

橋梁種々検討(事例)

株式会社 岡三エンジニアリング

事例－ 1 : 構造系に関する検討

最適径間数比較表

検討ケース	側面図	橋長・変位・工事費		下部工計算結果		温度変化時	地震時(L1)	備考	判定	
		橋長(m)	変位	工事費	σc					σs
CASE-1		橋長(m)	320.0	概算工事費 (千円/m)	σc (N/mm2)	5.8	8.4	・柱応力は、温度時と地震時のバランスがよく収まる。(○) ・経済性では、CASE-2と同等である。(○) ・<R B 支承形状> 770(軸)×770(直)×221(厚)	○	
		温度時桁端変位	47mm			許容値	9.2			12
		L1時桁変位	64mm		(計算値/許容値)	(0.630)	(0.700)			
		L2時桁変位	227mm		σs (N/mm2)	109	207			
		上部工	1,896		許容値	184	300			
		下部工	727		(計算値/許容値)	(0.592)	(0.690)			
		全体工事費	2,623		杭	押込力 (kN/本)	2690			3119
		(ケース間比率)	(1.002)				許容値			3113
						(計算値/許容値)	(0.864)			(0.672)
		CASE-2			橋長(m)	360.0	概算工事費 (千円/m)			σc (N/mm2)
温度時桁端変位	50mm			許容値	9.2	12				
L1時桁変位	63mm			(計算値/許容値)	(0.685)	(0.675)				
L2時桁変位	227mm			σs (N/mm2)	126	203				
上部工	1,830			許容値	184	300				
下部工	789			(計算値/許容値)	(0.685)	(0.677)				
全体工事費	2,619			杭	押込力 (kN/本)	2782		3170		
(ケース間比率)	(1.000)					許容値		3113	4641	
					(計算値/許容値)	(0.894)		(0.683)		
CASE-3				橋長(m)	400.0	概算工事費 (千円/m)		σc (N/mm2)	6.7	7.9
		温度時桁端変位	53mm	許容値	9.2		12			
		L1時桁変位	63mm	(計算値/許容値)	(0.728)		(0.658)			
		L2時桁変位	227mm	σs (N/mm2)	142		199			
		上部工	1,906	許容値	184		300			
		下部工	873	(計算値/許容値)	(0.772)		(0.663)			
		全体工事費	2,779	杭	押込力 (kN/本)		2875	3223		
		(ケース間比率)	(1.061)				許容値	3113	4641	
					(計算値/許容値)		(0.924)	(0.694)		

<検討条件> ・柱寸法：5.0m×2.0m
・杭：SC杭 - φ1000

事例 1-2 最適支間長の検討

1. 最適支間長の検討

1.1 検討目的

本検討では、工区(L=723.5m)における最適支間長について、主に上下部合わせた経済性に着目し比較検討を行うものである。

1.2 検討方針

本工区のような一般的な高架橋では、支間長が長くなるほど上部工費は増大し下部工費が低減される。反対に、支間長が短くなるほど上部工費は減少するが下部工費が増大する傾向にある。

したがって、最適な支間長を決定するにあたっては、適合しそうな支間長に対して、上下部工の合計工費がボトム部に近い範囲を探し出す必要があることから、支間 30m~50m について 5 m ピッチで 5 ケースの試算を行うものとする。

1.3 検討条件

検討にあたっては、本工区の構造形式を以下に示すような条件で行うものとする。

- ・上部工：鋼少主桁橋 (合成床版)
- ・下部工：張出式橋脚
- ・基礎工：SC杭 (φ1.0m) L=28m
- ・支承条件：多点固定構造(ただし、両端部は可動)
- ・検討桁長：約 300m

1.4 検討ケース

以下の 5 ケースについて行う。

- ・CASE-1：30m×11 径間=330m
- ・CASE-2：35m×9 径間=315m
- ・CASE-3：40m×8 径間=320m
- ・CASE-4：45m×7 径間=315m
- ・CASE-5：50m×6 径間=300m

なお、比較はケースによって桁長が異なることから、工費は延長m当たりで算出するものとする。

1.5 検討結果

上記 5 ケースの工費比較結果を、表-1.1 に示す。また、表-1.2 で上下部工概略計算結果を示す。検討の結果、本工区の適合支間長としては、経済性に優れた「40m 前後」であると考えられる。ただし、実際の支間長は、交差条件や全体的なスパンバランス等を考慮し決めることになることから、この検討結果を踏まえ前後の数値を採用することになる。

表-1.2 支間長の違いによる工費一覧表

支間長		Case-1 : 30m	Case-2 : 35m	Case-3 : 40m	Case-4 : 45m	Case-5 : 50m
橋長	径間割り	11×30m	9×35m	8×40m	7×45m	6×50m
	m	330	315	320	315	300
初期建設費	上部工	千円 601,538	千円 590,122	千円 605,934	千円 625,718	千円 628,134
	下部工	千円/m 1,823	千円/m 1,873	千円/m 1,894	千円/m 1,986	千円/m 2,094
	合計	千円 896,597	千円 831,534	千円 827,537	千円 834,080	千円 806,730
	比率	(1.051)	(1.021)	(1.000)	(1.024)	(1.010)
	維持管理費	千円 391,743	千円 382,870	千円 407,942	千円 420,150	千円 429,150
LCC	合計	千円 1,288,340	千円 1,214,404	千円 1,235,479	千円 1,254,230	千円 1,235,880
	比率	(1.013)	(1.000)	(1.001)	(1.033)	(1.069)

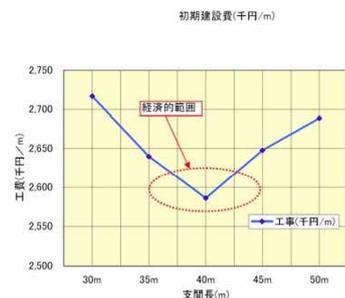


表-1.2 最適支間長比較表

検討ケース	側面図	桁長/工事費	上部工計算結果						下部工計算結果				判定
			支間長(m)	桁高	側間	中間支点	中央径間	温度変化時	地震時(L1)				
CASE-1 (L=30m)		支間長(m)	30.0	形状	桁高	2,000mm	柱	σc	(N/mm ²)	6.8	6.1	○	
		桁間数	11	断面力	床版厚	260mm	許容値	(N/mm ²)	9.2	12			
		桁長(m)	330.0	断面力	曲げM(kN・m)	9,785	-10,138	6,856	(計算値/許容値)	(0.739)	(0.508)		
		概算工事費(千円/m)		断面力	せん断力(kN)	440	2,255	370	σs	(N/mm ²)	182		173
		上部工	1,823	断面力	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	1段	許容値	(N/mm ²)		184
CASE-2 (L=35m)		支間長(m)	35.0	形状	桁高	2,300mm	柱	σc	(N/mm ²)	6.7	8.3	○	
		桁間数	9	断面力	床版厚	260mm	許容値	(N/mm ²)	9.2	12			
		桁長(m)	315.0	断面力	曲げM(kN・m)	12,721	-14,238	8,300	(計算値/許容値)	(0.728)	(0.692)		
		概算工事費(千円/m)		断面力	せん断力(kN)	407	2,563	439	σs	(N/mm ²)	165		260
		上部工	1,873	断面力	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	1段	許容値	(N/mm ²)		184
CASE-3 (L=40m)		支間長(m)	40.0	形状	桁高	2,700mm	柱	σc	(N/mm ²)	6.2	8.7	○	
		桁間数	8	断面力	床版厚	260mm	許容値	(N/mm ²)	9.2	12			
		桁長(m)	320.0	断面力	曲げM(kN・m)	16,207	-18,105	11,068	(計算値/許容値)	(0.674)	(0.725)		
		概算工事費(千円/m)		断面力	せん断力(kN)	437	2,859	469	σs	(N/mm ²)	130		252
		上部工	1,894	断面力	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	1段	許容値	(N/mm ²)		184
CASE-4 (L=45m)		支間長(m)	45.0	形状	桁高	3,000mm	柱	σc	(N/mm ²)	6.1	9.6	○	
		桁間数	7	断面力	床版厚	260mm	許容値	(N/mm ²)	9.2	12			
		桁長(m)	315.0	断面力	曲げM(kN・m)	20,231	-22,635	13,616	(計算値/許容値)	(0.663)	(0.800)		
		概算工事費(千円/m)		断面力	せん断力(kN)	462	3,164	453	σs	(N/mm ²)	115		281
		上部工	1,986	断面力	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	1段	許容値	(N/mm ²)		184
CASE-5 (L=50m)		支間長(m)	50.0	形状	桁高	3,300mm	柱	σc	(N/mm ²)	5.2	9.9	○	
		桁間数	6	断面力	床版厚	260mm	許容値	(N/mm ²)	9.2	12			
		桁長(m)	300.0	断面力	曲げM(kN・m)	24,564	-28,211	16,452	(計算値/許容値)	(0.565)	(0.825)		
		概算工事費(千円/m)		断面力	せん断力(kN)	564	3,486	519	σs	(N/mm ²)	77		267
		上部工	2,094	断面力	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	1段	許容値	(N/mm ²)		184

事例 1-3 支承の検討

支承比較表

支承種類	A案: 分散支承 (橋脚ゴム支承・PB)	B案: 免費支承 (鉛プラグ橋脚ゴム支承・LRB)	C案: 免費支承 (高減衰橋脚ゴム支承・HDR)	D案: 免費支承 (橋脚分離型ゴム支承・HMB)																																																								
構造概要																																																												
支承構造	被覆ゴム、内部鋼板、ゴム	被覆ゴム、内部鋼板、ゴム	補強板、高減衰ゴム	ゴムパッド、HPS																																																								
履歴特性																																																												
特質	<ul style="list-style-type: none"> 強い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するが、設計で用いる場合はひずみ依存性の低い線形部材としてモデル化する。(減衰率は14%程度) 	<ul style="list-style-type: none"> 強い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するが、一般に「ベイヤ型」として一次非線形や二次非線形などをひずみ依存性を考慮してモデル化する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するが、一般に「ベイヤ型」として一次非線形や二次非線形などをひずみ依存性を考慮してモデル化する。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平分担機能と鉛直支持機能を分離した支承により、摩擦減衰を利用した免費支承である。 																																																								
構築性 (曲線橋としての適合性)	<ul style="list-style-type: none"> 【長所】 <ul style="list-style-type: none"> 施工実績数が多い。 構造が単純で、作用原理が免費構築より明確である。 【短所】 <ul style="list-style-type: none"> ゴム支承の減衰率が4%程度であるため、地震時変位量が大きくなる可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 【長所】 <ul style="list-style-type: none"> 曲線半径の小さい曲線橋では、免費支承のエネルギー吸収能力十分に検証されている。(道路橋支保検/平成16年4月/2.8.3項p6) 曲線橋としての実績が少ない。 【短所】 <ul style="list-style-type: none"> 特に無し。 	<ul style="list-style-type: none"> 【長所】 <ul style="list-style-type: none"> 減衰性を付与したゴムによる減衰性能が得られる。 減衰効果は安定した性能が得られる。 【短所】 <ul style="list-style-type: none"> 特に無し。 曲線半径の小さい曲線橋では、免費支承のエネルギー吸収能力十分に検証されていない。(道路橋支保検/平成16年4月/2.8.3項p6) 曲線橋としての実績が少ない。 LRBと比較し、減衰性は劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> 【長所】 <ul style="list-style-type: none"> 橋脚の部品がコンパクトな形状となる。 中小径力の多主桁橋梁に適合する。 【短所】 <ul style="list-style-type: none"> 施工工数が多く施工が煩雑となる。 小曲線を有する曲線橋としての実績がない。 支間間隔が狭い本線の場合、支間間にゴムパッドを配置できない。 																																																								
桁変位 と橋脚天端の水平力	<table border="1"> <tr><th>変位</th><th>L1</th><th>L2</th><th>...</th></tr> <tr><td>桁変位</td><td>261</td><td>323</td><td>438</td><td>mm</td></tr> <tr><td>橋脚水平力</td><td>1393</td><td>3031</td><td>3860</td><td>kN/桁</td></tr> </table>	変位	L1	L2	...	桁変位	261	323	438	mm	橋脚水平力	1393	3031	3860	kN/桁	<table border="1"> <tr><th>変位</th><th>L1</th><th>L2</th><th>...</th></tr> <tr><td>桁変位</td><td>261</td><td>257</td><td>361</td><td>mm</td></tr> <tr><td>橋脚水平力</td><td>1800</td><td>3765</td><td>3352</td><td>kN/桁</td></tr> </table>	変位	L1	L2	...	桁変位	261	257	361	mm	橋脚水平力	1800	3765	3352	kN/桁	<table border="1"> <tr><th>変位</th><th>L1</th><th>L2</th><th>...</th></tr> <tr><td>桁変位</td><td>261</td><td>266</td><td>413</td><td>mm</td></tr> <tr><td>橋脚水平力</td><td>1487</td><td>3400</td><td>5615</td><td>kN/桁</td></tr> </table>	変位	L1	L2	...	桁変位	261	266	413	mm	橋脚水平力	1487	3400	5615	kN/桁	<table border="1"> <tr><th>変位</th><th>L1</th><th>L2</th><th>...</th></tr> <tr><td>桁変位</td><td>261</td><td>198</td><td>234</td><td>mm</td></tr> <tr><td>橋脚水平力</td><td>1492</td><td>4019</td><td>5714</td><td>kN/桁</td></tr> </table>	変位	L1	L2	...	桁変位	261	198	234	mm	橋脚水平力	1492	4019	5714	kN/桁
変位	L1	L2	...																																																									
桁変位	261	323	438	mm																																																								
橋脚水平力	1393	3031	3860	kN/桁																																																								
変位	L1	L2	...																																																									
桁変位	261	257	361	mm																																																								
橋脚水平力	1800	3765	3352	kN/桁																																																								
変位	L1	L2	...																																																									
桁変位	261	266	413	mm																																																								
橋脚水平力	1487	3400	5615	kN/桁																																																								
変位	L1	L2	...																																																									
桁変位	261	198	234	mm																																																								
橋脚水平力	1492	4019	5714	kN/桁																																																								
経済性 (中間部支承の金額)	<table border="1"> <tr><th>支保単価 × 基数 = 合計金額</th></tr> <tr><td>AP1, AP6</td><td>11,810 × 4 = 47,240</td></tr> <tr><td>AP2, AP5</td><td>8,030 × 8 = 64,240</td></tr> <tr><td>合計金額</td><td>111,880</td></tr> </table>	支保単価 × 基数 = 合計金額	AP1, AP6	11,810 × 4 = 47,240	AP2, AP5	8,030 × 8 = 64,240	合計金額	111,880	<table border="1"> <tr><th>支保単価 × 基数 = 合計金額</th></tr> <tr><td>AP1, AP6</td><td>12,170 × 4 = 48,680</td></tr> <tr><td>AP2, AP5</td><td>8,130 × 8 = 65,040</td></tr> <tr><td>合計金額</td><td>113,720</td></tr> </table>	支保単価 × 基数 = 合計金額	AP1, AP6	12,170 × 4 = 48,680	AP2, AP5	8,130 × 8 = 65,040	合計金額	113,720	<table border="1"> <tr><th>支保単価 × 基数 = 合計金額</th></tr> <tr><td>AP1, AP6</td><td>13,340 × 4 = 53,360</td></tr> <tr><td>AP2, AP5</td><td>8,690 × 8 = 69,520</td></tr> <tr><td>合計金額</td><td>122,880</td></tr> </table>	支保単価 × 基数 = 合計金額	AP1, AP6	13,340 × 4 = 53,360	AP2, AP5	8,690 × 8 = 69,520	合計金額	122,880	<table border="1"> <tr><th>支保単価 × 基数 = 合計金額</th></tr> <tr><td>AP1 HPS</td><td>2,050 × 4 = 8,200</td></tr> <tr><td>AP6 BF</td><td>13,740 × 2 = 27,480</td></tr> <tr><td>AP2 HPS</td><td>2,050 × 8 = 16,400</td></tr> <tr><td>AP5 BF</td><td>10,640 × 4 = 42,560</td></tr> <tr><td>合計金額</td><td>94,640</td></tr> </table>	支保単価 × 基数 = 合計金額	AP1 HPS	2,050 × 4 = 8,200	AP6 BF	13,740 × 2 = 27,480	AP2 HPS	2,050 × 8 = 16,400	AP5 BF	10,640 × 4 = 42,560	合計金額	94,640																								
支保単価 × 基数 = 合計金額																																																												
AP1, AP6	11,810 × 4 = 47,240																																																											
AP2, AP5	8,030 × 8 = 64,240																																																											
合計金額	111,880																																																											
支保単価 × 基数 = 合計金額																																																												
AP1, AP6	12,170 × 4 = 48,680																																																											
AP2, AP5	8,130 × 8 = 65,040																																																											
合計金額	113,720																																																											
支保単価 × 基数 = 合計金額																																																												
AP1, AP6	13,340 × 4 = 53,360																																																											
AP2, AP5	8,690 × 8 = 69,520																																																											
合計金額	122,880																																																											
支保単価 × 基数 = 合計金額																																																												
AP1 HPS	2,050 × 4 = 8,200																																																											
AP6 BF	13,740 × 2 = 27,480																																																											
AP2 HPS	2,050 × 8 = 16,400																																																											
AP5 BF	10,640 × 4 = 42,560																																																											
合計金額	94,640																																																											
総合評価	<ul style="list-style-type: none"> 施工実績数が多いために、信頼性・安定性に優れる。 地震時変位量が大きくなるが問題にならない。 曲線橋としての適合性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> 曲線橋としての適合性及び実績に問題がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 曲線橋としての適合性及び実績に問題がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 変位ではあるが支保間隔が狭い場合にはゴムパッドの両方を配置する事が不可能である。 曲線橋としての適合性及び実績に問題がある。 																																																								

※ 端支保部(AA1, NP4)はスリ支保を用いる。
790(千円)×4基=3,160(千円)

※ 変位制限構造は、1,200(千円)×8基=9,600(千円)

表-1 構造形式比較検討表

事例 1-4 構造形式の検討

支承条件	A案：ラーメン構造		B案：弾性支持構造			
側面図						
骨組み図						
構造概要	<p>・ラーメン構造は、支承を有する連続桁よりも不静定次数が高いことから、部材の一部が降伏しても応力が再分配され、じん性のある構造である。また、多径間の橋梁では支承を用いなくても地震時水平力を各橋脚に分散できるので条件さえ合えば経済的に有利となる。</p> <p>・多径間のPC橋では温度変化、クリープ、乾燥収縮等の影響が橋脚に与える影響が大きくなることから、上部工の固定支間長に比較して橋脚高が低い場合や橋脚高が変化する場合には、自ずと制限を受けることとなる。</p>		<p>・弾性支持構造は、構造全体の長周期化と減衰を目的とした構造であり、地盤が固くかつ下部構造の剛性が高い場合に有利な構造である。これは、地震エネルギーを支承で吸収し、かつ分散率をコントロールできるためである。</p> <p>・ラーメン橋と異なり、多径間のPC橋でも温度変化、クリープ、乾燥収縮等の影響が免震支承の弾性変位で吸収できるため、多径間連続桁や橋脚高が低い場合、橋脚高が変化する場合には、自ずと制限を受けることとなる。</p>			
適合性	<p>・ラーメン橋は、剛結された橋脚全体の固定支間長の1/4以上の橋脚高があれば十分な適合性があるとされている。しかし当橋は、1/2固定支間長が156mで、平均橋脚高が18.0mであることから、一般的な適合範囲から大きく逸脱している。(グラフは前掲)</p>		<p>・地盤が固い(Ⅰ種地盤)ことから、長周期化と減衰効果による免震効果が大きく期待でき適合性は高い。</p>		○	
	検討方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	
構造性	固有周期	L2(947-Ⅰ) : 0.58s / L2(947-Ⅱ) : 0.58s	L2(947-Ⅰ) : 1.13s / L2(947-Ⅱ) : 1.12s	L2(947-Ⅰ) : 1.92s / L2(947-Ⅱ) : 1.72s	L2(947-Ⅰ) : 2.17s / L2(947-Ⅱ) : 2.11s	△
	設計震度	L2(947-Ⅰ) : 0.47 / L2(947-Ⅱ) : 1.12	L2(947-Ⅰ) : 0.43 / L2(947-Ⅱ) : 0.49	L2(947-Ⅰ) : 0.45 / L2(947-Ⅱ) : 0.40	L2(947-Ⅰ) : 0.42 / L2(947-Ⅱ) : 0.40	○
	桁変位(動解値)	A1(L2-Ⅰ) : 0.19m / NP3(L2-Ⅱ) : 0.17m	A1(L2-Ⅰ) : 0.51m / NP3(L2-Ⅱ) : 0.44m	A1(L2-Ⅰ) : 0.31m / NP3(L2-Ⅱ) : 0.31m	A1(L2-Ⅰ) : 0.25m / NP3(L2-Ⅱ) : 0.25m	○
	配筋(最大部)	主鉄筋 : D61-1.5段, 帯鉄筋 : D32φ150	主鉄筋 : D61-2.0段, 帯鉄筋 : D32φ150	主鉄筋 : D35-2.0段, 帯鉄筋 : D25φ150	主鉄筋 : D35-2.0段, 帯鉄筋 : D25φ150	○
	動解結果	タイプⅡ地震動で、低い橋脚(P4, P5)のヒンジ部の最大応答回転角を満足しない。		最大応答変位、残留変位、ヒンジ部の最大応答回転角を満足する。		○
	断面力性状(地震時)	・常時、地震時とも低い橋脚(P4, P5)に断面力が集中し橋脚が持たない。また、主桁に大きな軸力が作用するため、免震構造に比べPC鋼材は増加し、かつ応力の余裕がない。		・常時、地震時とも断面力が分散され橋脚応力には問題なく、かつ基礎もコンパクトとなる。また、主桁には軸力が生じないため、ラーメン構造に比べPC鋼材が少なく、かつ応力的にも余裕がある。		○
曲線橋としての適応性	・曲線橋では温度変化、クリープ、乾燥収縮、弾性収縮等の影響で橋軸直角方向にも変位が生じる。しかし、この変位を橋脚が拘束するため橋脚の付加応力の増加、プレストレス導入の確実性が懸念される。		・曲線橋では温度変化、クリープ、乾燥収縮、弾性収縮等の影響で橋軸直角方向にも変位が生じるが、この変位は支承が吸収するため橋脚への影響は無い。また、プレストレスによる変形も拘束しないため、プレストレス管理はラーメン橋に比べ有利となる。ウェブ腹圧に対する十分な補強が必要である。		○	
施工性	・張出架設時にも橋脚と主桁が剛結されているため、施工時の安定度は高い。		・張出架設時には橋脚と主桁が仮剛結することから、施工はやや煩雑となる。		△	
実績	・R=60m、スパン78mでのPC連続ラーメン橋の実績は見当たらない		・R=40m、スパン80.5mでの、PC連続桁橋の実績はあるが、諸元や工事報告等の詳しい内容は不明である。		△	
総合判定	・固定支間長が長く、橋脚高が低いため端部付近の低い橋脚の設計が成立しない。 ・曲線橋としての適応性に問題がある、また、実績も皆無である。		・橋脚高や基礎形式の影響を受けない。また、Ⅰ種地盤では免震効果大きい。 ・ラーメン橋よりは、曲線橋としての問題が少ない。		○	

事例 1-5 支間割りの検討

支間割り比較表

支間割り	下り線	第1橋 : L = 357.0										第2橋 : L = 378.0										工費(百万円)	上部工	F部工	計1	計2	合計	評価
		桁長(m)	支間長(m)	平均支間長(m)	桁長(m)	支間長(m)	平均支間長(m)	桁長(m)	支間長(m)	平均支間長(m)	桁長(m)	支間長(m)	平均支間長(m)	桁長(m)	支間長(m)	平均支間長(m)												
第1案 (9+9径間)	下り線	46.5	46.5	38.5	38.0	44.6	49.0	50.0	50.0	50.0	50.0	36.0	36.0	42.0	46.5	46.5	38.5	38.5	1,436	500	1,936	1,939	494	1,933	3,829 (1,012)	△	・経済性が劣る(△) ・支間長のバラツキが大きい(△)	
	上り線	41.0	46.0	41.0	40.0	44.4	52.0	47.0	47.0	45.0	45.0	39.0	38.5	40.7	44.0	38.5	38.5											
	支間割り図																											
第2案 (9+9径間)	下り線	46.5	46.5	39.0	40.0	42.1	45.0	41.0	40.0	40.0	40.0	37.0	37.0	42.0	45.5	45.5	38.0	38.0	1,404	512	1,916	1,367	505	1,872	3,788 (1,001)	○	・経済性は第3案とほぼ同等である(○) ・第2案に比べ、橋全体の支間長が平均化されている(○) ・東武日光線への影響外となる(○)	
	上り線	40.0	46.0	41.0	41.0	41.5	48.0	38.0	37.0	37.5	38.0	38.0	39.0	39.1	39.0	45.5	38.0	38.0										
	支間割り図																											
第3案 (9+9径間)	下り線	46.5	46.5	39.0	40.0	42.4	45.0	41.5	41.0	41.0	41.0	35.0	35.0	42.0	45.5	45.5	38.0	38.0	1,403	512	1,915	1,367	504	1,871	3,788 (1,000)	◎(採用)	・経済性は第2案とほぼ同等である(○) ・第2案と同様、橋全体の支間長が平均化されている(○) ・東武日光線への影響外となる(○)	
	上り線	40.0	46.0	41.0	41.0	41.9	48.0	40.0	38.0	38.0	38.0	38.0	38.0	38.7	38.0	45.5	38.0	38.0										
	支間割り図																											

事例－２：上部構造に関する検討

事例 2-1 桁高検討(PC箱橋)

桁高比較表

(表-1)

検討ケース		CASE-1		CASE-2		CASE-3		CASE-4							
桁高(桁高/支間)	中間支点上(H1)	4.200m	1/15	4.000m	1/16	3.800m	1/17	3.400m	1/19						
	支間中央(H2)	2.200m	1/29	2.000m	1/32	1.800m	1/35	1.800m	1/35						
側面図															
断面図															
構造特性	曲げモーメント (kN・m)	Mmin	-79,800	中間支点	-74,100	中間支点	-73,800	中間支点	-72,900	中間支点					
		Mmax	32,500	支間中央	31,300	支間中央	31,300	支間中央	31,600	支間中央					
	P C 鋼材本数(本) (12S15.2B)	中間支点	16	架設ケーブル	16	架設ケーブル	18	架設ケーブル	18	架設ケーブル					
		支間中央	12	連続ケーブル	12	連続ケーブル	14	連続ケーブル	16	連続ケーブル					
応力度 (N/mm ²)	中間支点	0.46	5.90	16.1 > σ > -2.0	0.66	5.81	16.1 > σ > -2.0	0.56	7.37	16.1 > σ > -2.0					
	支間中央	7.86	-0.13	8.56	-1.42	10.10	-1.38	10.76	-0.41						
上部工概算工事費	コンクリート (m ³)	仕 様	数量	単価(千円)	金額(千円)	数量	単価(千円)	金額(千円)	数量	単価(千円)	金額(千円)				
		$\sigma_{ck}=40$	2,763	25	69,075	2,673	25	66,825	2,583	25	64,575	2,500	25	62,500	
	型 枠 (m ²)	型 枠	8,729	18	157,122	8,392	18	151,056	8,065	18	144,990	7,845	18	141,210	
		鉄 筋 (t)	359	210	75,390	374	210	78,540	387	210	81,270	424	210	89,040	
	P C 鋼材 (kg)	架設+連続	12S15.2	70	1,700	118,150	71	1,700	121,040	77	1,700	130,900	83	1,700	141,100
		計	(千円)	419,700	(1.005)	417,500	(1.000)	421,700	(1.010)	433,900	(1.039)				
コメント		・応力的には余裕があるが、経済性で劣る		・応力バランスが良く、経済性でも優れる		・架設ケーブル本数が多くなる・経済性で劣る		・架設ケーブル本数が多くなる・経済性で最も劣る							
評 価				○(採用)											

事例 2-2 桁高検討(PC 2 主版桁橋)

4-3 桁高の検討

1. 検討条件

現設計において採用している「8 径連続 PRC 鋼桁橋(上下線分離構造)」では比較検討の結果桁高 H=2.0m を採用しているが、上部工幅員が 750mm 拡幅となったことの影響を把握するため修正後の幅員で再度桁高検討を行う。

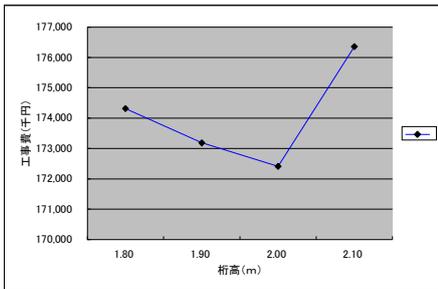
1. 橋長 245.5m(上り線)
2. 支間割 31.4m+34.0m+4×30.0m+28.5m+28.4m
3. 幅員 11.400m~15.646m

A1 側の側径間が若干長く、拡幅部の幅員も若干広い上り線で行った比較検討の結果、桁高の検討は、桁高支間比: 1/1.5~1/1.8 程度の範囲で 0.1m ピッチとした。

- 第 1 案 H=1.8 (桁高支間比 1.8/30=1/16.7)
- 第 2 案 H=1.9 (桁高支間比 1.9/30=1/15.8)
- 第 3 案 H=2.0 (桁高支間比 2.0/30=1/15.0)
- 第 4 案 H=2.1 (桁高支間比 2.1/30=1/14.3)

2. 検討結果

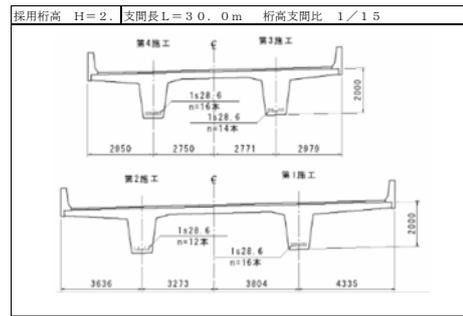
検討結果を下表に示す。
桁高 H=2.0m が最も経済的となる



3. 考察

- ・最適な桁高支間比 1/1.5 程度となり、設計要領第二集の実績桁高支間比 1/1.8 と比較して高目となったのは、ランブによる拡幅区間が長いことによるものと考えられる。
- ・以上の検討結果は現設計でも同様であることから、桁高は妥当な高さと思われる。

以上より修正設計の桁高は現設計と同じ H=2.0m を採用する



桁高比較表

桁高	第1案: H=1.800m 桁高/スパン比: 30.0/1.80=16.2					第2案: H=1.900m 桁高/スパン比: 30.0/1.90=15.8					第3案: H=2.000m 桁高/スパン比: 30.0/2.0=15.0					第4案: H=2.100m 桁高/スパン比: 30.0/2.0=14.3																				
側面図																																				
断面図																																				
1 ウェブ当たり PRC 鋼材本数 (IS28.6)	第4施工=20本 第3施工=18本 第2施工=18本 第1施工=20本					第4施工=18本 第3施工=16本 第2施工=14本 第1施工=18本					第4施工=16本 第3施工=14本 第2施工=12本 第1施工=16本					第4施工=16本 第3施工=14本 第2施工=12本 第1施工=16本																				
照査位置(支間中央)	S	16	26	36	46	56	66	76		S	16	26	36	46	56	66	76		S	16	26	36	46	56	66	76		S	16	26	36	46	56	66	76	
曲げモーメント	MD	kN・m	10133	10029	7490	7901	8236	9075	8667	10732	10821	11074	8261	8888	9055	10184	9582	11689	10975	10930	8623	9127	9244	10416	9785	11953	11068	10927	8358	8855	8999	10298	9691	12037		
合成応力度	設計荷重時	M1max	σ c	N/mm ²	0.99	0.72	1.46	0.61	1.76	0.14	2.15	-0.18	0.61	0.28	0.64	-0.26	1.06	-0.36	1.82	-0.42	-0.59	-0.63	0.37	-0.25	1.04	-0.28	1.76	-0.31	-1.00	-0.93	0.06	-0.50	0.87	-0.46	1.48	-0.58
	死荷重時	σ c	N/mm ²	-1.25<σ c<12.8									-1.23<σ c<12.9														-1.22<σ c<12.10									
	死荷重+温度	σ c	N/mm ²	0.95	0.62	1.31	0.43	1.58	0.00	2.07	-0.22	0.57	0.18	0.50	-0.44	0.89	-0.49	1.74	-0.45	-0.63	-0.72	0.23	-0.42	0.88	-0.41	1.68	-0.34	-1.04	-1.02	-0.07	-0.66	0.71	-0.58	1.40	-0.61	
	設計荷重時	σ c	N/mm ²	-5.14	-4.85	-3.53	-4.31	-3.41	-5.43	-3.39	-6.99	-4.90	-4.73	-3.84	-4.68	-3.59	-5.36	-3.15	-6.53	-5.01	-5.16	-3.69	-4.25	-3.16	-4.80	-2.73	-5.82	-5.56	-5.05	-3.63	-4.14	-2.95	-4.56	-2.59	-5.58	
概算直工費	コンクリート	m ³	1924.6	20,000	28,491,000						1996.9	20,000	29,938,000								2970.4	20,000	41,407,000													
	型枠	m ²	4454.9	13,500	60,141,000						4548.3	13,500	61,402,000								4641.6	13,500	62,662,000													
	鉄筋	t	192.5	158,000	30,408,000						199.7	158,000	31,551,000								207.0	158,000	32,712,000													
	PCケーブル工	kg	41417.5	950	39,347,000						36995.1	950	35,145,000								32743.8	950	31,107,000													
	PC型鋼固定工	個	152.0	39,000	5,928,000						132.0	39,000	5,148,000								116.0	39,000	4,524,000													
	合計				174,315,000								173,184,000											172,412,000												
	比率				1.011								1.004											1.000												
	評価				△								△											○(推奨)												

事例 2-3 桁高検討(綱橋)

1.3 検討結果

概略計算を行い、概略数量および工事費を表-1.1に示す。

検討の結果、若干ではあるが経済性で有利な、「Case-2: 2.700m(約 1/15)」を採用する。

なお、検討結果の適用にあたっては実際の支間割りによって、この検討とは異なる支間長となる場合があるので、平均支間長に対して本検討の桁高/支間比 $\approx 1/15$ (10cm ラウンド)を適用するものとする。

表-1.1 桁高比較表

H: 桁高(上下フランジ含む)		Case-1: H=2600(1/15.4)	Case-1: H=2700(1/14.8)	Case-2: H=2800(1/14.2)	Case-3: H=2900(1/13.8)									
断面形状														
形状	径間割り	8 × 40m = 320m												
	桁間隔	6.000m												
	床版厚	260mm												
項目		単位	側径間	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
部材番号			2C	4C	10C	2C	4C	10C	2C	4C	10C	2C	4C	10C
断面力	曲げモーメント	kN・m	16,196	-18,197	10,917	16,207	-18,105	11,068	16,185	-18,117	11,098	16,221	-18,076	11,221
	せん断力	kN	439	2,861	471	437	2,859	469	436	2,859	468	435	2,862	466
断面	材質		SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	U-Flg	mm	680x39	680x46	680x30	680x37	680x45	680x30	680x35	680x42	680x29	680x33	680x38	680x29
	Web	mm	2522x13	2502x14	2547x13	2626x13	2604x14	2654x13	2730x13	2711x14	2750x13	2835x14	2817x14	2850x14
	L-Flg	mm	680x39	680x52	680x23	680x37	680x49	680x21	680x35	680x47	680x21	680x32	680x45	680x21
支承反力	単支点	kN	2,071			2,070			2,074			2,071		
	中間支点	kN	4,908			4,908			4,915			4,911		
鋼重	鋼重	t	511			509.8			511.1			524		
	比率		1.002			1.000			1.003			1.028		
工費	建設費	千円	606,647			606,020			606,390			613,504		
	比率		1.001			1.000			1.001			1.012		

◎採用

事例 2-4 桁間隔の検討(PC 2主版桁橋)

4-4 桁配置の検討

1. 検討条件

現設計の桁配置を踏まえ、750mm拡幅後の標準幅員 (B=11.400m) に対して最適な桁配置を検討する。

一般に2主版桁の床版支間バランスは、張出し床版：中間床版=1：2程度とするのが合理的と考えられ現設計においても同様の結果がえられているので、拡幅後の幅員に対して1：2程度のバランスを中心に最適な桁間隔を検討する。

- 幅員 10.700m
- P C鋼材 SWPR19L 1 S21.8 (S)として検討
- 鋼材間隔 「軸荷重載荷質で100%有効」を条件として最大配置間隔を750mmとする

検討ケース

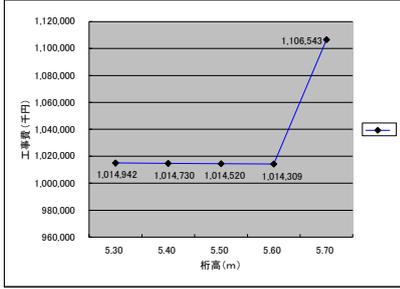
上床版横方向の断面力バランスに優れる、張出し床版長：中間床版長比が1：2程度となる桁間隔B=5.5mを中心に3案について比較検討を行った。

- 第1案 主桁間隔 B=5.300m
- 第2案 主桁間隔 B=5.400m
- 第3案 主桁間隔 B=5.500m
- 第4案 主桁間隔 B=5.600m
- 第5案 主桁間隔 B=5.700m

2. 検討結果

検討結果を下表に示す。

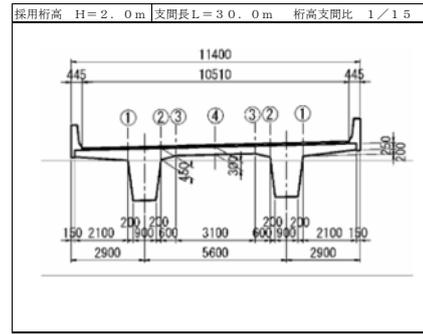
桁間隔B=5.7mを除くと工事費はほぼ変わらないがB=5.60mが最も経済的となる



3. 考察

- 最適な桁間隔は5.5mで、全幅(11.400m)に対して0.491となった
- 現設計における桁間隔/全幅は0.488であり、これと比較しても妥当な値といえる

以上より修正設計の桁間隔は B=5.6m を採用する



桁間隔の比率比較

元設計	Case	全幅	張出し長(左)	主桁間隔	張出し長(右)
		(比率)	(比率)	(比率)	(比率)
元設計	Case-1	10.650	2.825	5.000	2.825
	Case-2	10.650	2.725	5.200	2.725
	Case-3	10.650	2.625	5.400	2.625

修正設計	Case	全幅	張出し長	主桁間隔	片持支間
		(比率)	(比率)	(比率)	(比率)
修正設計	Case-1	11.400	3.050	5.300	3.050
	Case-2	11.400	3.000	5.400	3.000
	Case-3	11.400	2.950	5.500	2.950
	Case-4	11.400	2.900	5.600	2.900
	Case-5	11.400	2.850	5.700	2.850

主桁配置比較表

(1/2)

主桁間隔		第1案：L=5.300m	第2案：L=5.400m	第3案：L=5.500m
張出し長と主桁間隔の比率		1.00:1.74:1.00	1.00:1.80:1.00	1.00:1.86:1.00
断面図				
横絡めP C鋼材		IS21.8 etc 760		
配置鉄筋		D13etc125		
照査位置		① ② ③ ④		
床版厚		mm 450 450 300 300 450 450 300 300 450 450 300 300 450 450 300 300		
曲げモーメント	死荷重	MD kN・m -45.171 -12.471 -2.918 6.049 -43.617 -13.042 -3.214 6.405 -42.086 -13.631 -3.528 6.766		
	設計荷重時	MLmin kN・m -114.864 -94.034 -42.884 6.049 -118.658 -96.577 -45.006 6.405 -111.067 -99.149 -47.160 6.766		
合成応力度	導入直後	σ c N/mm ² 1.86 0.23 1.85 0.28 1.52 1.64 1.21 1.95 1.89 0.21 1.84 0.28 1.51 1.65 1.24 1.92 1.91 0.18 1.83 0.29 1.51 1.65 1.27 1.89		
	死荷重時	σ c N/mm ² 0.84 0.87 1.50 0.23 1.13 1.39 1.00 1.53 0.89 0.83 1.49 0.24 1.13 1.40 1.03 1.50 0.93 0.78 1.47 0.26 1.12 1.41 1.06 1.46		
	死荷重+温度	σ c N/mm ² 0.84 0.87 1.43 0.16 0.97 1.23 0.84 1.37 0.89 0.83 1.41 0.17 0.96 1.24 0.87 1.33 0.93 0.78 1.40 0.18 0.95 1.25 0.90 1.30		
	設計荷重時	σ c N/mm ² -1.17 2.89 -0.86 2.59 -1.46 3.99 4.22 -1.89 -1.28 3.00 -0.93 2.66 -1.59 4.12 4.33 -1.81 -1.06 2.78 -1.00 2.73 -1.72 4.25 4.45 -1.92		
	設計荷重時	σ ca N/mm ² -1.96<σ ca<12.8 -2.25<σ ca<12.8 -1.96<σ ca<12.8 -2.25<σ ca<12.8 -1.96<σ ca<12.8 -2.25<σ ca<12.8 -1.96<σ ca<12.8 -2.25<σ ca<12.8		
	曲げひび割れ幅	cm	④ W = 0.0067 < Wa = 0.0225 (設計時) ④ W = 0.0074 < Wa = 0.0225 (温度時) ④ W = 0.0085 < Wa = 0.0225 (温度時)	
曲げ破壊安全度		< 1.000		
概算直工費 (1m当たり)	項目	数量 単価 工費(円)		
	コンクリート	σ ck=36 m ³ 7.445 27,500 204,738		
	型枠	m ² 17.106 13,500 230,932		
	鉄筋	t 0.745 158,000 117,631		
	PC緊張固定工	IS21.8 個 2.667 28,500 76,000		
	PC鋼材工	kg 36.728 10,500 385,641		
合計		1,014,942		
比率		1.001		
評価		・設計荷重時の支点部①②の応力バランスが他案より劣る。(×) ・横絡め鋼材間隔は第1~4案と同じであるが、コンクリート体積が第4案より経済性に劣る。(△)		
		△		
		△		
		○ (改善)		

事例 2-5 桁間隔の検討(綱橋)

2.3 検討結果

概略計算を行い、概略数量および工事費を表-2.1に示す。

検討の結果、経済性では Case-1 (Lc=5.700m)より若干(0.4%)高いが、非常駐車帯が設置され、張出し床版が拡幅されることを考慮し、桁間隔は「Case-2: Lc=6.000m」を採用する。

ただし、Case-1 (Lc=5.700m)とほぼ同額であるので、隣接工区との整合性等にも配慮し最終決定する。

表-2.1 桁間隔比較表

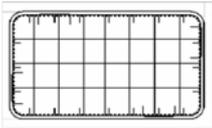
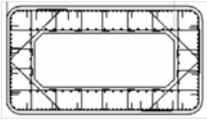
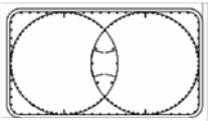
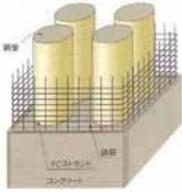
主桁間隔		Case-1: Lc=5700			Case-2: Lc=6000			Case-3: Lc=6200			
断面形状											
形状	径間割り	8 × 40m = 320m									
	総幅員: L	10.150m									
	桁間隔: Lc	5.700			6.000			6.200			
	張出長: Ls	2.225			2.225			1.975			
	床版厚	250			260			270			
項目	単位	側径間	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間	
部材番号		2C	4C	10C	2C	4C	10C	2C	4C	10C	
断面力	曲げモーメント	kN・m	16,151	-18,178	11,046	16,207	-18,105	11,068	16,270	-18,270	11,065
	せん断力	kN	446	2,855	479	437	2,859	469	432	2,877	463
断面	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	
	U-Flg	mm	680x37	680x45	680x30	680x37	680x45	680x30	680x37	680x46	680x30
	Web	mm	2626x13	2606x14	2649x13	2626x13	2606x14	2649x13	2626x13	2604x14	2649x13
	L-Flg	mm	680x37	680x49	680x21	680x37	680x49	680x21	680x37	680x50	680x21
支承反力	単支点	kN	2,067			2,071			2,080		
	中間支点	kN	4,894			4,634			4,945		
鋼重	鋼重	t	506.7			509.8			512.2		
	比率		1.000			1.006			1.011		
工費	建設費	千円	604,412			606,020			607,259		
	比率		1.000			1.003			1.005		
判定						○					

事例－3：下部構造に関する検討

事例 3-1 橋脚形式の検討(1)

一次選定比較表(構造の選定)

(表-1)

検討ケース	A案：充実断面	B案：中空断面	C案：インターロッキング配筋	D案：鋼管コンクリート複合	E案：3H工法	
構造概要図	 (参考図)	 (参考図)	 (参考図)	 (概念図)	 (概念図)	
構造概要	最も一般的な在来工法である。自重が大きいため比較的低い橋脚に適用される。	中空にすることにより、自重が軽減される。比較的高い橋脚に適用される在来工法。	円形の鉄筋を組み合わせ、耐震性(じん性向上)の向上が図れる。	鋼管とPCストランド帯鉄筋を用いて、高橋脚での耐震性と施工性の向上を図った工法。類似工法にリブ付き鋼管を使ったML工法がある。	H鋼の周囲にスパイラル鉄筋を巻いたスパイラルカラムと呼ばれる柱状の補強材を配置し、高橋脚での耐震性と施工性の向上を図った工法。	
開発元	従来からある一般的な工法	従来からある一般的な工法	ニュージーランドで開発され、カリフォルニアで発展、土木研究所で実証実験	建設会社の発案、旧JHで実験、設計要領、施工実績を積む。	建設会社で発案、土木研究所で実証実験	
一般的適用高さ	H=5m~30m	H=30m~50m	H=10m~30m	H=30m~100m	H=30m~50m	
一般的適用断面	自由	短辺長が4.0m以上	短辺長が3.0m以下で、かつ、短辺：長辺=1:1.5以下	自由だが鋼管径と本数に関わる	短辺長が4.0m以上	
定性的評価	本橋規模への適用性	最も適用性に優れる ○	本橋より高橋脚に適用性あり △	適用断面的に本橋より低橋脚に適用性あり △	本橋より高橋脚かつ施工規模が大きい物件に適用性ある ×	本橋より高橋脚かつ施工規模が大きい物件に適用性ある ×
	構造的(耐震性)	中間帯鉄筋が任意に配置でき、耐震性に優れる ○	中間帯鉄筋の拘束効果が弱く、A案より耐震性に劣る △	耐震性は実証実験で証明済み ○	耐震性は実証実験で証明済み ○	耐震性は実証実験で証明済み ○
	施工性	良い ○	内型枠、配筋作業が複雑 △	配筋作業が煩雑 ×	高橋脚では施工性よい ○	内型枠、カラム設置作業が複雑 △
	経済性	本橋の高さと断面に適合し経済的 ○	型枠、鉄筋が多くなり不経済 △	A案と同等 ○	本橋では規模的に不経済 ×	本橋では規模的に不経済 ×
	実績	最も多い ○	在来工法の高橋脚では多い ○	国交省工事では少ない ×	少ないが一般化している △	少ない ×
総合評価	◎(全脚での検討対象)	○(AP1~AP3で検討対象)	△	×	×	

検討ケース	Case-1				Case-2				Case-3				Case-4																					
柱形式	中空断面								充実断面								充実断面																	
柱断面形状(橋軸×直角)	4.0×4.0(2.4×2.4)								4.0×4.0								3.5×4.0								3.0×4.0									
鉄筋配置	橋軸方向	D 3 5 @ 1 2 5 - 2 段								D 3 2 @ 1 2 5 - 2 段								D 3 8 @ 1 2 5 - 2 段								D 5 1 @ 1 5 0 - 2 段								
	直角方向	D 3 5 @ 1 2 5 - 2 段								D 3 2 @ 1 2 5 - 2 段								D 3 2 @ 1 2 5 - 2 段								D 5 1 @ 1 5 0 - 1 段								
	帯筋	D 2 2								D 2 2								D 2 2								D 2 5								
計算結果	L1 (震度法)	橋軸方向	$\sigma_c=9.9 < 15 / \sigma_s=265 < 300$ (N/mm ²)								$\sigma_c=9.5 < 15 / \sigma_s=255 < 300$ (N/mm ²)								$\sigma_c=9.8 < 15 / \sigma_s=226 < 300$ (N/mm ²)								$\sigma_c=10.4 < 15 / \sigma_s=208 < 300$ (N/mm ²)							
	L2 (保耐時)	橋軸方向	khc · W = 6024 < Pa = 6783 (kN)								khc · W = 6490 < Pa = 6802 (kN)								khc · W = 6309 < Pa = 6590 (kN)								khc · W = 6127 < Pa = 6462 (kN)							
工事費(千円)	工程	数量	単位	単価(千円)	工費(千円)	数量	単位	単価(千円)	工費(千円)	数量	単位	単価(千円)	工費(千円)	数量	単位	単価(千円)	工費(千円)																	
	柱	コンクリート	213.2	m ³	13.5	2878	296.0	m ³	13.5	3996	259.0	m ³	13.5	3497	222.0	m ³	13.5	2997																
		型枠	454.4	m ³	6.0	2726	454.4	m ³	6.0	2726	419.4	m ³	6.0	2516	384.4	m ³	6.0	2306																
		鉄筋	87.0	t	113.5	9878	78.1	t	113.5	8865	79.0	t	113.5	8969	90.6	t	113.5	10279																
		足場工	458.8	掛m ²	2.4	1101	458.8	掛m ²	2.4	1101	440.3	掛m ²	2.4	1057	421.8	掛m ²	2.4	1012																
	支保工	82.8	掛m ²	5.1	422				0				0				0																	
合計工費(千円)	17,000				16,700				16,000				16,600																					
(比率)	(1.063)				(1.044)				(1.000)				(1.038)																					
評価	応力に余裕があるが、経済性で劣る。				△	応力に余裕があるが、経済性で劣る。				△	応力に余裕があり、かつ経済性で有利。				○ (採用)	応力に余裕がなく、かつ経済的に不利。また、支承はのる橋脚天端が不足する。				×														

(表-1) 橋脚構造比較表 (その1)

事例 3-2 橋脚形式の検討(2)

	A案: RC中空構造	B案: 鋼管・コンクリート複合構造	C案: RC二枚壁構造	D案: RC中空構造(3H工法)					
柱形状									
ワーキング寸法(m) (軸方向×直角方向×厚さ)	18.0×21.5×4.0		18.0×22.0×4.0		18.0×22.5×4.0		17.5×21.5×4.0		
類似事例(高橋脚)	(JH)九州自動車道・小河内川橋(H=57.0m)		(JH)四国自動車道・長谷川橋(H=64.6m)		(JH)東海北陸自動車道・中西高架橋(H=42.0m)		(国)東北地方整備局・洞泉橋(H=56.0m)		
(検討方向)	(橋軸方向)	(直角方向)	(橋軸方向)	(直角方向)	(橋軸方向)	(直角方向)	(橋軸方向)	(直角方向)	
構造特性	断面積(A)	25.000 m ²	26.579 m ²	34.620 m ²	21.960 m ²				
	断面二次M(I)	104.9 m ⁴	162.0 m ⁴	72.3 m ⁴	128.1 m ⁴	11.5 m ⁴	216.1 m ⁴	88.3 m ⁴	172.6 m ⁴
	柱の剛性(Kp)	463 N/m	714 N/m	319 N/m	565 N/m	51 N/m	953 N/m	389 N/m	761 N/m
	固有周期(L1)	1.545 sec	1.243 sec	1.877 sec	1.410 sec	3.460 sec	1.131 sec	1.657 sec	1.185 sec
必要補強鋼材量(引張線当り)/(A _s)	4999 cm ²	5124 cm ²	5418 cm ²	5114 cm ²	5562 cm ²	7128 cm ²	5151 cm ²	4846 cm ²	
補強鋼材比(全段面当り)/(A _s /A _c)	20246 cm ²	8.1%	21065 cm ²	7.9%	25381 cm ²	7.3%	19995 cm ²	9.1%	
平均せん断応力度(τ _v)	0.47 N/mm ²	0.53 N/mm ²	0.46 N/mm ²	0.52 N/mm ²	0.41 N/mm ²	0.47 N/mm ²	0.50 N/mm ²	0.56 N/mm ²	
比較項目	経済性	脚柱工 156,106 フーチング工 61,920 合計(直工) 218,000 千円 (1.030)	△	148,330 63,360 211,600 千円 (1.000)	○	応力を満足する鉄筋配置が不可能なため、適用除外とする。	---	157,353 60,200 217,500 千円 (1.028)	△
	構造的 (主に耐震性能)	中空断面のため、中間帯鉄筋の配置が効果的でない。	△	実験で耐震性能の高さは実証済み。	○	橋軸方向と直角方向の固有周期が離れすぎ、橋軸方向の周期が長すぎ変形しやすい。直角方向の配筋スペースが狭すぎる。	×	JHでの実績はない。	△
	施工性	鉄筋のみでは鉛直精度が保てない。配筋作業に時間を要する。	×	鋼管を最初に建て込むので、施工精度がよい。クラッキング・フォームの適用に最適な構造である。	○	鉄筋のみでは鉛直精度が保てない。A案ほどではないが、配筋作業に時間を要す。	△	H鋼を最初に建て込むので、施工精度がよい。クイック・フォームの適用に最適な構造である。	△
	工事日数(柱)	316日(10.5ヶ月)	△	140日(4.7ヶ月)	○	-----	-----	215日(7.2ヶ月)	○
	実績	JHでの高橋脚では最少ない	△	JHでの高橋脚では多い	○	高橋脚ではない	×	国土交通省の高橋脚では数橋ある。	○
総合判定	経済性ではB案と同等であるが、施工性では劣る。	△	剛性の高い構造であり、高橋脚では経済性や施工性でも有利となる。	◎	強軸と弱軸に分かれすぎ、振りに対して弱い構造である。	×	経済性ではB案と同等であるが、JHでの実績はない。	○	

(表-2) 橋脚構造比較表(その2)

		A案: RC中空構造				B案: 鋼管・コンクリート複合構造				C案: RC二枚壁構造				D案: RC中空構造(3H工法)				
断面形状(↑橋軸方向)																		
断面諸元	断面寸法	部材寸法 B×H	コンクリート強度 $\sigma_{ck}=30N/mm^2$ 鉄筋SD345				コンクリート強度 $\sigma_{ck}=30N/mm^2$ 鋼管STK490				コンクリート強度 $\sigma_{ck}=30N/mm^2$ 鉄筋SD345				コンクリート強度 $\sigma_{ck}=30N/mm^2$ 鉄筋SM490			
		部材厚 D	8000×6500				7300×5500				6800~10000×8000				8000×6000			
	配置鋼材	主鉄筋	D51(SD345) 420 本				D22(SD345) 150ピッチ				★ 橋軸方向: D51ctc150-6段(配置不可能) ★ 直角方向: D51ctc150-7段(配置不可能)				D22(SD345) 150ピッチ			
		スベイルカラム	(H形鋼)								H-414×405×18×28(SM490) 14本 H-428×407×20× D32(SD345) 96本				φ 12.6(SBPBN1275/1420)100ピッチ			
震度法	柱基部照査結果	方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向(壁一枚当り)	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向		
	断面力	M	kN・m	407589	509487	418250	522812	236272	509487	387061	483826	387061	483826	387061	483826			
		N	kN	53286	53286	55317	55317	32800	53286	49376	49376	49376	49376	49376	49376			
		S	kN	11714	13322	12120	13829	7094	13322	10932	12344	10932	12344	10932	12344			
	応力計算結果	$\sigma \leq \sigma_{ca}=15$	N/mm ²	10.4	10.5	11.8	11.9	13.0	10.5	14.5	14.7	14.5	14.7	14.5	14.7			
		$\sigma \leq \sigma_{sa}=300$	N/mm ²	249.7	237	243.5	249.2	280.0	237.6	243.4	244.8	243.4	244.8	243.4	244.8			
	施工日数		施工日数:316日(10.5ヶ月)				施工日数:140日(4.7ヶ月)				施工日数:215日(7.2ヶ月)							
概算工事費	項目	仕様	単位	数量	単価(円)	金額(千円)	概要	数量	単価(円)	金額(千円)	概要	数量	単価(円)	金額(千円)	概要			
	コンクリート	普通型枠	m ³	1438.5	19,000	27,332		1395.4	19,000	26,512		1,152.9	19,000	21,905				
		型枠	m ²	2542.0	12,000	30,504		162.0	140,000	22,680		2,562.0	10,000	25,620				
		鉄筋	t	431.6	140,000	60,417		1344.0	12,000	16,128		60.0	140,000	8,400				
		スベイルカラム	t		0	0			0	0		438.3	160,000	70,128				
			t		0	0			0	0		378.5	0	0				
			t		0	0			0	0		31.4	0	0				
			t		0	0			0	0		28.4	0	0				
		PC鋼上り線	t		0	0		6.3	540,000	3,402			0	0				
		鋼管工	t		0	0		288.0	195,000	56,160			0	0				
		足場	掛m ²	1984.5	3,000	5,954			0	0		2,562.0	3,000	7,686				
		クレーン工	式	1.0	31,900,000	31,900		1.0	16,000,000	16,000		1.0	22,000,000	22,000				
		昇降設備工	m		0	0		52.5	58,000	3,045			0	0				
		エレベーター工	m		0	0		52.5	42,300	2,221			0	0				
		特許費用			0	0		1455.0	1,500	2,183			1,152.9	1,400	1,614			
	直接工事費				156,106	(1,052)			148,330	(1,000)				157,353	(1,061)			

事例 3-3 橋脚形状の検討

橋脚形状比較表(その1/2)

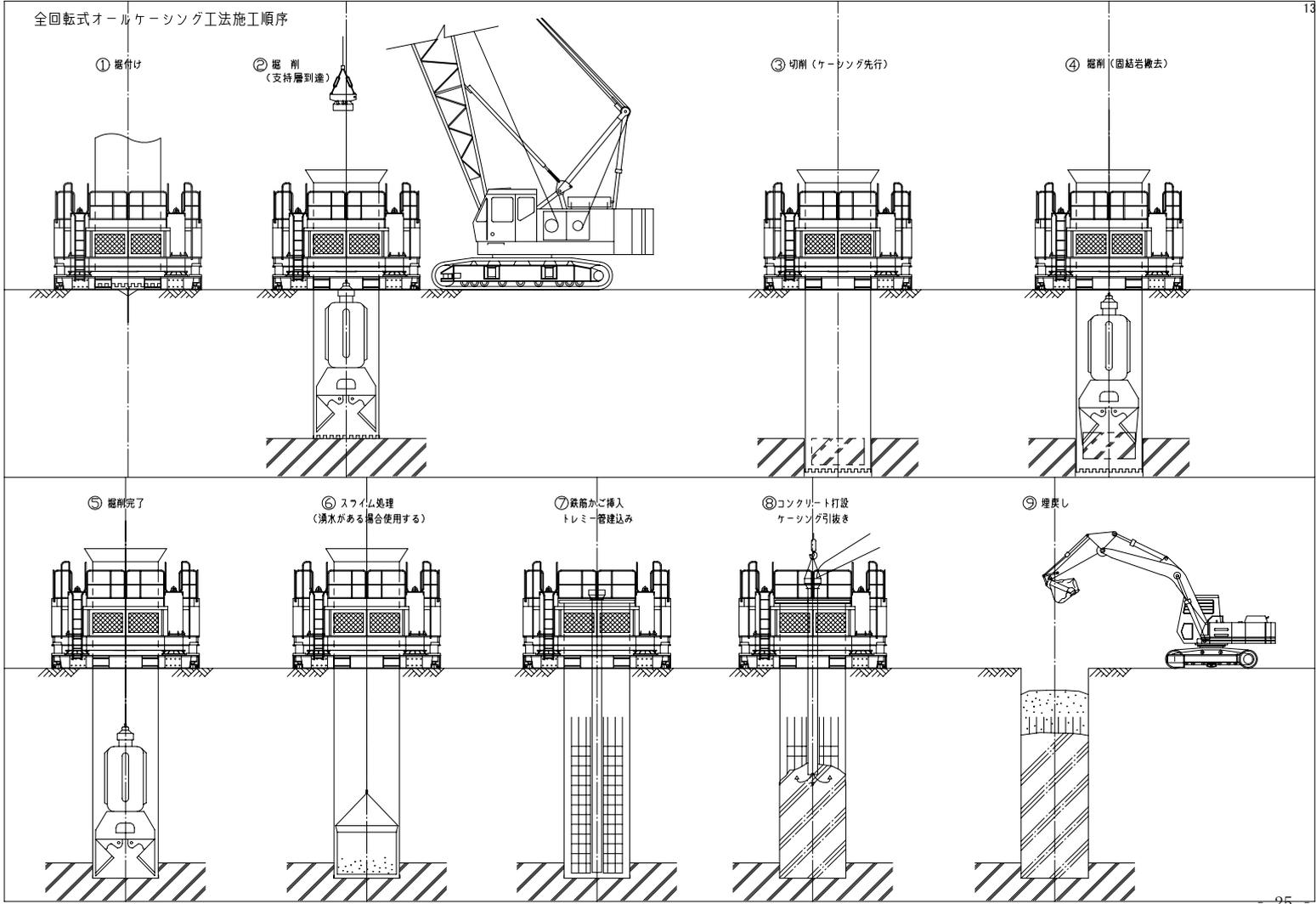
		張出し式橋脚壁比較表(1)																																																																																																																																																																																																																																							
		第1案 矩形 450m×200m(先行区間採用断面)				第2案 矩形 500m×200m				第3案 矩形 550m×200m				第4案 矩形 600m×200m																																																																																																																																																																																																																											
形状図																																																																																																																																																																																																																																									
橋脚構成		型 上向き鉄筋: D32-ctc150-2.0段 スターアップ; 側面鉄筋: D25-ctc125-1.0段 D22-ctc150 橋軸方向: D38-ctc125-2.0段 垂直鉄筋: D22-ctc150 直角方向: D38-ctc125-1.0段 D22-ctc150				型 上向き鉄筋: D32-ctc150-1.0段 スターアップ; 側面鉄筋: D25-ctc125-1.0段 D22-ctc150 橋軸方向: D38-ctc125-1.5段 垂直鉄筋: D19-ctc150 直角方向: D38-ctc250-1.0段 D19-ctc150				型 上向き鉄筋: D29-ctc150-1.0段 スターアップ; 側面鉄筋: D25-ctc125-1.0段 D22-ctc150 橋軸方向: D32-ctc125-2.0段 垂直鉄筋: D19-ctc150 直角方向: D32-ctc125-1.0段 D19-ctc150				型 上向き鉄筋: D16-ctc100-1.0段 スターアップ; 側面鉄筋: D16-ctc250-1.0段 D22-ctc150 橋軸方向: D39-ctc125-2.0段 垂直鉄筋: D32-ctc150 直角方向: D29-ctc125-1.0段 D19-ctc150																																																																																																																																																																																																																											
設計計算結果		<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>死荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>19061</td><td>≧ 16767</td></tr> <tr><td>活荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>11147</td><td>≧ 7624</td></tr> <tr><td>常時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>19061</td><td>≧ 14217</td></tr> <tr><td>地震時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>11147</td><td>≧ 7624</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>N/mm²</td><td>1.07</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>N/mm²</td><td>106.1</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>N/mm²</td><td>0.431</td><td>≦ 0.245</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>774.9</td><td>≧ 136.7</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>M ≦ Mu</td><td>2241</td><td>≦ 3511</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Sh ≦ Ps</td><td>2966</td><td>≦ 3770</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	19061	≧ 16767	活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 7624	常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	19061	≧ 14217	地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 7624	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	1.07	≦ 12.00	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	106.1	≦ 300.0	$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.431	≦ 0.245	地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 136.7	地震時	M ≦ Mu	2241	≦ 3511	地震時	Sh ≦ Ps	2966	≦ 3770	<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>死荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>14296</td><td>≧ 11208</td></tr> <tr><td>活荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>11147</td><td>≧ 5718</td></tr> <tr><td>常時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>14296</td><td>≧ 9465</td></tr> <tr><td>地震時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>11147</td><td>≧ 5718</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>N/mm²</td><td>1.13</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>N/mm²</td><td>71.4</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>N/mm²</td><td>0.411</td><td>≦ 0.245</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>774.9</td><td>≧ 167.3</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>M ≦ Mu</td><td>1502</td><td>≦ 3511</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Sh ≦ Ps</td><td>2959</td><td>≦ 3770</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	14296	≧ 11208	活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 5718	常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	14296	≧ 9465	地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 5718	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	1.13	≦ 12.00	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	71.4	≦ 300.0	$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.411	≦ 0.245	地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 167.3	地震時	M ≦ Mu	1502	≦ 3511	地震時	Sh ≦ Ps	2959	≦ 3770	<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>死荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>7709</td><td>≧ 6572</td></tr> <tr><td>活荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>5067</td><td>≧ 3084</td></tr> <tr><td>常時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>7709</td><td>≧ 5490</td></tr> <tr><td>地震時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>5067</td><td>≧ 3084</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>N/mm²</td><td>0.87</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>N/mm²</td><td>79.1</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>N/mm²</td><td>0.437</td><td>≦ 0.200</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>774.9</td><td>≧ 221.3</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>M ≦ Mu</td><td>772</td><td>≦ 1606</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Sh ≦ Ps</td><td>2959</td><td>≦ 3514</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	7709	≧ 6572	活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	5067	≧ 3084	常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	7709	≧ 5490	地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	5067	≧ 3084	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	0.87	≦ 12.00	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	79.1	≦ 300.0	$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.437	≦ 0.200	地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 221.3	地震時	M ≦ Mu	772	≦ 1606	地震時	Sh ≦ Ps	2959	≦ 3514	<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>死荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>2383</td><td>≧ 507</td></tr> <tr><td>活荷重時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>1986</td><td>≧ 953</td></tr> <tr><td>常時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>2383</td><td>≧ 281</td></tr> <tr><td>地震時 (コ-ベル)</td><td>Ass ≧ Asreq</td><td>1986</td><td>≧ 953</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>N/mm²</td><td>0.98</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>N/mm²</td><td>11.6</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>N/mm²</td><td>0.411</td><td>≦ 0.171</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>774.9</td><td>≧ 241.0</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>M ≦ Mu</td><td>34</td><td>≦ 632</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Sh ≦ Ps</td><td>2950</td><td>≦ 3420</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	2383	≧ 507	活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	1986	≧ 953	常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	2383	≧ 281	地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	1986	≧ 953	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	0.98	≦ 12.00	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	11.6	≦ 300.0	$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.411	≦ 0.171	地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 241.0	地震時	M ≦ Mu	34	≦ 632	地震時	Sh ≦ Ps	2950	≦ 3420																																								
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	19061	≧ 16767																																																																																																																																																																																																																																						
活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 7624																																																																																																																																																																																																																																						
常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	19061	≧ 14217																																																																																																																																																																																																																																						
地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 7624																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	1.07	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	106.1	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.431	≦ 0.245																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 136.7																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	M ≦ Mu	2241	≦ 3511																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Sh ≦ Ps	2966	≦ 3770																																																																																																																																																																																																																																						
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	14296	≧ 11208																																																																																																																																																																																																																																						
活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 5718																																																																																																																																																																																																																																						
常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	14296	≧ 9465																																																																																																																																																																																																																																						
地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	11147	≧ 5718																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	1.13	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	71.4	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.411	≦ 0.245																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 167.3																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	M ≦ Mu	1502	≦ 3511																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Sh ≦ Ps	2959	≦ 3770																																																																																																																																																																																																																																						
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	7709	≧ 6572																																																																																																																																																																																																																																						
活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	5067	≧ 3084																																																																																																																																																																																																																																						
常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	7709	≧ 5490																																																																																																																																																																																																																																						
地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	5067	≧ 3084																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	0.87	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	79.1	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.437	≦ 0.200																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 221.3																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	M ≦ Mu	772	≦ 1606																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Sh ≦ Ps	2959	≦ 3514																																																																																																																																																																																																																																						
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
死荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	2383	≧ 507																																																																																																																																																																																																																																						
活荷重時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	1986	≧ 953																																																																																																																																																																																																																																						
常時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	2383	≧ 281																																																																																																																																																																																																																																						
地震時 (コ-ベル)	Ass ≧ Asreq	1986	≧ 953																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{ca}$	N/mm ²	0.98	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
$\sigma \leq \sigma_{sa}$	N/mm ²	11.6	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
$\tau \leq \tau_a$	N/mm ²	0.411	≦ 0.171																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Aw ≧ Awreq	774.9	≧ 241.0																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	M ≦ Mu	34	≦ 632																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Sh ≦ Ps	2950	≦ 3420																																																																																																																																																																																																																																						
柱計算結果		<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>橋軸方向</td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>10.81</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>263.8</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.416</td><td>≦ 0.449</td></tr> <tr><td>直角方向</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>—</td><td>—</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>7.36</td><td>≦ 10 (風時)</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>207.0</td><td>≦ 225.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.310</td><td>≦ 0.316</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Pa ≧ khc*w</td><td>4563</td><td>≧ 3929</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>曲げ破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>7661</td><td>≧ 4772</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>せん断破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>—</td><td>—</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	10.81	≦ 12.00		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	263.8	≦ 300.0		$\tau \leq \tau_a$	0.416	≦ 0.449	直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—		$\sigma \leq \sigma_{ca}$	7.36	≦ 10 (風時)		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	207.0	≦ 225.0		$\tau \leq \tau_a$	0.310	≦ 0.316	地震時	Pa ≧ khc*w	4563	≧ 3929		破壊形態	—	曲げ破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	7661	≧ 4772		破壊形態	—	せん断破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	—	—	<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>橋軸方向</td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>10.11</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>252.9</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.381</td><td>≦ 0.429</td></tr> <tr><td>直角方向</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>—</td><td>—</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>6.70</td><td>≦ 10 (風時)</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>214.6</td><td>≦ 225.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.285</td><td>≦ 0.290</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Pa ≧ Awreq</td><td>4456</td><td>≧ 3973</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>曲げ破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>8276</td><td>≧ 4998</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>せん断破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>—</td><td>—</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	10.11	≦ 12.00		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	252.9	≦ 300.0		$\tau \leq \tau_a$	0.381	≦ 0.429	直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—		$\sigma \leq \sigma_{ca}$	6.70	≦ 10 (風時)		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	214.6	≦ 225.0		$\tau \leq \tau_a$	0.285	≦ 0.290	地震時	Pa ≧ Awreq	4456	≧ 3973		破壊形態	—	曲げ破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	8276	≧ 4998		破壊形態	—	せん断破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	—	—	<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>橋軸方向</td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>9.73</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>250.0</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.356</td><td>≦ 0.417</td></tr> <tr><td>直角方向</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>—</td><td>—</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>6.28</td><td>≦ 10 (風時)</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>216.3</td><td>≦ 225.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.264</td><td>≦ 0.274</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Pa ≧ Awreq</td><td>4454</td><td>≧ 4013</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>曲げ破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>9249</td><td>≧ 4980</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>せん断破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>—</td><td>—</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	9.73	≦ 12.00		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	250.0	≦ 300.0		$\tau \leq \tau_a$	0.356	≦ 0.417	直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—		$\sigma \leq \sigma_{ca}$	6.28	≦ 10 (風時)		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	216.3	≦ 225.0		$\tau \leq \tau_a$	0.264	≦ 0.274	地震時	Pa ≧ Awreq	4454	≧ 4013		破壊形態	—	曲げ破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	9249	≧ 4980		破壊形態	—	せん断破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	—	—	<table border="1"> <tr><th>項目</th><th>単位</th><th>計算値</th><th>許容値</th></tr> <tr><td>橋軸方向</td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>9.96</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>280.1</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.332</td><td>≦ 0.393</td></tr> <tr><td>直角方向</td><td>Aw ≧ Awreq</td><td>—</td><td>—</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{ca}$</td><td>5.93</td><td>≦ 12.00</td></tr> <tr><td></td><td>$\sigma \leq \sigma_{sa}$</td><td>207.0</td><td>≦ 300.0</td></tr> <tr><td></td><td>$\tau \leq \tau_a$</td><td>0.247</td><td>≦ 0.254</td></tr> <tr><td>地震時</td><td>Pa ≧ Awreq</td><td>4127</td><td>≧ 4058</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>曲げ破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>9617</td><td>≧ 4805</td></tr> <tr><td></td><td>破壊形態</td><td>—</td><td>せん断破壊型</td></tr> <tr><td></td><td>$\delta \geq \delta_R$</td><td>m</td><td>—</td><td>—</td></tr> </table>				項目	単位	計算値	許容値	橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	9.96	≦ 12.00		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	280.1	≦ 300.0		$\tau \leq \tau_a$	0.332	≦ 0.393	直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—		$\sigma \leq \sigma_{ca}$	5.93	≦ 12.00		$\sigma \leq \sigma_{sa}$	207.0	≦ 300.0		$\tau \leq \tau_a$	0.247	≦ 0.254	地震時	Pa ≧ Awreq	4127	≧ 4058		破壊形態	—	曲げ破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	9617	≧ 4805		破壊形態	—	せん断破壊型		$\delta \geq \delta_R$	m	—	—
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	10.81	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	263.8	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.416	≦ 0.449																																																																																																																																																																																																																																						
直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	7.36	≦ 10 (風時)																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	207.0	≦ 225.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.310	≦ 0.316																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Pa ≧ khc*w	4563	≧ 3929																																																																																																																																																																																																																																						
	破壊形態	—	曲げ破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	7661	≧ 4772																																																																																																																																																																																																																																					
	破壊形態	—	せん断破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	—	—																																																																																																																																																																																																																																					
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	10.11	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	252.9	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.381	≦ 0.429																																																																																																																																																																																																																																						
直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	6.70	≦ 10 (風時)																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	214.6	≦ 225.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.285	≦ 0.290																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Pa ≧ Awreq	4456	≧ 3973																																																																																																																																																																																																																																						
	破壊形態	—	曲げ破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	8276	≧ 4998																																																																																																																																																																																																																																					
	破壊形態	—	せん断破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	—	—																																																																																																																																																																																																																																					
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	9.73	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	250.0	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.356	≦ 0.417																																																																																																																																																																																																																																						
直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	6.28	≦ 10 (風時)																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	216.3	≦ 225.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.264	≦ 0.274																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Pa ≧ Awreq	4454	≧ 4013																																																																																																																																																																																																																																						
	破壊形態	—	曲げ破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	9249	≧ 4980																																																																																																																																																																																																																																					
	破壊形態	—	せん断破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	—	—																																																																																																																																																																																																																																					
項目	単位	計算値	許容値																																																																																																																																																																																																																																						
橋軸方向	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	9.96	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	280.1	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.332	≦ 0.393																																																																																																																																																																																																																																						
直角方向	Aw ≧ Awreq	—	—																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{ca}$	5.93	≦ 12.00																																																																																																																																																																																																																																						
	$\sigma \leq \sigma_{sa}$	207.0	≦ 300.0																																																																																																																																																																																																																																						
	$\tau \leq \tau_a$	0.247	≦ 0.254																																																																																																																																																																																																																																						
地震時	Pa ≧ Awreq	4127	≧ 4058																																																																																																																																																																																																																																						
	破壊形態	—	曲げ破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	9617	≧ 4805																																																																																																																																																																																																																																					
	破壊形態	—	せん断破壊型																																																																																																																																																																																																																																						
	$\delta \geq \delta_R$	m	—	—																																																																																																																																																																																																																																					

(注) ① 橋脚上面鉄筋の橋脚ピッチは125であるが、アンカーボルトが配置されるため、計算上は150と仮定した。
② アンカーボルトは応力の検討を考慮し、最大径配置を想定した。

張出し式橋脚壁幅比較表 (2)																						
第1案 矩形 4.50m x 2.00m (先行区間採用断面)			第2案 矩形 5.00m x 2.00m			第3案 矩形 5.50m x 2.00m			第4案 矩形 6.00m x 2.00m													
形状図																						
	断面構成 ブーディング: 上面鉄筋: D25-etc125-1.0枚 スターラップ: D16-etc350 橋軸方向 下面鉄筋: D25-etc250-1.0枚 スターラップ: ブーディング: 上面鉄筋: D25-etc250-1.0枚 スターラップ: 橋軸方向 下面鉄筋: D25-etc250-1.0枚			断面構成 ブーディング: 上面鉄筋: D25-etc125-1.0枚 スターラップ: D16-etc350 橋軸方向 下面鉄筋: D25-etc250-1.0枚 スターラップ: ブーディング: 上面鉄筋: D25-etc250-1.0枚 スターラップ: 橋軸方向 下面鉄筋: D25-etc250-1.0枚			断面構成 ブーディング: 上面鉄筋: D32-etc250-1.0枚 スターラップ: D19-etc350 橋軸方向 下面鉄筋: D32-etc125-1.0枚 ブーディング: 上面鉄筋: D32-etc250-1.0枚 スターラップ: 橋軸方向 下面鉄筋: D32-etc250-1.0枚			断面構成 ブーディング: 上面鉄筋: D32-etc250-1.0枚 スターラップ: D19-etc350 橋軸方向 下面鉄筋: D32-etc125-1.0枚 ブーディング: 上面鉄筋: D32-etc250-1.0枚 スターラップ: 橋軸方向 下面鉄筋: D32-etc250-1.0枚												
フーチング計算結果	上面	レベル1	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値				
			M	kN/m	1458	1354	M	kN/m	1354	1264	M	kN/m	1184	1184	M	kN/m	1184	1184				
		S	kN/m	522	522	S	kN/m	522	522	S	kN/m	522	522	S	kN/m	522	522					
		σ c ≤ σ ca	N/mm ²	4.46 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	4.15 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	4.26 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	4.00 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	4.00 ≤ 12.00						
		τ ≤ τ ca	N/mm ²	222.0 ≤ 300.0	τ ≤ τ ca	N/mm ²	206.0 ≤ 300.0	τ ≤ τ ca	N/mm ²	244.0 ≤ 300.0	τ ≤ τ ca	N/mm ²	259.0 ≤ 300.0	τ ≤ τ ca	N/mm ²	259.0 ≤ 300.0						
		M ≤ Mu	kN/m	14269 ≤ 16326	M ≤ Mu	kN/m	14338 ≤ 17268	M ≤ Mu	kN/m	14398 ≤ 14956	M ≤ Mu	kN/m	14067 ≤ 15763	M ≤ Mu	kN/m	14067 ≤ 15763						
	下面	レベル1	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値				
			M	kN/m	2032	2332	M	kN/m	2332	2332	M	kN/m	2332	2332	M	kN/m	2332	2332				
		S	kN/m	1311	1330	S	kN/m	1330	1346	S	kN/m	1346	1365	S	kN/m	1365	1365					
		σ c ≤ σ ca	N/mm ²	7.15 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	6.83 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	6.80 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	6.94 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	6.94 ≤ 12.00						
		τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.771 ≤ 1.167	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.782 ≤ 1.167	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.792 ≤ 1.167	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.803 ≤ 1.167	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.803 ≤ 1.167						
		M ≤ Mu	kN/m	26683 ≤ 28592	M ≤ Mu	kN/m	27274 ≤ 28592	M ≤ Mu	kN/m	27264 ≤ 28592	M ≤ Mu	kN/m	27429 ≤ 28592	M ≤ Mu	kN/m	27429 ≤ 28592						
橋軸直角方向	レベル1	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値					
		M	kN/m	793	553	M	kN/m	553	323	M	kN/m	100	100	M	kN/m	100	100					
	S	kN/m	59	45	S	kN/m	45	31	S	kN/m	17	17	S	kN/m	17	17						
	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	3.230 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	2.53 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	1.48 ≤ 12.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	0.52 ≤ 8.00	σ c ≤ σ ca	N/mm ²	0.52 ≤ 8.00							
	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.034 ≤ 0.551	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.026 ≤ 0.489	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.018 ≤ 0.548	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.010 ≤ 0.377	τ ≤ τ ca	N/mm ²	0.010 ≤ 0.377							
	M ≤ Mu	kN/m	1747 ≤ 5566	M ≤ Mu	kN/m	— ≤ —	M ≤ Mu	kN/m	4103 ≤ 4181	M ≤ Mu	kN/m	248 ≤ 3113	M ≤ Mu	kN/m	— ≤ —							
概算工事費	上面	レベル1	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額
			コンクリート	m ³	245.3	13.00	3,189	コンクリート	m ³	262.2	13.00	3,409	コンクリート	m ³	271.6	13.00	3,531	コンクリート	m ³	271.6	13.00	3,531
		鉄筋	t	22.9	5.9	1,351	鉄筋	t	22.8	5.9	1,345	鉄筋	t	23.6	5.9	1,393	鉄筋	t	24.6	5.9	1,441	
		足場	m ²	34.8	104.2	3,622	足場	m ²	31.3	104.2	3,262	足場	m ²	31.0	104.2	3,230	足場	m ²	29.8	104.2	3,100	
		足場土	m ³	323.4	2.4	776	足場土	m ³	323.4	2.4	776	足場土	m ³	323.4	2.4	776	足場土	m ³	323.4	2.4	776	
		支保工	m ²	81.0	4.9	397	支保工	m ²	72.0	4.9	353	支保工	m ²	63.9	4.9	313	支保工	m ²	54.8	4.9	269	
	下面	レベル1	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額
			コンクリート	m ³	245.3	13.00	3,189	コンクリート	m ³	262.2	13.00	3,409	コンクリート	m ³	271.6	13.00	3,531	コンクリート	m ³	271.6	13.00	3,531
		鉄筋	t	22.9	5.9	1,351	鉄筋	t	22.8	5.9	1,345	鉄筋	t	23.6	5.9	1,393	鉄筋	t	24.6	5.9	1,441	
		足場	m ²	34.8	104.2	3,622	足場	m ²	31.3	104.2	3,262	足場	m ²	31.0	104.2	3,230	足場	m ²	29.8	104.2	3,100	
		足場土	m ³	323.4	2.4	776	足場土	m ³	323.4	2.4	776	足場土	m ³	323.4	2.4	776	足場土	m ³	323.4	2.4	776	
		支保工	m ²	81.0	4.9	397	支保工	m ²	72.0	4.9	353	支保工	m ²	63.9	4.9	313	支保工	m ²	54.8	4.9	269	
直接工事費合計	千円	9,411	千円	9,192	千円	9,258	千円	9,358	千円	9,261	千円	9,360	千円	9,360								
工事費	千円	13,175	千円	12,863	千円	12,863	千円	12,958	千円	12,958	千円	12,961	千円	12,961								
評価	○(推奨)			○(推奨)			○(推奨)			○(推奨)			○(推奨)			○(推奨)						

事例 3-4 基礎形式の検討

P 2 橋脚基礎形式比較表																						
第1案: 直接基礎			第2案: 場所打ち杭φ1200			第3案: 場所打ち杭φ1500			第4案: 場所打ち杭φ2000			第5案: 深礎杭φ2000			第6案: 大口深礎杭φ7000							
杭配置図																						
	杭軸長-0.0m 杭本数: 8本			杭軸長-0.0m 杭本数: 5本			杭軸長-0.0m 杭本数: 4本			杭軸長-0.0m 杭本数: 4本			杭軸長-11.0m 杭本数: 1本									
	基礎耐力	計算値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値				
			鉛直耐力 (最大)	kN	2792	< 52816	3088	< 52816	4228	< 81925	4239	< 81925	4856	< 144576	4964	< 144576	4505	< 144576	4612	< 144576		
		鉛直耐力 (最小)	kN	503	> 1411	206	> 1411	1199	> 1805	1068	> 1805	2230	> 2496	212	> 2496	1931	> 2496	1824	> 2496			
		水平耐力	mm	2.6	< 15.0	2.8	< 15.0	3.0	< 15.0	3.2	< 15.0	2.5	< 15.0	2.6	< 15.0	2.6	< 15.0	2.8	< 15.0			
		橋脚断面 (配筋)	N/mm ²	025-24本(1段)			025-32本(1段)			025-48本(1段)			032-48本(1段)			038-150本(1段)						
		橋脚耐力 (地震時)	σ s	7.0	< 12.0	7.8	< 12.0	7.3	< 12.0	8.0	< 12.0	5.4	< 12.0	5.9	< 12.0	6.0	< 12.0	6.5	< 12.0			
	基礎耐力 (地震時)	計算値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値				
			鉛直耐力	kN	155.9	< 300.0	201.5	< 300.0	148.4	< 300.0	172.5	< 300.0	98.8	< 300.0	114.4	< 300.0	120.6	< 300.0	137.9	< 300.0		
		水平耐力	N/mm ²	025-24本(1段)			025-32本(1段)			025-48本(1段)			032-48本(1段)			038-150本(1段)						
		橋脚断面 (配筋)	N/mm ²	025-24本(1段)			025-32本(1段)			025-48本(1段)			032-48本(1段)			038-150本(1段)						
橋脚耐力 (地震時)		σ s	7.0	< 12.0	7.8	< 12.0	7.3	< 12.0	8.0	< 12.0	5.4	< 12.0	5.9	< 12.0	6.0	< 12.0	6.5	< 12.0				
橋脚耐力 (地震時)		σ s	155.9	< 300.0	201.5	< 300.0	148.4	< 300.0	172.5	< 300.0	98.8	< 300.0	114.4	< 300.0	120.6	< 300.0	137.9	< 300.0				
基礎耐力 (地震時)	基礎耐力	計算値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値	項目	単位	計算値	許容値				
			鉛直耐力	kN	7060	< 27267	13043	< 27267	10391	< 43142	13272	< 43142	10817	< 77240	13854	< 77240	10292	< 702438	24043	< 395918		
		水平耐力	kN	1182	< 1278	3508	< 3874	6233	< 6970	8603	< 8663	88167	< 165744	156216	< 165744							
		基礎耐力 (地震時)	σ s	1.19	> 0.87	1.19	> 0.87	1.19	> 0.87	1.19	> 0.87	1.19	> 0.87	1.19	> 0.87							
		基礎耐力 (地震時)	σ s	1.3374	< 4.0000	1.3374	< 4.0000	1.3374	< 4.0000	1.3374	< 4.0000	1.3374	< 4.0000	1.3374	< 4.0000							
		フーチングの回転角	rad	0.0055	< 0.0200	0.0142	< 0.0200	0.0090	< 0.0200	0.0128	< 0.0200	0.0046	< 0.0200	0.0073	< 0.0200	0.0062	< 0.0200	0.0086	< 0.0200			
	概算工事費	数量	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額	項目	単位	数量	単価	金額
			コンクリート	m ³	386.4	13,600	5,255	282.5	13,600	3,842	295.9	13,600	4,025	316.8	13,600	4,309	264.1	13,600	3,592	163.8	13,600	2,227
		鉄筋	t	385.0	5,900	2,271	230.3	5,900	1,477	253.5	5,900	1,495	228.3	5,900	1,524	244.3	5,900	1,441	196.3	5,900	1,158	
		足場	m ²	77.7	104,800	8,144	43.7	104,800	4,583	45.1	104,800	4,724	47.2	104,800	4,943	40.6	104,800	4,252	36.0	104,800	3,775	
		足場土	m ³	666.2	2,300	1,532	417.0	2,300	959	417.0	2,300	959	417.0	2,300	959	400.4	2,300	921	162.0	2,300	368	
		支保工	m ²	540.0	3,200	1,728	320.0	3,200	1,024	320.0	1,024	320.0	1,024	320.0	1,024	320.0	1,024	320.0	1,024	320.0	1,024	
直接工事費合計	千円	27,823	千円	19,752	千円	18,465	千円	19,490	千円	23,596	千円	23,596	千円	23,596	千円	23,596	千円	23,596	千円	23,596		
工事費	千円	42,996	千円	32,504	千円	30,920	千円	31,980	千円	36,192	千円	36,192	千円	36,192	千円	36,192	千円	36,192	千円	36,192		
評価	△			△			○															



事例 3-5 杭種・杭径の検討

検討結果

表-1.3 に示す杭種・杭径についての工費一覧表を表-1.4 に示す。

検討の結果、橋全体の工事費として最も有利な「**中掘 SC 杭+PHC 杭 φ1000**」を採用するものとする。

表-1.4 杭種・杭径比較表(橋全体)

杭種	中掘 鋼管杭				中掘 SC杭+PHC杭				鋼管ソイルセメント杭				中掘 PHC杭				場所打ち杭			
	φ 800	φ 1000	φ 800	φ 1000	φ 800	φ 1000	φ 800	φ 1000	φ 1000	φ 1200	φ 800	φ 1000	φ 800	φ 1000	φ 1000	φ 1000				
検討ケース	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2	CASE-1	CASE-2				
フーチング形状	軸方向	m	8.0	8.0	8.5	8.5	8.0	8.0	8.5	8.5	7.5	7.5	8.4	8.4	8.0	8.0	8.5	7.5	9.5	9.5
	政角方向	m	9.5	9.5	8.5	8.5	9.5	9.5	8.5	9.0	7.5	7.5	8.4	8.4	10.0	10.0	10.0	10.0	9.5	9.5
杭諸元	本数	本	n-12本	n-12本	n-9本	n-9本	n-12本	n-12本	n-9本	n-9本	n-9本	n-9本	n-8本	n-8本	n-18本	n-18本	n-12本	n-12本	n-14本	n-16本
	断面	t	t=14mm	t=16mm	t=19mm	t=19mm	t=12mm	t=12mm	t=12mm	t=14mm	t=19mm	t=19mm	t=16mm	t=16mm	C種	C種	C種	C種	D32-20本	D32-20本
	材質	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)	(SKK400)						
基礎工費	橋脚NO	杭長(m)	千円				千円				千円				千円					
	1P1	42.0	33,399		34,260		32,129		31,296		32,685		41,091		34,529		31,946		39,425	
	1P2	42.0	33,399		34,260		32,129		31,296		32,685		41,091		34,529		31,946		39,425	
	1P3	42.5	33,738		34,611		32,453		31,612		33,030		41,521		34,878		32,256		39,825	
	1P4	38.0	30,691		31,447		29,542		28,766		29,928		37,651		31,737		29,459		36,226	
	1P5	38.0	30,691		31,447		29,542		28,766		29,928		37,651		31,737		29,459		36,226	
	1P6	30.0	26,081		29,382		28,198		27,146		26,909		33,659		29,177		26,906		28,359	
	1P7	31.0	26,785		30,196		28,973		27,893		27,682		34,616		29,976		27,608		29,110	
	1P8	30.0	26,081		29,382		28,198		27,146		26,909		33,659		29,177		26,906		28,359	
	計1	36.7	240,867		254,986		241,164		233,920		239,758		300,940		255,741		236,485		276,955	
	2P1	29.5	25,729		28,975		27,811		26,772		26,523		33,181		28,777		26,555		27,983	
	2P2	29.5	25,729		28,975		27,811		26,772		26,523		33,181		28,777		26,555		27,983	
	2P3	28.5	25,025		28,162		27,036		26,025		25,751		32,224		27,979		25,852		27,233	
	2P4	28.0	24,673		27,755		26,649		25,651		25,365		31,746		27,579		25,501		26,857	
	2P5	29.5	25,729		28,975		27,811		26,772		26,523		33,181		28,777		26,555		27,983	
2P6	31.5	27,137		30,603		29,360		28,266		28,068		35,094		30,375		27,959		29,485		
2P7	49.5	38,477		39,533		36,980		36,040		37,854		47,543		39,765		36,608		45,423		
2P8	49.5	38,477		39,533		36,980		36,040		37,854		47,543		39,765		36,608		45,423		
2P9	49.5	38,477		39,533		36,980		36,040		37,854		47,543		39,765		36,608		45,423		
計2	36.1	269,455		292,044		277,418		268,378		272,317		341,235		291,559		268,799		303,793		
合計(計1+計2)	36.4	510,000		547,000		519,000		502,000		512,000		642,174		547,000		505,284		580,748		
比率		1.016		1.090		1.020		1.000		1.020		1.279		1.090		1.007		1.157		
順位		3		6		5		1		4		9		6		2		8		

CASE-1:水平力小、杭長約30m
CASE-2:水平力大、杭長約40~50m

杭種		中掘鋼管杭				中掘SC杭+PHC杭									
杭径		φ800		φ1000		φ800		φ1000							
杭配置図															
杭諸元		杭長・本数 断面		杭長・本数 断面		杭長・本数 断面		杭長・本数 断面							
計算方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向							
安定計算	レベルⅠ	δ	mm	24.6	20.0	25.8	22.6	23.4	18.9	25.5	22.3				
		δa	mm	32	32	40	40	32	32	40	40				
		Pmax	kN	3013	2851	4027	3840	3069	2903	4068	3870				
		Ra	kN	3247	3247	4649	4649	3241	3241	4641	4641				
		Pmin	kN	-883	-721	-1226	-1039	-930	-763	-1254	-1056				
	レベルⅡ	Pa	kN	-975	-975	-1247	-1247	-1051	-1051	-1340	-1340				
		σc	N/mm ²	—	—	—	—	18.7	16.7	17.1	15.3				
		σca	N/mm ²	—	—	—	—	40.5	40.5	40.5	40.5				
		σ	N/mm ²	185	166	141	127	151	127	152	128				
		σa	N/mm ²	210	210	210	210	210	210	210	210				
レベルⅡ	Mmax	kN・m	1261	1942	2389	2689	1106	2187	1419	2686					
	My	kN・m	1261	1261	2816	2816	1967	1967	3112	3112					
	PN	kN	3399	4957	5456	9287	3724	5885	4922	9272					
	PNu	kN	6486	6486	9287	9287	6526	6474	9338	9272					
	μR	—	0.86	1.69	—	1.00	—	1.19	—	1.03					
レベルⅡ	μRa	—	4.00	4.00	—	4.00	—	4.00	—	4.00					
	α	rad	0.005	0.006	—	0.014	—	0.007	—	0.013					
	αa	rad	0.020	0.020	—	0.020	—	0.020	—	0.020					
概算工事費	項目		単位	数量	単価(千円)	工費(千円)	数量	単価(千円)	工費(千円)	数量	単価(千円)	工費(千円)			
	基礎工		m	336.0	41.9	14,078	252.0	64.6	16,279	336.0	46.1	15,490	252.0	59.3	14,944
	底版工	コンクリート	m ³	144.4	13.5	1,949	137.3	13.5	1,853	144.4	13.5	1,949	137.3	13.5	1,853
		型枠	m ²	66.5	5.9	392	64.6	5.9	381	66.5	5.9	392	64.6	5.9	381
		鉄筋	t	11.6	104.2	1,204	11.0	104.2	1,144	11.6	104.2	1,204	11.0	104.2	1,144
	直接工事費		—	—	—	17,624	—	—	19,658	—	—	19,035	—	—	18,322
	諸経費 40%		—	—	—	7,050	—	—	7,863	—	—	7,614	—	—	7,329
	全体工事費		—	—	—	24,673	—	—	27,521	—	—	26,649	—	—	25,651
	比率	順位	—	—	0.962	1	1.073	6	1.039	4	1.000	3	—	—	

(表-2/3)

杭種		鋼管ソイルセメント杭				中掘PHC杭									
杭径		φ1000		φ1200		φ800		φ1000							
杭配置図															
杭諸元		杭長・本数 断面		杭長・本数 断面		杭長・本数 断面		杭長・本数 断面							
計算方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向							
安定計算	レベルⅠ	δ	mm	23.2	20	23.4	20.2	15.6	12.1	19.0	15.5				
		δa	mm	32	32	40	40	24	24	30	30				
		Pmax	kN	4201	4001	4301	4111	2206	1898	3182	3007				
		Ra	kN	5586	5586	7410	7410	3260	3260	4664	4664				
		Pmin	kN	-1567	-1367	-1170	-980	-759	-451	-971	-797				
	レベルⅡ	Pa	kN	-2030	-2030	-2473	-2473	-1020	-1020	-1300	-1300				
		σc	N/mm ²	188	165	182	161	29.0	27.1	28.5	26.5				
		σca	N/mm ²	210	210	210	210	40.5	40.5	40.5	40.5				
		σ	N/mm ²	—	—	—	—	-3.3	-1.4	-2.6	-0.6				
		σa	N/mm ²	—	—	—	—	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0				
レベルⅡ	Mmax	kN・m	1534	2527	1875	3329	985	1310	1729	2111					
	My	kN・m	1737	1737	2277	2277	1226	1226	1879	1879					
	PN	kN	5166	7260	5158	7628	2855	3503	4120	5732					
	PNu	kN	10365	10366	10886	10886	6512	6512	9318	9318					
	μR	—	—	1.64	—	1.43	—	1.11	—	1.08					
レベルⅡ	μRa	—	—	4.00	—	4.00	—	4.00	—	4.00					
	α	rad	—	0.005	—	0.005	—	0.003	—	0.004					
	αa	rad	—	0.020	—	0.020	—	0.020	—	0.020					
概算工事費	項目		単位	数量	単価(千円)	工費(千円)	数量	単価(千円)	工費(千円)	数量	単価(千円)	工費(千円)			
	基礎工		m	252.0	61.3	15,448	224.0	85.4	19,130	504.0	31.7	15,977	392.0	41.8	16,386
	底版工	コンクリート	m ³	106.9	13.5	1,443	152.0	13.5	2,052	152.0	13.5	2,052	171.5	13.5	2,315
		型枠	m ²	57.0	5.9	336	63.8	5.9	377	68.4	5.9	404	72.2	5.9	426
		鉄筋	t	8.6	104.2	891	10.7	104.2	1,118	12.2	104.2	1,267	13.7	104.2	1,429
	直接工事費		—	—	—	18,118	—	—	22,676	—	—	19,699	—	—	20,556
	諸経費 40%		—	—	—	7,247	—	—	9,070	—	—	7,880	—	—	8,222
	全体工事費		—	—	—	25,365	—	—	31,746	—	—	27,579	—	—	28,778
	比率	順位	—	—	0.989	2	1.238	9	1.075	7	1.122	8	—	—	

(表-1/3)

杭種		場所打ち杭					
杭径		φ 1000					
杭配置図							
杭諸元		杭長、本数		28.0m n=14本			
		断面		D32-20本			
安定計算	レベル I	計算方向		橋軸方向	橋軸直角方向		
		安定計算	δa	mm	14.0	12.2	
			δa	mm	15	15	
			P_{max}	kN	2609	2530	
			R_a	kN	3739	3739	
			P_{min}	kN	-680	-601	
	P_a		kN	-2025	-2025		
	杭体応力度	σc	N/mm ²	9.7	8.1		
		σca	N/mm ²	12	12		
		σ	N/mm ²	260	219		
		σa	N/mm ²	300	300		
	レベル II	杭体曲げモーメント		M_{max}	kN・m	1083	1749
				M_y	kN・m	1490	1490
		杭反力		P_N	kN	2967	4343
		P_{Nu}	kN	7616	7451		
応答塑性率		μR	-	-	1.27		
		μR_a	-	-	4.00		
フーチング回転角		α	rad	-	0.002		
		αa	rad	-	0.020		
概算工事費	項目		単位	数量	単価 (千円)	工費 (千円)	
	基礎工		m	392.0	38.3		15,014
	底版工	コンクリート	m ³	171.5	13.5		2,315
		型枠	m ²	72.2	5.9		426
		鉄筋	t	13.7	104.2		1,429
	直接工事費		-	-	-		19,184
	諸経費 40%		-	-	-		7,674
	全体工事費		-	-	-		26,857
比率	順位		1.047			5	