

(8) 舞子高架橋上部工の設計と施工

本州四国連絡橋公団 舞子工事事務所 山田郁夫
 舞子高架橋上部工JV (住友建設) 正会員 室田 敬
 " (オリエンタル建設) ○井俣俊也
 " (安部工業所) 山藤俊広

1. はじめに

舞子高架橋は、本州四国連絡道路『神戸・鳴戸ルート』の明石海峡大橋に接続する神戸側陸上部のPC道路橋である。架橋位置は市街地や公園緑地に囲まれており、JR山陽本線、山陽電気鉄道および国道2号線などの重要交通と交差している。構造は橋長511.2mのPC8径間連続ラーメン箱桁橋である。施工はA1～P3までを固定式支保工、P3～A2までを張出架設工法を用いている。

本橋の主な特徴として下記の項目があげられる。

- ① 広幅員かつ全橋にわたる幅員変化 (13.75~25.5m)
- ② 支間部における幅員の急変。
- ③ 柱頭部での主桁幅が橋脚幅に対して広い。

本文では、ウェブ間隔が不均等な多重箱桁の荷重分配性状を考慮した設計手法、支間途中における断面急変部のFEM解析の結果および施工概要について報告する。

2. 橋梁概要

工事概要および工事数量を表-1、-2に、全体一般図を図-1に示す。

表-1 工事概要

工事名称	舞子高架橋上部工工事
工事場所	兵庫県神戸市垂水区舞子
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
道路規格	第1種 第2級
構造形式	8径間連続ラーメン箱桁橋
橋長・支間	511.2m (53.9+2×54.5+2×65+70+85+62)
有効幅員	13.75~25.50m
平面線形	A=470, R1300, A=615
縦断線形	3.00%

表-2 主要上部工数量

区分	仕様	単位	数量
主桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$	m ³ 21,500
	鉄筋	SD345	tf 2,900
	PC鋼材	SBPR930/1180 $\phi 32$	tf 280
		SWPR7A $\phi 12.4$	tf 630
		SWPR7A $\phi 15.2$	tf 150
		SWPR1 $\phi 7$	tf 180
橋脚	コンクリート	$\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$	m ³ 1,040
	鉄筋	SD345	tf 710
	PC鋼材	SBPR930/1180 $\phi 32$	tf 40

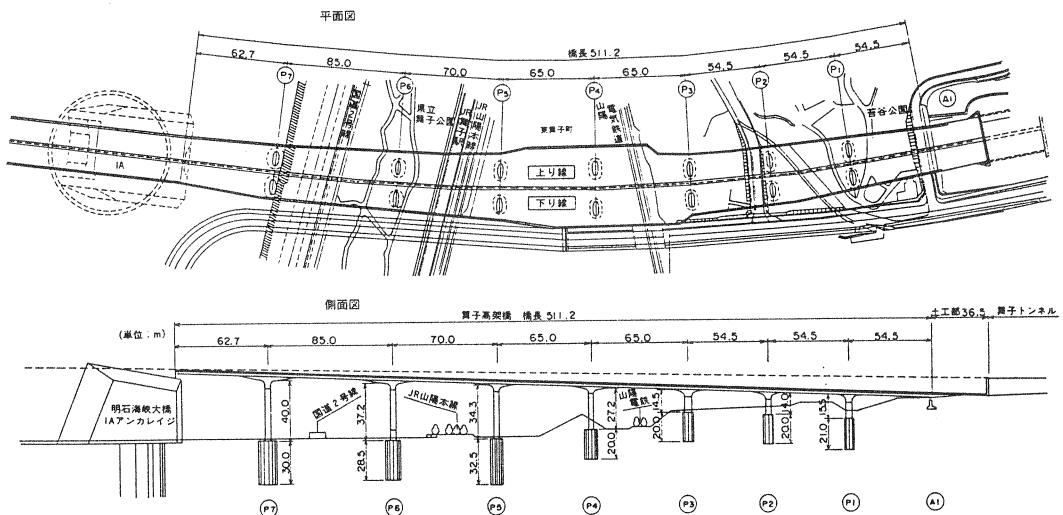


図-1 全体一般図

3. 設計概要

3-1. 荷重分配

本橋の柱頭部では、主桁が橋脚幅より張り出しており(図-2)、外側ウェブは柱頭部横桁を介して間接的に橋脚に支持されている。また、幅員変化のためウェブ間隔が不均等であり、支間途中における断面急変部もある(図-3)。このような構造的特徴から、断面内の各ウェブに作用する荷重は均等でない。主桁の設計で行ったこの荷重分配差を考慮した設計手法について述べる。

① 荷重分配性状の把握

各ウェブに対する荷重分配状態は、構造全体を平面格子にモデル化して調べた。荷重は自重・橋面荷重・活荷重を対象とした。

② 曲げに対する設計

主桁が箱桁構造の場合、主方向へ導入された補強プレストレスは断面内で拡がり、一定の距離を経て全断面に対して均等に作用する。このため特定の部位のみを曲げに対して補強することは困難である。そこで荷重作用の大きなウェブの安全性を確保するために、一般的な平面骨組の棒解析で得られた断面力を割増した値を設計断面力とした上で、全断面に対する検討を行う手法を採った。荷重分配差と断面力割増しの概念図を(図-4)に示す。

曲げに対する検討は図-5のような手順で行う。

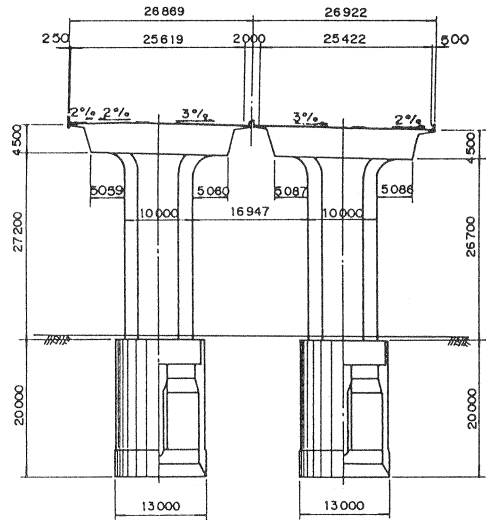


図-2 断面図 (P4橋脚)

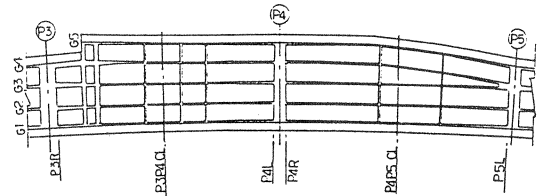


図-4 P3～P5 径間ウェブ平面配置図

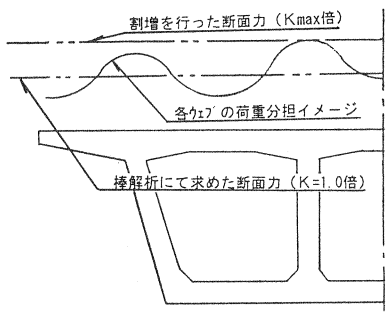


図-4 断面力割増の概念図

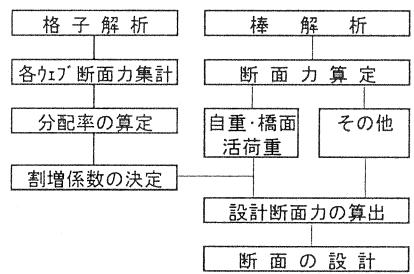


図-5 曲げモーメントに対する設計手法

基本となる断面力は主桁構造を一本の棒部材とした骨組構造解析により求める。一方、格子解析では各ウェブ部材毎の曲げモーメントを得る。曲げモーメント値は各々の断面2次モーメントにより除することで、曲剛性の影響を排除できる。この値の比率が同一断面内のウェブ荷重分配比率である。分配比率により、荷重が等分配された場合の棒解析値に対する必要な割増係数を算定した。表-3にP3～P5径間での支点部および支間中央部の算出結果を示す。

Mw-i ; 格子解析で得られた各ウェブの曲げモーメント
 Iw-i ; 格子モデルで設定した各ウェブの断面2次モーメント
 Ew-i ; (Mw-i / Iw-i)
 Kw-i ; 分配比率 (Ew-i / Eavg)
 Kmax ; 割増係数

表-3 割増係数の算出例

(1)格子計算により得られた各ウェブの曲げモーメント (Mw-i) *

	G1	G2	G3	G4	G5	合計
P3R	-3,227	-5,708	-6,511	-3,985	*	-19,431
P3P4(CL)	2,155	3,165	3,373	3,161	2,173	14,027
P4L	-5,467	-7,861	-8,591	-8,480	-5,958	-36,357
P4R	-5,565	-8,098	-8,552	-8,207	-5,907	-36,329
P4P5(CL)	1,415	2,043	2,017	1,918	1,403	8,796
P5L	-4,551	-6,795	-4,496	-4,681	-5,021	-25,544

(2)格子モデルの各ウェブの断面2次モーメント (Iw-i)

	G1	G2	G3	G4	G5
P3R	5,981	9,408	9,327	6,462	*
P3P4(CL)	4,235	6,228	6,658	6,228	4,235
P4L	15,996	21,674	23,623	21,674	15,996
P4R	15,996	21,678	23,632	21,678	15,996
P4P5(CL)	2,736	4,026	3,995	3,783	2,736
P5L	15,669	22,796	13,805	13,805	16,583

(3) Ew-i = Mw-i / Iw-i

	G1	G2	G3	G4	G5	平均
P3R	-539.5	-606.7	-698.1	-616.7	*	-615.3
P3P4(CL)	508.9	508.2	506.6	507.5	513.1	508.9
P4L	-341.8	-362.7	-363.7	-391.3	-372.5	-366.4
P4R	-347.9	-373.6	-361.9	-378.6	-369.3	-366.2
P4P5(CL)	517.2	507.5	504.9	507.0	512.8	509.9
P5L	-290.4	-298.1	-325.7	-339.1	-302.8	-311.2

(4)分配比率 (Kw-i = Ew-i / Eavg) と割増係数

	G1	G2	G3	G4	G5	Kmax
P3R	0.88	0.99	1.13	1.00	*	1.13
P3P4(CL)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01
P4L	0.93	0.99	0.99	1.07	1.02	1.07
P4R	0.95	1.02	0.99	1.03	1.01	1.03
P4P5(CL)	1.01	1.00	0.99	0.99	1.01	1.01
P5L	0.93	0.96	1.05	1.09	0.97	1.09

表-4. せん断力に対する割増係数

	G1	G2	G3	G4	G5
P3R	0.42	1.14	1.73	0.70	*
P3P4-CL	0.79	1.03	1.18	1.11	0.89
P4L	0.62	1.23	1.13	1.36	0.65
P4R	0.61	1.31	1.11	1.28	0.69
P4P5-CL	0.81	1.27	1.00	1.01	0.91
P5L	0.75	1.46	0.73	1.09	0.96

荷重分担性状の把握の結果より、支点拘束の影響の大きい柱頭部位置では、同一断面内ウェブ間の分担率には10%程度の差が確認された。また、支間中央付近での断面の分担率には差異が無く、支点の影響が及ばない事が分かった。

断面検討においては、荷重分配の最大となるウェブの割増係数を該当断面の割増係数とし、棒解析で算出した曲げモーメントに乗じた数値を設計断面力として取り扱うことで、分担率の大きなウェブに対しての安全性を確保した。

②せん断に対する設計

せん断力に対しての補強は、同一断面内の各ウェブ毎に施すことが可能である。したがって、せん断に対する検討では、各ウェブ毎に荷重の分配比率に応じた断面力の割増しを行った。

設計手法は以下のとおりである。

- 部材の検討は基本的に各ウェブ毎とする。
 - 基本的な断面力は、棒解析により算出した数値とする。
 - 各ウェブの分配率に応じた割増係数により、棒解析で得られた断面力を割増したものを設計断面力とする。
- Sw-i ; 格子解析で得られた各ウェブのせん断力
 Fw-i ; 分配比率 (Sw-i / Savg) [=割増係数]
- 分配率の低いウェブについても、等分配された状態(割増1.0倍)を保証する。
 - 割増する対象は自重、橋面荷重および活荷重とする。

平面格子解析の結果、荷重分担の差異は、均等に分担した

場合から30%程度(最大70%)生じることが判明した。P3~P5径間におけるせん断力に対する各ウェブの割増係数を表-4に示す。

3-2. 断面急変部FEM解析

P3-P4 径間では、支間の途中で主桁断面が3室から4室へと急変する。張出し途中でウェブがひとつ増えるこの部分は、ウェブ数の少ないP3側から(1次施工)では全断面を施工する事ができない。そこでP4側のワーゲンが中央連結後にP3側に乗入れ、既設の3室に1ウェブを増築(2次施工)する方法を採っている(図-7)。

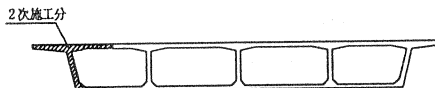


図-6 断面急変部2次施工部

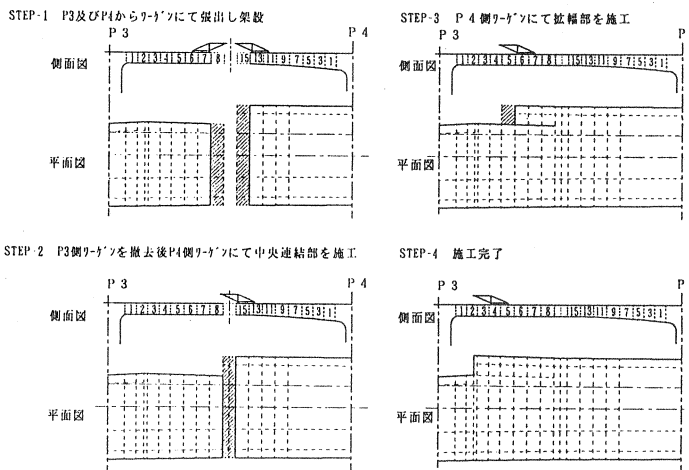


図-7 断面急変部の施工順序

この2次施工の過程では、自重あるいはワーゲン荷重により、床版部材に過大な応力の生じる事が懸念されたため、立体FEM解析を実施し応力の照査を行った。

①解析方法

構造モデルは、P3-P4 径間近傍のみを3次元シェル要素により主桁を立体的に再現し、他の部分は棒部材によりモデル化した。解析は、P3-P4 径間閉合後から施工順序に従い逐次ウェブを構築しながら荷重を載荷している。荷重には自重、プレストレスおよびワーゲン反力を考慮した。

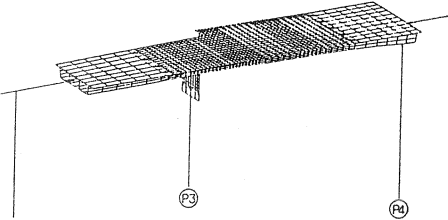


図-8 立体FEMモデル

②解析結果

2次施工分の荷重によって、新規打設ブロックより前方の既設部分下床版に比較的大きな橋軸方向引張応力の発生が認められた。局部的には-30kgf/cm²以上であったが、既設部分には径間閉合時のプレストレスが導入されており、これと合成すると引張応力は打ち消されるものであった。

また、当初危惧された上床版に発生する引張応力は数kgf/cm²程度と低いレベルであった。これは、自重およびワーゲン荷重が、閉合された径間に対しては主桁上側圧縮に作用したためである。橋軸直角方向についても問題となるような応力の発生は認められなかった。

表-5 2次施工時下床版応力度

下床版要素	2次施工荷重による応力			連結鋼材 プレストレス(2)	合成応力 (1+2)
	上縁	下縁	平均値(1)		
A1	-28.1	-32.3	-30.2	42.5	12.3
A2	-16.5	-13.4	-15.0	42.5	27.6
A3	-8.6	-13.5	-11.1	42.5	31.5
A4	-6.9	-9.4	-8.2	42.5	34.4
A5	-6.3	-7.5	-6.9	42.5	35.6
A6	-6.1	-6.7	-6.4	42.5	36.1
A7	-5.5	-6.8	-6.2	42.5	36.4
A8	-5.5	-6.8	-6.2	42.5	36.4
A9	-5.9	-7.7	-6.8	42.5	35.7
A10	-7.1	-10.1	-8.6	42.5	33.9
A11	-8.0	-10.7	-9.4	42.5	33.2
A12	-7.7	-9.9	-8.8	42.5	33.7
A13	-8.3	-10.5	-9.4	42.5	33.1
A14	-10.6	-12.9	-11.8	42.5	30.8

※下床版を14の要素に分割。2次施工例よりA1、A2

4. 施工概要

主桁の拡幅に伴うウェブ間隔変化は、最も大きな場所で1ブロック約40cm拡がる。張出施工部に使用したワーゲンは、この変化に追従可能な拡幅用横移動装置を備えたものである。

また交差物件に対する安全および公衆への配慮から次のような対策を施している。①国道上でのワーゲン移動時には、直下の交通を迂回させる。②橋面雨水の処理のため、架設用の排水装置(樹および主桁内縦引き管により柱頭部より排水)を設置する。③ワーゲン床からの漏水防止のため、床全面に継目溶着の可能な防水シートを敷詰め、集水樹を設ける。④住宅の近傍となる箇所では、ワーゲン全体を防音シートで覆う。



5. おわりに

本橋は平成10年度の開通を目指して、平成8年7月現在、7基のワーゲンが同時に稼働する最盛期をむかえている。本文では設計・施工の概要について報告したが、今後の広幅員多主桁橋の一助になれば幸いである。