

新しい鋼・コンクリート複合橋の紹介

1. はじめに

橋梁は鋼橋とコンクリート橋に大別される。鋼は軽くて高強度であるが、比較的高価である。コンクリートは比較的安価ではあるが、鋼より強度が低く、かつ重い。力学的には、鋼は引張力に対して優れた耐力を示すが、圧縮力に対しては座屈しやすい。コンクリートは圧縮力に対して優れた耐力を示すが、引張力にはきわめて弱い。この対照的な2つの材料を組み合わせた構造が合成構造あるいは複合構造であり、第3の構造と呼ばれる。

鉄筋コンクリート構造やプレストレスコンクリート構造は、引張力に弱いコンクリート構造の弱点を鉄筋あるいはPC鋼材で補った構造であり、広い意味では複合構造である。最近、波型鋼板ウエブ箱桁やエクストラードズド橋に代表されるような、新しい複合構造が建設されている。これらも、コンクリート部材の弱点を鋼部材で補おうとする発想である。

一方、筆者は鉄鋼メーカーにおいて鋼橋の設計・施工に携わってきたため、鋼橋の弱点をコンクリートで補うとの立場で、新しい合成・複合構造を提案してきた。鋼橋は比較的高価であるが、鋼管やH形鋼など製鉄所で製造される鋼部材を主桁に用いれば加工コストが低減できる。さらに、座屈しやすい部位にコンクリートを充填すれば座屈耐力が向上できる。この考えに基づき最初に提案した新形式橋梁は、鋼管を主桁とする鉄道橋であった。鋼管を主桁に用いることにより加工コストを低減する。それと同時に、鋼管内にコンクリートを充填することにより曲げ耐力を向上し、さらには騒音・振動の低減をねらった。幸い、この新形式橋は北陸新幹線で採用され、すでに完成している(図 1.1, 1.2, 1.3)。

著者は、この鋼管橋以外についても、種々の「新しい鋼・コンクリートの複合構造」を提案し、その構造特性と実現性について研究している。本セミナーでは、現在研究開発中の5つの新構造形式を紹介する。



図 1.1 建設中の鋼管桁（上面）



図 1.2 建設中の鋼管桁（桁端部側面）



図 1.3 完成した鋼管桁

【参考文献】

- 1) 保坂鐵矢、中村俊一、西海健二：鋼管桁の曲げ耐力およびRC床版とのずれ止めに関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，1301-1312，1997.3.
- 2) 保坂鐵矢、光木香、西海健二、中村俊一：鋼とコンクリートを組み合わせた鉄道橋用主桁の騒音・振動低減効果に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，889-897，1998.3.
- 3) 保坂鐵矢、西海健二、中村俊一：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，1565-1573，1998.3.
- 4) 保阪鐵矢：北陸新幹線の複合鉄道橋、日本鋼構造協会誌、No.25，1997.

2 . 圧延 H 形鋼を用いた桁橋

2.1 はじめに

本章では、圧延 H 形鋼を主桁に用いた新しい複合橋梁を紹介する。圧延 H 形鋼は製鉄所で製造されるため、極めて少ない加工量で橋梁主桁に適用できる。現状では、最大の桁高さは 900mm 程度であり、適用スパンはたかだか 20m である。しかし、構造的な工夫を施し、設計法を見直せば、適用スパンを 40-50m まで拡大できることを示す。

提案する構造を図 2.1 および写真 2.1 に示す。基本的には、上下部一体の連続ラーメン構造である。支間中央では正の曲げモーメントが卓越するため、鋼桁と RC 床版の合成桁として設計する。一方、中間支点上においては、負の曲げモーメントが卓越するため、床版コンクリートは引張領域となり耐力には寄与しない。そのため、主桁をコンクリートで被覆した SRC 構造とする。さらに、RC 橋脚とも一体化することにより、維持管理の負荷を低減し、地震力に対する抵抗力も向上できる。また、圧延 H 桁は鋼が降伏する以前では座屈せず全塑性モーメント耐力まで期待できる、いわゆるコンパクト断面となっている。したがって、降伏応力を基準とする許容応力設計法より、終局耐力を基準とする限界状態設計法を用いた方が合理的・経済的となると考えられる。

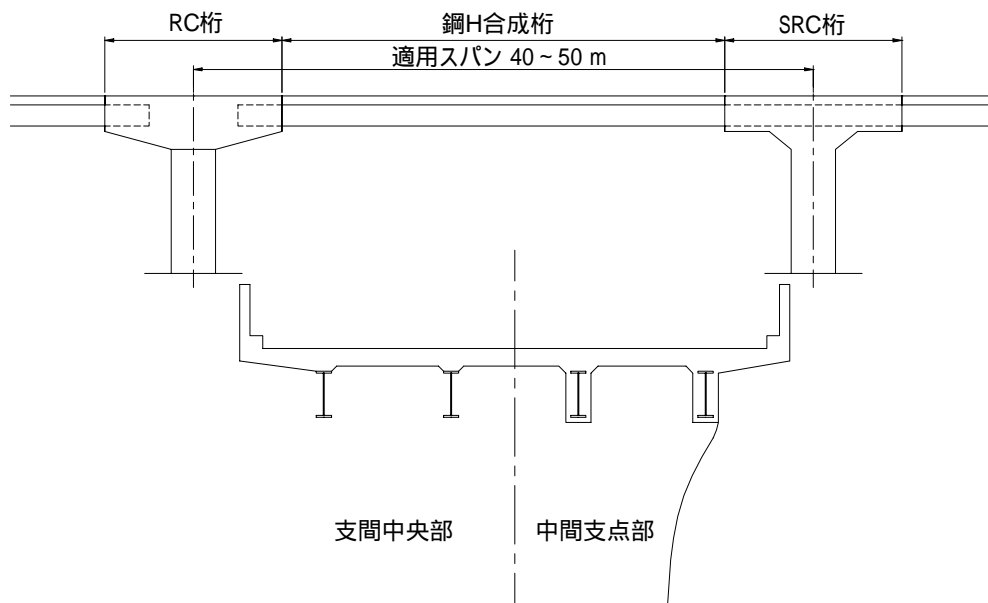


図 2.1 圧延 H 形鋼を用いた複合橋梁

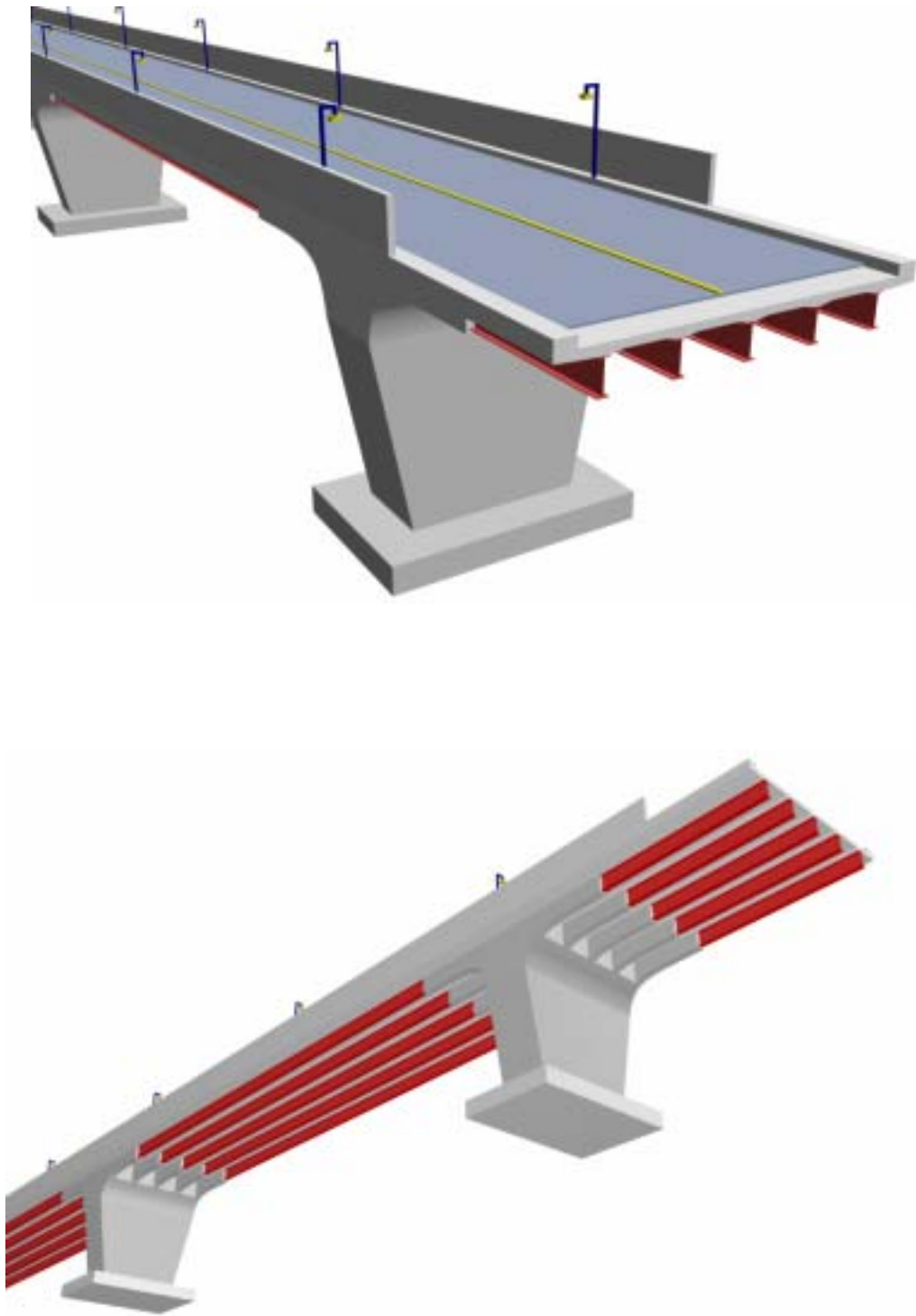


写真 2.1 圧延H形鋼を用いた複合橋梁のイラスト

2.2 試設計橋梁

検討に用いた橋梁形式は，圧延H形鋼を主桁とし，RC橋脚とも一体化した4径間連続ラーメンである（図2.2）．スパン中央部の正曲げモーメント部は，圧延H形鋼とRC床版の合成桁とし，中間支点部の負曲げモーメント部は圧延H形鋼を鉄筋コンクリートで被覆したSRC桁とした．スパンは40+50+50+40mとし，RC橋脚の高さは10.0mとした．

道路橋を想定し，全幅員は10.5m，主桁本数は5本とした（図2.3）．圧延H形鋼は，ウェブ高さ844mm，フランジ幅302mm，ウェブ厚18mm，フランジ厚34mm，材質SM490Yであり，これは現在の最大断面である．想定した支間中央部断面を図2.4に，中間支点部断面を図2.5に示す．床版は，厚さ22cmのRC床版とした．基礎は直接基礎とし，橋脚は幅6.0m，厚さ3.0mのRC橋脚とした（図2.6）．

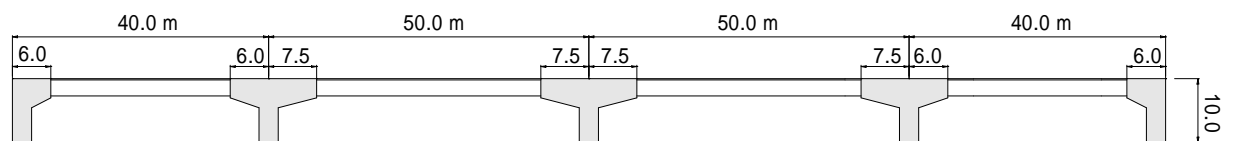


図 2.2 検討橋梁の一般図

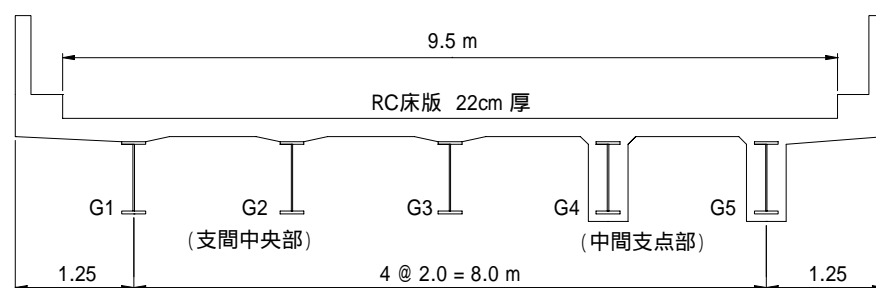


図 2.3 検討橋梁の断面

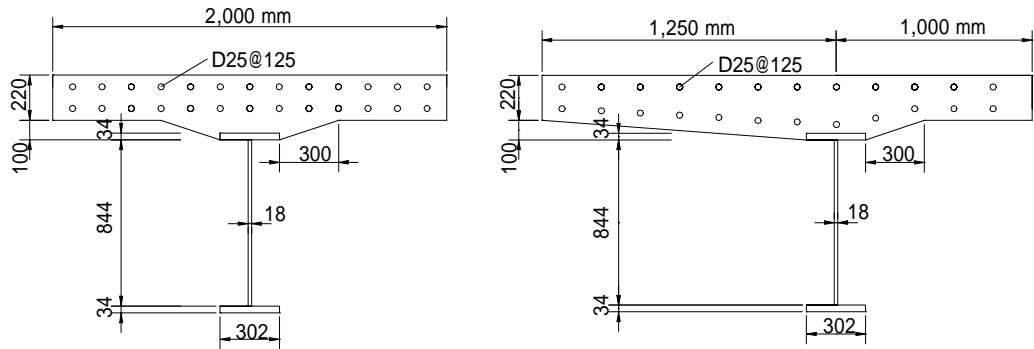


図 2.4 主桁断面（支間中央部）

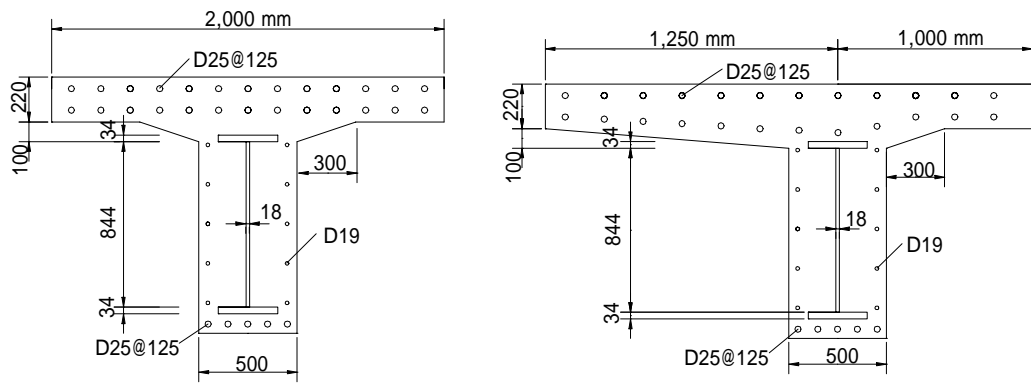


図 2.5 主桁断面（中間支点上）

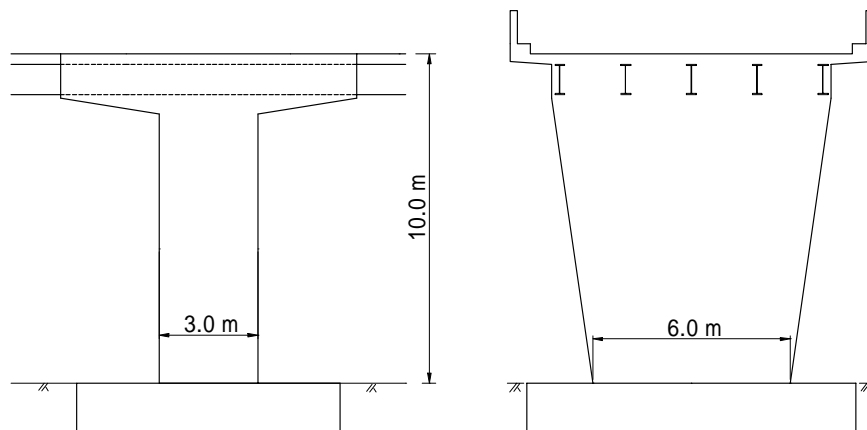


図 2.6 下部工

2.3 設計断面力

鋼桁および床版コンクリートの死荷重は鋼桁のみで受け持たせ、鋼桁を架設した後に R C 床版を打設する活荷重合成桁とした。地覆・高欄などの合成後死荷重および活荷重は、支間中央部では合成桁として、中間支点部では S R C 桁として設計する。活荷重は B 活荷重とし、影響線載荷法により断面力を求めた。解析モデルは立体ラーメンとした。中間横桁は設けないが、R C 床版の橋軸直角方向の断面剛性をモデル中に入れた。

発生曲げモーメントを図 2.7 に示す。合成前死荷重に対しては連続桁として計算したが、支間中央部には正の曲げモーメント，中間支点上には負の曲げモーメントが作用する。合成後死荷重に対してはラーメン構造として計算したが，中間支点上の負曲げモーメントが支間中央部の正の曲げモーメントより卓越している。活荷重に対してもラーメン構造として計算したが，最大および最小値を求めたが，合成前死荷重とほぼ同一レベルの値を示した。

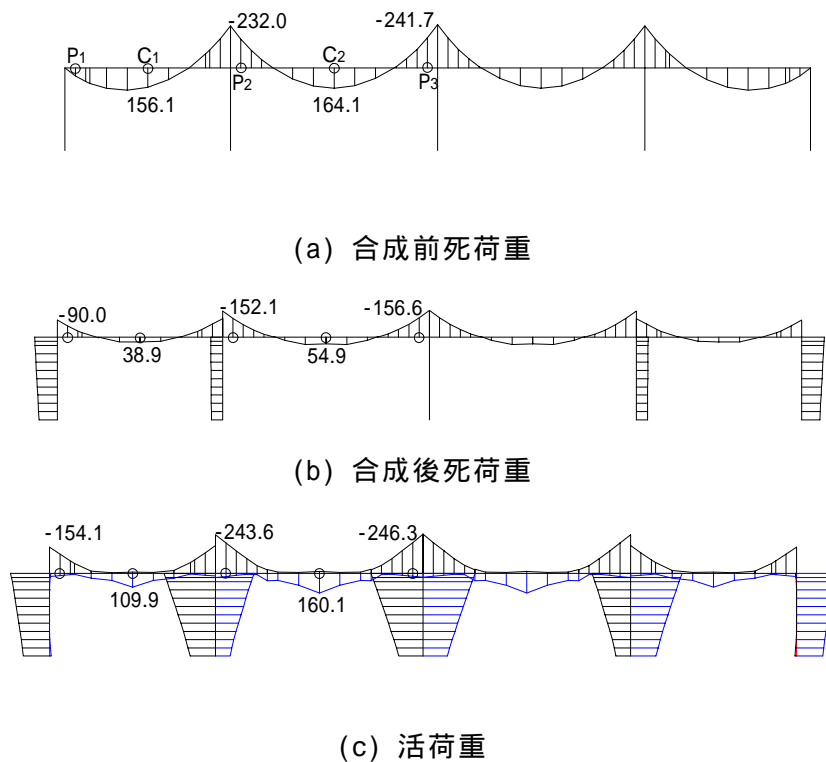


図 2.7 曲げモーメント (tf·m)

2.4 許容応力度法による断面照査

前節で得られた断面力に対し，許容応力度法により断面を照査する．照査は，支間中央部 C2 と中間支点部 P3 について行う．

(1) 支間中央部

支間中央部には正の曲げモーメントが作用し，鋼桁および R C 床版には図 2.8 に示すような応力が発生する．鋼桁下縁および R C 床版上縁に発生する応力は許容応力度以内でなければならない．

$$\gamma = (\sigma_{SD1} + \sigma_{SD2} + \sigma_{SL}) / \sigma_{SA} \leq 1 \quad (1)$$

$$\gamma = (\sigma_{CD2} + \sigma_{CL}) / \sigma_{CA} \leq 1 \quad (2)$$

ここで， σ_{SD1} ：合成前死荷重による鋼桁下縁応力， σ_{SD2} ：合成後死荷重による鋼桁下縁応力， σ_{SL} ：活荷重による鋼桁下縁応力， σ_{SA} ：鋼の許容応力， σ_{CD2} ：合成後死荷重による R C 床版上縁応力， σ_{CL} ：合成後死荷重による R C 床版上縁応力， σ_{CA} ：コンクリートの許容応力である．鋼桁は材質 SM490Y とし，許容応力は $2100\text{kgf}/\text{cm}^2$ とする．コンクリートは強度 $400\text{kgf}/\text{cm}^2$ クラスを用い，許容曲げ応力は $137\text{kgf}/\text{cm}^2$ とした．

主桁 G1 と G2 に関する応力照査結果を表 2.1 に示す．いずれも，鋼桁下縁において許容応力を越えている．これは，合成前死荷重に対しては鋼桁のみで支えているため，その負担が大きいためである．一方，床版コンクリートは許容応力以内である．

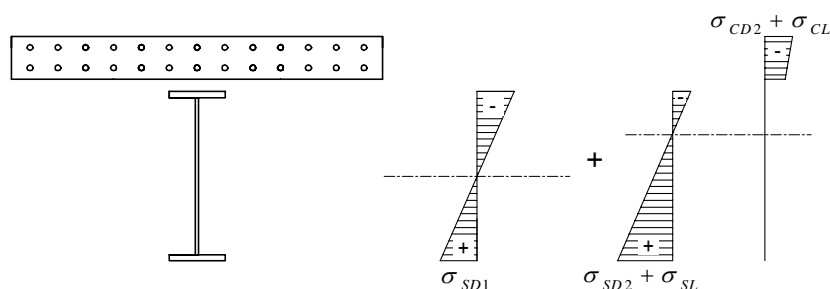


図 2.8 応力分布（支間中央部 C2）

表 2.1 応力照査（支間中央部 C2）

		D1	D2	L	D1+D2+ L	σ_A	
G 1	σ_c	-	-20. 9	-59. 8	-80.7	-137. 3	0.5 9
	σ_u	-154 0	-19	-57	-1616	-2100	0.7 7
	σ_l	1540	339	988	2867	2100	1.3 7
	σ_{RB}	-	-131	-387	-518	1726	0.3 0
G 2	σ_c	-	-24. 4	-55. 4	-79.8	-137. 3	0.5 8
	σ_u	-153 9	-22	-54	-1615	-2100	0.7 7
	σ_l	1539	394	909	2842	2100	1.3 5
	σ_{RB}	-	-154	-358	-512	1726	0.3 0

σ_c : 床版上縁応力 σ_u : 上フランジ応力 σ_l : 下フランジ応力
 σ_{RB} : 床版鉄筋応力 σ_A : 許容応力 応力単位 : kgf/cm²

(2)中間支点上

中間支点部には負の曲げモーメントが作用し、鋼桁、鉄筋、RC部材には図2.9に示すような応力が発生する。合成前死荷重は鋼桁のみで負担し、合成後死荷重および活荷重はSRC断面で抵抗する。負曲げモーメントであるため、床版コンクリートは引張となり、鉄筋のみに応力が発生する。鋼桁下縁、鉄筋およびRC部材下縁に発生する応力は許容応力以内でなければならない。

$$\gamma = (\sigma_{SD1} + \sigma_{SD2} + \sigma_{SL}) / \sigma_{SA} \quad 1 \quad (3)$$

$$\gamma = (\sigma_{RD2} + \sigma_{RL}) / \sigma_{RA} \quad 1 \quad (4)$$

$$\gamma = (\sigma_{CD2} + \sigma_{CL}) / \sigma_{CA} \quad 1 \quad (5)$$

ここで、 σ_{SD1} : 合成前死荷重による鋼桁下縁応力、 σ_{SD2} : 合成後死荷重による鋼桁下縁応力、 σ_{SL} : 活荷重による鋼桁下縁応力、 σ_{SA} : 鋼の許容応力、 σ_{RD2} : 合成後死荷重による鉄筋応力、 σ_{RL} : 活荷重による鉄筋応力、 σ_{RA} : 鉄筋の許容応力、 σ_{CD2} : 合成後死荷重によるRC部材下縁応力、 σ_{CL} : 合成後死荷重によるRC部材下縁応力、 σ_{CA} : コンクリートの許容応力である。鉄筋はSD295Bを用い、許容引張応力は1726kgf/cm²とした。主桁G1とG2に関する応力照査結果を表2.2に示す。いずれも、鉄筋は許容範囲内であるが、鋼桁およびR

C 部材では許容応力を越えている .

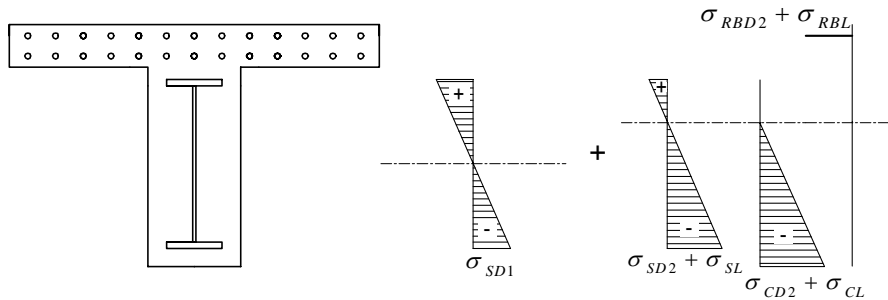


図 2.9 応力分布 (中間支点部 P3)

表 2.2 応力照査 (中間支点部 P3)

		D1	D2	L	D1+D2+L	σ_A	
G 1	σ_c	-	-74. 8	-114. 6	-189. 4	-137. 3	1.3 8
	σ_u	2268	411	646	3325	2100	1.5 8
	σ_l	-226 8	-400	-637	-3305	-2100	1.5 7
	σ_{RB}	-	636	1002	1638	1726	0.9 5
G 2	σ_c	-	-59. 9	-108. 0	-167. 9	-137. 3	1.2 2
	σ_u	2266	326	606	3198	2100	1.5 2
	σ_l	-226 6	-316	-596	-3178	-2100	1.5 1
	σ_{RB}	-	503	939	1442	1726	0.8 4

σ_c : 桁コンクリート下縁応力 σ_u : 上フランジ応力 σ_l : 下フランジ応力
 σ_{RB} : 床版鉄筋応力 σ_A : 許容応力 応力単位 : kg/cm²

2.5 限界状態設計法による断面照査

前節で得られた断面力に対し，限界状態設計法により断面照査する．照査は，支間中央部 C2 と中間支点部 P3 について行う．具体的な設計法は，文献 1) に基づいた．

(1) 支間中間部

終局限界状態に関しては，圧延 H 形鋼はコンパクト断面となっているため全塑性モーメントまで達するとし，終局時の応力分布を図 2.10 のように想定する．終局荷重により発生する断面力は全塑性モーメント以内でなければならない．

$$\gamma = \{ k_D (M_{D1} + M_{D2}) + k_L M_L \} / M_U \quad 1 \quad (6)$$

ここで， k_D ：死荷重に対する荷重係数(=1.3)， k_L ：活荷重に対する荷重係数(=2.5)， M_{D1} ：合成前死荷重による曲げモーメント， M_{D2} ：合成後死荷重による曲げモーメント， M_L ：活荷重による曲げモーメント， M_U ：塑性モーメントである．コンパクト断面では，塑性応力状態に対して断面の曲げ強度を算定するため，RC 床版のクリープ・乾燥収縮による曲げ強度を無視して良い．また，塑性応力状態に対する曲げ強度は，合成前の応力には無関係である．

主桁 G1 と G2 に関する照査結果を表 2.3 に示す．いずれも，照査値は 1.0 以下になっている．使用限界状態に関しては，死荷重および活荷重が作用した時，鋼桁の下フランジの発生引張応力は表 2.1 より 2867 kgf/cm² であり，降伏応力度 3,600 kgf/cm² 以内である．また，活荷重によるたわみは 44mm であり，規定値（スパン長の 1/500）である 100mm 以内であることも確認した．

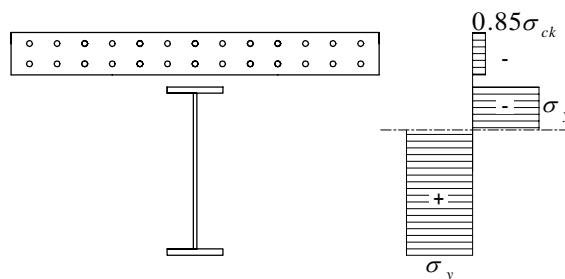


図 2.10 終局時の応力分布（支間中央部 C2）

表 2.3 終局時の断面照査（支間中央部 C2）

	M_{D1}	M_{D2}	M_L	$1.3(M_{D1}+M_{D2})+2.5 M_L$	M_U	
G 1	164. 1	54. 9	160. 1	684.9	796. 0	0.8 6
G 2	164. 0	63. 8	146. 9	663.4	794. 0	0.8 4

曲げモーメントの単位 (tf・m)

(2) 中間支点部

終局限界状態に関しては、圧延H形鋼および被覆コンクリートで構成されるSRC断面は全塑性モーメントまで達するとし、終局時の応力分布を図2.11のように想定する。負の曲げモーメントであるため、床版コンクリートは引張となり、鉄筋のみが抵抗する。発生断面力は全塑性モーメント以内でなければならない。

$$\gamma = \{ k_D (M_{D1} + M_{D2}) + k_L M_L \} / M_U \quad 1 \quad (7)$$

ここで、 k_D ：死荷重に対する荷重係数(=1.3)、 k_L ：活荷重に対する荷重係数(=2.5)、 M_{D1} ：合成前死荷重による曲げモーメント、 M_{D2} ：合成後死荷重による曲げモーメント、 M_L ：活荷重による曲げモーメント、 M_U ：塑性モーメントである。

主桁 G1 と G2 に関する照査結果を表 2.4 に示す。いずれも、照査値は 1.0 以下になっている。

使用限界状態に関しては、死荷重および活荷重が作用した時、鋼桁上フランジの発生引張応力は表 2.2 より 3,325 kgf/cm²、鋼桁下フランジの発生圧縮応力は 3,305 kgf/cm²であり、降伏応力度の 3,600 kgf/cm² 以内であることを確認した。また、床版にはひび割れが発生するが、その値は 0.282mm であり²⁾、一般の腐食環境下での許容値²⁾の 0.288mm(=0.005c, c:かぶり)以内であることも確認した。

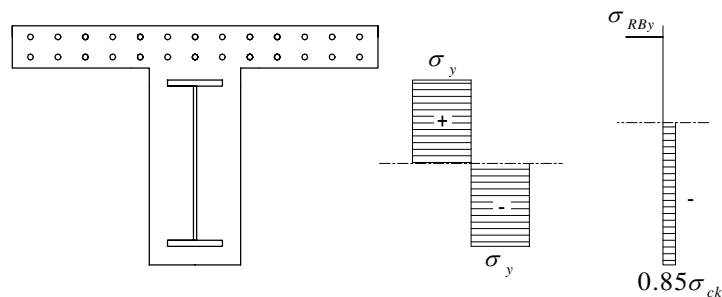


図 2.11 終局時の応力分布（中間支点上 P3）

表 2.4 終局時の断面照査（中間支点上 P3）

	M_{D1}	M_{D2}	M_L	$1.3(M_{D1}+M_{D2})+2.5 M_L$	M_u	
G 1	-241. 7	-156. 6	-246. 3	-1133.5	-1140. 0	0.9 9
G 2	-241. 5	-124. 2	-230. 8	-1052.4	-1086. 0	0.9 7

曲げモーメントの単位 (tf・m)

2.6 まとめ

本章においては、圧延H形鋼を主桁に用いた新しい複合橋梁を提案し、その構造および設計法を検討した。最大スパン 50m の 4 径間ラーメン橋を対象として試設計を実施した。許容応力法による断面照査では、支間中央部および中間支点上ともに鋼桁の応力は許容応力を越えた。一方、限界状態設計法によれば、支間中央部および中間支点上ともに断面照査は 1.0 以下であった。これは、主桁はコンパクト断面であるため全塑性モーメントまで期待できるためである。すなわち、許容応力法では合成前後の応力度を加算して照査するが、限界状態設計法におけるコンパクト断面の終局限界照査では、合成前死荷重は合成後死荷重の同等の取り扱いができるため経済的な結果となる。なお、活荷重たわみおよびコンクリート床版のひび割れ幅は許容値以内であり、また死荷重および活荷重作用時の鋼桁応力も降伏応力以内であり、使用限界状態も満足した。

今後の課題としては、中間支点上のSRC断面において、鋼桁と被覆コンクリートのずれ止め方法およびその効果を検討する。さらに、終局耐力を実験的に確認することが必要である。また、中間支点上のSRC断面の施工法や合成断面とSRC断面の境界では剛性の急変部を検討する必要がある。また、ウエブ高さが低いため、RC床版が横桁の機能も兼ねると考え、中間横桁を用いない構造としているが、実験および解析により検証する必要がある。

以上、圧延H形鋼を用いた複合橋は経済性に優れると考えられ、上記課題を検証し実現化を目指したいと考えている。

【参考文献】

- 1) 土木学会：鋼構造物設計指針，Part B，合成構造物，第2編合成桁編，pp.31-68，1997．
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，7.4 ひび割れに関する検討，pp.86-92，1997．
- 3) 中村，田中：圧延H形鋼を用いた複合橋の提案，鋼構造年次論文報告集，第9巻，2001．

3 . コンクリートを部分充填した鋼 桁橋

3.1 はじめに

鋼 断面を主桁とする連続桁橋は最も一般的な橋梁形式のひとつである。連続鋼 桁橋では、中間支点上付近で曲げモーメントおよびせん断力ともに最大となる。また、負の曲げモーメントが作用するため下フランジが圧縮側になり、横倒れ座屈やねじれ座屈に対する対策が必要となる。したがって、中間支点上主桁断面が全スパン中のクリティカルな断面である。

本章では、上下フランジおよびウェブで囲まれた部分にコンクリートを充填した鋼 桁構造を提案する^{1),2)}(図 3.1)。コンクリートを充填することにより、コンクリートそのものが断面強度向上に寄与すると同時に、フランジとウェブの変形を拘束し、圧縮フランジの横倒れ座屈やねじれ座屈、さらにウェブのせん断座屈に対する抵抗力が向上できると考えられる。また、通常、ウェブは垂直および水平補剛材で縦横に補剛されるが、本構造では補剛材をかなり省略できると考えられる。

さらに、曲げモーメントおよびせん断力が大きい中間支点付近パネルにのみにコンクリートを充填するという新しいアイデアを導入した(図 3.1)。これにより、死荷重の増加は中間支点近傍のみとなり、曲げモーメントの増加は少ない。また、連続鋼 桁のウェブ高さは中間支点上断面で決まるが、本構造では曲げおよびせん断耐荷力が増加するため、スパン全体のウェブ高さを低くできる利点もある。

ただし、コンクリートと鋼断面の一体化およびコンクリートの剥落を防止する手段が必要である。ウェブにスタッドを溶接する方法、長方形断面に加工した鉄筋をウェブに溶接

する方法などが可能であるが，ここでは Elnashai^{(3),(4)}らによって提案された上下フランジ間に鉄筋を溶接する方法を採用した（図 3.1）．

このコンクリート部分充填構造は建築分野では近年研究が実施されているが^{(3),(4),(5)}，フランジ幅とウェブ高さがほぼ等しい幅広のH断面を対象にしている．また，幅厚比も小さい断面を用いている．一方，橋梁主桁では，通常，フランジ幅はウェブ高さの 1/3 以下であり，しかも幅厚比は相対的に小さく，建築分野の研究はそのまま適用できない．

本章では，コンクリート部分充填鋼桁と非充填鋼桁の試験体を製作し，曲げ試験およびせん断試験を実施し，これらの構造特性を把握する．また，本構造に対する解析手法を提案し，計算結果を実験結果と比較する．さらに，本構造を用いた橋梁を試設計し，実橋梁への適用性を論ずる．

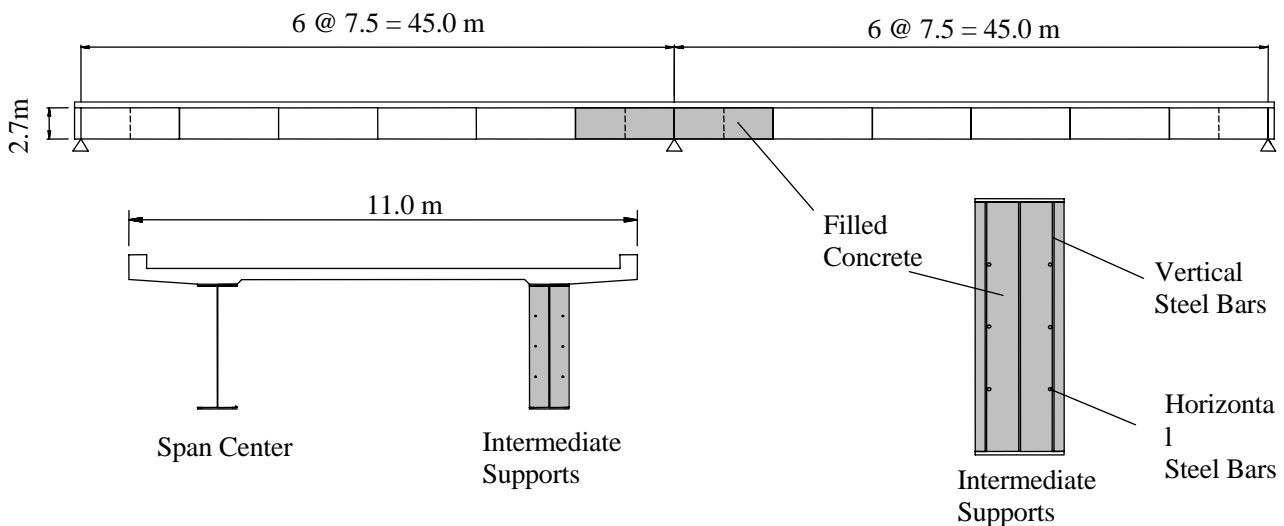


図 3.1 コンクリート部分充填鋼 桁

3.2 曲げ耐荷力

(1) 実験要領

曲げ試験の荷重方法および試験体の諸元を図 3.2 に示す。曲げ試験体は 4 体であり、鋼 桁は共通である。ウェブは高さ 900mm、板厚 6mm、上下フランジは幅 200mm、板厚 12mm である。試験体は、図 3.1 に示すモデル橋の約 1/3 の縮尺とした。鋼材材質は SM490Y であり、材料試験によれば、フランジ用鋼材の降伏強度は 372.3 MPa で引張強度は 511.4 MPa、ウェブ用鋼材の降伏強度は 349.0 MPa で引張強度は 513.3 MPa であった。試験体はスパン 3,600mm とし、中央部 600mm 幅の曲げ対象パネルの両端を荷重した。

試験体 MS は鋼 桁である。ここで、M は曲げ試験を意味し、S は鋼桁を意味する。支点と荷重荷点には板厚 14mm の荷重集中点補剛材、支点と荷重荷点の中間パネルには 375mm 間隔で板厚 6mm の垂直補剛材を設けた。

試験体 MC は、コンクリート充填鋼 桁である。C はコンクリート充填桁を意味する。鉛直鉄筋は異形鉄筋 D10 を用い、600mm 幅の対象パネルに片側 4 本ずつ配置し、上下フランジに溶接した。水平鉄筋にも異形鉄筋 D10 を用い、上下フランジ間に 3 段配置した。水平鉄筋は鉛直補剛材間ごとに独立して配置し、鉛直補剛材を貫通せず溶接もしなかった。

試験体 MC-N は MC と同じ諸元を有するコンクリート充填鋼 桁であるが、鉛直鉄筋は上下フランジに溶接しなかった。N は非溶接(Non-weld)を意味する。鉛直鉄筋を溶接しない場合には、充填コンクリートのコンファインド効果およびフランジ座屈変形抑制効果が減少し、耐荷力的には不利であるが、製作上は容易である。さらに、疲労により鉄筋溶接部が破断した場合を想定し、

その構造特性を把握することを目的とした。

試験体 MC-R は、座屈変形した試験後の MS を用い、それに鉄筋を溶接した後、コンクリートを充填したものである。記号 R は再生(rehabilitation)を意味する。変形の詳細は後述するが、一旦変形した桁の再生および補修工法への適用性を把握する目的である。

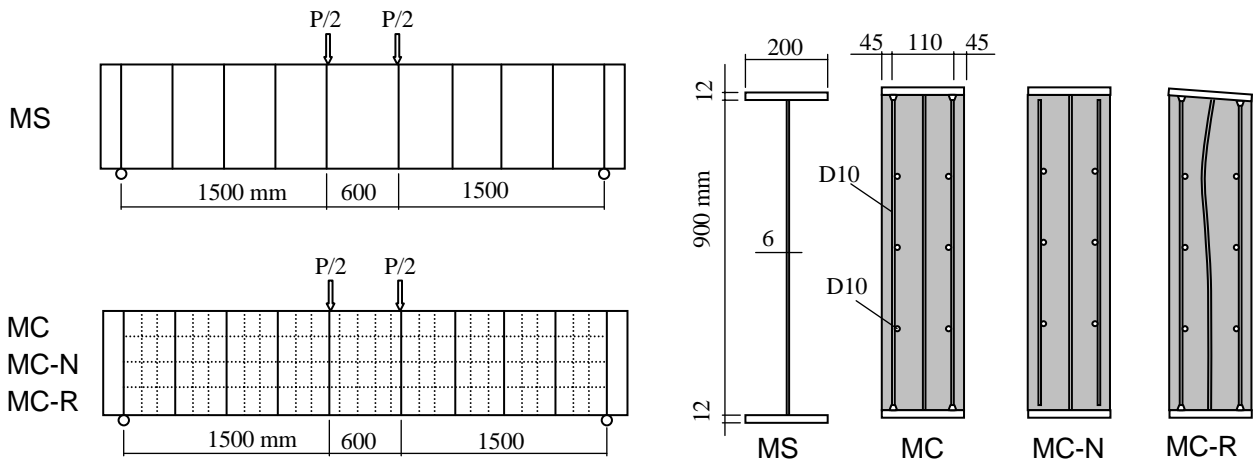


図 3.2 曲げ試験体 (MS, MC, MC-N, MC-R) 単位:mm

充填コンクリートには早強ポルトランドセメントを用い、最大粗骨材寸法は 15mm とした。試験時の充填コンクリートの機械的性質を表 3.1 に示す。モデルの製作に際し、垂直および水平鉄筋を配置した後、桁を水平にした状態でコンクリートを上下フランジ間に打設した。

载荷には電動油圧ジャッキを用い、荷重制御方式で実験した。载荷時には、鉛直および水平変位、ひずみ、試験体温度を計測した。ただし、試験体温度は計測期間中に変化はみられなかった。

表 3.1 充填コンクリートの機械的性質

No.	スランプ cm	空気量 %	圧縮強度 N/mm ²
MC	9.5	4.8	54.9
MC-N	9.0	4.8	44.5
MC-R	8.5	4.2	46.8
SC	9.0	4.9	54.9

(2) 荷重と変位の関係

実験により得られた荷重と支間中央での鉛直変位の関係を図 3.3 に、最大荷重と破壊形態を表 3.2 に示す。鋼桁試験体では、初期段階では荷重に比例して鉛直変位は増加するが、圧縮フランジが座屈し始めると同時に変位が急速に上昇し、最大値(1,421kN)以降、荷重は急速に減少する。

コンクリート充填試験体 MC も、初期段階では荷重に比例して鉛直変位は増加するが、圧縮フランジが座屈し始めると同時に変位が急速に上昇する。しかし、最大荷重(2,960kN)は鋼桁試験体 MS の 2.08 倍にも達した。荷重・変位曲線の初期こう配も大きく、剛性も高いことが理解できる。

鉛直鉄筋をフランジに溶接してない試験体 MC-N は、試験体 MS と MC の中間的な挙動を示す。鉛直鉄筋を溶接した試験体 MC に比較して、コンクリートの拘束効果およびフランジ変形抑制効果が少なく、さらにコンクリート圧縮強度もやや低いため最大荷重(2,480kN)は約 15%低い。しかし、鋼桁試験体 MS の 1.75 倍もあり、コンクリート充填の効果は大きい。

座屈変形した試験体 MS にコンクリート充填した試験体 MC-R は、試験体 MC に近い挙動を示した。最大値(2,679kN)は鋼桁試験体 MS の約 1.9 倍もあり、変形した鋼桁の曲げ耐荷力を大幅に向上させた。

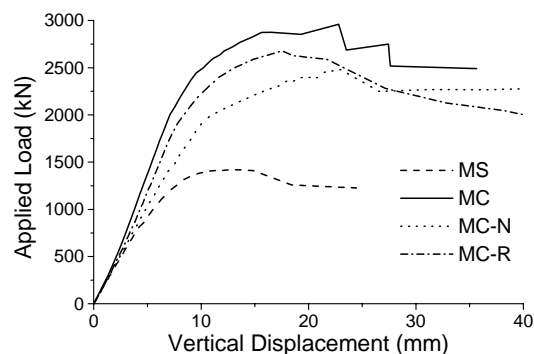


図 3.3 荷重と鉛直変位の関係

表 3.2 試験体の最大荷重と破壊形態

No.	最大荷重 (kN)	破壊形態
MS	1,421	上フランジおよびウェブ 上部の局部座屈
MC	2,960	上フランジの局部座屈、 コンクリートの圧壊
MC-N	2,480	上フランジの局部座屈、 コンクリートの圧壊
MC-R	2,679	上フランジの局部座屈、 コンクリートの圧壊

(3) ひずみの計測結果 (MS)

鋼桁に貼付されたひずみゲージの代表的な位置を図 3.4 に示す。対象パネル中央部のウェブに 9 箇所および上下フランジの左右端にひずみゲージを貼付した。ウェブ中央 (図 3.4 の f) はロゼットひずみゲージ, その他は水平軸方向の一軸ゲージである。コンクリートの表面にもウェブと同位置にひずみゲージを貼付した。

鋼桁試験体 MS に関し, 測定された水平軸ひずみを図 3.5 に示す。座屈し始める以前では, ひずみは荷重に比例して増加し, 上フランジは圧縮ひずみ, 下フランジは引張ひずみである。ウェブ中心 (図 3.4 の f) のひずみはほぼ 0 であり, 中立軸がこの位置にあることがわかる。上フランジの圧縮ひずみが $1,000\mu$ に達した時点で座屈変形が始まり, 上フランジの左右のひずみ (図 3.4 の a-r, a-l) が別々の挙動を始める。材料試験による降伏ひずみは $1,809\mu$ であり, 座屈を無視した場合の降伏荷重は $1,474\text{kN}$ と推定されるが, 実験値はこれをやや下回っている。試験体は両端で面外方向に拘束しているため横倒れ座屈は生じにくい。また, 上フランジの幅厚比は 8.0 であり, 降伏荷重以下ではねじれ座屈が生じない範囲である。したがって, 試験体の初期不整の影響により, 降伏荷重以下で座屈したと考えられる。なお, これは別途実施した FEM 解析によっても検証している。また, 上フランジが座屈した後, ウェブ中心ひずみも圧縮側に転じ, 中立軸が上方に移動した。

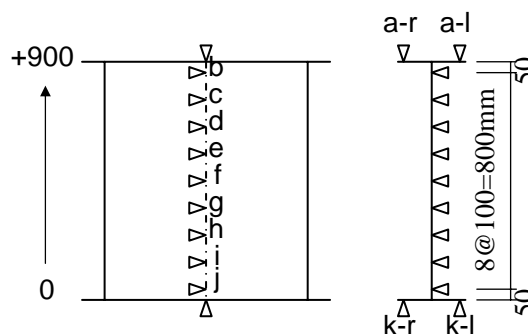


図 3.4 ひずみ測定位置

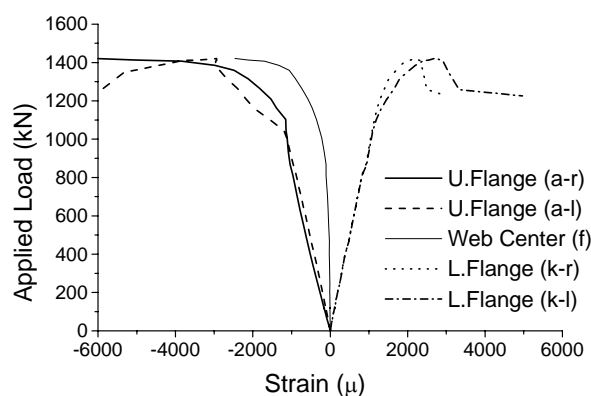


図 3.5 ひずみ (MS)

終局時の状況を写真 3.1 に、座屈形状のイラストを図 3.6 に示す。上フランジの片側は上方に、反対側は下方に変形し、ウエブもこれに対応して上部が変形している。典型的なフランジとウエブが連成して座屈するねじれ座屈を示している。



写真 3.1 終局時の試験体 (MS)

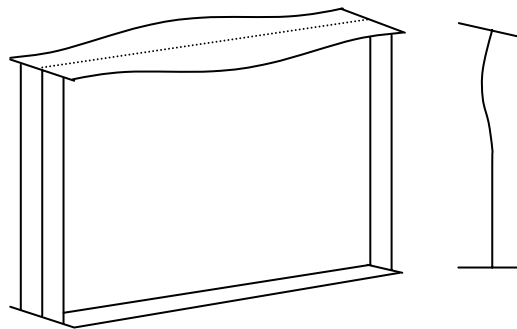


図 3.6 座屈形状 (MS)

(4) ひずみの計測結果 (MC)

コンクリート充填試験体 MC のフランジおよびウェブ水平軸ひずみを図 3.7 に示す。載荷荷重 2,500kN までは、ひずみは荷重に比例して増加し、上フランジは圧縮ひずみ、下フランジは引張ひずみである。ウェブの下フランジから 650mm (図 3.4 の d) の位置が中立軸となる。この位置は鋼桁試験体 MS より上方にあり、圧縮側のコンクリートが寄与していることを示している。載荷荷重 2,500kN 付近で座屈が生じた後、フランジ左右のひずみは異なった挙動を示した。

コンクリート表面の水平軸ひずみを図 3.8 に示す。最上部の圧縮ひずみ (図 3.4 の b) は荷重とともに増大し、最終ひずみは 2,200 μ に達した。最上部から 100mm 下方のひずみ (図 3.4 の c) も当初は荷重に比例して増大するが、最大荷重直前で急激に減少した。

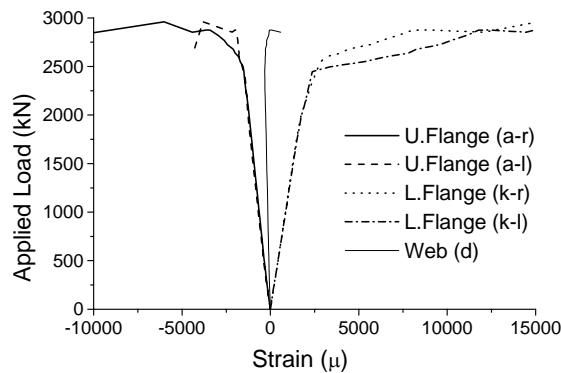


図 3.7 鋼板のひずみと荷重の関係 (MC)

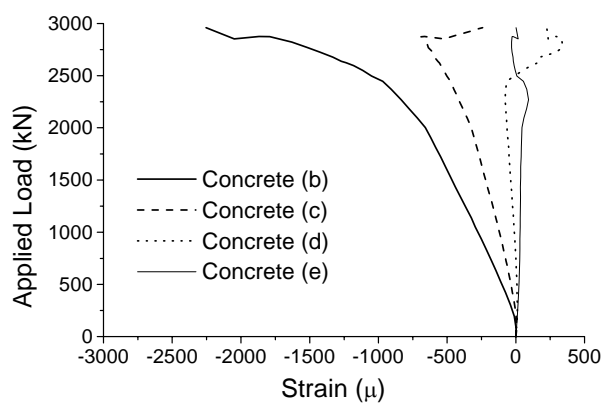


図 3.8 コンクリートのひずみと荷重の関係 (MC)

終局時の試験体状況を写真 3.2, 3.3 に、座屈形状のイラストを図 3.9 に示す。上フランジは座屈しているが、片側のフランジのみ上方向に座屈しており、充填コンクリートの存在により反対側のフランジは下方には変形できない。また、ウェブは左右を拘束されており面外には変形しない。したがって、座屈モードは鋼桁試験体 MS と異なったものとなり、座屈波長は約 1/3 であった。

荷重が約 900kN に達したときコンクリート下部に鉛直方向の曲げひび割れが生じた。ただし、ひび割れ幅は小さく、それ以後は発達しなかった。終局時には、上部のコンクリートが突然圧壊し、急激に荷重が減少した。

試験後にコンクリートを除去し内部を観察した。剥落したコンクリートはかぶりコンクリートのみであり、鉄筋位置より内部の充填コンクリートは健全であった。また、鉛直鉄筋および水平鉄筋ともに圧縮側は座屈変形していたが、溶接部は健全であった。ウェブ上部にはくぼみが見られたが、変形は軽度であり、鋼桁試験体 MS のウェブ座屈とは異なっていた。



写真 3.2 終局時の試験体 (MC)



写真 3.3 終局時の試験体 (MC)

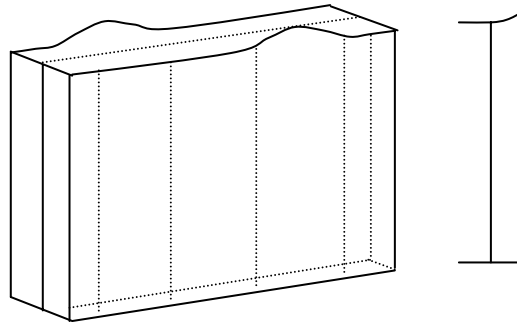


図 3.9 座屈形状 (MC)

断面内の鋼ひずみの分布を図 3.10 に示す .上フランジに座屈が生じる荷重以前ではすべての点のひずみは一直線上にあり, 中立軸の位置も等しい . しかし, 最大荷重直前では, コンクリートが部分的に圧壊したため, ひずみ分布が乱れ中立軸も上がった .

断面上部のコンクリートと鋼ひずみ分布の比較を図 3.11 に示す .座屈荷重以前と最大荷重直前の測定値を示すが, ウェブおよびコンクリートでやや差違があるものの, 両者ともほぼ同一挙動をしていると言える .

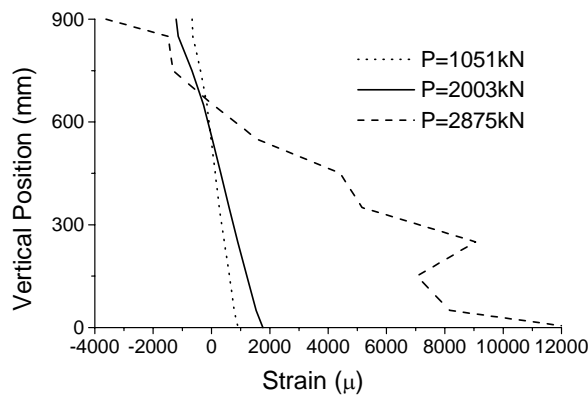


図 3.10 断面内の鋼ひずみ分布 (MC)

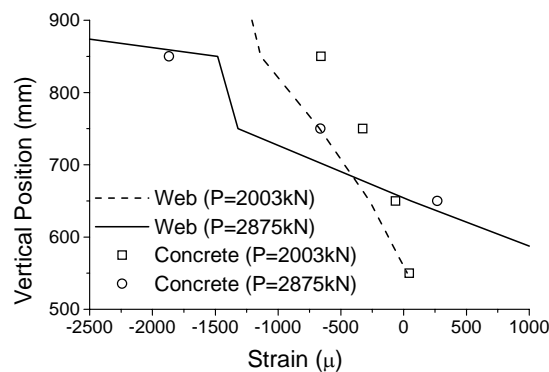


図 3.11 断面内の鋼・コンクリートひずみ分布 (MC)

上下フランジを結合している鉛直鉄筋のひずみを図 3.12 に示す。幅 600mm の対象パネルには 4 本の鉛直鉄筋を配置したが、これは中央部の鉄筋であり、座屈した圧縮フランジ近傍にある。上フランジの右ひずみ(b-r)はフランジが上に座屈した部分を示し、大きな引張ひずみが生じており、上方向の変形を抑制していることが理解できる。左ひずみ(b-l)は、フランジが下側に变形しようとするため、逆に 700 μ のひずみから減少している。一方、下側の鉄筋のひずみは小さかった。

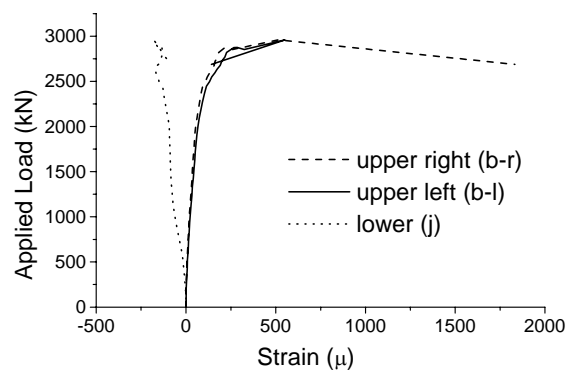


図 3.12 鉛直鉄筋ひずみと荷重の関係 (MC)

水平方向には 3 段の鉄筋を配置したが、対象パネル中央における上段(c)、中段(f)、下段(i)の鉄筋に発生したひずみを図 3.13 に示す。中段および下段鉄筋は引張領域にあり、荷重の上昇とともに水平鉄筋には引張ひずみが生じている。一方、上段鉄筋は初期載荷時には圧縮領域にあるが、圧縮コンクリートの圧壊前後には複雑な挙動を試し、最終的荷は急激に圧縮ひずみが拡大している。

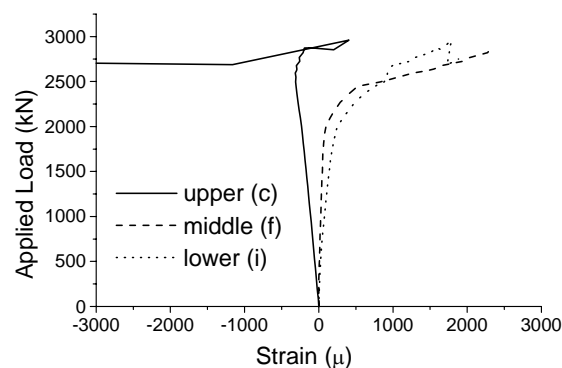


図 3.13 水平ひずみと荷重の関係 (MC)

(5) ひずみの計測結果 (MC-N)

鉛直鉄筋を溶接していない試験体 MC-N の載荷時の鋼ひずみ挙動を図 3.14 に示す .上フランジの片側のひずみが 1,200kN から増大しており,この点から座屈し始めていると考えられる .図 3.7 に示した試験体 MC と比較すると,かなり早い時点で座屈が発生している .これは,鉛直鉄筋が溶接されていないため,フランジの上方への変形が拘束されていない影響であると考えられる .ただし,上フランジのもう一方のひずみ,下フランジのひずみ,ウェブひずみのなどの挙動は試験体 MC とほぼ同一である .コンクリートのひずみを図 3.15 に示すが,試験体 MC-N は MC とほぼ同じ挙動を示したが,中立軸の位置は試験体 MC-N がやや下方である .

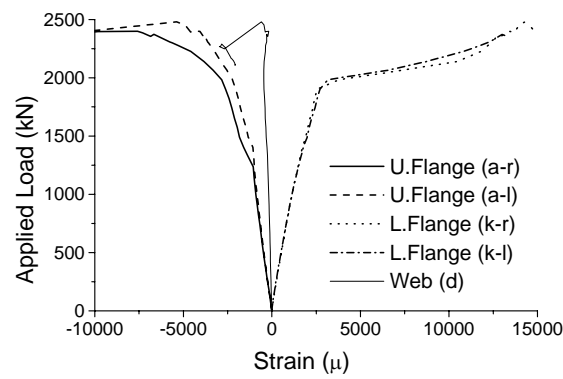


図 3.14 鋼板のひずみと荷重の関係 (MC-N)

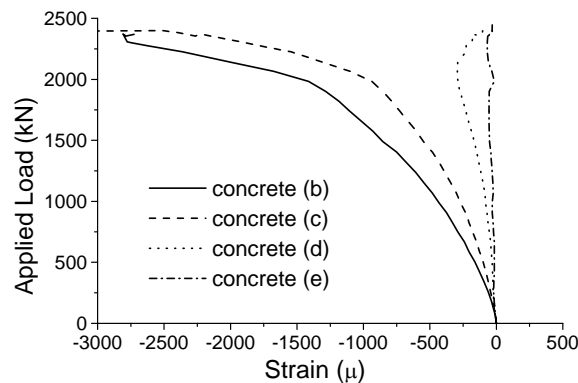


図 3.15 コンクリートのひずみと荷重の関係 (MC-N)

終局時の状況を写真 3.4,3.5 に示す．上フランジの座屈形状は試験体 MC の座屈形状とほぼ同一であり，座屈波長もほぼ等しい．しかし，フランジ変形はやや小さい．これは，鉄筋が溶接されていないため上フランジとコンクリートの一体化が早めに失われ，上フランジの座屈変形が深まる前にコンクリートの圧壊が生じたためであると考えられる．なお，コンクリートのひび割れの発生状況および終局時の圧壊状況は試験体 MC とほぼ同様である．



写真 3.4 終局時の試験体 (MC-N)



写真 3.5 終局時の試験体 (MC-N)

(6) ひずみの計測結果 (MC-R)

鋼桁試験体 MS の終局時には、最大でフランジ端が上下方向に約 30mm、ウエブが面外方向に約 15mm 変形した。この変形した試験体に、鉛直および水平鉄筋を配置した後、コンクリートを充填した。

載荷時の鋼ひずみ挙動を図 3.16 に示す。図 3.7 に示した試験体 MC と比較すると、上下フランジの左右端でのひずみ (a-r と a-l, k-r と k-l) に差がある。これは、フランジが大きく変形しており、左右で鉛直方向の高さが違うことによるものと推定される。また、下フランジには残留応力が存在していたため、左右でひずみに差があると考えられる。

一方、コンクリートのひずみを図 3.17 に示すが、試験体 MC と MC-R はほぼ同じ挙動を示し、中立軸の位置もほぼ同一である。したがって、充填コンクリートが正常に寄与していることが理解される。

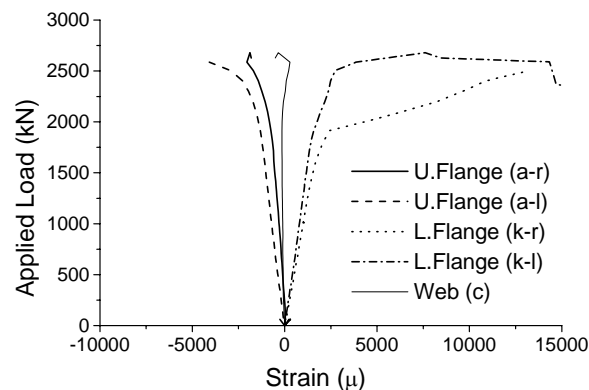


図 3.16 鋼板のひずみと荷重の関係 (MC-R)

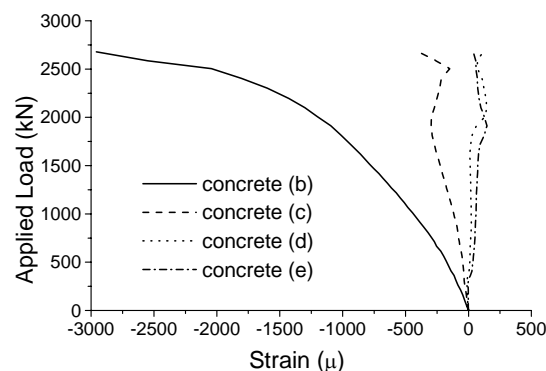


図 3.17 コンクリートのひずみと荷重の関係 (MC-R)

実験前の試験体を写真 3.6 に示すが、変形した鋼桁試験体 MS にコンクリート充填したものである。終局時の試験体状況を写真 3.7 に示すが、試験前の変形フランジに、新たに試験体 MC とほぼ同様の短い波長の座屈が重なり合っている。コンクリートに関しても、比較的早い荷重でコンクリート下部に曲げひび割れが生じ、終局時には荷重点付近のコンクリート上部が圧壊したが、これは試験体 MC とほぼ同様の状況であった。



写真 3.6 実験前の試験体 (MC-R)



写真 3.7 終局時の試験体 (MC-R)

(7) 曲げ耐荷力の計算手法

コンクリート充填鋼桁を実橋梁に適用するためには、簡易的な設計法が不可欠である。ここでは、ファイバー要素を用いた曲げ耐荷力の計算法を提案する。図 3.18 に示すように、鋼およびコンクリートで構成される断面をファイバーに分割する。今回はウエブを 40 分割し、各ファイバー内の要素は図 3.19 に示す鋼とコンクリートの応力・ひずみ曲線に従うとした。

鋼の応力・ひずみは多直線関係を仮定した。引張側では加工硬化の影響を考慮し、材料試験結果に基づき、加工硬化開始ひずみ ϵ_h を 0.02、加工硬化終了ひずみ ϵ_u を 0.08 とした。コンクリートの圧縮応力 σ_c とひずみ ϵ_c の関係は、ひずみが 0.002 までは放物線曲線、それ以降は一定とした⁶⁾。

$$\sigma_c = 0.85 \sigma_{ck} (\epsilon_c/0.002) \{ 2 - (\epsilon_c/0.002) \} \quad \text{----- } \epsilon_c \leq 0.002 \quad (1)$$

$$\sigma_c = 0.85 \sigma_{ck} \quad \text{----- } \epsilon_c > 0.002 \quad (2)$$

なお、圧縮側の終局ひずみは、通常のコンクリートでは 0.0035 であるが、上下フランジを結合している鉄筋より内部のコンクリートは拘束された状態にあるため、コンファインド効果を考慮して 0.006 とした⁷⁾。また、引張領域では次式のひび割れ強度 σ_{ct} を考慮した⁶⁾。

$$\sigma_{ct} = 0.23 (0.85 \sigma_{ck})^{2/3} \quad (3)$$

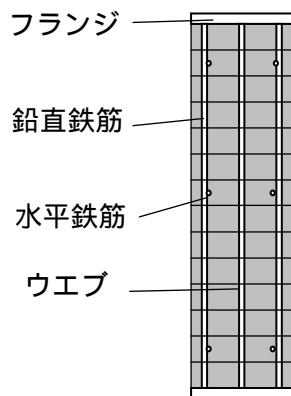


図 3.18 ファイバーモデル

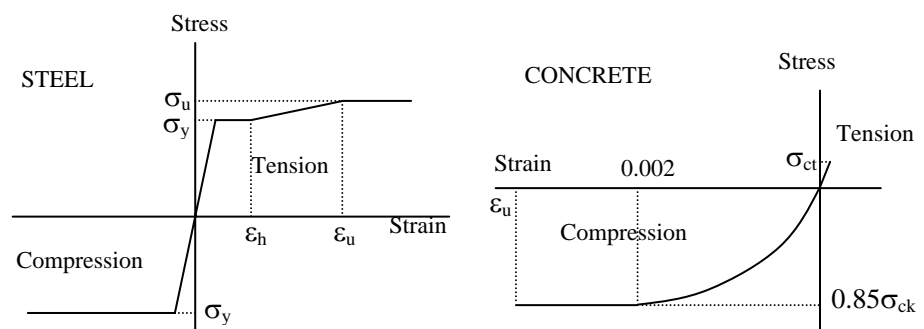


図 3.19 鋼とコンクリートの応力・ひずみ曲線

試験体 MC に関する計算値と実験値の比較を図 3.20 に示す。図中には、降伏モーメントも示した。最大曲げモーメント値および降伏モーメント値ともに計算値は実験値の 10%程度低い値であるが、荷重こう配すなわち初期剛性の計測値は計算値と一致している。計算値の低い理由は、鉄筋よりウエブ側に近い内部のコンクリートは拘束されているためコンファインド効果が発生していると推定される。このコンファインド効果の定量的な評価については今後の課題としたが、本提案式はやや安全側の設計値を与えと言えらる。なお、計算曲げモーメントの最大は、コンクリートひずみが 0.006 に達する時点で生じており、鋼材は加工硬化開始以前である。

試験体 MC-N に関する計算値と実験値の比較を図 3.21 に示す。初期こう配は計算値の方がやや大きいものの、曲げモーメント最大値および降伏モーメント値ともに良く一致している。鉛直鉄筋がフランジに溶接してないため、コンファインド効果は発揮されていないと推定された。試験体 MC-R に関する計算値と実験値の比較を図 3.22 に示す。初期こう配、最大曲げモーメント値および降伏曲げモーメントとも計算値と実験値は良く一致した。実験前の試験体はすでに大きく変形しており、コンファインド効果が発揮されていないと考えられる。以上の結果より、提案した計算方法はコンクリート充填鋼桁の曲げ耐荷力を十分な精度で把握され、設計に適用可能であると考えらる。

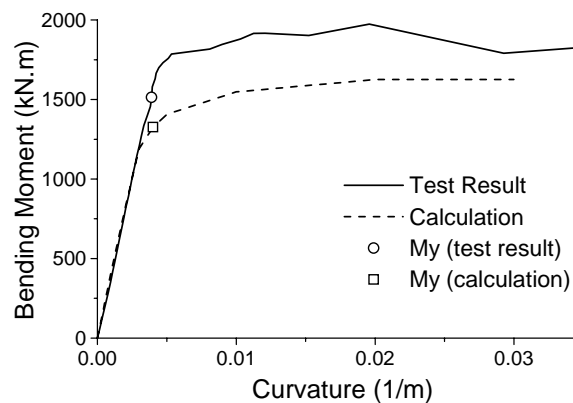


図 3.20 曲げモーメントと曲率の関係 (MC)

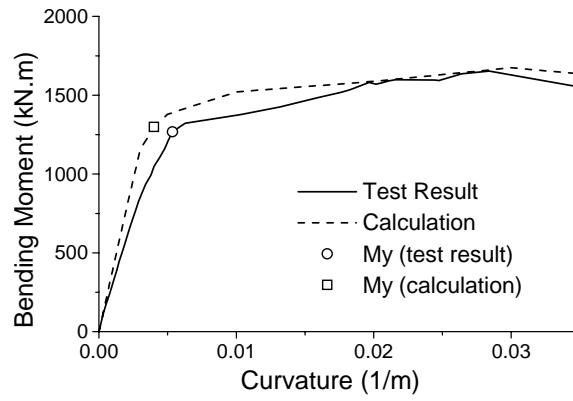


図 3.21 曲げモーメントと曲率の関係 (MC-N)

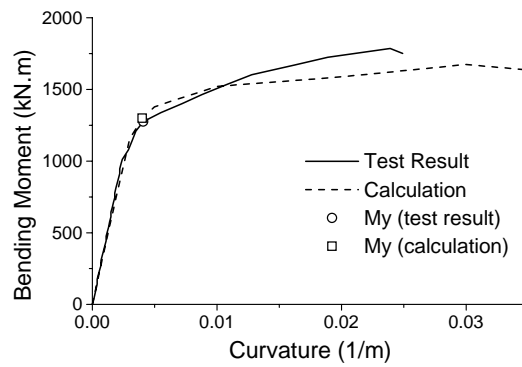


図 3.22 曲げモーメントと曲率の関係 (MC-R)

3.3 せん断耐荷力

(1) 実験要領

せん断試験の荷重方法および試験体の諸元を図 3.23 に示す。せん断試験体は 2 体であり、鋼桁の断面寸法および使用鋼材は曲げ試験体と共通である。試験体 SS は鋼桁であり、最初の S はせん断試験を意味し、次の S は鋼桁を意味する。試験体 SC は、コンクリート充填鋼桁であり、C はコンクリート充填桁を意味する。

試験体は張り出し梁とし、対象とするせん断パネル長は 1,350mm とした(図 3.23)。張り出し部先端と対象パネル右端部に荷重を載荷し、対象パネルに発生する曲げモーメントを抑え、せん断力が卓越するようにした。

鉛直鉄筋は異形鉄筋 D10 を用い、対象パネルに片側 7 本ずつ配置し、上下フランジに溶接した。水平鉄筋にも異形鉄筋 D10 を用い、上下フランジ間に 3 段配置した。配筋後、桁を水平にした状態で、コンクリートを打設した。充填コンクリートには早強ポルトランドセメントを用い、最大粗骨材寸法は 15mm とした。試験時の充填コンクリートの機械的性質を表 3.1 に示す。

荷重は電動油圧ジャッキを用い、荷重制御方式で実験した。荷重中、鉛直および水平変位、ひずみ、試験体温度を測定した。なお、試験体温度は計測期間中に変化はみられなかった。

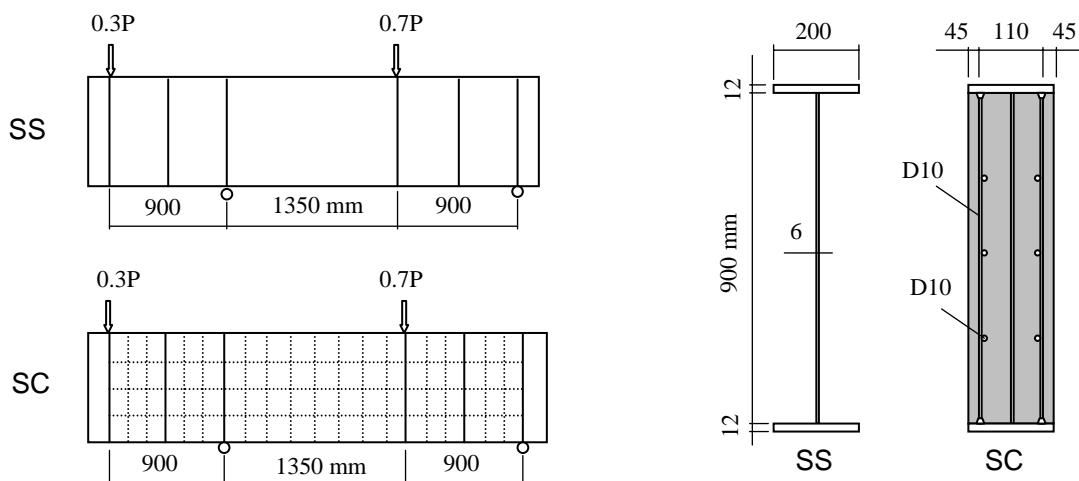


図 3.23 せん断試験体 (SS, SC) 単位:mm

(2) 荷重と変位の関係

実験により得られた荷重と右荷重点での鉛直変位を図 3.24 に示す。鋼桁試験体 SS では、当初は荷重に比例して鉛直変位が増加し、最大荷重(1,752kN)に達したとき、ウェブがせん断座屈する。しかし、それと同時に斜張力場が形成され、荷重は減少せず鉛直変位のみ増大し続ける。

コンクリート充填試験体 SC では、当初は荷重に比例して鉛直変位が増加し、荷重約 700kN でコンクリート表面に斜めのひび割れが生じたが、その後は発達しなかった。そして、最大荷重時(5,155kN)に荷重載荷点付近のコンクリートが圧壊し、急激に荷重が減少した。しかし、試験体 SC の最大荷重は鋼桁試験体 SS の約 3 倍にも達し、非常に大きなせん断耐荷力を示した。また、初期こう配も大きく、剛性も高いことが理解できる。

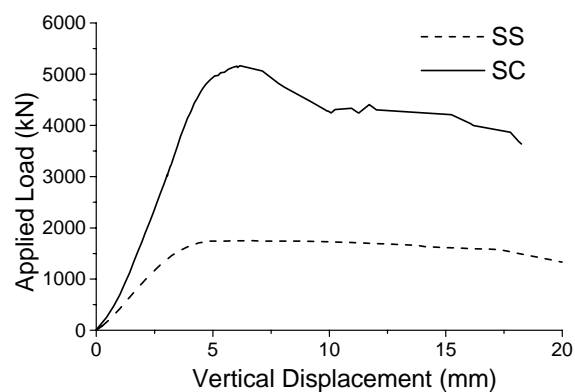


図 3.24 荷重と鉛直変位の関係 (SS, SC)

(3) ひずみの計測結果 (SS)

鋼桁試験体 SS に関し、3つの荷重時（線形増加時 1,022kN、せん断座屈発生後 1,627kN、終局時 1,752kN）の水平軸方向の断面ひずみ分布を図 3.25 に示す。当初よりウエブ中央部のひずみが高くなり、とくに後座屈現象である斜張力場が発生した後はウエブ中央部にひずみが集中している。終局時の試験体を写真 3.8 に示す。ウエブ中央部に、いわゆる斜張力場が生じている。フランジには異常は見られなかった。

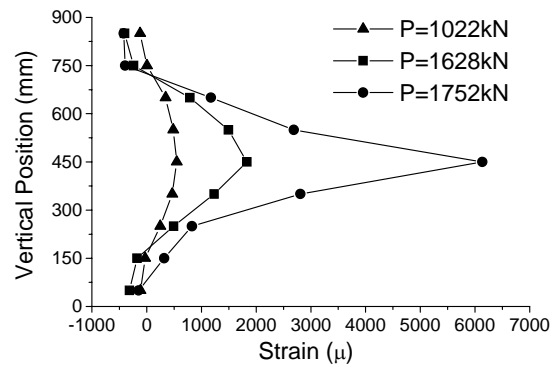


図 3.25 断面内ひずみ分布 (SS)

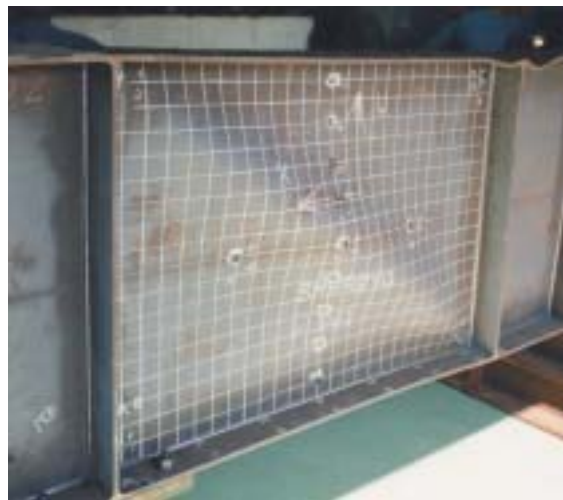


写真 3.8 終局時の試験体 (SS)

(4) ひずみの計測結果 (SC)

コンクリート充填桁試験体 SC の鋼およびコンクリートの水平軸方向断面ひずみ分布を図 3.26 に、終局時の試験体を写真-9 に示す。初期の線形増加時 (2,019kN)、中期の線形増加時 (3,556kN) および終局時直前 (5,155kN) の 3 つの荷重時のひずみ分布を示す。ただし、終局時直前では、コンクリートにはひび割れが発生しており計測できなかった。ウェブには引張ひずみが発生し、コンクリートには圧縮ひずみが発生し、同一荷重時には、鋼とコンクリートのひずみはほぼ等しいレベルにあることがわかる。

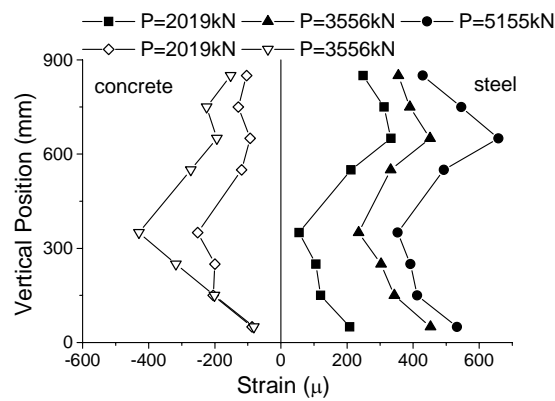


図 3.26 断面内ひずみ分布 (SC)



写真 3.9 終局時の試験体 (SC)

これは、図 3.27 に示すように、長方形の対象パネルが平行四辺形に変形し、ウエブには引張ストラットが、コンクリートには圧縮ストラットが発生し、この両ストラットがトラスを形成する。そして、幾何学的な適合条件より、その両者の伸び量と縮み量は等しくなるからであると考えられる。さらに、図 3.26 に見られるように、ウエブでは中心よりやや上方のひずみが大きく、コンクリートでは中心よりやや下方のひずみが大きい。これは、この部分に引張および圧縮ストラットが形成されていることを示している。

写真 3.9 に見られるコンクリートの斜め方向にひび割れは比較的初期に発生したが、それ以後は進展しなかった。終局時には荷重載荷点近傍のコンクリートが圧壊し、これが最終的な破壊を引き起こした。また、試験後の解体調査では、ウエブには鋼桁試験体 SS に表れたような塑性域の後座屈現象である斜張力場は見られなかった。

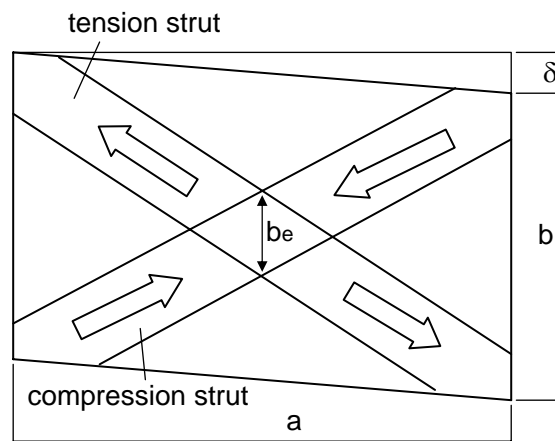


図 3.27 せん断耐荷力計算モデル

(5) せん断耐荷力の計算手法

鋼桁のせん断耐荷力に関しては、過去には多くの研究が実施されている。代表的な研究は Basler による斜張力場理論であり、せん断耐荷力 V は次式で与えられる⁸⁾。

$$V = \sigma_t t_w b / \{1+(a/b)^2\}^{0.5} \quad (4)$$

$$\sigma_t = (1 - \tau_{cr}/\tau_y) \sigma_y \quad (5)$$

$$\tau_{cr} = K_s E \pi^2 / 12(1-\nu^2) (t_w/b)^2 \quad (6)$$

$$K_s = 5.34 + 4.0/(a/b)^2 \quad (7)$$

ここで、 a ：せん断パネル幅、 b ：せん断パネル高、 t_w ：ウェブ厚、 τ_y ：せん断降伏応力度、 E ：ヤング係数、 ν ：ポアソン比である。本式に諸条件を代入するとせん断耐荷力 V は 699kN となり、実験で得られた 701kN にきわめて近い値であった。

コンクリート充填鋼桁では、図 3.27 に示すように、コンクリートによる圧縮ストラットとウェブによる引張ストラットが X トラスを構成していると考えられる。したがって、せん断耐荷力 V は、コンクリート圧縮ストラット成分 V_c とウェブ引張ストラット成分 V_s の和と考える。

$$V = V_s + V_c \quad (8)$$

$$V_s = \sigma_s b_e t_w \sin\theta \quad (9)$$

$$V_c = \sigma_c b_e t_c \sin\theta \quad (10)$$

$$\varepsilon_s = -\varepsilon_c = \delta \sin\theta_0 / (a^2 + b^2)^{0.5} \quad (11)$$

$$b_e = K_e b \quad (12)$$

ここで、 ε_s ：鋼ひずみ、 ε_c ：コンクリートひずみ、 σ_s ：鋼ストラットの応力度、 σ_c ：コンクリートストラットの応力度、 θ_0 ：変形前の長方形の対角線の水平軸からの角度（34°）、 θ ：変形後の水平軸からの主ひずみ方向、 δ ：右荷重載荷点での鉛直変位、 t_c ：コンクリート厚、 b_e ：有効幅、 K_e ：有効幅比である。発生応力度は、発生ひずみを図 3.19 に示す応力・ひずみ曲線に代入して得られる。鋼の主ひずみ方向は、ウェブ中心のロゼットひずみより計算でき、水平軸方向から 40°であった。また、コンクリートの主ひずみ方向は発生したひび割れ方向より推定でき、これは逆方向の 40°であった。

試験体 SC に関し、計算したせん断耐力と右荷重点の鉛直変位との関係を図 3.28 に示す。有効幅比が 0.3 および 0.4 の場合を示した。同図には測定値も示したが、初期時には荷重のなじみの影響が見られるため、鉛直変位の原点を補正した。ただし、この初期のなじみは荷重の低い状態であり、上述したトラス理論による耐力計算には影響を与えない。本図によれば、実験値は 2 つの計算値の中間に位置しており、平均的なひずみに対してはウェブの約 30% 程度が寄与しており、有効幅比は約 0.3 とすれば良いことが理解される。しかし、有効幅比はアスペクト比に依存すると考えられ、理論的な有効幅の決定に関してはさらなる研究が必要である。

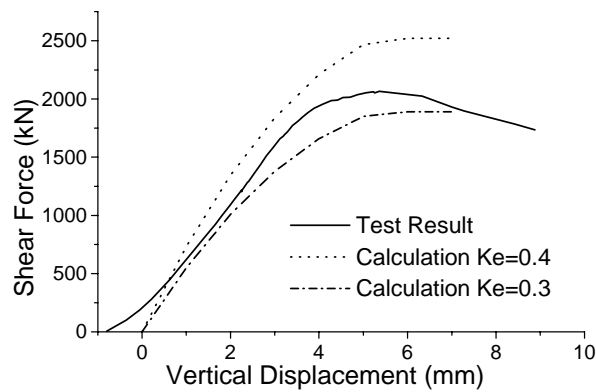


図 3.28 せん断力と鉛直変位の関係

3.4 実橋への適用に関するコメント

図 3.1 に示したスパン 45.0m の 2 径間連続桁を、従来形式の非合成連続鋼 桁および今回提案したコンクリート充填鋼 桁を用いて試設計し、得られた中間支点上断面の計算結果を表 3.3 に示す。道路橋を仮定し、設計活荷重および非合成桁の応力照査等は道路橋示方書⁹⁾に従い設計した。

表 3.3 モデル橋中間支点上断面の比較

	単位	非合成 鋼 桁	コンクリート 充填鋼 桁
上フランジ	mm	880 x 36	900 x 36
ウェブ	mm	3000 x 20	2700 x 18
下フランジ	mm	920 x 40	900 x 36
断面積比		1.0	0.88
垂直補剛材間隔	mm	1875	3750
水平補剛材段数		1	0
コンクリート断面	mm	-	882 x 2700
垂直鉄筋径, 間隔	mm	-	D19@ 900
水平鉄筋径, 間隔	mm	-	D19@ 900
設計モーメント M	kN.m	31,997	33,398
設計応力/許容応力		0.98	-
降伏モーメント My	kN.m	-	50,862
My/M		-	1.53
終局モーメント Mu	kN.m	-	67,698
Mu/M		-	2.03

注) 鋼材材質は SM570 とする。

コンクリート充填鋼 桁に関しては、充填コンクリートのため死荷重が増加するが、中間支点部近傍のみに充填するため、設計曲げモーメントは 4.5% しか増加しない。仮定した断面は、設計モーメントの降伏モーメントに対する安全率は 1.53、終局モーメントに対する安全率は 2.03 であり、十分安全であると判断した。ウェブ高さは 300mm 低くなり、断面積は 12% 低減できる。さらに、垂直補剛材間隔も 2 倍広くなり、水平補剛材も必要ない。したがって、コンクリート充填鋼 桁はきわめて合理的かつ経済的であると言える。なお、スパン中央部の断面は非合成鋼 桁およびコンクリート充填鋼 桁とも共通であり、コンクリート充填鋼 桁の中間支点上断面にほぼ等しい。また、活荷重たわみは許容範囲内である。

また、本構造は新設橋のみならず、既設橋が損傷を受けた場合の補修にきわめて有効である。

試験体 MC-R の実験結果が示すように、コンクリートを充填することにより変形した鋼 桁の強度を増大させることができる。また、活荷重などの増加に伴い橋桁を補強する場合にも有効である。

鋼桁へのコンクリート充填は複数の方法が考えられる。現場ヤードにおいて鋼 桁を水平にした状態で打設し、その後に架設すれば、型枠も必要なく、充填コンクリートの品質の確保も容易である。ただし、架設桁が重くなる欠点はある。あるいは、鉄筋を配置した鋼桁のみを架設し、その後、ウェブに平行な型枠を設置しコンクリート打設する方法もある。また、既設桁のように RC 床版がある場合でも、鉄筋および型枠を設置した後、コンクリートを打設できる。

昨今、RC 床版と鋼桁を接合した連続合成桁が開発されつつあるが、この形式に対しても本構造は有効である。通常の鋼 桁に比較してコンクリート充填鋼 桁の剛性は高く、RC 床版のひび割れ抑制効果が期待されるためである。

3.5 まとめ

鋼 桁の上下フランジ間に鉄筋を溶接し、コンクリートを充填した新形式複合橋を提案し、その構造特性を実験および解析により研究した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 鋼 桁およびコンクリート充填鋼 桁の曲げ実験を実施した。鋼 桁は圧縮フランジが降伏荷重以前に局部座屈した。一方、コンクリート充填鋼 桁では、充填コンクリートがコンファインド効果を発揮すると同時に、圧縮フランジおよびウエブの局部座屈を抑制するため、その曲げ耐荷力は鋼 桁の 2.08 倍に達した。
- 2) 製作を容易にするとともに疲労問題を避けるために、鉄筋を上下フランジに溶接しないコンクリート充填鋼 桁試験体の曲げ実験を実施した。鉄筋溶接型の試験体に比較して曲げ耐荷力はやや低下したものの、鋼 桁の 1.75 倍の曲げ耐荷力を示し、充填コンクリートの効果は十分確認された。
- 3) 座屈変形した鋼 桁にコンクリートを充填した試験体を製作し、曲げ試験を実施した。この再生試験体は、鋼 桁の 1.89 倍の曲げ耐荷力を示し、本構造は鋼 桁の補修や補強にも有効であることを示した。
- 4) 鋼 桁とコンクリート充填鋼 桁のせん断実験を実施した。鋼 桁はウエブがせん断座屈した後、斜張力場が形成された。コンクリート充填鋼 桁は鋼 桁の 2.89 倍のせん断耐荷力を有した。この大幅なせん断耐荷力の向上は、桁内にコンクリート圧縮ストラットとウエブ引張ストラットが形成され、トラス効果

が生じたためであると推定された。

- 5) ファイバー要素を用いた曲げ耐荷力算定方法，およびトラス理論に基づくせん断耐荷力算定式を提案した。いずれも，実験値とほぼ一致し，仮定した耐荷力算定メカニズムの妥当性が検証され，実橋の設計に適用できると考えられる。
- 6) コンクリート充填鋼 桁を用いたスパン 45.0m の 2 径間連続桁を試設計した。鋼 桁に比較して，ウェブ高さは 300mm，断面積は 12% 低減した。さらに，垂直補剛材間隔も 2 倍広くなり，水平補剛材も必要なく，コンクリート充填鋼 桁はきわめて合理的かつ経済的であると言える。

本構造の課題としては，フランジ幅厚比の影響，アスペクト比の影響，コンクリート充填部と非充填部を含む連続桁としての挙動などを明確にする必要がある。今後，さらに研究を進め，これらの課題解決に取り組む予定である。

参考文献

- 1) 中村，成田，林：コンクリートを部分充填した鋼 桁に関する実験的研究，鋼構造論文集，第 9 巻、第 36 号、pp.79-92, 2002.
- 2) Nakamura, S. et al.: New technologies of steel/concrete composite bridges, J. Constructional Steel Research, Vol.58, pp.99-130, 2002.
- 3) Elnashai, A.S, Takanashi, K, Elghaouli, A.Y. and Dowling, P.J.: Experimental behaviour of partially encased composite beam-columns under cyclic and dynamic loads, Proc. Institution Civil Engineering, Part 2, Vol.91, pp.259-272, 1991.
- 4) Elnashai A.S. and Broderick B.M.: Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures, Part 1, Experimental studies, J. Constructional Steel Research,

Vol.30, pp.201-229, 1994.

- 5) Kindmann, R. and Bergmann, R.: Effect of reinforced concrete between the flanges of steel profile of partially encased composite beams, J. of Constructional Steel Research, Vol.27, pp.107-122, 1993.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，1996.
- 7) Mander, J.B., Priestly, M.J.N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, ASCE, Vol.114, ST8, 1804-1826, 1988.
- 8) 土木学会：座屈設計ガイドライン，9.2.3 斜張力場理論，p.199-202, 1987.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書，共通編，鋼橋編，1996.

4 . 鋼製U断面を用いた部分P C連続合成桁

4.1 はじめに

本章では、図 4.1 に示す溶接加工度を大幅に減らした新形式の鋼桁と PC 桁の複合橋梁構造を紹介する¹⁾。本形式の第一の特徴は、鋼板をU型に折り曲げた鋼断面を主桁としたことである。この鋼製U断面は、一枚の鋼板を冷間曲げ加工して製作することが可能であり、原則的には溶接を必要としない。ただし、製鉄所での圧延機械の能力により鋼板の幅に制限があるため、桁高さが約 1.5m 以上になると左右に2分割した断面を下フランジ中央で溶接する必要があるが、この場合でも従来の箱断面に比較して溶接量は格段に少なくなる。また、断面内の板厚は一定であるためウェブ板厚は従来の箱断面に比較して相対的に厚くなり、一断面あたりの鋼材量は従来桁に比較してやや多くなるが、反面、補剛材は少なくなるため溶接加工量は少ない。一般に、鋼橋製作において単位重量あたりの材料費は加工費の 20%程度であり、鋼材量が若干増加しても加工費が大幅に削減できれば全体費用は小さくできると考えられる。

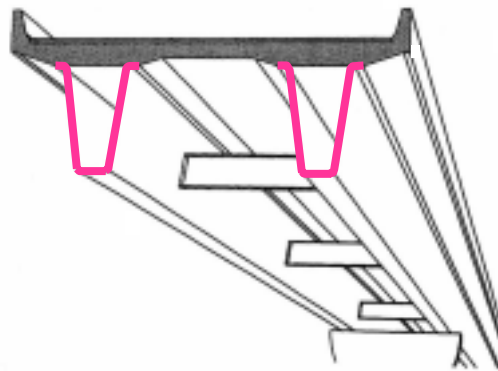


図 4.1 鋼U桁橋

本形式の第二の特徴は、図 4.2 に示すように中間支点部を PC 構造としたことである。連続桁では中間支点部の負の曲げモーメントが大きく、しかも床版コンクリートは引張側になるため鋼桁との合成効果が期待できず鋼桁の負担が増すこととなる。しかも、下フランジは圧縮になるため局部座屈に対する配慮も必要となる。本形式では、中間支点付近ではコンクリートを鋼製 U 断面内に充填し、さらにコンクリート床版とも一体化させるためにプレストレスを導入する構造とした。これにより負曲げモーメントに対する曲げ耐力を向上させるとともに、床版コンクリートに発生するひびわれ防止にも効果的である。さらに、充填コンクリートは圧縮側のフランジおよびウェブの局部座屈防止にも有効である。施工的にも鋼製 U 断面はコンクリート打設用の型枠ともなっている。このように鋼製 U 断面を用いた部分 PC 構造には多くの利点がある。一方、支間中間部は正の曲げモーメントが支配的であり、しかも死荷重を小さくしたいため、鋼製 U 断面内にはコンクリートは充填せず、鋼製 U 桁とコンクリート床版の合成桁とした。

本章では、曲げ実験を実施する。次に、正曲げ部の合成 U 主桁断面および中間支点上の部分 PC 鋼 U 主桁断面について、RC 方式に基づく断面計算法を提案し、それを実験結果と比較・検証する。さらに、3 径間連続桁を対象とし、死荷重・活荷重・プレストレス・クリープ・乾燥収縮などの荷重に対して許容応力度設計法により試設計し、基本的な構造諸元および詳細構造を検討する。さらに、同一橋梁を限界状態設計法によっても設計し、許容応力度法による結果と比較し、本形式橋に対する合理的な設計法について考察するものである。

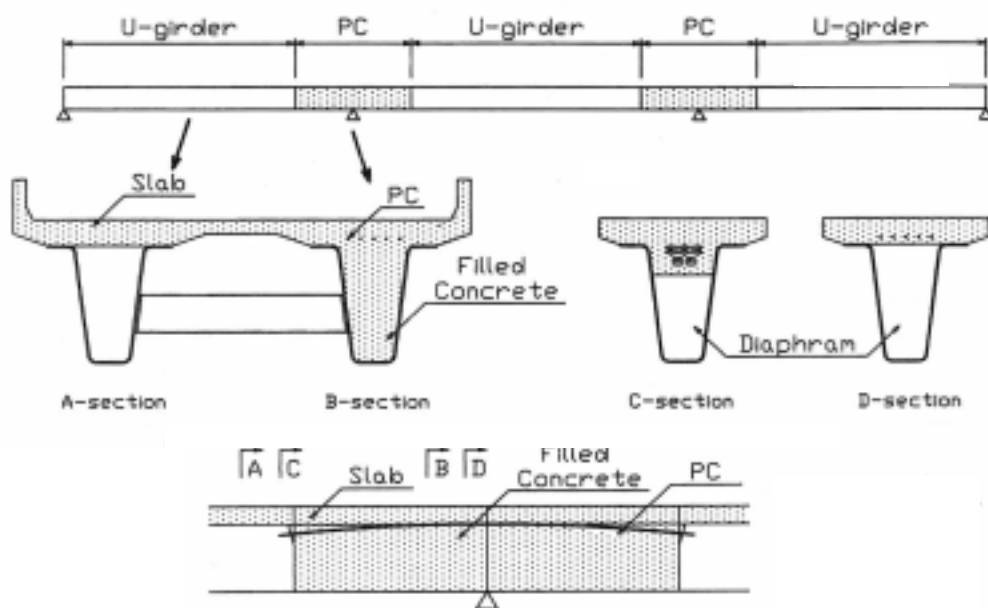


図 4.2 鋼 U 桁橋の構造

4.2 M-φ 関係に関する考察

文献 1) で報告した実験の概要を述べる。実験方法は 4 点曲げ試験とし、試験体をスパン 3.8m で支持し、中央部の 50cm 離れた 2 点を载荷した(図 4.3)。実験に用いた試験体は図 4.4 に示す 2 体(U1, U2)とし、いずれも長さ 4.0m とした。U1 は Fig.2 に示す連続桁の支間中央部の正曲げモーメント部を対象としたものである。鋼製 U 断面の張り出した上フランジにスタッドを溶接し、鉄筋コンクリート床版と合成させた開断面箱桁である。自重を軽減するため、鋼断面内にはコンクリートは充填しない。U2 は連続桁の中間支点上の負曲げモーメント部を対象としたものである。ここでは、鋼製 U 断面内部にもコンクリートを充填し、さらに床版内に設置した 2 本の PC 鋼棒によりプレストレスを導入し鉄筋コンクリート床版と鋼製 U 断面を一体化したものである。予備計算により U1 とほぼ同等の曲げモーメント耐力が期待できるように導入プレストレス力は 1 本あたり 20.4tf とした。

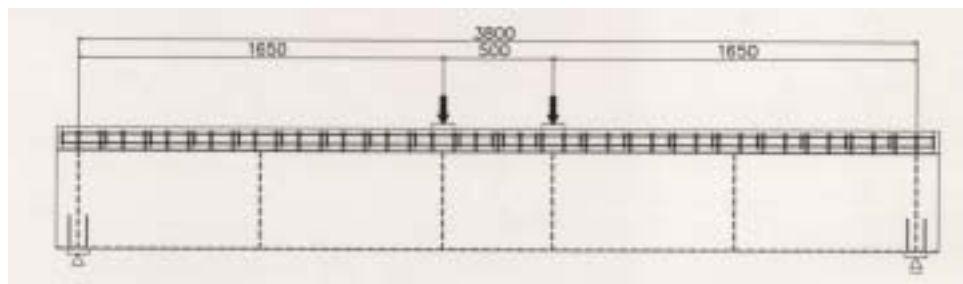


図 4.3 試験方法

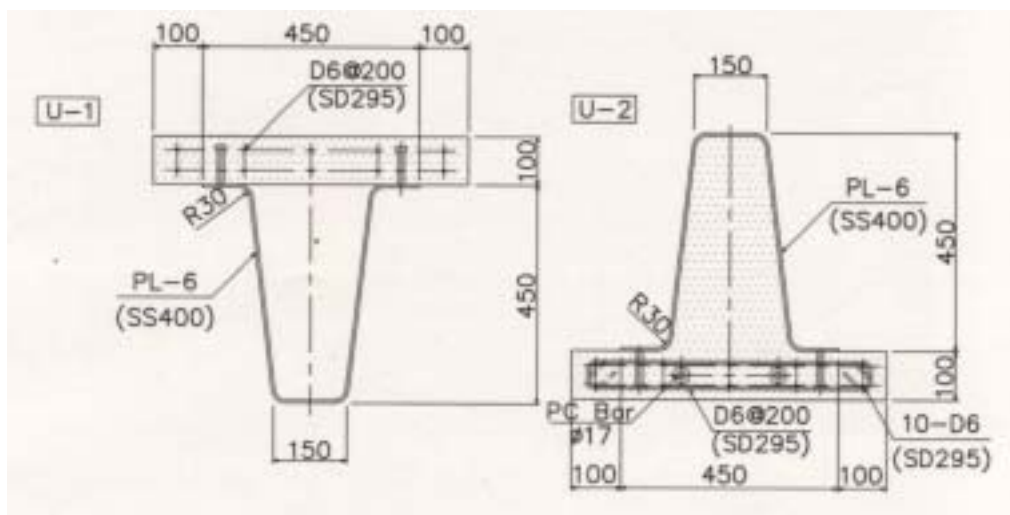


図 4.4 試験体

使用した鋼板は厚さ 6mm，材質 SS400 とした．コーナー部の冷間曲げ半径は，従来，板厚の 15 倍以上が望ましいとされていたが，最新の道路橋示方書の規定²⁾に則りシャルピー吸収エネルギーが 20.4 kgf.m 以上であることを確認した上で，曲げ半径を板厚の 5 倍とした．PC 鋼棒は径 17mm，材質は JIS-G-3109 に規定される C 種 1 号とした．コンクリートは強度 300 kgf/cm² 級とした．床版コンクリートを打設する前の試験体を図 4.5 に示す．プレス曲げにより鋼製 U 断面が形成されていることが理解できる．



図 4.5 コンクリート打設前の試験体 U2

実験結果の詳細は文献 1)を参照されたいが，実験によれば U1 および U2 とも，弾性領域内では鋼板および RC 床版とも中立軸からの距離に応じたひずみ分布を示し，平面保持の原則に良く一致し，鋼製 U 断面と RC 床版はほぼ一体として挙動した．試験体 U1 の最終変形を図 4.6 に示す．床版コンクリートが圧壊し，ウェブ上部が座屈している．試験体 U2 の最終変形を図 4.7 に示す．床版コンクリートは引張であるため，ひび割れが生じている．圧縮力が作用しているウェブ下部（図では上部）が座屈しているが，ウェブは外側に座屈変形している．充填コンクリートの存在により，ウェブは内部には変形できないため，外側にのみはらみ出す．



図 4.6 最終変形 U1



図 4.7 最終変形 U2

本章では，RC 方式に基づく断面計算方法を提案し，実験で得られた結果と比較しその妥当性を検討した．RC 方式に基づく断面計算の前提は以下とした．

- 1)断面内ひずみは平面保持の原則にしたがう．
- 2)鋼板および PC 鋼材の応力・ひずみ関係は図 4.8 に示すバイリニア関係とする．
- 3)コンクリートの応力・ひずみ関係も図 4.8 に示すバイリニア関係とするが，引張側コンクリートは無視する．
- 4)鋼とコンクリートのヤング係数比は 7 とする．
- 5)プレストレスされた部位では，PC 鋼材から与えられるプレストレス力および合成後に作用す

る外力に対して、充填コンクリートと鋼板は一体化して挙動する。
なお、コンクリートの終局ひずみに関しては、床版コンクリートは0.0035、充填コンクリートはコンファインド効果を考慮して0.005とした。

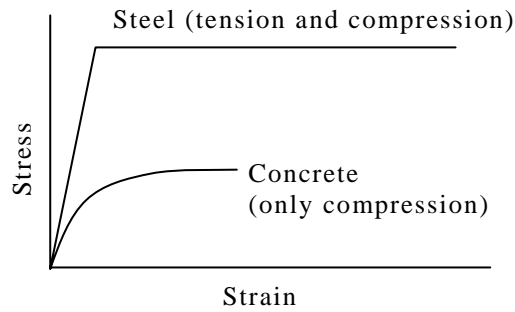


図 4.8 鋼とコンクリートの応力・ひずみ曲線

図 4.9 は U1 に関する曲げモーメント M と曲率 ϕ に関する計算値と実験値の比較である。計算値および実験値は $M=250$ kN m までは良く一致しているが、それ以降は実験値がやや低い。ただし、両者の最終曲げ耐力はほぼ一致している。

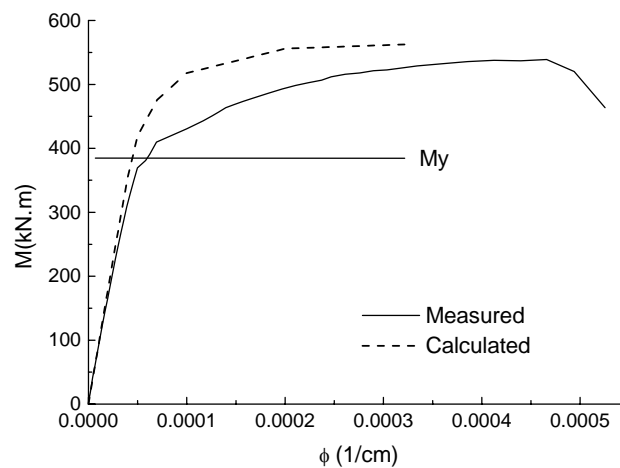


図 4.9 試験体 U1 に関する曲げモーメント・曲率曲線（測定値と計算値）

図 4.10 は U2 に関する計算値と実験値の比較である。M=150 kN m まで両者は良く一致しているが、それ以降の剛性こう配および最終曲げ耐力に関しては、実験値が計算値を上回っている。これは、鋼製 U 断面内に充填されたコンクリートにより圧縮側鋼板の局部座屈強度が増加し、さらに充填コンクリートは回りを拘束された 3 軸応力状態にあるためコンファインド効果が生じ強度が増加したと推定される。

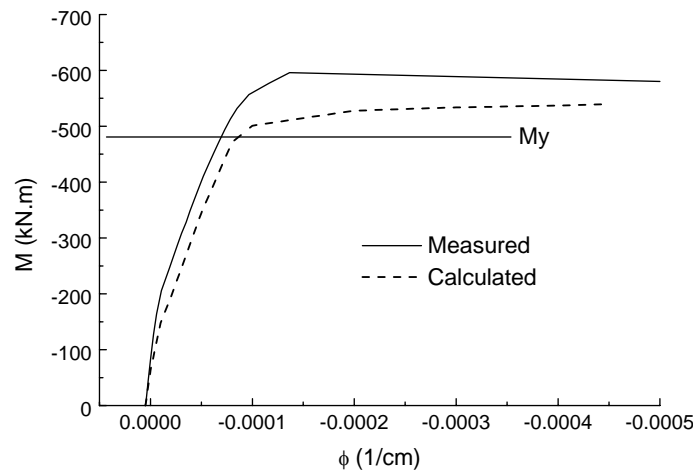


図 4.10 試験体 U2 に関する曲げモーメント・曲率曲線（測定値と計算値）

4.3 許容応力度による設計

鋼製 U 断面主桁の適用例として、スパン 60+60+60m の 3 径間連続桁の道路橋を試設計した。概略の設計図を図 4.2 に示す。2 車線道路、橋梁全幅員 10.5m、設計活荷重は B 活荷重とした。床版は場所打ち PC 床版で、床版厚は 25cm とした。鋼製 U 断面のウェブ高さは 2,500mm とし、板厚は 22mm あるいは 25mm とした。主要な主桁断面の板厚および材質を表 4.1 に示す。ウェブ高 2.5m の主桁断面は 1 枚の鋼板からは製作できないため、断面を左右に 2 分割して個別にプレスベントした後、工場にて溶接することとした。中間支点部には、5 本の PC 鋼線を配置した (SWPR 7B, 12T12.7mm, 断面積 $A_p=5923\text{mm}^2$)。道路橋示方書の計算手法により³⁾、有効プレストレスは 100 kgf/mm^2 (592tf) とした。左右の主桁どうしを結合する横桁は H 型鋼を用い、20m ピッチで配置した。また、鋼製 U 断面の形状保持および鋼桁架設時の補強のため、5.0m ピッチで L 型鋼を用いた簡易的なダイアフラムを設置した。なお、支点上には充腹ダイアフラムを溶接した。鋼製 U 桁は最大 12m ものを工場で作成し、現地に搬入した後に隣接する桁どうしを現場溶接することとした。

表 4.1 鋼板の板厚と材質

	板厚(mm)	材質
側径間中央部	25.0	SM570/SMA570W
中間支点上	25.0	SM570/SMA570W
中央径間中央部	22.0	SM490Y/SMA490W

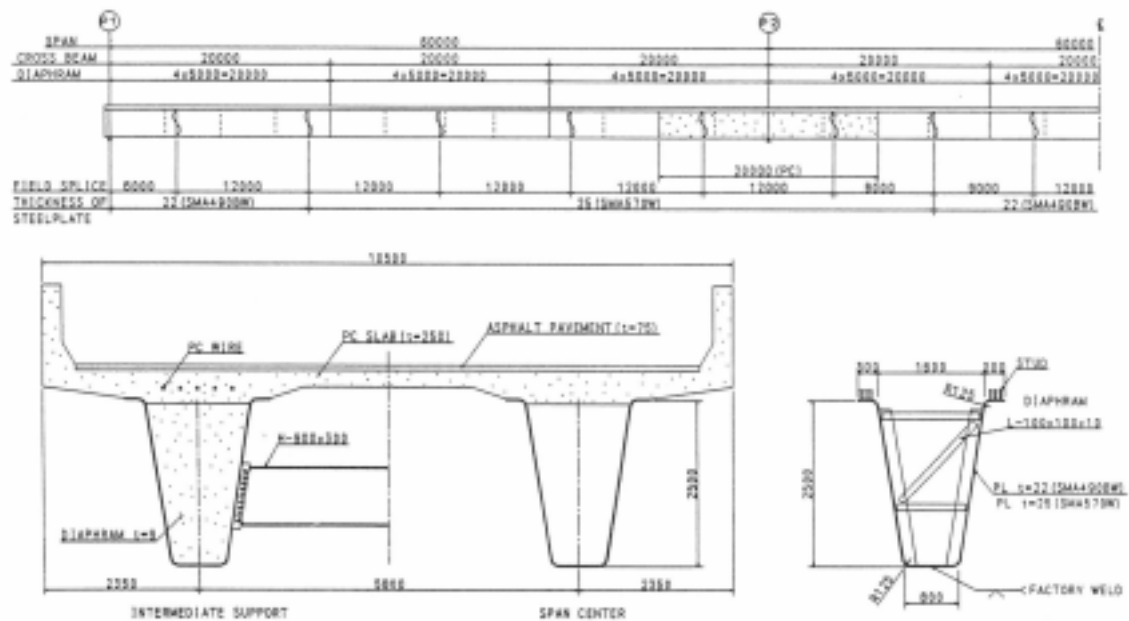


図 4.11 試設計橋梁

設計荷重を図 4.12 に示す。壁高欄は 0.975t/m とし、舗装は 7.5cm 厚のアスファルト舗装とした。活荷重は、着目した 3 主桁断面、すなわち側径間中央部、中間支点上、中央径間中央部に最も不利となる 3 ケースを考慮した。

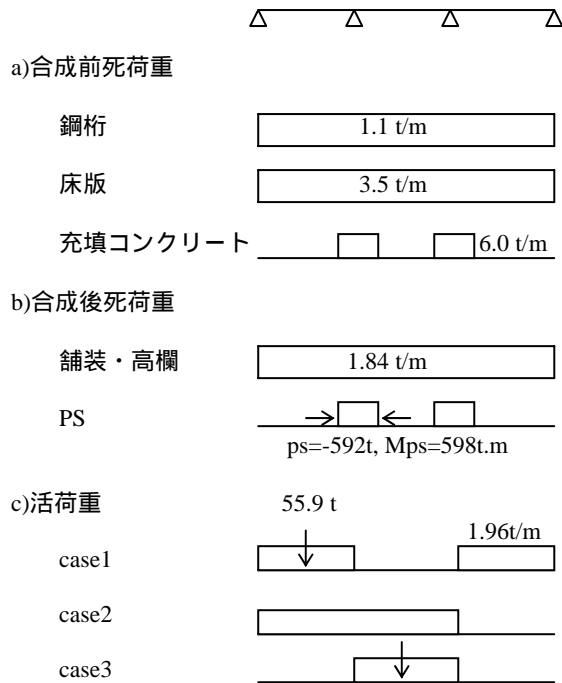


図 4.12 設計荷重

発生曲げモーメントの結果を図 4.13 に示す。図中で、 M_{SD} , M_{VD} , M_L は前死荷重、後死荷重、活荷重による曲げモーメントである。 M_{PS} , M_{PS} は導入プレストレスおよびそれによって生じる不静定曲げモーメントである。 M_{CR} , M_{CR} は床版のクリープによって生じる静定および不静定曲げモーメントである。 M_{SH} , M_{SH} は床版の乾燥収縮によって生じる静定および不静定曲げモーメントである。 M_T , M_T は鋼板温度が床版温度より 10 高いことによって生じる静定および不静定曲げモーメントである。

なお、コンクリートのクリープ、乾燥収縮および鋼とコンクリートの温度差に関しては、充填されたコンクリートはいずれもその影響が小さいと推定されるため、床版コンクリートの影響のみを考慮した。具体的な計算は、道路橋示方書の合成桁の設計法⁴⁾に基づいて計算した。

コンクリート床版と鋼板のずれ止めのため、上フランジにスタッドを溶接した。後死荷重、活荷重および鋼とコンクリートの温度差によって生じる水平せん断力は桁端部で 1055kgf/cm とな

り、直径 19mm のスタッドを 10.7cm ピッチで配置する必要がある。

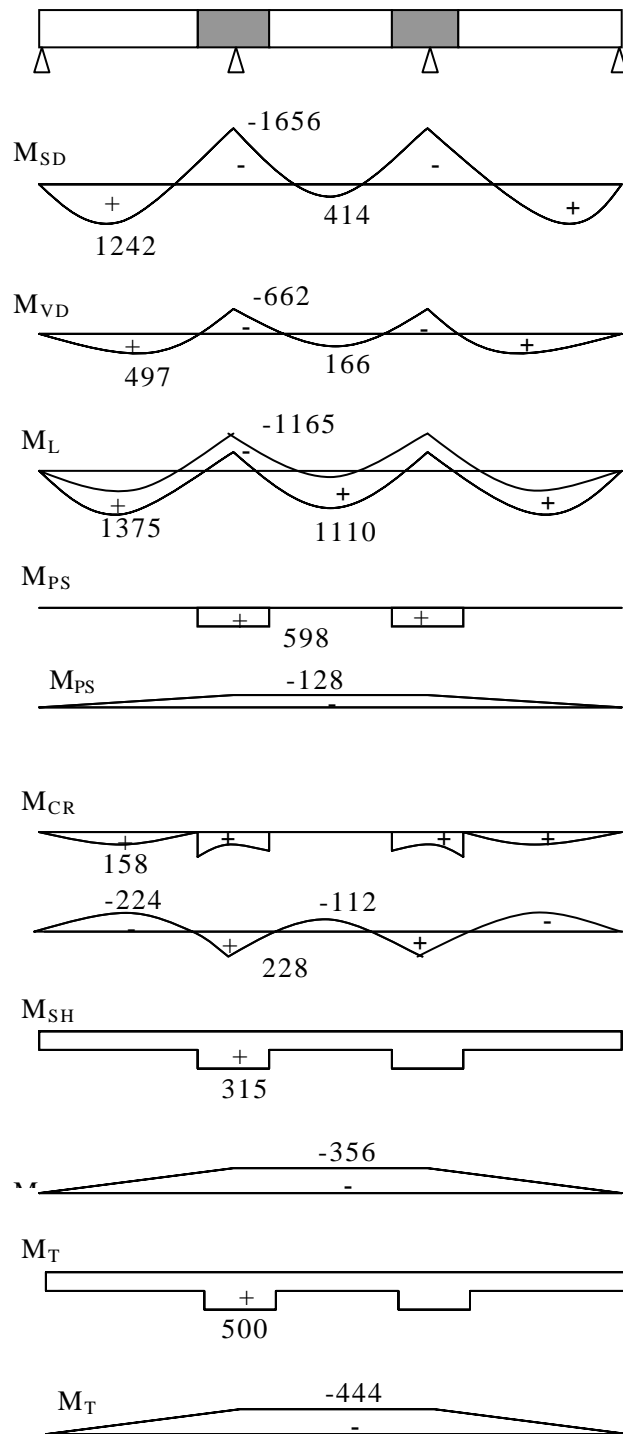


図 4.13 曲げモーメント図(tf.m)

発生応力度のまとめを表 4.2 に示す。合成前死荷重に対しては鋼製 U 断面のみを有効として計算した。合成後死荷重および活荷重に対しては、正の曲げモーメントが卓越する支間中央部は RC 床版と鋼製 U 断面の合成桁として、負の曲げモーメントが支配的な中間支点上はプレストレス力を考慮した RC 方式に基づく計算手法により設計した。側径間中央部、中間支点上、中央径間中央部とも Table 2 で仮定した鋼材のほぼ許容応力度内であることが理解される。

以上、現行の道路橋示方書に規定される許容応力度設計法により三径間連続桁の試設計を実施した。この試設計で得られた鋼重は 250kgf/m^2 であり、従来形式の非合成の 2 主 I 桁や箱桁の鋼重はこのスパンの橋梁では $300\text{-}350\text{kgf/m}^2$ と言われているため⁵⁾、15% 程度の鋼重減が期待できる。さらに、本形式では溶接加工量は従来のプレートガーダーより少なくなるため、既存の橋梁形式に比べかなり経済性に優れる可能性があると言える。

表 4.2 許容応力度法による応力照査 (単位: kgf/cm^2 , +: 引張, -: 圧縮)

No	荷重の種類	側径間中央部			中間支点上			中央径間中央部		
		σ_c	σ_{su}	σ_{sl}	σ_c	σ_{su}	σ_{sl}	σ_c	σ_{su}	σ_{sl}
1	SD	0.0	-1340	1259	0.0	1786	-1678	0.0	-508	477
2	VD+L+PS	-74.0	-285	1191	0.0	857	-822	-41.3	-178	840
3	CR	9.9	-61	-105	-8.3	-115	183	3.3	31	-79
4	SH	11.4	-165	-40	17.5	-57	-103	15.9	-95	-172
5	T	15.0	-144	-118	24.7	-75	-39	20.2	-125	-249
6	1+2	-74.0	-1625	2450	0.0	2643	-2500	-41.3	-686	1317
7	1+2+3+4	-52.7	-1851	2305	0.0	2471	-2420	-22.1	-750	1066
8	1+2+3+4+5	-67.7	-1995	2423	0.0	2546	-2459	-42.3	-875	1315

SD:合成前死荷重, VD:合成後死荷重, L:活荷重, PS:プレストレス, CR:クリープ, SH:乾燥収縮, T:温度差

4.4 限界状態設計法による設計

ここでは、前章で試設計した同一橋梁を限界状態設計法により照査し⁶⁾⁷⁾、許容応力度設計法による結果と比較し、本形式桁の合理的な設計法について考察する。

(1) 終局限界状態の照査

終局限界状態を照査するために、次式に示す 2 種類の荷重の組み合わせに対して安全性を照査するものとした。

$$(5) \quad K_1 = 1.7 (M_{SD} + M_{VD} + M_{PS} + M_L) / \mu_u \quad 1.0$$

$$(6) \quad K_2 = \{ 1.3 (M_{SD} + M_{VD} + M_{PS}) + 2.5 M_L \} / \mu_u \quad 1.0$$

ここで、 M_{SD} ：合成前死荷重によるモーメント、 M_{VD} ：合成後死荷重によるモーメント、 M_{PS} ：プレストレスによるモーメント、 M_L ：活荷重によるモーメントである。また、終局モーメント μ_u

は、図 4.14 に示す応力状態を仮定して求めた。すなわち、支間中間部の正曲げモーメント断面については、鋼板が最初に降伏応力度に達した状態を降伏モーメント M_y とし、さらに塑性化が進み圧縮側の床版コンクリートひずみが 0.35% に達する直前の状態を M_u とした。また、中間支点部の負曲げモーメント断面についても、鋼板が最初に降伏応力度に達した状態を降伏モーメント M_y とし、さらに塑性化が進み圧縮側の充填コンクリートひずみが 0.5% に達する直前の状態を M_u とした。

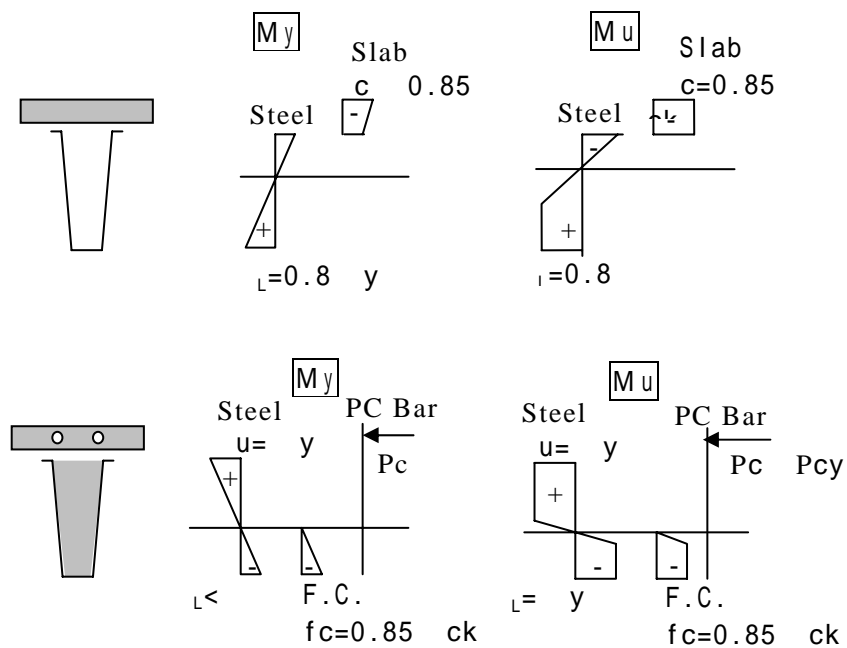


図 4.14 応力状態 (M_u と M_y)

照査結果を表

4.3 に示す .3 断面とも式(6)による K_2 が式(5)による K_1 を上回っているおり、活荷重に重みをつけたケースがより厳しい載荷状態となる。注目すべきは、限界状態設計法に基づく決定断面は表 4.1 に示した許容応力度法の決定断面の鋼板材質の 1 ランク下になっていることであり、ここで提案した新形式の合成桁に対しては限界状態設計法の方が経済的な設計となる。この理由としては、本形式の合成桁の場合、 M_u/M_y で表される形状係数が 1.29-1.53 となり、通常のプレートガーダーの形状係数 1.05-1.15 に比べかなり大きいため、終局強度に基づく設計法が有利となるからである。

表 4.3 限界状態設計法による照査

	側径間中央部	中間支点部	中央径間中央部
鋼板厚 (材質)	25mm (SM490Y)	25mm (SM490Y)	22mm (SS400)
M_{SD} (tf.m)	1,242	-1,656	414
$M_{VD} + M_{PS}$ (tf.m)	454	-192	38
M_L (tf.m)	1,375	-1,165	1,110
M_u (tf.m)	6,530	-5,897	4,041
M_y (tf.m)	4,442	-4,566	2,638
M_u / M_y	1.47	1.29	1.53
K_1	0.80	0.79	0.66
K_2	0.86	0.88	0.83

(2) 使用限界状態の照査

使用限界状態に対しては、常時荷重に対して鋼板が降伏応力度以内であること、活荷重に対してたわみが許容以内であること、後死荷重および活荷重に対して床版コンクリートのひび割れ幅が許容以内であることの3点を照査した。

まず、前章の表 4.3 より、常時荷重作用時の発生応力度は1ランク下の鋼板に対しても降伏応力度以内であることは明白である。次に、活荷重に対する発生たわみ δ_L は6.31cmであり、スパンの1/500で与えられる許容たわみ δ_a の12.0cm以内である。

$$(7) \quad \delta_L = 6.31\text{cm} \quad \delta_a = L / 500 = 12.0\text{cm}$$

コンクリート標準仕様書⁷⁾により、コンクリートのひび割れ幅 w の照査式は次式となる。

$$w = k \{ 4c + 0.7(cs - \phi) \} (\varepsilon_s + \varepsilon'cs) \quad wa = 0.005c \quad (8)$$

ここで、 k ：鋼材の付着性状の影響を示す係数で異形鉄筋の場合は1.0、 c ：かぶりで5.0cmとする、 cs ：鉄筋の中心間隔で20cmとする、 ϕ ：鉄筋径で1.6cmとする、 ε_s ：後死荷重および活荷重による床版コンクリートのひずみ、 $\varepsilon'cs$ ：コンクリートの収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値である⁷⁾。本式によれば、ひび割れ幅 w は0.022cmとなり、許容ひび割れ幅 wa の0.025cm以内となる。

(3) 疲労限界状態の照査

本研究では、道路橋を対象としているため疲労に対しては照査しなかった。プレスバントした本形式桁で疲労が懸念されるのは曲げ加工部と予想されるが、道路橋示方書の規定²⁾に則りシャルピー吸収エネルギーが20.4 kgf.m以上の高性能鋼板を用いれば、曲げ半径を板厚の5倍としても溶接部の疲労が問題になることはないと推定される。

4.5 まとめ

鋼製U断面を主桁とし、連続桁中間支点部は部分的にPC構造化した新構造形式に関して、RC方式に基づく合成断面計算方法を提案し実験結果と検討した。さらに、本形式を用いた道路橋を許容応力度設計法および限界状態設計法により試設計した。本研究で得られた主な知見は以下である。

- 1) 実験によれば鋼板およびRC床版のひずみ分布は平面保持の原則に良く一致し、鋼製U断面とRC床版はほぼ一体として挙動した。したがって、RC方式に基づく断面計算方法により曲げモーメントと曲率の関係を算定したが、プレストレスを導入した部材に関する計算値は実験値を若干上回る安全側となるが、正の曲げモーメントを対象にした合成断面は鋼板の降伏応力度を80%に低減した計算がほぼ実験値に等しくなった。
- 2) スパン60+60+60mの三径間連続桁を対象とし、現行の道路橋示方書に規定される許容応力度設計法により試設計した。その結果、鋼主桁はウェブ高さ2.5m、最大鋼板厚25mm(材質SM570)で対応可能であり、詳細構造および製作・施工の面からも十分実用可能であると考えられた。また、従来形式の非合成の2主I桁や箱桁の鋼重に比較し15%程度の鋼重減が予想でき、さらに形式鋼桁の溶接加工量は従来のプレートガーダーより大幅に少なくなるため経済性の向上が期待できる。
- 3) 同一橋梁を限界状態を用いて試設計した。その結果、限界状態設計法に基づく決定断面は許容応力度法で決定された鋼板材質の1ランク下になり、ここで提案した新形式の合成桁に対しては限界状態設計法の方が経済的となった。これは、本形式合成桁の形状係数が通常のプレートガーダーに比べかなり大きいため、終局強度に基づく設計法が有利となるからである。

4) 以上のように、「鋼製U断面を用いた部分P C連続合成桁」はこれまでに見られなかった新規性のある構造形式であると同時に、その設計法・製作法・経済性において十分実用性があると考えられる。

{参考文献}

- 1)中村俊一,森谷久吉,森忠彦:鋼製U断面を用いた部分P C連続合成桁の曲げ性能に関する実験的研究,鋼構造論文集, Vol.5, No.18, pp.101-112, 1998.6.
- 2)道路協会:道路橋示方書・同解説,鋼橋編, 15.3.2(7),冷間加工, pp.379, 1996.12.
- 3)道路協会:道路橋示方書・同解説,共通編, 2.1.5.プレストレス力, pp.32, 1996.12.
- 4)道路協会:道路橋示方書・同解説,鋼橋編, 9.2.6.版のコンクリートのクリープ, 9.2.8.版のコンクリートの乾燥収縮, pp.281-286, 1996.12 .
- 5)土木学会:鋼構造物設計指針, PART B 合成構造物, 1997.
- 6)日本橋梁建設協会:デザインデータブック, pp.16, 1997 .
- 7)土木学会:コンクリート標準示方書, 設計編, pp.90, 1997.

5. 主塔高さに着目した鋼管斜張橋の構造特性

5.1 はじめに

本章では、鋼管を主桁とする合成斜張橋の構造および設計法について考察する（写真 5.1）。著者らはすでにスパン 900m の鋼管斜張橋についての基本的な検討をしており⁴⁾、また松本らはスパン 600m の鋼管斜張橋に関して風洞実験を実施しており、いずれも実現可能であると報告している⁵⁾。

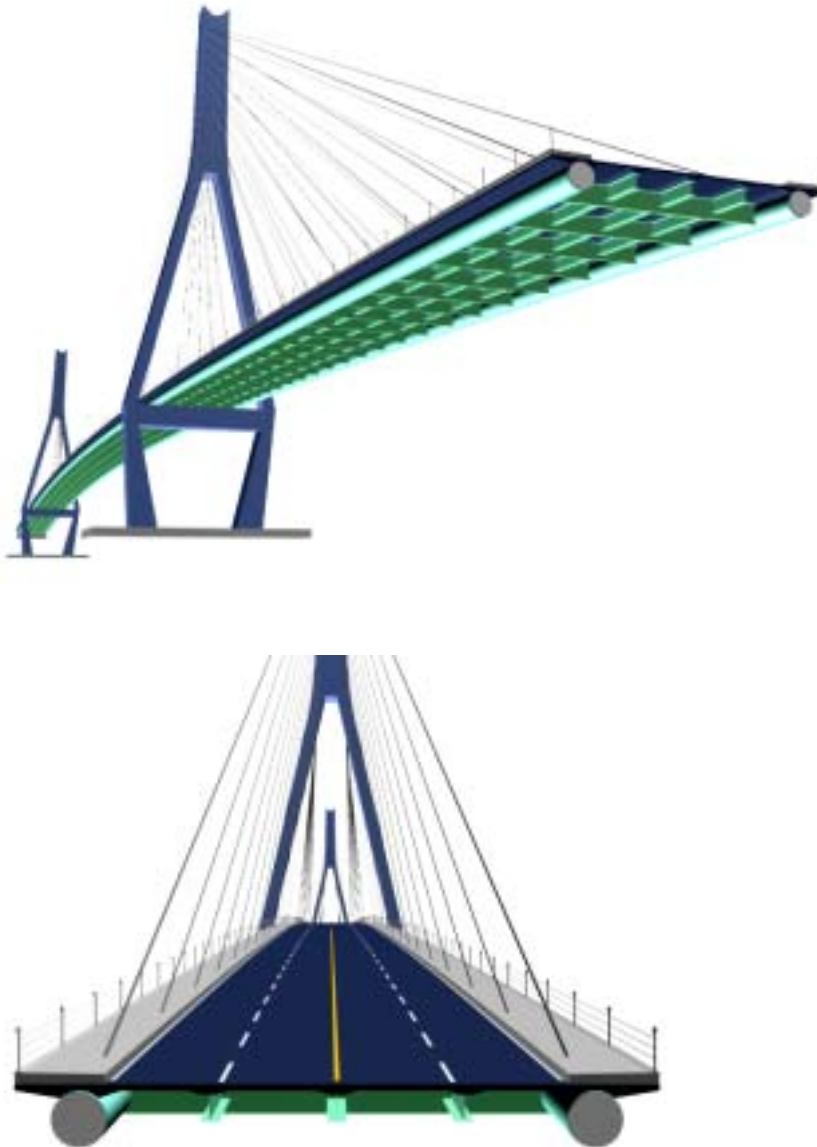


写真 5.1 鋼管斜張橋

通常の斜張橋においては、ケーブル張力の水平成分が主桁に伝達され、主桁には曲げモーメントに加え圧縮軸力が作用する。したがって、座屈耐力を確保することが重要となり、そのため比較的主塔を高くして圧縮軸力を低減している。ちなみに、吊橋ではケーブルのサグはスパンの 1/10 - 1/11 程度であるが、斜張橋では桁面上の主塔高さはスパンの 1/4 - 1/5 程度である。しかし、本形式ではコンクリート床版も圧縮力を分担し、さらに、主桁は鋼とコンクリートの合成桁であるため剛性も高く、通常の鋼斜張橋より高い座屈耐力が期待できると考えられ、主塔を低くできる可能性がある。本研究では、この点に着目し、3種類の主塔高さに対し試設計を実施し、最適な主塔高さに関し考察する。

5.2 構造の概要

著者らが提案している鋼管斜張橋⁴⁾を図 5.1 および図 5.2 に示す。鋼管を 2 主桁とし、PC 床版を用い、両者をジベルで一体化する。側径間の鋼管桁内部にはなるべく重いコンクリートを充填して、端支点に発生する負反力を抑制する（領域 A1,A2）。主塔部では圧縮力が卓越するため、やはり鋼管内にコンクリートを充填し圧縮力に抵抗させる（領域 A2,B）。一方、スパン中央では圧縮力は作用せず、しかもなるべく軽くしたいため鋼管内は非充填とする（領域 C）。床組構造は両主桁間に横桁と縦桁を配し、その上に PC 床版を設置する。また、ケーブルは鋼管主桁を貫通して鋼管下面に定着するため、ケーブル張力が直接主桁に伝達され力学的にも合理的である。

対象橋梁は、車道幅員 18m、スパン 200+500+200m、ケーブル間隔は 20m とした。図 5.3(a)に示す 3 種類の主塔高さに対し試設計を実施し、最適な主塔高さに関し考察した。ここでは、桁面から主塔先端までの高さ H_T を主塔高さパラメーターとしたが、実際の主塔高さはこれに桁下部分 30m を加える必要がある。主塔断面は、図 5.3(b)に示す矩形断面とし、幅 3.0m、高さ 6.0m、板厚 40mm、材質 SM490Y とした。検討を簡略化するため、高さ方向には一定とした。

鋼管桁は、鋼管は直径 2,200mm、22mm 厚、材質は SM490Y とした。ケーブルは、引張強度 160kgf/mm^2 の亜鉛メッキ鋼線を平行に束ねたプレファブ平行線ケーブルを想定した（許容引張応力： 64kgf/mm^2 ）。これらの断面性能を表 5.1 に示す。なお、相対比較をするため、検討に用いた部材断面は 3 種類の主塔高さに共通とした。

床組構造としては、両側の鋼管桁を 9.0m 間隔で横桁（腹板高 1200mm）で連結する。さらに、3 本の縦桁（腹板高 800mm）を設置し、その上に床版を設置する。床版は橋軸直角方向にプレストレスを導入した厚さ 25cm のプレキャスト PC 床版とし、鋼管主桁とはグループ配置されたスタッドで結合する。

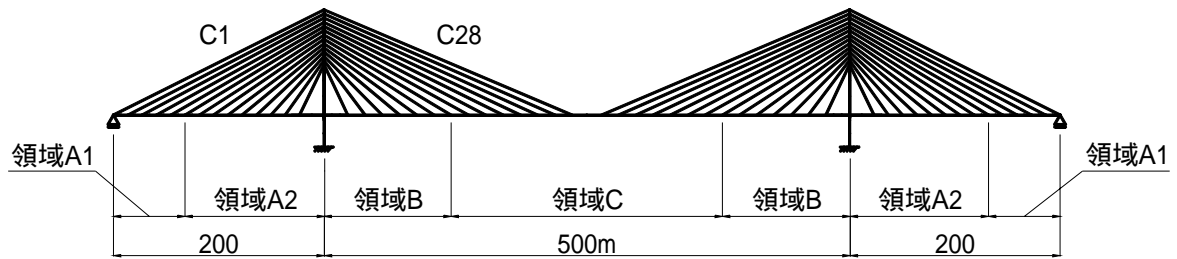


図 5.1 鋼管斜張橋の一般図

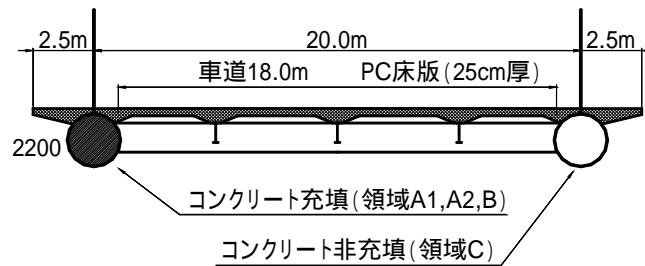


図 5.2 鋼管斜張橋の断面図

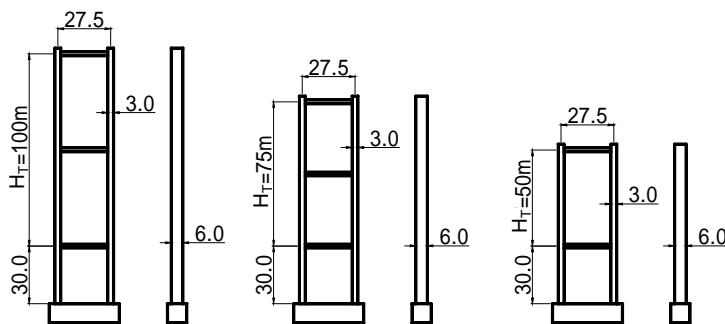


図-5.3(a) 3種類の主塔形状

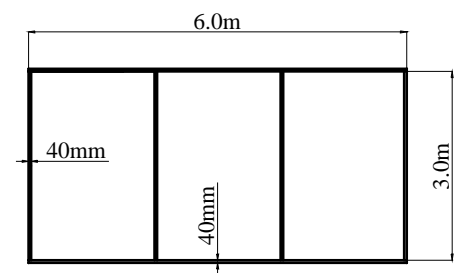


図-5.3(b)主塔断面

表 5.1 断面諸元 (1面あたり, 鋼換算)

		A (m ²)	I (m ⁴)
主桁	コンクリート床版	0.4464	(充填) 0.6598
	鋼管	0.1708	
	充填コンクリート	0.5186	(非充填) 0.2888
	縦桁	0.0112	0.0011
	横桁	0.0306	0.0065
主塔		0.9600	3.8082
ケーブル	C1	0.01920	
	C2 ~ C6	0.01204	
	C7 ~ C11	0.01620	
	C12 ~ C17	0.01204	
	C18 ~ C22	0.01620	
	C23 ~ C27	0.01204	
	C28	0.01920	

5.3 常時荷重に対する検討

(1) 常時荷重

領域別の死荷重強度を表 5.2 に示す。鋼管内に充填するコンクリートは、死荷重時に主塔が鉛直になり曲げモーメントが発生しないよう、さらに端支点の負反力を最小にするよう設定した。その結果、側径間を2分割し、主塔に近い方により比重のやや重いコンクリート（比重 2.9）を、その他には軽量コンクリート（比重 1.1）を充填した。

表 5.2 死荷重強度（1面あたり）

	領域 A1	領域 A2	領域 B	領域 C
鋼管主桁	1.34	1.34	1.34	1.34
充填コンクリート	3.99	10.53	3.99	0.00
コンクリート床板	7.81	7.81	7.81	7.81
アスファルト舗装	1.55	1.55	1.55	1.55
縦桁・横桁	0.64	0.64	0.64	0.64
合計 (t/m)	15.34	21.87	15.34	11.34

近年、種々のコンクリートが実用化されており、比重の制御も可能となっている。気泡コンクリートや超軽量骨材を使用すれば、比重 1.0 程度も可能であり、実際の橋梁にも採用されている^{6),7)}。また、骨材の材質や使用量を適切に選択すれば重量化も可能である。

ケーブルには、死荷重載荷時に鋼管桁に発生する曲げモーメントが平滑化するようにプレストレスを導入した。活荷重は道路橋示方書に規定される B 活荷重とし、影響線解析により断面力を求めた。また、衝撃係数も考慮した。なお、プレキャスト PC 床版を用いているためコンクリートのクリープおよび乾燥収縮は場所打ちコンクリートに比べ小さいため、本研究ではこれらの検討を省略した。

(2) 断面力

死荷重および活荷重により鋼管主桁に発生する最大・最小曲げモーメントを図 5.4 に示す。中央径間中央部では正の曲げモーメントが卓越し、主塔部では負の曲げモーメントが卓越し、側径間部では正と負の両者の曲げモーメントが発生する。この発生曲げモーメントの傾向は通常の鋼製斜張橋と同一であるが、値は主塔が低くなるほど大きくなる。

鋼管主桁に発生する最大圧縮軸力を図 5.5 に示す。全径間で圧縮軸力が発生し、主塔部で最大となる。この軸力分布の傾向も、通常の鋼製斜張橋と同一である。ただし、主塔高さ $H_T=50\text{m}$ の時が $H_T=100\text{m}$ の 2 倍近くにもなる。

主塔の曲げモーメント分布を図 5.6 に示す．ケーブル定着部と基部の 2 カ所で最大の曲げモーメントが発生している．これらの傾向は 3 種類の主塔高さに共通であるが，基部での曲げモーメントは主塔高さ $H_T=50\text{m}$ の時が最も大きくなる．

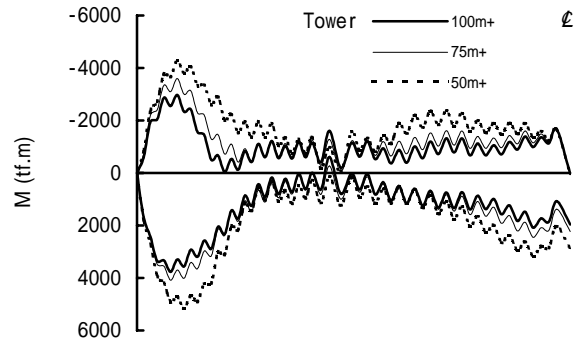


図 5.4 鋼管主桁の最大最小曲げモーメント

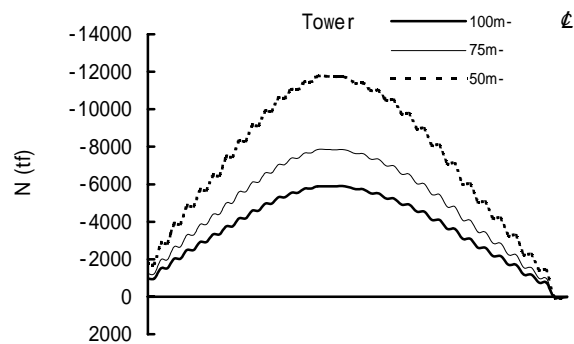


図 5.5 鋼管主桁の最大圧縮軸力

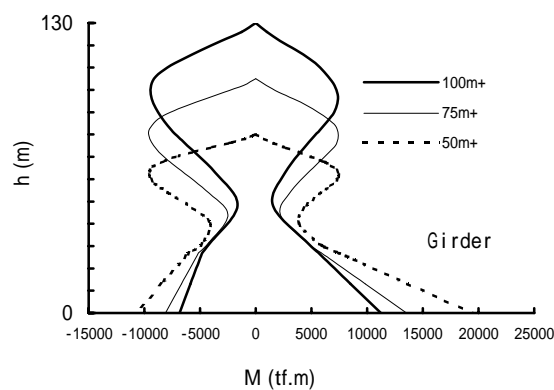


図 5.6 主塔の最大最小曲げモーメント

(3) 応力照査

過去の研究により⁸⁾、鋼管が弾性範囲にあれば、鋼管主桁に発生するひずみは平面保持の原則に従うことがわかっている。また、鋼管上面に溶着されたスタッドは、通常の鋼桁あるいは鋼箱桁上面に溶着されるスタッドと同等のずれ止め耐力を有することも確かめられている。鋼管桁には、スパン方向に複雑な断面力が発生するが、代表的な断面における鋼管桁のひずみおよび応力分布を図 5.7 に示す。

側径間部には、正と負の曲げモーメントおよび圧縮軸力が発生する。正曲げモーメントに対しては、(a)に示すように、合成桁と同様の応力分布となる。鋼管下縁には引張応力、コンクリート床版には圧縮応力が発生する。鋼管内部の充填コンクリート上部は圧縮となる。

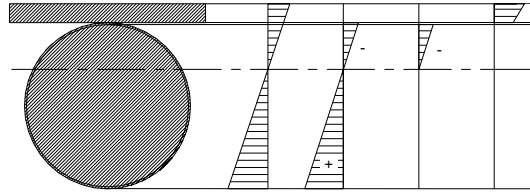
負曲げモーメントに対しては、(b)に示すように、床版コンクリートは引張となるため応力は無視し、鋼管および充填コンクリートの圧縮部のみに応力が発生する。なお、床版コンクリートに発生するひびわれ幅については、過去の研究⁴⁾により、適量の鉄筋を配置することにより制御できると考えられる。

主塔部では、負曲げモーメントおよび大きな圧縮軸力が発生する。そのため、(c)に示すように、全断面が圧縮となり、床版コンクリートおよび充填コンクリートともに圧縮応力が発生する。一方、中央径間中央部では圧縮軸力は発生せず、正曲げモーメントがクリティカルとなる。したがって、(d)に示すように、鋼管下縁には引張応力、コンクリート床版には圧縮応力が発生し、合成桁と同一の応力分布となる。なお、実際の応力照査は、断面を高さ方向にスライスしたファイバー要素として応力計算した。この際、鋼管の応力・ひずみ関係はバイリニアとし、コンクリートは放物線とした。

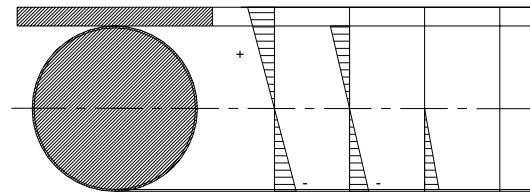
また、鋼桁を対象とした床版の有効幅については道路橋示方書に規定があるが、合成斜張橋に関するこの種の研究は過去に例がない。ここでは、合成斜張橋の場合には鋼桁に比較して等価支間長が長くなると考え、床版全幅を有効として応力計算した。

(a)側径間部(正曲げ)

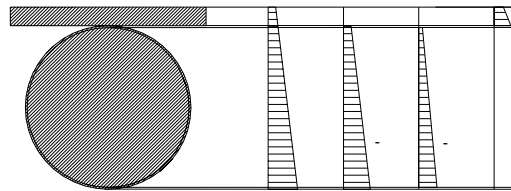
ひずみ分布
鋼管応力
充填C応力
床版応力



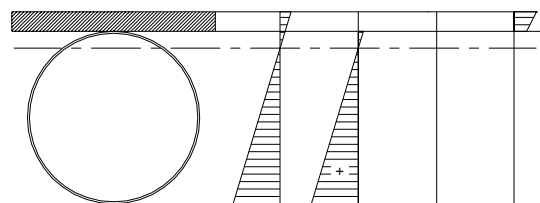
(b)側径間部(負曲げ)



(c)主塔部(負曲げ)



(d)中央径間中央部(正曲げ)



+ : Tension - : Compression

図 5.7 鋼管主桁の応力とひずみの分布

鋼管主桁の中央径間中央，主塔部，側径間部に発生する応力度を図 5.8，図 5.9，図 5.10 に示す．中央部では正の曲げモーメントが卓越し，鋼管とコンクリート床版が合成桁として機能するため，鋼管下縁に引張応力が発生し，主塔が低くなるにつれて引張応力度は増加する．主塔部においては，圧縮軸力と負の曲げモーメントが作用し，鋼管下縁には大きな圧縮応力が発生し，主塔が低くなるほど圧縮応力が増加する．側径間部には正および負の曲げモーメントが発生するが，負の曲げモーメントがクリティカルになり，鋼管下縁が圧縮で，鋼管上縁が引張であり，これらも主塔が低いほど増加する．

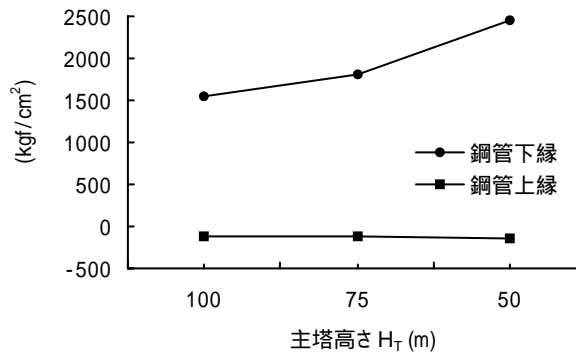


図 5.8 主径間中央の鋼管応力

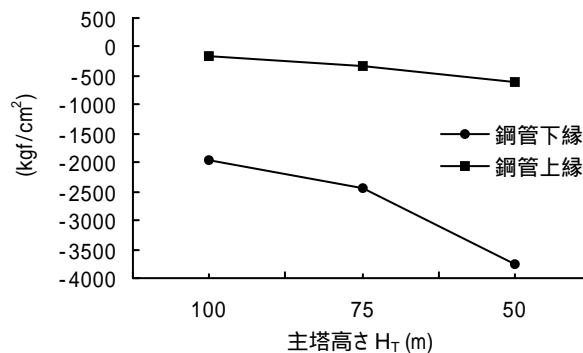


図 5.9 主塔部の鋼管応力

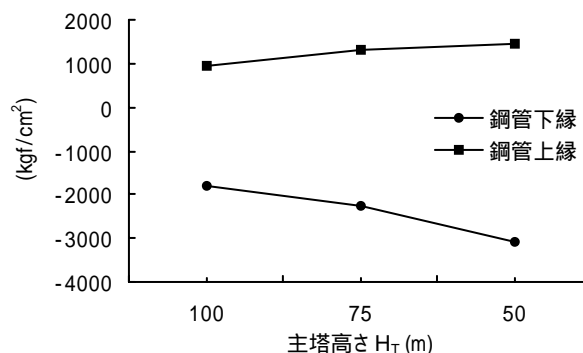


図 5.10 側径間の鋼管応力（負曲げ）

コンクリート床版に関しては、側径間部における正曲げモーメントで大きな圧縮応力が発生し、これも主塔が低いほど増加する（図 5.11）。

主塔には、圧縮軸力と曲げモーメントが作用するが、軸圧縮応力と曲げ応力のそれぞれの許容応力に対する比の和を応力照査値 γ とし図 5.12 に示した。なお、許容軸圧縮応力を算出するための有効座屈長は $0.7(H_T+30)$ とした。曲げモーメントは主塔基部において最大になり、応力照査は最も厳しくなる。この応力照査値も主塔が低いほど増加する。

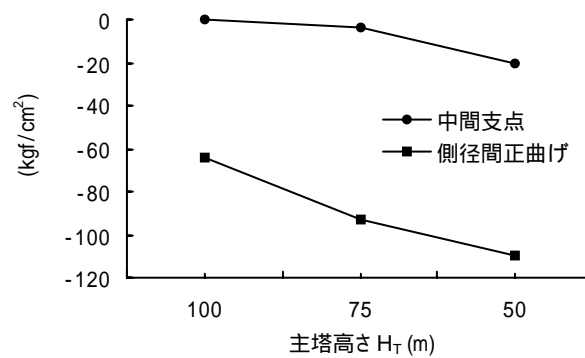


図 5.11 床版応力

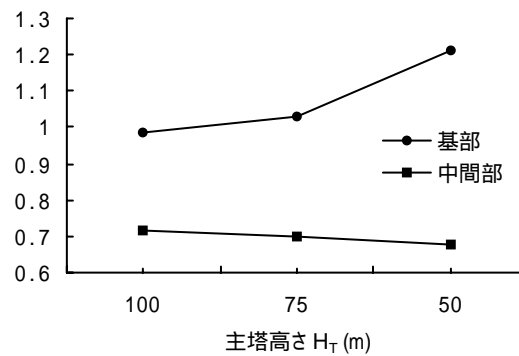


図 5.12 主塔の応力照査値

ケーブルは、引張強度 $160\text{kgf}/\text{mm}^2$ の亜鉛メッキ鋼線を平行に束ねたプレファブ平行線ケーブルを想定した（許容引張応力： $64\text{kgf}/\text{mm}^2$ ）。アンカーケーブルとセンターケーブルの発生応力を図 5.13 に示すが、これも主塔が低いほど増大する。なお、3 ケースを相対比較するため、すべての主塔高さに対し同一のケーブル断面積を用いている。したがって、 $H_T=75, 50\text{m}$ では許容応力を越えており、実際にはケーブル断面積を増やす必要がある。

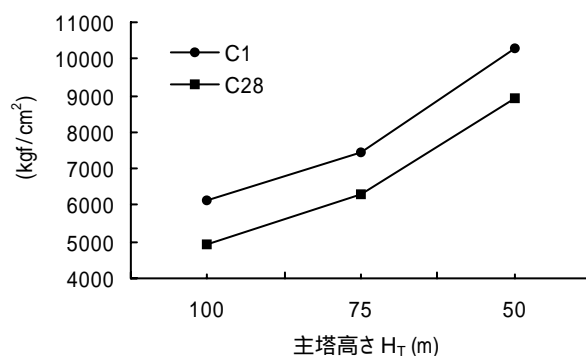


図 5.13 ケーブルの応力

5.4 耐震検討

主塔の設計には、耐震検討が不可欠である。本章では、震度法レベルの地震力に対して応答スペクトル法により検討する。

(1) 固有振動解析

耐震解析モデルは多質点系モデルとし、鋼管桁と主塔をはり要素、ケーブルをトラス要素とした。基礎はコンクリートケーソン（直径 40m、高さ 20m）とし、種地盤上の直接基礎を想定した。ケーソン下端には、道路橋示方書に規定される鉛直・水平・回転地盤バネをモデル化した。鋼管桁の支持条件は、鉛直方向には主塔部および端支点で支持し、水平方向には端支点をバネで支持した（バネ定数 $1500\text{tf}/\text{m}$ ）。

主塔の曲げモーメントに影響する代表的な 2 つの固有振動モード (T1, T2) を図 5.14 に示す。T1 モードでは主塔上部のみが変形しており、T2 モードでは主塔上部と下部で変形が見られる。

主塔高さと 2 つの振動モードに対応する固有周期の関係を図 5.15 に示す。周期の長い T1 モードは主塔高さが低くなるほど固有周期は長くなるが、T2 モードはあまり変化しない。

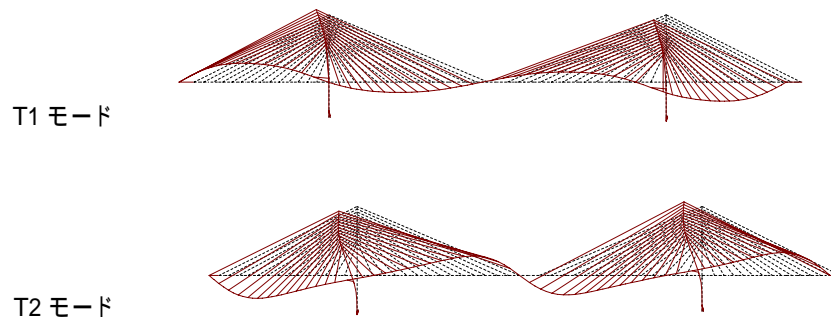


図 5.14 固有振動モード

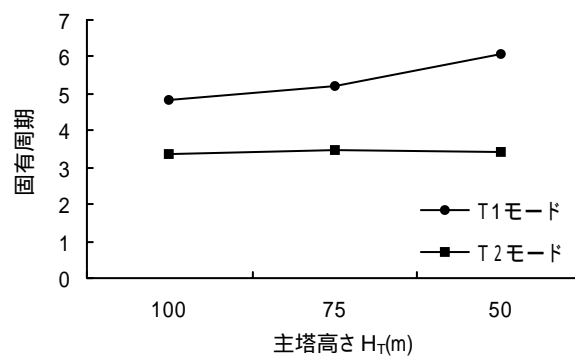


図 5.15 固有周期

(2) 応答スペクトル法による解析

震度法レベルの地震力に対し、応答スペクトル法により主塔に発生する曲げモーメントを算出した。設計応答スペクトルは道路橋示方書耐震編に示される種地盤用のものを用いた。地域別補正係数は1.0とし、減衰定数 h は0.05とした。なお、主塔には初期軸力を導入し、変形時に生ずる偏心モーメントすなわち P - δ 効果も考慮した。3種類の主塔高さに対し、応答スペクトル解析で得られた20のモード結果を用い、RMS法で求めた主塔の曲げモーメントを図5.16, 17, 18に示す。同図には、常時荷重による曲げモーメントも示したが、これと比較するため地震力による曲げモーメントは1.5で除した。

地震時曲げモーメントは基部とケーブル定着部にピークがある。これは、図5.14に示したT1とT2の2つのモードが卓越しているからである。これらの地震時曲げモーメントは、常時荷重による傾向と一致しているが、基部での値が中間部より大きく、いずれのケースも常時荷重による曲げモーメントの値の方が大きいことがわかる。以上より、震度法レベルの地震力に対しては、本検討で用いた規模の鋼管斜張橋では常時荷重が卓越すると言える。なお、大地震時についても検討する必要があるが、これに関しては今後の課題とした。

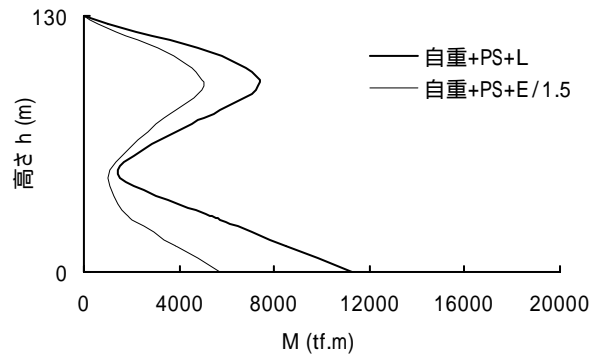


図 5.16 主塔の曲げモーメント ($H_T=100\text{m}$)

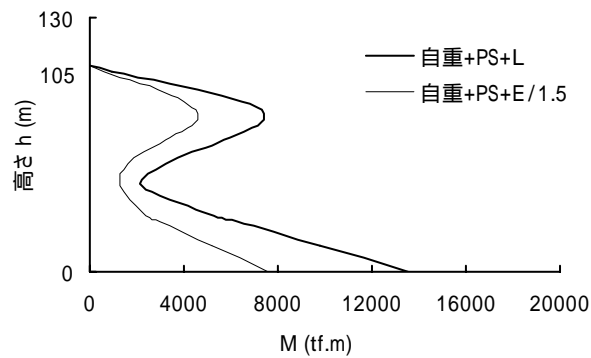


図 5.17 主塔の曲げモーメント ($H_T=75\text{m}$)

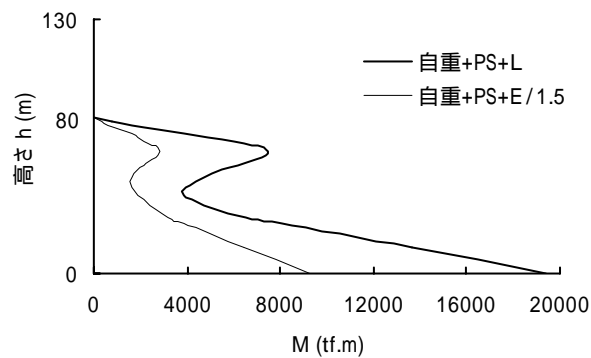


図 5.18 主塔の曲げモーメント ($H_T=50\text{m}$)

5.5 最適主塔高さの検討

3種類の主塔高さに対して概略の鋼重を算出した(図 5.19)。まず、主塔高さ 100m について総鋼重を算出し、主塔高さ 75m と 50m に対しては、得られた応力を主塔高さ 100m と比較し、その割合から必要鋼重を簡易的に推定した。鋼管主桁およびケーブルは主塔が低いほど断面力が増加し、必要鋼重は増加する。一方、主塔に関しては主塔が低くなるほど断面力は増加するものの、主塔が低くなるため鋼重は減少する。これらを合計した全体鋼重は、主塔高さが 100m と 75m でほぼ同一となり、主塔高さ 50m ではこれより大きくなる。

以上より、主塔が低くなるほど主桁・主塔・ケーブルとも応力は増大し、座屈固有値も低下する。しかし、従来の主塔 ($H_T=100\text{m}$) より低い主塔 ($H_T=75\text{m}$) でも安全性は確保でき、全体鋼重も同等程度となる。したがって、景観などの理由により低い主塔が望まれる場合には、本形式は有効であるといえる。

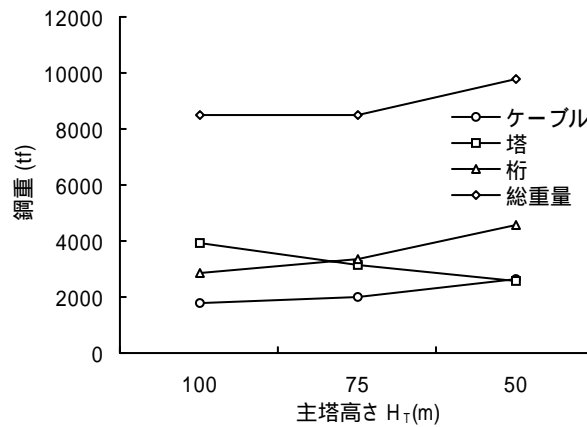


図 5.19 鋼重比較

5.6 まとめ

鋼管を主桁とする新形式の合成斜張橋を対象とし、主塔高さをパラメーターにした構造検討を実施した。通常の鋼斜張橋においては、座屈耐力を確保するため比較的主塔を高くして主桁に発生する圧縮軸力を低減している。しかし、本形式ではコンクリート床版も圧縮軸力を分担し、さらに合成桁であるため剛性も高く、通常の鋼斜張橋より高い座屈耐力が期待できると考えられ、主塔を低くできる可能性がある。本研究では、3種類の主塔高さに対し試設計を実施し、最適な主塔高さに関し考察した。

その結果、主塔が低くなるほど、主桁・主塔・ケーブルに発生する断面力およびそれに伴う応力は増加する。また、主塔が低くなるほど座屈固有値も低下するが、従来の主塔 ($H_T=100\text{m}$) より低い主塔 ($H_T=50\text{m}$) でも座屈安全性は確保できる。一方、震度法レベルの地震力によって生じる主塔の曲げモーメントは、対象とした斜張橋では常時荷重に対してクリティカルにはならなかった。3種類の主塔高さについて全体鋼重を算定したが、従来の主塔 ($H_T=100\text{m}$) および低い主塔 ($H_T=75\text{m}$) の全体鋼重は同等程度となり、景観などの理由により低い主塔が望まれる場合には、本形式は有効であると考えられる。

本検討により、鋼管斜張橋は構造的に成立し、さらに通常の鋼斜張橋に比較して、主塔を低くできる可能性を見出した。今後は、本形式の実現性をより高めるため、床版および床組に関する詳細構造、コンクリート床版のクリープ・乾燥収縮の影響、ケーブル定着部の詳細構造、床版の有効幅などについて検討する予定である。

参考文献

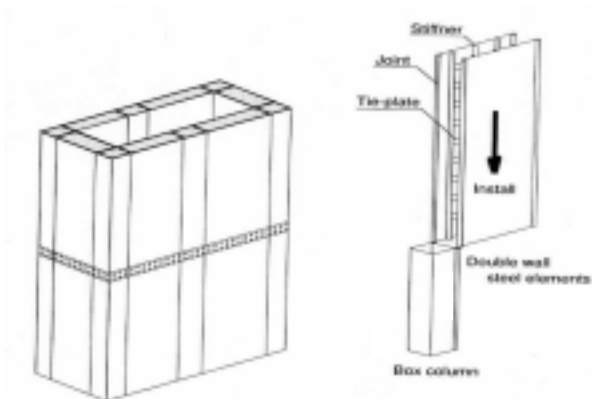
- 1) Nakamura: Design strategy to make steel bridges more economical, Journal of Constructional Steel Research, Vol.46, No.1, paper number 48, 1998.
- 2) Nakamura: New structural forms for steel/concrete composite bridges, Structural Engineering International, Journal of IABSE, Vol.10, No.1, 45-50, 2000.
- 3) 中村：コンクリート充填鋼製主桁を用いた複合橋梁の提案，第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.237-242, 1999.
- 4) 中村，沖本，富永，竹田，日紫喜：鋼管を主桁とする長大合成斜張橋の構造特性，鋼構造論文集，第5巻17号，pp.1-11,1998.
- 5) 松本，八木，石崎，白土，陳：長大斜張橋エッジガーダー断面の耐風安定性に関する研究，第15回風工学シンポジウム，pp.389-394，1998.
- 6) 保坂，西海，中村：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A, pp.1565-1573, 1998.
- 7) 保坂，杉本：鉄道における最近の鋼・コンクリート複合橋梁，橋梁と基礎，Vol.34, No.7, pp.31-40, 2000.
- 8) 保坂，中村，西海：鋼管桁の曲げ耐力およびRC床版とのずれ止めに関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A, pp.1301-1312, 1997.

6. 鋼・コンクリート合成主塔の斜張橋への適用

6.1 はじめに

斜張橋主塔には、鋼製主塔あるいはコンクリート主塔が用いられる。鋼製主塔は、施工が早い、軽量である、設計法が明確であるなどの利点を有するが、建設費用が高い欠点を有する。コンクリート主塔は、圧縮耐力に優れ、相対的に建設費が低い利点を有しているが、大きな曲げモーメントに対してはひび割れが生じやすく、コンクリート打設・養生に要する施工期間も長くなる。

著者らは、二重鋼板により囲まれた内部をコンクリートで充填する合成主塔を考案し、吊橋主塔に適用できることを確認している¹⁾ (図 6.1)。コーナー部に角鋼管または鋼管を配置し、それらを二枚の鋼板からなるサンドイッチ形式の鋼製エレメントで結合し、内部をコンクリートで充填するものである。鋼製エレメントとコーナー鋼管柱は、鋼矢板で用いられている嵌合継手²⁾³⁾、高力ボルトまたは現場溶接で接合される。



構造概要



建設中の類似構造

図 6.1 合成主塔

この鋼・コンクリート合成主塔は、斜張橋にも有効であると考えられる。主塔には死荷重作用時には圧縮軸力が発生し、活荷重および地震力作用時には曲げモーメントも発生する。本合成主塔では、圧縮応力は主としてコンクリートが負担し、引張応力は鋼板が負担するため力学的に合理的である。また、鋼板内部に充填したコンクリートはひびわれが生じにくく、クリープや乾燥収縮も小さい。さらに、鋼板自体が型枠になっており、コンクリート充填作業も容易である。なお、ノルマンディー橋の主塔では、一般部はコンクリート製であるが、ケーブル定着部のみを鋼製断面とした混合形式を採用している。

本論文では、主スパン 500m の斜張橋を対象とし、死荷重、活荷重および地震力に対する構造解析および断面耐力照査を実施し、本合成主塔の斜張橋への適用性を検討した。さらに、鋼製およびコンクリート主塔との比較を行った。

6.2 検討橋梁

検討に用いた斜張橋モデルは、中村らが提案している鋼管を 2 主桁とし、コンクリート床版と一体化する合成斜張橋である⁴⁾(図 6.2, 6.3)。3 径間連続橋で、スパンは 200+500+200m、主塔高さ 130m、幅員 18m の道路橋とした。側径間の鋼管桁内部にはコンクリートを充填して、端支点に発生する負反力を抑制する(領域 A1, A2)。主塔部では圧縮力が卓越するため、やはり鋼管内にコンクリートを充填し圧縮力に抵抗させる(領域 A2, B)。一方、スパン中央では圧縮力は作用せず、しかも自重を軽減するため鋼管内は非充填とする(領域 C)。床組構造は両主桁間に横桁と縦桁を配し、その上に PC 床版を設置する。主桁は、端支点においてゴム支査で支持するとし、橋軸方向に水平バネ(バネ定数 1,500tf/m)を挿入した。検討に用いた 3 つの主塔断面を図 6.4 に示す。鋼製主塔は 3 室構造で、外径寸法は 6.0m x 3.0m、鋼板は 44mm 厚(材質 SM490Y)とした。コンクリート主塔の外径寸法は 8.0m x 4.0m、壁厚は 1.0m、コンクリートは圧縮強度 400kgf/cm²、鉄筋は D25(SD345)とした。合成主塔の外径寸法は鋼製と同一とし、壁厚は 0.5m、鋼板は 12mm 厚(材質 SM490Y)、コンクリートは圧縮強度 400kgf/cm²とした。

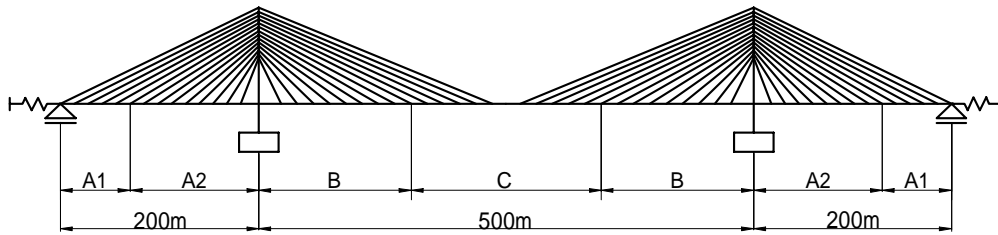


図 6.2 斜張橋モデル (単位: m)

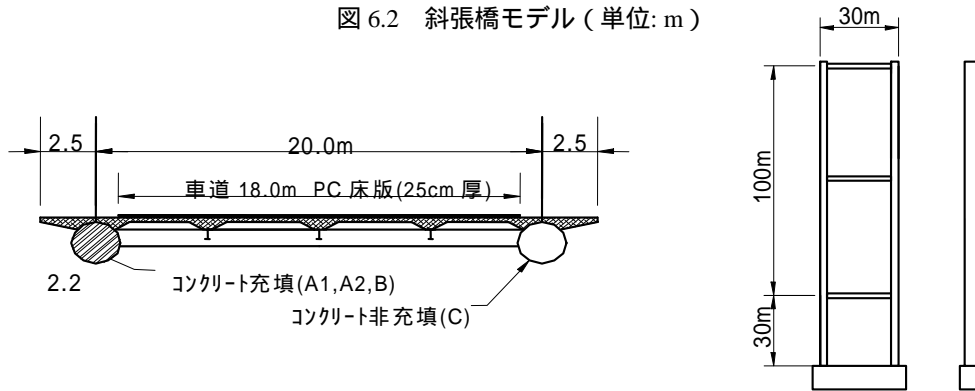


図 6.3 主桁断面および主塔形状 (単位:m)

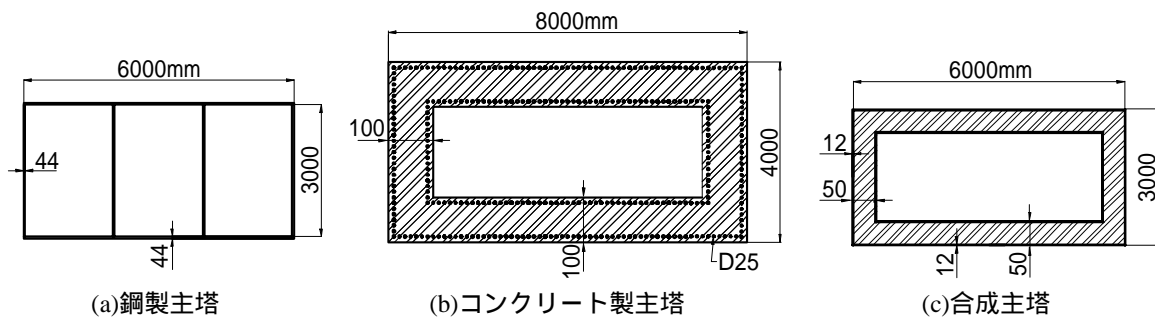


図 6.4 主塔断面 (単位:mm)

6.3 常時荷重による発生断面力

本章では、死荷重および活荷重により発生する断面力を算定する。活荷重はB活荷重とし、解析は影響線載荷法によった。常時荷重により発生する最大曲げモーメントを図 6.5 に示す。3種類の主塔形式とも、主塔基部で最大となるが、主塔中間部のケーブル定着部にもピークがある。合成主塔の主塔基部での最大曲げモーメントは、鋼主塔の約 1.2 倍、コンクリート主塔の約 0.6 倍である。

基部および中間部における常時荷重による主塔断面力を表 6.1 に示す。主径間および側径間の鋼管内充填コンクリートの有無およびケーブルプレストレスの導入により、死荷重載荷時に主塔に発生する曲げモーメントを小さくした。したがって、曲げモーメントに関しては、活荷重が支配的となっている。橋全体に発生する曲げモーメント分布を図 6.6 に示したが、通常の鋼斜張橋に見られる傾向と同一である。したがって、合成鋼管斜張橋を対象とした今回の検討は一般的な鋼斜張橋にも適用でき

ると考えられる。

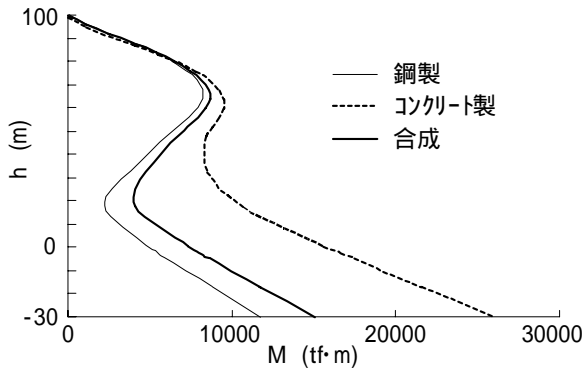


図 6.5 常時荷重による最大曲げモーメント

表 6.1 常時荷重による主塔断面力

部材		鋼製	コンクリート製	合成
中間部	M_{D+PS}	235	407	386
	N_{D+PS}	-5,157	-6,850	-5,706
	M_L	7,491	9,173	8,201
	N_L	-926	-886	-919
基部	M_{D+PS}	-769	116	82
	N_{D+PS}	-8,546	-14,061	-10,338
	M_L	12,410	26,018	14,909
	N_L	-1,225	-1,186	-1,218

M: 曲げモーメント (tf·m), N: 軸力 (tf)
D: 死荷重, PS: プレストレス, L: 活荷重

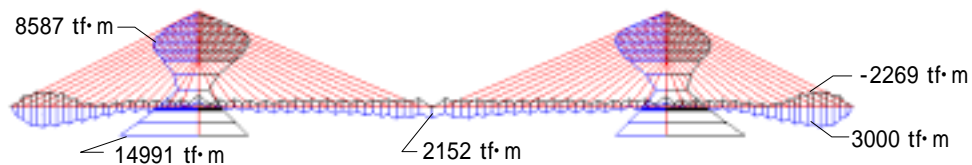


図 6.6 常時荷重による曲げモーメント分布 (合成主塔)

6.4 応答スペクトル解析

斜張橋主塔の設計において、耐震設計は不可欠である。本章では、震度法レベルの地震力に対して応答スペクトル法を用いて検討する。耐震解析モデルは多質点系とし、ケーブルは引張力のみ抵抗するトラス要素、桁と主塔は梁要素とした。質量は節点に集中させた。主塔基礎は直接基礎とし、支持地盤はⅠ種地盤とした。地盤と基礎はバネで結合し、バネ定数は道路橋示方書下部工編に基づいて設定した⁵⁾。設計地震入力は、道路橋示方書耐震編に示されるⅠ種地盤用の加速度応答スペクトルを用いた⁶⁾。地域別補正係数および重要度係数は1.0とした。

部材の減衰定数は、鋼部材および合成部材は2.5%、コンクリートは4%、地盤バネは20%とし、固有値解析よりひずみエネルギー比例減衰形のモーダル減衰を算出した。モーダル1次減衰定数は、鋼製は2.15%、コンクリート製は2.01%、合成は2.13%である。主塔の塔頂水平変位によって生ずる付加曲げモーメントすなわち P- δ 効果による影響は、主塔に作用する死荷重による初期軸力を幾何剛性マトリックスとして考慮した。

主塔の曲げモーメントに大きな影響を及ぼす代表的な2つの自由振動モードを図6.7に示す。T1モードは、橋全体が橋軸方向に揺れるモードであり、主塔は片持ち梁的な挙動をする。T2モードは、主桁の逆対称1次モードであり、主塔も中間部に変曲点を有する変形が見られる。3種類の主塔の固有周期を表6.2に示すが、T1とT2モードとも、コンクリート主塔、合成主塔、鋼製主塔の順に、固有周期が長い。

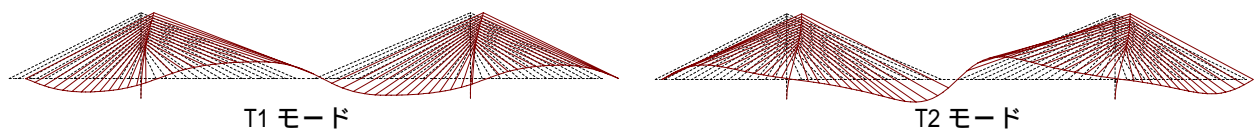


図 6.7 固有振動モード

表 6.2 固有周期 (sec)

	鋼製	コンクリート製	合成
T1 モード	4.975 (0.52)	4.717 (0.50)	4.892 (0.54)
T2 モード	3.546 (0.42)	3.257 (0.32)	3.532 (0.34)

注：() 内は有効質量比

最大発生曲げモーメントを図6.8に示す。高さ方向の曲げモーメント分布は、図6.5に示した常時荷重によるものとはほぼ同じであり、基部で最大となり、ケーブル定着部にもピークがある。応答スペクトルによる曲げモーメント値はコンクリート製、合成、鋼製の順に大きく、常時荷重による曲げモーメント値より小さい。さらに、地震時には割り増し係数が与えられるため、震度法レベル地震力に比較して常時荷重がクリティカルとなる。

2つのモードの寄与率を図6.9に示した。T1とT2モードの応答値を2乗和平方根したものは、全モードの2乗和平方根とほぼ同一になっており、この2つのモードが支配的になっていることが理解できる。

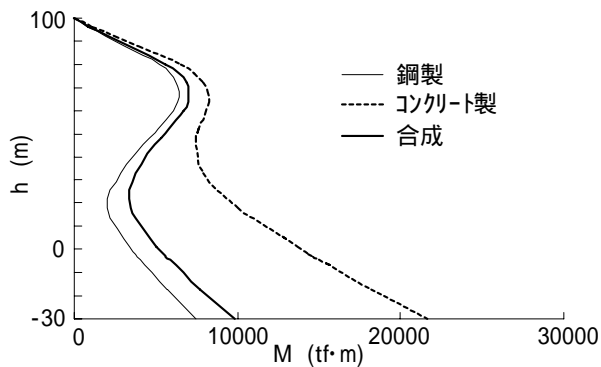


図 6.8 応答スペクトル法による曲げモーメント

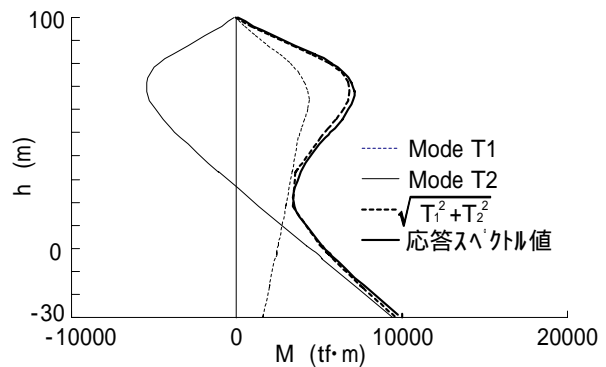


図 6.9 モード法の検証 (合成主塔)

6.5 耐力照査

ここでは、主塔基部に作用する断面力に対して主塔断面の終局耐力を照査する。

鋼製主塔は、宇佐美が提案しているハイダクティリティー鋼製橋脚⁷⁾を想定し、鋼板は降伏以前には局部座屈を生じないように十分補剛されていると仮定した。したがって、耐力照査は断面の降伏曲げモーメントに基づく次式とした。

$$\gamma = P / (P_{cr} / \alpha) + M / (M_y / \alpha) \quad 1.0 \quad (1)$$

$$P = 1.3 (P_D + P_{PS}) + 2.5 P_L \quad (2)$$

$$M = 1.3 (M_D + M_{PS}) + 2.5 M_L \quad (3)$$

ここで、 γ ：安全指数、 α ：部材安全率、 P ：終局時作用圧縮力、 P_{cr} ：圧縮強度、 M ：終局時作用曲げモーメント、 M_y ：降伏曲げモーメントである。 P_{cr} の算出には、有効座屈長は本四基準⁸⁾にしたがい $0.7h$ とし、全体座屈係数は道路橋示方書⁹⁾に規定される低減係数を用いた。部材安全率 α は、主に材料のばらつきを考慮したものであるが、鋼材は品質が安定しているため 1.0 とした。また、 P および M は終局時の作用力であり、死荷重およびプレストレスに対する荷重係数は 1.3 、活荷重には 2.5 とした。主塔基部における照査結果を表6.3に示すが、仮定した主塔断面の安全指数 γ は 1.0 となった。

表 6.3 耐力照査 (主塔基部)

鋼製	
P(tf)	14,247
P _{cr} (tf)	32,452
M(tf·m)	32,025
M _y (tf·m)	50,134
	1.0
	1.00

コンクリート製	
P(tf)	21,244
M(tf·m)	65,421
M _u (tf·m)	80,368
	1.2
	0.98

合成	
P(tf)	16,484
P _u (tf)	35,377
M(tf·m)	37,379
M _u (tf·m)	36,124
	1.0
	1.038
	0.99

コンクリート主塔の終局耐力は、次式で照査した。

$$\gamma = M / (M_u / \alpha) \quad 1.0 \quad (4)$$

ここで、 M_u はコンクリートの終局モーメントであり、作用軸力下での全塑性モーメントとした¹⁰⁾。
なお、一般的に、コンクリート材料は鋼よりばらつきが大きいいため部材安全率 α は 1.2 とした。主塔基部での照査結果を表 6.3 に示すが、安全指数 γ は 0.98 となった。

合成主塔の終局耐力は、次式で照査した。

$$\gamma = (1+\beta) \{P / (P_u / \alpha)\}^2 - \beta \{P / (P_u / \alpha)\} + M / (M_u / \alpha) \quad 1.0 \quad (5)$$

ここで、 P_u :圧縮耐力、 M_u :曲げ耐力である。 β は圧縮軸力と曲げモーメントの相関関係に関する係数であり、 P_u は ECCS の耐荷力曲線の b 曲線により算出した¹¹⁾。

西海らの実験³⁾により、合成主塔では降伏モーメント M_y に至るまでは鋼およびコンクリートは一体として挙動することが確認されているため、 M_y および M_u の算定には平面保持の原則が成り立つとした。鋼の応力・ひずみ関係はバイリニア曲線とし、充填コンクリートの応力・ひずみ曲線は放物線とし¹⁰⁾、コンファインド効果を考慮して最終ひずみは 0.007 とした。 M_y および M_u 時の応力分布を図 6.10 に示すが、縁端が降伏応力に達した時を M_y 、充填コンクリートひずみが 0.007 に達したときを M_u とした。

また、合成主塔では鋼板が型枠となっているため、充填コンクリートの施工性および品質管理はコンクリート製主塔より高いと予想され、しかも鋼断面も耐力に寄与しているため、部材安全係数 α は 1.0 とした。主塔基部での照査結果を表 6.3 に示すが、安全指数 γ は 0.99 となった。

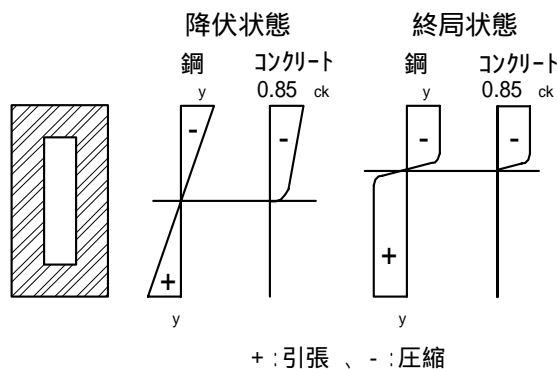


図 6.10 降伏時と終局時の応力分布

3種類の主塔に用いられる材料数量を表 6.4 に示す。合成主塔の必要鋼板重量は鋼製主塔の約 4 割である。しかも、合成主塔のコーナー部の柱は冷間成型された角形鋼管あるいは丸形鋼管を用いるため、単位重量あたりの製作工数は溶接構造である鋼製主塔より少なく、製作費は大幅に削減できる。また、合成主塔に用いられる充填コンクリートの量はコンクリート製主塔の約 4 割である。しかも、コンクリート製主塔では、大規模な型枠が不可欠であるが、合成主塔では鋼断面自体が型枠となる。鉄筋も不必要なため、コンクリート工事は極めて容易である。したがって、3種類の主塔の経済性は現場状況にもよるため、一概に優劣を比較することは妥当でないが、提案した合成主塔は鋼製とコンクリート製の長所を取り入れた構造であり、経済性にも優れると推定される。

表 6.4 材料数量

	鋼製	コンクリート製	合成
鋼(tf)	3,919	-	1,567
コンクリート(m ³)	-	10,315	4,060
鉄筋(tf)	-	661	-

6.6 大地震時の検討

つぎに、大地震時の主塔の耐震性を照査した。抵抗曲げモーメント・曲率関係 $M-\phi$ は、主塔に作用する軸力によって変化する。主塔中間部および基部での $M-\phi$ 関係を図 6.11 および図 6.12 に示す。なお、今回の検討では、最大値以内であることを照査することを目的としたため、最大値以降の耐力減少区間は検討外とした。

鋼製主塔の $M-\phi$ は、降伏モーメントと終局モーメントを結んだバイリニア曲線とした。宇佐美の提案するハイダクティリィーによれば⁷⁾、幅厚比パラメーターを 0.35、細長比パラメーターを 0.3 と仮定すると、最大耐力時曲率は降伏時曲率の約 5 倍となる。

コンクリート主塔は、ひび割れ発生曲げモーメント、鉄筋降伏時曲げモーメント、コンクリート圧縮ひずみが 0.0035 に達する終局曲げモーメントを結んだトリリニア曲線とした。ひび割れ曲げモーメントの算出は文献 6) によった。

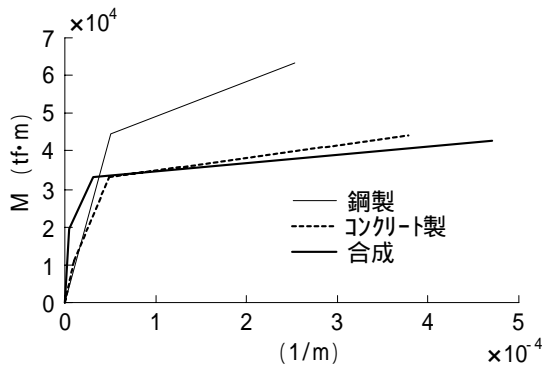


図 6.11 M-モデル (主塔中間)

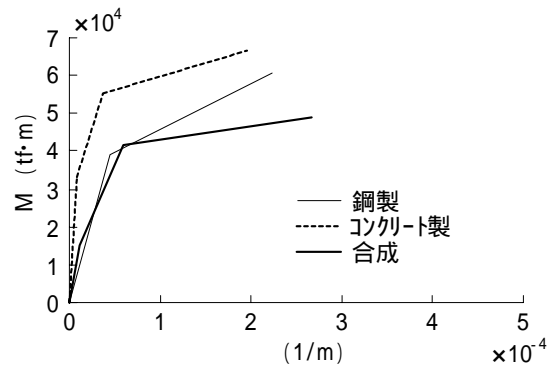


図 6.12 M-モデル (主塔基部)

合成主塔では、充填コンクリートひずみが降伏曲率の 20%に達したときの抵抗曲げモーメント，引張フランジ降伏時曲げモーメント，充填コンクリートひずみが 0.007 に達した終局曲げモーメントを結んだトリリニア曲線とした．なお，西海らは本論文で提案した構造とほぼ同一の構造に関する繰り返し荷重実験を実施しており³⁾，内側と外側鋼板を結ぶタイプレートを十分配置すれば本構造の塑性率は 6 以上となることを示している．

主塔高さ方向の降伏および終局曲げモーメントを図 6.13 および図 6.14 に示す．具体的な計算は，断面内の鋼とコンクリートをファイバー要素に分割し，各ファイバー要素が平面ひずみの法則にしたがうとしてひずみを求め，それから応力を算出した．主塔の軸力はケーブル定着部で大きく変化するが，ここでは 4 つの区間に分割した．両図に見られるように，合成とコンクリート主塔では頂部に近づくほど降伏および終局曲げモーメントが減少する．とくに，コンクリート製主塔に顕著である．これは，主塔下部ほど作用圧縮軸力が大きいため，コンクリートが強度に貢献するためである．一方，鋼製主塔は，圧縮軸力が大きいほど座屈しやすくなるため，基部での降伏および終局曲げモーメントが低下する．

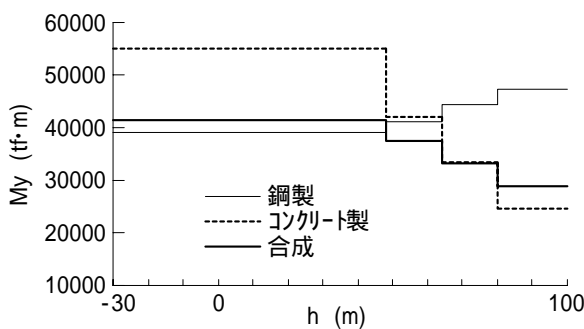


図 6.13 降伏モーメント

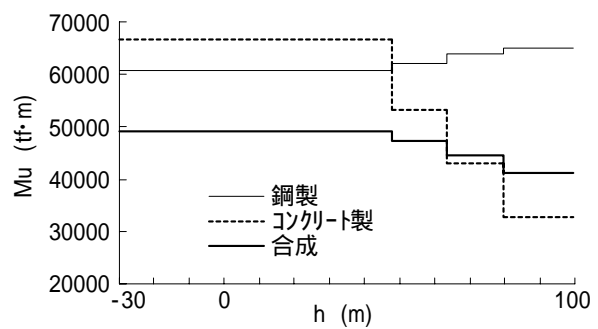


図 6.14 終局モーメント

入力地震は、道路橋示方書耐震編に示される Type I と Type II の 2 種類の地震波形を用いた⁶⁾(図 6.15, 図 6.16). 解析は Newmark の β 法を用いた時刻歴応答計算とし、時間刻みは 0.01 秒とした.

曲げモーメント応答最大値を図 5.17 に示すが、3 種類の主塔とも Type I が卓越している. 入力地震波形では、Type II の最大加速度は Type I の 2.5 倍であるが、主塔は長周期であるため海洋性地震波の Type I により大きく応答するためである. 高さ方向の発生曲げモーメント分布形状は、図 6.8 に示す応答スペクトル計算値と同じく 2 つのピークを持っている. しかし、大地震時の発生曲げモーメントは、応答スペクトル値の 2 倍以上大きい. とくに、ケーブル定着部の値が相対的に大きくなっているが、これは T1 モードの寄与が増大していると考えられる.

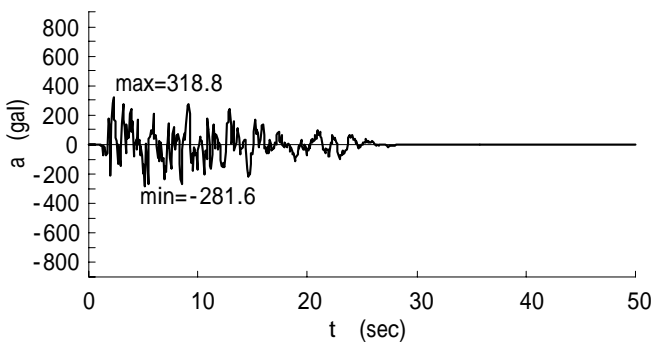


図 6.15 Type 地震波動

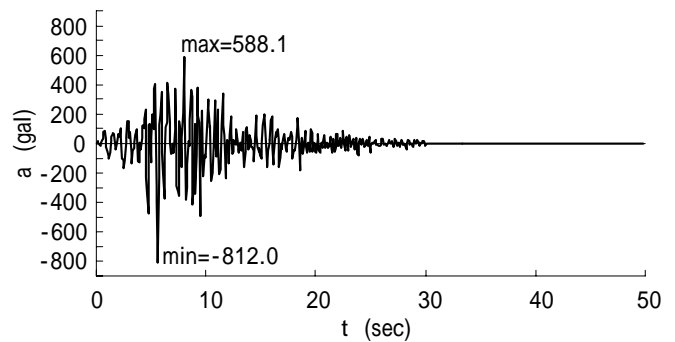


図 6.16 Type 地震波動

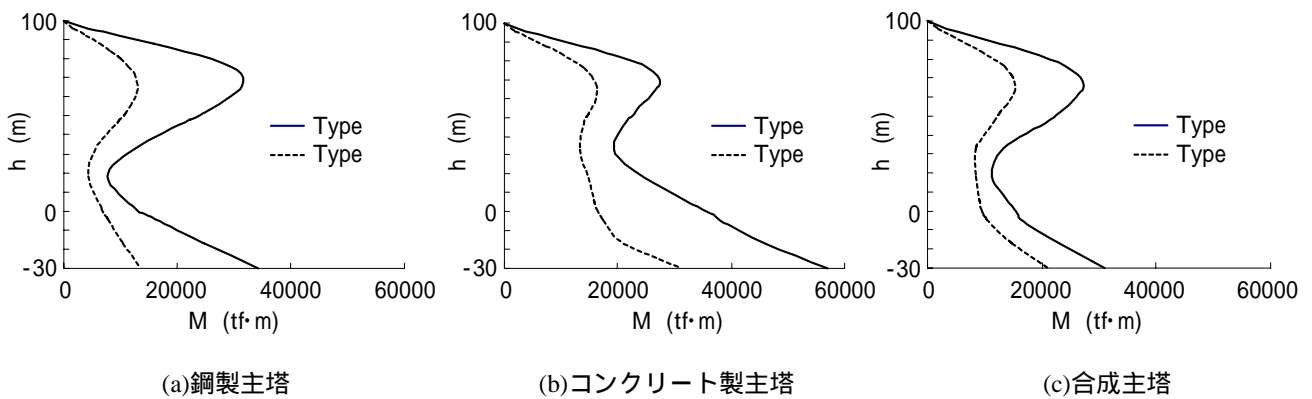


図 6.17 時刻歴応答による最大発生曲げモーメント

Type I 地震波による主塔中間部の曲げモーメントおよび M - ϕ 関係の時刻歴応答値を図 6.18 から図 6.23 に示す. 鋼製主塔では、発生曲げモーメントは降伏曲げモーメント以下であり、弾性範囲での挙動を示した. コンクリート製主塔では、ひび割れモーメントを越えたため M - ϕ 関係は非線形挙動を示すが、降伏モーメントまでは達していない. 合成主塔においても、 M - ϕ 関係は図 6.11 に示すひび割れモーメントに達しているため非線形挙動を示すが、降伏モーメント以下である. なお、塔基部でも本

図とほぼ同じ傾向を示した。

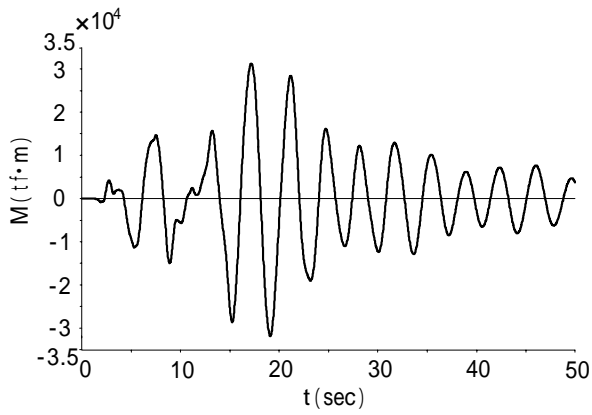


図 6.18 鋼製主塔中間部の曲げモーメント

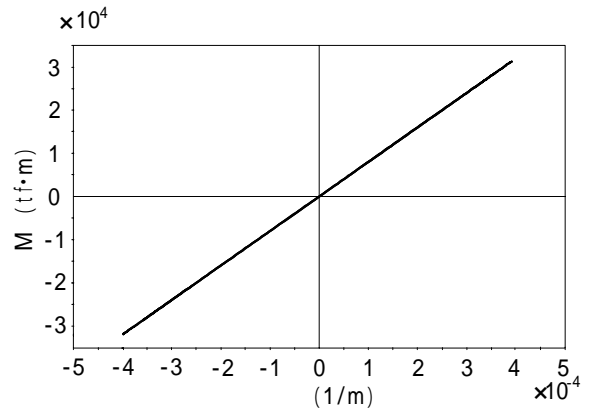


図 6.19 鋼製主塔中間部の M- 応答履歴

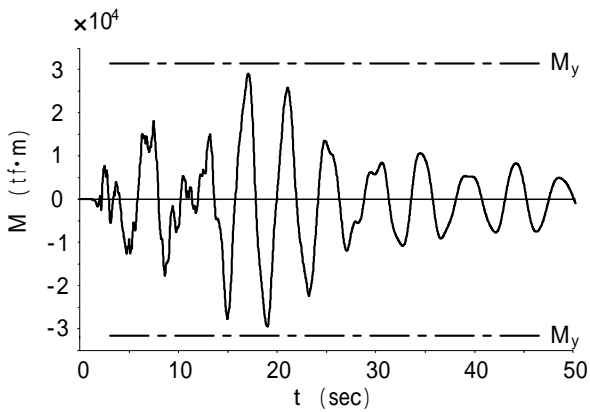


図 6.20 コンクリート製主塔中間部の曲げモーメント

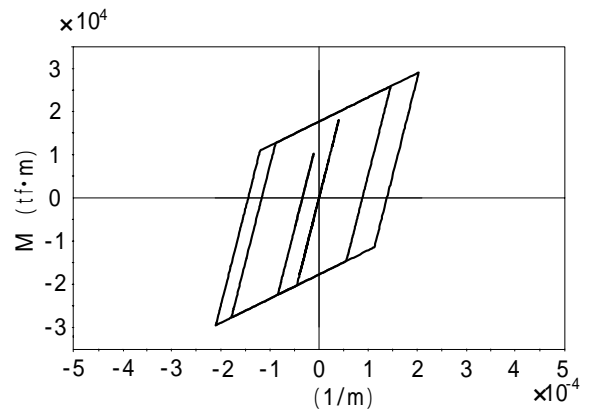


図 6.21 コンクリート製主塔中間部の M- 応答履歴

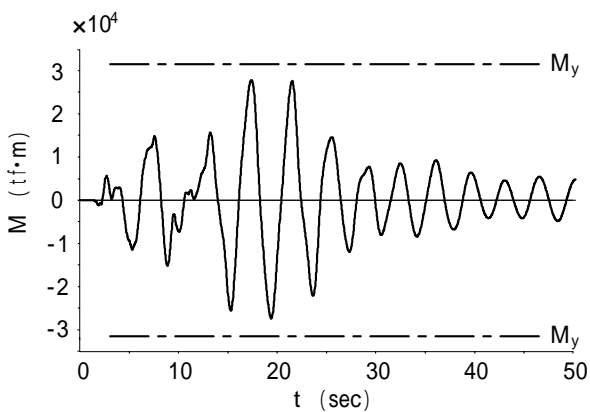


図 6.22 合成主塔中間部の曲げモーメント

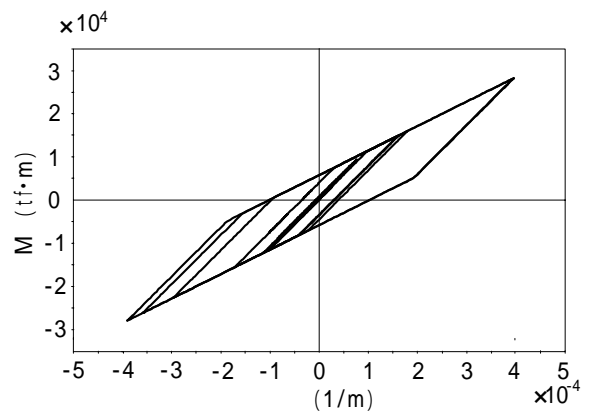


図 6.23 合成主塔中間部の M- 応答履歴

塔頂の水平変位 u の時刻歴応答値を図 6.24 に示す．地震開始から 17 秒までの間では，3 種類の主塔の応答変位は良く一致しており，最大変位は約 1.0m である．ただし，地震動後半においては，3 主塔形式の応答値にばらつきが見られるが，これは主に減衰定数の差違によると考えられる．なお，地震後の残留変形はほとんどみられなかった．

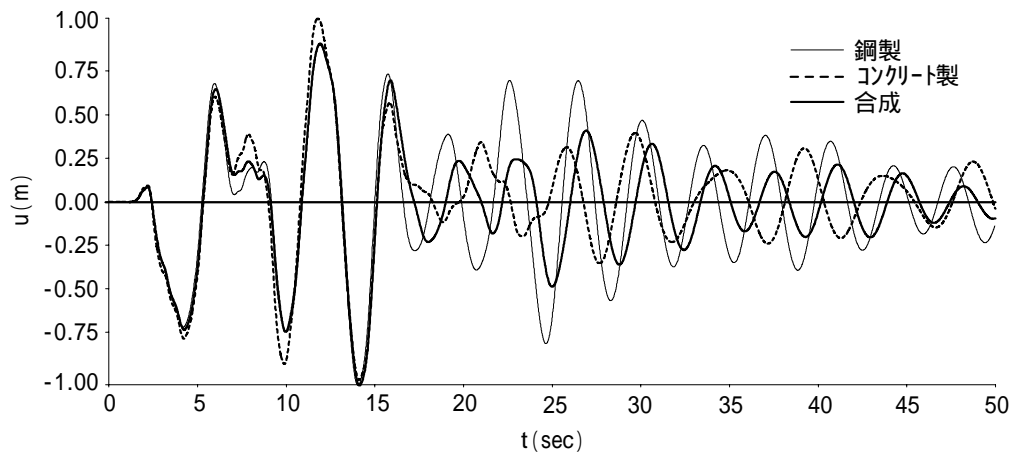


図 6.24 塔頂の水平変位 u

6.7 まとめ

本論文は，二重鋼板により囲まれた内部をコンクリートで充填するサンドイッチ形式の合成主塔の斜張橋への適用性に関して検討した．本研究により得られた主な知見は以下である．

- 1) 常時荷重により主塔に発生する曲げモーメントは，基部で最大となるが，主塔中間のケーブル定着部にもピークがある．合成主塔基部の最大曲げモーメントは鋼製の約 1.2 倍，コンクリート製の約 0.6 倍であった．
- 2) 震度法レベルの地震力に対して，応答スペクトル法を用いて主塔曲げモーメントを算出した．発生曲げモーメントの高さ方向の形状は，常時荷重の場合と同様に，基部で最大となり，中間部にもピークがある．ただし，曲げモーメント値は常時荷重により発生する値より小さかった．
- 3) 仮定した断面の終局耐力を照査し，その安全性および妥当性を検討した．鋼製主塔は降伏曲げモーメントを曲げ耐力としたが，合成およびコンクリート製主塔は全塑性曲げモーメントを曲げ耐力とした．仮定した断面の安全照査値はいずれも 1.0 以下であった．
- 4) 大地震力に対しては，Type I と Type II の 2 つの地震波形を用い，時刻歴応答解析により主塔断面を照査した．主塔の固有周期は長周期であるため，直下型地震である Type II より海洋性地震である Type I がより大きく応答した．ただし，応答値は常時荷重により決定された主塔断面の降伏曲

げモーメント以下であった。また、3種類の主塔はほぼ同様の応答特性を示した。

- 5) 提案した合成主塔は、鋼製およびコンクリート製主塔の中間的な構造特性を有し、実現可能な構造である。また、必要鋼板重量は鋼製主塔の約4割であり、しかも角形鋼管あるいは丸形鋼管柱を用いるため、製作費は大幅に削減できる。また、充填コンクリートの量はコンクリート製主塔の約4割であり、型枠・鉄筋も不必要である。したがって、経済性にも優れると考えられる。

参考文献

- 1) 中村：鋼・コンクリート合成主塔の長大吊橋への適用，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1315-1324，2000。
- 2) 村山陽，林泰三，西海健二：鋼製エレメントを用いた橋脚施工法の開発，土木施工，Vol.36, No.1, pp.57-63, 1995.1。
- 3) 西海，沖本，川端，緒方：鋼製エレメントを用いた合成構造中空断面橋脚における実験的研究，鋼構造論文集，第3巻，9号，pp.57-66，1996。
- 4) 中村，庄司：主塔高さに着目した鋼管斜張橋の構造特性，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1315-1324，2001。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，VI 下部工編，1996。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震編，1996。
- 7) 宇佐美：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，No.6，pp.30-36，1997。
- 8) 本四公団：上部構造設計基準・同解説，p.20，1989。
- 9) 道路協会：道路橋示方書，鋼橋編，pp.122，1996。
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，p.23-24，1997。
- 11) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説，現代理工学出版，1991。

7. あとがき

本セミナーでは、著者がこの数年間にわたり研究開発してきた新しい鋼・コンクリート合成複合橋梁を紹介した。これらはすべて、「鋼管やH形鋼など製鉄所で製造される鋼部材を用いれば、あるいは補剛材が少ない厚板を用いれば加工コストが低減できる」および「座屈しやすい部位にコンクリートを充填すれば座屈耐力が向上できる」との考えに基づいている。そして、新構造に関する試設計により具体的なコスト低減効果を示した。さらに、実験により新構造は耐力・じん性に優れること、すなわち鋼構造は一カ所でも座屈すると急速に耐力が低下するが、合成構造は鋼板が一部座屈した後でもねばり強いことを示した。したがって、降伏モーメントに基づいて許容値を定める許容応力設計法より、最終耐荷力に基づいて終局状態を照査する限界状態設計法が合理的かつ有利である。今後、性能照査設計が採用されれば、設計者が設計方法を選ぶことができるようになる。そうなれば、ここで提案した複合構造はいつそう発展が期待できる。

なお、本セミナーの内容は著者が過去に発表した論文に基づいている。この時期は、従来用いられてきた重力単位系からSI単位系への遷移期間であった。そのため、章によって単位系が異なったことをお詫びする。

本セミナーが、読者にとって多少なりとも参考になれば幸いである。また、コメント・質問などがあれば、お知らせ願いたい。聴講を感謝します。