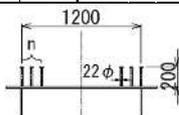
τ_{xy} ：ずれ止めに作用する合成せん断応力(N/mm²)

τ_{ud} ：ずれ止めのせん断応力度の制限値(N/mm²)

σ_t ：ずれ止めに作用する引張応力(N/mm²)

σ_{tyd} ：ずれ止めの引張応力度の制限値(N/mm²)

K' ：せん断応力と引張応力の合成応力度の照査

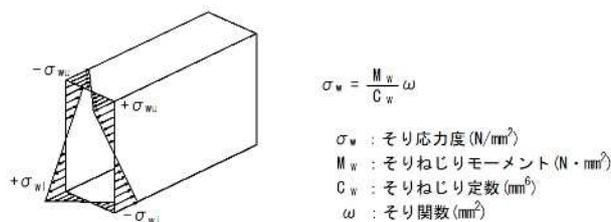


ため、n=5 としても p=120mm となる。床版に鋼コンクリート合成床版を採用する場合、主桁上には底鋼板の補強リブ等も配置されるため、ずれ止めの設計にあたっては、それらを考慮して床版コンクリートの充てんや締固めが確実にできるような配置とする必要がある。

一方、中間支点上は、偶発作用支配状況の組合せ①における橋軸直角方向のせん断力によりずれ止め配置が決定している。そのため、R=300m 及び 200m については、ずれ止め間隔は直線桁と同じとなったが、R=100m の場合のみ、若干間隔を小さくする必要が生じた。

(3) そりねじりモーメントの影響

曲線橋は、そりねじりモーメントにより主桁断面に、図-12 に示すようなそりねじり応力度が発生する。[設計便覧]⁵⁾ では、箱桁断面にお



$$\sigma_w = \frac{M_w \omega}{C_w}$$

σ_w ：そり応力度(N/mm²)

M_w ：そりねじりモーメント(N・mm²)

C_w ：そりねじり定数(mm⁶)

ω ：そり関数(mm²)

図-12 そりねじり応力度

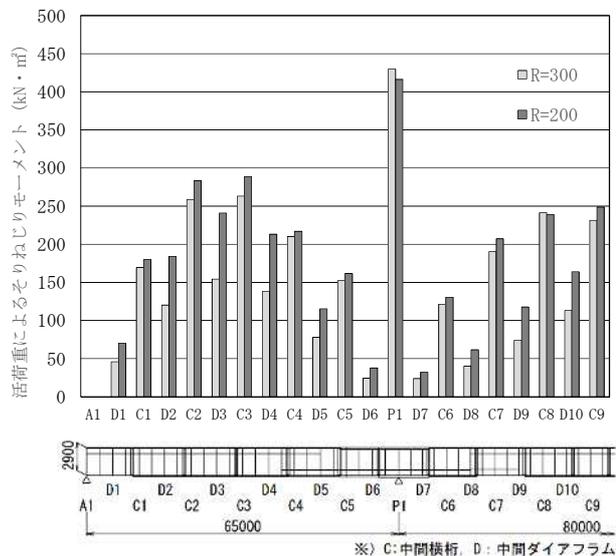


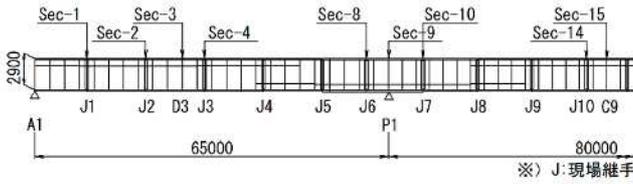
図-13 活荷重による G1 桁のそりねじりモーメント

いてそりねじりの影響を無視できる目安として、単一部材のねじり定数比 $\kappa > 30$ と示されているが、細幅箱桁橋の場合は一般的に $\kappa = 15$ 程度となる。ここでは、曲率半径の大小によるそりねじりモーメントとそれにより主桁断面に作用する付加応力について検討を加える。

図-13 は、R=300m 及び 200m の場合の活荷重による G1 桁のそりねじりモーメントを示したものである。そりねじりモーメントの分布は、主桁の曲げモーメントと同様に支間中央部と中間支点上で大きくなっており、中間ダイヤフラム位置(D)より、中間横桁位置(C)の値が大きくなるのは、中間横桁位置では、横桁の曲げモーメントがねじりモーメントとして伝達されるためである。

表-11 は、変動作用支配状況の組合せ②における曲げ応力度に、それと同時性のあるそりねじり応力度を足し合わせて G1 桁の断面を照査した結果である。応力度は、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した値であり、現場継手位置(J)のフランジの引張応力度には、ボルトの孔

表-11 そりねじり応力を考慮した断面の照査



		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-14	Sec-15	
		J1	J2	D3	J3	J6	P1	J7	J10	C9	
R=300	M_{d1w}	-27.6	-7.8	-157.5	-14.6	19.1	-69.4	34.3	-13.0	-35.5	
	M_{d2w}	-8.3	-1.9	-54.4	-4.8	-35.6	-2.0	14.8	-8.6	-11.9	
	M_{1w}	15.0	-18.1	-193.0	-49.6	35.6	235.8	34.5	-39.6	-169.7	
	κ	18.4	14.8	13.9	14.1	16.5	16.2	18.5	13.5	13.5	
	U-F1g	σ_b	-123	-164	-170	-159	256	285	212	-149	-154
		σ_w	-1.3	-0.8	-12.1	-1.9	0.5	4.3	3.0	-2.0	-6.7
		Σ	-124.3	-164.8	-182.1	-160.9	256.5	289.3	215.0	-151.0	-160.7
	L-F1g	制限値	≤ 207	≤ 235	≤ 235	≤ 235	≤ 271	≤ 344	≤ 271	≤ 207	≤ 207
		σ_b	237	249	226	270	-248	-320	-234	263	236
		σ_w	1.3	0.7	11.4	1.9	-0.5	-4.1	-2.9	2.0	6.9
	Σ	238.3	249.7	237.4	271.9	-248.5	-324.1	-236.9	265.0	242.9	
	制限値	≤ 271	≤ 271	≤ 271	> 271	≤ 271	≤ 344	≤ 271	≤ 271	≤ 271	
	M_{d1w}	-46.4	-12.4	-250.5	-25.7	30.7	-126.2	54.7	-14.0	-55.8	
R=200	M_{d2w}	-13.4	-3.8	-86.7	-9.1	17.9	-3.9	23.2	-10.6	-16.6	
	M_{1w}	-73.9	-21.2	-301.2	-65.1	48.1	196.9	50.5	-46.7	-189.7	
	κ	18.4	14.8	13.6	13.9	16.2	15.8	17.6	14.3	13.1	
	U-F1g	σ_b	-128	-166	-171	-167	256	286	253	-152	-161
		σ_w	-5.3	-1.1	-18.4	-2.8	2.5	1.7	4.2	-2.2	-8.1
		Σ	-133.3	-167.1	-189.4	-169.8	258.5	287.7	257.2	-154.2	-169.1
	L-F1g	制限値	≤ 207	≤ 243	≤ 243	≤ 227	≤ 271	≤ 344	≤ 271	≤ 207	≤ 207
		σ_b	246	266	221	269	-253	-325	-245	267	232
		σ_w	5.6	1.0	17.1	2.7	-2.4	-1.6	-4.1	2.2	8.1
		Σ	251.6	267.0	238.1	271.7	-255.4	-326.6	-249.1	269.2	240.1
制限値		≤ 271	≤ 271	≤ 271	> 271	≤ 271	≤ 344	≤ 271	≤ 271	≤ 271	

M_{d1w} : 前死荷重によるそりねじりモーメント (kN・m)
 M_{d2w} : 後死荷重によるそりねじりモーメント (kN・m)
 M_{1w} : 活荷重によるそりねじりモーメント (kN・m)
 κ : 合成断面のねじり定数比
 σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)
 σ_w : そりねじり応力度 (N/mm²)

引きの影響を考慮している。R=300m 及び 200m ともに、そりねじりによる顕著な応力増が見られるのは、曲げモーメントの大きな支間中央部の Sec-3, 15 と支点部のみであり、それ以外の断面ではその影響は小さいことがわかる。

R=200m では、Sec-3 の上フランジに 18.4N/mm² の比較的大きなそりねじり応力が発生しているが、制限値に対して十分余裕のある結果となっている。これは、上フランジは組合せ①において床版コンクリートを無視した【鋼桁+鉄筋断面】で板厚が決定しているためである。下フランジ側も 17.1N/mm² のそりねじり応力が発生しているが、この Sec-3 は両端部の現場継手位置 (J2, J3) で板厚が決まっているため、断面中央の曲げモーメント最大位置 (D3) ではそり

ねじり応力を考慮しても応力度は制限値に収まっている。ただし、(J3) 位置のみわずかに制限値を超過する結果となった。

これらの結果より、R=300m 及び 200m のそりねじり応力の最大値は、いずれも制限値の 5% 程度であり、その発生位置は曲げモーメント最大断面であることから、これらが主桁断面全体に与える影響は小さいと考えられる。ただし、曲げモーメント最大断面については、制限値に対する発生応力度の余裕量を大きめに見込むなどの留意が必要である。

(4) 横桁取付け部の中間ダイアフラム

箱桁の中間ダイアフラムには、施工や維持管理のために開口を設ける必要があるが、桁内での作業が容易にかつ確実にできるような開口寸法はなるべく大きくするのが望ましい。細幅箱桁橋で図-14 に示すような開口を設ける場合、開口率 ρ は $0.4 < \rho < 0.8$ となるため、中間ダイアフラムは[設計便覧]⁵⁾によりラーメン方式として設計する必要がある。一方、中間横桁が取付く位置のダイアフラムは、図中の着色部分に横桁からの曲げモーメントが局所的に作用するため、それらの力を主桁に確実に伝達できるように補強する必要がある。特に曲線桁の場合、中間横桁には直線桁に比べて大きな曲げモーメントが作用するため注意が必要である。補強方法としては、図-14 に示すように開口に沿って鉛直方向に補剛材を設け、着色部分をフランジ力 P により曲げとせん断を受ける両端固定梁にモデル化して照査する方法がある¹⁾。

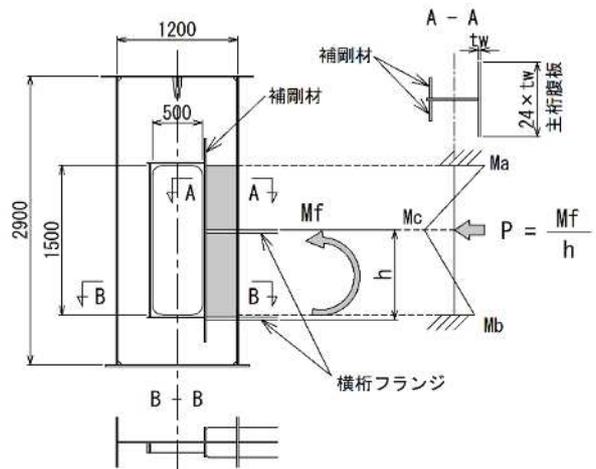


図-14 横桁取付け部ダイアフラムの補強構造

4. まとめ

本稿では、床版コンクリートと鋼桁の合成効果を考慮した細幅箱桁橋の設計例を示すとともに、曲率半径が比較的小さい場合の設計上の留意点について述べた。それらをまとめると下記のとおりである。

- 1) 連続桁の場合、中間支点上の断面は、鉛直方向の作用だけではなく、風荷重や地震の影響等の横荷重が支配的となるため、設計にあたってはそれらの影響を適切に考慮する必要がある。
- 2) 曲線桁の場合、床版コンクリートと鋼桁の合成効果を考慮することにより、桁端部の床版コンクリートやずれ止めには、ねじりモーメントによるせん断力が作用するため、それらの影響を設計に考慮する必要がある。
- 3) 本稿で対象とした支間 80m、総幅員 12m 程度の 3 径間連続細幅箱桁橋の場合、床版コンクリートに作用するせん断応力度から、曲率半径 $R=150\text{m}$ 程度（中心角 30° 程度）が、床版コンクリートと鋼桁の合成効果を考慮して設計する限界と考えられる。
- 4) 曲率半径が小さくなるにつれて、桁端部の必要ずれ止め間隔も小さくなるため、床版に鋼コンクリート合成床版を採用する場合は、底鋼板の補強リブとずれ止めの離隔の確保に注意が必要である。
- 5) 本稿で対象とした $R=300\text{m}$ 及び 200m の細幅箱桁橋では、そりねじり応力は制限値の 5% 程度であり、曲げモーメント最大断面については、これらの影響に注意する必要がある。
- 6) 横桁取付け部のダイアフラムは、横桁に作用する曲げモーメントを確実に主桁に伝達できるようにダイアフラムを補強する必要がある。特に曲線桁の場合、横桁に作用する曲げモーメントが大きいため留意が必要である。

最後に本稿が、床版コンクリートと鋼桁の合成効果を考慮した細幅箱桁橋の設計の参考となれば幸いです。

[参考文献]

- 1) 日本橋梁建設協会：細幅箱桁橋の設計例と解説（2021.6）
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編（2017.11）
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編（2017.11）
- 4) 阪神高速道路公団：曲線桁設計の手引き（案）（1988.10）
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧（2020.9）