

## 2. コンパクト断面設計を採用した鋼連続合成桁橋 —首都圏中央連絡自動車道 金谷郷高架橋の工事報告—

設計小委員会 構造技術部会  
佐々木 力

### 1. はじめに

高速道路の鋼橋建設工事では、PC床版を有する少数主桁化、連続合成桁化など構造の合理化が積極的に図られている。しかし、今後の道路建設においては、更なるコスト縮減が求められ、鋼橋の分野においてもより一層の技術革新を図る必要がある。

すでに構造合理化されたシンプルな形式である鋼連続合成2主桁橋において、更なる合理化を実現する方法のひとつとして、米国の高速道路の規格に関する基準設定機関である AASHTO<sup>1)</sup> などの海外基準にみる限界状態設計法（部分係数設計法（LRFD））の採用等、新たな設計手法を取り入れることも考えられる。

以上のような背景から金谷郷高架橋では国内で初めて実橋レベルでの種々の検討が行われ、限界状態設計法が適用された。本稿では、コンパクト断面の設計方法を中心に設計概要を報告する。

### 2. 橋梁概要

金谷郷高架橋は、千葉県大網白里町（図-1）に位置する鋼5径間連続合成2主桁橋である。橋梁諸元を表-1に示す。また、構造一般図を図-2に、標準断面図を図-3に示す。

本橋は、当初計画において中央の3径間の桁高は2.5mであるのに対し、両側径間は交差道路である町道、



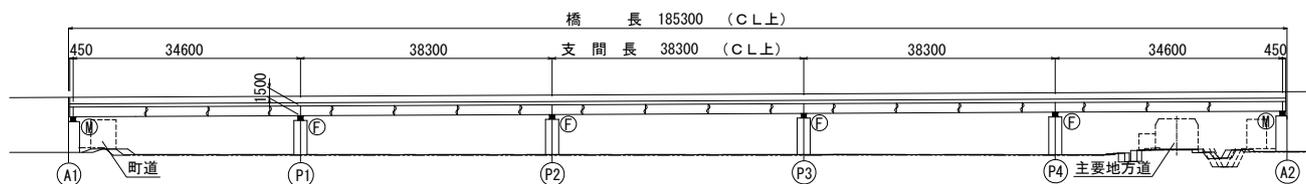
図-1 位置図

表-1 橋梁諸元

道路規格	第1種2級 B規格
上部工形式	鋼5径間連続合成2主桁橋
橋長	185.3m
支間長	34.6+3@38.3+34.6m
有効幅員	10.310m
平面線形	R=1400~A=700m
斜角	90° 00' 00"

主要地方道の建築限界から桁高を1.5mと低く抑えていた。コンパクト断面を適用した場合の最適な桁高スパン比の目安は、既往の検討結果<sup>2)</sup>によると1/25程度と想定されており、本橋にコンパクト断面を適用すると共に、桁高1.5m(桁高スパン比:1/25.3)を全橋にわたって一定にすることが可能であると判断した。

側面図



平面図

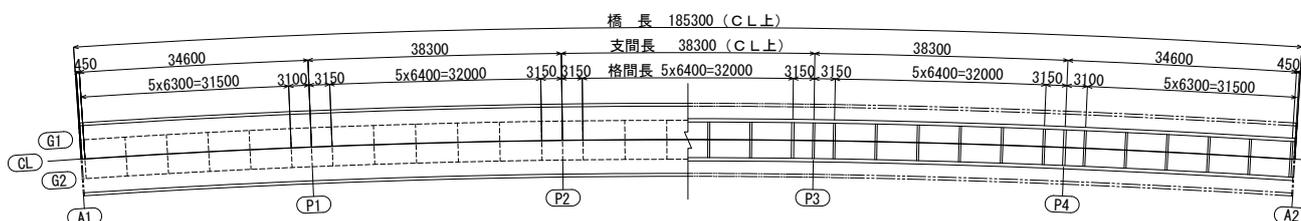


図-2 構造一般図

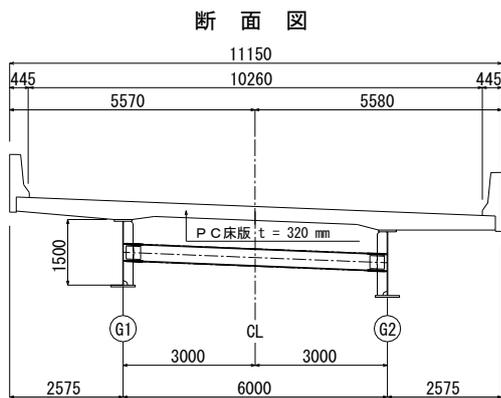


図-3 標準断面図

### 3. 設計概要

#### 3-1. 断面区分の定義

設計体系における断面区分の定義と判定についてはAASHTOに準じている。図-4に断面区分の考え方を示す。

##### (1) コンパクト断面

断面の最大曲げモーメントが全塑性モーメント以上に達する断面。

##### (2) ノンコンパクト断面

鋼桁の一部は降伏するが、断面の最大曲げモーメントは局部座屈によって全塑性モーメントまで達しない断面。

##### (3) スレンダー断面

局部座屈によって断面の最大曲げモーメントが降伏モーメントに達しない断面。

鋼連続合成桁橋は、床版も抵抗断面となり、正曲げが卓越する支間中央部においては中立軸が床版に近い位置にあるため、腹板の圧縮領域が小さくなり鋼桁に局部座屈が生じにくい。従ってコンパクト断面を導入しやすい橋梁形式といえる。

#### 3-2. 設計照査項目

設計照査は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態、および架設時を想定し、各状態での要求性能を定義している。設計荷重を表-2に、照査項目および照査式を表-3に示す。

##### (1) 終局限界状態

終局限界状態では、基本的にAASHTOの考え方に従ってコンパクト断面、ノンコンパクト断面の判定を行う。照査荷重は、「道路橋示方書」(以下、道示)<sup>3)</sup>の降伏に対する荷重組合せを参考にして、表-2に示すようにコンパクト断面では(1.3D+2.0L)、ノンコンパクト断面では(1.3D+2.0L+C+S)とする。

##### (2) 使用限界状態

使用限界状態では、実際に起こりうる最大荷重(D+L+C+S+T)に対して、鋼材が永久変形を起こさないように設計する。具体的には、最大応力が降伏応力あるいは座屈応力に対して15%の余裕(1.15の安全率)を持つよう設計する。

##### (3) 疲労限界状態

「鋼道路橋の疲労設計指針」(以下、疲労設計指針)<sup>4)</sup>に従って照査する。

##### (4) 架設時

架設段階で鋼桁に生じる最大断面力に対して、「道示」に従って照査する。この時、許容応力度の割増し1.25を考慮する。

表-2 設計荷重

状態	照査	道路橋示方書	実施設計	
			コンパクト設計 (支間部)	ノンコンパクト設計 (中間支点部)
終局限界状態	荷重	1.3D, 2.0L, Pre, C, S, T の組合せ	1.3D+2.0L ※C, S, Tは 考慮しない	1.3D, 2.0L, 1.0C, 1.0S の組合せ
使用限界状態	荷重	1.0D, 1.0L, 1.0C, 1.0S, 1.0Tの組合せ	道示に同じ	道示に同じ

(注) D: 死荷重 L: 活荷重 C: クリープの影響 Pre: プレストレス  
S: 乾燥収縮の影響 T: 温度変化の影響

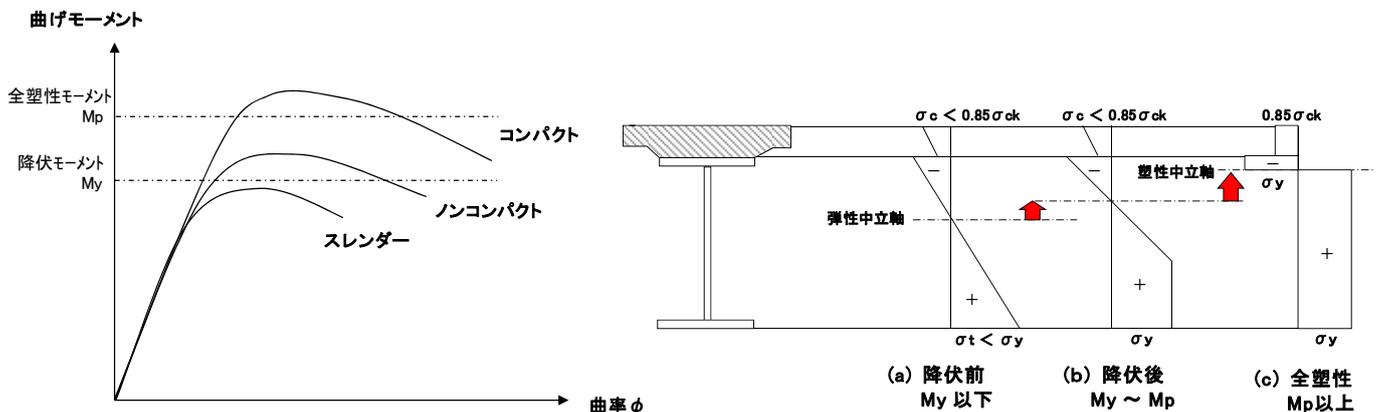


図-4 断面分類と曲げ耐力および応力状態

表-3 照査項目と照査式

状態	断面決定指標	実施設計	
		コンパクト設計	ノンコンパクト設計
終局限界状態	合成桁の適用条件	Dw/150 Dw:腹板高 bf/2tf ≤ 12 bf:フランジ幅 tf:フランジ厚	同左
	コンパクト・ノンコンパクトの判定	2Dcp/tw ≤ 3.76√(E/σy) :コンパクト断面条件 bc/2tc < 0.38√(E/σy) :コンパクト断面条件	2Dc/tw ≤ 5.7√(E/σy) :ノンコンパクト断面条件 bc/2tc < 0.56√(E/σy) :ノンコンパクト断面条件
	曲げ耐力の照査 (コンパクト断面)	M1 ≤ Mr = min(Mr1, Mr2) Mr1:全塑性モーメント, Mr2:1.3My	—
	圧縮FLG・引張FLGの照査 (ノンコンパクト断面)	—	σ ≤ min(σnc1, σnc2) σnc1:道示の局部座屈に対する許容応力度×1.7 σnc2:道示の横倒れ座屈の許容応力度×1.7
	腹板のせん断の照査	Q1 ≤ Qu Qu:限界せん断力(Basler式で算出)	同左
曲げとせん断照査	(M1/Mr) <sup>4</sup> + (Q1/Qu) <sup>4</sup> ≤ 1.0	同左	
使用限界状態	上フランジ応力 (σu: N/mm <sup>2</sup> )	[正曲げ] 床版コンクリートを桁の断面に算入 [負曲げ] 引張応力状態の床版のコンクリートを無視し、橋軸方向の鉄筋を断面に算入	[負曲げ] 引張応力状態の床版のコンクリートを無視し、橋軸方向の鉄筋を断面に算入
	下フランジ応力 (σu: N/mm <sup>2</sup> )	σ ≤ σy/1.15, τ ≤ τy/1.15 (σ/(σy/1.15)) <sup>2</sup> + (τ/(τy/1.15)) <sup>2</sup> ≤ 1.2	σ ≤ σy/1.15, τ ≤ τy/1.15 (σ/(σy/1.15)) <sup>2</sup> + (τ/(τy/1.15)) <sup>2</sup> ≤ 1.2
	曲げせん断照査	道示解10.4.2式を用い座屈安全率を1.15とする	同左
	床版コンクリートひび割れ幅	Wa=0.0035c Wa:許容ひび割れ幅 c:かぶり	同左
架設時	横倒れ座屈	σ ≤ σα × 1.25 σα:許容応力度	同左
	フランジの座屈応力	σ ≤ σα × 1.25	同左

表-4 照査結果

		断面番号	単位	支間中央 (P3-P4)	支点上 P4	
断面構成	上フランジ	幅 : bu	(mm)	400	400	
		厚 : tu	(mm)	29	56	
	ウェブ	材質		SM490YB	SM570-H	
		高さ : Dw	(mm)	1471	1444	
	下フランジ	厚 : tw	(mm)	16	19	
		材質		SM490YA	SM570	
		幅 : bl	(mm)	550	550	
		厚 : tl	(mm)	38	73	
	終局限界	コンパクト断面の判定	2Dcp/tw	---	0.0	
			3.76√(E/σy)	---	89.2	
(2Dcp/tw)/3.76√(E/σy) ≤ 1.0			---	0.0		
曲げ耐力照査		降伏モーメント x 1.3	1.3My	(kN・m)	20301.0	
		全塑性モーメント	Ms	(kN・m)	24881.0	
		設計曲げモーメント	Msd	(kN・m)	16862.1	
		設計曲げ耐力	Mrd	(kN・m)	20301.0	
		限界モーメント比	Msd/Mrd ≤ 1.0	---	0.83	
ノンコンパクト断面の判定		2Dc/tw	---	90.6		
		5.7√(E/σy)	---	120.2		
	(2Dc/tw)/5.7√(E/σy) ≤ 1.0	---	0.75			
応力照査	上フランジ曲げ応力度	σ fu	(N/mm <sup>2</sup> )	-203.2	428.9	
	上フランジ許容曲げ応力度	σ au	(N/mm <sup>2</sup> )	355.0	450.0	
	上フランジ曲げ応力度比	σ fu/σ au ≤ 1.0	---	0.57	0.95	
	下フランジ曲げ応力度	σ fl	(N/mm <sup>2</sup> )	-23.7	-403.6	
	下フランジ許容曲げ応力度	σ al	(N/mm <sup>2</sup> )	292.8	423.8	
	下フランジ曲げ応力度比	σ fl/σ al ≤ 1.0	---	0.08	0.95	
	せん断照査	設計せん断力	Vsd	(kN)	900.1	4441.4
設計せん断耐力		Vrd	(kN)	3729.7	6896.4	
限界せん断比		Vsd/Vrd ≤ 1.0	---	0.24	0.64	
合成限界比		(Msd/Mrd) <sup>4</sup> + (Vsd/Vrd) <sup>4</sup> ≤ 1.0	---	0.54	1.00	
使用限界	永久変形の照査	上フランジ曲げ応力度	σ u	(N/mm <sup>2</sup> )	-254.4	359.7
		上フランジ許容曲げ応力度	σ au	(N/mm <sup>2</sup> )	308.7	391.3
		上フランジ曲げ応力度比	σ u/σ au ≤ 1.0	---	0.82	0.92
		下フランジ曲げ応力度	σ l	(N/mm <sup>2</sup> )	244.6	-324.5
		下フランジ許容曲げ応力度	σ al	(N/mm <sup>2</sup> )	308.7	368.6
		下フランジ曲げ応力度比	σ l/σ al ≤ 1.0	---	0.79	0.88
	せん断応力度	τ	(N/mm <sup>2</sup> )	19.1	103.8	
	許容せん断応力度	τ a	(N/mm <sup>2</sup> )	178.2	225.9	
	せん断応力度比	τ/τ a ≤ 1.0	---	0.11	0.46	
	合成応力度	(σ/σ a) <sup>2</sup> + (τ/τ a) <sup>2</sup> ≤ 1.2	---	0.62	0.93	
ひび割れ幅	発生ひび割れ幅	w	(mm)	0.021	0.150	
	許容ひび割れ幅	wa	(mm)	0.185	0.185	
	ひび割れ限界比	w/wa ≤ 1.0	---	0.11	0.81	
架設時	応力度照査	上フランジ曲げ応力度	σ u	(N/mm <sup>2</sup> )	-185.9	226.1
		上フランジ許容曲げ応力度	σ au	(N/mm <sup>2</sup> )	190.2	318.8
		上フランジ曲げ応力度比	σ u/σ au ≤ 1.0	---	0.98	0.71
		下フランジ曲げ応力度	σ l	(N/mm <sup>2</sup> )	131.9	-177.8
		下フランジ許容曲げ応力度	σ al	(N/mm <sup>2</sup> )	262.5	313.4
		下フランジ曲げ応力度比	σ l/σ al ≤ 1.0	---	0.50	0.57
		せん断応力度	τ	(N/mm <sup>2</sup> )	-3.6	56.8
		許容せん断応力度	τ a	(N/mm <sup>2</sup> )	150.0	181.3
		せん断応力度比	τ/τ a ≤ 1.0	---	0.02	0.31
		合成応力度	(σ/σ a) <sup>2</sup> + (τ/τ a) <sup>2</sup> ≤ 1.2	---	0.42	0.53
床版応力度比	σ c/σ ac ≤ 1.0	---				
		弾性座屈の照査 ≤ 1.0		---	0.45	0.28

3-3. 終局限界状態の照査(表-3 参照)

(1) 合成桁の適用条件

腹板とフランジの幅厚比などの形状寸法に関する適用条件を照査する。

(2) コンパクト・ノンコンパクトの判定

腹板と圧縮フランジの幅厚比に関する条件式で判定する。

(3) 曲げ耐力の照査(コンパクト断面)

全塑性モーメントと降伏モーメントの1.3倍のいずれか小さい値を制限値とし、曲げ耐力の照査をする。

(4) 圧縮フランジ・引張フランジの照査(ノンコンパクト断面)

「道示」の許容応力度の1.7倍で照査する。

(5) 腹板のせん断の照査

土木学会の「鋼合成標準示方書」(以下、標準示方書)<sup>5)</sup>のBaslerの式により照査する。

(6) 曲げとせん断の組合せに対する照査

「標準示方書」の4乗相関則により照査する。

4. 断面構成

4-1. 断面構成結果

正曲げが卓越する支間中央はコンパクト断面とし、負曲げを受ける中間支点上は、経済性を考慮してノンコンパクト断面として設計<sup>6), 7)</sup>した。

断面構成のうち P3-P4 の支間中央断面（コンパクト断面）および P4 支点上断面（ノンコンパクト断面）の照査結果を表-4 に示す。

支間中央断面（コンパクト断面）では、塑性中立軸に近い上フランジは全塑性モーメントへの寄与率が小さいため、終局限界状態の照査で断面を厚くするメリットが少ない。そのため、架設時（床版打設時）の圧縮フランジの照査で断面を決定した。一方、下フランジは、塑性中立軸からの距離が大きいため、全塑性モーメントへの寄与率が高いため、終局限界状態の照査で断面を決定した。許容応力度法により設計した断面と比較（表-5、図-5）すると、上フランジの断面は、小さくなる傾向を示し、下フランジ断面は、桁高を低くした影響もあり、大きくなる傾向を示した。

中間支点断面（ノンコンパクト断面）は、許容応力度法と比較し、使用限界状態および終局限界状態の照査における制限値は違うものの、照査方法に大きな違いはない。このため、桁高を低くしたことが大きく影響し、許容応力度法で設計された断面と比較（表-5、図-5）し、材質のランクアップやフランジ断面の増大が生じた。

疲労限界状態の照査は、「疲労設計指針」に従って行い、安全性を確認した。許容応力度法に比べ疲労照査対象の各溶接継手に生じる応力範囲が大きくなり、支間中央部の垂直補剛材の下端部に累積損傷度の照査を満足しない箇所が生じた。該当部位の下端 250mm の範囲（図-6）を溶接止端仕上げにより疲労等級を上げることで、疲労耐久性を確保した。

主桁の現場継手構造は、当初、高力ボルト継手で計画されていたが、コンパクト断面の設計では、終局時に塑性化するため、継手挙動が明確な溶接継手に変更した。

表-5 断面比較

	支間中央 (P3-P4)		支点上 (P4)	
	従来設計	限界状態設計	従来設計	限界状態設計
UFLG	520×29	400×29	520×46	400×56
WEB	2471×16	1471×16	2454×20	1444×19
LFLG	670×23	550×38	670×59	550×73
断面積比	1.00	0.80	1.00	0.80
材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM570

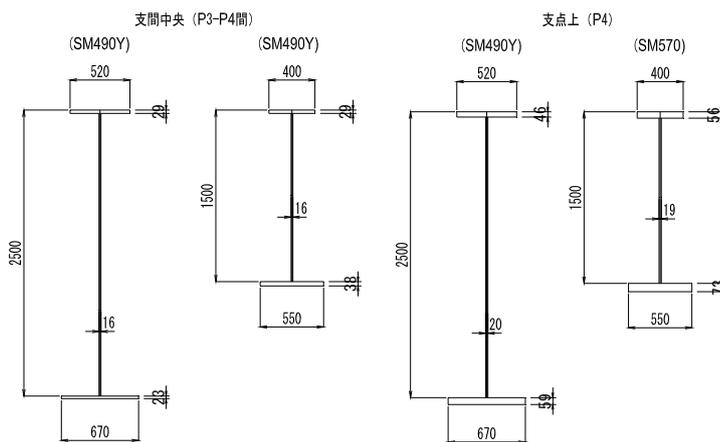


図-5 断面比較

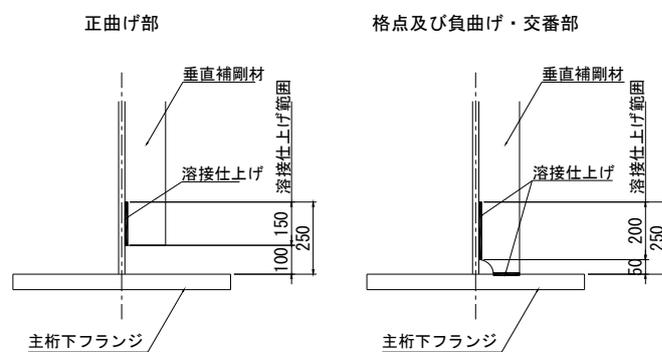


図-6 溶接止端仕上げ範囲

間中央部（コンパクト断面）との断面差が大きくなり、断面構成が板厚差で決定するなど不合理となる。

## 5. 従来の鋼連続合成 2 主桁橋との比較

### 5-1. 横桁間隔の比較

従来の 2 主桁橋の横桁間隔は 6m~10m であるが、本橋では、中間支点部付近は 3m 程度、支間中央部は 6m 程度で配置した。中間支点部（ノンコンパクト断面）は、終局限界状態の照査時に局部座屈および横倒座屈の応力低減を考慮する。このため、断面が増大し、支

### 5-2. 材片数および鋼重の比較

材片数の比較を図-7 に鋼重の比較を図-8 に示す。桁高を 2.5m から 1.5m に変更し、水平補剛材を省略できたが、横桁配置を変更したことにより横桁数が増加した。そのため、小型材片数の低減は 1.5% と少なかった。鋼重は、中間支点部を SM490Y 材から SM570 材に変

更しているため、一概に重量比較はできないが、18%低減した。

### 5-3. 活荷重たわみの比較

活荷重たわみの比較を表-6に示す。桁高を抑制しているため、許容応力度法に比べ、2.8倍程度大きくなっているが、「道示」の規定(L/(20,000/L):L支間長(m))およびAASHTOの規定(L/800)は満足している。

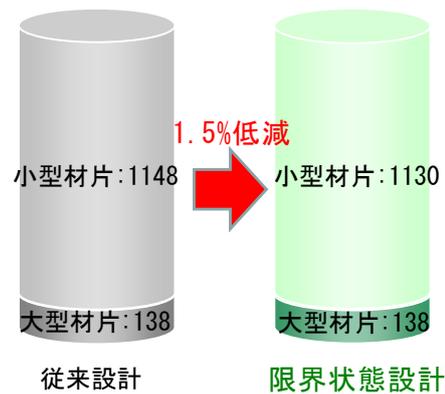


図-7 材片数比較

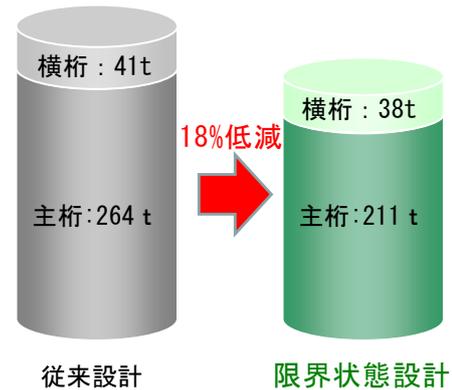


図-8 鋼重比較

表-6 活荷重たわみ比較

(単位:mm)

	活荷重たわみ	許容たわみ	
		道示	AASHTO
従来設計	13.4	73.3	47.8
限界状態設計	37.8	73.3	47.8

## 6. 安全性の検証

### 6-1. 終局限界状態時の安全性検証

コンパクト断面の考え方を採用した本橋に対して、弾塑性解析を行い、鋼桁が降伏した後や床版にひび割れが生じた後の非線形挙動を把握することで、終局限界状態時の安全性や設計照査方法の妥当性を検証した<sup>8)</sup>。解析手法はファイバーモデルを用いた橋軸方向の対称性を考慮した1/2モデルとし、載荷荷重は本設計の終局限界状態の照査荷重である1.3D+2.0LからW=1.3D+(2.0L×α)とした。荷重-変位関係を図-9に示す。α=0.8で支間中央部の下フランジとウェブで塑性化が開始する。終局荷重時であるα=1.0で支点部の下フランジとウェブに塑性化が開始する(図-10)。α=1.2で支間中央部のウェブ中央まで塑性化が進展し、その後、変位が急激に増加する。そして、α=1.4で支間中央部、支点部で全塑性化する。終局時の耐荷力は、α≧1.0を十分満たしていることが確認された。

### 6-2. 振動特性の把握

辺長比(桁幅/桁高)が従来橋に比べ大きくなる。よって振動特性も異なるものと想定されるため、固有値解析と実橋試験(常時微動計測、車両踏台落下試験、起振機による振動試験)を実施した。固有振動数と構

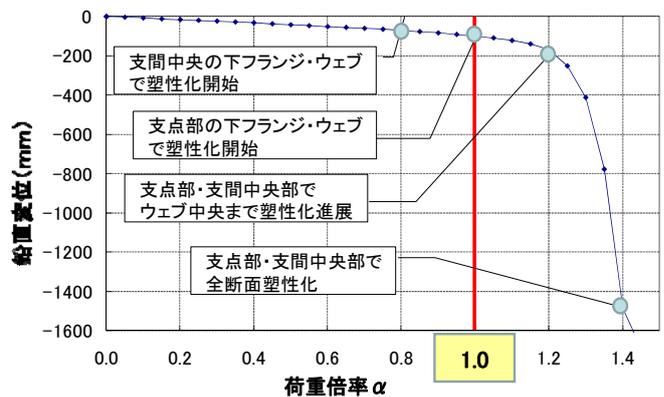


図-9 荷重-変位図

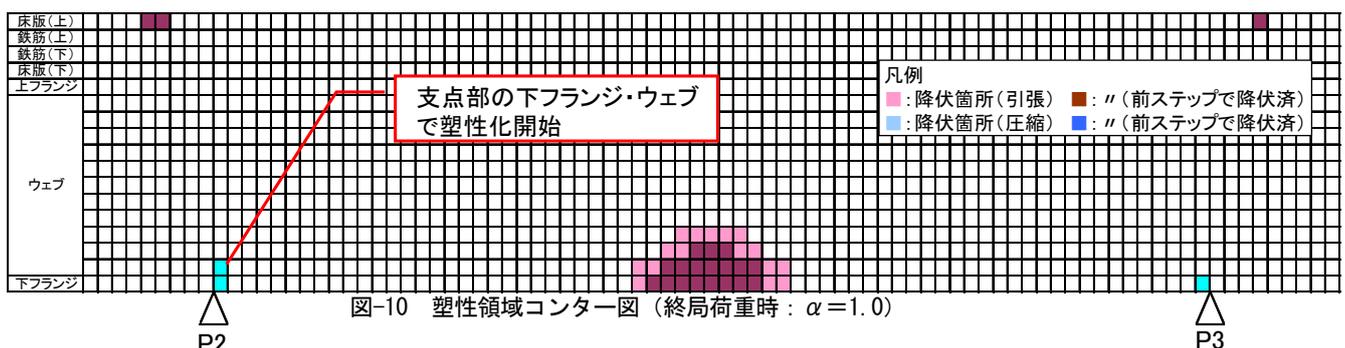


図-10 塑性領域コンター図(終局荷重時: α=1.0)

造減衰を表-7に示す。固有値解析により算出した従来2主I桁橋と比較すると固有振動数は20%程度低下しており、従来橋と異なる振動特性を有している。

表-7 固有振動数と構造減衰

	固有振動数 (Hz)		減衰定数 (h)	
	鉛直1次	ねじり1次	鉛直1次	ねじり1次
固有値解析	2.32	3.25	-	-
常時微動計測	2.48	3.31	0.037	0.029
車両踏台落下試験	2.53	3.32	0.054	0.013
起振機による振動試験	2.42	3.25	0.045	0.016
従来2主I桁橋(固有値解析)	3.12	3.93	-	-

【参考文献】

- 1) AASHTO:LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Third Edition・2004
- 2) 土木学会鋼構造委員会:鋼・合成構造標準示方書に基づく新たな設計(鋼構造委員会 合成桁の限界状態に関する調査検討小委員会報告書) (2009.9)
- 3) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 日本道路協会
- 4) 鋼道路橋の疲労設計指針, 日本道路協会
- 5) 土木学会鋼構造委員会:鋼・合成構造標準示方書, 総則・構造計画編・設計編 (2007.3)
- 6) 本間淳史, 高久英彰, 及川俊介, 酒井修平, 佐々木力: 高速道路における鋼連続合成桁の限界状態設計法の適用に関する検討報告, 土木学会第64回年次学術講演会(2009)
- 7) 高久英彰, 藤野和雄, 岸隆, 佐々木力, 三宅隆文, 田中雅人: コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁, 橋梁と基礎 Vol.45 (2011.12)
- 8) 小野寺吉政, 佐々木力, 高久英彰, 広瀬剛, 本間淳史: 限界状態設計法により設計された鋼連続合成桁の終局限界に関する解析的検証, 土木学会第65回学術講演会(2010)

6-3. 耐風安定性の照査

超小型多目的簡易風速試験ツール(S-VFD)を用いて、振動の発生無次元風速の調査を実施した。さらに、実橋振動試験より得られた固有振動数および構造減衰を反映させることで、実橋において発生する振動現象の推定を行った。渦励振、ねじれフラッター、ギャロッピングとも発生風速は照査風速以上と推定され、耐風安定性を確保していることが確認された(図-11)。

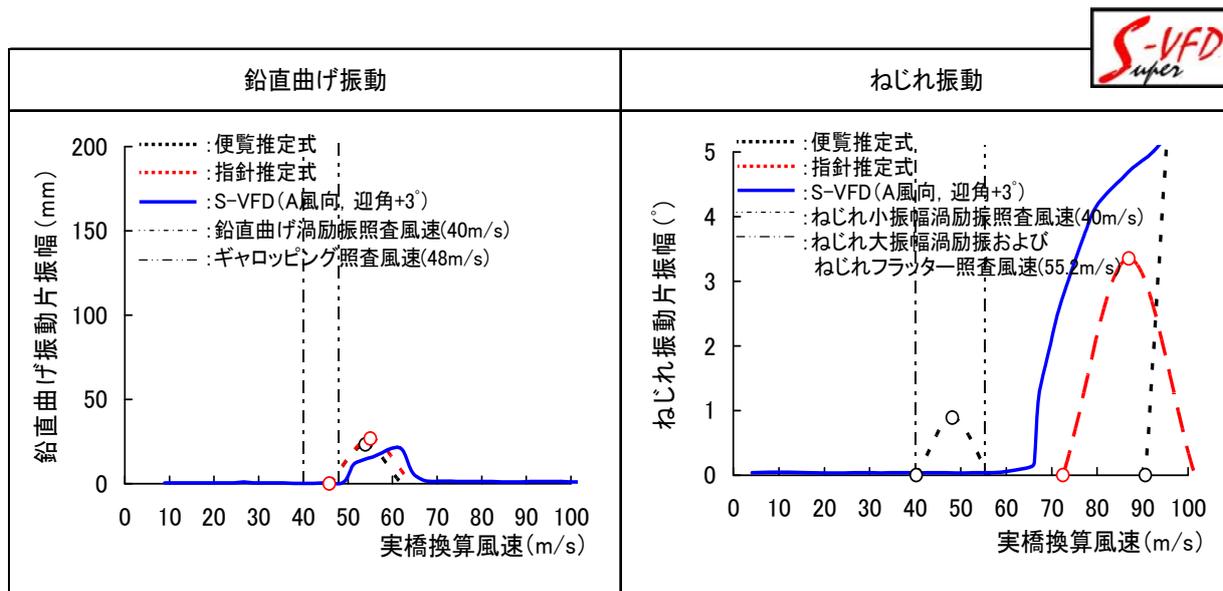
7. おわりに

鋼連続合成2主桁橋に対し、更なる合理化を目指すため、海外基準にみるコンパクト断面の考え方を採用した国内で初めてとなる高速道路橋の詳細設計の検討内容について報告を行った。

最適桁高の検討、高力ボルト継手の終局時耐力等、今後の検討課題はあるが、本設計法が競争力のある鋼橋の実現に大きく貢献できるものと期待している。

謝辞

本検討にあたり、発注者である東日本高速道路(株)、早稲田大学 依田照彦教授、長岡技術科学大学 長井正嗣教授、埼玉大学 奥井義昭教授、埼玉大学 松本泰尚准教授ならびに東京大学 藤野陽三教授にご指導をいただきました。深く感謝いたします。



※ ○プロットで示された点が推定式による推定値。点線ラインはプロットを繋いだ推定ラインを示す。  
 - - - - は鉛直曲げ渦励振と小振幅のねじれ渦励振の照査風速を示し、振動の発生がこの風速以上であれば、渦励振に対する安全性を確保しているとみなせる。  
 - - - - はギャロッピング、大振幅ねじれ渦励振、フラッターの照査風速を示し、振動の発生がこの風速以上であれば発散振動に対する安全性を確保しているとみなせる。

図-11 風速-応答振幅図