

1. 細幅箱桁の設計と施工 —福岡高速5号線 503工区・504工区—

技術委員会 設計小委員会

1. はじめに

福岡高速5号線は、月隈JCT～福重JCTまでの18.1kmで、すでに供用されている1号線と2号線とを連結することにより福岡都市高速の環状化を目指す路線である。施工時期により図-1に示す第501～504工区の4工区に分割されている。

第501工区・502工区では鋼橋上部工の橋梁形式として、上下車線分離構造の連続合成開断面箱桁が採用されていたが、第503工区・504工区では、平均支間長60mの条件で経済比較した結果、上下車線一体構造の連続合成細幅箱桁橋が採用された。

この細幅箱桁の構造的な特徴としては、箱断面の腹板間隔を従来箱桁より狭くすることにより、縦リブおよび横リブを省略するなど箱内構造を簡素化した。また、長期耐久性を有した剛性の大きな鋼・コンクリート合成床版を採用し、縦桁および中間横桁を省略することで大幅な合理化を図っている。

そのため、床組や補剛材等がないことから維持管理が優れ、シンプルな構造となり景観性も優れた構造である。

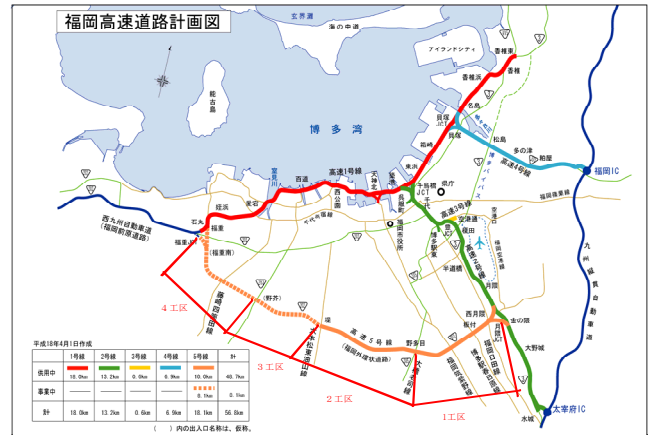


図-1 福岡高速5号線の概要

2. 概要

以下に第503工区・504工区の概要を示す。図-2に事例として第503工区(片江)高架橋上下部工(鋼橋)新設工事(その4)の一般図を示す。

路線名：福岡高速5号線

形式：鋼連続合成細幅箱桁橋

総幅員：20.35m(標準部) (上下車線一体構造)

有効幅員：9m+9m(標準部)

床版形式：鋼・コンクリート合成床版

適用範囲：最大支間70m、最小曲率半径500m

程度、斜角75度以上

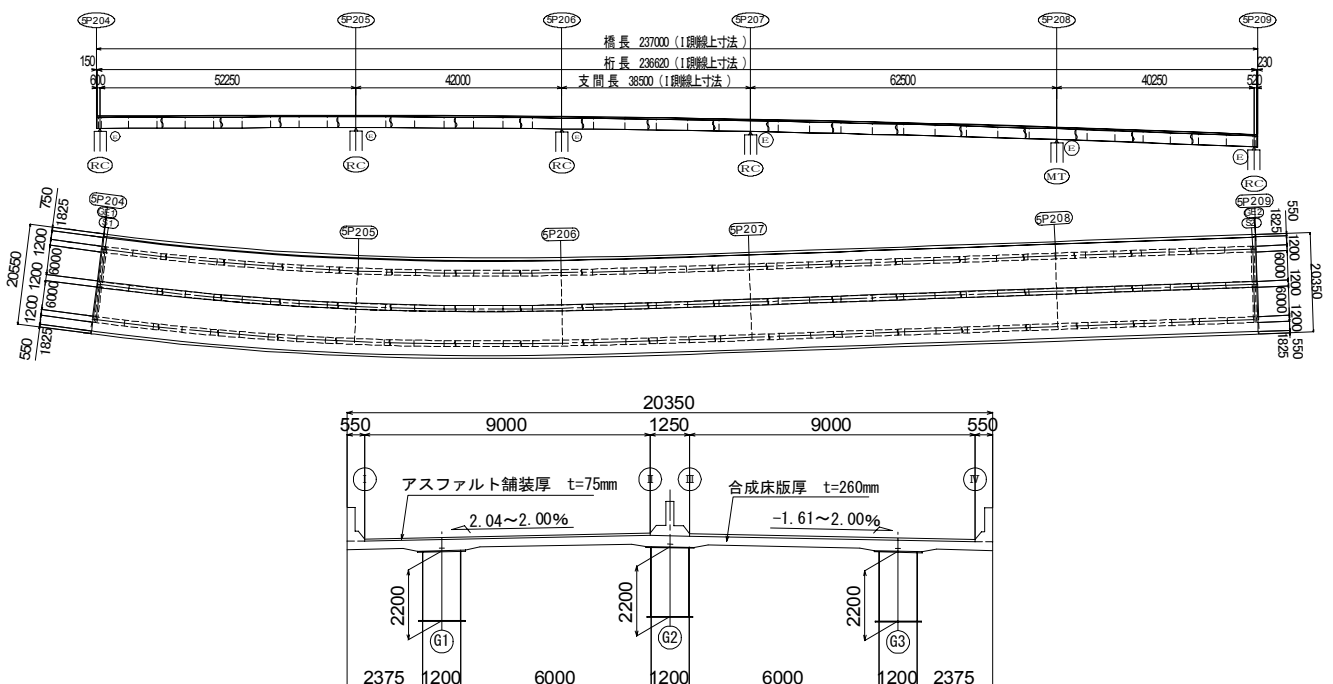


図-2 構造一般図

桁高については、桁高支間比 1/27 を最小桁高とし、現場継手に高力ボルト摩擦接合を採用によりボルト列数 12 列以下、またボルト径 M24 を採用により首下長さ 185mm 以下となるように決定した。

主桁腹板間隔は、施設配置と最小空間確保から 1.2m、標準部の床版支間は 6m、床版厚は 260mm、張出し長は 2.375m とし、主桁上は床版を打ち下ろす構造とした。

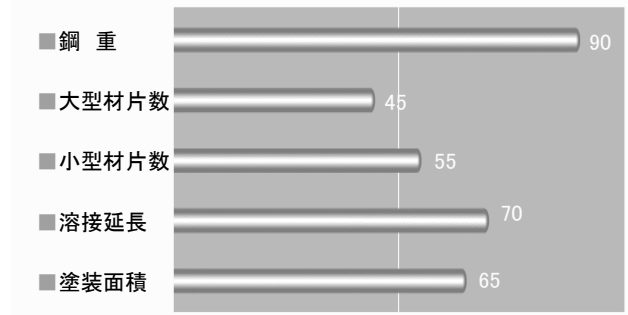


図-4 工数比較

ことが可能となり、床組（縦桁、ブラケット）を省略することができる。

3. 細幅箱桁の構造的特徴¹⁾

細幅箱桁は、高耐久性床版を採用することによって以下の構造的特徴が挙げられる。

図-3 に従来構造との比較を、図-4 に工数比較を示す。

3.1 製作・架設費の低減と工期短縮

- 主桁構造の合理化

腹板間隔を狭くすることで縦リブ、横リブの省略が可能になり、材片数の大幅な減少が可能となる。

- 床組構造の省略

鋼・コンクリート合成床版や PC 床版などの長期耐久性を有した剛性の大きな高耐久性床版の採用により、床版支間の拡大する

3.2 安全性向上

床版型枠工、桁下安全設備等の桁下作業の省略が可能となり、工期短縮、安全性が向上する。

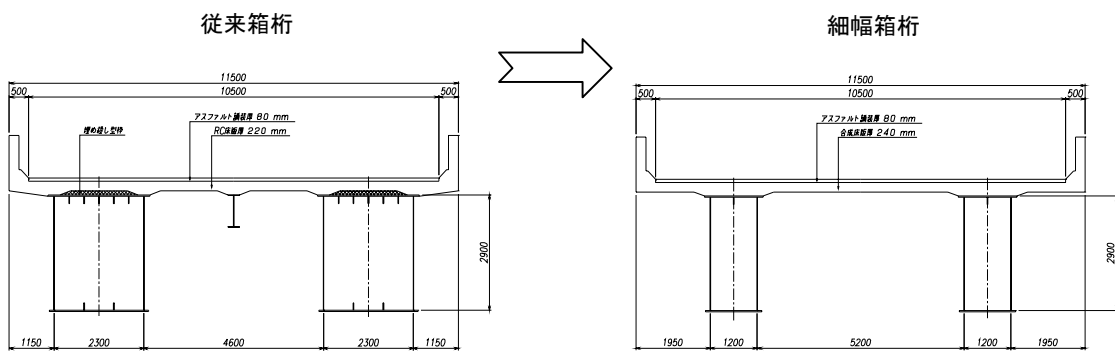
3.3 維持管理費の低減

- 塗装面積の低減

補剛材や床組構造を省略することで部材数が減少し、塗装面積の低減が図られる。

- 床版の耐久性向上

長期耐久性を有した高耐久性床版の採用により、床版補修費の削減が可能となる。



- 高耐久性床版（合成床版）の採用
- 床組構造の省略
- 縦リブ本数の減少

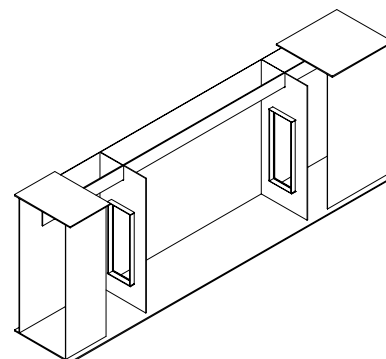
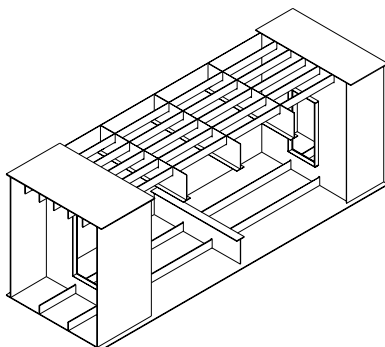


図-3 従来構造との比較

4. 風洞実験

細幅の箱断面を持つ桁橋の耐風性については、現在のところ系統的な風洞実験が実施されていないため基本的な耐風応答特性が把握できていないのが実情である。よって、細幅箱桁橋の総合的な耐風応答特性を把握するための予備実験として、図-5に示す「細幅箱桁橋のコンセプトと設計例」¹⁾にある標準断面の二次元剛体部分模型を用いて、一様流中における2自由度バネ支持実験を行い基本的な耐風応答特性を把握することとした。

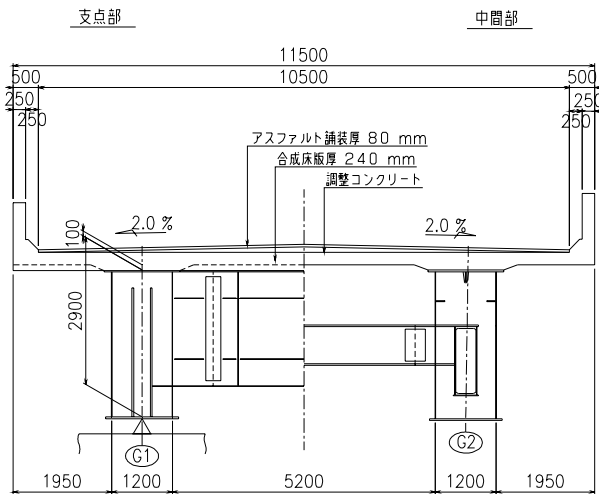


図-5 実験対象断面

実験で想定した細幅箱桁は、3径間連続の合成床版細幅箱桁で、スパンは65m+80m+65m、総幅員11.5m、桁高2.9mであり、風洞の測定部サイズ(幅2m×高3m)を考慮して模型縮尺は1/40とした。写真-1に実験状況を示す。そして実橋と模型との諸元の対比を表-1に示す。

表-1 風洞実験諸元

項目	実橋	模型
支間長	65m+80m+65m	1,590mm (模型長)
縮尺		1/40
幅員 (代表幅 B)	11,500mm	287.5mm
主桁高	2,900mm	72.5mm
代表高 (D)	4,354mm	108.9mm
回転中心 (下フランジより)	2,770mm	69.3mm
単位重量	16.6tf/m	10.33kgf/m
極慣性モーメント	23.2tf・s ² ・m/m	0.009038kgf・s ² ・m/m
たわみ振動数: f_{η}	1.17Hz	3.03Hz
ねじれ振動数: f_{θ}	2.28Hz	5.90Hz
振動数比: f_{θ} / f_{η}	1.95	1.95

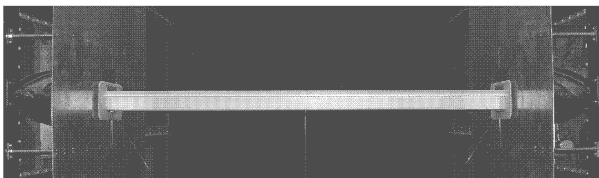


写真-1 風洞実験状況

表-2 実験ケース

仰角 (α)	対数減衰率 (δ)				
	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08
+3°		②	②	②	②
0°	②	①, ②	②	②	②
-3°		②	②	②	

※ ○囲み数字は自由度を表す。

風洞実験は、対数減衰率 (δ) と仰角 (α) および自由度 (たわみ・ねじりの2自由度 or たわみのみの1自由度) をパラメータとして計13ケース行った。 δ は道路橋耐風設計便覧の推定式 ($0.75/\sqrt{L}$, L : 最大支間長) で算出される値が0.083であること、現在改訂中の推定式 ($0.35/\sqrt{L}$) で算出される値が0.039であることなどから安全側をみて0.01~0.08の範囲とし、 α は風洞実験では標準的である $\pm 3^\circ$ とした。各パラメータの組み合わせを表-2に示す。

実験結果の一例を図-5(1)~(8)までに示すが、ここに示されていない他のケースも含め、たわみ振動とねじれ振動に関して次の観測結果が得られた。

【たわみ振動に関して】

- ・ δ が小さい場合には実橋風速 20m/s を超えたあたりで渦励振による振動が見られるが、 δ の増加とともに発現しなくなる。
- ・ 上記渦励振について、 $\delta = 0.01$ において実橋振幅で 0.1m 程度、 $\delta = 0.02$ で 0.05m 程度と非常に小さな値である。
- ・ 実橋風速 70~80m/s 程度でギャロッピングが発生しており、 δ の増減に関係なく一定の風速域で発現する。

【ねじれ振動に関して】

- ・ 渦励振が観測されたが δ の増加とともに発現風速は大きく、ねじれ振幅は小さくなっている。
- ・ $\delta = 0.01, 0.02$ では高風速域でフラッターが観測されている。
- ・ たわみ振動と異なり δ の増加が耐風対策として有効であることが判る。

以上の実験結果より、一様流中での最長径間長 80m 程度の細幅箱桁では、風速 80m/s 以下のレベルの耐風安定性に対して問題は無いと結論付けられる。

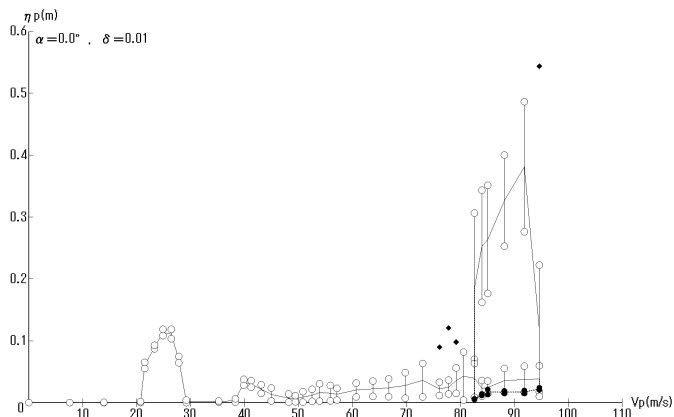


図-5 (1) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.01$ での実風速-たわみ関係

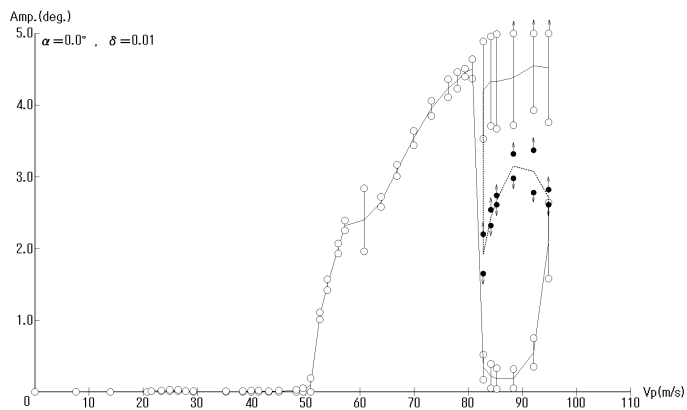


図-5 (5) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.01$ での実風速-ねじれ関係

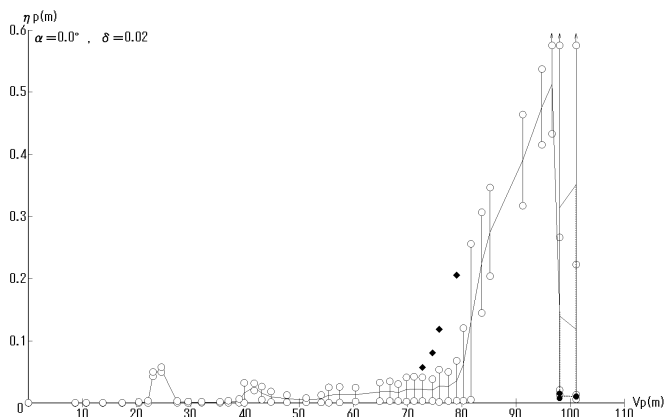


図-5 (2) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.02$ での実風速-たわみ関係

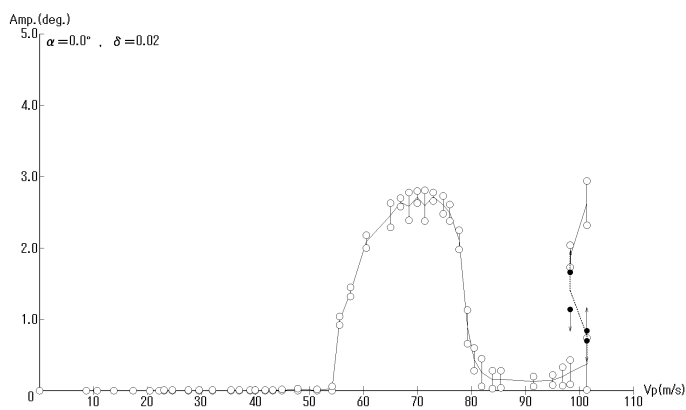


図-5 (6) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.02$ での実風速-ねじれ関係

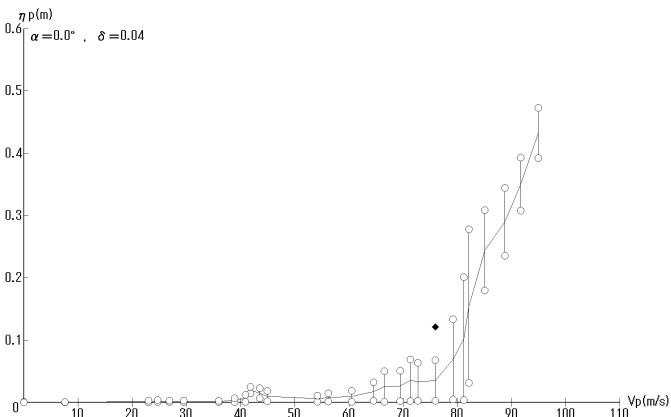


図-5 (3) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.04$ での実風速-たわみ関係

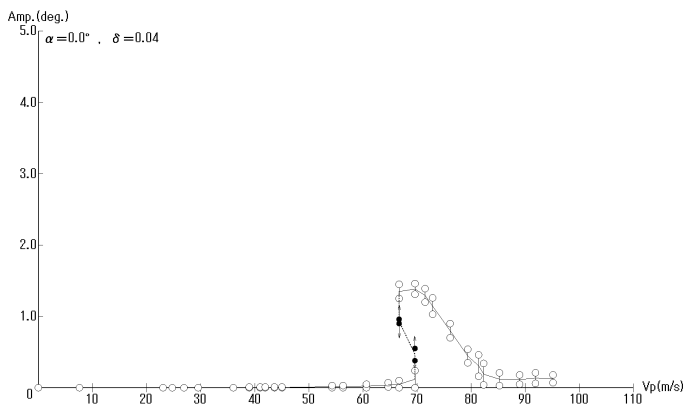


図-5 (7) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.04$ での実風速-ねじれ関係

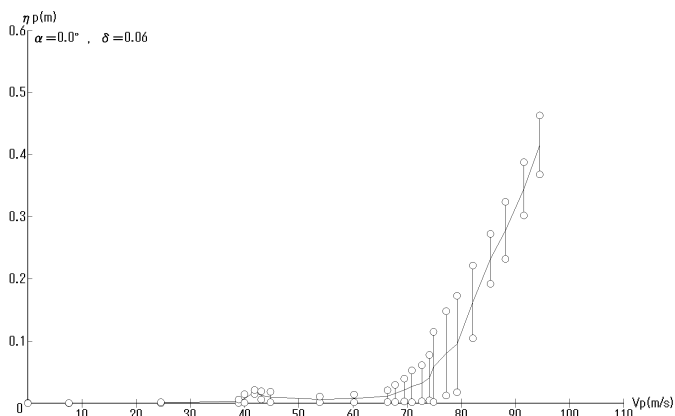


図-5 (4) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.06$ での実風速-たわみ関係

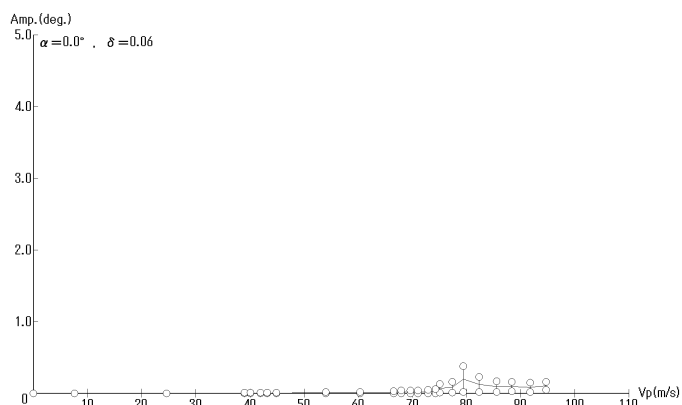


図-5 (8) $\alpha=0.0^\circ$, $\delta=0.06$ での実風速-ねじれ関係

5. 福岡高速5号線 503・504工区の構造的特徴

福岡高速5号線の細幅箱桁では、前章で述べた特徴の他に、各種検討を行い、下記の項目についても採用した。

- ・ 中間横桁の省略
- ・ ずれ止めの設計
- ・ 支点上横桁の設計

5. 1 中間横桁の省略²⁾

細幅箱桁は、長期耐久性を有した剛性の大きな合成床版を採用することで、中間横桁の省略が可能になる。実施設計では主桁の荷重分配、床版に与える影響について解析を実施した。

構造解析は、一定せん断流パネルを用いた鋼桁と合成床版を別々にモデル化して行った。一定せん断流パネルを用いることによって床版と主桁との偏心結合の影響や床版の版構造としての特性などを効率よく解析できる。解析モデルは、上下車線一体構造で総幅員 20.35mの3主桁橋、床版支間を6m以上の場合で、橋長 150mの直線、曲線(曲率 500R)における中間横桁の有無とした。

(1) 解析結果

1) 主桁中央の活荷重たわみ

横桁の有無が活荷重(L活荷重)による橋軸方向の主桁変形量に与える影響について表-3に示す。直線橋、曲線橋にかかわらず、横桁の影響は微少(1.02~1.04倍)であることを確認した。

表-3 横桁の要否で活荷重たわみに与える影響

許容たわみ = $L/500 = 100\text{mm}$

max	直線			曲線		
	横桁なし	横桁あり	比率 無/有	横桁なし	横桁あり	比率 無/有
G ₁	25.71	25.10	1.02	24.58	23.84	1.03
G ₂	21.32	20.48	1.04	21.39	20.56	1.04
G ₃	25.71	25.10	1.02	26.89	26.30	1.02

表-4 横桁の要否で主桁曲げモーメントに与える影響

後死+活荷重 (max, min)		直線			曲線			
		横桁なし	横桁あり	比率 無/有	横桁なし	横桁あり	比率 無/有	
G ₁	min	P ₁ 点	-7 911	-7 768	1.02	-7 673	-7 529	1.02
	max	側径間支間中央	5 847	5 712	1.02	5 730	5 579	1.03
G ₂	min	P ₁ 点	-5 953	-5 892	1.01	-5 963	-5 907	1.01
	max	側径間支間中央	4 674	4 636	1.01	4 676	4 640	1.01
G ₃	min	P ₁ 点	-7 911	-7 768	1.02	-8 156	-7 997	1.02
	max	側径間支間中央	5 847	5 712	1.02	5 945	5 818	1.02

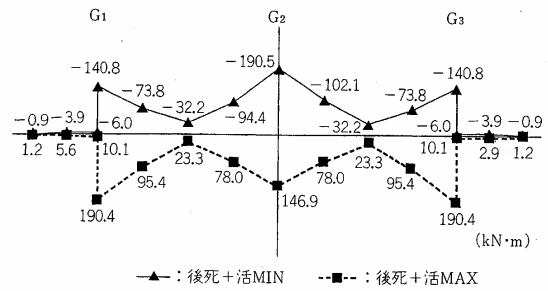


図-7 C5床版部材曲げモーメント(直線橋横桁なし)

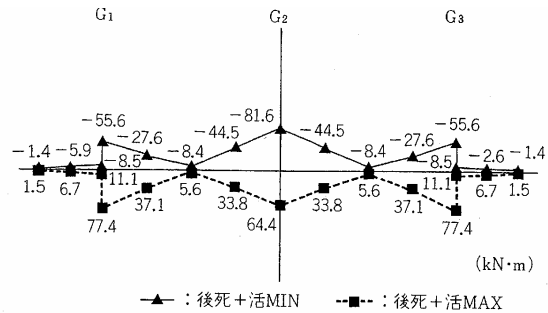


図-8 C5床版部材曲げモーメント(直線橋横桁あり)

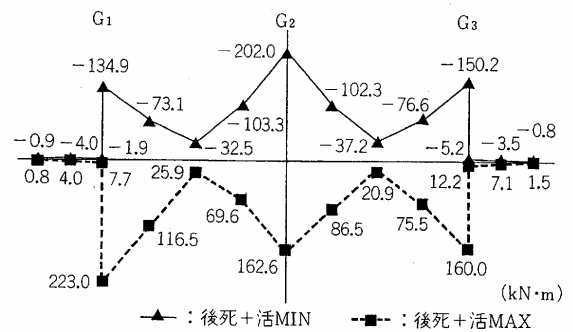


図-9 C5床版部材曲げモーメント(曲線橋横桁なし)

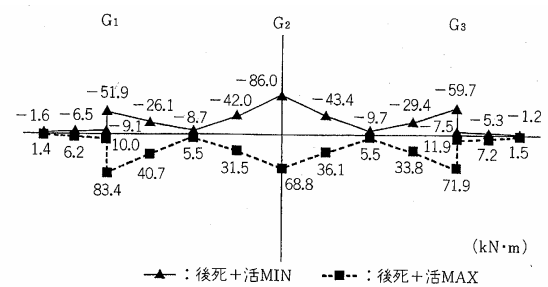


図-10 C5床版部材曲げモーメント(曲線橋横桁なし)

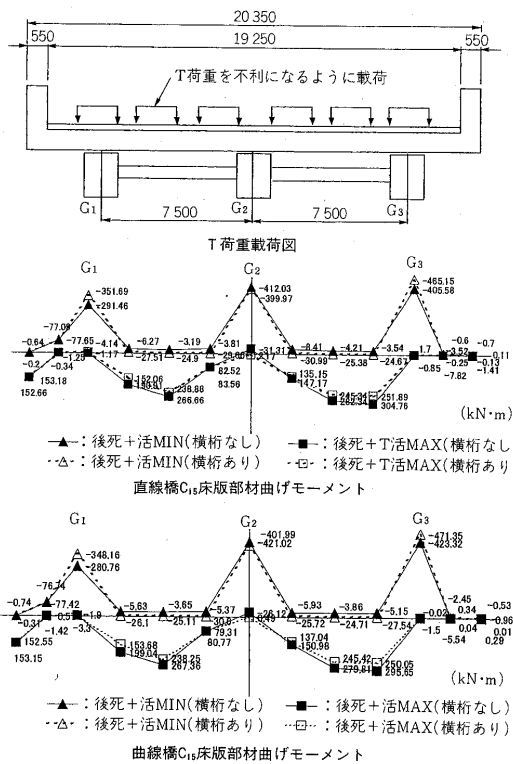


図-1-1 T荷重による床版曲げモーメントの影響（支間中央）

2) 主桁の曲げモーメント

横桁の有無が後死+活荷重(L活荷重)を載荷した状態の橋軸直角方向の曲げモーメントに与える影響について表-4に示す。活荷重たわみ同様、直線橋、曲線橋にかかわらず、横桁の有無による影響は少ないと考えられる。

3) 支間中央部の床版曲げモーメント

後死+活荷重(L活荷重)を載荷した状態の橋軸直角方向の床版曲げモーメントを図-7~10に示す。曲げモーメント図は、横桁の有無で大きな形状変化は見られない。なお、横桁有無の曲げモーメントの差が大きいのは、横桁直上での比較であり、横桁なしで曲げモーメントの差が大きく思えるが、合成床版の許容断面力以下で問題ない値と考える。

4) T活荷重載荷時の床版橋軸直角方向の曲げモーメント

T荷重載荷時の床版部曲げモーメントについて、横桁の影響について支間中央部に着目した比較を図-11に示す。横桁があると支間部の

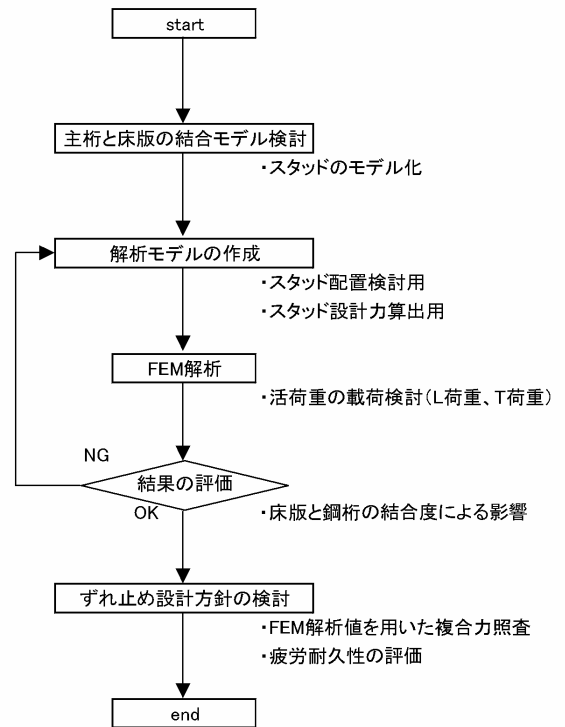


図-1-2 FEMを用いた検討フロー図

正曲げモーメントが減少し、支点部の負曲げモーメントが増加する傾向にある。これは、横桁を設けることにより主桁が回転しにくくなり、主桁位置での床版の回転拘束度合いが高まるためである。

合成床版は、基本的に正曲げに強く、負曲げに弱い構造であるため、横桁のない構造は合成床版にとって有利となる。

5.2 ずれ止めの設計

主桁上フランジに設置するずれ止めは、合成床版に荷重分配機能を持たせるため、従来の桁作用としての橋軸方向せん断力のみでなく、橋軸直角方向水平力に対しても考慮し設計を行った。

橋軸直角方向水平力の算出方法については、実験およびFEM解析が考えられるが、後者により算出した。FEM解析を用いた検討の流れを図-12に示す。なお、ずれ止め部材は、一般的な頭付きスタッドを用いた検討とした。

(1) 解析モデル

解析モデルの諸元を表-5に示す。解析では構造要素別に下記の要素を用いてモデル化した。

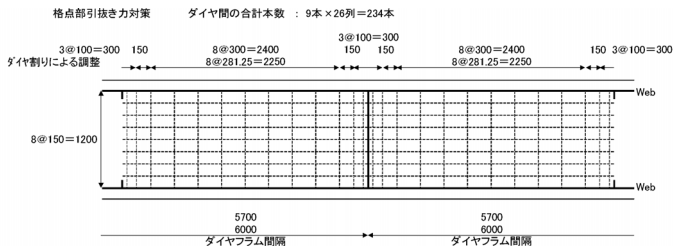


図-13 スタッド配置パターン

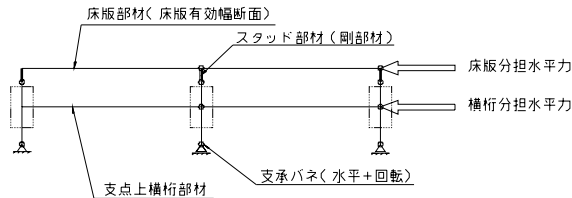
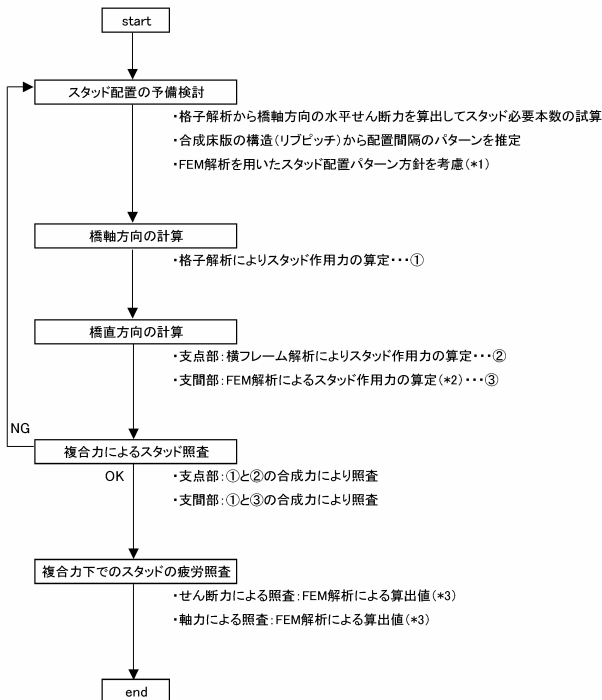


図-14 スタッド設計断面力算出モデル



【留意事項】

1. (*1)~(*3)は、503工区の標準構造をモデル化したFEM解析結果を全区一律で用いることとする。

図-15 ずれ止めの設計フロー

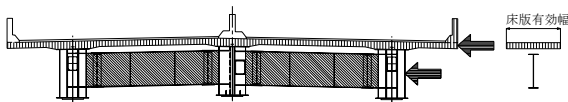


図-16 支点上横桁の設計力

表-5 要素種別諸元

部材	モデル化	要素種別	諸元		
			弾性係数 E(N/mm ²)	断面積 A(m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
床版	コンクリート	Solid	14 × 10 ⁴		
	底鋼板 t _b	Shell	2.0 × 10 ⁵		
主桁	鉄筋	×			
		○			
横桁	○	Shell	2.0 × 10 ⁵		
ダイヤラム	○	Shell	2.0 × 10 ⁵		
垂直補剛材	○	Shell	2.0 × 10 ⁵		
スクリュー	○	Beam	2.0 × 10 ⁵	3.801E-04	1.150E-08

合成床版のコンクリート：ソリッド要素

合成床版の底鋼板：シェル要素

主桁：シェル要素

スタッド：ビーム要素

スタッド配置については、ダイヤおよび補剛材上にスタッドを配置したケースと避けたケースの2ケースについて検討を行い、最大引抜き力を抑える効果があった後者を採用した。図-13には採用したスタッド配置を示す。

橋軸直角方向の作用力は、地震時や風時の水平力が大きく作用する支点部近傍と、床版の荷重分配作用による影響が生じる支間部とに区分し、支点部は図-14に示すラーメン骨組モデルを用いて算出した。

(2) 検討結果

上記の検討結果より、ずれ止めの設計フローを図-15に示す。実施設計では、せん断力および軸力に対する疲労についても問題ないことを確認している。

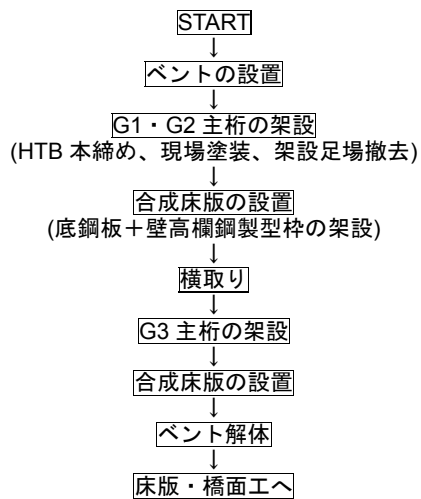
5.3 支点上横桁の設計

支点上横桁は、横荷重を支承および下部工に確実に伝達させるため重要な部材である。支点近傍スタッドの断面力算出モデルと同様のモデルで断面力を算出した。

図-16に示すように風荷重および地震時水平力は、床版と支点上横桁の剛度比で分担して各々に載荷した。

6. 細幅箱桁および合成床版の架設

503・504工区の主桁および合成床版の架設は、トラッククレーン・バント架設であるが、街路の交通規制を行いながらの架設となり、工事ヤード内での作業となるため規制帯の状況によっては、横取り



図—17 施工フロー図

用された構造細目について述べてきた。今後は、合理化橋梁として多く採用が期待されることと確信している。

最後に、本工事に際してご指導、ご協力をいただいた福岡北九州高速道路公社および関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 細幅箱桁橋のコンセプトと設計例，日本橋梁建設協会 2004.12)
- 2) 田中，出口，藤田，吉崎：福岡高速 5 号線 3，4 工区の設計における構造選定，橋梁と基礎 (2006-12)



写真—2 架設状況 横取り前



写真—3 架設状況 横取り完了

架設が必要となる。施工例として横取り架設の架設フローを図—17に示す。架設状況を写真—2，3に示す。

7. おわりに

細幅箱桁の特徴および福岡高速道路 5 号線で採