

(3) 空港進入灯橋梁の耐震補強対策

パシフィックコンサルタンツ株式会社 正会員 西村 学

パシフィックコンサルタンツ株式会社 正会員 五十嵐 隆之

パシフィックコンサルタンツ株式会社 正会員 新井 雅之

1. はじめに

進入灯橋梁とは、空港滑走路に航空機を誘導するための灯器を設置した橋梁である。山岳部に空港を建設する場合は、高橋脚の橋梁になる。本進入灯橋梁は、滑走路の延伸に伴い既設の進入灯橋梁に新設橋を増設する計画である。本橋の構造特性としては、下部構造は鋼管トレスル橋脚、上部構造は鋼管トラス構造であり、地震時保有水平耐力の評価方法も十分解明されていないため、新設橋については動的解析による耐震設計を、既設橋については動的解析による耐震診断を行った。

本橋の橋梁一般図を図-1に、構造概要を表-1に示す。本橋は、橋脚高さが30m以上あり、鋼管トラス構造のトレスル式橋脚であるので、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」〔平成8年12月、社団法人日本道路協会〕に規定する“動的解析により耐震設計する橋”に該当する。

本検討は、地震時保有水平耐力レベルの地震動タイプI、IIを対象とした動的解析を実施し、新設橋に対しては耐震設計を、既設橋に対しては耐震診断を行い、耐震安全性が不足している箇所について、耐震対策工法を比較検討し、最適工法の選定を行ったものである。

表-1 構造概要

橋 長	786.1m (既設部 : 274.8m, 新設部 : 511.3m)	
支間割り	既設部 : 3@91.6m 新設部 : 4@100.0m+96.5m+14.7m	
上部構造型式	既設部 : 3 径間連続鋼管トラス 新設部 : 5 径間連続鋼管トラス	
下部構造形式	P6	RC 壁式橋脚 h=30.0m (盛土内)
	P7	鋼管トレスル橋脚 h=32.5m+RC 橋脚 h=17.0m
	P8~P14	鋼管トレスル橋脚 h=50.5~68.4m
基礎構造形式	P6, P8~P14	深礎杭 φ2.0m
	P7	直接基礎
支承条件 (橋軸方向)	P6	可 動
	P7~P14	ピン固定

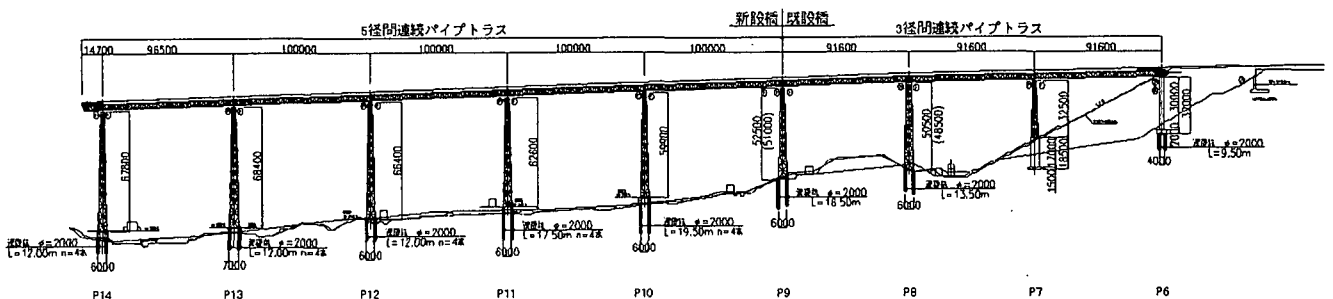


図-1 橋梁全体一般図

キーワード：進入灯橋梁、耐震補強、トレスル橋脚、免震支承、非線形動的解析

連絡先：〒532-0011 大阪市淀川区西中島4-3-24 TEL. 06-6886-8460 FAX. 06-6886-8489 E-mail. Manabu.Nishimura@os.pacific.co.jp

2. 動的解析結果

動的解析は全体系を3次元フレーム・バネ・マスモデルにモデル化し、地震時保有水平耐力法レベルの地震動を対象として実施した。本橋の振動特性は、下部構造が高橋脚の鋼管トレスル型式で剛性が低いため、橋軸方向の1次の固有周期は2.2秒と非常に長周期であり、応答値は地震動タイプⅠの方がタイプⅡよりも大きくなった。

既設部を対象とした動的解析による耐震診断の結果、次の箇所が耐震上問題であることが明らかとなった。

① P6 橋脚上可動支承の移動可能量

現可動支承の移動可能量 $\delta_s=29.5\text{cm}$ に対し、地震時の最大変形量は $\delta=43.6\text{cm}$ であり、移動可能量以上の変形量が発生する。

② P7 橋脚の柱部

P7 橋脚の柱部の下部から4エレメント分の発生軸応力度は $\sigma_s=191\sim 223\text{ (N/mm}^2\text{)}$ 発生しており、引張耐力 $\sigma_{sa}=190\text{ (N/mm}^2\text{)}$ 及び圧縮耐力 $\sigma_{sa}=180\sim 190\text{ (N/mm}^2\text{)}$ を超過する。

③ P7 橋脚のアンカー部

P7 橋脚アンカー部のアンカーボルトの引張力は、 $N=3893\text{ (kN)}$ 発生しており、引張耐力 $N_a=2517\text{ (kN)}$ を超過する。また、柱基部の発生軸力がリブのせん断耐力およびリブと柱の溶接耐力を超過する。

橋軸直角方向に対しては、耐震上問題となる箇所はなかった。これは、上部構造は鋼管トラス構造であり剛性が低く、下部構造相互の挙動を拘束しないためである。

3. 耐震対策工法の比較検討

3.1 耐震対策工法の抽出

動的解析結果を踏まえ、耐震対策工法として次の3工法について検討を行った。

(A法) 耐力不足箇所を補強する方法

(B法) P7 橋脚上の固定支承を可動支承に交換する方法

(C法) P6 橋脚上の可動支承を免震支承に交換する方法

(A法) は、耐力不足箇所を補強する方法である。(B法) は、比較的橋脚高さの低いP7 橋脚の水平力分担を低減する方法である。(C法) は、良質な盛土内に埋まるP6 橋脚に水平力を分担させるとともに、免震支承の減衰効果により応答を抑制する方法である。

以上の3工法について動的解析を実施した結果、表-2に示す対策工が必要であることが明らかとなった。

表-2 対策工

工法	上部工	P6橋台	P7橋脚	P8橋脚	P9橋脚
A法	1) 上部工ジャッキアップ時の補強が必要(P6橋脚上)	1) 移動量43.6cmに対応可能な可動支承に支承を交換	1) 柱部材4エレメント分補強 2) アンカーボルトの増設	なし	なし
B法	1) 上部工ジャッキアップ時の補強が必要(P6・P7橋脚上)	1) 移動量65.6cmに対応可能な可動支承に支承を交換	1) 移動量65.6cmに対応可能な可動支承に支承を交換	1) アンカーボルトの増設 2) リブの補強	1) アンカーボルトの増設
C法	1) 上部工ジャッキアップ時の補強が必要(P6橋脚上)	1) 可動支承を免震支承に交換する	なし	なし	なし

3.2 耐震対策工法の比較検討結果

耐震対策工法の比較検討結果総括表を表-3に示す。

(A法) 耐震対策効果の信頼性に課題が残されていること、及び耐震性、経済性、施工性について、(C法)と比べて劣るので、次善の方法とする。

(B法) 上部工の変形量が大きく、P8・P9橋脚への影響が現れることや、P6橋脚の parapetとの衝突等、耐震上の問題があるので選定対象外とした。

(C法) 耐震性に優れた工法であり、上部工の変位を20cm程度に抑制でき、現況の可動支承を免震支承に変換するのみの工事であるので、他方法と比べて経済性、施工性に優れている。

したがって、C法を最適工法に選定した。

表-3 耐震対策工法 比較検討結果総括表

		A法				B法				C法			
		P6	P7	P8	P9	P6	P7	P8	P9	P6	P7	P8	P9
補強・ 変更箇所	橋脚												
	支承部	●	-	-	-	●	●	-	-	●	-	-	-
	柱部	-	●	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	アカー部	-	●	-	-	-	-	●	●	-	-	-	-
耐震性		・補強効果の信頼性に劣る。 ・想定地震以上の地震外力に対し、損傷の可能性がある。 △				・変形量が非常に大きく、桁がP6 parapetと衝突する。 ×				・上部工変位を20cm程度に抑制できる。 ・橋脚の補強は必要とならない。 ○			
経済性		P6橋脚支承交換、P7柱部・アカー部の補強が必要であり、C法に比べ高価である。 △				P6・P7橋脚支承交換、P8・P9橋脚アカー補強が必要であり、C法に比べ高価である。 △				P6橋脚の支承交換のみであるので、非常に安価である。 ○			
工事費の相対比		1.00				1.72				0.46			
施工性		P7橋脚基部へのアカーローラーが困難である。 △				P7橋脚基部へのアカーローラーが困難である。 △				飛行場内からの作業が可能である。 ○			
特記事項		大規模地震時に伸縮装置が破損する。				大規模地震時に伸縮装置が破損する。				大規模地震時でも変位は許容伸縮量以下であり、伸縮装置は安全である。			
総合評価		△				×				○			

注) ●印は耐震対策の必要な部位を示す

4. 最適免震支承の探索

選定した耐震対策工法(C法)について、上部工の変位が過大とならず、かつ下部構造の補強が不要となるような免震支承を探索するため、剛性の異なる支承を9タイプ設計し比較することとした。免震支承の諸元を表-4に示す。各免震支承を設置した場合の動的解析結果を表-5および図-2に示す。

図-2は、免震支承の等価バネ定数が変化した場合の(a)支承変位、(b)水平力、(c)P7橋脚最小軸力、(d)P7橋脚最大軸力、(e)支承のせん断ひずみ、(f)支承の局部せん断ひずみの合計である。

P7橋脚アカーボルトの引張耐力は2517kNであり、図-2(c)から等価バネ定数は4800kN/m以上でなければならないこと、また、P7橋脚基部のリアの溶接耐力は2824kNであり、図-2(d)から等価バネ定数は7200kN/m以上でなければならないことがわかる。したがって、等価バネ定数が7200kN/m以上で支承のせん断ひずみおよび局部せん断ひずみの許容値を満足する支承を選定することとなる。条件を満たす支承は、図-2(e)、(f)より、F、G、Hとなる。

表-4 各免震支承の諸元

免震支承種別			A	B	C	D	E	F	G	H	I
内部補強鋼板の橋軸方向幅	a	cm	45	45	50	50	50	55	55	60	60
内部補強鋼板の直角方向幅	b	cm	45	45	50	50	50	55	55	60	60
ゴム一層の厚さ	te	cm	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.0	1.3	1.6	1.6
ゴム層数	ne	---	13	6	8	7	6	10	6	5	4
ゴムの総厚	Σte	cm	14.3	6.6	8.8	8.4	7.2	10.0	7.8	8.0	6.4
ゴムのせん断弾性係数	G	N/mm ²	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
鉛プラグの直径	ϕ	mm	65	75	75	75	75	90	80	90	90
鉛プラグの本数	np	---	4	4	4	4	4	4	4	4	4
ゴムの支圧面積	A _R	cm ²	1892	1848	2323	2323	2323	2771	2824	3346	3346
鉛の面積	A _P	cm ²	133	177	177	177	177	254	201	254	254
鉛とゴムの面積比	---	%	7.01	9.56	7.61	7.61	7.61	9.18	7.12	7.61	7.61
形状係数 (1次)	S1	---	9.56	9.33	10.56	9.68	9.68	12.59	9.87	8.71	8.71
形状係数 (2次)	S2	---	3.15	6.82	5.68	5.95	6.94	5.50	7.05	7.50	9.38
等価バネ定数	K _B	kN/m	4403	7226	7115	7348	8272	8072	9386	10963	13273

表-5 動的解析結果

免震支承種別	等価バネ定数 K _B (kN/m)	支承変位 U (cm)	最大水平力 H (kN)	P7橋脚基部応答軸力		せん断ひずみ γ_s	局部せん断ひずみの合計 $\Sigma \gamma$
				最小	最大		
				Nmin (kN)	Nmax (kN)		
A	3718.0	28.3	987.0	-2660.0	3251.0	1.97	2.77
B	7183.0	21.9	1468.0	-2234.0	2844.0	3.31	3.90
C	6891.0	22.4	1439.0	-2273.0	2881.0	2.55	2.94
D	7181.0	21.9	1464.0	-2236.0	2845.0	2.60	3.03
E	8268.0	20.1	1555.0	-2101.0	2715.0	2.79	3.18
F	7983.0	20.5	1478.0	-2080.0	2693.0	2.05	2.29
G	9525.0	18.8	1674.0	-1939.0	2558.0	2.41	2.70
H	11402.0	17.6	1930.0	-1621.0	2249.0	2.20	2.45
I	13654.0	16.2	2126.0	-1488.0	2122.0	2.54	2.79

支承タイプ F, G, H の概算支承コスト比を表-6 に示す。この中で最も安価な支承は G タイプであり、本橋に最適な免震支承として G タイプを選定した。支承構造図を図-3 に示す。

表-6 概算支承コスト比

免震支承タイプ	支承費の相対比
F	1.19
G	1.00
H	1.23

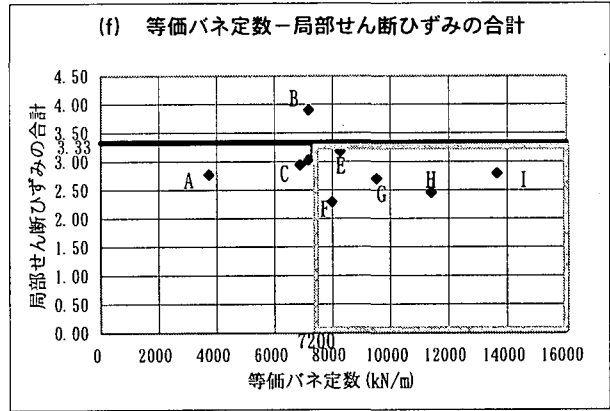
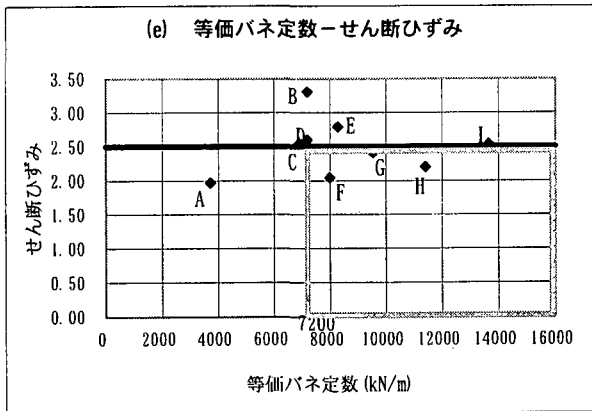
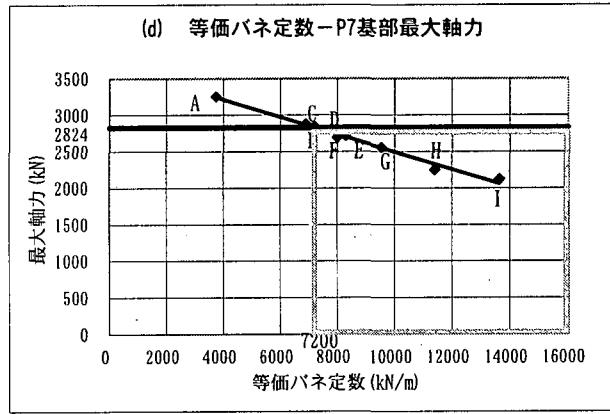
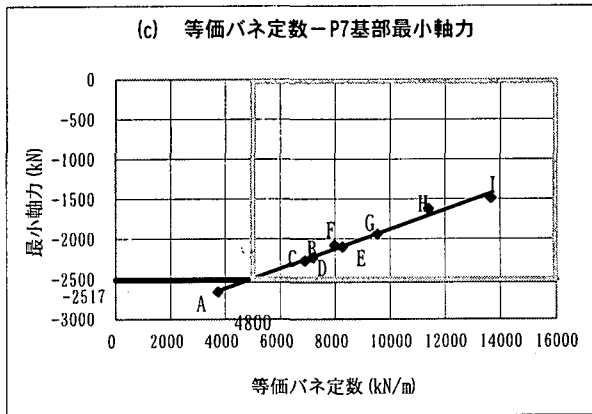
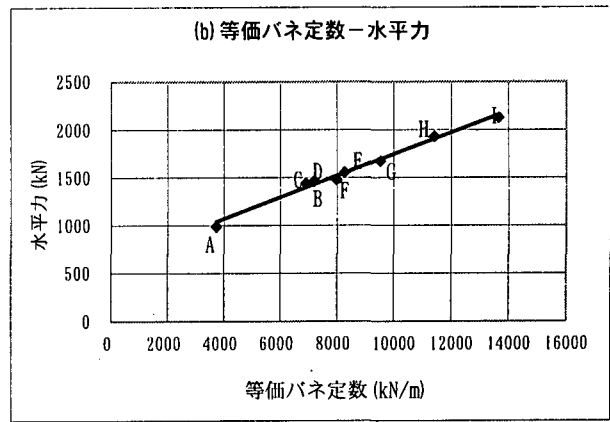
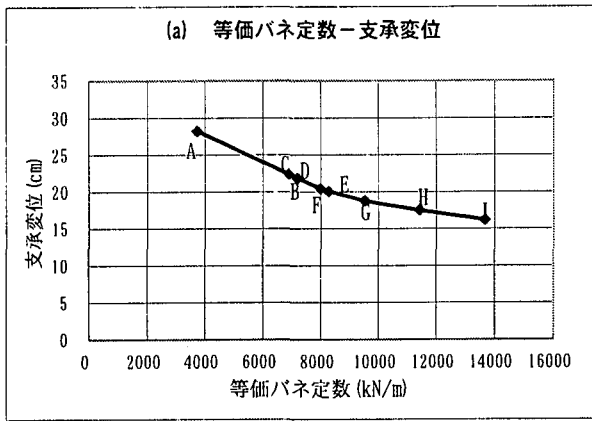


図-2 最適免震支承の探索

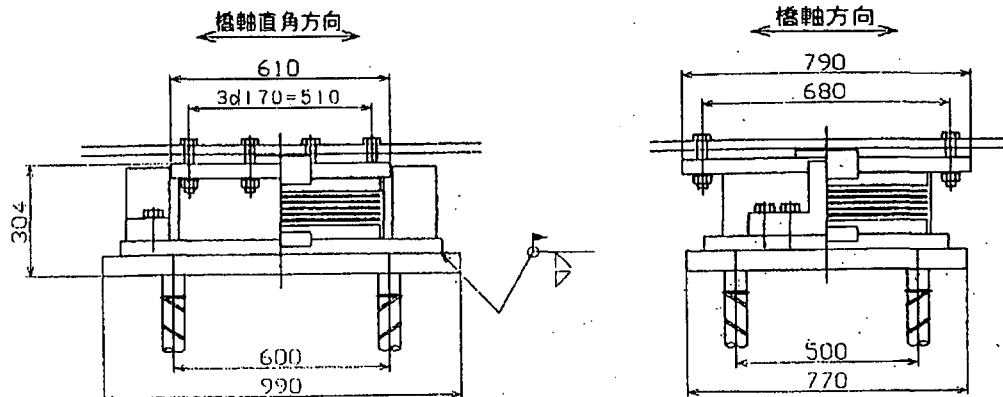


図-3 免震支承構造図

5. まとめ

広島空港進入灯橋梁は、橋長 786.1 (m) であり、上部構造形式は 3 径間 (既設橋部)・5 径間連続鋼管トラス式 (新設橋部)、下部工については、P6 橋脚は鉄筋コンクリート造、P7 橋脚は (鉄筋コンクリート中空式+鋼管トレスル橋脚)、P8 橋脚から P14 橋脚は鋼管トレスル橋脚である。

広島空港進入灯橋梁の橋梁全体系の卓越固有周期は $T = 2.154$ (秒) であり、非常に長周期の固有振動特性を有している。これは、橋脚高さが $H=51\sim 73$ (m) と高いこと、鋼管トラス式のトレスル橋脚であり剛性が比較的低いことによるものである。

橋軸方向の地震時挙動に着目すると、P7 橋脚は他橋脚と比べて橋脚高さ (トレスル部) が、 $H=32.5$ (m) と低く、相対的に剛性が高くなるため水平分担力が多くなる。このため、動的解析を実施すると、トレスル橋脚の柱部やアンカー部に対して補強が必要という結果となった。

しかし、橋軸直角方向加振の場合には、P7 橋脚も含めて許容値以内となった。これは、橋軸方向加振の場合には、上部工は軸圧縮剛性で結合されており、上部工の最大応答変位は 43.4 (cm) [P7 橋脚上] から 54.7 (cm) [P14 橋脚上] とその変位差は少ない。一方、橋軸直角方向加振の場合には、上部工の曲げ剛性で抵抗することになるので、上部工の最大応答変位は 10.6 (cm) [P7 橋脚上] から 59.2 (cm) [P14 橋脚上] と大きく変化している。橋軸直角方向加振の場合には、下部工に対する上部工の拘束力は小さいため、P7 橋脚への過大な水平力分担はない。

本検討では、対策工法として P6 橋脚上の可動支承を免震支承に変換する方法を採用した。本工法の利点は、P6 橋脚が盛土内の構造物となるので良質な盛土体の橋脚前面受働抵抗を有効に期待できること、また、免震支承のバネ効果と減衰効果により上部工の変位をコントロールすることにより、他橋脚への対策を不要とすることができることである。

諸検討を実施し、免震支承を設計した結果、免震支承の寸法は $55\text{cm}\times 55\text{cm}$ 、ゴムの総厚 7.8cm、鉛プラグ 4 本 $\times \phi 80\text{mm}$ が最適寸法となり、上部工のトラス部材の鋼管径 $\phi 406.4\text{mm}$ との取り付けのバランスも良く、適切な工法を選定できたと評価する。

< 参考文献 >

- 1) 道路橋示方書・同解説 I～V 編, 社団法人 日本道路協会 (平成 8 年 12 月)
- 2) 道路橋の免震設計法マニュアル (案), 財団法人 土木研究センター (平成 4 年 12 月)
- 3) 道路橋の耐震設計に関する資料, 社団法人 日本道路協会 (平成 9 年 3 月)
- 4) 支承部補修・補強工事施工の手引き, 社団法人 日本橋梁建設協会 (平成 11 年 9 月)
- 5) 鋼橋の Q&A, 社団法人 日本橋梁建設協会 (平成 5 年 12 月改訂)
- 6) ゴム支承施工の手引き (案), 社団法人 日本橋梁建設協会 (1999 年 7 月)
- 7) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 社団法人 日本道路協会 (平成 9 年 8 月)