

## 第4章 橋梁設計

### 4.1 設計条件

#### 4.1.1 設計基準

橋梁の設計基準は、構造設計等は基本的に道路橋示方書に準拠する。活荷重及び船舶衝突荷重については AASHTO LRFD に準拠し、気象条件等の自然条件に係る設計条件については、個別に検討し設定する。

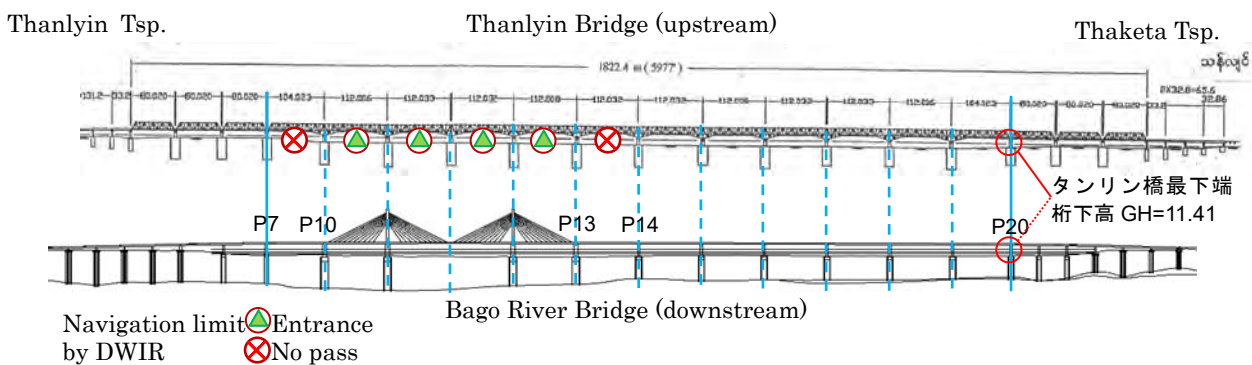
#### 4.1.2 使用材料

使用材料は、バゴ橋の設計を道路橋示方書に準拠することや、主要な調達を本邦関連企業から行う事を想定していることなどから、日本工業規格 (JIS) に準拠した材料を想定する。但し技術仕様書には「JIS と等価な材料」と記述し、国際調達の可能性を排除しない。

#### 4.1.3 河川内橋梁の支間割・航路高

河川内橋梁の支間割は、水理学的な影響および航行船舶の安全性を考慮して、既設タンリン橋の橋脚の見通し線上にバゴ橋の橋脚を設置する。バゴ川は、水深は浅いものの滞筋に沿って中小船舶の往来が盛んである。現在の航路は、図 4.1.1 に示すタンリン側の 4 径間が割り当てられており、既設タンリン橋で 100m 以上の支間が割り当てられている主要支間について、同じ支間割とすることにする。

また、航路高はバゴ橋の縦断が最も低い P20 橋脚位置の桁下高が、同位置のタンリン橋の桁下高 GH=11.41 より高い位置になるように計画した。



出典: JICA 調査団

図 4.1.1 タンリン橋及びバゴ橋の橋脚配置

#### 4.1.4 バゴ橋の設計条件

バゴ橋の設計条件を次頁以降に示す。

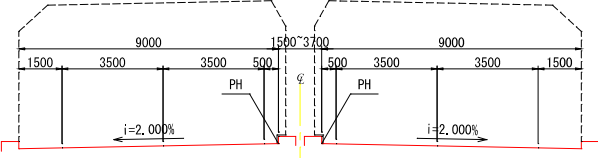
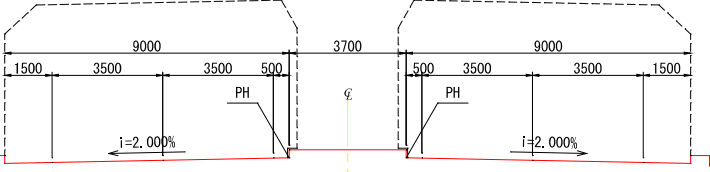
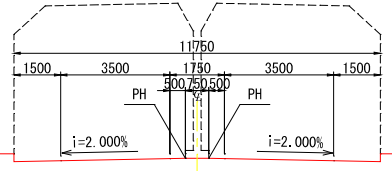
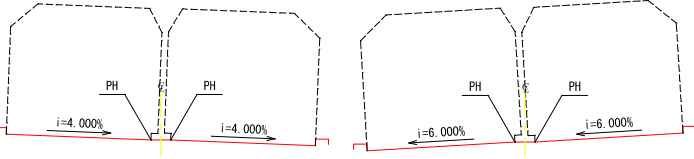
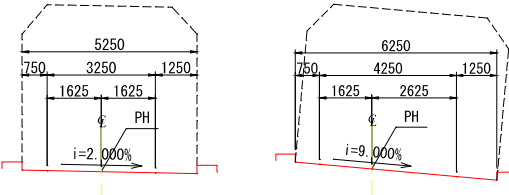
表 4.1.1 一般項目設計条件

項目	設計条件	摘要	
設計対象	新橋建設及びタンリン・ティンカット道路の道路改良		
	路線延長	3,644.341m	
	河川橋梁	橋長	2031.000m
		上部工	鋼斜張橋 448.000m 鋼箱桁橋 1,033.000m (257m, 776m) PC 箱桁橋 550.000m (250m, 300m)
		下部工	壁式橋脚、張出式橋脚、逆 T 式橋台
		基礎工	鋼管矢板井筒基礎、場所打ち杭
	高架橋	橋長	602.000m
		上部工	鋼箱桁橋 180.000m 鋼板桁橋 122.000m PC コンポ桁 300.000m (60m, 180m, 60m)
		下部工	張出式橋脚、逆 T 式橋台
		基礎工	場所打ち杭
	オンランプ橋	橋長	115.200m
		上部工	PC コンポ桁 115.200m
下部工		張出式橋脚、逆 T 式橋台	
基礎工		場所打ち杭	
道路建設	アプローチ道路 タンリン側 357m, タケタ側 430m		
	街路 834.341m		
交差点改良	スターシティ交差点 (仮称)、シュキンタール交差点、ヤダナー交差点		
料金徴収施設	タケタ側 1 か所 (北向き・南向き)		
橋梁名	バゴ橋 (Bago River Bridge)、高架橋は名称未定		
路線名	タンリン・ティンカット道路		
道路適用基準	道路構造令 (平成 27 年 6 月) AASHTO A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 6th Edition (2011) ※建築限界鉛直高さ 5.0m を採用 アセアン・ハイウェイ基準 ※車線幅員に 3.5m を採用 Road Design Criteria in Myanmar, Department of Highway, Ministry of Construction (2015) ※参考		
構造物適用基準	AASHTO LRFD Bridge Design 7 <sup>th</sup> Edition (2014) ※活荷重 HL-93、盛土部の Live load surcharge、船舶衝突荷重を採用 道路橋示方書・同解説 (I~V) (平成 24 年) ※耐震設計は本調査で検討した方法を採用し、設計水平震度はミャンマー地震工学会の地表面加速度を地震時応答加速度として採用する 道路土工要領 (平成 21 年 6 月) 道路土工盛土工指針 (平成 22 年 4 月) 道路土工擁壁工指針 (平成 24 年 7 月) 道路土工軟弱地盤対策工指針 (平成 24 年 8 月) 杭基礎設計便覧 (H27.3) 鋼管矢板基礎設計施工便覧 (H9.12) その他必要な設計基準/指針等		
	許容応力度法による設計を行う。  各道路土工指針の耐震設計については、レベル 1 地震動の静的照査を行う (Ⅲ種地盤の設計水平震度を用いる)		

出典: JICA 調査団

表 4.1.2 道路幾何構造条件

項目	設計条件	摘要																																																																																										
道路規格	バゴ橋本橋 第2種第1級相当 高架橋区間 第4種第1級相当 オンランプ C規格相当 タンリン・ティンカット道路改良 第4種第1級相当	道路構造令による																																																																																										
設計速度	バゴ橋本橋、高架橋区間 60km/h オンランプ 30km/h タンリン・ティンカット道路改良 40km/h																																																																																											
計画交通量	バゴ橋本橋 44,356台日 (北向き 25,352台日、南向き 19,004台日) 大型車 6,173台日 (北向き 2,829台日、南向き 3,344台日) 高架橋区間 21,723台日 (北向き 12,061台日、南向き 9,662台日) 大型車 3,639台日 (北向き 1,549台日、南向き 2,090台日)	追加 F/S YUTRA Master Plan Case 2035年予測 値、大型車は Bus 及び Track を集計																																																																																										
平面線形	バゴ橋本橋、高架橋区間 <table border="1"> <thead> <tr> <th>SP</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0+000.000</td> <td>0+024.970</td> <td>0+076.170</td> <td>0+161.513</td> <td>0+212.713</td> <td>0+521.900</td> </tr> <tr> <td>R=∞</td> <td>A=160</td> <td>R=-500</td> <td>A=160</td> <td>R=∞</td> <td>R=-2000</td> </tr> <tr> <th>6</th> <th>7</th> <th>8</th> <th>9</th> <th>10</th> <th>11</th> </tr> <tr> <td>0+857.522</td> <td>2+627.420</td> <td>2+680.992</td> <td>2+724.080</td> <td>2+777.651</td> <td>2+782.486</td> </tr> <tr> <td>R=∞</td> <td>A=150</td> <td>R=-420</td> <td>A=150</td> <td>R=∞</td> <td>A=130</td> </tr> <tr> <th>12</th> <th>13</th> <th>14</th> <th>EP</th> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2+835.298</td> <td>2+961.571</td> <td>3+014.383</td> <td>3+644.341</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>R=320</td> <td>A=130</td> <td>R=∞</td> <td>-</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> オンランプ <table border="1"> <thead> <tr> <th>SP</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0+000.000</td> <td>0+004.472</td> <td>0+058.045</td> <td>0+105.007</td> <td>0+148.111</td> <td>0+367.483</td> </tr> <tr> <td>R=∞</td> <td>R=-140</td> <td>R=∞</td> <td>A=50</td> <td>R=-58</td> <td>A=50</td> </tr> <tr> <th>6</th> <th>7</th> <th>EP</th> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0+410.587</td> <td>0+535.778</td> <td>0+643.083</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>R=∞</td> <td>R=-1000</td> <td>-</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	SP	1	2	3	4	5	0+000.000	0+024.970	0+076.170	0+161.513	0+212.713	0+521.900	R=∞	A=160	R=-500	A=160	R=∞	R=-2000	6	7	8	9	10	11	0+857.522	2+627.420	2+680.992	2+724.080	2+777.651	2+782.486	R=∞	A=150	R=-420	A=150	R=∞	A=130	12	13	14	EP			2+835.298	2+961.571	3+014.383	3+644.341			R=320	A=130	R=∞	-			SP	1	2	3	4	5	0+000.000	0+004.472	0+058.045	0+105.007	0+148.111	0+367.483	R=∞	R=-140	R=∞	A=50	R=-58	A=50	6	7	EP				0+410.587	0+535.778	0+643.083				R=∞	R=-1000	-				図参照
SP	1	2	3	4	5																																																																																							
0+000.000	0+024.970	0+076.170	0+161.513	0+212.713	0+521.900																																																																																							
R=∞	A=160	R=-500	A=160	R=∞	R=-2000																																																																																							
6	7	8	9	10	11																																																																																							
0+857.522	2+627.420	2+680.992	2+724.080	2+777.651	2+782.486																																																																																							
R=∞	A=150	R=-420	A=150	R=∞	A=130																																																																																							
12	13	14	EP																																																																																									
2+835.298	2+961.571	3+014.383	3+644.341																																																																																									
R=320	A=130	R=∞	-																																																																																									
SP	1	2	3	4	5																																																																																							
0+000.000	0+004.472	0+058.045	0+105.007	0+148.111	0+367.483																																																																																							
R=∞	R=-140	R=∞	A=50	R=-58	A=50																																																																																							
6	7	EP																																																																																										
0+410.587	0+535.778	0+643.083																																																																																										
R=∞	R=-1000	-																																																																																										
縦断線形	バゴ橋本橋、高架橋区間 <table border="1"> <tbody> <tr> <td>0+0.000</td> <td>0+228.000</td> <td>0+700.000</td> <td>1+88.000</td> <td>2+140.000</td> <td>2+517.727</td> </tr> <tr> <td>5.695</td> <td>5.467</td> <td>17.267</td> <td>18.431</td> <td>15.275</td> <td>5.832</td> </tr> <tr> <td>-0.100</td> <td>2.500</td> <td>0.300</td> <td>-0.300</td> <td>-2.500</td> <td>3.000</td> </tr> <tr> <td>2+830.000</td> <td>2+960.000</td> <td>3+160.000</td> <td>3+475.000</td> <td>3+500.000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>15.200</td> <td>15.850</td> <td>14.420</td> <td>4.970</td> <td>4.895</td> <td></td> </tr> <tr> <td>0.500</td> <td>-0.715</td> <td>-3.000</td> <td>-0.300</td> <td>-</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> オンランプ <table border="1"> <tbody> <tr> <td>0+0.000</td> <td>0+150.000</td> <td>0.329.942</td> <td>0+490.000</td> <td>0+540.000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4.470</td> <td>4.470</td> <td>5.010</td> <td>13.780</td> <td>14.878</td> <td></td> </tr> <tr> <td>level</td> <td>0.300</td> <td>5.479</td> <td>2.197</td> <td>-</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	0+0.000	0+228.000	0+700.000	1+88.000	2+140.000	2+517.727	5.695	5.467	17.267	18.431	15.275	5.832	-0.100	2.500	0.300	-0.300	-2.500	3.000	2+830.000	2+960.000	3+160.000	3+475.000	3+500.000		15.200	15.850	14.420	4.970	4.895		0.500	-0.715	-3.000	-0.300	-		0+0.000	0+150.000	0.329.942	0+490.000	0+540.000		4.470	4.470	5.010	13.780	14.878		level	0.300	5.479	2.197	-		図参照																																				
0+0.000	0+228.000	0+700.000	1+88.000	2+140.000	2+517.727																																																																																							
5.695	5.467	17.267	18.431	15.275	5.832																																																																																							
-0.100	2.500	0.300	-0.300	-2.500	3.000																																																																																							
2+830.000	2+960.000	3+160.000	3+475.000	3+500.000																																																																																								
15.200	15.850	14.420	4.970	4.895																																																																																								
0.500	-0.715	-3.000	-0.300	-																																																																																								
0+0.000	0+150.000	0.329.942	0+490.000	0+540.000																																																																																								
4.470	4.470	5.010	13.780	14.878																																																																																								
level	0.300	5.479	2.197	-																																																																																								
横断勾配	バゴ橋本橋 2%拌み勾配 (最大 4%片勾配) 高架橋区間 2%拌み勾配 (最大 6%片勾配) オンランプ 2%片勾配 (最大 9%片勾配)																																																																																											

<p>幅員構成</p>	<p>バゴ橋本橋 (PC 箱桁橋、鋼箱桁橋区間)</p>  <p>バゴ橋本橋 (斜張橋区間)</p>  <p>高架橋区間 (標準区間、右 4%片勾配、左 6%片勾配)</p>   <p>オンランプ (標準区間、9%片勾配区間)</p> 	
<p>幅員変化</p>	<p>バゴ橋本橋 拡幅なし、斜張橋区間のみ中央分離帯を拡幅                  高架橋 拡幅なし                  オンランプ R=58 区間は右 1m 拡幅</p>	<p>道路構造令 p.543</p>

出典: JICA 調査団



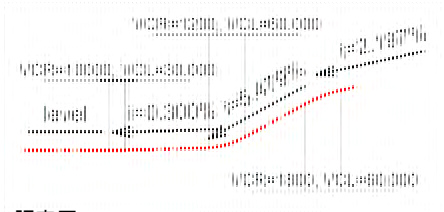
出典: JICA 調査団

図 4.1.4 平面線形



出典: JICA 調査団

図 4.1.3 本線～高架橋縦断線形



出典: JICA 調査団

図 4.1.2 オンランプ縦断線形

表 4.1.3 河川条件

項目	設計条件				摘要			
河川名	バゴ-川							
航路	竣工時は、P10～P13 を航路とする。航路標識も P10～P13 に設置する。 将来的には、濤筋の変化を考慮して、P7～P20 を航路として確保する。				DWIR との合意事項			
航路限界	P7～P20 について、既存タンリン橋の橋脚の見通し線を確保するとともに、既存タンリン橋の桁下高以上を確保する。				DWIR との合意事項			
計画洪水流量	16, 169m <sup>3</sup> /s (100 年洪水確率)							
計画高水位	<b>荷重組合せ</b>	<b>想定水位</b>	<b>高水位 (MSL+m)</b>	<b>流速 (m/s)</b>				
	常時	大潮の満潮／干潮	+3. 18／-2. 39	0				
	風時	最高水位	+4. 99	0				
	航路上の衝突荷重	大潮の満潮	+3. 18	0				
	航路以外の衝突荷重	100 年確率高水位	+2. 53	1. 19				
	地震時	平均水位	+0. 29	0. 60				
	施工時	5 年確率高水位	+4. 34	0. 65				
設計河床高及び設計洗掘深		P6	P7	P8	P9	P10		
	Riverbed height	0.41	-3.59	-5.35	-4.82	-4.55		
	Foundation height	-2.48	-6.38	-6.34	-6.35	-9.10		
	Maximum scouring depth	-3.41	-8.91	-9.42	-9.31	-11.27		
	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18
	-5.41	-7.96	-8.02	-6.28	-5.09	-5.26	-6.70	-6.99
	-9.10	-9.10	-9.10	-8.06	-8.06	-8.06	-8.06	-8.06
	-12.13	-13.67	-13.48	-11.43	-10.84	-10.36	-9.70	-10.00
	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	
	-6.88	-6.55	-6.15	-4.61	-0.05	4.11	4.04	
	-8.06	-7.28	-7.55	-7.59	-2.39	3.73	3.78	
	-9.78	-9.53	-8.56	-7.48	-2.07	3.98	3.92	
	地震時の洗掘深は、最大洗掘深の 1/2 を用いた。							
基準高さ	モンキーポイントにおけるベンチマーク調査結果 MSL=CDL+2. 814m 全ての高さは、MSL からの高さとして表す。							

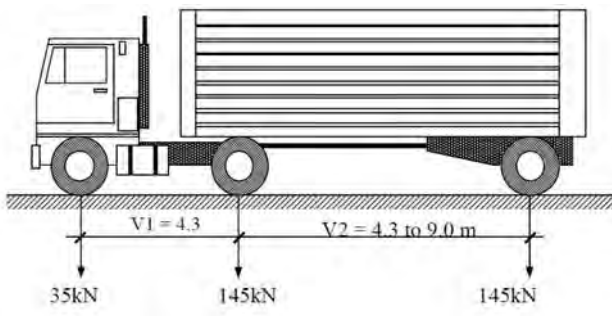
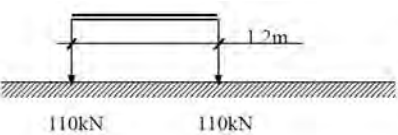
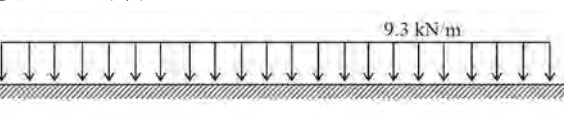
出典: JICA 調査団

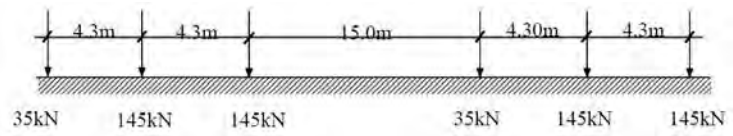
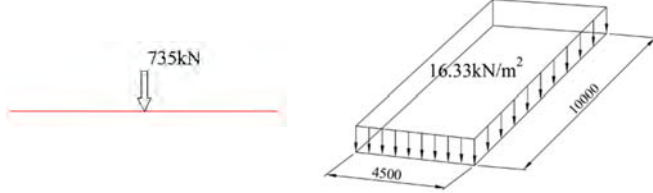
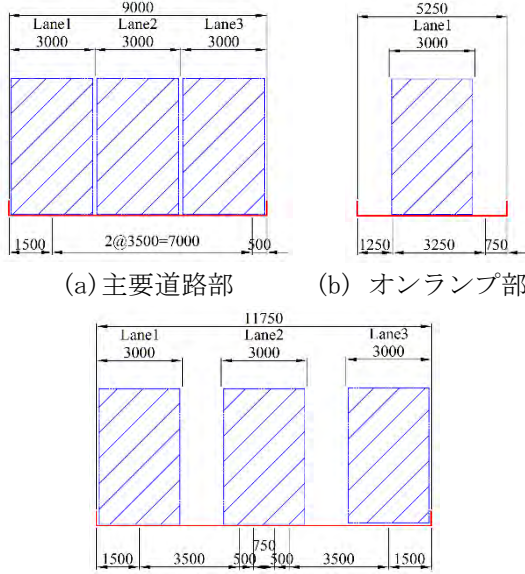
表 4.1.4 その他自然条件(設計値は別途設定)

項目	設計条件	摘要
温度変化	39.2°C~11.3°C (ヤンゴン市内 Kaba aye 観測所、1991~2015)	
風速	既往最大は Cyclone Nargis (2008/4/27) の観測値 42.9m/s。	
降雨量	149mm/h (3年確率10分降雨強度)	

出典: JICA 調査団

表 4.1.5 橋梁荷重条件

項目	設計条件	摘要																						
死荷重	<p>材料の単位体積重量は、下記の値を使用する。</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>材料</th> <th>単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>鋼・铸鋼・鍛鋼</td> <td>77.0</td> </tr> <tr> <td>铸鉄</td> <td>71.0</td> </tr> <tr> <td>アルミニウム</td> <td>27.5</td> </tr> <tr> <td>鉄筋コンクリート</td> <td>24.5</td> </tr> <tr> <td>プレストレストコンクリート</td> <td>24.5</td> </tr> <tr> <td>コンクリート(無筋)</td> <td>23.0</td> </tr> <tr> <td>セメントモルタル</td> <td>21.0</td> </tr> <tr> <td>木材</td> <td>8.0</td> </tr> <tr> <td>瀝青剤(防水用)</td> <td>11.0</td> </tr> <tr> <td>アスファルト舗装</td> <td>22.5</td> </tr> </tbody> </table>	材料	単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	鋼・铸鋼・鍛鋼	77.0	铸鉄	71.0	アルミニウム	27.5	鉄筋コンクリート	24.5	プレストレストコンクリート	24.5	コンクリート(無筋)	23.0	セメントモルタル	21.0	木材	8.0	瀝青剤(防水用)	11.0	アスファルト舗装	22.5	道示 I 2.2.1
材料	単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )																							
鋼・铸鋼・鍛鋼	77.0																							
铸鉄	71.0																							
アルミニウム	27.5																							
鉄筋コンクリート	24.5																							
プレストレストコンクリート	24.5																							
コンクリート(無筋)	23.0																							
セメントモルタル	21.0																							
木材	8.0																							
瀝青剤(防水用)	11.0																							
アスファルト舗装	22.5																							
活荷重	<p>1. AASHTO HL-93 以下①②の荷重の組合せとして作用させる。 ①設計車両 (design truck) または設計タンデム荷重 (design tandem) ②設計車線荷重 (design lane load)</p> <p>①-1 設計車両 (HS20-44 トラック)</p>  <p>①-2 設計タンデム荷重</p>  <p>②設計車線荷重</p> 	<p>AASHTO LRFD Bridge design specifications, 3.6.1</p> <p>3.6.1.3</p>																						

	<p>③設計車両 2 連 (負曲げ区間)</p>  <p>35kN 145kN 145kN 35kN 145kN 145kN</p> <p>組合せ方法</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①-1 + ②</li> <li>①-2 + ②</li> <li>③ × 0.9 + ② × 0.9</li> </ol> <p>車線載荷数による荷重係数 (multiple presence factor)</p> <p><b>Table 3.6.1.1.2-1—Multiple Presence Factors, <i>m</i></b></p> <table border="1" data-bbox="502 672 997 840"> <thead> <tr> <th>Number of Loaded Lanes</th> <th>Multiple Presence Factors, <i>m</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.20</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>&gt;3</td> <td>0.65</td> </tr> </tbody> </table> <p>レーン荷重載荷幅は 3.0m とする。</p> <p>2. 特殊荷重として、75t (735kN) 集中荷重又は等価な分布荷重を主桁設計に考慮する (1 橋に 1 台。床版設計には使用しない)</p>  <p>(a) 75t 集中荷重 (b) 分布荷重</p>	Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, <i>m</i>	1	1.20	2	1.00	3	0.85	>3	0.65	<p>3.6.1.1</p> <p>MOC による指示</p>
Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, <i>m</i>											
1	1.20											
2	1.00											
3	0.85											
>3	0.65											
<p>設計車線幅員</p>	<p>設計車線幅員は 3.0m とし、車線数は総幅員 (地覆前面または壁高欄前面からの幅) を 3.0 で割った時の整数部分とする。高架橋の中央分離帯は将来撤去される可能性があるため、総幅員は中央分離帯を含めた 11.750m とする (車線数は 3 とする)。</p>  <p>(a) 主要道路部 (b) オンランプ部</p> <p>(c) 高架橋部</p>	<p>AASHTO 3.6.1.1.1</p>										



衝撃係数	道路橋示方書 I 共通編の L 荷重相当を載荷する。 鋼橋 $i=20/(50+L)$ PC 橋 $i=10/(25+L)$ 斜張橋の主塔及びケーブルは既往の実績値から別途設定する。主塔： $i=0.15$ 、ケーブル $i=0.20$	道示 I 2.2.3
温度変化	道路橋示方書に準拠するが、基準温度を 25℃とする。 主構造 RC, PC : +10℃～+40℃ (25℃±15℃) ・ 部材間の相対温度差 5℃ 鋼構造 : +10℃～+40℃ (25℃±15℃) ・ 部材間の相対温度差 15℃ 支承、伸縮装置 RC, PC 桁 : +5℃～+45℃ (25℃±20℃) 鋼桁 : +0℃～+50℃ (25℃±25℃)	
コンクリートに作用する力	プレストレスト力、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響については、道路橋示方書に準拠する。	道示 I 2.2.4, 2.2.5
風荷重	100mph (44.4m/s) ※ヤンゴン市の基本風速 但しこれは「3秒ガスト風速(瞬間風速)」による表現であるため、これを「10分間平均風速」(耐風設計便覧で使用)に変換する。 $U_{10}=U_{max}/G=44.7/1.51=29.6(m/s) \rightarrow 30.0(m/s)$ ここに、 $U_{10}$ : 10分間平均風速 (m/s) $U_{max}$ : 3秒ガスト風速 (m/s) G: ガスト係数 $G=1+k(\sigma/U_{10})=1+3 \times (7.6/44.7)=1.51$ k: ピーク係数、 $k=3$ $\sigma$ : 風速の標準偏差、 $\sigma=7.6$	MOCによる指示
流水圧	道路橋示方書に準拠して考慮する。	道示 I 2.2.7
地震時動水圧	考慮する	
船舶の衝突荷重	考慮する	
地震の影響	設計水平震度 $k_h=0.30$ 、 $k_{hg}=0.24$	ミャンマー地震工学会

出典: JICA 調査団

表 4.1.6 橋面工設計条件

項目	設計条件	摘要
防護柵	<p>バゴ-橋本橋 (路側、中央分離帯)</p> <p>鋼製防護柵 設計強度 130kJ 以上 (A 種、Am 種) 設置高さ 路面から 1,100mm (路側)、900mm (中央分離帯)</p> <p>高架橋、オンランプ橋 (路側) コンクリート製防護柵 設計強度 160kJ 以上 (Sc 種) 設置高さ 路面から 1000mm</p> <p>高架橋の中央分離帯は、マウントアップのみとする。</p>	
遮音壁	設置しない	
落下物防止柵	設置しない	
照明	設置する	
添架物	<p>バゴ-橋本橋 水道管 (φ45cm×2 条) W=6.0kN/m オーバーレイ等を考慮し、付加荷重 0.7kN/m<sup>2</sup> を全幅員に考慮</p> <p>高架橋、オンランプ橋 設置しない</p>	水道管は YCDC 水道局からの要請
検査路	<p>バゴ-橋本橋 上部工検査路：鋼箱桁内部に設置 下部工検査路：設置しない。但し、掛け違い橋脚に橋面からの階段と、沓座に転落防止用手摺を設置。</p> <p>高架橋、オンランプ橋 上部工検査路・下部工検査路：設置しない</p>	
排水装置	<p>路側の排水枡で集水する (鋼製、製作品) 流末は、河川上は桁下まで鉛直管を下ろして垂れ流し、陸上は横引きして下部工位置で地上へ下ろす 設計降雨強度 149mm/h</p>	現地
舗装	<p>鋼斜張橋、鋼箱桁 (鋼床版) 改質密粒アスファルト舗装、80mm PC 箱桁橋、オンランプ、高架橋 普通アスファルト舗装、80mm</p>	
防水層	設置する (塗布系)	

出典: JICA 調査団

4.2 斜張橋

〔基本設計〕

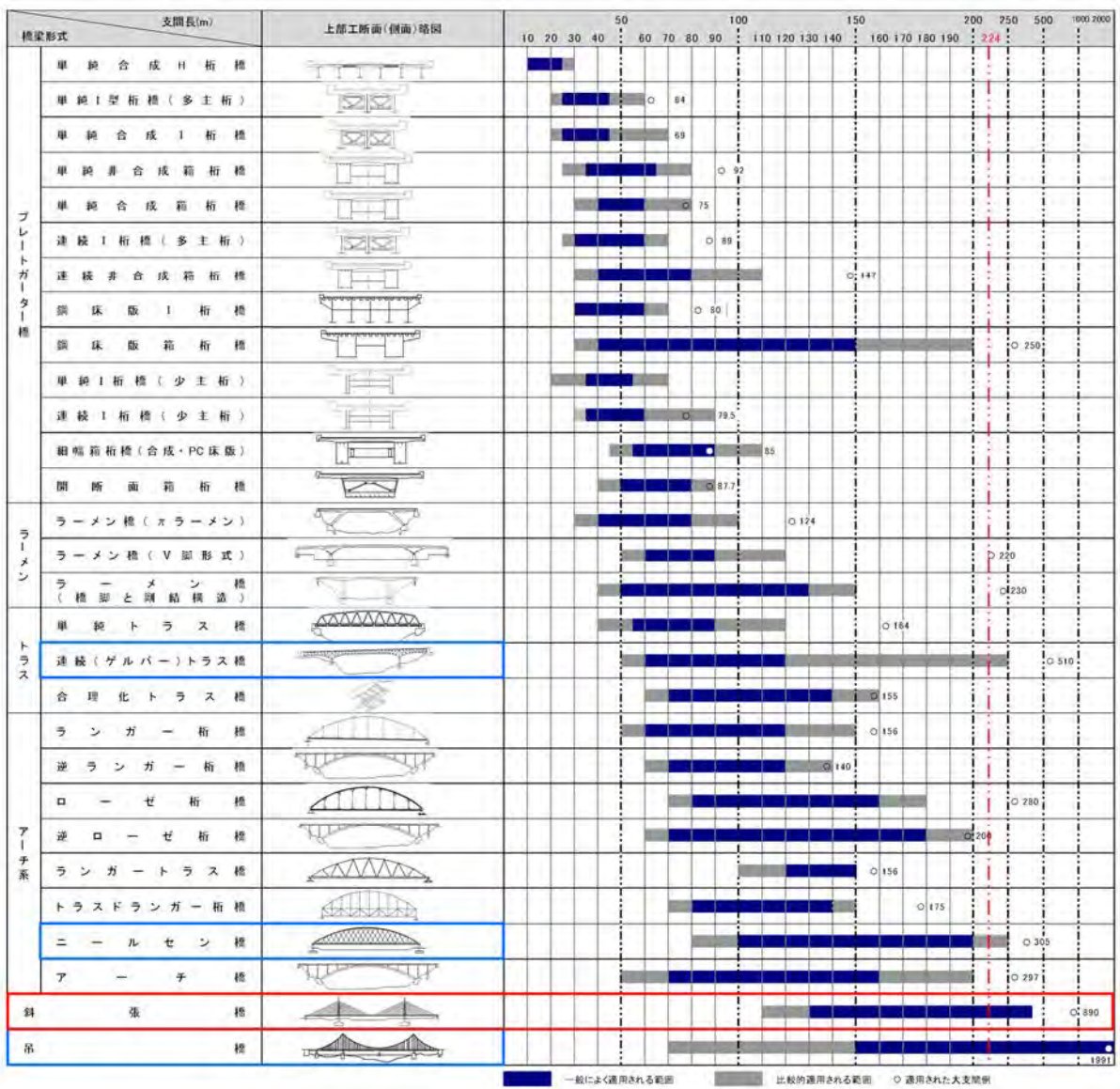
4.2.1 斜張橋構造形式の選定

4.2.1.1 F/S 設計のレビュー

F/S では、船舶の運行ルート（スパン長= 224m）に斜張橋を適用した。

次の表は、各スパンで適用可能な橋梁タイプを示している。

表 4.2.1 鋼橋 適用可能スパン



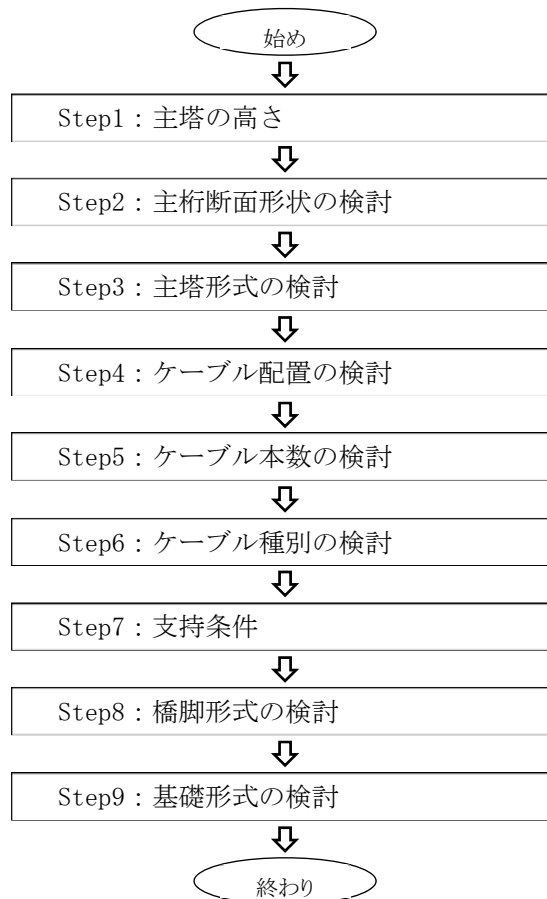
出典: JICA 調査団

表 4.2.1 より、1) 連続トラス (ゲルバートラス)、2) ニールセン (アーチ) 橋、3) 斜張橋 4) 吊橋 という橋が適用可能である。ただし、以下の理由により、本プロジェクトでは斜張橋を採用案とする。

- 1) 連続トラス (ゲルバートラス) :一般的にスパン 100m程度において、連続トラスが適用される。100m 以上の場合はゲバトラスが適用されるが、維持管理の面で劣る上、架設コストが高い。
- 2) ニールセン (アーチ) 橋 : ニールセン (アーチ) 橋を建設するには、ケーブル架設工法や大型ブロック架設工法を適用する必要があるが、本架橋位置では両工法を適用することができない。
- 4) 吊橋 : 吊橋にはアンカレイジ (ケーブル用アンカーブロック) が必要だが、本架橋位置にアンカレイジを建設するスペースが無い。

4.2.1.2 斜張橋の基本設計のフローチャート

B/D では、以下の項目に対して検討を行い、各項目で最適な構造タイプを選定した。



出典: JICA 調査団

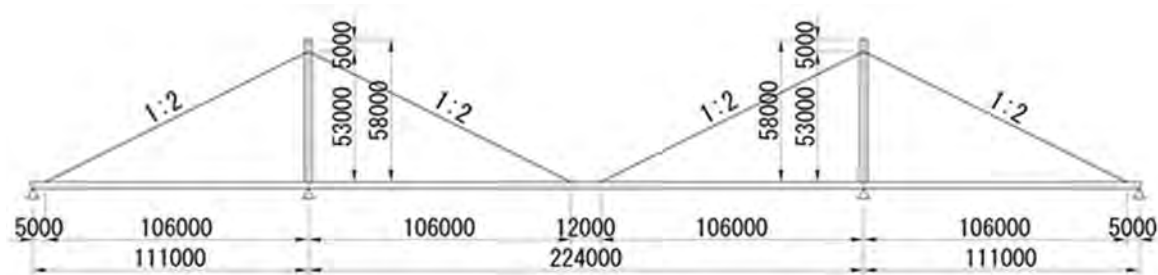
図 4.2.1 斜張橋の B/D 設計フローチャート

## 4.2.2 斜張橋の上部構造

### 4.2.2.1 主塔高

一般的に上端ケーブルの最も合理的な勾配は 1 : 2 とされている。本プロジェクトでは、側径間が 112m (桁長 : 111m) であり、上端ケーブルは桁端から 5m の位置に固定されている。したがって、合理的なケーブル勾配 (1 : 2) を考慮すると、主塔の高さは  $(111-5) / 2 = 53\text{m}$  となる。

ここで、ケーブル固定時における主塔上部の作業スペースを考慮し、主塔の全高は  $53 + 5 = 58\text{m}$  とした。



出典：JICA 調査団

図 4.2.2 上端ケーブルの勾配

### 4.2.2.2 主桁断面形状の検討

#### (1) 主桁断面形状の検討

主桁断面において、3種類の断面（広幅断面、通常幅断面、細幅断面）を比較した。比較結果により、「通常幅断面」が最適案として選定された。

#### (2) リブ形式

鋼床板のリブ形式は、平板リブとUリブが適用可能である。比較結果より「Uリブ」が最適案として選定された。（中央分離帯および地覆下リブについては、プレートリブを使用する。）

#### (3) ブラケット高さ

斜張橋のブラケット高さにおいて、1.2m～1.6mの間で変化させ、ブラケットの鋼重を比較した。比較結果により、「ブラケット高さ=1.3m」が最適案として選定された。

#### (4) 主桁ブロック幅の検討

主桁は製作工場から現場に輸送するため、橋軸方向および橋軸直角方向において、いくつかのブロックに分割する必要がある。

ここでは、横方向のブロック幅について検討を行った。比較結果より「ブロック最大幅 = 3.06 m」が最適案として選定された。

4.2.2.3 主塔形式の検討

(1) 主塔形式の検討

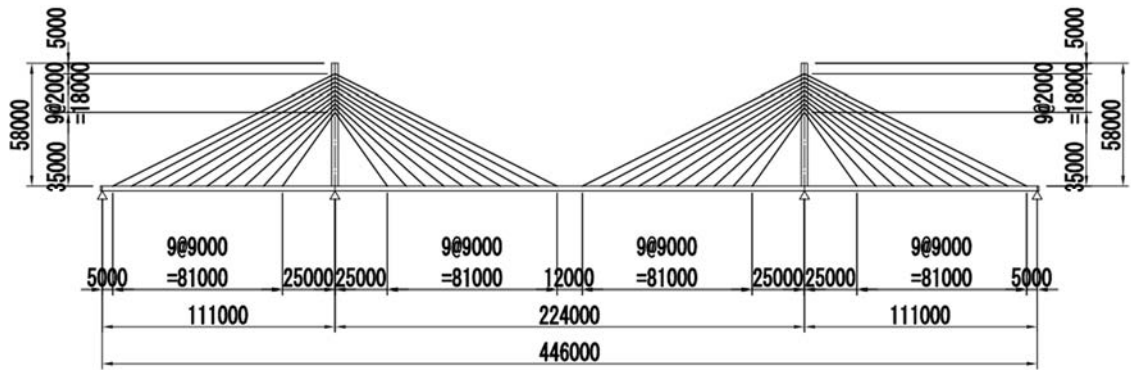
主塔形式については、3種類の主塔（1本柱、A形、2本柱）を比較した。比較結果により、「1本柱形式」が案として選定された。

(2) 塔幅の検討

検討は一般的な定着構造である定着桁形式の場合について行った。基本断面としては 2.5m(幅) x 3.0mとした。

4.2.2.4 ケーブル配置の検討

ケーブル配置では、3種類（ハープ型、放射型、ファン型）を比較した。比較結果により「ファン型」が最適案として選定された。



出典: JICA 調査団

図 4.2.3 ファン型

4.2.2.5 ケーブル本数の検討

主塔の左（右）側のケーブル本数について、3種類（ケーブル 11 本、ケーブル 10 本、ケーブル 9 本）を比較した。比較結果により、「10 本（総計 40 本）」が最適案として選定された。

4.2.2.6 ケーブル種別の検討

(1) ケーブル種別の検討

ケーブル種別は、NPWS、FUT-H、ロックドコイルロープの 3 種類を比較した。比較結果により、「FUT-H ストランドケーブル」が最適案として選定された。

(2) 定着部の検討

1) 塔側定着構造

主塔側定着構造は 3 種類（定着桁、定着板、サドル）を比較した。比較結果により「定着桁」が

最適案として選定された。

## 2) 桁側定着構造

桁側定着構造は、定着桁、縦梁、パイプアンカー、縦桁の4種類を比較した。比較結果より、「定着桁」が最適案として選定された。

### 4.2.2.7 支持条件

斜張橋の支持条件は、3種類（M-F-M-M、M-F-F-M、E-E-E-E）を比較した。比較結果により、「M-F-F-M」が最適案として選定された。

## 4.2.3 斜張橋の下部構造

### 4.2.3.1 橋脚形式の検討 P11, P12

斜張橋の中間橋脚形状（P11、P12）については、円形、小判形状、張出し無しの小判形状の3種類を比較した。比較結果により、「小判形状」が最適案として選定された。

### 4.2.3.2 橋脚形式の検討 P10, P13

斜張橋の端橋脚（P10、P13）形状について、3種類（円形、小判形状、小判形状（張出し無し））を比較した。比較結果により、「小判形状」が最適案として選定された。

## 4.2.4 斜張橋の基礎

### 4.2.4.1 鋼管矢板の杭径

#### (1) 鋼管矢板杭径の検討 (P11, P12)

F/Sでは、鋼管の直径を1000mmと計画していた。ここでは、直径D=1000mm、1200mm、1500mmの3種類で比較を行った。比較結果より、「φ1200mm」が最適案として採用された。

#### (2) 鋼管矢板杭径の検討 (P10, P13)

P11とP12と同様に、P10とP13の鋼管矢板杭径の比較を行った。比較結果により、「φ1200mm」が最適案として選定された。

### 4.2.4.2 基礎形状 (P11, P12)

4.2.4.1では、杭径をφ1200と設定した。ここでは、基礎形状について3種類（矩形形状、円形形状、小判形状）を比較した。比較結果により、「小判形」が最適案として選定された。

### 4.2.4.3 基礎形状 (P10, P13)

P11とP12と同様に、P10とP13の基礎形状比較を行った。比較結果により、「CASE-3 : 小判」

形」が最適案として選定された。

#### 4.2.5 橋梁付属物

##### 4.2.5.1 支承

###### (1) 端支点部の支承について

斜張橋は構造上、端支点において常時負反力が作用するため、これに抵抗する支承構造が必要となる。また端支点は可動支承となるため、負反力を受けながら温度変化時の桁移動に対して追随する必要があり、既往の実績においてはペンデル支承が採用されている。ペンデル支承は正負両方向の鉛直反力を支持するとともに上下に設けたリンク構造により、橋軸方向の桁移動に追随が可能となる構造である。よって、本橋においてもペンデル支承を採用するものとする。

###### (2) 主塔部の支承について

主塔下において、適用可能な支承形式を下表に示す。反力が大きくかつ主桁左右の反力差による回転を拘束しないようにするため、ピボット支承を採用する。

##### 4.2.5.2 伸縮装置

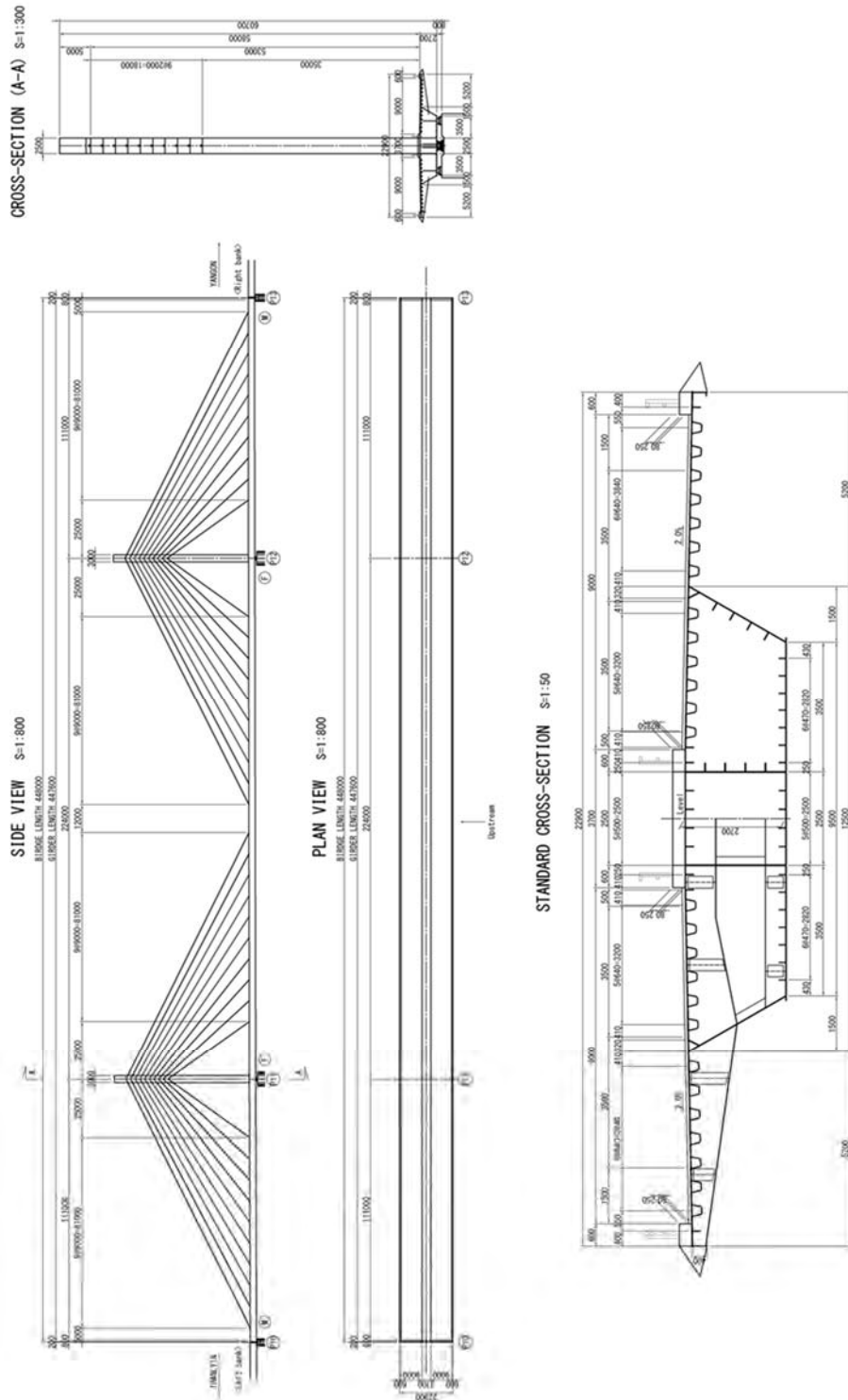
本橋のような長大橋は大きな伸縮量に対応した伸縮装置が必要となるため、伸縮装置の構造形式は従来の施工実績より下表のタイプを想定する。本橋においては、BD 時の設計移動量より、モジュラージョイントを選定する。



4.2.6 基本設計結果

4.2.6.1 上部工基本設計結果

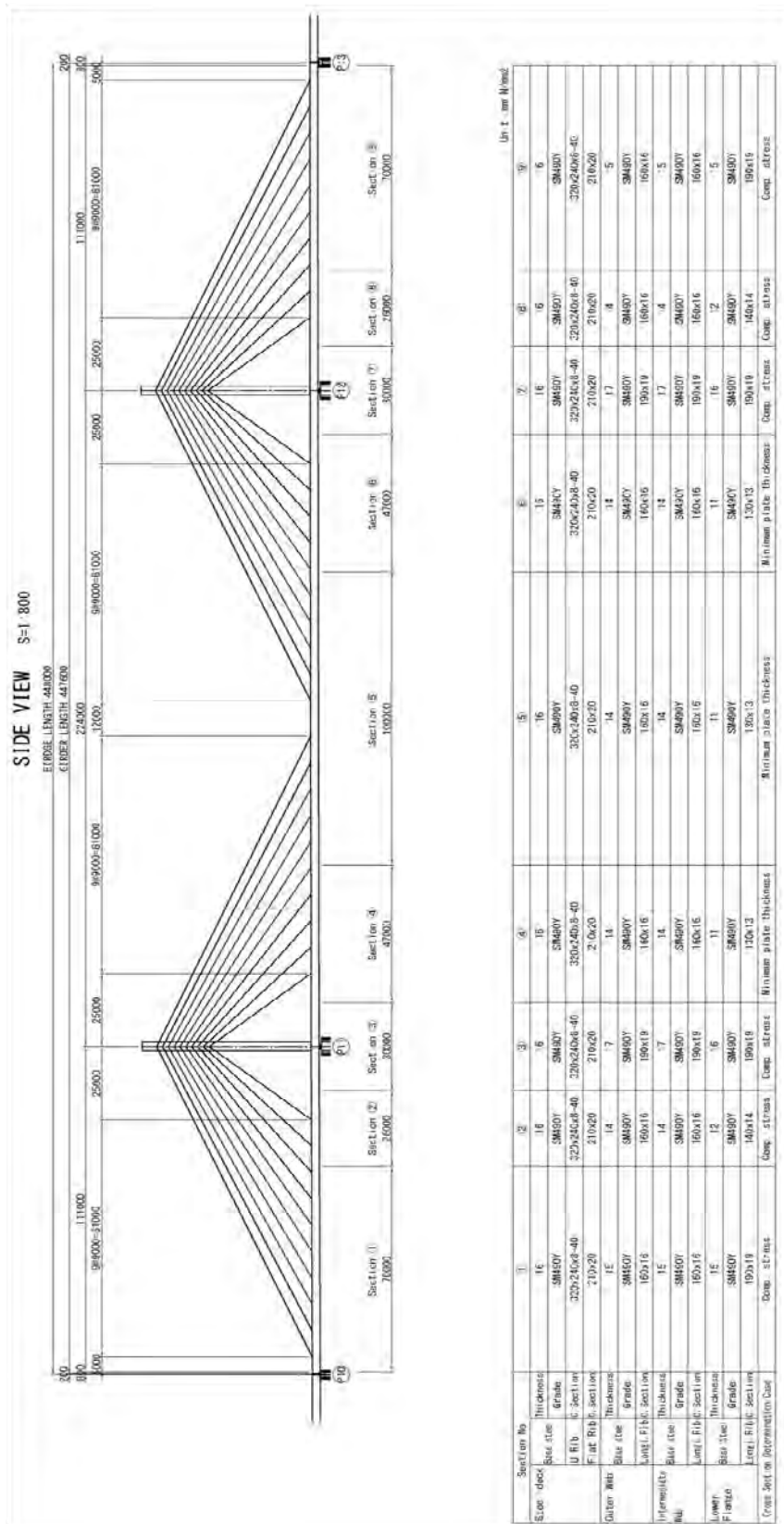
(1) 上部工構造一般図



出典: JICA 調査団

図 4.2.4 上部構造一般図

(2) 主桁断面構成図



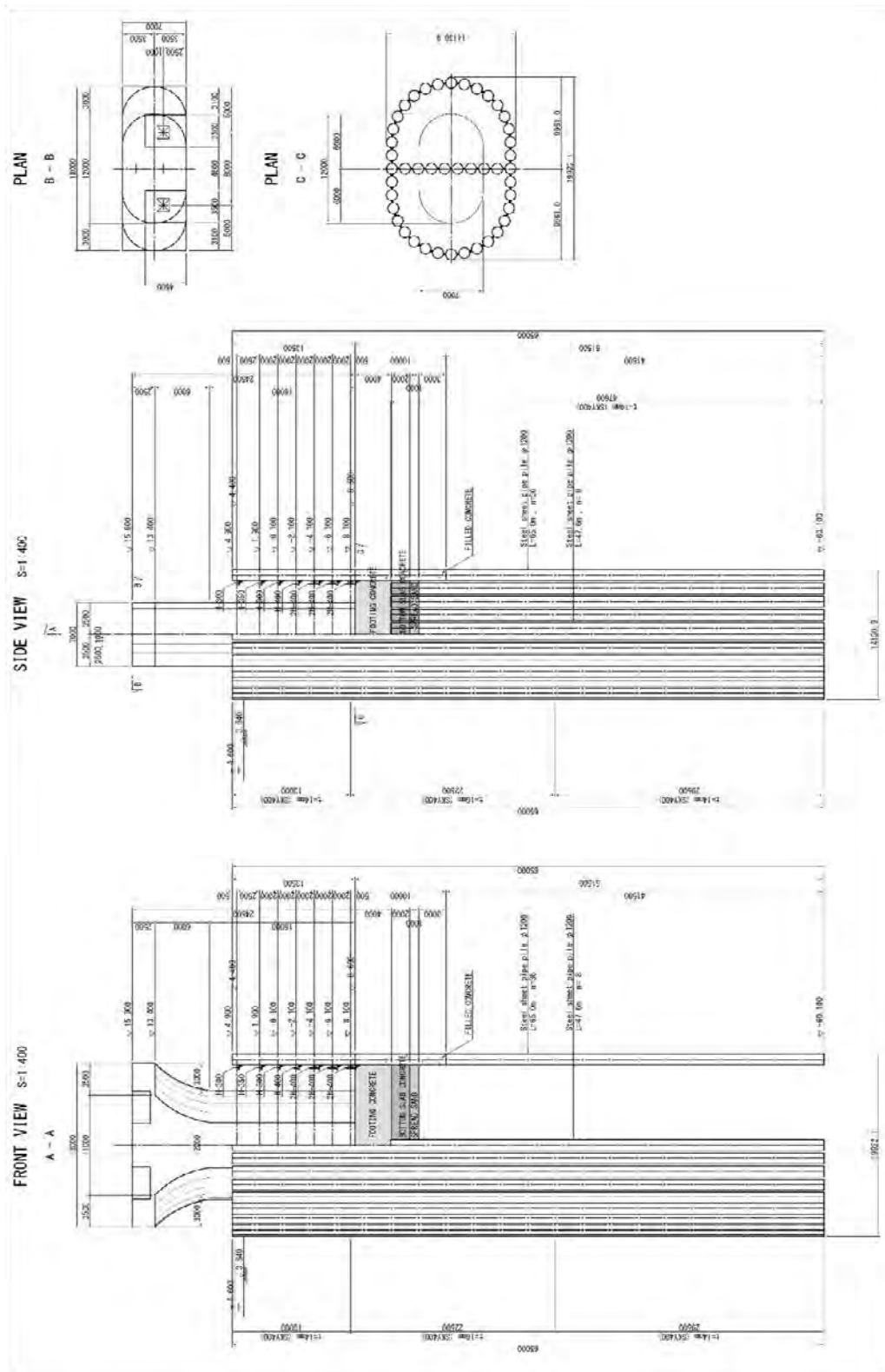
出典: JICA 調査団

図 4.2.5 主桁断面構成図



4.2.6.2 下部工基本設計結果

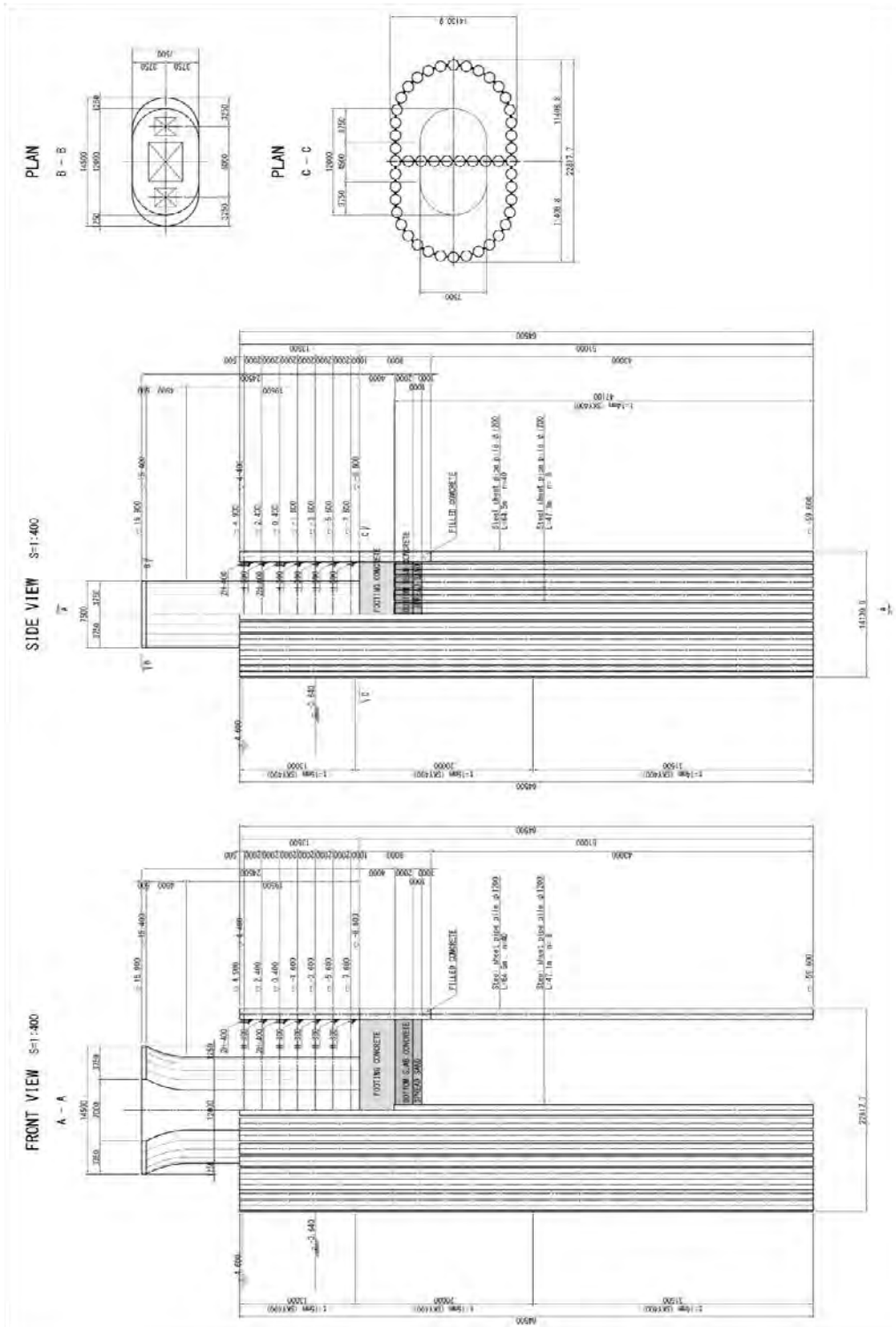
(1) P10, P13



出典: JICA 調査団

図 4.2.7 下部工基本設計結果(P10,P13)

(2) P11, P12



出典: JICA 調査団

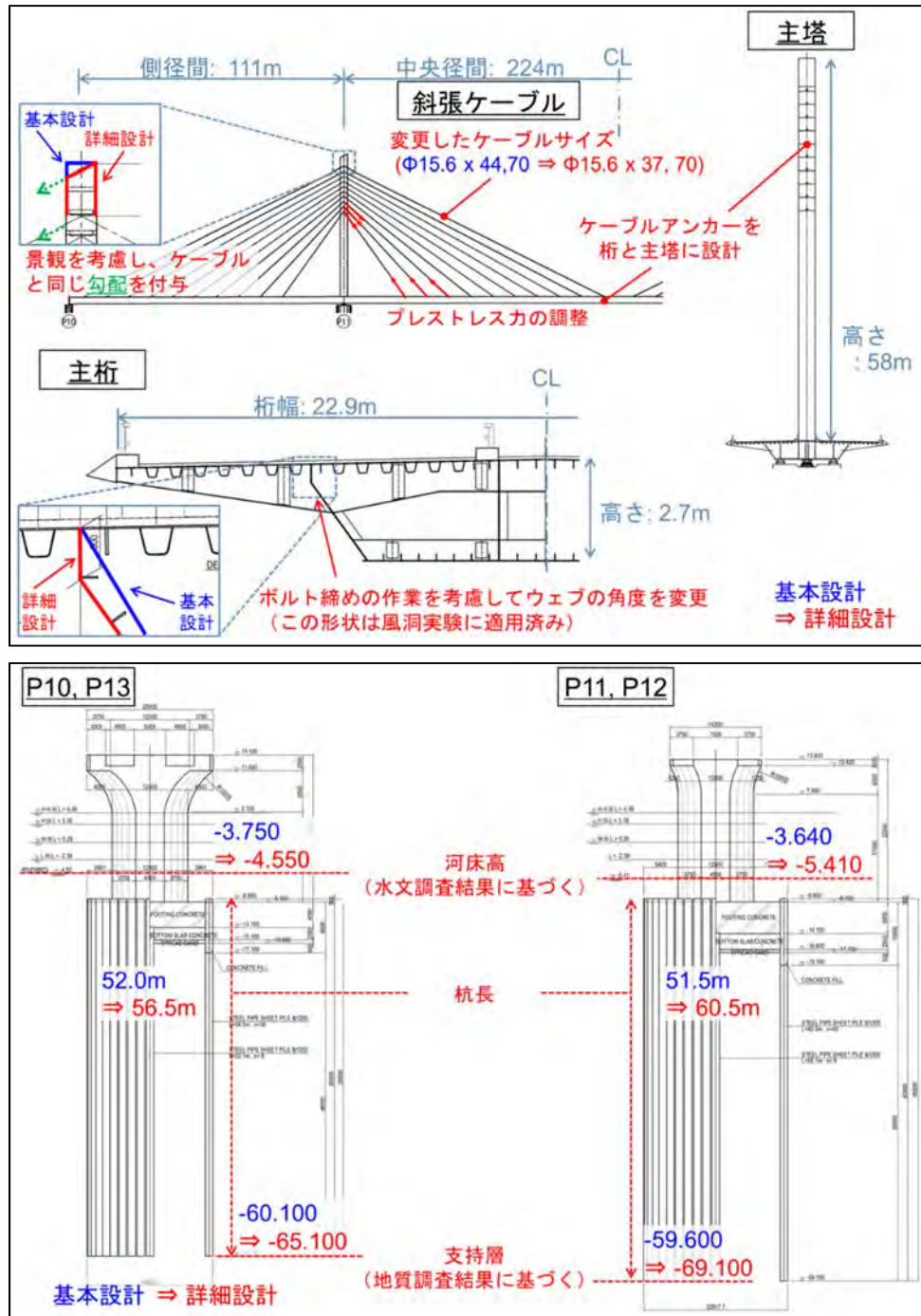
図 4.28 下部工基本設計結果(P11,P12)

〔詳細設計〕

4.2.7 詳細設計概要

4.2.7.1 設計条件の見直し

基本設計から詳細設計において変更された設計条件を次頁に示す。

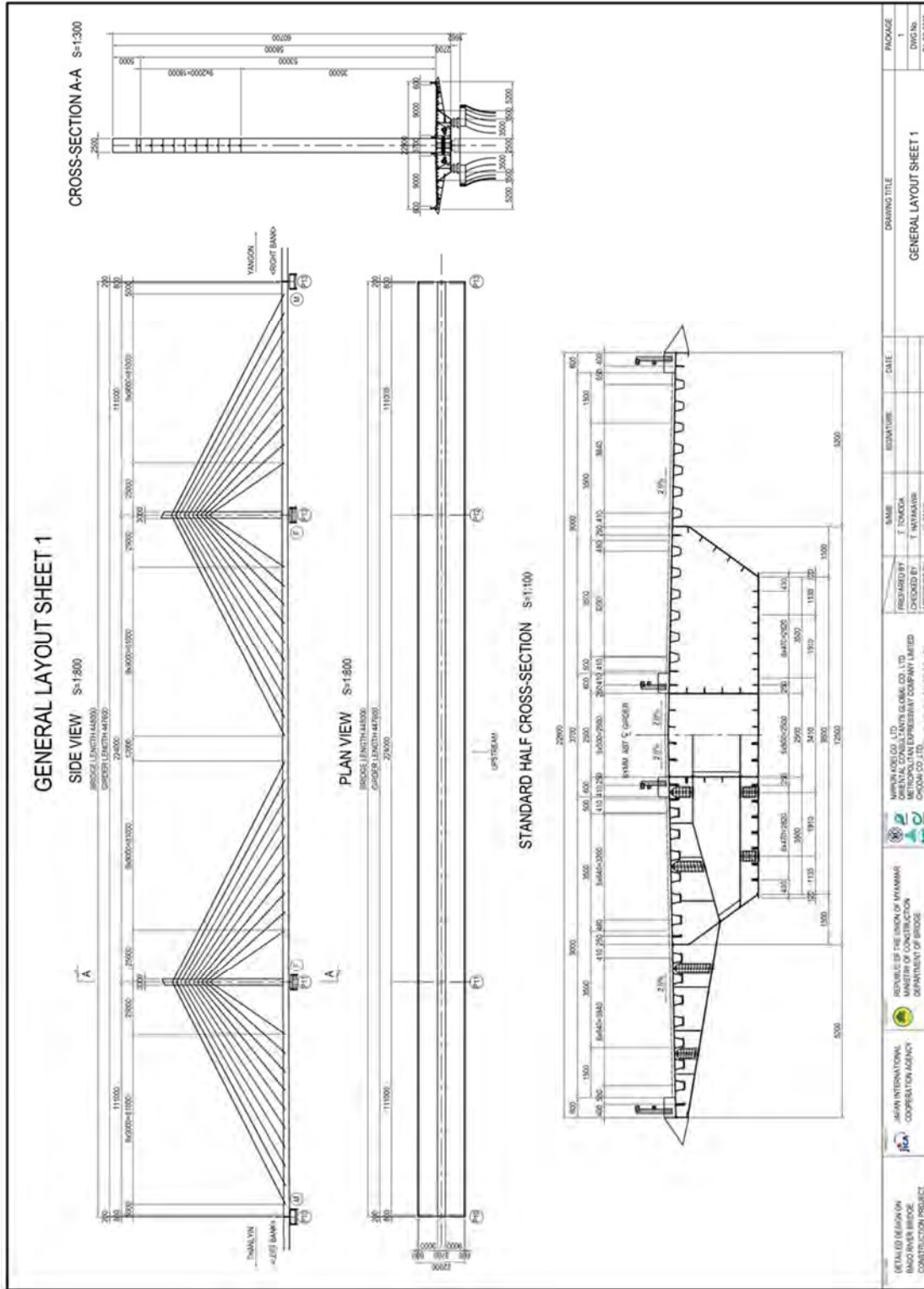


出典: JICA 調査団

図 4.2.9 設計条件の変更

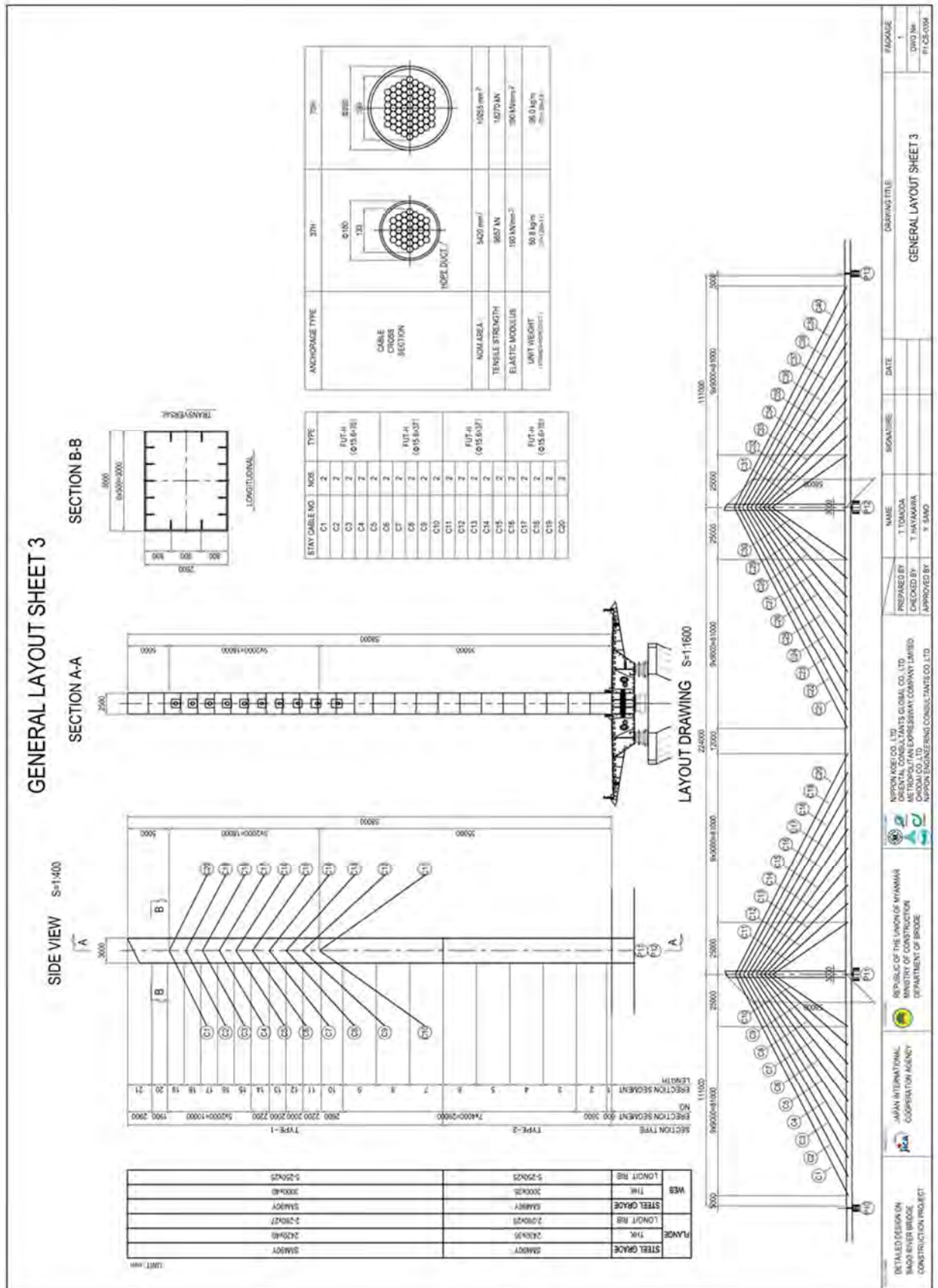
4.2.7.2 詳細設計結果

斜張橋の詳細設計結果を以下に示す。



出典: JICA 調査団

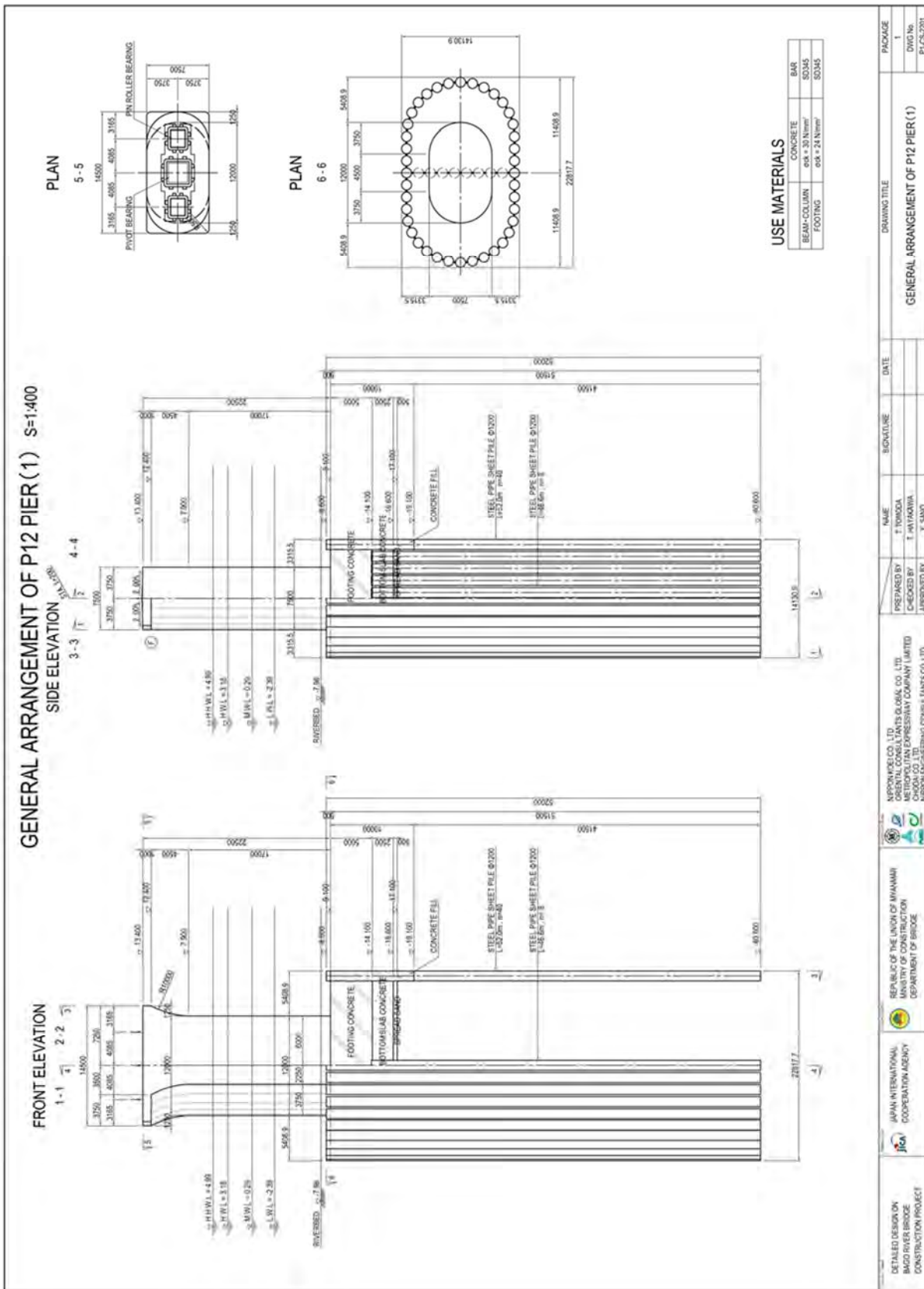
図 4.2.10 斜張橋の設計結果(上部工: 桁)



出典: JICA 調査団

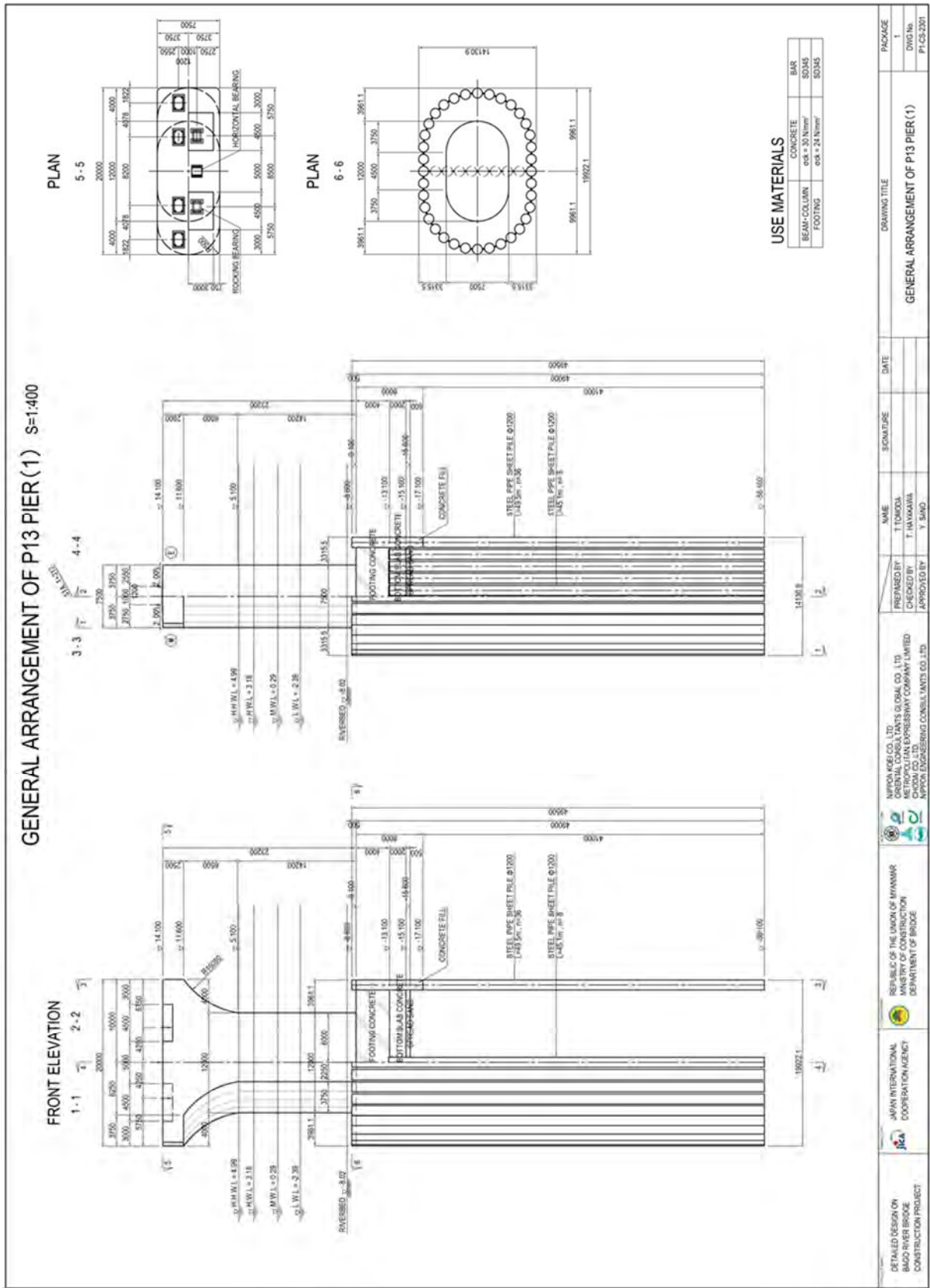
図 4.2.11 斜張橋の設計結果(上部工:主塔、ケーブル)





出典: JICA 調査団

図 4.2.12 斜張橋の設計結果(下部工:P11P, P12)

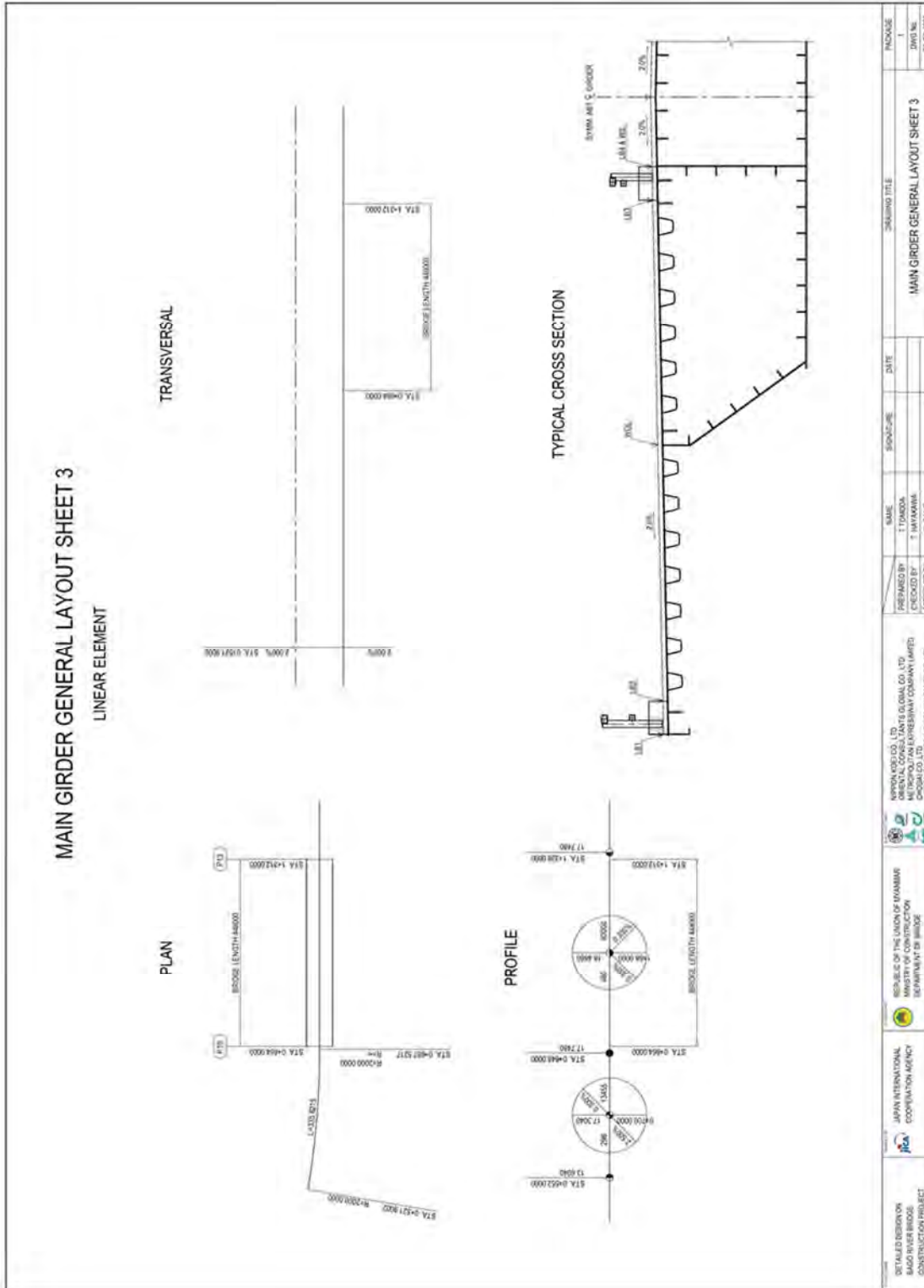


出典: JICA 調査団

図 4.2.13 斜張橋の設計結果(下部工:P10, P13)

4.2.8 線形計算

斜張橋の線形要素を以下に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.14 線形要素

4.2.9 上部工設計概要

4.2.9.1 鋼床版の設計結果

各部材に対する最大断面力により、縦リブ、横リブ、ブラケット、側縦桁の断面を決定した。(参考として、道示のB活荷重に対する照査結果も示す)

表 4.2.2 鋼床版設計結果(1)

横リブ(主桁外ウェブ-中ウェブ間)			AASHTO		道路橋示方書
			Design Truck	Design Tandem	B活荷重
断面形状	デッキ	厚	16	16	16
	下フランジ	幅 x 厚	240 x 10	240 x 10	240 x 10
	腹板	高 x 厚	700 x 9	700 x 9	700 x 9
断面材質	デッキ		SM400	SM400	SM400
	下フランジ		SM490Y	SM490Y	SM490Y
	腹板		SM490Y	SM490Y	SM490Y
応力度	デッキ	曲げ応力度	31	39	43
		許容応力度	140	140	140
	下フランジ	曲げ応力度	-56	-71	-78
		許容応力度	172	172	172
	腹板	せん断応力度	26	34	49
		許容応力度	120	120	120
	合成	合成応力度	0.12	0.19	0.30
	欠損部	垂直せん断	42	54	79
水平せん断		53	68	100	
活荷重たわみ	実たわみ	(mm)	0.78	1.02	1.2
	許容たわみ		10.0	10.0	10.0

横リブ(主桁中ウェブ-中ウェブ間)			AASHTO		道路橋示方書
			Design Truck	Design Tandem	B活荷重
断面形状	デッキ	厚	16	16	16
	下フランジ	幅 x 厚	150 x 10	150 x 10	150 x 10
	腹板	高 x 厚	350 x 9	350 x 9	350 x 9
断面材質	デッキ		SM400	SM400	SM400
	下フランジ		SM400	SM400	SM400
	腹板		SM400	SM400	SM400
応力度	デッキ	曲げ応力度	3	3	8
		許容応力度	140	140	140
	下フランジ	曲げ応力度	-9	-9	-22
		許容応力度	131	131	131
	腹板	せん断応力度	4	4	10
		許容応力度	80	80	80
	合成	合成応力度	0.01	0.01	0.04
	欠損部	垂直せん断	11	11	27
水平せん断		4	4	11	
活荷重たわみ	実たわみ	(mm)	0	0	0
	許容たわみ		5.0	5.0	5.0

出典: JICA 調査団

表 4.2.3 鋼床版設計結果(2)

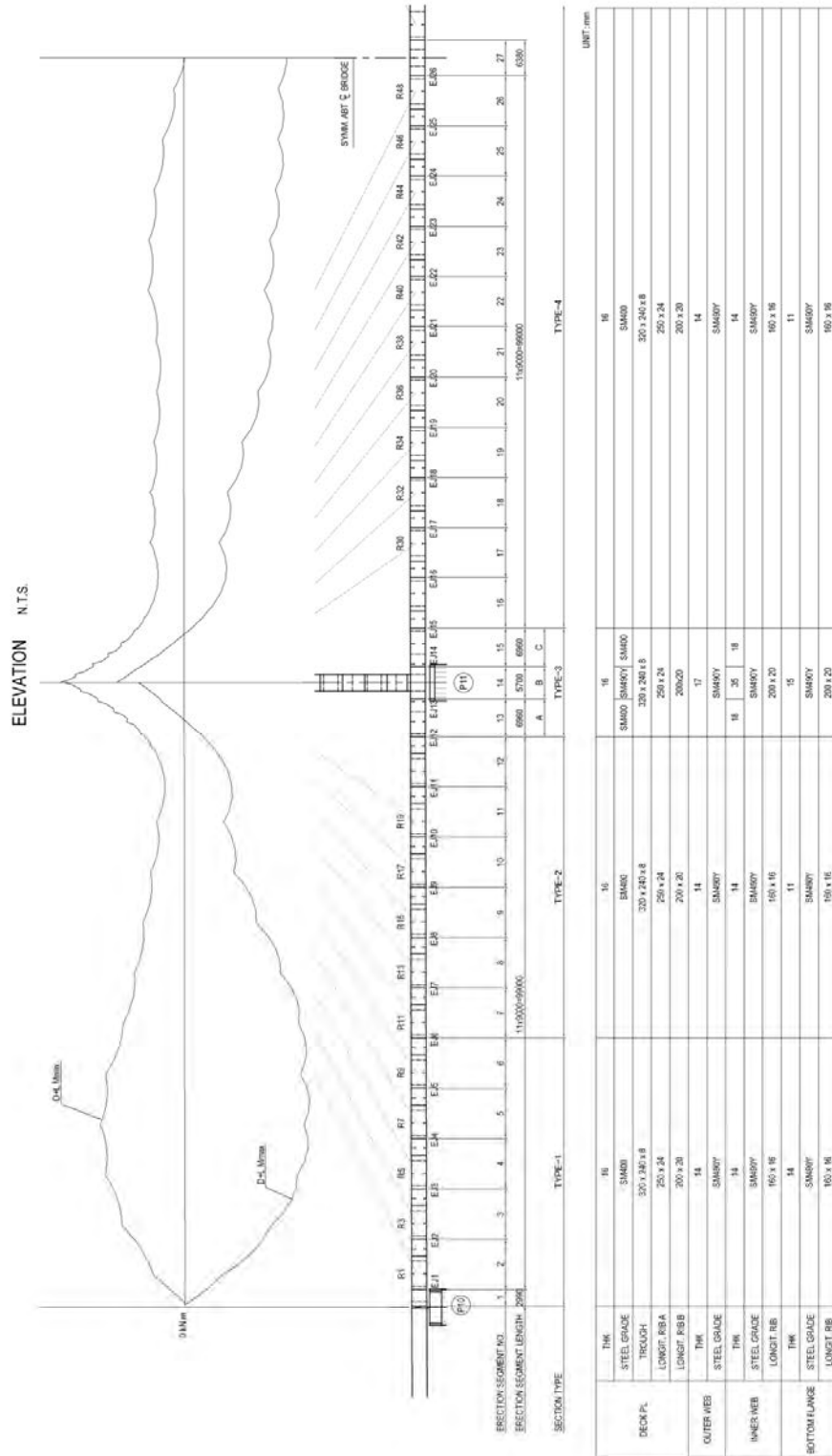
ブラケット(端部)			AASHTO		道路橋示方書
			Design Truck	Design Tandem	B活荷重
断面形状	デッキ	厚	16	16	16
	下フランジ	幅 x 厚	370 x 15	370 x 15	370 x 15
	腹板	高 x 厚	1300 x 10	1300 x 10	1300 x 10
断面材質	デッキ		SM400	SM400	SM400
	下フランジ		SM490Y	SM490Y	SM490Y
	腹板		SM490Y	SM490Y	SM490Y
応力度	デッキ	曲げ応力度	37	43	51
		許容応力度	140	140	140
	下フランジ	曲げ応力度	-109	-126	-149
		許容応力度	160	160	160
	腹板	せん断応力度	37	41	53
		許容応力度	120	120	120
	合成	合成応力度	0.35	0.47	0.68
	欠損部	垂直せん断	46	52	66
水平せん断		75	84	106	
活荷重たわみ	実たわみ	(mm)	2.89	3.44	4.12
	許容たわみ		17.3	17.3	17.3

ブラケット(中間部)			AASHTO		道路橋示方書
			Design Truck	Design Tandem	B活荷重
断面形状	デッキ	厚	16	16	16
	下フランジ	幅 x 厚	240 x 15	240 x 15	240 x 15
	腹板	高 x 厚	1300 x 9	1300 x 9	1300 x 9
断面材質	デッキ		SM400	SM400	SM400
	下フランジ		SM490Y	SM490Y	SM490Y
	腹板		SM490Y	SM490Y	SM490Y
応力度	デッキ	曲げ応力度	24	29	30
		許容応力度	140	140	140
	下フランジ	曲げ応力度	-89	-105	-111
		許容応力度	119	119	119
	腹板	せん断応力度	28	34	41
		許容応力度	120	120	120
	合成	合成応力度	0.23	0.32	0.38
	欠損部	垂直せん断	35	43	51
水平せん断		56	69	82	
活荷重たわみ	実たわみ	(mm)	2.44	2.96	3.07
	許容たわみ		17.3	17.3	17.3

出典: JICA 調査団

4.2.9.2 主桁の設計結果

主桁断面の計算結果は以下に示す。

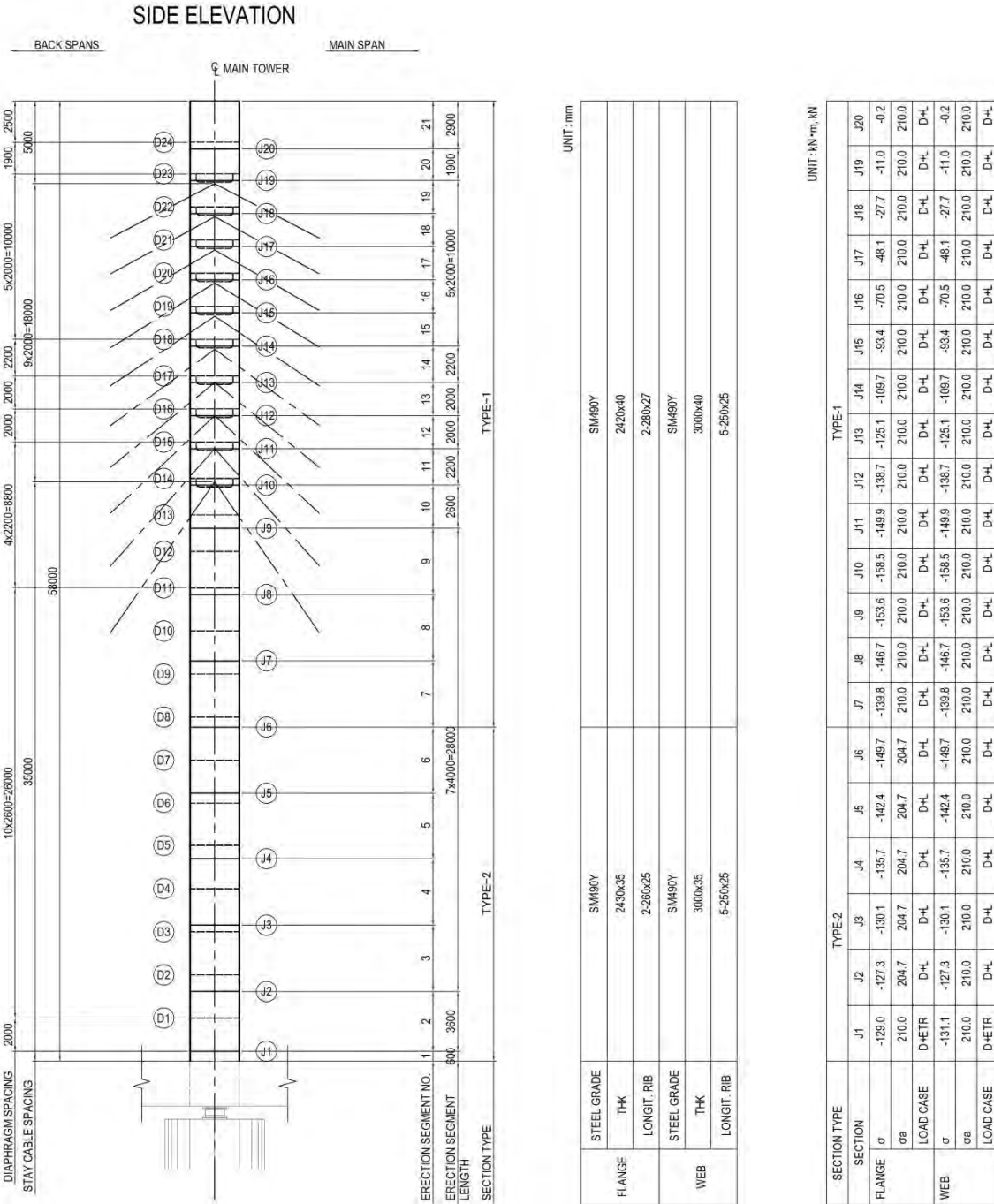


出典: JICA 調査団

図 4.2.15 主桁断面構成図

4.2.9.3 主塔の設計結果

主塔断面の計算結果は以下に示す通りである。



出典: JICA 調査団

図 4.2.16 主塔断面計算結果

4.2.9.4 ケーブル設計結果

(1) 斜材ケーブルの選定

ケーブルの発生張力およびケーブル断面を以下に示す (左右対称のため片側のみ記載)。

表 4.2.4 ケーブル張力およびケーブル断面

部材番号	荷重	発生張力	ケーブルTYPE
C1	ケーブル張力max(all)	6616.6	φ 15.6 * 70
C2	ケーブル張力max(all)	5935.1	φ 15.6 * 70
C3	ケーブル張力max(all)	5322.2	φ 15.6 * 70
C4	ケーブル張力max(all)	5033.1	φ 15.6 * 70
C5	ケーブル張力max(all)	5291.6	φ 15.6 * 70
C6	ケーブル張力max(all)	3144.2	φ 15.6 * 37
C7	ケーブル張力max(all)	3457.4	φ 15.6 * 37
C8	ケーブル張力max(all)	3675.1	φ 15.6 * 37
C9	ケーブル張力max(all)	3752.1	φ 15.6 * 37
C10	ケーブル張力max(all)	3628.3	φ 15.6 * 37
C20	ケーブル張力max(all)	5622.5	φ 15.6 * 70
C19	ケーブル張力max(all)	5335.9	φ 15.6 * 70
C18	ケーブル張力max(all)	5150.0	φ 15.6 * 70
C17	ケーブル張力max(all)	5177.1	φ 15.6 * 70
C16	ケーブル張力max(all)	5488.0	φ 15.6 * 70
C15	ケーブル張力max(all)	3227.5	φ 15.6 * 37
C14	ケーブル張力max(all)	3521.6	φ 15.6 * 37
C13	ケーブル張力max(all)	3696.9	φ 15.6 * 37
C12	ケーブル張力max(all)	3738.0	φ 15.6 * 37
C11	ケーブル張力max(all)	3607.9	φ 15.6 * 37

出典: JICA 調査団

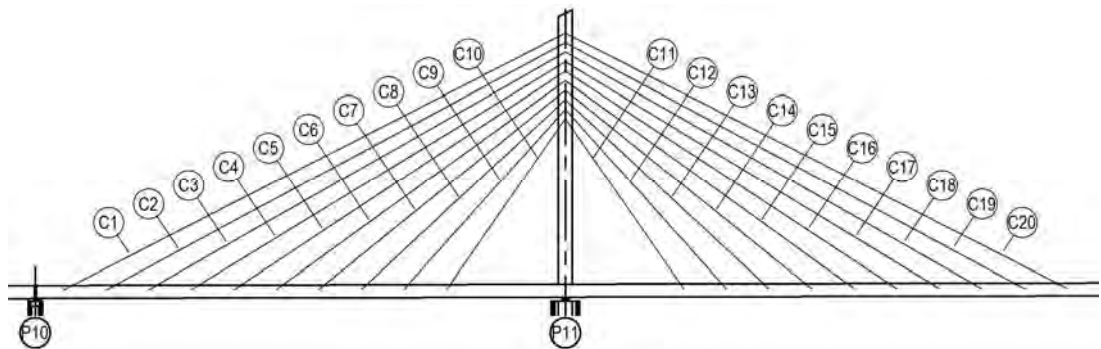


図 4.2.17 ケーブル番号

出典: JICA 調査団



最大ケーブル引張力がケーブル耐力以下であることを以下のとおり確認した。

ケーブル番号	最大ケーブル引張力	ケーブル耐力	安全率
C1-C2, C16-C20 (70H)	6617 kN	18270 kN	2.76 > 2.5 (OK)
C6-C10, C11-C15 (37H)	3752 kN	9657 kN	2.57 > 2.5 (OK)

出典: JICA 調査団

選定されたケーブル断面を以下に示す。

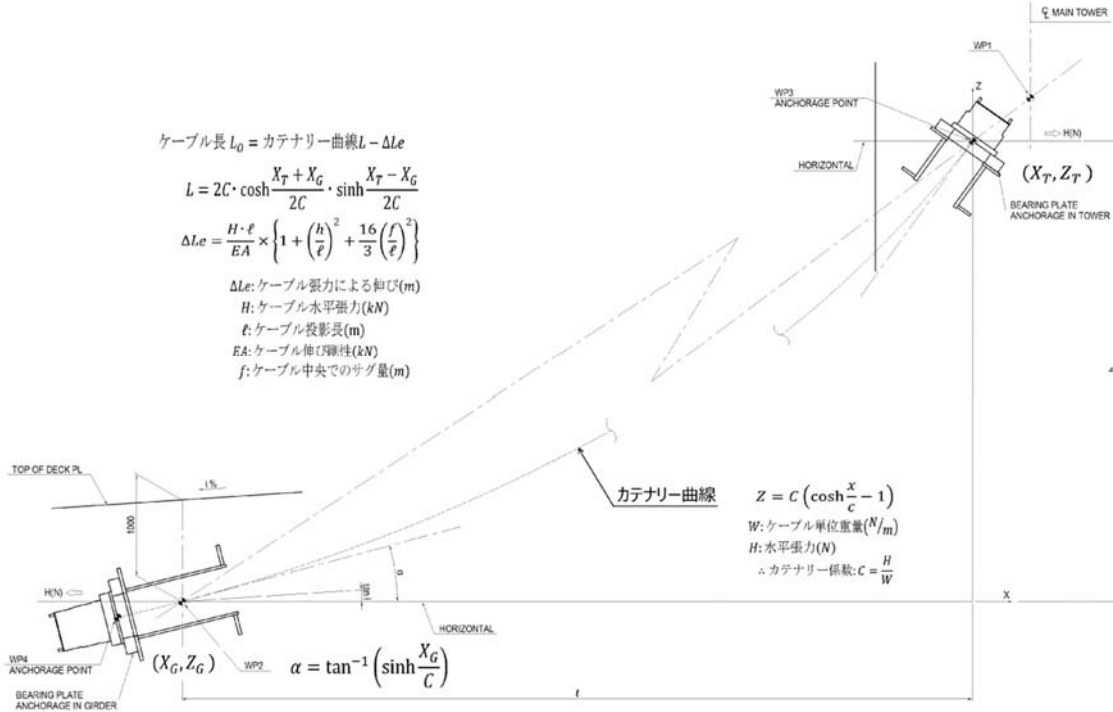
表 4.2.5 ケーブル断面および断面特性

ANCHORAGE TYPE	37H	70H
CABLE CROSS SECTION		
NOM.AREA	5420 mm <sup>2</sup>	10255 mm <sup>2</sup>
TENSILE STRENGTH	9657 kN	18270 kN
ELASTIC MODULUS	190 kN/mm <sup>2</sup>	190 kN/mm <sup>2</sup>
UNIT WEIGHT (STRANDS+HDPE DUCT)	50.8 kg/m (37×1.288+3.1)	96.0 kg/m (70×1.288+5.8)

出典: JICA 調査団

(2) ケーブル長さの計算

ケーブル長さはカタナリー曲線を考慮して計算した。以下に計算結果を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.18 カテナリー曲線の計算方法

4.2.9.5 ケーブルプレストレス力の検討

検討結果を以下に示す。

表 4.2.6 荷重ケース

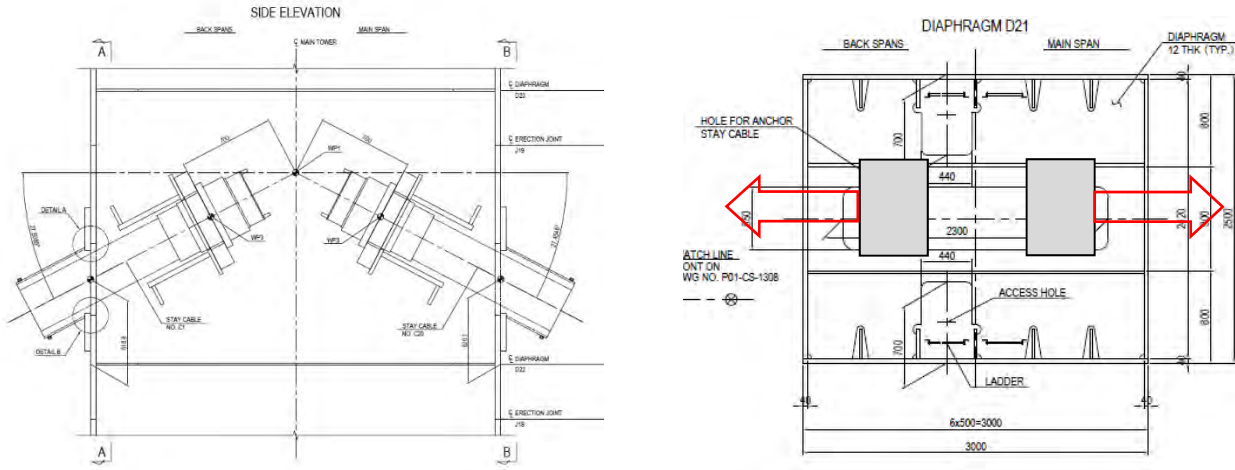
		要素番号	PS(kN)			要素番号	PS(kN)			要素番号	PS(kN)			要素番号	PS(kN)
側 径 間 P10	上	401	720	中 央 径 間 P11	上	411	1420	中 央 径 間 P12	上	421	1420	側 径 間 P13	上	431	720
		402	330			412	650			422	650			432	330
		403	0			413	20			423	20			433	0
		404	-170			414	-360			424	-360			434	-170
		405	-50			415	-400			425	-400			435	-50
		406	210			416	-20			426	-20			436	210
		407	470			417	220			427	220			437	470
		408	700			418	470			428	470			438	700
		409	1010			419	810			429	810			439	1010
		410	1450			420	1300			430	1300			440	1450
	下			下				下				下			

出典: JICA 調査団

4.2.9.6 ケーブル定着部の構造検討

(1) 主塔側の定着構造

定着桁からケーブルの水平張力の差分と鉛直力が、シャイベとダイヤフラムを介して主塔側壁につたわる「定着桁構造」を採用している。

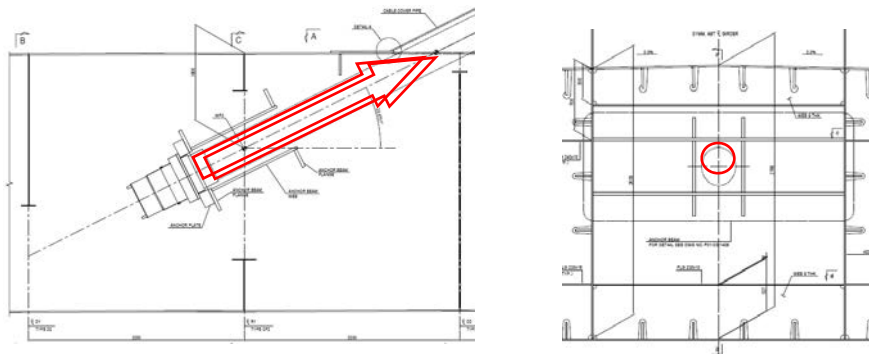


出典: JICA 調査団

図 4.2.19 塔側のケーブル定着構造

(2) 主桁側の定着構造

ケーブル張力が定着桁から中ウェブを介して主桁全体に伝わる構造である。ウェブ板厚が厚くなる傾向にあるが、力学性状が単純明快な「定着桁構造」を採用している。



出典: JICA 調査団

図 4.2.20 桁側のケーブル定着構造

(3) 定着桁が取り付くウェブ照査結果

付加応力が懸念される、定着桁が取り付く中ウェブの応力照査結果を、表 4.2.49 に示す。

表 4.2.7 中ウェブの発生応力

着目点 (中ウェブ)		発生応力(N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	照査結果
主塔	A-A 線上	50~160	210	OK
	B-B 線上	50~150	210	OK
主桁	A-A 線上	50~100	143	OK
	B-B 線上	50~100	143	OK

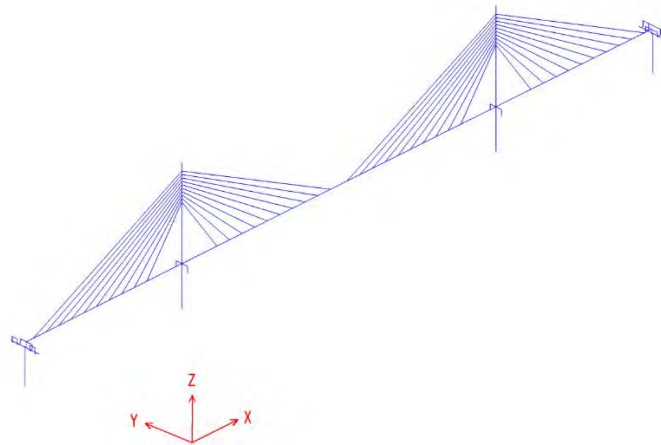
出典: JICA 調査団

設計計算では、簡易計算で検討したウェブ付近付加応力を考慮して断面を決定しているが、ケーブル定着部の FEM 解析によって安全性が確認された。

4.2.9.7 静的全体構造解析

(1) 解析方針

解析モデルを以下に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.21 骨組み解析モデル

(2) 荷重組合せ

表 4.2.8 荷重組合せ(上部工設計断面力)

ケース	名称	割増係数	死荷重	PS	活荷重	温度	風荷重		地震荷重				
							直角		橋軸		直角		
							WTR ↑	WTR ↓	ELG→	ELG←	ETR ↑	ETR ↓	
死荷重	D[Db+Da+PS]:死荷重+PS	1.00	○	○									
常時	D+L	1.00	○	○	PICK UP								
温度時	D+L+T	1.15	○	○	PICK UP	PICK UP							
風時	D+WgTR ↑ (D+WtTR ↑)	1.25	○	○			○						
	D+WgTR ↓ (D+WtTR ↓)	1.25	○	○				○					
	D+L+WgTR ↑ (D+L+WtTR ↑)	1.25	○	○	PICK UP		○x0.5						
	D+L+WgTR ↓ (D+L+WtTR ↓)	1.25	○	○	PICK UP			○x0.5					
風+温度時	D+WgTR ↑+T (D+WtTR ↑+T)	1.35	○	○		PICK UP	○						
	D+WgTR ↓+T (D+WtTR ↓+T)	1.35	○	○		PICK UP		○					
	D+L+WgTR ↑+T (D+L+WtTR ↑+T)	1.35	○	○	PICK UP	PICK UP	○x0.5						
	D+L+WgTR ↓+T (D+L+WtTR ↓+T)	1.35	○	○	PICK UP	PICK UP		○x0.5					
耐震性能1 地震時	D+ELG→	1.50	○	○					○				
	D+ELG←	1.50	○	○					○				
	D+ETR ↑	1.50	○	○						○			
	D+ETR ↓	1.50	○	○								○	

出典: JICA 調査団

表 4.2.9 荷重組合せ(支承部設計断面力)

ケース	名称	死荷重	PS	活荷重	温度	風荷重		地震荷重					
						直角		橋軸		直角			
						WTR ↑	WTR ↓	ELG→	ELG←	ETR ↑	ETR ↓		
死荷重	D[Db+Da+PS]:死荷重+PS	○	○										
常時	D+L	○	○	PICK UP									
温度時	D+L+T	○	○	PICK UP	PICK UP								
風時	D+WgTR ↑ (D+WtTR ↑)	○	○			○							
	D+WgTR ↓ (D+WtTR ↓)	○	○				○						
	D+L+WgTR ↑ (D+L+WtTR ↑)	○	○	PICK UP		○x0.5							
	D+L+WgTR ↓ (D+L+WtTR ↓)	○	○	PICK UP			○x0.5						
風+温度時	D+WgTR ↑+T (D+WtTR ↑+T)	○	○		PICK UP	○							
	D+WgTR ↓+T (D+WtTR ↓+T)	○	○		PICK UP		○						
	D+L+WgTR ↑+T (D+L+WtTR ↑+T)	○	○	PICK UP	PICK UP	○x0.5							
	D+L+WgTR ↓+T (D+L+WtTR ↓+T)	○	○	PICK UP	PICK UP		○x0.5						
耐震性能1 地震時	D+ELG→	○	○					○					
	D+ELG←	○	○						○				
	D+ETR ↑	○	○							○			
	D+ETR ↓	○	○									○	
耐震性能2 地震時	D+SELG→	○	○					○x1.5					
	D+SELG←	○	○						○x1.5				
	D+SETR ↑	○	○							○x1.5			
	D+SETR ↓	○	○									○x1.5	

出典: JICA 調査団

## (3) 解析結果

表 4.2.10 ケーブル断面力

Elem	Load	Force (kN)
401	D+L (max)	6616.58
402	D+L (max)	5935.07
403	D+L (max)	5322.17
404	D+L (max)	5033.07
405	D+L (max)	5291.65
406	D+L (max)	3144.18
407	D+L (max)	3457.40
408	D+L (max)	3675.10
409	D+L (max)	3752.13
410	D+L (max)	3628.30
411	D+L (max)	5622.50
412	D+L (max)	5335.85
413	D+L (max)	5150.02
414	D+L (max)	5177.12
415	D+L (max)	5488.04
416	D+L (max)	3227.47
417	D+L (max)	3521.63
418	D+L (max)	3696.88
419	D+L (max)	3738.00
420	D+L (max)	3607.90
421	D+L (max)	5622.46
422	D+L (max)	5335.81
423	D+L (max)	5149.99
424	D+L (max)	5177.10
425	D+L (max)	5488.03
426	D+L (max)	3227.47
427	D+L (max)	3521.63
428	D+L (max)	3696.88
429	D+L (max)	3738.00
430	D+L (max)	3607.91
431	D+L (max)	6616.53
432	D+L (max)	5935.03
433	D+L (max)	5322.14
434	D+L (max)	5033.05
435	D+L (max)	5291.63
436	D+L (max)	3144.17
437	D+L (max)	3457.40
438	D+L (max)	3675.10
439	D+L (max)	3752.14
440	D+L (max)	3628.30

出典: JICA 調査団

4.2.9.8 疲労設計

表 4.2.11 に主桁の疲労照査結果一部を示す。

表 4.2.11 疲労照査結果例

照査位置	格点名	照査点-1		照査点-2		照査点-3		照査点-4	
		デッキの板継		デッキと横リブ腹板		デッキとダイア		デッキと縦リブ	
		D等級		E等級		E等級		D等級	
		打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$
P10 近傍	2	-----	-----	****	*****	-----	-----	-----	-----
	3	0<85	-----	0<65	-----	****	*****	0<88	-----
	4	-----	-----	****	*****	0<81	-----	0<109	-----
側径間 中央 近傍	24	1<109	-----	****	*****	1<81	-----	1<109	-----
	25	1<109	-----	1<81	-----	****	*****	1<109	-----
	26	1<109	-----	****	*****	1<81	-----	1<109	-----
P11 近傍	49	1<109	-----	1<81	-----	****	*****	1<109	-----
	50	1<109	-----	****	*****	1<81	-----	1<109	-----
	52	2<109	-----	****	*****	2<81	-----	2<109	-----
中央径 間中央 近傍	104	1<84	-----	****	*****	1<62	-----	1<84	-----
	105	1<84	-----	1<62	-----	****	*****	1<84	-----
	106	1<84	-----	****	*****	1<62	-----	1<84	-----
照査位置	格点名	照査点-5		照査点-6		照査点-7		照査点-8	
		下フランジと横リブ腹板		下フランジとダイア		下フランジと縦リブ		ソールプレート(橋軸)	
		E等級		E等級		D等級		G等級	
		打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$
P10 近傍	2	****	*****	10<68	-----	10<92	-----	****	*****
	3	18<75	-----	****	*****	18<101	-----	****	*****
	4	****	*****	24<71	-----	24<96	-----	****	*****
側径間 中央 近傍	24	****	*****	50<68	-----	50<93	-----	****	*****
	25	49<68	-----	****	*****	49<91	-----	****	*****
	26	****	*****	47<69	-----	47<94	-----	****	*****
P11 近傍	49	15<81	-----	****	*****	15<109	-----	****	*****
	50	****	*****	16<81	-----	16<109	-----	****	*****
	52	****	*****	19<81	-----	19<109	-----	19<42	-----
中央径 間中央 近傍	104	****	*****	33<62	-----	33<84	-----	****	*****
	105	32<62	-----	****	*****	32<84	-----	****	*****
	106	****	*****	33<62	-----	33<84	-----	****	*****
照査位置	格点名	照査点-9		照査点-10		照査点-11		照査点-12	
		デッキの縦リブと横リブ		デッキの縦リブとダイア		下フランジの縦リブと横リブ		下フランジの縦リブとダイア	
		E等級		E等級		E等級		E等級	
		打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$	打切り判定	累積損傷度 $D = \sum D_{ij}$
P10 近傍	2	****	*****	-----	-----	****	*****	10<68	-----
	3	0<65	-----	****	*****	18<75	-----	****	*****
	4	****	*****	0<81	-----	****	*****	24<71	-----
側径間 中央 近傍	24	****	*****	1<81	-----	****	*****	50<68	-----
	25	1<81	-----	****	*****	49<68	-----	****	*****
	26	****	*****	1<81	-----	****	*****	47<69	-----
P11 近傍	49	1<81	-----	****	*****	15<81	-----	****	*****
	50	****	*****	1<81	-----	****	*****	16<81	-----
	52	****	*****	2<81	-----	****	*****	19<81	-----
中央径 間中央 近傍	104	****	*****	1<62	-----	****	*****	33<62	-----
	105	1<62	-----	****	*****	32<62	-----	****	*****
	106	****	*****	1<62	-----	****	*****	33<62	-----

出典: JICA 調査団

4.2.9.9 溶接部設計

(1) 主桁の溶接計算

以下に主桁の溶接計算結果を示す。

表 4.2.12 すみ肉溶接計算結果(外ウェブ)

断面 番号	tu	tw	作用応力度		許容応力度		すみ肉溶接サイズ				
	t1 (mm)	tw (mm)	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma a$ (N/mm <sup>2</sup> )	S1 (mm)	S2 (mm)	Sreq (mm)	$\sqrt{2 \cdot t}$ (mm)	S (mm)
EJ2	16	14	31.1	-27.7	120	210	2.57	2.36	2.57	5.66	6
	14	14	27.5	-51.5	120	210	2.27	2.12	2.27	5.29	6
EJ4	16	14	22.1	-51.2	120	210	1.82	1.71	1.82	5.66	6
	14	14	19.6	-91.8	120	210	1.62	1.61	1.62	5.29	6
EJ6	16	14	19.4	-60.5	120	210	1.60	1.51	1.60	5.66	6
	11	14	16.6	-92.2	120	210	1.37	1.36	1.37	5.29	6
EJ8	16	14	25.8	-55.2	120	210	2.13	2.00	2.13	5.66	6
	11	14	21.3	-73.3	120	210	1.76	1.69	1.76	5.29	6
EJ10	16	14	24.8	-48.9	120	210	2.05	1.91	2.05	5.66	6
	11	14	21.1	-62.0	120	210	1.74	1.65	1.74	5.29	6
EJ12	16	14	42.8	-43.8	120	210	3.53	3.28	3.53	5.66	6
	11	14	35.3	-80.5	120	210	2.91	2.84	2.91	5.29	6
EJ14	16	17	54.3	-21.6	120	210	5.44	4.99	5.44	5.83	6
	15	17	47.7	-110.9	120	210	4.78	4.98	4.98	5.83	6
EJ16	16	14	33.2	-53.2	120	210	2.74	2.57	2.74	5.66	6
	11	14	30.6	-67.1	120	210	2.52	2.41	2.52	5.29	6
EJ18	16	14	34.6	-51.8	120	210	2.85	2.67	2.85	5.66	6
	11	14	30.7	-65.3	120	210	2.53	2.41	2.53	5.29	6
EJ20	16	14	30.2	-54.5	120	210	2.49	2.34	2.49	5.66	6
	11	14	26.6	-55.0	120	210	2.19	2.06	2.19	5.29	6
EJ22	16	14	26.4	-48.3	120	210	2.18	2.03	2.18	5.66	6
	11	14	23.0	-55.4	120	210	1.90	1.78	1.90	5.29	6
EJ24	16	14	27.9	-42.9	120	210	2.30	2.14	2.30	5.66	6
	11	14	23.9	-37.9	120	210	1.97	1.82	1.97	5.29	6
EJ26	16	14	30.8	-28.4	120	210	2.54	2.34	2.54	5.66	6
	11	14	25.9	89.7	120	210	2.14	2.12	2.14	5.29	6

出典: JICA 調査団



表 4.2.13 すみ肉溶接計算結果(中ウェブ)

断面 番号	tu	tw	作用応力度		付加応力度		合計応力度		許容応力度		すみ肉溶接サイズ				
	tl	tw	$\tau 1$	$\sigma 1$	$\tau 2$	$\sigma 2$	$\Sigma \tau$	$\Sigma \sigma$	$\tau a$	$\sigma a$	S1	S2	Sreq	$\sqrt{(2 \cdot t)}$	S
	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
EJ2	16	14	17.8	-30.6	-	-	17.8	-30.6	120	210	1.47	1.35	1.47	5.66	6
	14	14	14.4	-51.4	-	-	14.4	-51.4	120	210	1.19	1.11	1.19	5.29	6
EJ4	16	14	12.3	-55.9	-	-	12.3	-55.9	120	210	1.01	0.95	1.01	5.66	6
	14	14	10.0	-91.6	-	-	10.0	-91.6	120	210	0.82	0.82	0.82	5.29	6
EJ6	16	14	11.1	-65.6	-	-	11.1	-65.6	120	210	0.92	0.87	0.92	5.66	6
	11	14	8.5	-92.1	-	-	8.5	-92.1	120	210	0.70	0.70	0.70	5.29	6
EJ8	16	14	17.6	-58.8	-	-	17.6	-58.8	120	210	1.45	1.37	1.45	5.66	6
	11	14	13.3	-73.3	-	-	13.3	-73.3	120	210	1.10	1.06	1.10	5.29	6
EJ10	16	14	15.0	-51.1	-	-	15.0	-51.1	120	210	1.24	1.16	1.24	5.66	6
	11	14	11.4	-62.0	-	-	11.4	-62.0	120	210	0.94	0.89	0.94	5.29	6
EJ12	16	14	29.1	-44.9	-	-	29.1	-44.9	120	210	2.40	2.23	2.40	5.66	6
	11	14	22.0	-80.6	-	-	22.0	-80.6	120	210	1.81	1.77	1.81	5.29	6
EJ14	16	18	32.1	-20.2	-	-	32.1	-20.2	120	210	3.40	3.12	3.40	6.00	6
	15	18	25.9	-110.4	-	-	25.9	-110.4	120	210	2.75	2.86	2.86	6.00	6
EJ16	16	14	12.2	-55.1	-	-	12.2	-55.1	120	210	1.01	0.95	1.01	5.66	6
	11	14	9.8	-67.2	-	-	9.8	-67.2	120	210	0.81	0.77	0.81	5.29	6
EJ18	16	14	16.7	-54.1	-	-	16.7	-54.1	120	210	1.38	1.29	1.38	5.66	6
	11	14	13.0	-65.3	-	-	13.0	-65.3	120	210	1.07	1.02	1.07	5.29	6
EJ20	16	14	15.2	-57.9	-	-	15.2	-57.9	120	210	1.25	1.18	1.25	5.66	6
	11	14	11.8	-55.0	-	-	11.8	-55.0	120	210	0.97	0.92	0.97	5.29	6
EJ22	16	14	14.0	-50.7	-	-	14.0	-50.7	120	210	1.15	1.08	1.15	5.66	6
	11	14	10.8	-55.4	-	-	10.8	-55.4	120	210	0.89	0.84	0.89	5.29	6
EJ24	16	14	16.2	-46.4	-	-	16.2	-46.4	120	210	1.34	1.25	1.34	5.66	6
	11	14	12.4	-37.9	-	-	12.4	-37.9	120	210	1.02	0.95	1.02	5.29	6
EJ26	16	14	19.3	-4.2	-	-	19.3	-4.2	120	210	1.59	1.45	1.59	5.66	6
	11	14	14.6	89.4	-	-	14.6	89.4	120	210	1.20	1.19	1.20	5.29	6

出典: JICA 調査団

(2) 主塔の溶接計算

表 4.2.14 に主塔の溶接計算結果を示す。

表 4.2.14 すみ肉溶接計算結果(中ウェブ)

断面 番号	Tu (mm)	作用応力度		付加応力度		合計応力度		許容応力度		必要のど厚					溶接サイズ				照査				
		τ1 (N/mm <sup>2</sup> )	σ1 (N/mm <sup>2</sup> )	τ2 (N/mm <sup>2</sup> )	σ2 (N/mm <sup>2</sup> )	Στ (N/mm <sup>2</sup> )	Σσ (N/mm <sup>2</sup> )	τa (N/mm <sup>2</sup> )	σa (N/mm <sup>2</sup> )	a1 (mm)	a2 (mm)	areq (mm)	areq <sup>1.5</sup> (mm)	√(2+t) (mm)	SI' (mm)	SI'' (mm)	S2 (mm)	照査1	照査2	照査3	照査4	設計のど厚 a(mm)	
J20	40	40	0.1	-0.2	-	0.1	-0.2	120	210	0.03	0.03	0.03	0.05	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J19	40	40	0.1	-0.2	-	0.1	-0.2	120	210	0.03	0.03	0.03	0.05	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J18	40	40	4.3	-10.7	-	4.3	-10.7	120	210	1.43	1.31	1.43	2.15	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J17	40	40	7.1	-14.7	24.1	-25.1	31.2	-39.8	120	10.40	9.64	10.40	15.60	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J16	40	40	7.1	-27.2	31.6	-0.4	38.7	-27.6	120	12.90	11.86	12.90	19.35	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J15	40	40	8.3	-19.7	24.1	-25.1	32.4	-44.8	120	10.80	10.05	10.80	16.20	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J14	40	40	8.3	-47.7	31.6	-0.4	39.9	-48.1	120	13.30	12.42	13.30	19.95	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J13	40	40	8.3	-26.6	28.9	-20.6	37.2	-47.2	120	12.40	11.57	12.40	18.60	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J12	40	40	8.3	-70.0	34.0	-20.7	42.3	-82.7	120	14.10	13.79	14.10	21.15	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J11	40	40	8.1	-34.4	28.9	-20.6	37.0	-55.0	120	12.33	11.60	12.33	18.50	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J10	40	40	8.1	-93.0	34.0	-12.7	42.1	-105.7	120	14.03	14.42	14.42	21.63	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J9	40	40	6.6	-39.7	28.9	-20.6	35.5	-60.3	120	11.83	11.19	11.83	17.75	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J8	40	40	6.6	-109.5	34.0	-12.7	40.6	-122.2	120	13.53	14.58	14.58	21.87	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J7	40	40	5.3	-46.0	17.4	-10.7	22.7	-56.7	120	7.57	7.13	7.57	11.36	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J6	40	40	5.3	-125.1	19.7	-8.7	25.0	-133.8	120	8.33	9.35	9.35	14.03	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J5	40	40	3.7	-53.0	17.4	-10.7	21.1	-63.7	120	7.03	6.68	7.03	10.55	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J4	40	40	3.7	-138.8	19.7	-8.7	23.4	-147.5	120	7.80	9.28	9.28	13.92	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J3	40	40	2.2	-60.8	19.8	-1.7	22.0	-62.5	120	7.33	6.96	7.33	11.00	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J2	40	40	2.2	-150.3	17.5	-20.9	19.7	-171.2	120	6.57	8.97	8.97	13.46	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J1	40	40	2.6	-69.2	19.8	-1.7	22.4	-70.9	120	7.47	7.16	7.47	11.21	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J0	40	40	2.6	-159.2	17.5	-20.9	20.1	-180.1	120	6.70	9.83	9.83	14.75	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-1	40	40	2.6	-71.2	19.8	-1.7	22.4	-72.9	120	7.47	7.19	7.47	11.21	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-2	40	40	2.6	-154.4	17.5	-20.9	20.1	-175.3	120	6.70	9.45	9.45	14.18	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-3	40	40	2.7	-74.1	-	-	2.7	-74.1	120	0.90	0.87	0.90	1.35	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-4	40	40	2.7	-147.5	-	-	2.7	-147.5	120	0.90	1.07	1.07	1.61	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-5	40	40	2.7	-77.3	-	-	2.7	-77.3	120	0.90	0.87	0.90	1.35	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-6	40	40	2.7	-140.7	-	-	2.7	-140.7	120	0.90	1.04	1.04	1.56	8.94	10	10	9	OK	OK	OK	OK	23.4	OK
J-7	35	35	3.2	-90.5	-	-	3.2	-90.5	120	0.93	0.93	0.93	1.40	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-8	35	35	3.2	-150.7	-	-	3.2	-150.7	120	0.93	1.13	1.13	1.70	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-9	35	35	3.2	-96.3	-	-	3.2	-96.3	120	0.93	0.94	0.94	1.41	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-10	35	35	3.2	-143.4	-	-	3.2	-143.4	120	0.93	1.09	1.09	1.64	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-11	35	35	3.3	-102.8	-	-	3.3	-102.8	120	0.96	0.98	0.98	1.47	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-12	35	35	3.3	-136.5	-	-	3.3	-136.5	120	0.96	1.09	1.09	1.64	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-13	35	35	3.3	-109.6	-	-	3.3	-109.6	120	0.96	1.00	1.00	1.50	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-14	35	35	3.3	-130.2	-	-	3.3	-130.2	120	0.96	1.07	1.07	1.61	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-15	35	35	3.5	-116.8	-	-	3.5	-116.8	120	1.02	1.08	1.08	1.62	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-16	35	35	3.5	-126.9	-	-	3.5	-126.9	120	1.02	1.12	1.12	1.68	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-17	35	35	3.6	-123.6	-	-	3.6	-123.6	120	1.05	1.14	1.14	1.71	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK
J-18	35	35	3.6	-127.7	-	-	3.6	-127.7	120	1.05	1.15	1.15	1.73	8.37	9	9	9	OK	OK	OK	OK	21.7	OK

出典: JICA 調査団

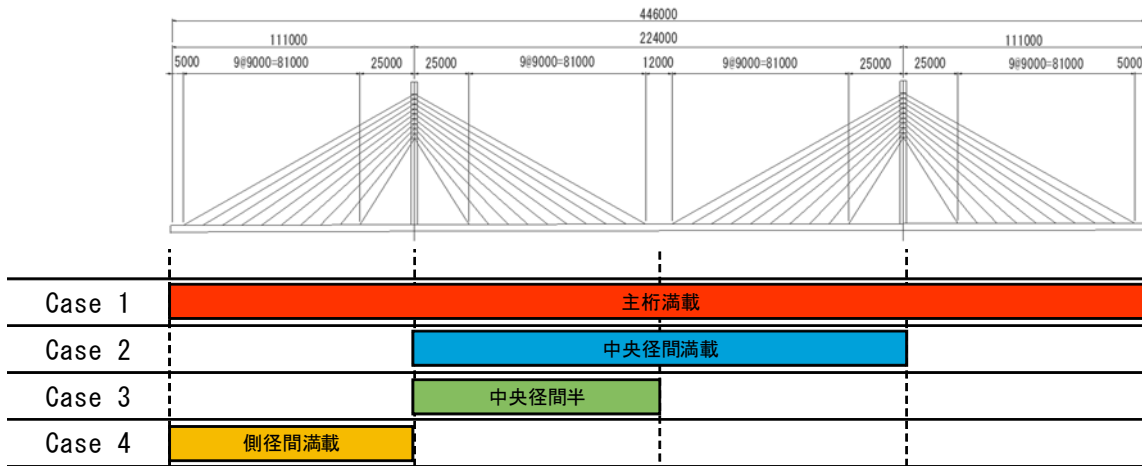
4.2.9.10 終局強度 (1.7 倍荷重) の照査

(1) 照査概要

本橋のような斜張橋では、断面力は荷重増分に対して線形的ではないため、設計荷重時のみの照査では荷重に対して所定の安全性 (鋼橋の安全率 : 1.7) が確保されていないことがある。そこで少なくとも設計荷重の 1.7 倍の荷重に対して発生応力が降伏応力を超えないことを確認した。

- ・ 解析手法 : 弾性有限変位理論
- ・ 照査方法 :  $1.7 \times (D+Li) + PS$  の状態に対し、部材が降伏応力を超えないことを照査。

※D : 死荷重、L : 活荷重、PS : プレストレス力、i : 衝撃係数



出典 : JICA 調査団

図 4.2.22 活荷重の載荷ケース

(2) 主桁の断面照査

以下に主桁の断面照査結果を示す。全ての断面において、許容値以下となっている。

表 4.2.15 主桁の断面照査結果

側径間支間部-断面①

応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	M-Max				M-Min				N-Max				N-Min			
	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa
DECK-L	-54	140	0	80	-21	140	7	80	14	140	19	80	-25	140	10	80
DECK-R	-54	140	0	80	-21	140	7	80	14	140	19	80	-25	140	10	80
WEB-1	-49	166	0	120	11	210	10	120	12	210	27	120	-14	200	15	120
WEB-2	-53	161	0	120	-95	147	10	120	-27	152	27	120	-94	146	15	120
WEB-3	-53	161	0	120	-95	147	10	120	-27	152	27	120	-94	146	15	120
WEB-4	-49	166	0	120	11	210	10	120	12	210	27	120	-14	200	15	120
WEB-L	-29	182	0	120	-96	150	10	120	-27	153	28	120	-94	150	15	120
LFLG	57	210	0	120	-96	147	7	120	-27	147	20	120	-94	147	11	120
WEB-R	-29	182	0	120	-96	150	10	120	-27	153	28	120	-94	150	15	120

側径間支間部-断面②

応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	M-Max				M-Min				N-Max				N-Min			
	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa
DECK-L	-59	140	2	80	-26	140	3	80	-55	140	4	80	-35	140	10	80
DECK-R	-59	140	2	80	-26	140	3	80	-55	140	4	80	-35	140	10	80
WEB-1	-53	167	3	120	-18	182	5	120	-49	167	5	120	-30	165	14	120
WEB-2	-57	162	3	120	-87	145	5	120	-54	163	5	120	-75	142	14	120
WEB-3	-57	162	3	120	-87	145	5	120	-54	163	5	120	-75	142	14	120
WEB-4	-53	167	3	120	-18	182	5	120	-49	167	5	120	-30	165	14	120
WEB-L	65	210	3	120	-87	149	5	120	64	210	5	120	-76	147	14	120
LFLG	65	210	3	120	-88	102	4	120	65	210	5	120	-76	102	12	120
WEB-R	65	210	3	120	-87	149	5	120	64	210	5	120	-76	147	14	120

中間支点部 (主塔部) -断面③

応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	M-Max				M-Min				N-Max				N-Min			
	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa
DECK-L	-30	210	17	120	52	210	59	120	-25	210	23	120	39	210	28	120
DECK-R	-30	210	17	120	52	210	59	120	-25	210	23	120	39	210	28	120
WEB-1	-17	201	18	120	42	210	62	120	11	210	24	120	30	210	30	120
WEB-2	-72	210	11	120	-149	210	39	120	-84	210	15	120	-130	210	19	120
WEB-3	-72	210	11	120	-149	210	39	120	-84	210	15	120	-130	210	19	120
WEB-4	-17	201	18	120	42	210	62	120	11	210	24	120	30	210	30	120
WEB-L	-72	177	18	120	-149	180	63	120	-85	179	24	120	-131	179	30	120
LFLG	-72	158	15	120	-150	158	51	120	-85	158	20	120	-131	158	25	120
WEB-R	-72	177	18	120	-149	180	63	120	-85	179	24	120	-131	179	30	120

中央径間支間部-断面④

応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	M-Max				M-Min				N-Max				N-Min			
	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa	Σσ	σa	Στ	τa
DECK-L	-53	140	0	80	-11	140	11	80	-51	140	7	80	-32	140	0	80
DECK-R	-53	140	0	80	-11	140	11	80	-51	140	7	80	-32	140	0	80
WEB-1	-44	174	1	120	-23	175	16	120	-43	174	11	120	-35	160	0	120
WEB-2	113	210	1	120	-92	145	17	120	108	210	11	120	-50	139	0	120
WEB-3	113	210	1	120	-92	145	17	120	108	210	11	120	-50	139	0	120
WEB-4	-44	174	1	120	-23	175	16	120	-43	174	11	120	-35	160	0	120
WEB-L	113	210	1	120	-92	148	16	120	109	210	11	120	-50	145	0	120
LFLG	113	210	1	120	-92	102	14	120	109	210	9	120	-50	102	0	120
WEB-R	113	210	1	120	-92	148	16	120	109	210	11	120	-50	145	0	120

出典: JICA 調査団

4.2.9.11 上部工の塑性化を考慮した構造解析

(1) 弾塑性有限変位解析による安全性の照査

弾塑性有限変位解析による終局状態の安全性検証は、荷重係数設計法の考え方にに基づき、作用荷重を漸増させ、斜張橋全体の弾塑性挙動を考慮した終局限界状態時の荷重倍率 ( $\alpha_{max}$ ) を算定することにより行った。

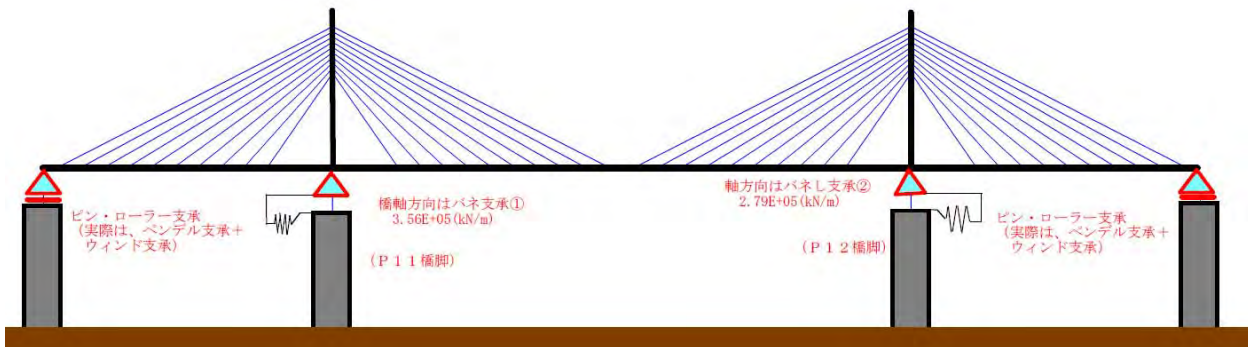
本解析では、活荷重の載荷範囲が終局状態に与える影響について把握するため、図 4.2.134 の解析モデルで、表 4.2.16 及び図 4.2.23 に示す 4 ケースについて解析を実施した。

表 4.2.16 荷重の組合せ及び活荷重の載荷範囲

荷重の組合せ・荷重倍率 ( $\alpha$ )	活荷重の載荷範囲
$\alpha (D+L) + PS$	L1 : 全載荷
	L2 : 中央径間載荷
	L3 : 中央径間半載荷
	L4 : 側径間載荷重

但し、 $\alpha$  : 荷重倍率、D : 死荷重、L : 活荷重、PS : プレストレス

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.2.23 斜張橋のモデル図

(2) 解析結果

表 4.2.17 に桁、ケーブル、塔が降伏する時と終局時（荷重倍率最大）となる時の荷重倍率を示す。

表 4.2.17 荷重倍率  $\alpha$

荷重の組合せ	活荷重の載荷範囲	荷重倍率 $\alpha$			
		主桁降伏	ケーブル降伏	主塔降伏	最大時 (終局時)
$\alpha (D + L) + P S$	L1 : 全載荷	2.84	2.07	2.51	2.98
	L2 : 中央径間載荷	2.15	2.35	2.47	2.66
	L3 : 中央径間半載荷	2.26	2.31	2.47	2.72
	L4 : 側径間載荷	-	2.30	2.57	3.20

出典: JICA 調査団

解析の結果、本橋の終局状態に至る過程は下記の傾向にあることを確認した。

表 4.2.18 終局状態に至る過程

活荷重の載荷範囲	終局状態に至る過程
L1: 全載荷	主桁(主塔付近) → ケーブル(中段) → 主塔(基部) → 【終局】
L2: 中央径間載荷	主塔(中間部) → 主桁(主塔付近) → ケーブル(中段) → 【終局】
L3: 中央径間半載荷	主塔(中間部) → 主桁(主塔付近) → ケーブル(中段) → 【終局】
L4: 側径間載荷	主桁(主塔付近) → ケーブル(中段) → 【終局】

出典: JICA 調査団

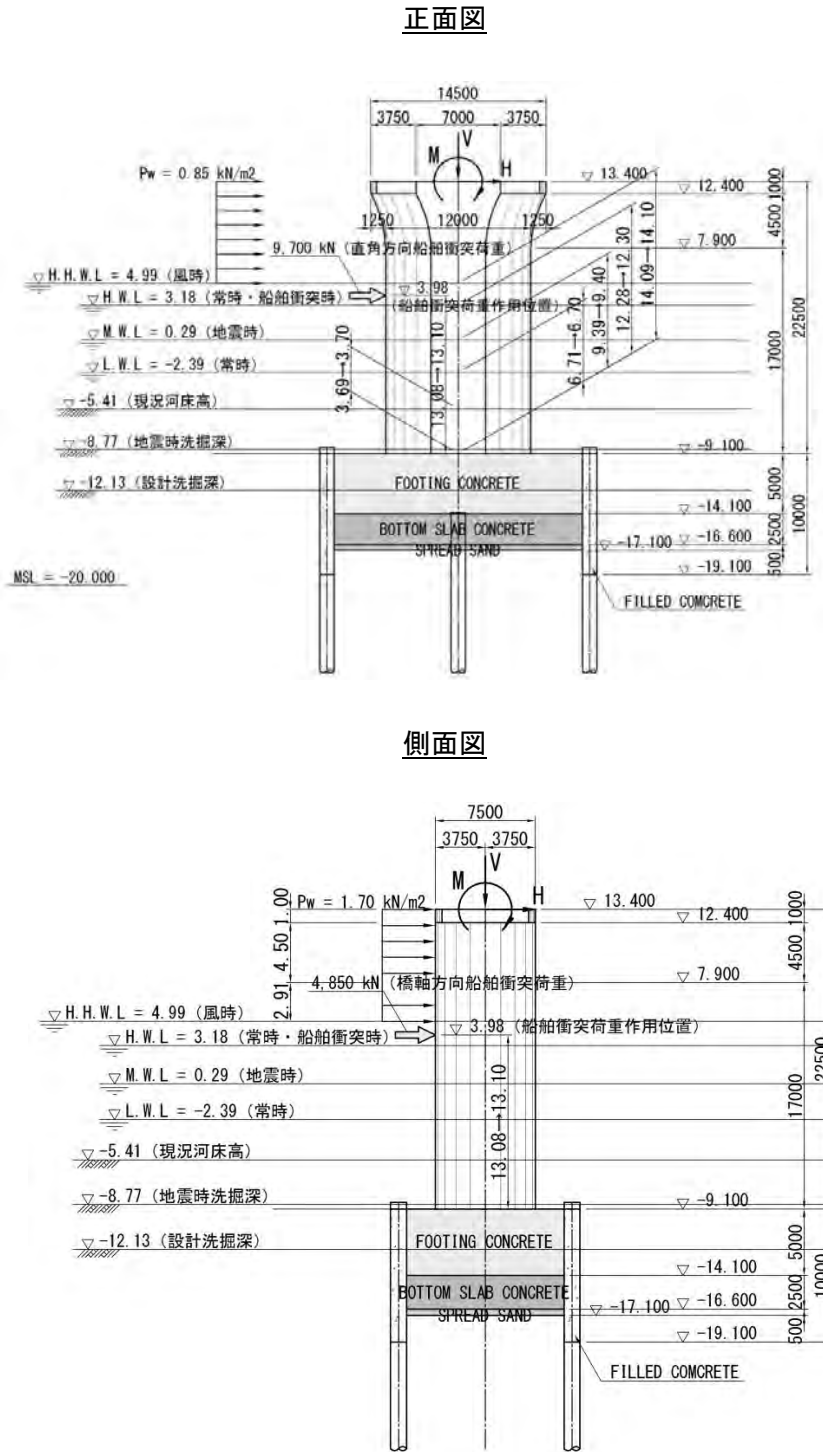
以上より、下記のことが分かった。

- ・終局時の最大荷重は、 $D + L$ （死荷重+活荷重）の 2.7 倍程度であり、設計荷重 ( $D + L + P S$ ) に対して、十分な耐力を有している。
- ・本橋は、終局荷重まで十分な耐荷力があるが、最初に主桁フランジや主塔フランジが降伏しても荷重と主桁中央たわみの関係には、大きな変化は見られない。

4.2.10 下部工設計概要

4.2.10.1 主塔橋脚・基礎の設計計算 (P11,P12)

(1) 設計条件図



出典: JICA 調査団

図 4.2.144 設計条件図

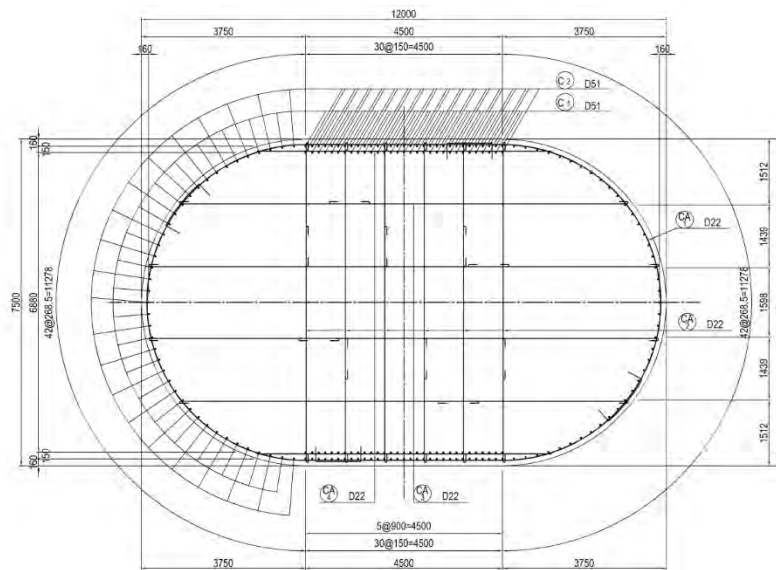
(2) 橋脚の設計

1) はりの設計

橋脚のはりの設計は、はり天端に作用する割裂引張力に対する照査を行うものとする。はり天端には、支承鉛直力による割裂引張力に対して安全になるように補強鉄筋を配置するものとする。

2) 柱の設計

柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。柱断面は、最も不利となるような軸力、曲げモーメントの組合せに対して設計する。



出典: JICA 調査団

図 4.2.145 柱断面

【計算結果一覧】

以下に柱の計算結果一覧を示す。

表 4.2.72 柱の計算結果

部材高		m	橋軸方向				直角方向			
			小判形	;	12.000	×	7.500			
配筋要領	主鉄筋	1段目	D51	ctc	150	D51 ctc 269				
		2段目	D51	ctc	150					
	帯鉄筋	—	D22	ctc	150	D22 ctc 150				
L1地震時	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	10.46	≤	15.00	○	8.85	≤	15.00	○
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	274.4	≤	300.0	○	200.2	≤	300.0	○
	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.439	>	0.201	—	0.362	>	0.179	—
	Aw_req	mm <sup>2</sup>	1523.5	≤	3096.8	○	733.3	≤	2322.6	○

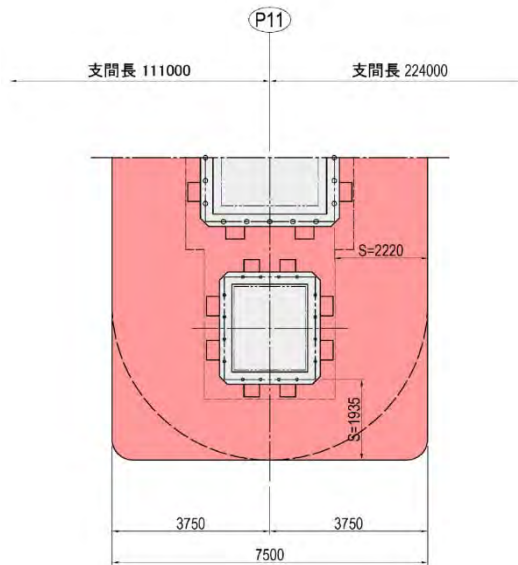
出典: JICA 調査団



## 3) 橋座の設計

## a) 橋座幅の設定

支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離は、道示IV8.6に準じて、以下の通り設定した。



出典: JICA 調査団

図 4.2.146 橋座幅の設定

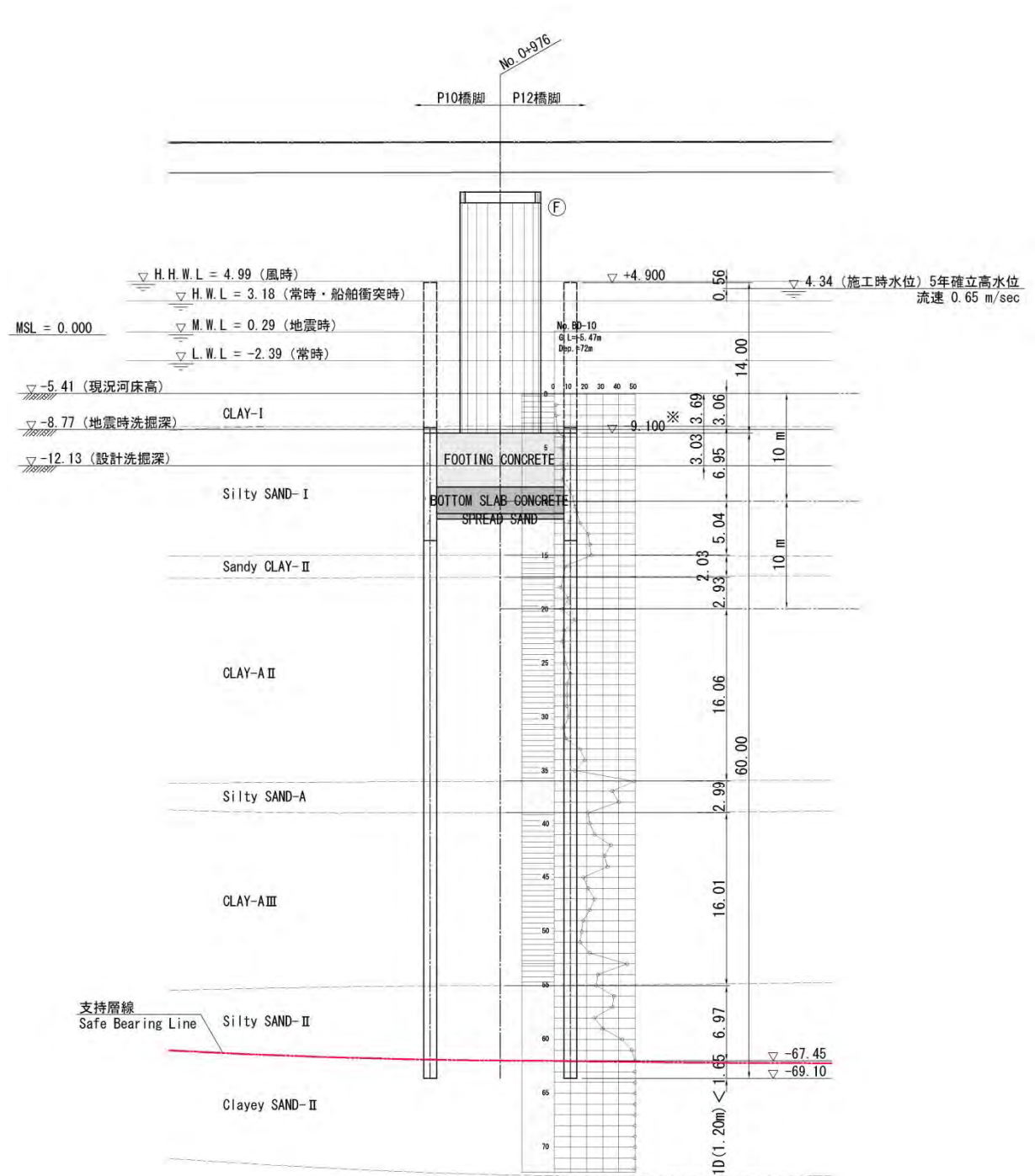
## b) 橋座の耐力照査

橋座部は支承部を通じて上部構造を支持する箇所であるため、地震時等に大きな水平力が作用する。よって、設計水平地震力に対し、橋座部が十分な耐力を有するよう設計する。

(3) 基礎の設計

1) 地盤条件図

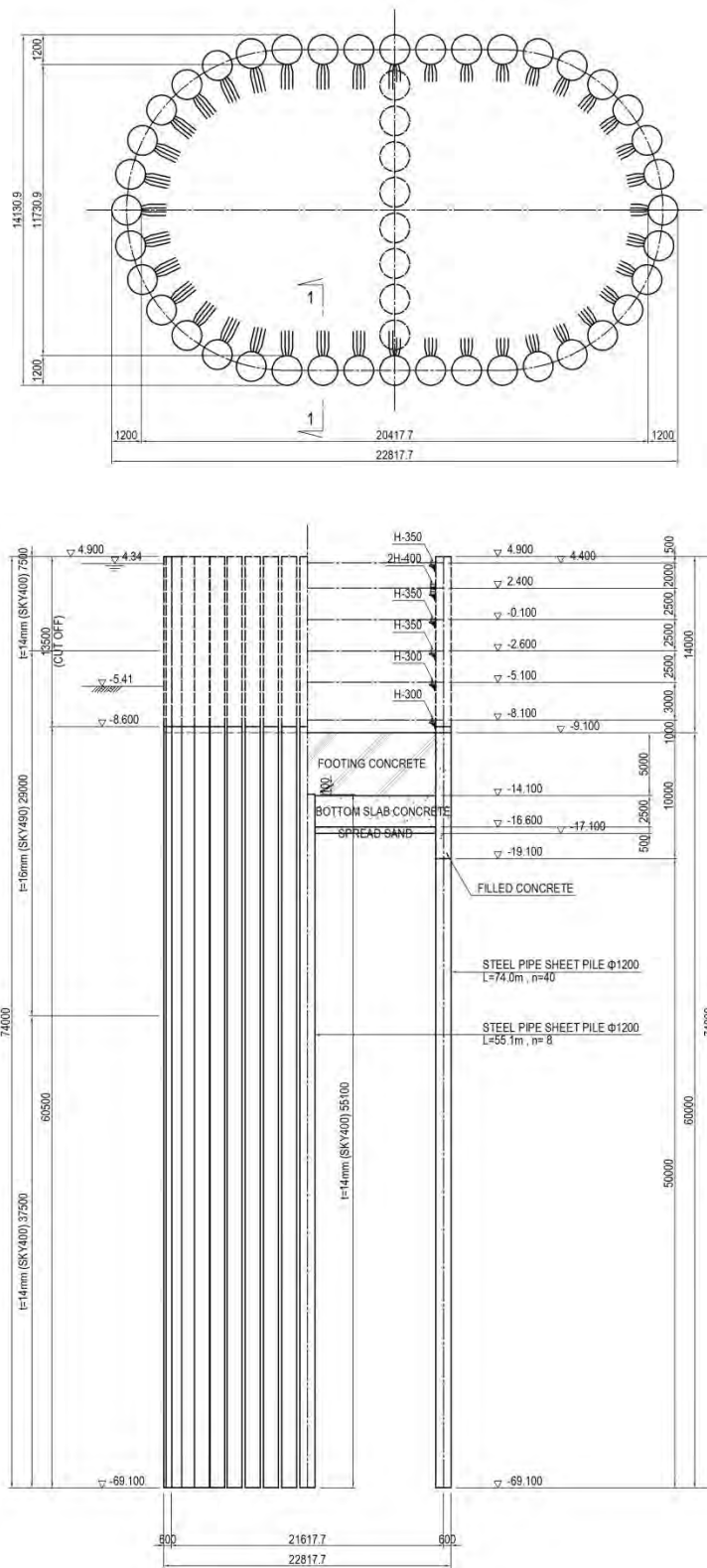
以下に地盤条件図を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.148 地盤条件図

2) 基礎形状 (鋼管矢板井筒基礎)



出典: JICA 調査団

図 4.2.149 基礎形状寸法図

【計算結果一覧】

以下に基礎の計算結果一覧を示す。

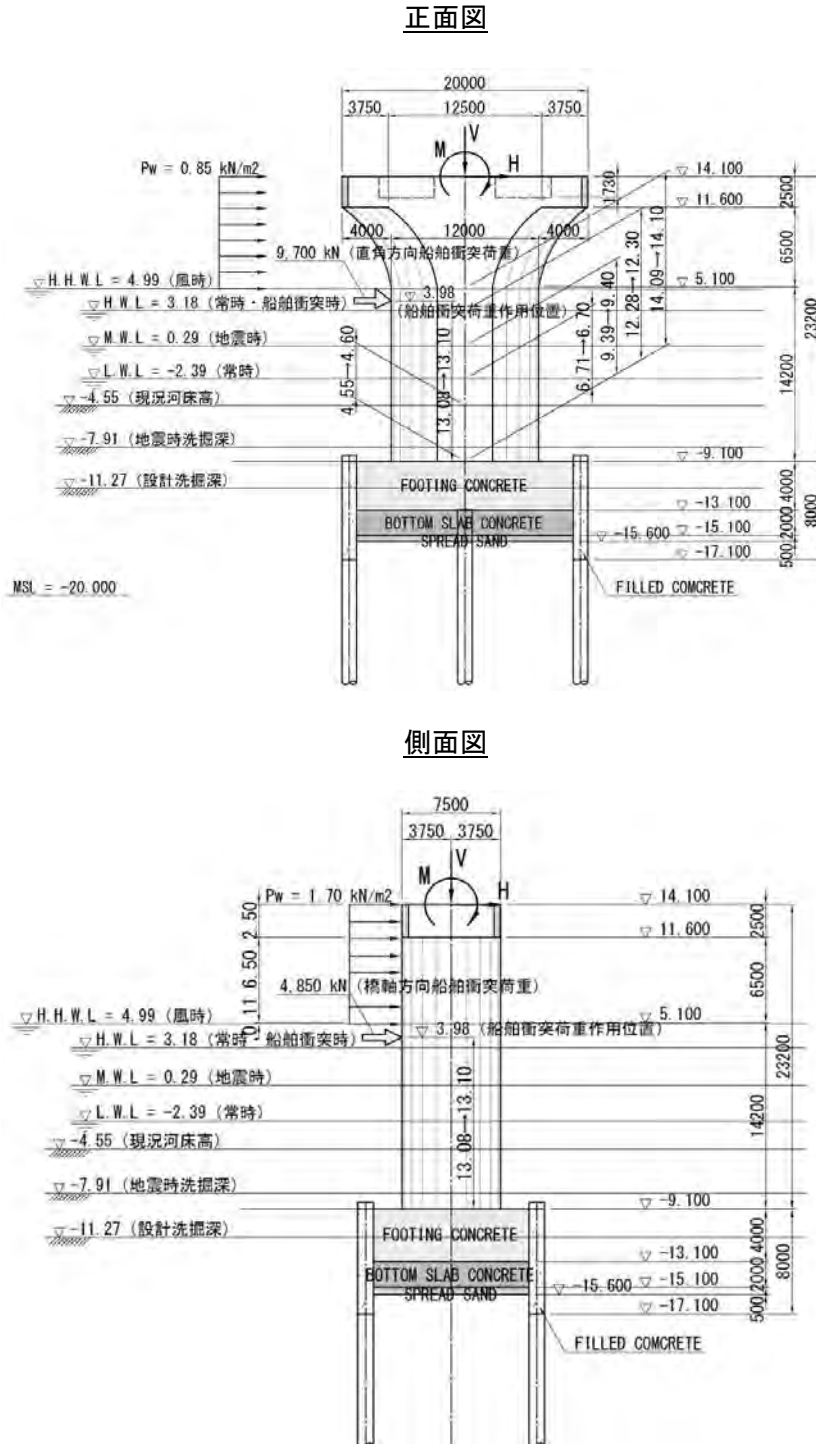
表 4.2.78 基礎の計算結果

杭諸元	杭径(mm)×杭長(m)×本数(本)		橋軸方向				直角方向						
			外周矢板	;	φ1200	×	60.00	×	40本	隔壁矢板	;	φ1200	×
鋼管厚	外周矢板	上杭	t = 16 mm (SKY490)										
		下杭	t = 14 mm (SKY400)										
	隔壁矢板	—	t = 14 mm (SKY400)										
安定計算	常時 (現況河床)	δ	cm	0.41	≦	5.00	○	0.07	≦	5.00	○		
		PNmax	KN/本	2742	≦	3535	○	2740	≦	3535	○		
		PNmin	KN/本	2389	≧	-1865	○	2399	≧	-1865	○		
	地震時 (現況河床)	δ	cm	2.68	≦	5.00	○	2.26	≦	5.00	○		
		PNmax	KN/本	2607	≦	5267	○	2623	≦	5267	○		
		PNmin	KN/本	2293	≧	-3092	○	2277	≧	-3092	○		
合成応力度 (地震時・現況河床)		SKY400	N/mm <sup>2</sup>	142.9	≦	210.0	○	156.4	≦	210.0	○		
		SKY490	N/mm <sup>2</sup>	244.1	≦	277.5	○	242.1	≦	277.5	○		

出典: JICA 調査団

4.2.10.2 掛違い橋脚の設計計算 (P10,P13)

(1) 設計条件図



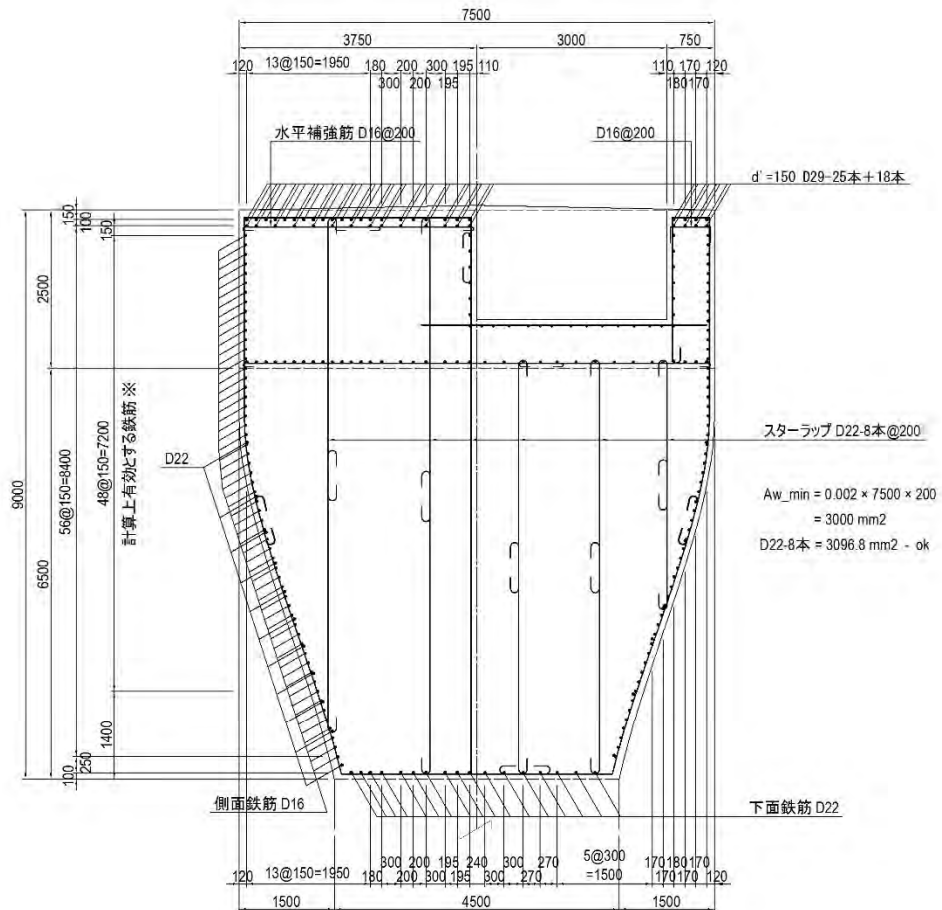
出典: JICA 調査団

図 4.2.154 設計条件図

(2) 橋脚の設計

1) はりの設計

はり断面形状および配筋要領を以下に示す。



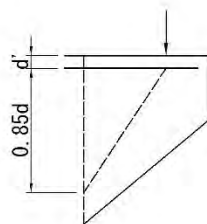
※ 側面鉄筋は、有効高の 0.85 倍の範囲を有効とする。

主筋かぶり  $d' = 192 \text{ mm}$

有効高  $d = 8808 \text{ mm}$

$0.85d = 7487 \text{ mm}$

側面鉄筋の有効範囲 =  $192 + 7487 = 7679 \text{ mm}$



出典: JICA 調査団

図 4.2.155 はり断面

【計算結果一覧】

以下にはりの計算結果一覧を示す。

表 4.2.104 はりの計算結果

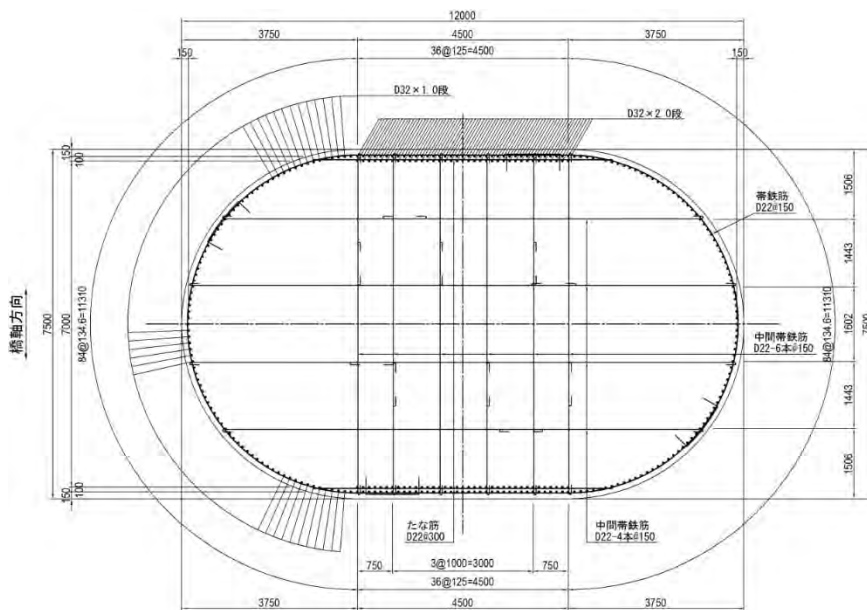
断面諸元	部材高		鉛直方向			水平方向					
		m	9.000			7.500					
配筋要領	主鉄筋	1段目	D29	—	25本	D16	—	49本			
		2段目	D29	—	18本						
	スターラップ		D22-8本ctc200			D22-2本+D16-1本ctc200					
橋座割裂	必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	---			---					
コーベル	必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	25,512	≤	27,623	○	11,049	≤	19,463	○	
断面計算	曲げ照査	荷重ケース		死荷重時			地震時				
		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.83	≤	10.00	○	0.71	≤	15.00	○
		$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	82.6	≤	100.0	○	99.5	≤	300.0	○
	せん断照査	荷重ケース		死+活荷重時			地震時				
		$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.006	≤	0.143	○	0.047	≤	0.111	○
	耐震性能2 に対する照査	M < My	KN・m	---			8,704 ≤ 21,371			○	
S < Ps		KN	---			3,636 ≤ 16,160			○		

出典: JICA 調査団

2) 柱の設計

柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。柱断面は、最も不利となるような軸力、曲げモーメントの組合せに対して設計する。

なお、柱軸方向鉄筋は動的解析照査により決定している。



出典: JICA 調査団

図 4.2.159 柱断面

【計算結果一覧】

以下に柱の計算結果一覧を示す。

表 4.2.118 柱の計算結果

断面諸元	部材高		橋軸方向				直角方向				
		m	小判形		;	12.000	×	7.500			
配筋要領	主鉄筋	1段目	D32	ctc	125	※	D32	ctc	135	※	
		2段目	D32	ctc	125	※					
	帯鉄筋	---	D22	ctc	150		D22	ctc	150		
断面計算	L1地震時	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	7.29	≤	15.00	○	4.96	≤	15.00	○
		$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	216.0	≤	300.0	○	100.3	≤	300.0	○
		$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.283	>	0.171	-	0.259	>	0.152	-
		Aw_req	mm <sup>2</sup>	721.6	≤	3096.8	○	431.4	≤	2322.6	○

※柱軸方向鉄筋は、動的解析照査で決定

出典: JICA 調査団

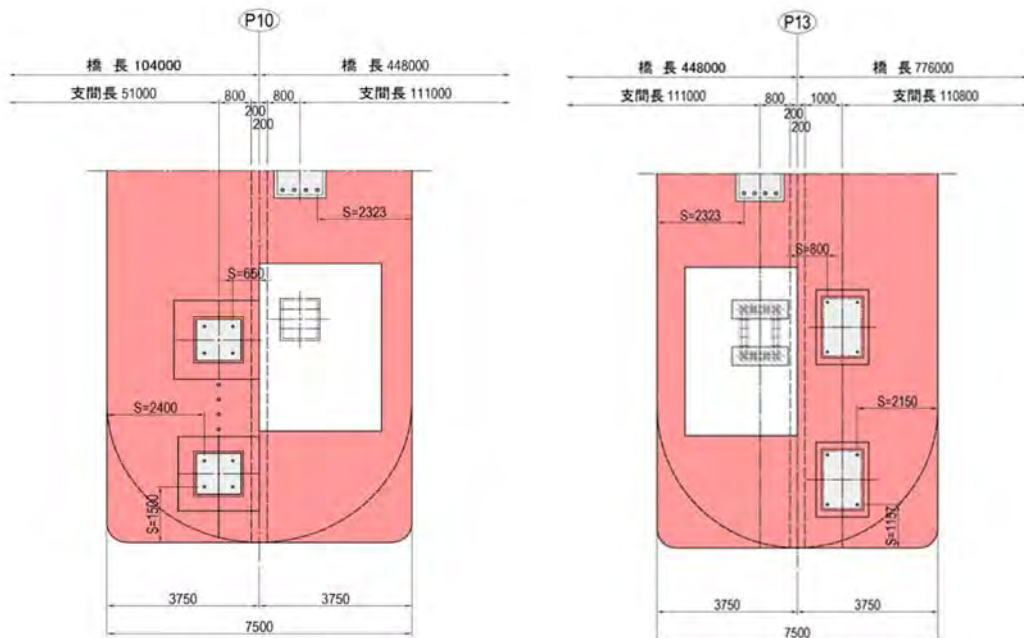
3) 橋座の設計

- 橋座幅の設定

支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離は、道示IV8.6 に準じて、以下の通り設定した。

[P10 橋脚]

[P13 橋脚]



出典: JICA 調査団

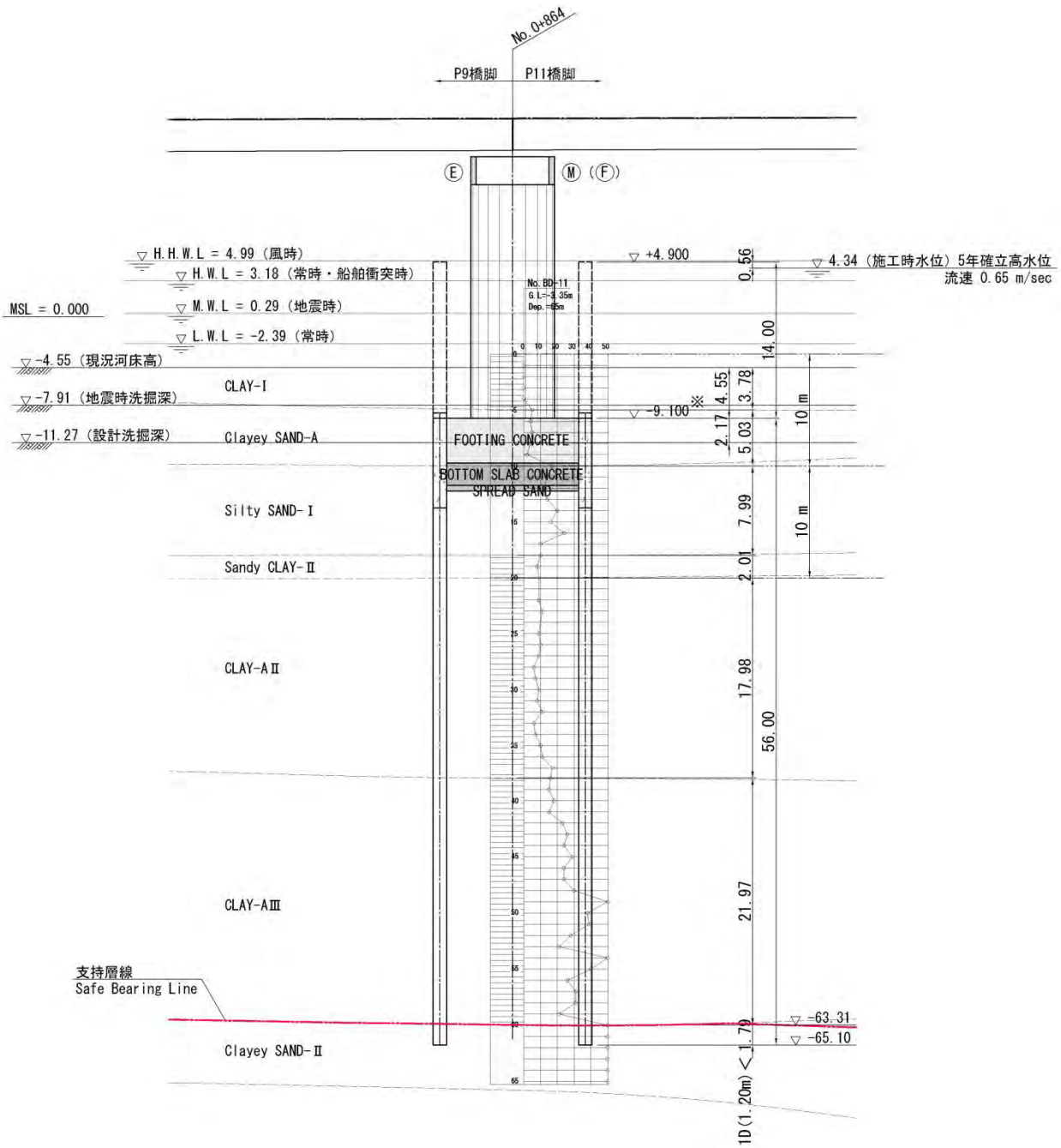
図 4.2.24 橋座幅の設定



(3) 基礎の設計

1) 地盤条件図

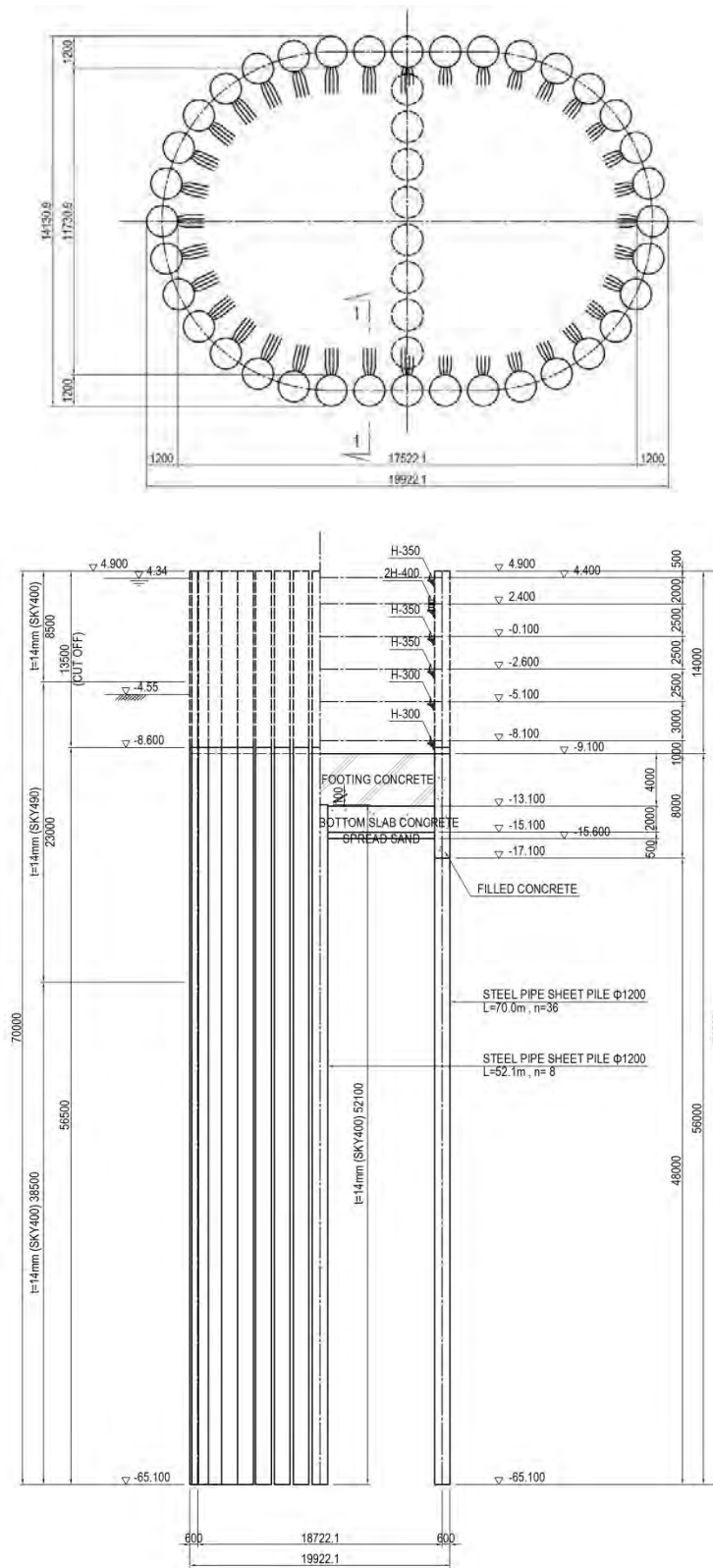
以下に地盤条件図を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.25 地盤条件図

2) 基礎形状 (鋼管矢板井筒基礎)



出典: JICA 調査団

図 4.2.26 基礎形状寸法図

【計算結果一覧】

以下に基礎の計算結果一覧を示す。

表 4.2.19 基礎の計算結果

			橋軸方向			直角方向					
杭 諸 元	杭径(mm)×杭長(m)×本数(本)		外周矢板 ; φ1200 × 56.00 × 36本			隔壁矢板 ; φ1200 × 52.10 × 8本					
	鋼管厚	外周矢板	上 杭	t = 14 mm (SKY490)							
			下 杭	t = 14 mm (SKY400)							
		隔壁矢板	—	t = 14 mm (SKY400)							
安 定 計 算	常 時 (現況河床)	δ	cm	0.11	≦	5.00	○	0.06	≦	5.00	○
		PNmax	KN/本	1991	≦	3893	○	1990	≦	3893	○
		PNmin	KN/本	1682	≧	-1959	○	1684	≧	-1959	○
	地震時 (現況河床)	δ	cm	2.51	≦	5.00	○	3.10	≦	5.00	○
		PNmax	KN/本	1922	≦	5839	○	1924	≦	5839	○
		PNmin	KN/本	1638	≧	-3344	○	1608	≧	-3344	○
合成応力度 (地震時・現況河床)		SKY400	N/mm <sup>2</sup>	161.0	≦	210.0	○	194.3	≦	210.0	○
		SKY490	N/mm <sup>2</sup>	208.5	≦	277.5	○	239.6	≦	277.5	○

出典: JICA 調査団

4.2.11 付属物設計概要

4.2.11.1 支承・ペンデルの設計計算

(1) 設計条件

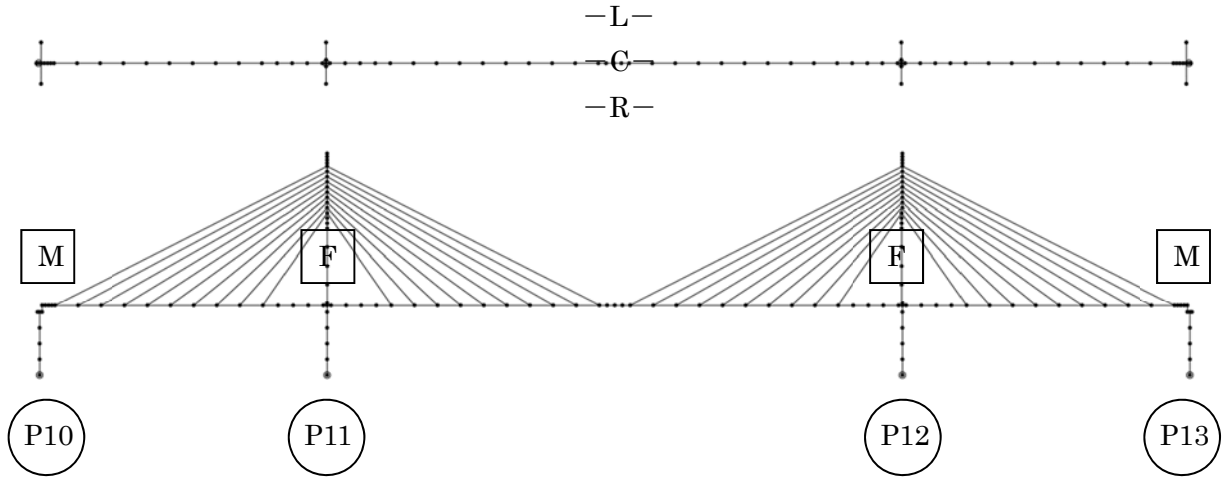
1) 支点条件

斜張橋部の支点条件を下表に示す。

表 4.2.20 支点条件

	端支点部：P10・P13				中間支点部(主塔)：P11・P12			
	支承タイプ	支点条件			支承タイプ	支点条件		
		橋軸	直角	鉛直		橋軸	直角	鉛直
L	ペンデル	可動	可動	固定	ピンローラー支承	可動	可動	固定
C	水平支承	可動	固定	可動	ピボット支承	固定	固定	固定
R	ペンデル	可動	可動	固定	ピンローラー支承	可動	可動	固定

出典：JICA 調査団



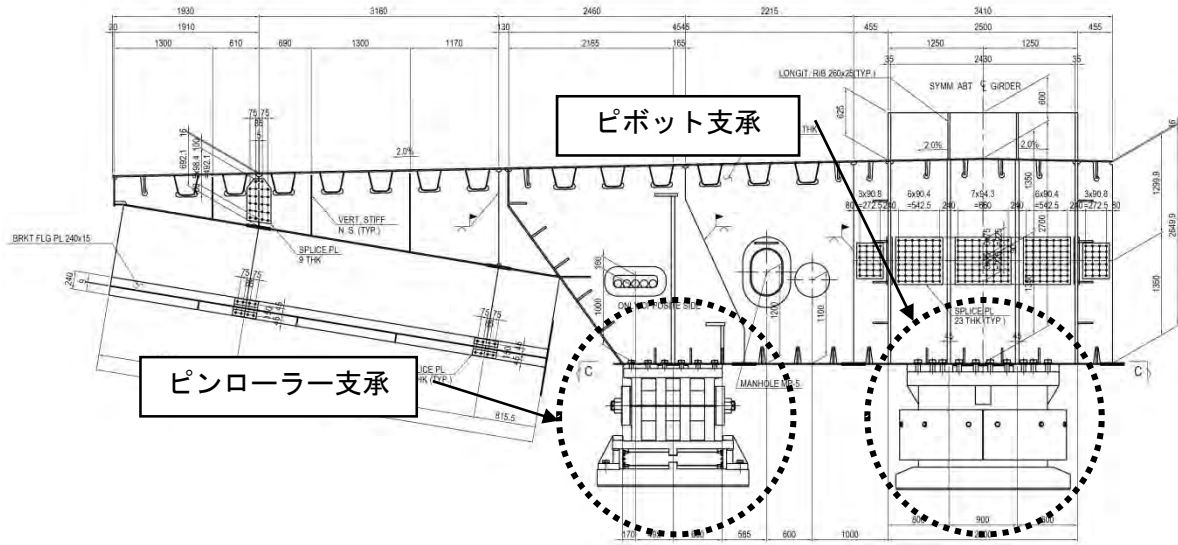
出典：JICA 調査団

図 4.2.27 支点条件

2) 支承構造

以下に各位置の支点部の構造を示す。

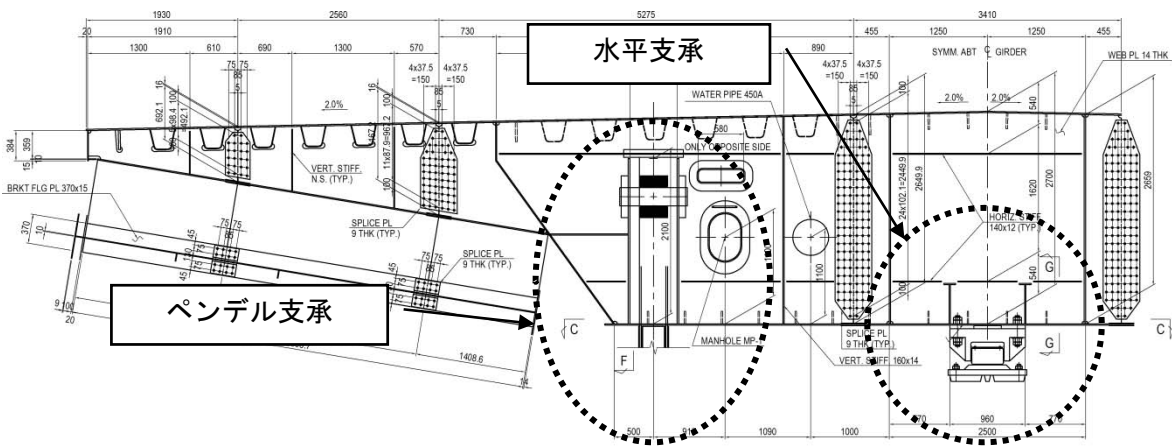
主塔直下支点部



出典: JICA 調査団

図 4.2.28 支点条件

端支点部



出典: JICA 調査団

図 4.2.29 支点条件

(2) ピボット支承の設計

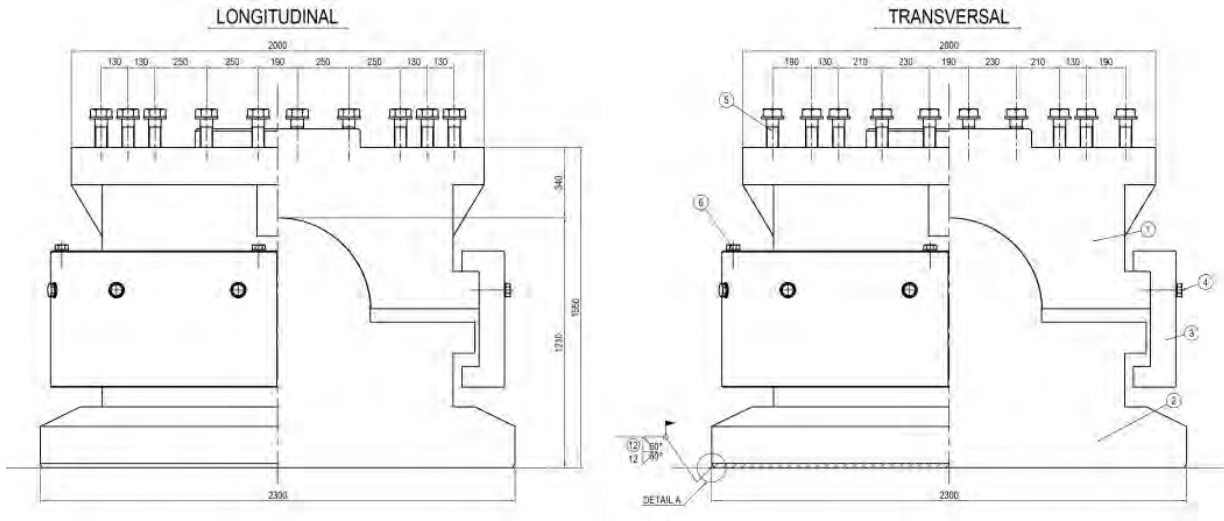
ピボット支承の設計結果一覧表を以下に示す。

表 4.2.21 設計計算結果一覧

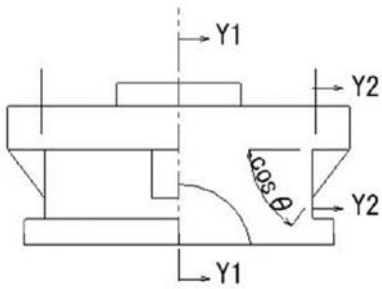
項目		単位	発生値		許容値		
球面部	常時支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	91.3	<	125.0		
	地震時支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	97.5	<	425.0		
上沓	せん断キー	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	404.7	<	425.0	
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	51.5	<	170.0	
	上部工との 支圧応力度	常時支圧応力度	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	16.5	<	250.0
			地震時支圧応力度 (橋軸方向)	偏心量	mm	485.3	>
		地震時支圧応力度 (橋軸直角方向)	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	28.6	<	425.0
			セットボルトの 引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	5.5	<	612.0
			セットボルトの せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	313.6	<	340.0
			セットボルトの 合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.9	<	1.2
			偏心量	mm	369.1	<	381.7
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	24.4	<	425.0
			セットボルトの 引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	-	<	-
			セットボルトの せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	248.2	<	340.0
	セットボルトの 合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	-	<	-		
	上沓の曲げ応力度	Y1-Y1断面 <sup>(※1)</sup>	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	127.9	<	153.0
Y2-Y2断面 <sup>(※1)</sup>		曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	35.7	<	78.7	
下沓	下部工との 支圧応力度	常時支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	10.9	<	210.0	
		地震時支圧応力度 (橋軸方向)	偏心量	mm	444.3	>	383.3
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	18.2	<	315.0
		引張力による溶接部の せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	1.5	<	153.0	
		水平力による溶接部の せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	135.4	<	153.0	
		合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.8	<	1.0	
		上揚力による せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	72.5	<	153.0	
	地震時支圧応力度 (橋軸直角方向)	偏心量	mm	338.0	<	383.3	
		支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	16.4	<	315.0	
		引張力による溶接部の せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	-	<	-	
		水平力による溶接部の せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	107.0	<	153.0	
合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	-	<	-			
下沓の曲げ応力度		N/mm <sup>2</sup>	74.8	<	153.0		
リング	X-X断面 <sup>(※2)</sup>	引張曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	234.6	<	289.0	
	Y-Y断面 <sup>(※2)</sup>	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	135.7	<	289.0	
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	45.2	<	170.0	
		合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.3	<	1.2	
	C部の支圧応力度	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	79.5	<	425.0	
取付ボルト	引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	293.2	<	612.0		
セットボルト	上揚力による引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	167.8	<	612.0		

※断面位置は次頁参照

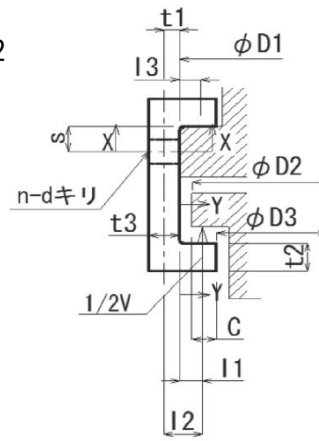
出典: JICA 調査団



※1



※2



出典: JICA 調査団

図 4.2.30 ピボット支承概略図および断面位置

(3) ピンローラ支承の設計

ピンローラ支承の設計計算結果一覧表を以下に示す。

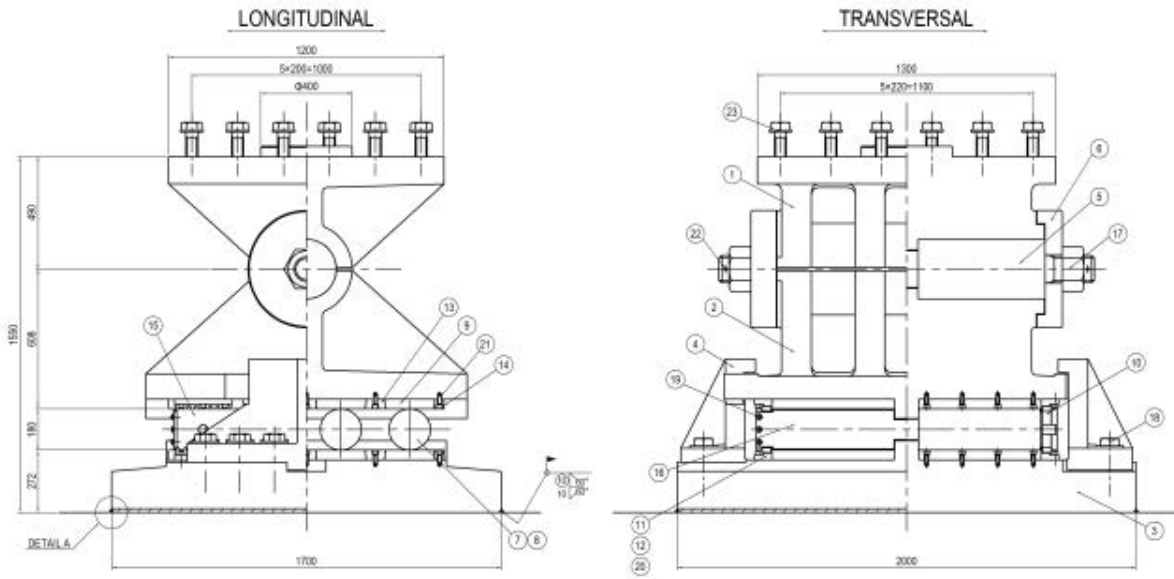
表 4.2.22 設計計算結果一覧

項目			単位	発生値	許容値		
ピン	円柱面の支圧応力度		N/mm <sup>2</sup>	72.7	< 125		
	橋軸直角方向水平力による応力度	引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	278.5	< 323		
		支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	362.2	< 425		
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	138.5	< 170		
ローラー	必要長さ	mm	589.6	< 1040			
	橋軸直角方向水平力による応力度	切り欠き部の引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	220.1	< 510		
		支圧応力度	N/mm	15318.3	< 25490		
上咨	上咨上面の突起	水平力によるせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	44.6	< 170		
		水平力による支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	350	< 425		
	上部工との支圧応力度	常時の支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	14.5	< 250		
		移動時の支圧応力度	偏心量	mm	25.5	< 216.1	
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	12.8	< 287.5	
		地震時の支圧応力度	偏心量	mm	232.2	< 233.3	
	支圧応力度		N/mm <sup>2</sup>	17.1	< 425		
	ボルトの引張応力度		N/mm <sup>2</sup>	-	< -		
	せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	164.3	< 340		
	地震時 (橋軸直角方向)	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	-	< -		
		偏心量	mm	2198	> 250		
		支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	92.7	< 425		
		ボルトの引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	549.76	< 612		
	曲げ応力度	中央断面	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	164.3	< 340	
			合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	1	< 1.2	
		Y2-Y2断面 (※1)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	149.9	< 153	
橋軸直角方向断面			曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	60.6	< 153	
下咨	曲げ応力度	中央断面	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	169.8	< 289	
		橋軸直角方向断面	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	139.3	< 153	
	ストッパー	橋軸直角方向水平力による応力度	切り欠き部の支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	391.5	< 425	
		下咨曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	176.6	< 289		
	下咨せん断応力度	橋軸直角方向水平力による応力度	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	82.2	< 170	
		橋軸直角方向水平力による応力度	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	71.9	< 289	
	せん断応力度	合成応力度	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	73.8	< 170	
			合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.25	< 1.2	
		支圧応力度	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	326.3	< 425	
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	6.12	< 210	
底板	下部工との支圧応力度	常時の支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	8.25	< 241.5		
		移動時の支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	8.25	< 241.5		
		地震時の支圧応力度	偏心量	mm	587.6	> 283.3	
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	13.8	< 425	
	地震時 (橋軸直角方向)	溶接部の引張力によるせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	11.6	< 136		
		水平力によるせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	43.7	< 136		
		合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.1	< 1		
		上揚力時	N/mm <sup>2</sup>	29	< 136		
	曲げ応力度	Y1.2-Y1.2断面 (※2)	偏心量	mm	2198	> 333.3	
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	21.7	< 357	
		Y3-Y3断面 (※2)	溶接部の引張力によるせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	95.6	< 136	
			水平力によるせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	43.7	< 136	
	サイドブロック	本体の応力度	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.6	< 1	
			Y-Y断面の応力度 (※3)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	170.5	< 289
X-X断面の引張曲げ応力度 (※3)			せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	62	< 170	
		合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.48	< 1.2		
取付けボルト		橋軸方向水平力による照査	X-X断面の応力度 (※3)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	260.1	< 289
			せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	88.9	< 289	
	上揚力による照査	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	98.8	< 170		
キャップ	Y-Y断面の応力度 (※4)	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.43	< 1.2		
		Z-Z断面の応力度 (※3)	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	280.7	< 425	
上部工	取付けボルト	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	57.8	< 170		
		引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	236.3	< 612		
取付けボルト	せん断応力度	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	273.8	< 340		
		合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.8	< 1.2		
取付けボルト	せん断応力度	引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	559.2	< 612		
		支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	163.6	< 425		
取付けボルト	せん断応力度	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	180.5	< 425		
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	91	< 161.5		
取付けボルト	せん断応力度	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.71	< 1.2		
		支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	109.1	< 612		
取付けボルト	せん断応力度	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	131.8	< 340		
		支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	131.8	< 340		

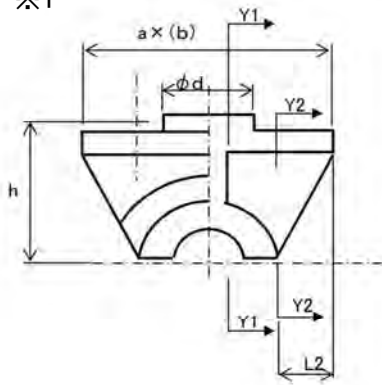
※断面位置は次頁参照

出典: JICA 調査団

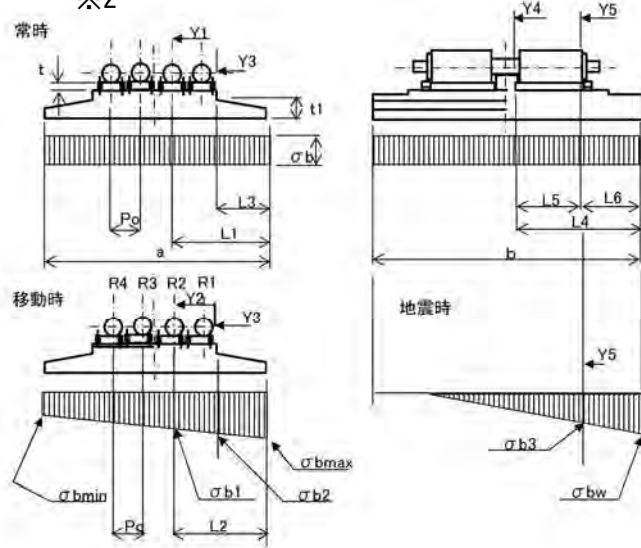




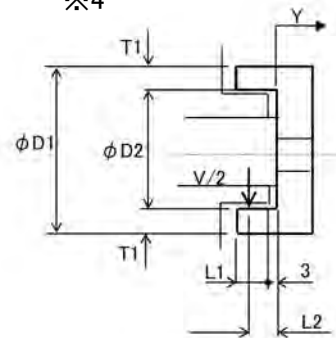
※1



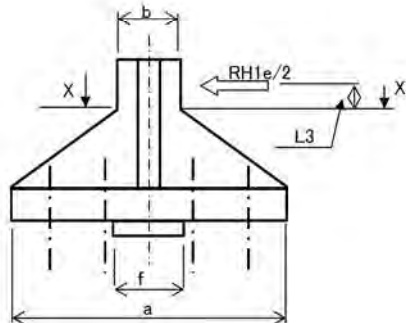
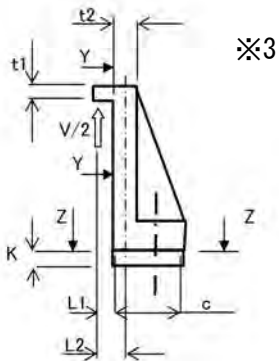
※2



※4



※3



出典: JICA 調査団

図 4.2.31 ピンローラー支承概略図および断面位置

(4) 水平支承

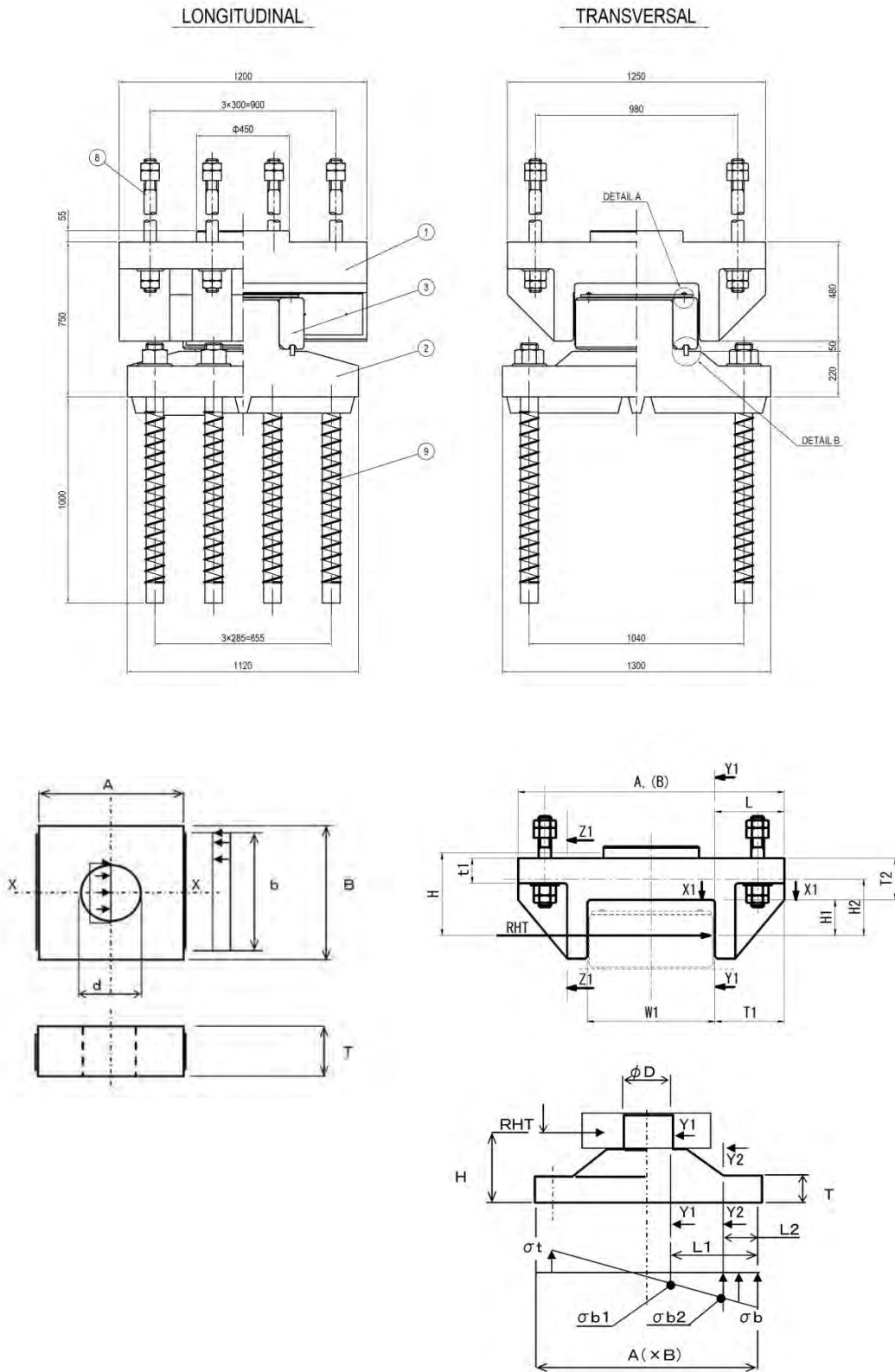
水平支承の設計計算結果一覧表を以下に示す。端支点水平支承は動的解析による応答値が静的解析により算出した設計水平力を超過したため、動的解析の応答値に対して支承形状を決定した。

表 4.2.23 設計計算結果一覧

項目		単位	発生値		許容値		
滑り坂	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	79.0	<	157.5		
カラ	X-X断面 (※1)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	60.1	<	229.5	
		引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	225.2	<	229.5	
上沓	上沓突起の応力度	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	297.8	<	375.0	
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	42.1	<	150.0	
	本体の応力度	支圧応力度	支圧圧力度	N/mm <sup>2</sup>	49.3	<	323.0
			ボルトの引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	532.0	<	799.0
		X1-X1断面 (※2)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	234.9	<	255.0
			せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	56.8	<	150.0
			合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	1.0	<	1.0
		Y1-Y1断面 (※2)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	199.3	<	255.0
Z1-Z1断面 (※2)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	216.7	<	255.0		
下沓	円筒部の応力度	支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	93.4	<	375.0	
		円筒部根本	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	218.9	<	229.5
			せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	69.6	<	135.0
			合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	1.2	<	1.2
	本体の応力度	支圧応力度	支圧圧力度	N/mm <sup>2</sup>	7.7	<	12.0
			ボルトの引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	125.9	<	285.0
		Y1-Y1断面 (※3)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	96.7	<	229.5
		Y2-Y2断面 (※3)	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	57.0	<	230.0
アンカーボルト	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	147.6	<	165.0		
	付着応力度	N/mm <sup>2</sup>	2.3	<	2.4		
	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	1.0	<	1.2		
けた取付ボルト	引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	532.0	<	799.0		
	せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	296.2	<	405.0		
	合成応力度	N/mm <sup>2</sup>	1.1	<	1.2		

※断面位置は次頁参照

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.2.32 水平支承概略図および断面位置

(5) ペンデル支承

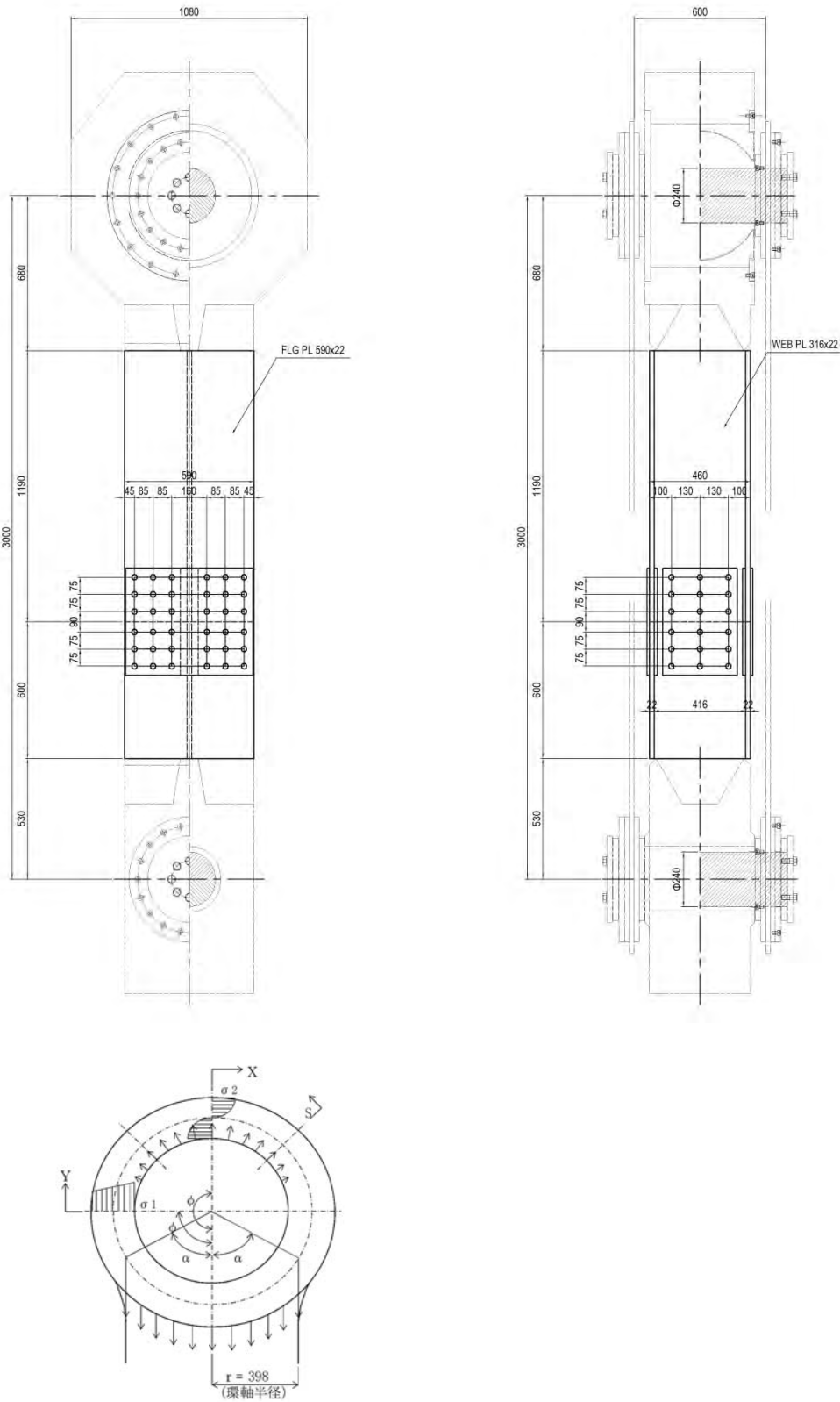
ペンデル支承の設計計算結果一覧表を以下に示す。

表 4.2.24 設計計算結果一覧

項目		単位	発生値	許容値	
エンドリンク	球面軸受	支圧圧力度(内径側)	N/mm <sup>2</sup>	41 < 50	
	球面外輪	最大支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	23 < 50	
		中央断面の引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	55 < 290	
	ピン	曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>	262 < 290	
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	57 < 160	
	上ボス	曲り梁りの計算	断面Y (※1)	N/mm <sup>2</sup>	132 < 153
			断面X (※1)	N/mm <sup>2</sup>	80 < 153
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	37 < 90	
	下ボス	曲り梁りの計算	断面Y (※1)	N/mm <sup>2</sup>	101 < 153
			断面X (※1)	N/mm <sup>2</sup>	49 < 102
		せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	40 < 60	
	ロッキング ベアリング	ロッキング ベアリングバー	軸圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	105 < 131
受け梁		圧縮時応力度	$\sigma_u$	N/mm <sup>2</sup>	73 < 207
			$\sigma_l$	N/mm <sup>2</sup>	85 < 210
		引張時応力度	$\sigma_u$	N/mm <sup>2</sup>	87 < 210
			$\sigma_l$	N/mm <sup>2</sup>	102 < 169
受け梁支柱部		柱部材としての設計	軸圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	47 < 210
			支圧応力度	N/mm <sup>2</sup>	129 < 315
		梁部材としての設計	$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	3 < 210
			$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	9 < 120
ベースプレート		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	155 < 210	
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	21 < 120	
アンカーボルト		$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	204 < 210	
アンカーフレーム	ウェブのせん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	37 < 120		
	ダイアフラムの圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	108 < 210		
	フランジの応力度	(A)、(B)パネル 合計応力度	N/mm <sup>2</sup>	96 < 210	
		(C)、(D)パネル 合計応力度	N/mm <sup>2</sup>	27 < 210	
(E)、(F)パネル 合計応力度		N/mm <sup>2</sup>	158 < 210		

※断面位置は次頁参照

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.2.33 ペンデル支承概略図および断面位置

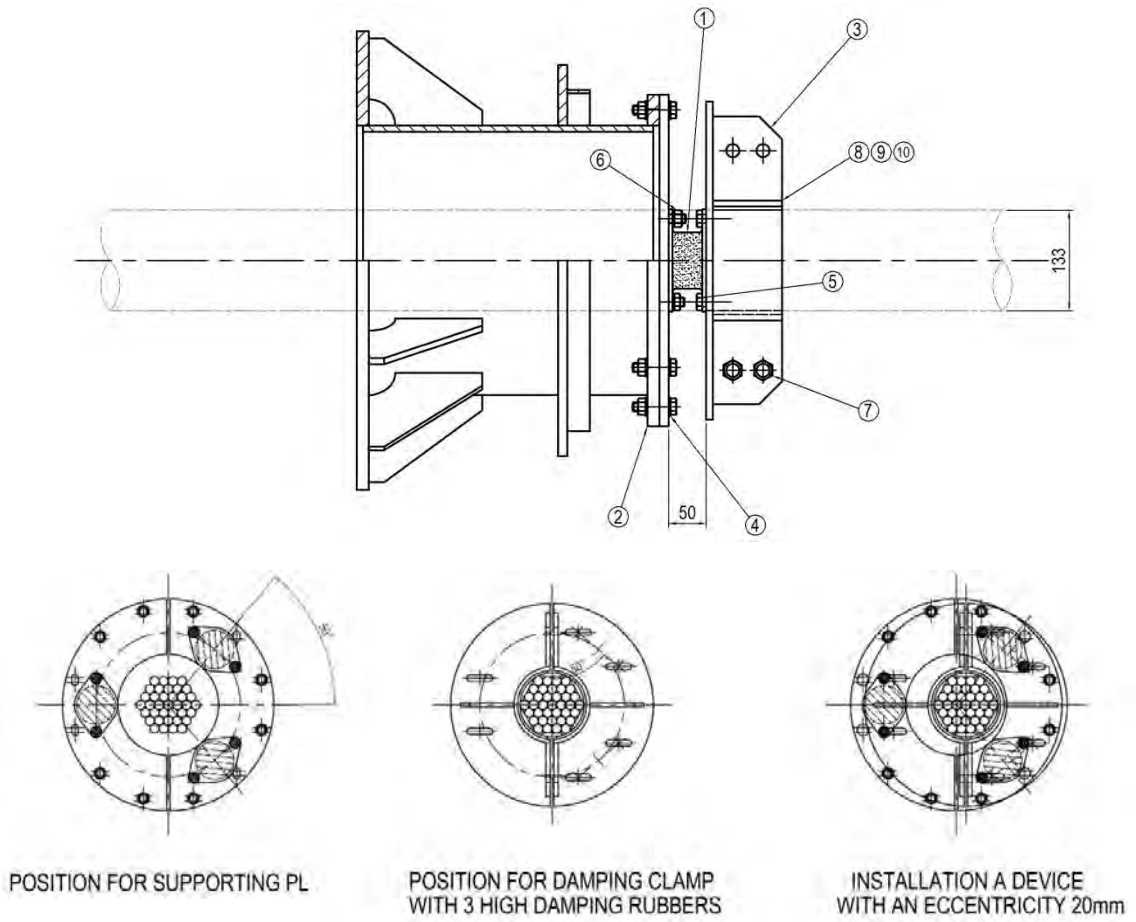
4.2.11.2 ケーブル制振装置の検討

(1) 設計概要

斜張橋のケーブルは一様な風にさらされると、以下のような空力不安定振動が発生するといわれており、ケーブル端部の疲労等が問題となることがある。本検討は、ケーブルの空力不安定振動(①渦励振、②レインパイブレーション)の制振対策として、高減衰ゴムダンパーを用いた場合の装置仕様及び制振効果について設計検討を行ったものである。

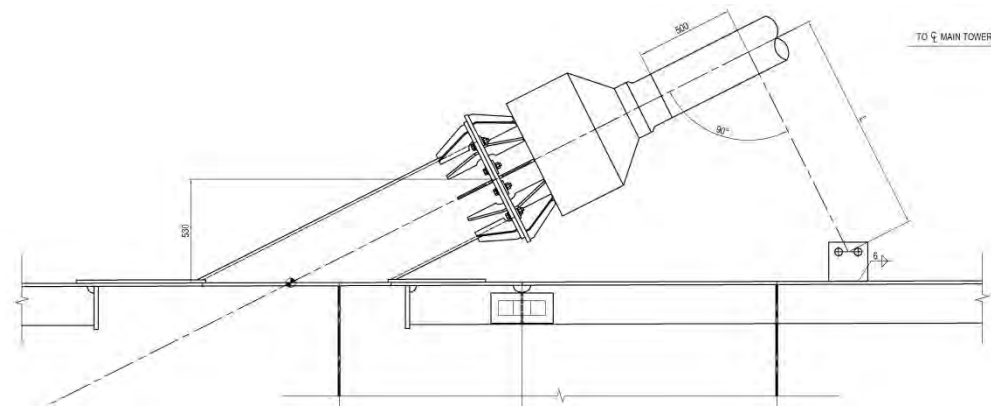
(2) 制振対策装置

ケーブルには以下の図に示す制振対策装置を設置する。また完成後に振動が発生した場合に備えて、ロッドタイプ制振装置用の取付け金具を主桁に設置している。



出典: JICA 調査団

図 4.2.34 制振対策装置



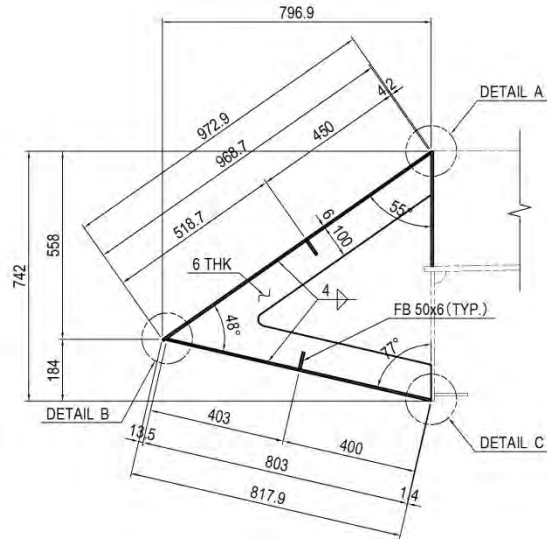
出典: JICA 調査団

図 4.2.35 ロッドタイプ制振装置用取付金具

4.2.11.3 フェアリング本体の設計

(1) 設計方法

フェアリングは橋梁の耐風性能を改善するために橋梁本体に取り付ける付属物である。フェアリング形状は過去の事例等を参考に、下図の通り設定し、別途実施した風洞実験により耐風安定性を確認した。

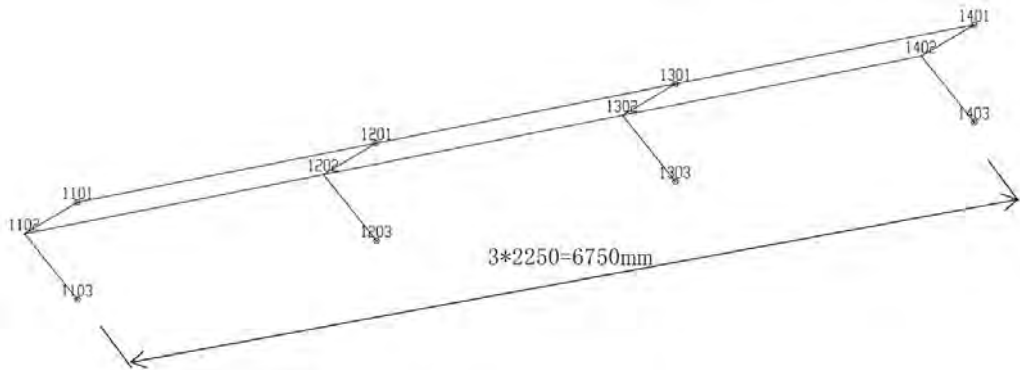


出典: JICA 調査団

図 4.2.36 フェアリング形状

- ・荷重は風荷重および自重を用いて設計計算を行う。
- ・フェアリング部材の設計計算用断面力は、下図に示す立体骨組みモデルを用いて算出する。

- ・過去の斜張橋の実績を参考にフェアリングの板厚を 6mm とする。



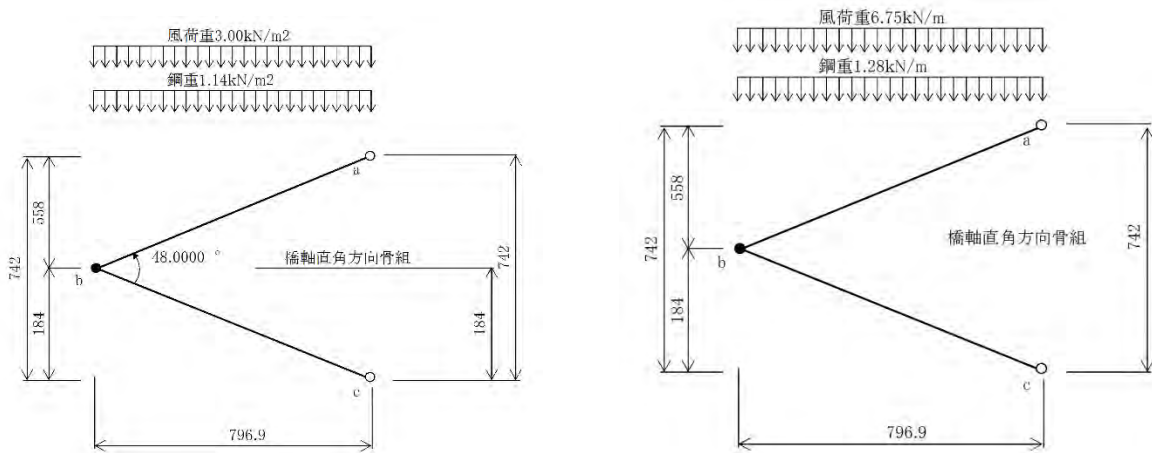
骨組パネル間隔は横リブ最大間隔2250mmとする

出典: JICA 調査団

図 4.2.37 立体骨組モデル

(2) 設計荷重

- ・橋軸方向の部材設計に用いる断面力は下図の面荷重を立体骨組上面 (a-b) に載荷させて求める。
- ・橋軸直角方向の部材設計に用いる断面力は下記の線荷重を立体骨組の直角方向骨組に載荷させて求める。



出典: JICA 調査団

図 4.2.38 荷重モデル図

- ・鋼重+風荷重の許容応力割増係数は 1.25 とする
- ・側面方向の風荷重による部材断面力は鉛直方向の風荷重より小さいので、側面方向の風荷重ケースによる部材断面力の計算を省略する。



4.2.11.4 伸縮装置の設計

(1) 伸縮装置の設計 EJ-1 および EJ-2 (P10 及び P13)

1) 設計条件

伸縮装置の設計条件を下表に示す。

表 4.2.25 設計条件

項目	左桁(P9 側)	右桁(P11 側)
橋種	鋼床版桁	鋼床版桁
温度範囲	0°C~50°C	0°C~50°C
荷重	後輪 1 輪あたり 72.5kN	

2) 形式の選定

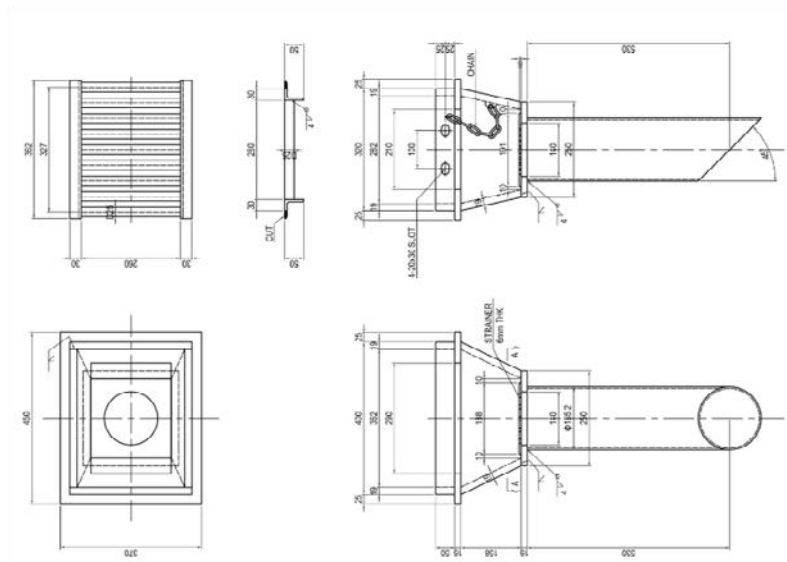
設計移動量は  $\Delta L_j : 269\text{mm} < \Delta L_q : 568\text{mm}$  により地震時にて決定する。

設計移動量より、モジュラー型ジョイント (最大設計伸縮量 640mm) を選定する。

4.2.11.5 排水装置

(1) 排水柵形状

排水柵形状を以下の図に示す。

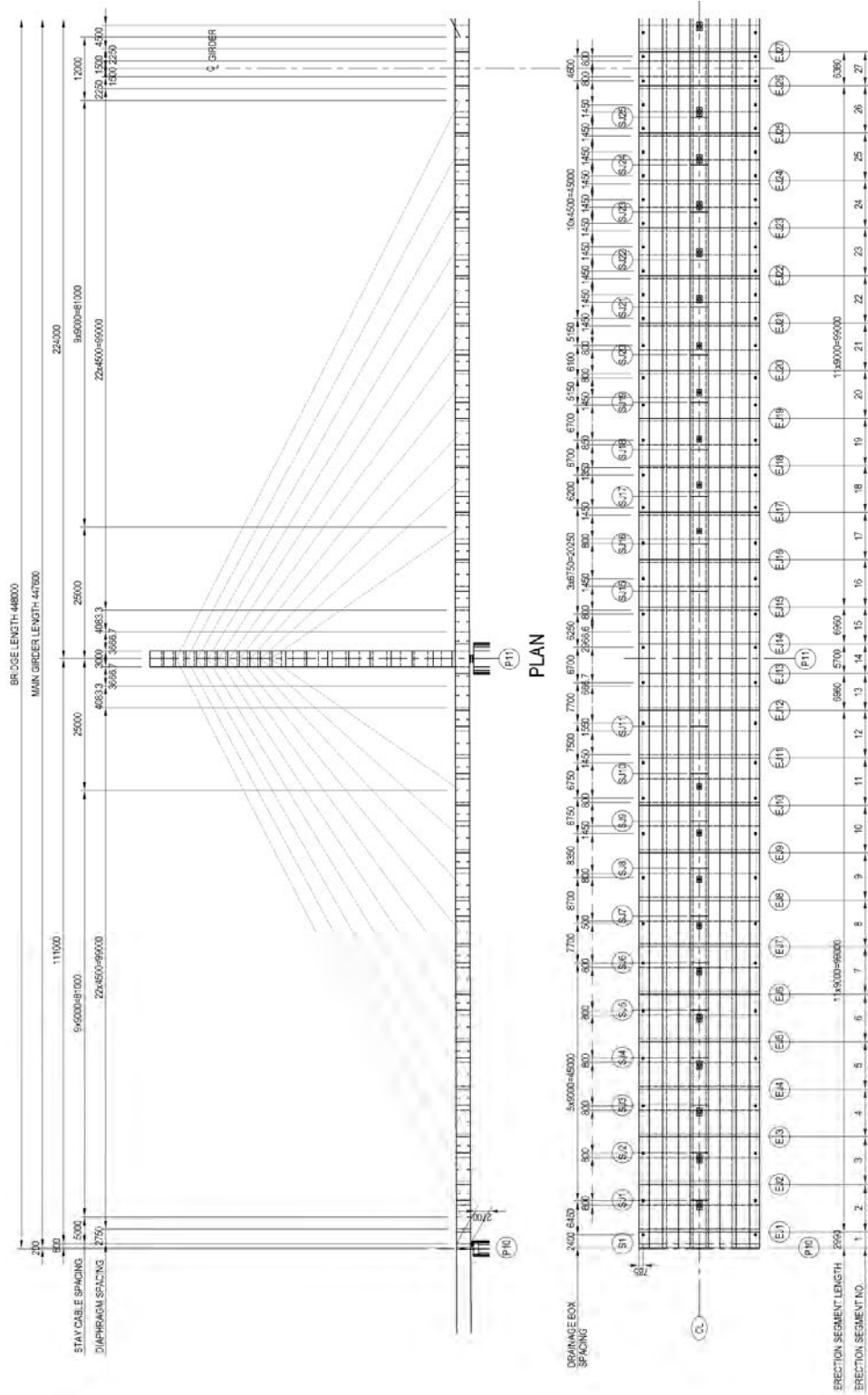


出典: JICA 調査団

図 4.2.39 排水柵形状

(2) 排水桝配置計画

以下に排水桝の配置計画を示す。



出典: JICA 調査団

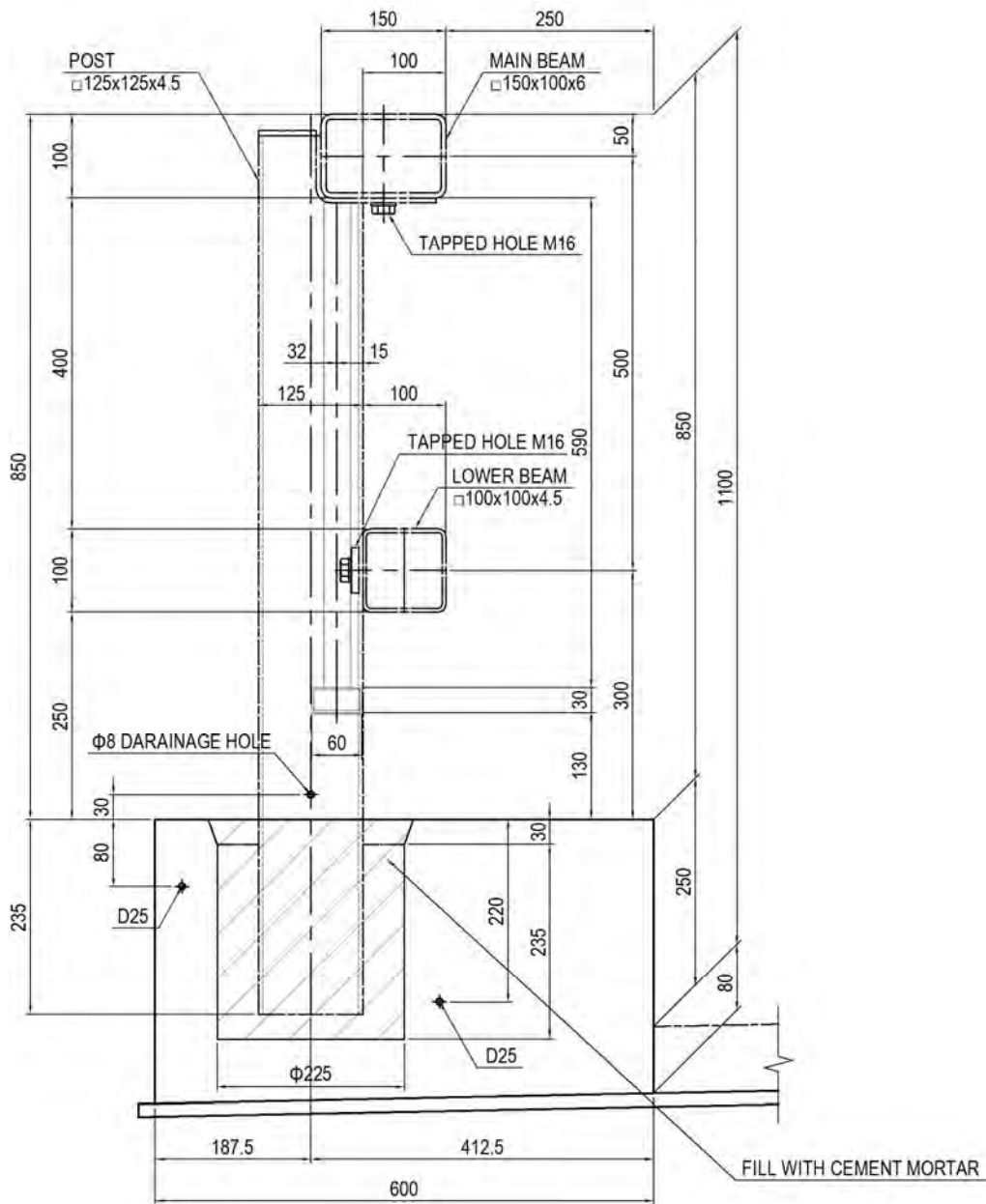
図 4.2.40 排水桝配置計画図

4.2.11.6 防護柵

(1) 防護柵の仕様

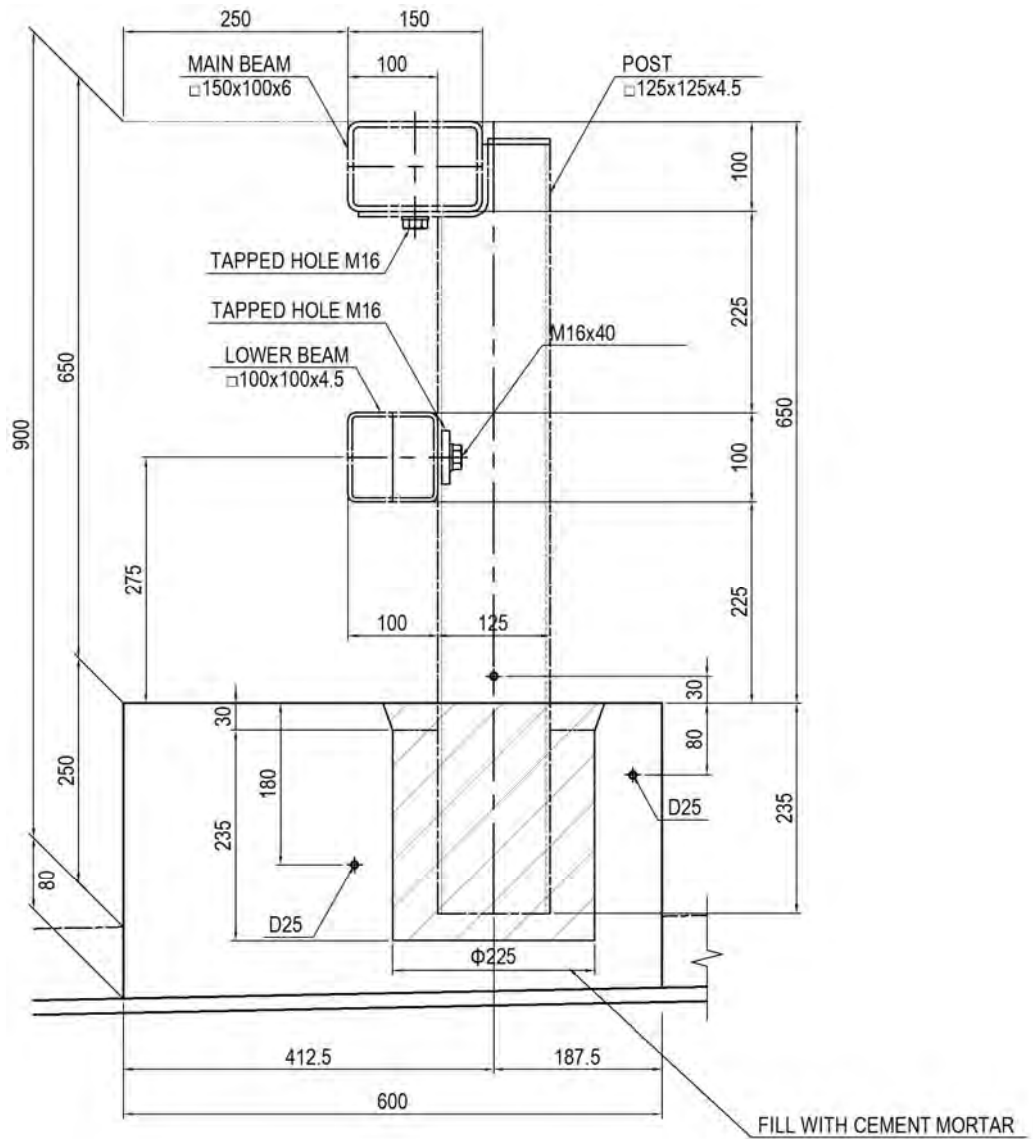
防護柵仕様は国土交通省北陸地整標準図の高欄兼用車両防護柵（鋼製）A種を採用する。

- ・ 支柱間隔                   : 2.0m を標準とする。
- ・ 防護柵の高さ（外地覆側）   : 橋面から 1.1m
- （中央分離帯側）       : 橋面から 0.9m



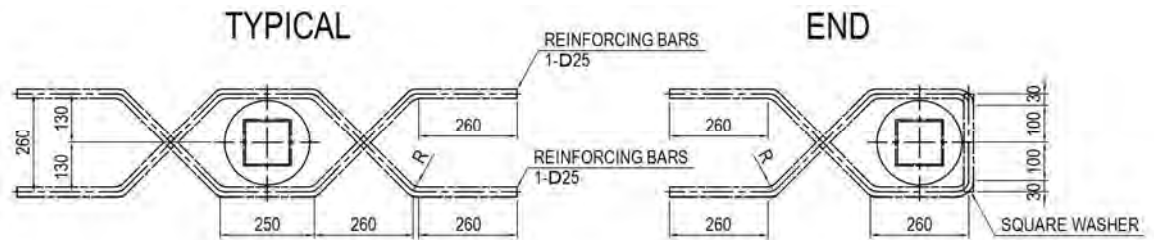
出典: JICA 調査団

図 4.2.41 防護柵詳細図(外地覆側)



出典: JICA 調査団

図 4.2.42 防護柵詳細図(中央分離帯側)



出典: JICA 調査団

図 4.2.43 補強鉄筋図

4.2.11.7 各種架台の設計

(1) 照明柱架台の設計

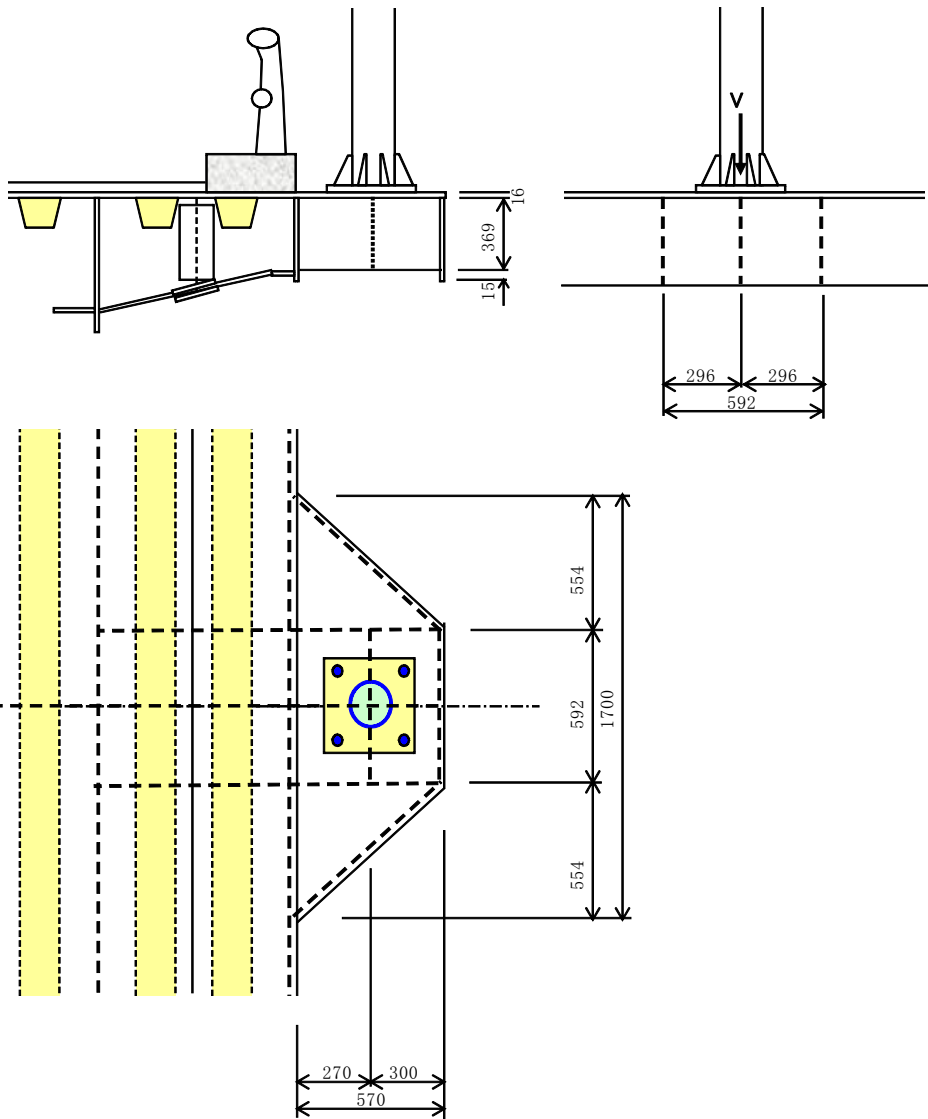
取付部材重量を以下の通り仮定し、照明柱架台の設計を行った。次頁に計算結果を示す。

1) 設計荷重

12m 照明柱 (仮定重量)  $V = 1.900 \text{ kN}$  (約 190 kg)

2) 受け架台の設計

$$\begin{aligned} M &= 1.900 \times 0.270 \\ &= 0.513 \text{ kNm} \\ S &= 1.900 \text{ kN} \end{aligned}$$



出典: JICA 調査団

図 4.2.44 照明柱架台概略図

(2) 航路標識架台の設計

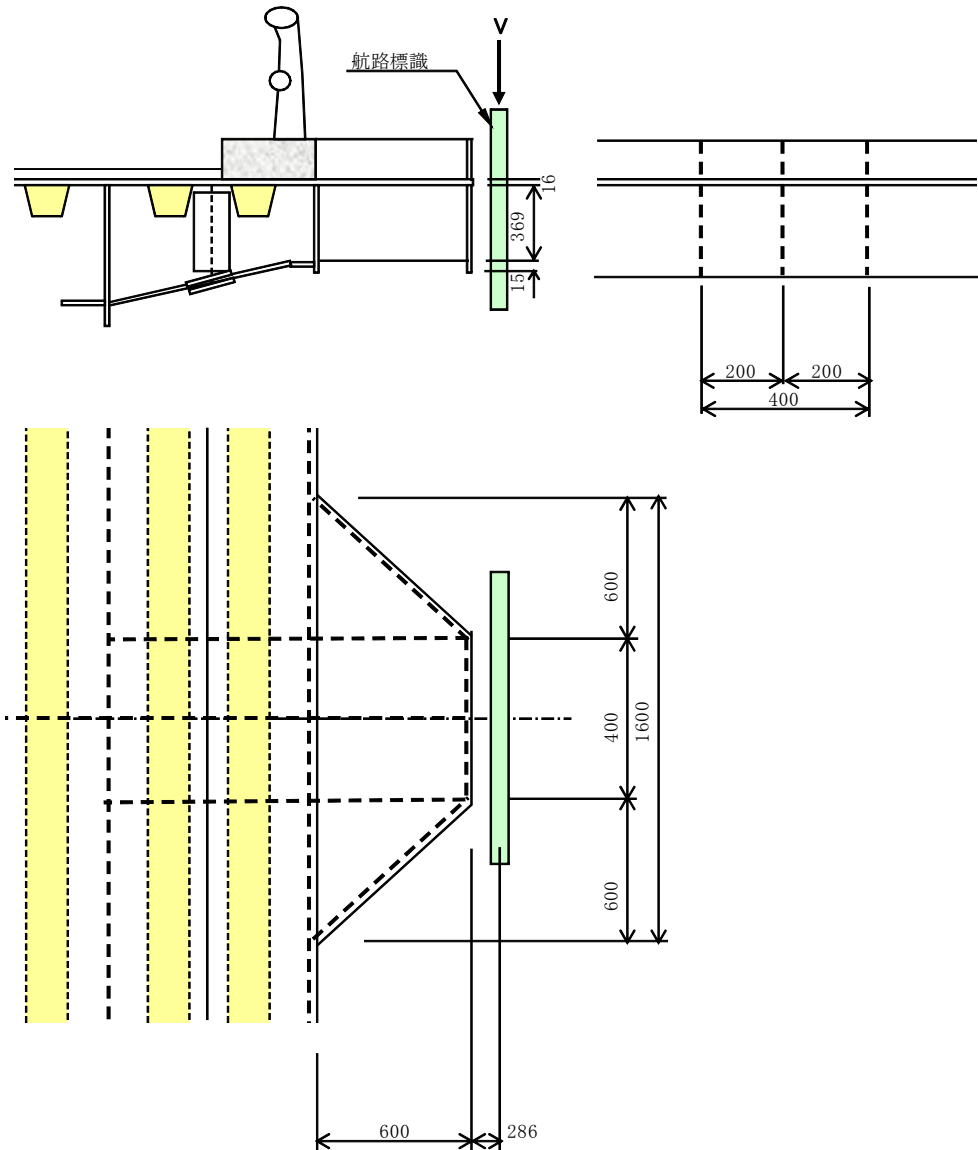
取付部材重量を以下の通り仮定し、航路標識架台の設計を行った。次頁に計算結果を示す。

1) 設計荷重

航路標識 (仮定重量)  $V = 1.000 \text{ kN}$  (約 100 kg)

2) 受け架台の設計

$$\begin{aligned} M &= 1.000 \times 0.886 \\ &= 0.886 \text{ kNm} \\ S &= 1.000 \text{ kN} \end{aligned}$$



出典: JICA 調査団

図 4.2.45 航路標識架台概略図

(3) 航空障害灯架台の設計

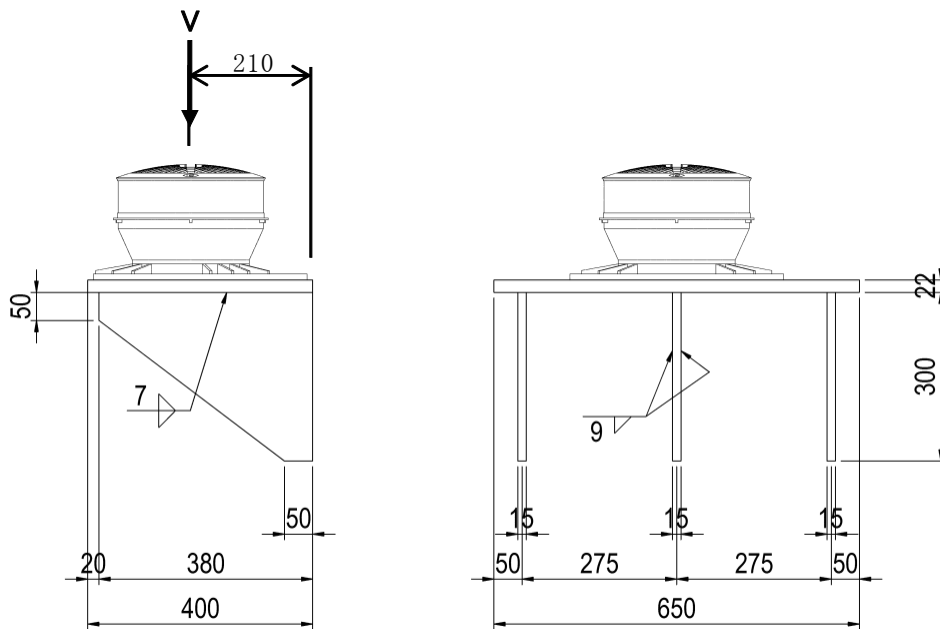
取付部材重量を以下の通り仮定し、航空障害灯架台の設計を行った。次頁に計算結果を示す。

1) 設計荷重

航空障害灯 (仮定重量)  $V = 0.200 \text{ kN}$  (約 20 kg)

2) 受け架台の設計

$$\begin{aligned} M &= 0.200 \times 0.210 \\ &= 0.042 \text{ kNm} \\ S &= 0.200 \text{ kN} \end{aligned}$$

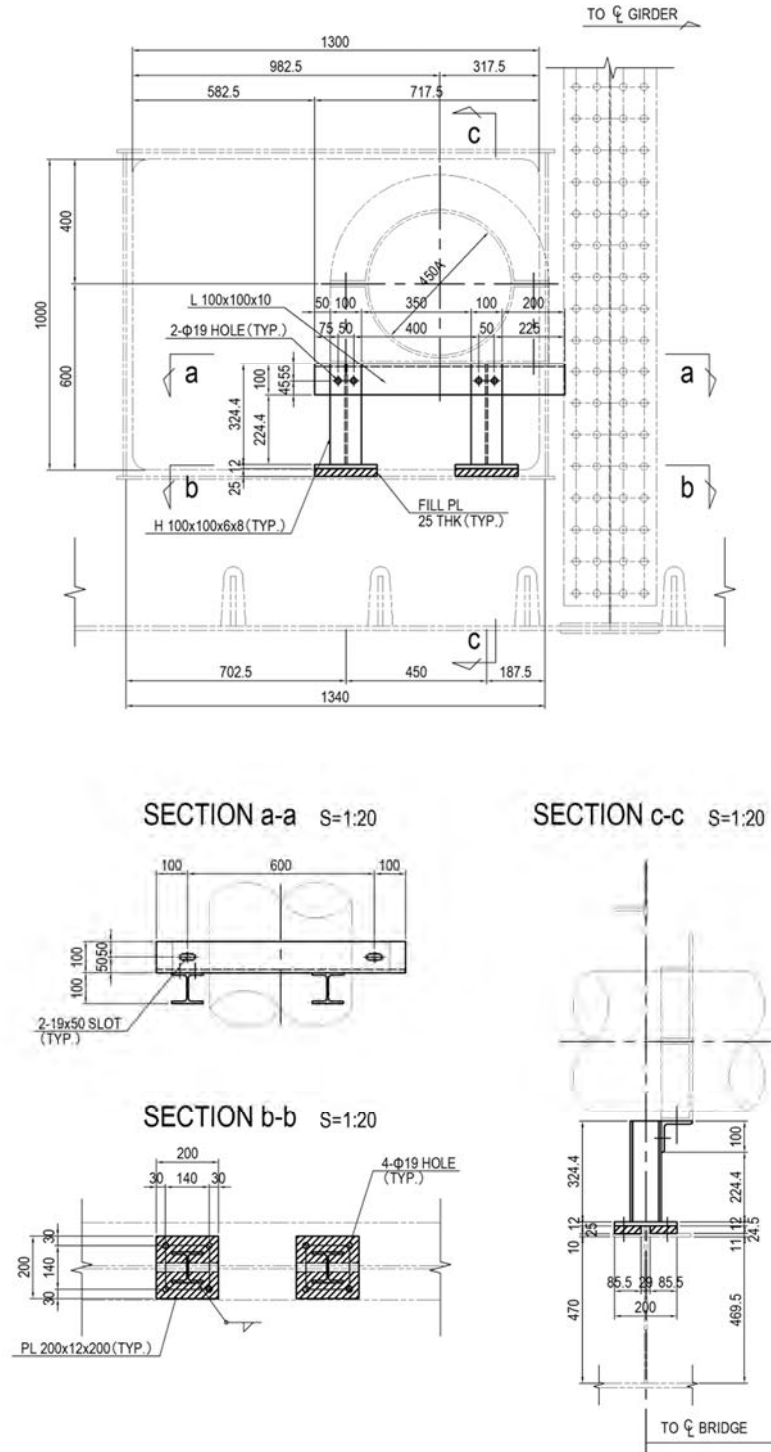


出典: JICA 調査団

図 4.2.46 航空障害灯架台概略図

(4) 水道管支持金具の設計

水道管重量（満水時）を仮定し、水道管支持金具の設計を行った。次頁に計算結果を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.47 水道管支持金具



## 4.2.11.8 維持管理設備

## (1) 点検施設計画

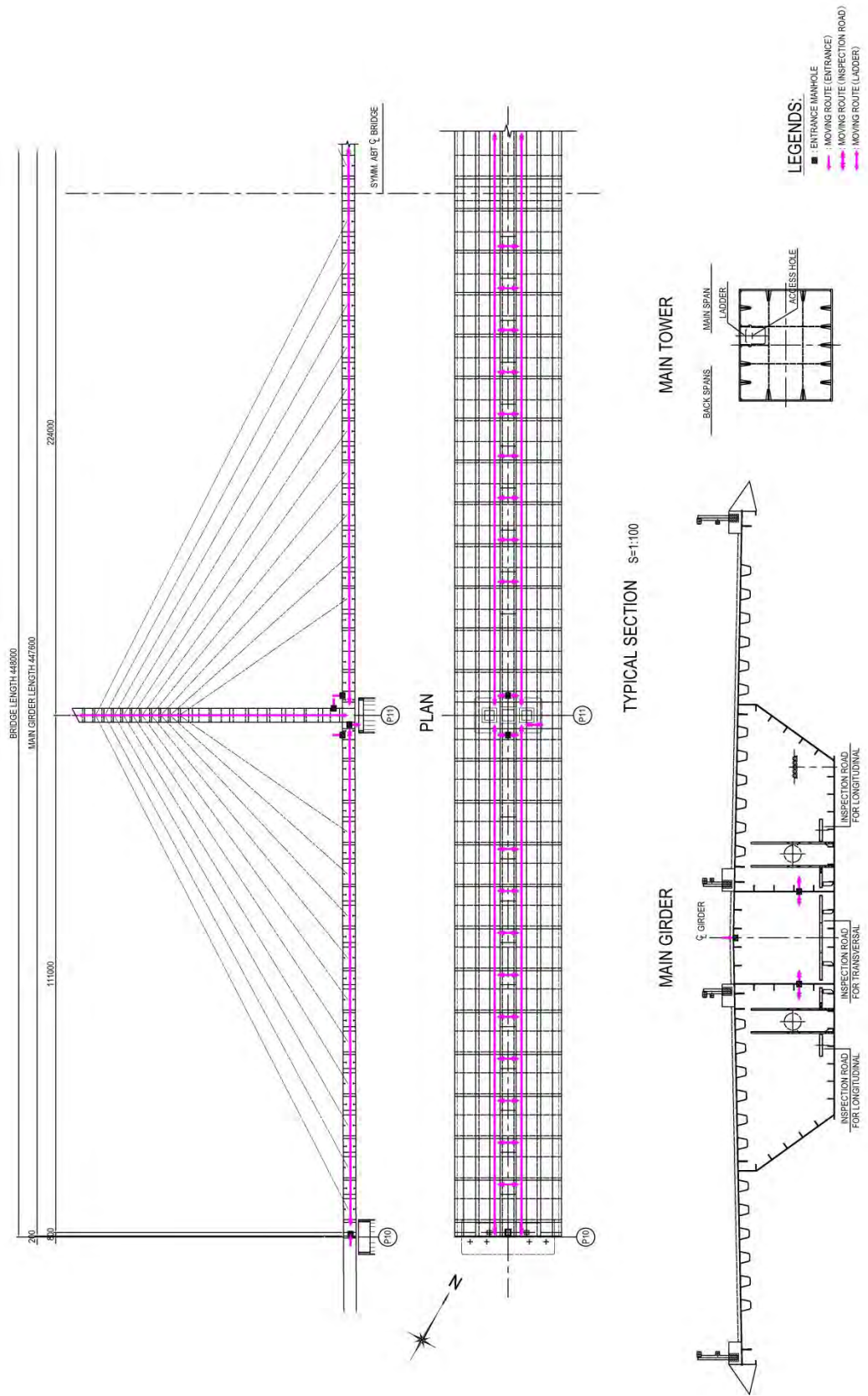
以下に示す点検施設配置計画に基づき、必要箇所に対して各種点検施設の設置を検討する。

表 4.2.26 点検設備配置計画

点検箇所	内容	備考
桁下面	桁下面検査車*による点検保守のための検査車レールを設置。 作業足場等が設置可能な吊金具を設置。	※仮定した検査車荷重により検討
桁内	歩廊及び梯子を配置。 必要箇所にマンホールを設置。	
塔外面	ゴンドラ等*による点検保守のための支材取付部を設置。	※仮定したゴンドラ荷重により検討
塔内	梯子を配置。 桁内から主塔内にアクセス用梯子を設置。 必要箇所にマンホールを設置。	
橋脚天端	橋脚天端周りに手摺りを設置。 掛け違い橋脚*: 橋面から橋脚天端にアクセス用梯子を設置。 主塔橋脚: 桁側面から橋脚天端にアクセス用梯子を設置。	※掛け違い橋脚部のアクセス用梯子は隣接橋梁に設置

出典: JICA 調査団

管理点検ルート図を次頁に示す。



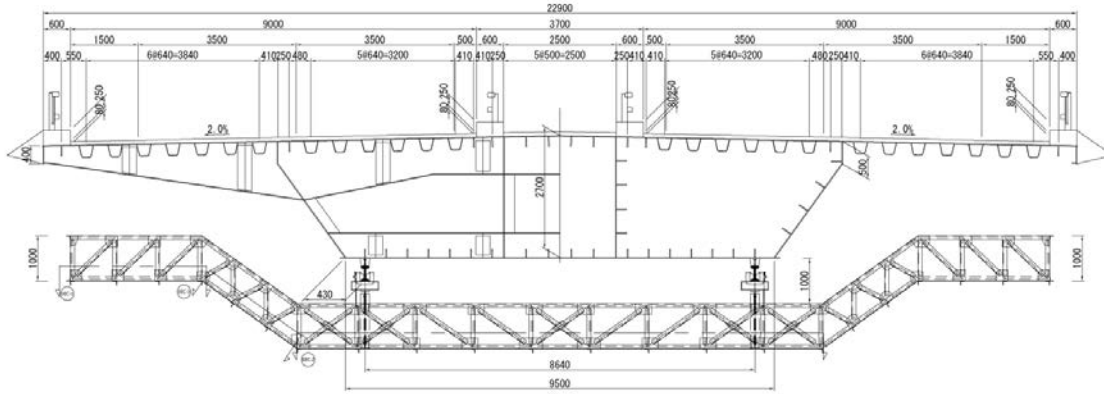
出典: JICA 調査団

図 4.2.48 点検ルート図

(2) 桁下面検査車レールの検討 (参考)

1) 検討概要

桁下面検査車のための検査車レールの検討を行う。仮定した桁下検査車の概略図を以下に示す。



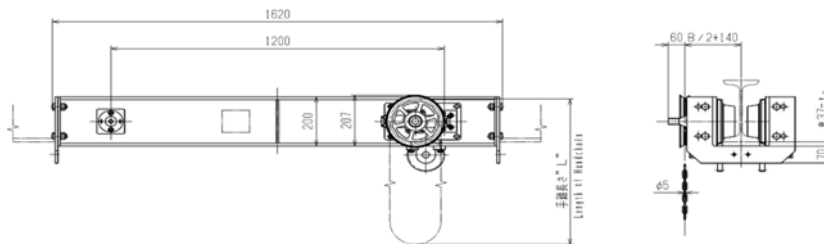
出典: JICA 調査団

図 4.2.49 桁下検査車概略図

2) 設計条件

- 桁下検査車の自重はタンリン橋の検査車を参考に設定した。検査車のサドルは以下の通り想定した。

- ・吊点数 : 4箇所
- ・1吊点当り車輪数 : 2個
- ・吊点間隔 橋軸方向 : 1.2m  
直角方向 : 8.64m
- ・1吊点当りの最大荷重 : 34.3kN (3.5t)
- ・サドルのイメージ図



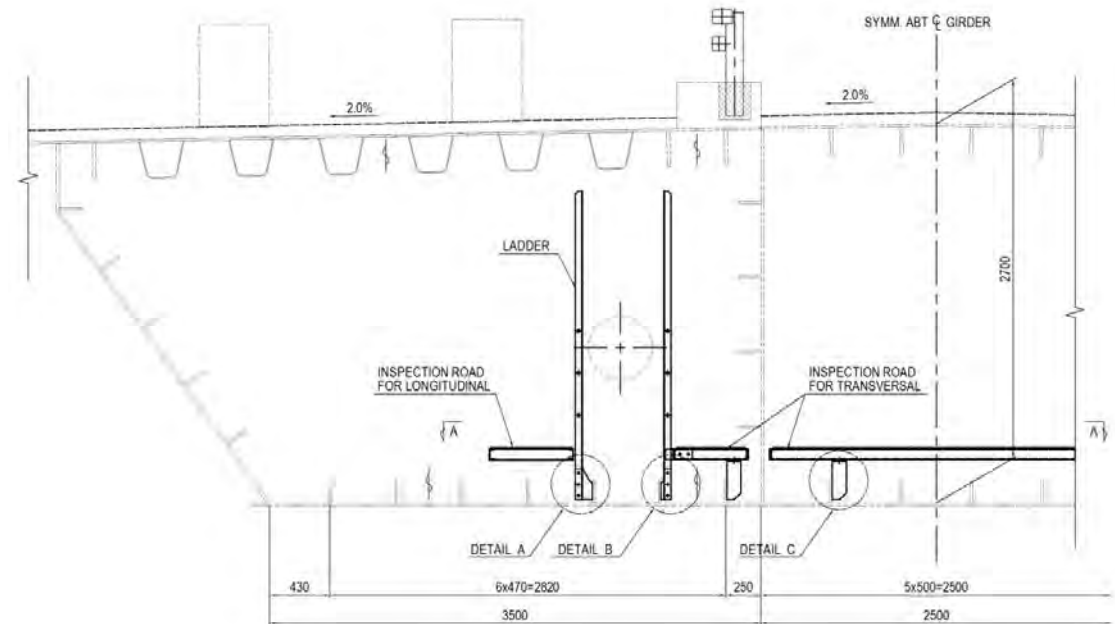
※サドル詳細図は参考扱いとする。なお、計算においては、施工時の足場荷重を考慮していない。

出典: JICA 調査団

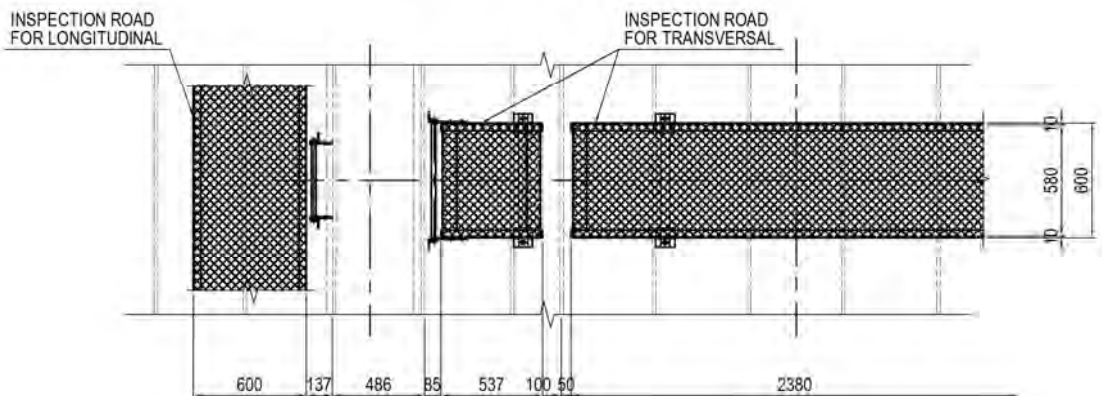
図 4.2.50 サドルイメージ図

(3) 桁内検査路

桁内検査路設置図を以下に示す。



SECTION A-A

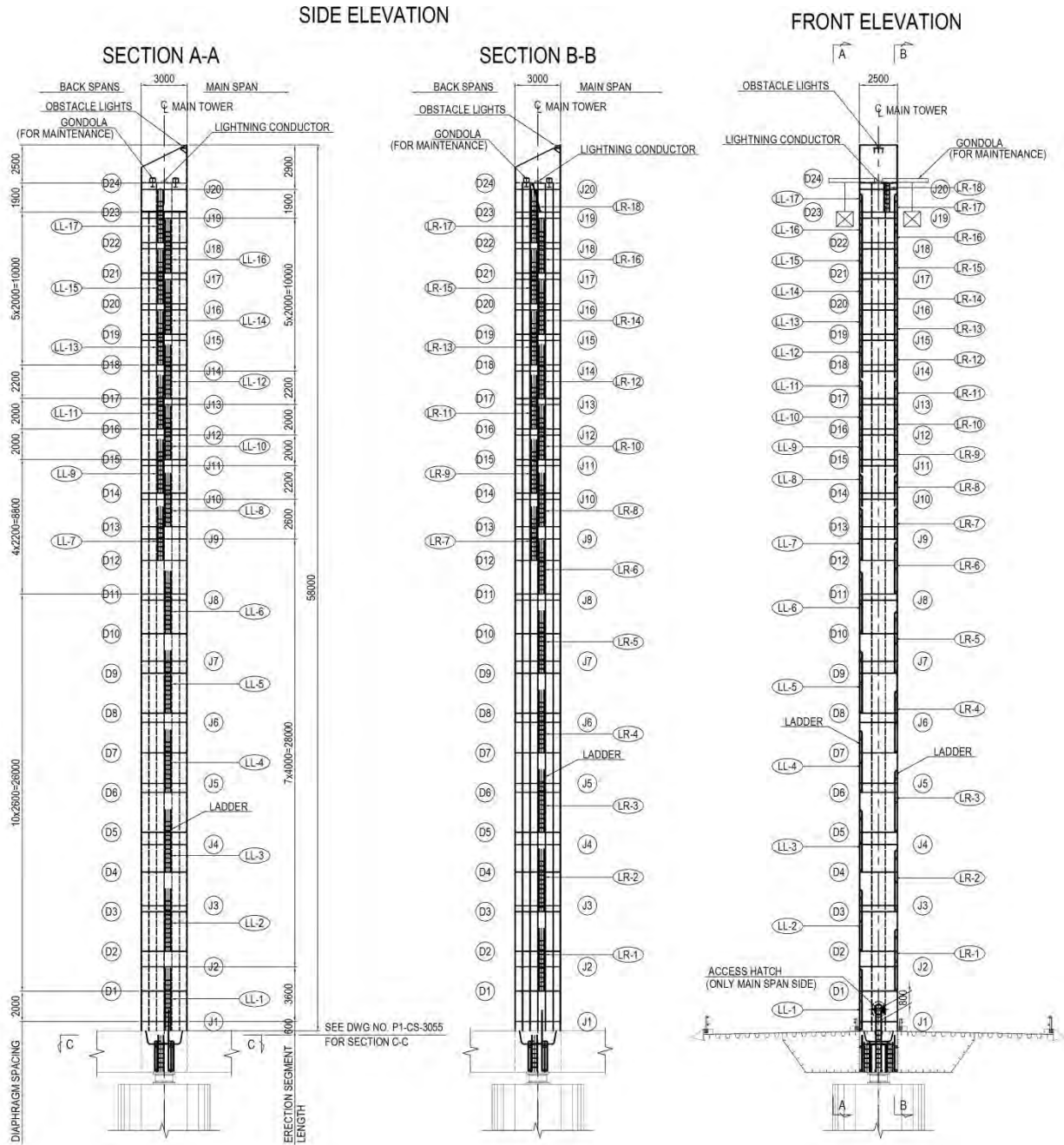


出典: JICA 調査団

図 4.2.51 桁内検査路設置図

(4) 塔内検査路

塔内の昇降設備を以下に示す。

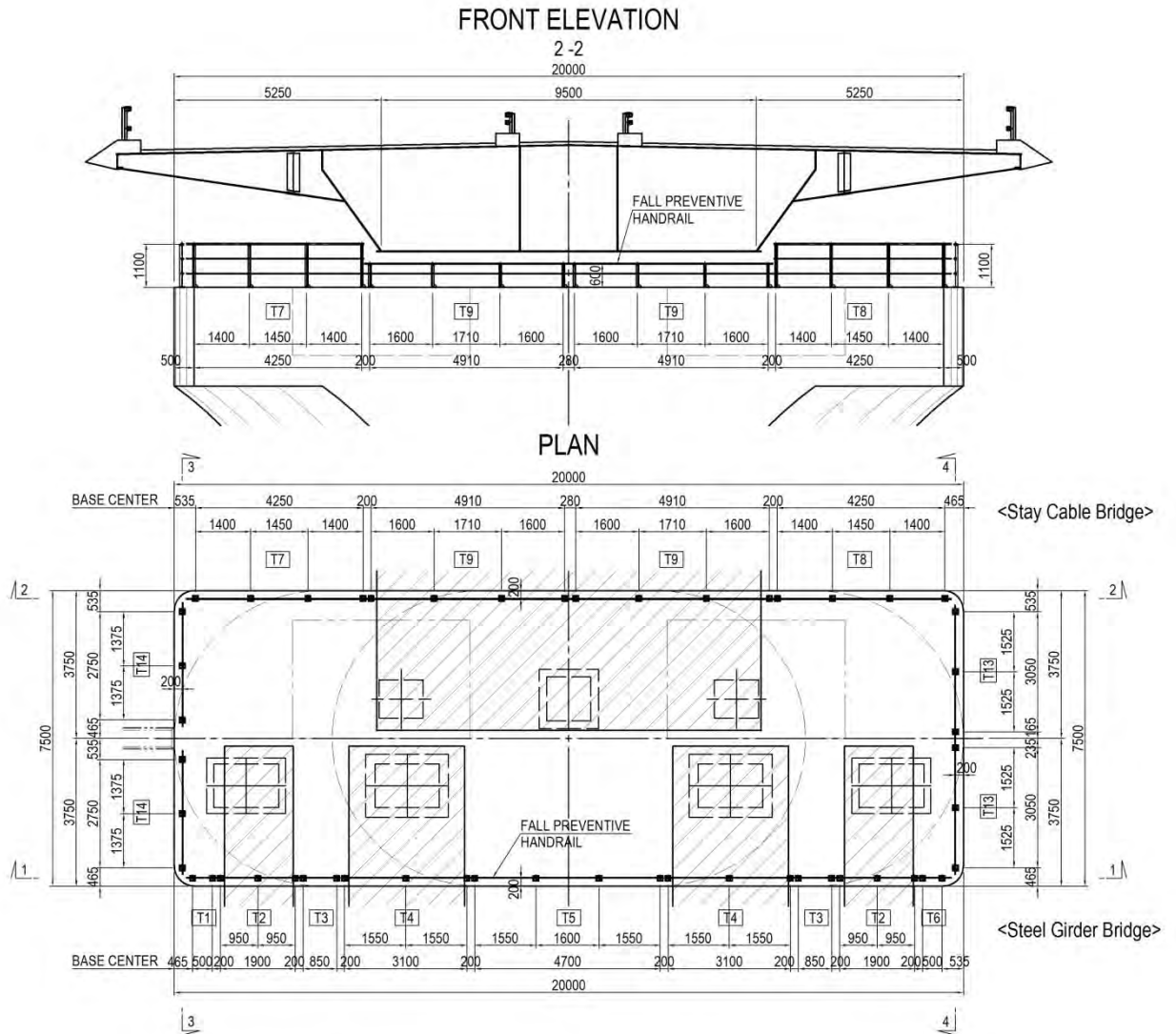


出典: JICA 調査団

図 4.252 昇降設備(主塔橋脚部)

(5) 橋脚天端転落防止柵

支承部等、橋脚天端の点検・保守活動のための転落防止柵を設置するものとする。



出典: JICA 調査団

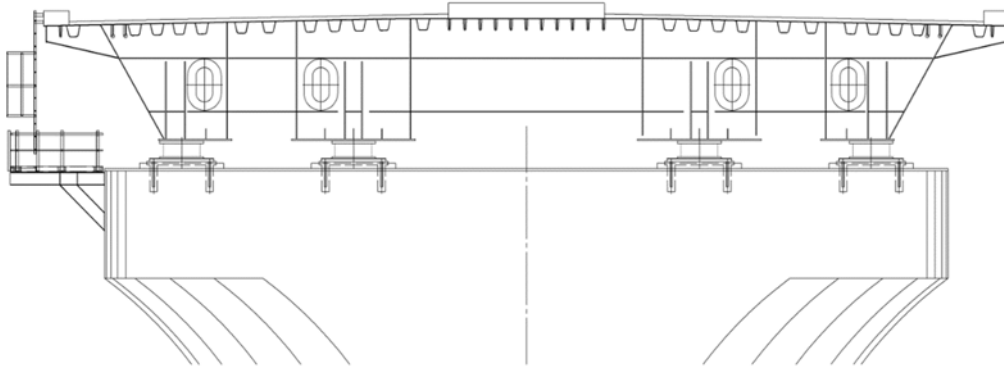
図 4.2.53 橋脚天端転落防止柵

(6) 昇降設備

橋脚天端への昇降設備は以下の通り設置するものとする。

1) 掛け違い橋脚部

下図の通り、橋面から橋脚天端にアクセス用の梯子を設置する（梯子は隣接橋梁に設置）。

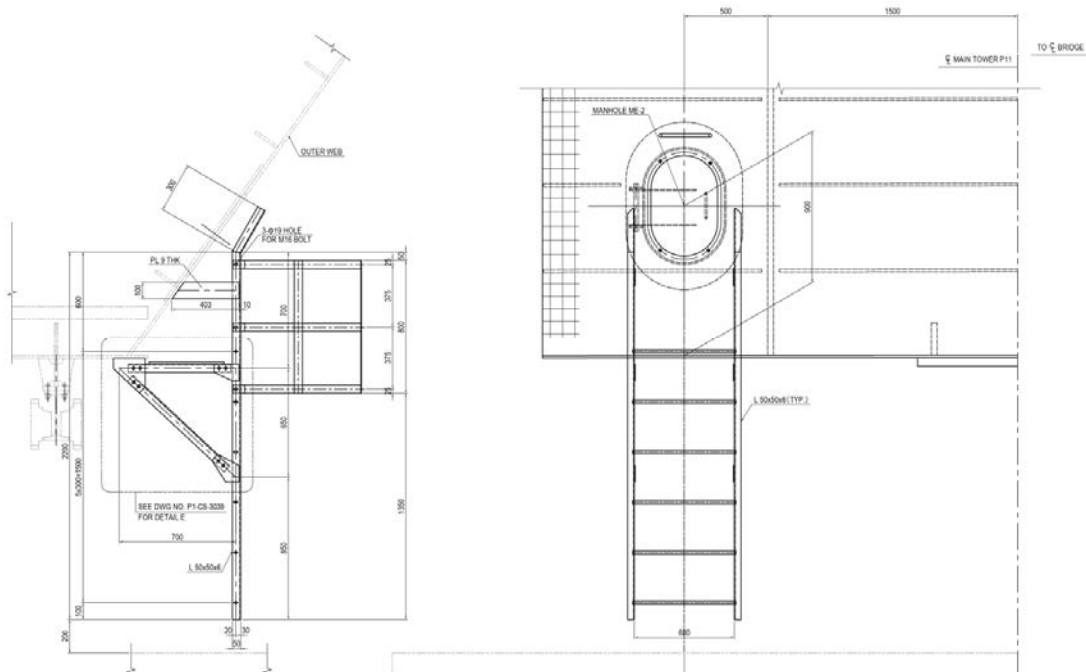


出典：JICA 調査団

図 4.2.54 昇降設備(掛け違い橋脚部)

2) 主塔橋脚部

下図の通り、桁内から橋脚天端にアクセス用の梯子を設置する。



出典：JICA 調査団

図 4.2.55 昇降設備(主塔橋脚部)

4.2.12 動的全体構造解析

この解析は、主橋梁部斜張橋について、地震時における挙動を把握し、安全性を確認することを目的としたものである。なお、地震時の静的解析については、「4.2.9.7 静的全体構造解析」に示す。

(1) 非線形動的解析条件

1) 構造の概要

構造形式

- ・ 上部構造 3 径間連続鋼斜張橋
- ・ 下部構造 鉄筋コンクリート単柱式橋脚 (P10 橋脚～P13 橋脚)
- ・ 基礎形式 P10 橋脚：鋼管矢板井筒基礎  
 P11 橋脚：鋼管矢板井筒基礎  
 P12 橋脚：鋼管矢板井筒基礎  
 P13 橋脚：鋼管矢板井筒基礎

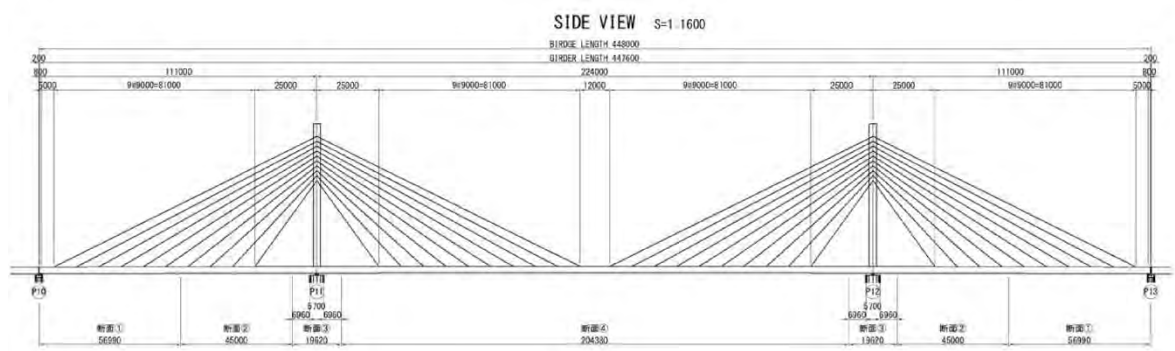
支承条件 P10 橋脚：可動 (直角方向固定) ペンデル支承

P11 橋脚：固定 (直角方向固定)

P12 橋脚：固定 (直角方向固定)

P13 橋脚：可動 (直角方向固定) ペンデル支承

構造図



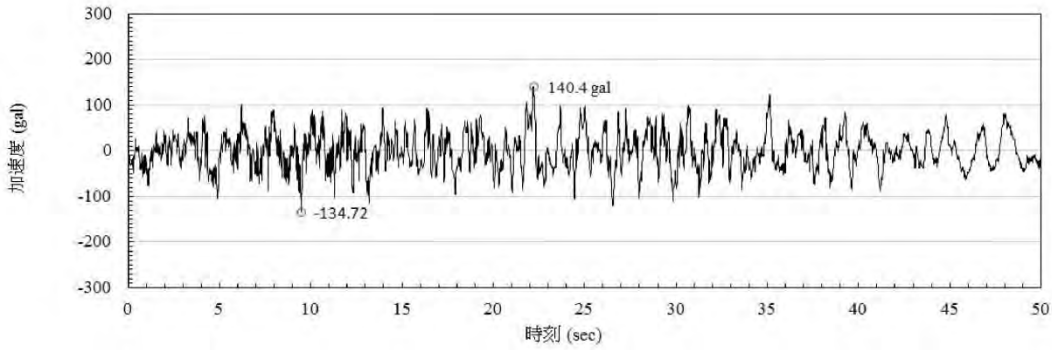
出典: JICA 調査団

図 4.2.56 上部構造図



2) 入力地震動

動的解析に用いる地震動は震度法の  $kh=0.3$  に相当する道示のレベル 1 地震動 (Ⅲ種地盤) の波形を使用する。

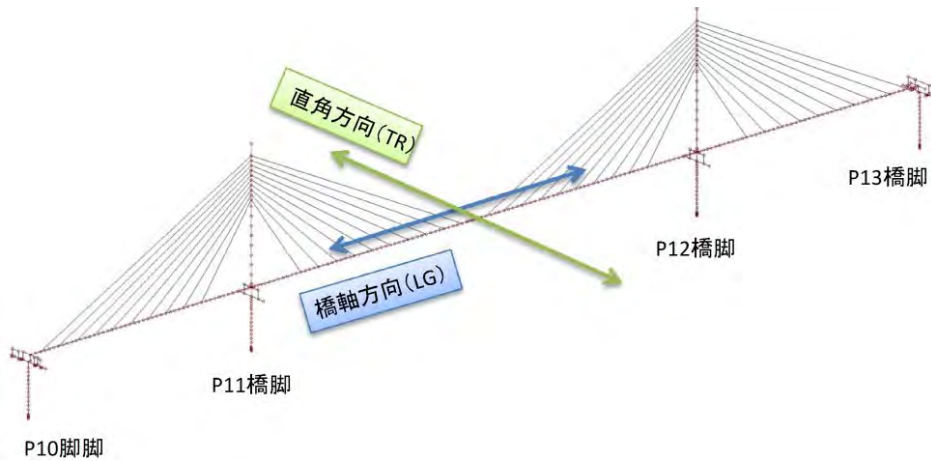


出典: JICA 調査団

図 4.2.57 入力地震動

3) 解析方向

本橋は、直線橋であるため P10 橋脚と P13 橋脚とを結ぶ方向を「橋軸方向 (LG)」とし、橋軸方向に直交する方向を「直角方向 (TR)」として 2 方向 (橋軸、直角) の解析を実施する。



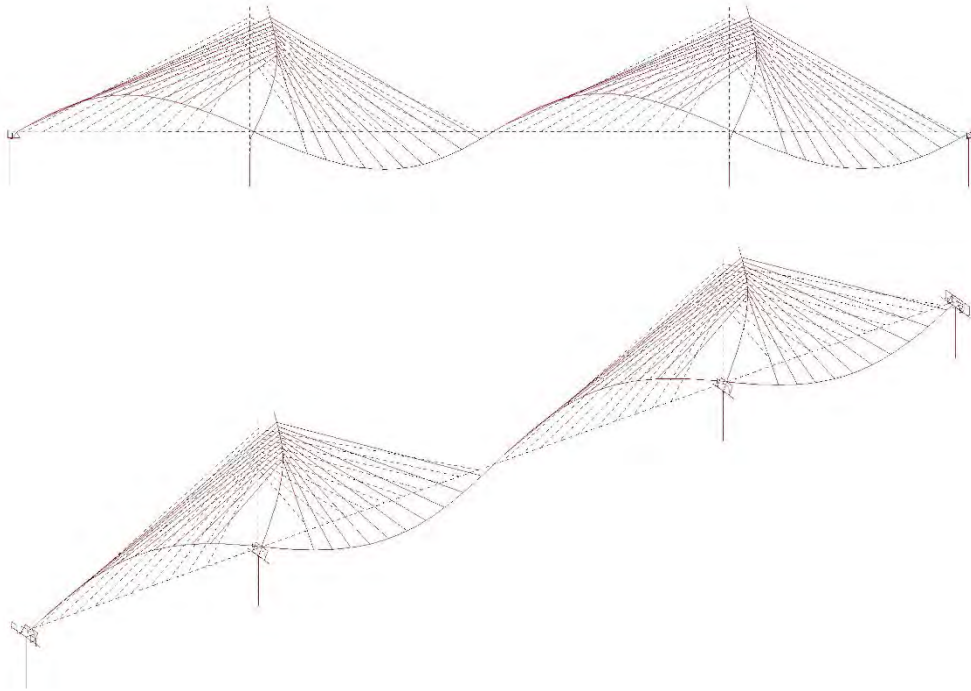
出典: JICA 調査団

図 4.2.58 入力地震動

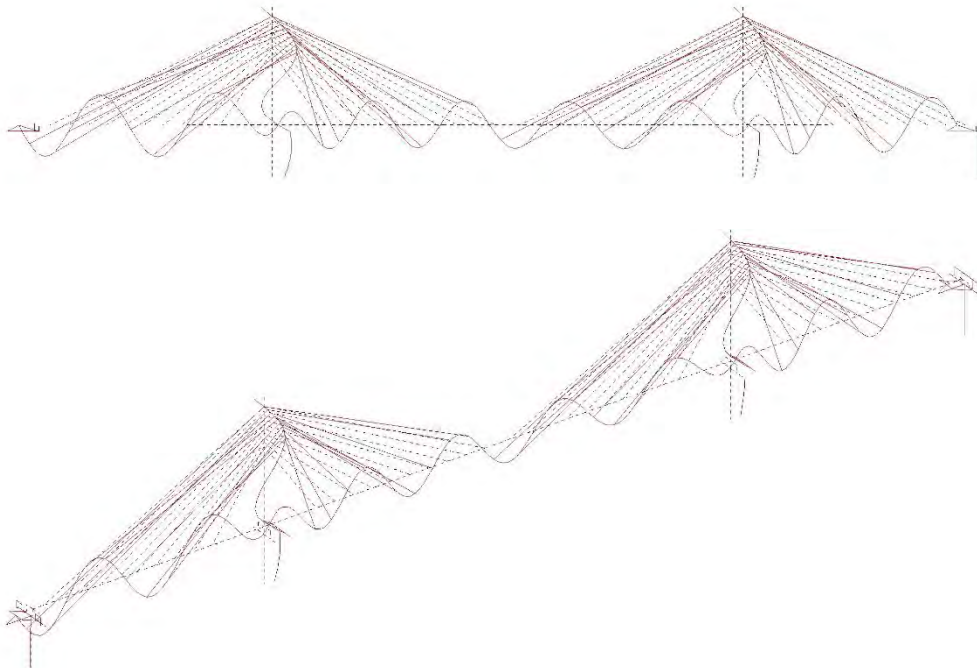
(2) 解析結果

各解析の主要な固有振動モード図の一部例を以下に示す。

4 次モード F=0.527 [Hz]



40 次モード F=8.118 [Hz]



出典: JICA 調査団

図 4.2.59 主要振動モード例(全断面剛性-橋軸方向)

#### 4.2.13 上部工架設ステップ解析

##### 4.2.13.1 解体計算概要

架設時に生じる上部工断面力、ケーブル張力、ベント反力を算出し、架設時の安全性の確認と変形状態の把握を行うことを目的として、架設解体計算を行った。

##### 4.2.13.2 解析条件

解体計算での解析条件は下表の通りとする。

表 4.2.27 解析条件

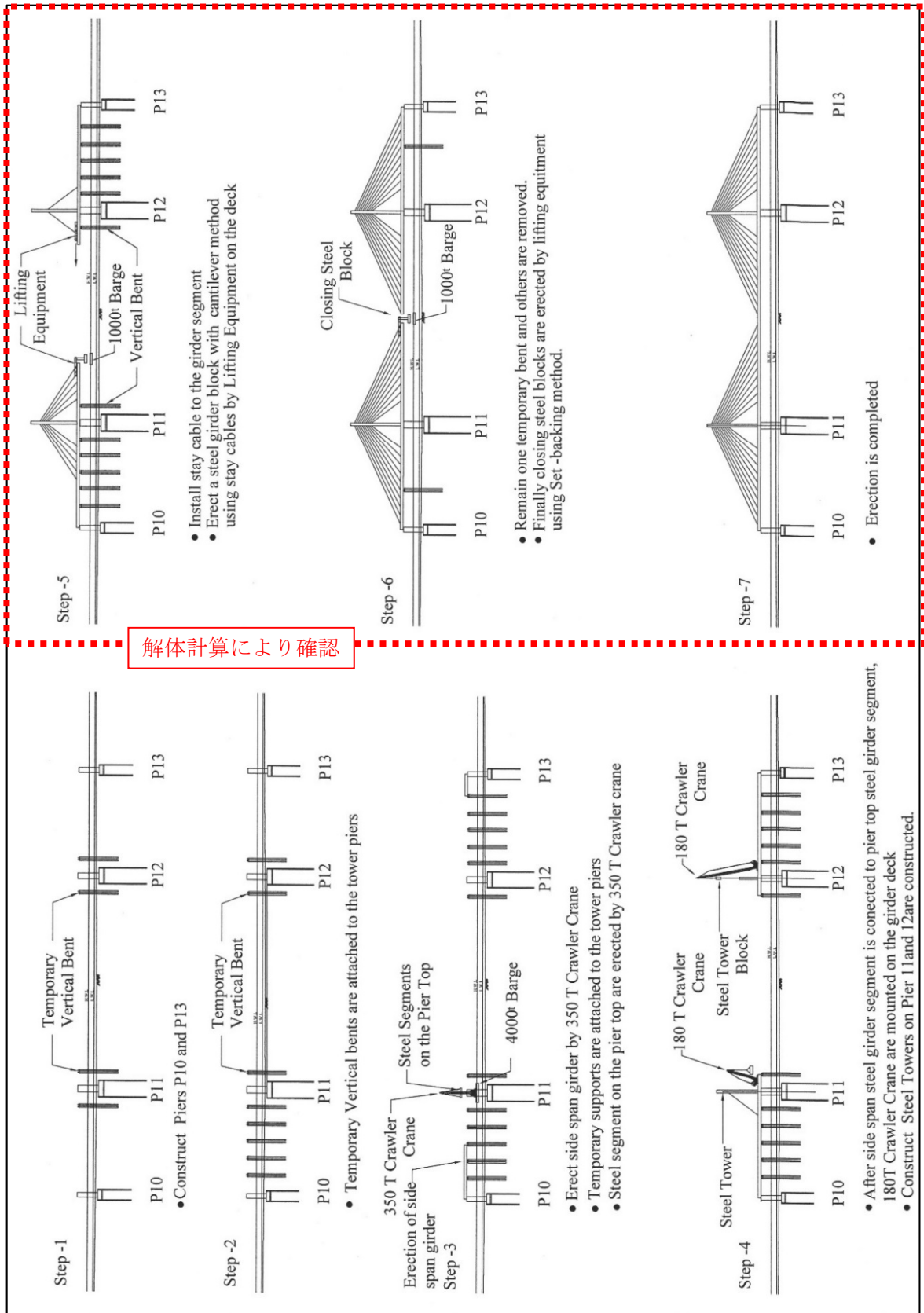
項目	内容
解析理論	線形構造解析
解析モデル	3次元骨組みモデル
考慮した架設荷重	180tを考慮する。 架設機 W=160t 移動防護足場 W=20t
解析ステップ	全 24 ステップ (CS0～CS23)

出典：JICA 調査団

##### 4.2.13.3 施工ステップ

斜張橋の架設ステップ図を次頁に示す。

図内赤枠で囲んだ架設ステップについて、解体計算による照査を行う。



出典: JICA 調査団

図 4.2.60 架設ステップ図

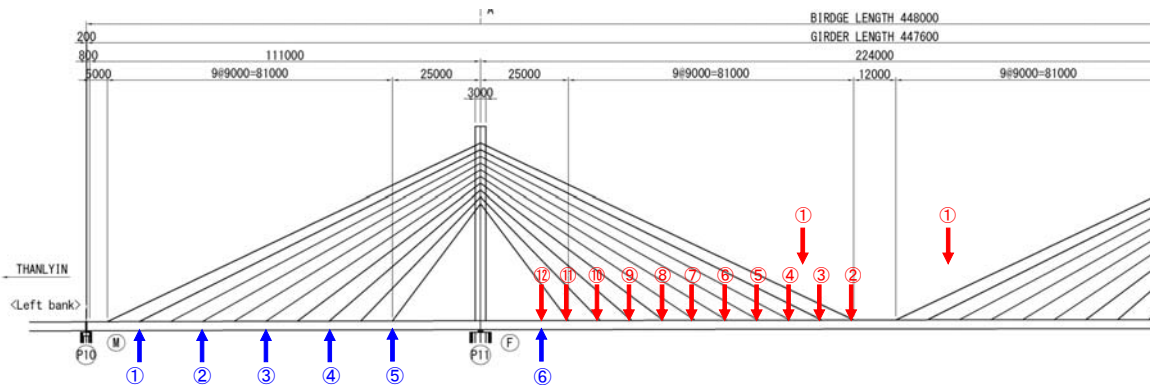
解体計算では、下表に示すような逆手順の架設解体ステップを設定した。

表 4.2.28 解体ステップ

解析ステップ	内容	クレーン位置	ベント
CS0	完成形(前死荷重+後死荷重+PS)	-	↑
CS1	付加死荷重除去	①	↑
CS2	主桁G27(閉合ブロック)除去	② C20定着位置	↑
CS3	ケーブルC1,20除去	③ C19定着位置	↑
CS4	主桁G26除去	③ C19定着位置	↑
CS5	ケーブルC2,19除去	④ C18定着位置	↑
CS6	主桁G25除去	④ C18定着位置	↑
CS7	ケーブルC3,18除去	⑤ C17定着位置	↑
CS8	主桁G24除去	⑤ C17定着位置	↑
CS9	ケーブルC4,17除去	⑥ C16定着位置	ベント①撤去
CS10	主桁G23除去	⑥ C16定着位置	↑
CS11	ケーブルC5,16除去	⑦ C15定着位置	ベント②撤去
CS12	主桁G22除去	⑦ C15定着位置	↑
CS13	ケーブルC6,15除去	⑧ C14定着位置	↑
CS14	主桁G21除去	⑧ C14定着位置	↑
CS15	ケーブルC7,14除去	⑨ C13定着位置	ベント③撤去
CS16	主桁G20除去	⑨ C13定着位置	ベント④⑥撤去
CS17	ケーブルC8,13除去	⑩ C12定着位置	↑
CS18	主桁G19除去	⑩ C12定着位置	ベント⑤撤去
CS19	ケーブルC9,12除去	⑪ C11定着位置	↑
CS20	主桁G18除去	⑪ C11定着位置	↑
CS21	ケーブルC10,11除去	⑫	↑
CS22	主桁G17除去	-	↑
CS23	主桁G16除去	-	ベント①～⑥設置

※ケーブル番号および主桁番号は次頁参照

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.2.61 ベント位置およびクレーンセット位置

4.2.13.4 解体計算結果

1) 断面照査

以下に最大時・最小時の断面力および断面照査結果を示す。

表 4.2.29 主桁断面力総括表

断面位置	断面力		せん断力(kN)		軸力(kN)		照査結果
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
EJ1	4325	-3607	1783	-1839	5	-5	OK
EJ2	15761	-22478	2725	-692	7	-3877	OK
EJ3	17452	-38031	2660	-1899	5551	-7463	OK
EJ4	20533	-44936	2678	-738	5554	-10812	OK
EJ5	18926	-47299	2791	-1053	5557	-14068	OK
EJ6	14205	-43778	2562	-676	5559	-17460	OK
EJ7	7998	-37889	2541	-862	4578	-19432	OK
EJ8	4820	-33121	2432	-658	4189	-21524	OK
EJ9	916	-30976	1348	-901	2747	-23586	OK
EJ10	1488	-22578	1038	-1304	746	-25496	OK
EJ11	14232	-10746	-342	-2204	-46	-27103	OK
EJ12	22777	-2323	1444	-1089	-44	-27100	OK
EJ13	24159	-14449	2825	-227	-43	-27098	OK
EJ14	23044	-20108	1214	-2961	261	-28675	OK
EJ15	22049	-11971	2077	-1579	262	-28673	OK
EJ16	12981	-23321	1919	-1605	0	-28671	OK
EJ17	1201	-29583	1068	-1755	0	-27074	OK
EJ18	0	-35244	578	-1744	0	-25172	OK
EJ19	689	-31912	346	-1984	0	-23113	OK
EJ20	2745	-26613	259	-2173	0	-21028	OK
EJ21	2561	-28750	319	-1410	0	-19056	OK
EJ22	697	-31618	0	-1795	0	-15667	OK
EJ23	1295	-28220	0	-1909	0	-12404	OK
EJ24	6258	-18198	512	-1905	0	-9054	OK
EJ25	4093	-5388	114	-1189	0	-5708	OK
EJ26	6087	-755	0	-634	0	-2337	OK

出典: JICA 調査団

表 4.2.30 主塔断面力総括表

断面位置	断面力		せん断力(kN)		軸力(kN)		照査結果
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
塔基部(桁上面)	3136	-1903	31	-122	-3440	-43031	OK
J1	3098	-1913	31	-122	-3410	-43001	OK
J2	2868	-1976	31	-122	-3230	-42821	OK
J3	2614	-2045	31	-122	-3030	-42621	OK
J4	2360	-2177	31	-122	-2830	-42421	OK
J5	2105	-2367	31	-122	-2630	-42221	OK
J6	1851	-2556	31	-122	-2430	-42021	OK
J7	1596	-2745	31	-122	-2230	-41821	OK
J8	1342	-2935	31	-122	-2030	-41621	OK
J9	1087	-3124	31	-122	-1830	-41421	OK
C10	909	-3268	31	-122	-1690	-41281	OK
C9	671	-3447	71	-119	-1530	-36487	OK
C8	390	-3513	162	-140	-1370	-32040	OK
C7	173	-3425	243	-121	-1210	-28017	OK
C6	139	-3176	303	-74	-1050	-24449	OK
C5	102	-2765	341	-18	-890	-21406	OK
C4	61	-2106	332	-21	-730	-16709	OK
C3	36	-1292	407	-13	-570	-12499	OK
C2	13	-512	390	-11	-410	-8434	OK
C1	0	0	256	-7	-250	-4321	OK

出典: JICA 調査団

表 4.2.31 最大ケーブル張力

ケーブル番号	最大ケーブル張力(kN)	照査結果
C1	4356	OK
C2	4975	OK
C3	4854	OK
C4	4812	OK
C5	5172	OK
C6	3277	OK
C7	3392	OK
C8	3503	OK
C9	3338	OK
C10	3110	OK
C11	3113	OK
C12	3357	OK
C13	3515	OK
C14	3430	OK
C15	3365	OK
C16	5014	OK
C17	4571	OK
C18	4581	OK
C19	4783	OK
C20	4359	OK

出典: JICA 調査団

2) ベント反力

以下に各解析ステップにおけるベント反力の集計表を示す。

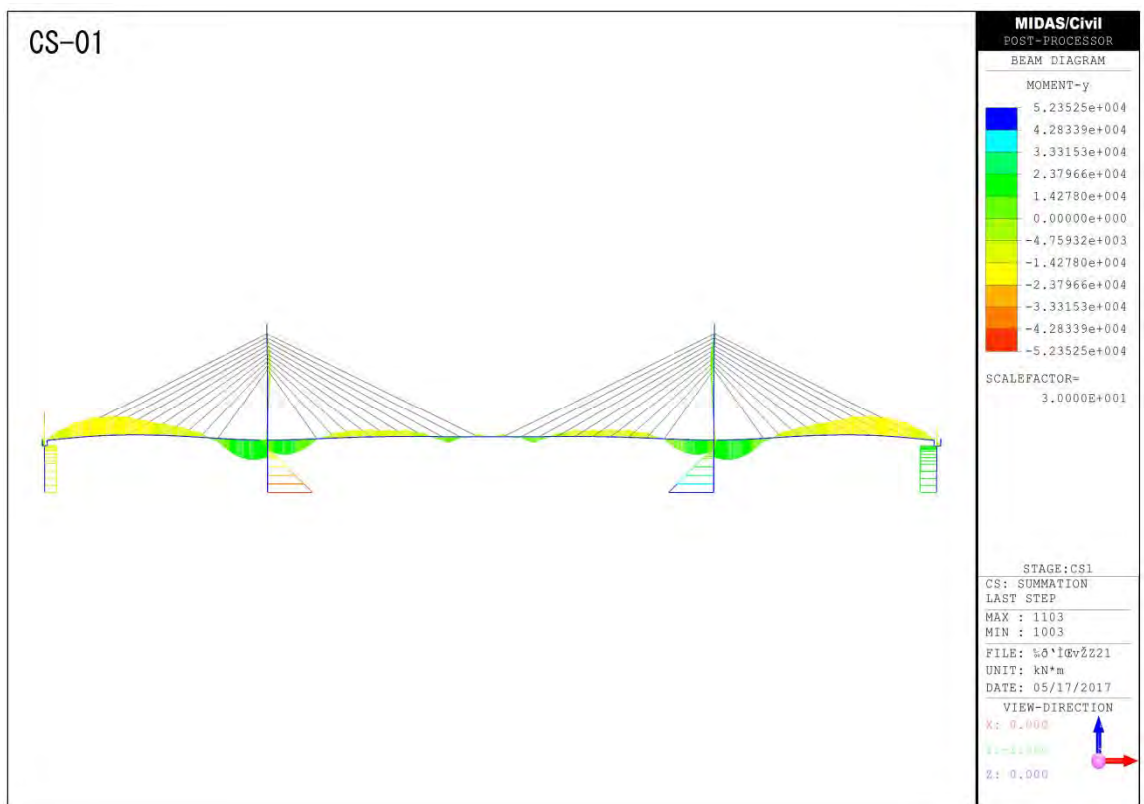
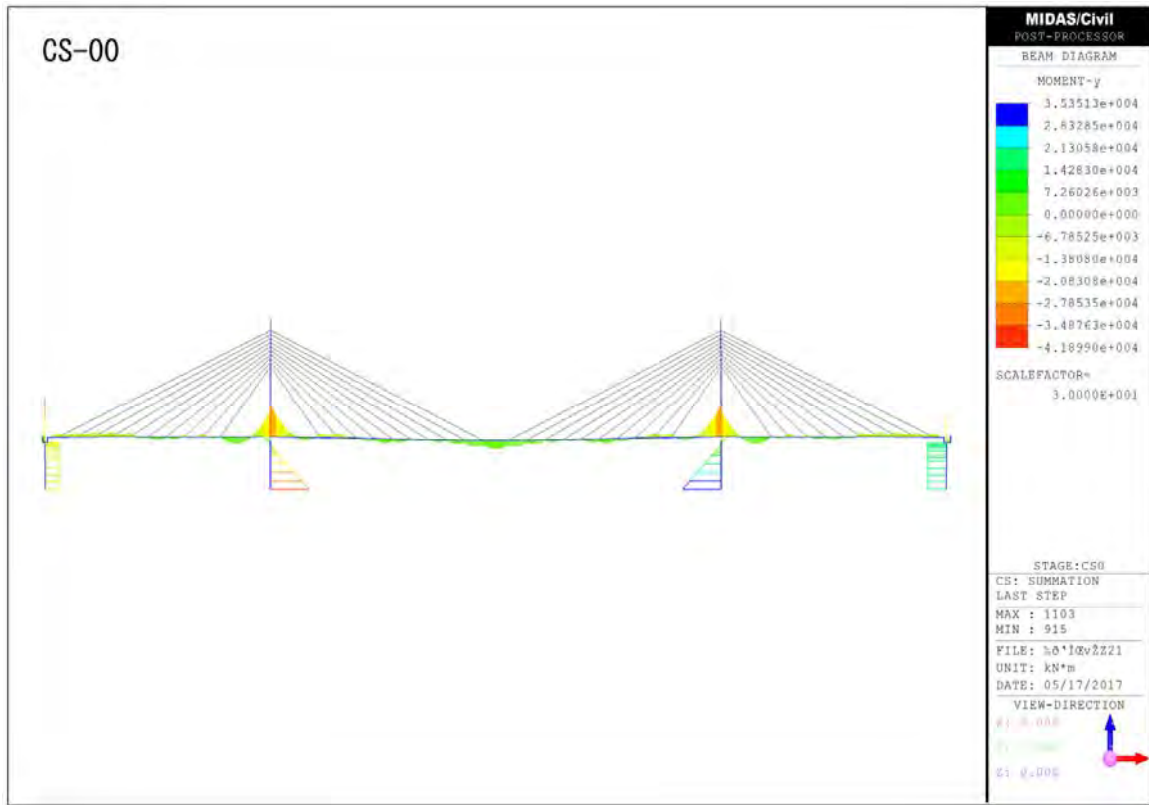
表 4.2.32 ベント反力集計表

ベント位置 解析ステップ	B1	B2	B3	B4	B5	B6
CS10	2129.9	-	-	-	-	-
CS11	1952.3	-	-	-	-	-
CS12	3903.8	229.4	-	-	-	-
CS13	4306.6	189.3	-	-	-	-
CS14	2756.5	2330.6	-	-	-	-
CS15	2770.8	2659.5	-	-	-	-
CS16	2134.0	3159.5	852.0	-	-	-
CS17	2421.4	2109.1	2920.2	131.1	-	3659.8
CS18	2423.8	2100.4	2951.3	136.5	-	674.9
CS19	2381.9	2253.5	2401.4	2012.5	716.8	4369.6
CS20	2379.9	2261.0	2374.6	2110.3	466.6	1758.6
CS21	2445.9	2259.2	2380.8	2054.7	2955.6	4597.1
CS22	2444.8	2263.3	2366.4	2107.3	2810.3	2788.3
CS23	2379.3	2263.0	2367.5	2136.2	2816.9	-

出典: JICA 調査団

3) 曲げモーメント図

解析ステップ時の曲げモーメント図の一部例を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.62 曲げモーメント図例



4.2.14 掛違ひ橋脚修正設計(P10,P13) [PC 箱桁→3 径間鋼箱桁への設計変更]

4.2.14.1 橋脚の設計

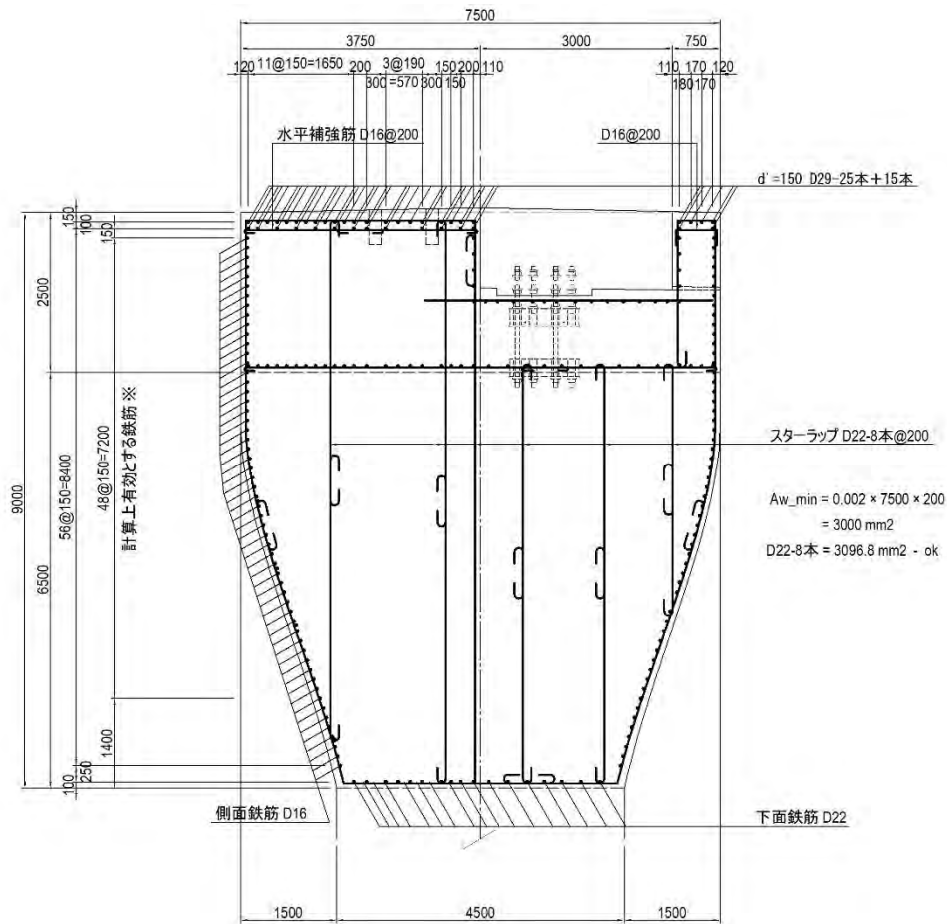
(1) 設計条件

P10 隣接橋梁の上部工形式変更 (PC 箱桁→3 径間鋼箱桁) に伴い、斜張橋掛違ひ橋脚の修正設計を実施した。

(2) 橋脚の設計

1) はりの設計

はり断面形状および計算結果一覧を以下に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.63 はり断面

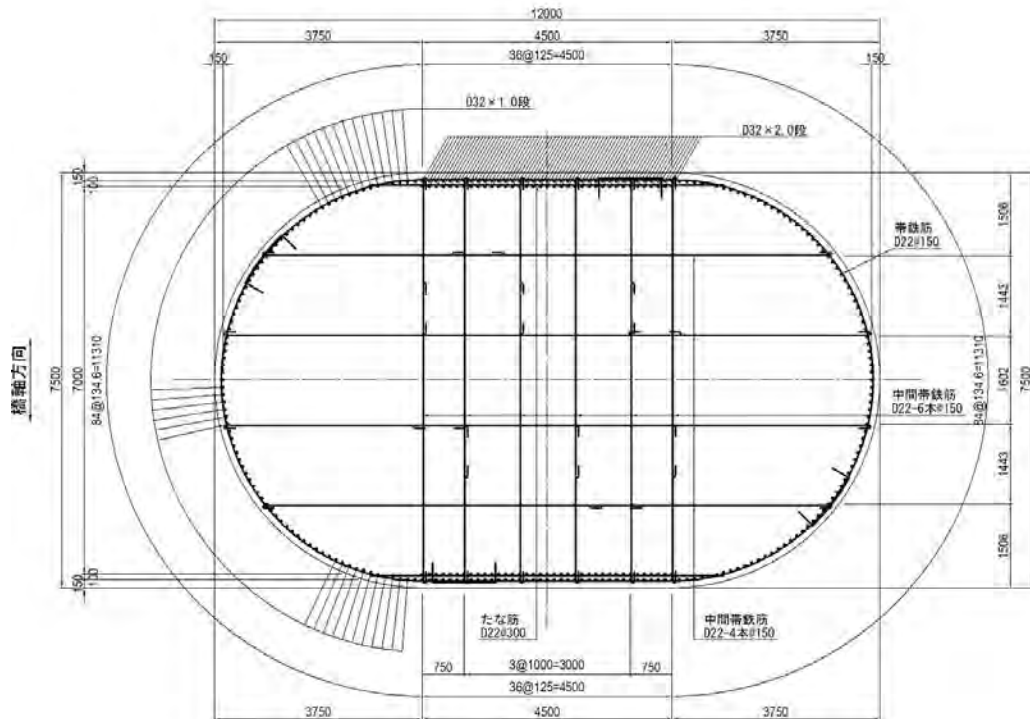
表 4.2.33 はりの計算結果

断面諸元	部材高		鉛直方向			水平方向					
		m	9.000			7.500					
配筋要領	主鉄筋	1段目	D29	—	25本	D16	—	49本			
		2段目	D29	—	15本						
	スターラップ		D22-8本ctc200			D22-2本+D16-1本ctc200					
橋座割裂	必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	---			---					
コーベル	必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	23,101	≤	25,696	○	10,278	≤	19,463	○	
断面計算	曲げ照査	荷重ケース		死荷重時			地震時				
		σc	N/mm <sup>2</sup>	0.78	≤	10.00	○	0.70	≤	15.00	○
		σs	N/mm <sup>2</sup>	80.3	≤	100.0	○	97.1	≤	300.0	○
	せん断照査	荷重ケース		死+活荷重時			地震時				
		τm	N/mm <sup>2</sup>	0.006	≤	0.140	○	0.045	≤	0.111	○
	耐震性能2 に対する照査	M < My	KN・m	---			7,560 ≤ 21,371			○	
S < Ps		KN	---			3,217 ≤ 16,160			○		

出典: JICA 調査団

2) 柱の設計

柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。柱断面は、最も不利となるような軸力、曲げモーメントの組合せに対して設計する。



出典: JICA 調査団

図 4.2.64 柱断面

【計算結果一覧】

以下に柱の計算結果一覧を示す。

表 4.2.34 柱の計算結果

断面諸元	部材高		橋軸方向				直角方向				
		m	小判形	:	12.000	×	7.500				
配筋要領	主鉄筋	1段目	D32	ctc	125	※	D32	ctc	135	※	
		2段目	D32	ctc	125	※					
	帯鉄筋	---	D22	ctc	150		D22	ctc	150		
断面計算	L1地震時	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	7.43	≤	15.00	○	5.02	≤	15.00	○
		$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	231.0	≤	300.0	○	108.2	≤	300.0	○
		$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.279	>	0.171	-	0.258	>	0.152	-
		Aw_req	mm <sup>2</sup>	693.2	≤	3096.8	○	426.5	≤	2322.6	○

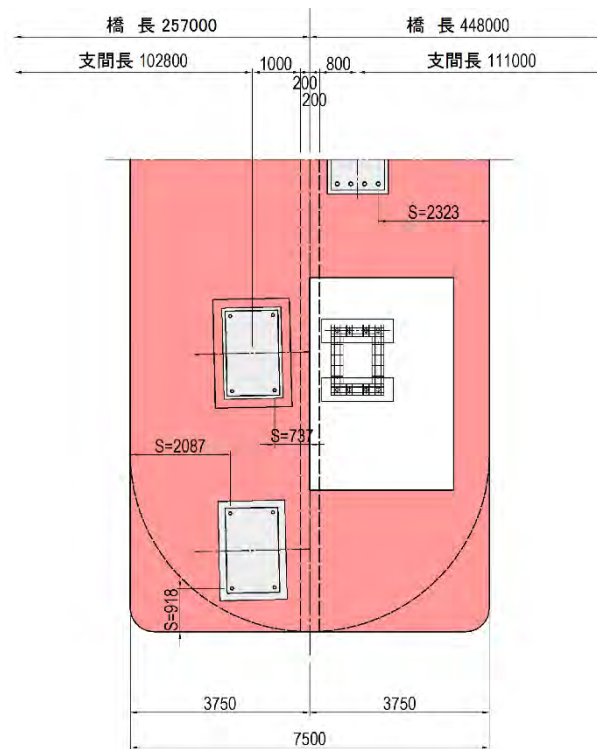
※柱軸方向鉄筋は、動的解析照査で決定

出典: JICA 調査団

3) 橋座の設計

a) 橋座幅の設定

支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離は、道示IV8.6に準じて、以下の通り設定した。



出典: JICA 調査団

図 4.2.65 橋座幅の設定

4.2.14.2 基礎の設計

本修正設計において、基礎形状、鋼管諸元等は既存設計と同様の結果となった。よってここでは計算結果一覧表のみを記載する。

表 4.2.35 基礎の計算結果

				橋軸方向			直角方向				
杭諸元	杭径(mm)×杭長(m)×本数(本)			外周矢板	;	φ1200	×	56.00	×	36本	
				隔壁矢板	;	φ1200	×	52.10	×	8本	
	鋼管厚	外周矢板	上杭	t = 14 mm (SKY490)							
			下杭	t = 14 mm (SKY400)							
		隔壁矢板	---	t = 14 mm (SKY400)							
安定計算	常時 (現況河床)	δ	cm	0.04	≦	5.00	○	0.06	≦	5.00	○
		PNmax	KN/本	1910	≦	4100	○	1912	≦	4100	○
		PNmin	KN/本	1612	≧	0	○	1610	≧	0	○
	地震時 (現況河床)	δ	cm	2.51	≦	5.00	○	3.10	≦	5.00	○
		PNmax	KN/本	1922	≦	6200	○	1924	≦	6200	○
		PNmin	KN/本	1585	≧	-3600	○	1604	≧	-3600	○
合成応力度 (地震時・現況河床)		SKY400	N/mm <sup>2</sup>	161.0	≦	210.0	○	194.3	≦	210.0	○
		SKY490	N/mm <sup>2</sup>	208.5	≦	277.5	○	239.6	≦	277.5	○

出典: JICA 調査団

4.2.15 風洞実験による耐風性検討の概要

4.2.15.1 緒論

本節ではバゴーチン橋の斜張橋の耐風安定性を評価するため実施した風洞実験の条件および結果を示す。風洞実験は京都大学工学研究科社会基盤工学構造工学講座橋梁工学研究室で実施された。

4.2.15.2 風洞

実験に用いた施設は

京都大学橋梁工学研究室所有のエッフェル型風洞である (図 4.2.251 および 252 参照)。二次元模型用の測定室の幅は 1.0m、高さは 1.8m、最高風速は 25m/s、乱れ強さは 0.5%以下である。



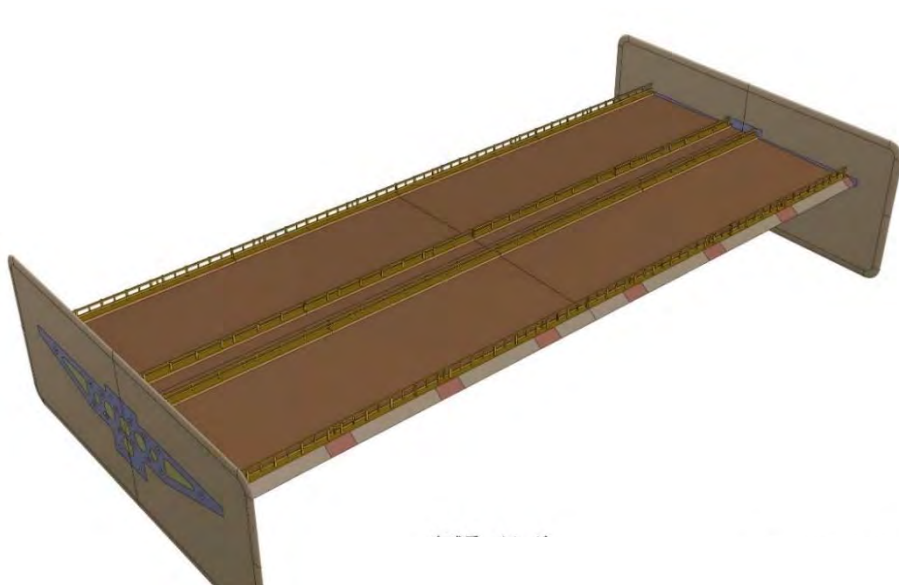
出典: 京都大学橋梁工学研究室

図 4.2.66 風洞施設(京都大学橋梁工学研究室)

#### 4.2.15.3 実験模型

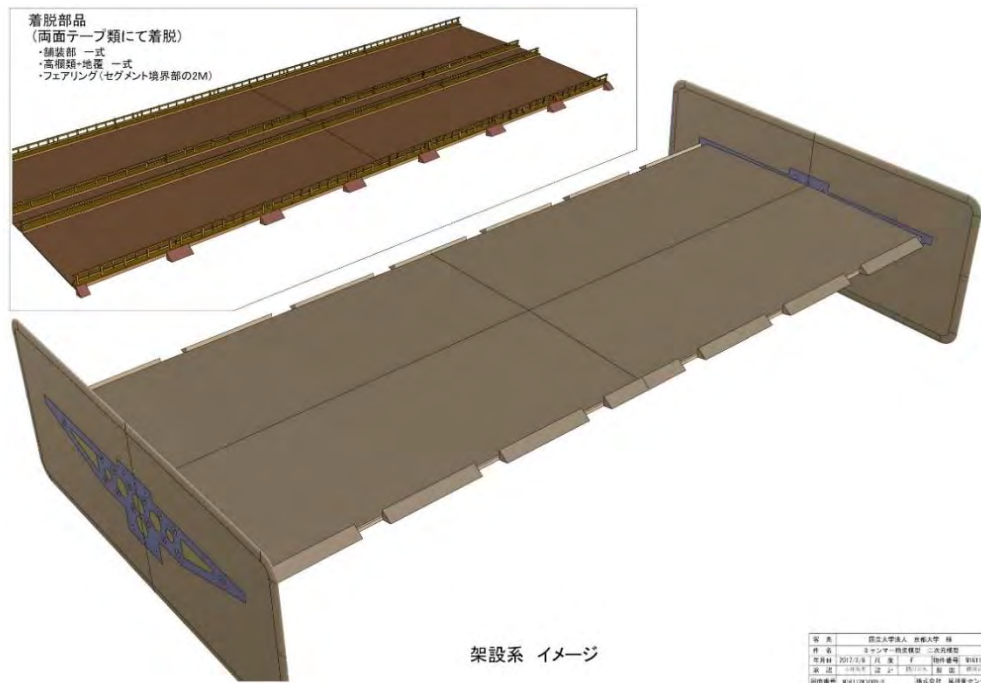
##### (1) 主桁模型 (2次元、1/70)

実橋との縮尺は 1/70 とした。下図に主桁 2次元模型のイメージを示す。



出典: JICA 調査団

図 4.2.67 主桁2次元模型のイメージ(完成形)

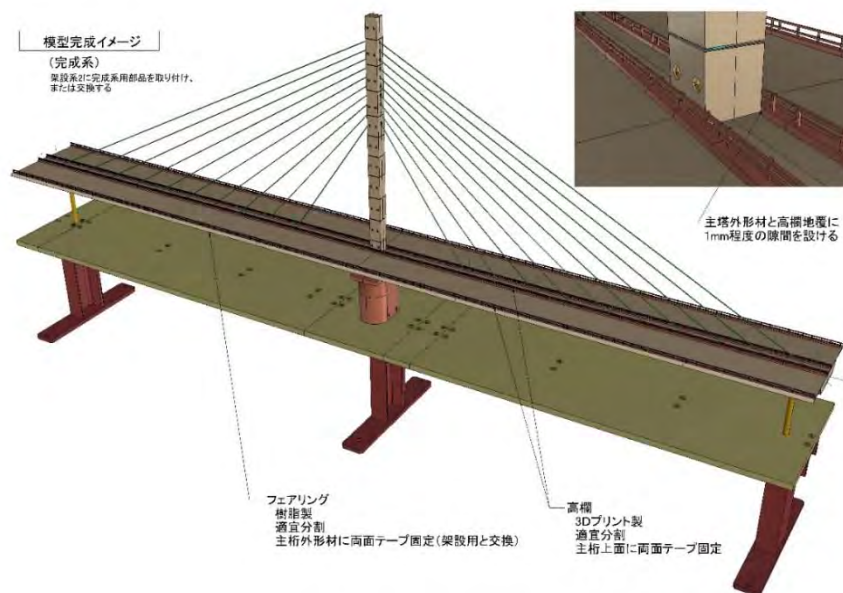


出典: JICA 調査団

図 4.2.68 主桁2次元模型のイメージ(仮設時)

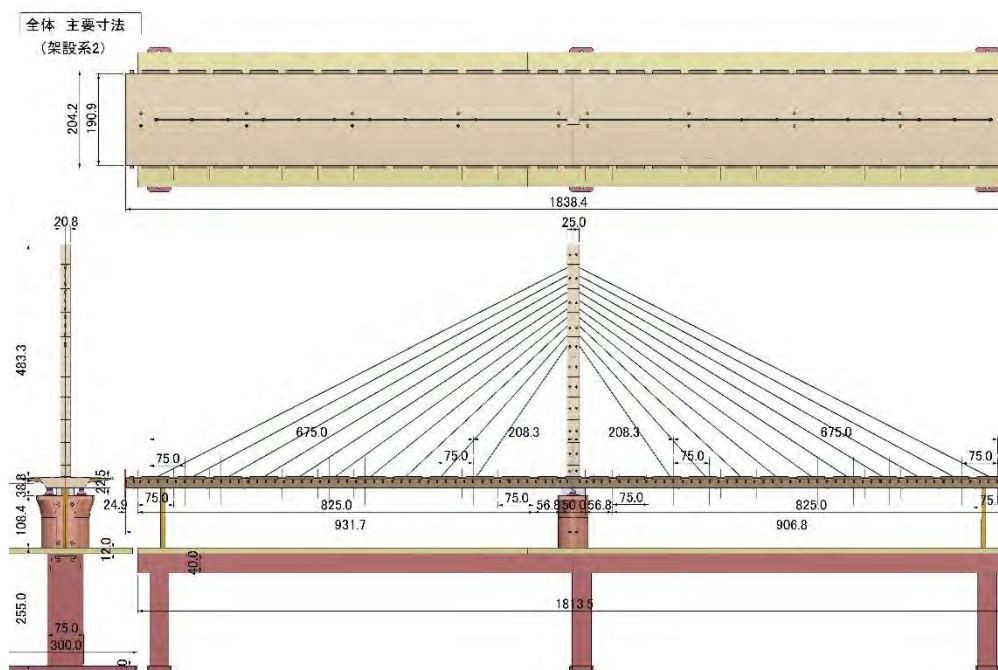
(2) 主塔模型 (3次元)

主塔部は弾性、桁部は剛体としてモデル化した3次元模型を対象とした(縮尺は 1/120)。



出典: JICA 調査団

図 4.2.69 主塔3次元模型のイメージ(完成形)



出典: JICA 調査団

図 4.2.70 主塔3次元模型の一般図(完成形、単位:mm)

#### 4.2.15.4 主桁と主塔の空力振動特性

仮設時および完成時の主桁の空力振動特性を測定するため、自由振動実験を実施した。

仮設時のケースでは下記の2段階に着目した。

- 最下段ケーブル設置前、第一セグメントを設置した段階 (たわみ1自由度 (今後ケース UC1 と表記する))
- 閉合 (最終) セグメント設置前 (たわみ・ねじり2自由度、ケース UC2)

完成形のケースでは、

- たわみ・ねじり2自由度モードを設定した (ケース AC)

主桁については仮設時の上述2ケースどちらにおいても渦励振やフラッターなどの振動現象は確認されなかった。完成時の一様流において渦励振の発生が実橋換算で15m/sから25m/sの風速で観測されたが、乱流では渦励振やフラッターなどの振動現象の発生は観測されなかった。

実橋の風環境が乱流 (乱れ強さ 17%程度) であることに鑑みると、主桁は空力的に安定であると判断される。

一方、主塔については渦励振およびギャロッピングの発生が確認された。

仮設時では一様流においてねじり y 方向（ケーブル面直角方向）の渦励振の発生が偏角 0 度および 5 度（橋軸に対する偏角）で、x 方向（ケーブル面方向）の渦励振が偏角 80 度、85 度、90 度（風向：橋軸直角方向）で確認された。y 方向のギャロッピングが偏角 5 度で、x 方向のギャロッピングが偏角 80 度および 90 度で確認された。

完成時では一様流において y 方向の渦励振の発生が偏角 0 度および 5 度で確認され、y 方向のギャロッピングが観測された。乱流では y 方向の渦励振並びにギャロッピングの発生が確認された。

渦励振並びにギャロッピングが発生したため、これらの空力振動を抑制する対策を検討した。

図 4.2.71 に示すような L 型制振装置（設置長  $L=91.7\text{mm}$ 、実橋における長さ 11.0m）を主塔頂部付近に設置したケースについて風洞実験を施した。

仮設時（制振装置  $L=91.7\text{mm}$  設置）には一様流において y 方向の渦励振の発生が偏角 0 度にて、x 方向の渦励振が偏角 90 度で確認されたが、ギャロッピングの発生は確認されなかった。また、乱流においては渦励振・ギャロッピングなどの空力振動の発生は確認されなかった。

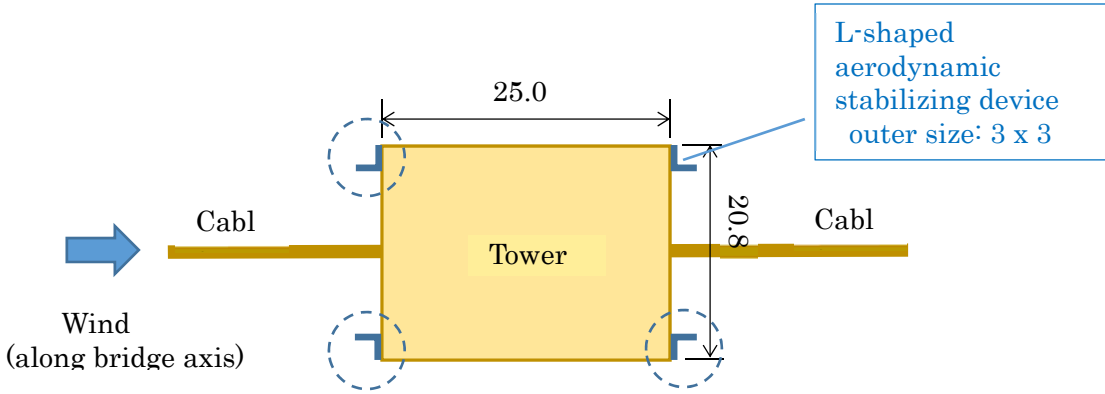
完成時（制振装置  $L=91.7\text{mm}$  設置）には一様流において y 方向の渦励振の発生が偏角 0 度で確認されたが、その他のケースでは有意な振動現象の発生は確認されなかった。

偏角 0 度と 5 度のケースについて設置長を変化させて ( $L=41.7\text{mm}$  (実橋では 5.0m)、141.7mm (17.0m)、191.7mm (23.0m)、233.4mm (28.0m))、その空力特性を調べた結果、一様流において y 方向の渦励振の発生が偏角 0 度で確認されたが、その他のケース、特に乱流では有意な振動現象の発生は確認されなかった。特に制振装置設置長  $L=141.7\text{mm}$  (実橋では 17.0m) 以上の乱流のケースでは完全に空力的に安定化していることが確認された。

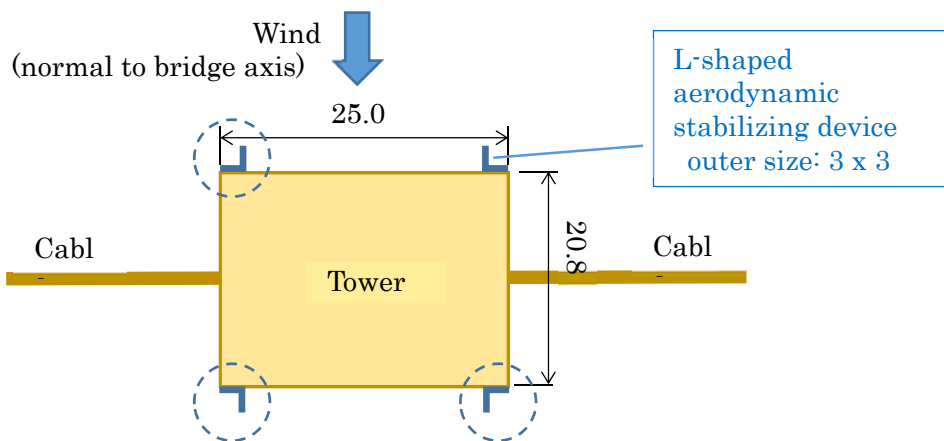
一方、偏角 0 度あるいは 5 度の風は岸の影響を大きく受けるとともにケーブルの存在により乱れの強い乱流となる傾向が強いため、主塔の空力特性は乱流での結果に基づいて判断する必要がある。



これらのことより、乱流のケースで完全に空力的に安定化していることが確認された制振装置 L=141.7mm (実橋では 17m) 以上の設置が推奨される。



(a) 橋軸方向の風向に対する設置方法



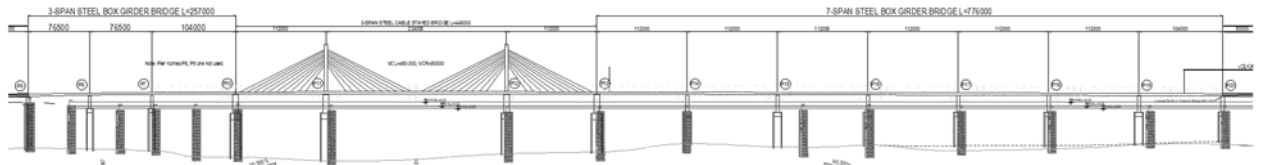
(b) 橋軸直角方向の風向に対する設置方法

出典: JICA 調査団

図 4.2.71 L型制振装置(縮尺: 1/120, 単位: mm)

4.3 鋼床版箱桁橋

タンリン側アプローチ橋の P5-P10 間は、当初 5 径間 PC 箱桁橋 (3@51m+2@52m) にて計画されていた。しかし、本調査中に MOC より P8-P10 間を将来航路とする可能性があるため P9 橋脚を設置しないよう要請があった。そこで支間割や桁タイプを検討した結果、P5-P10 間を 3 径間鋼床版箱桁に変更することとなった。本 4.3 節では、3 径間及び 7 径間鋼床版箱桁橋の基本設計、詳細設計結果を述べる。



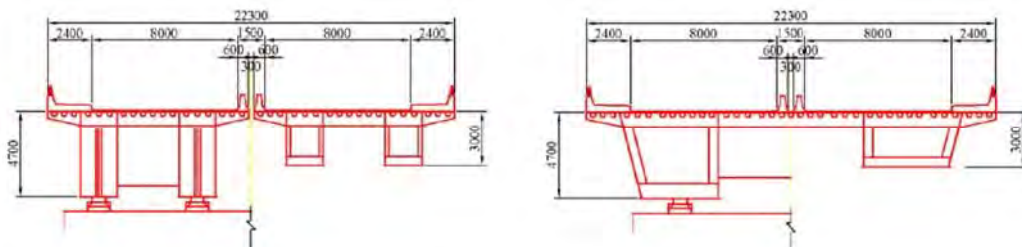
出典: JICA 調査団

図 4.3.1 鋼床版箱桁部位置

4.3.1 上部工の基本設計

4.3.1.1 鋼箱桁の形式選定

FS に於いては隣接橋梁との取り合い等を考慮して上下線分離構造案が提案されたが、更なる施工コストの低減、施工工期の短縮化を図るため、上下線一体化構造化案を含む主桁配置構造案の比較検討を行った。比較項目は概略構造解析および概算工費算定に基づく鋼重と構造的安定性、架設難易度、施工工期、維持管理費用などである。



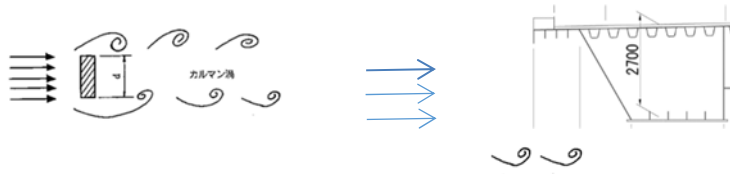
出典: JICA 調査団

- (i) FS での変断面上下線分離構造案
- (ii) BD での検討する変断面上下線一体化構造案

図 4.3.2 鋼床版箱桁

(1) 構造的安定性

一般的に鉛直ウェブを有する長大スパンの橋梁はカルマン渦などの風起振動を生じやすい。この影響を避けるひとつの方法としてウェブに傾きを持たせることが採用されるが、製作を考慮してウェブ傾度は 60° 程度が一般的になっている。

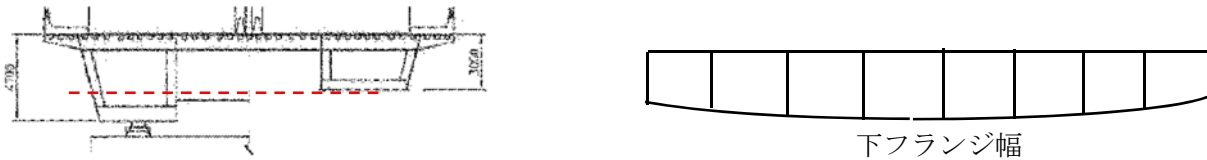


出典: JICA 調査団

図 4.3.3 カルマン渦のイメージ図

しかし、ウェブの傾きを一定にした状態で桁高を曲線的に変化させることは、図に示すように下フランジ幅も湾曲するように変化することになる。このことは箱桁形状の精度を保証する重要な部材となるダイアフラムが変化するため、製作コストの増加を意味することになる。

それ故、ウェブ高一定の箱桁は FS で提案された変断面箱桁よりもコスト面では適切であると判断した。

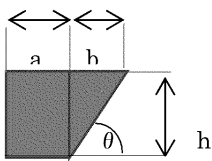


出典: JICA 調査団

図 4.3.4 下フランジ幅の変化

傾斜ウェブの場合はウェブ高さもまた下フランジ幅にも影響を与える。従って輸送可能サイズの視点からウェブ傾きとウェブ高に応じたフランジ幅も考慮しなければならない。

表 4.3.1 ウェブの傾斜角とウェブ高に応じた下フランジ幅との関係



h(m)	$\theta^\circ$	Rad	$\tan \theta$	b(m)	a+b(m)	a(m)
2.7	70	1.222	2.747	0.98	3.00	<b>2.02</b>
2.7	61	1.065	1.804	1.50	3.00	<b>1.50</b>
2.7	60	1.047	1.732	1.56	3.00	<b>1.44</b>
2.7	50	0.873	1.192	2.27	3.00	0.73
3.0	70	1.222	2.747	1.09	3.00	<b>1.91</b>
3.0	63.5	1.108	2.006	1.50	3.00	<b>1.50</b>
3.0	60	1.047	1.732	1.73	3.00	<b>1.27</b>
3.0	50	0.873	1.192	2.52	3.00	0.48
3.3	70	1.222	2.747	1.20	3.00	<b>1.80</b>
3.3	65.5	1.143	2.194	1.50	3.00	<b>1.50</b>
3.3	60	1.047	1.732	1.91	3.00	1.09
3.3	50	0.873	1.192	2.77	3.00	0.23

出典: JICA 調査団

上表にて朱記した欄の中、妥当と考えられるフランジ幅を考慮して BD に於いてはウェブ高、傾斜角  $61^\circ$  が適切であるとして 2.7m のウェブ高を採用することとした。

(2) 主桁本数とその配置

主桁本数については 2 つの選択案があり、一つは 3 主桁案、他方は 4 主桁案である。その両者の

比較を下記の項目について行った。

- 鋼重：鋼重はウェブ枚数および下フランジの有効幅に依存。
- 製作費：製作費はおおよそ箱桁ブロック数およびその自重に依存。
- 輸送費：輸送費は輸送可能となるブロックの最大寸法やブロック重量に依存。
- 架設費：架設費は使用するクレーンの搭載能力や施工期間に要する架設工法に依存。

上記の比較を下結果、4主桁案をコスト及び製作架設の効率性の面、そして特に不利となる点が見いだせないことから推奨案とした。

表 4.3.2 主桁数の比較

鋼箱断面の比較		代案-1: 3-1桁案	代案-2: 4主桁案 (オフオン-1)
断面仕様			
外桁諸元		鋼床版 (幅×厚) 4410mm x 19mm 下フランジ (幅×厚) 2940mm x 44mm	3240mm x 16mm 1740mm x 60mm
概要		外桁は輸送幅を考慮して2分割にする必要がある。そのため分割する箇所の肌合せ精度を確保するための人間的な検査を要する。	全てのブロックは分割せず輸送可能な寸法となる。外桁の下フランジ厚は幅寸法が狭いため60mm程度の厚板を使用する必要がある。r.
構造特性		応力及び変形の要求事項を満足する。車輪とウェブの離れを850mm確保することが出来るため主桁の耐久性を保証できる。	応力及び変形の要求事項を満足する。車輪とウェブの離れを400mm確保することが出来るため主桁の耐久性を保証できる。
コストおよび施工性	既設鋼重	8,951 ton (Main Girder Only)	8,855 ton (Main Girder Only)
	製作コスト (1)	1,000	0,950
	輸送コスト*1 (2)	1,000	0,955
	想定される架設ブロック重量	2.7 ton/m	2.4 ton/m
	25m地組ブロックの推定重量	67.5	60.0
	架設クレーンの必要吊上げ能力	25m地組ブロック吊上げには250トンCCで作業可能。 200トンCCで仮設する場合、河川のベント数を増やすことが必要となる。	2.5m地組ブロック吊上げには200 ton CCで可能。
	架設コスト (3)	1,000	0,864
	総コスト = i. + ii. + iii. i. 製作 (1) x 50%) ii. 輸送 (2) x 15%) iii. 架設 (3) x 35%)	1,000	0,920
メンテナンスの特性		主たるメンテナンス項目は鋼板およびボルト添接部の発錆と汚れ対策となる。抜き取り外観検査は25mごとに設ける予定の主桁ウェブのマニュアルから可能となる。	主たるメンテナンス項目は鋼板およびボルト添接部の発錆と汚れ対策となる。抜き取り外観検査は25mごとに設ける予定の主桁ウェブのマニュアルから可能となる。
評価		◎	◎
構造特性		◎	◎
コスト及び施工性		X	◎
メンテナンス特性		◎	◎
その他の特性	景観性	○ 隣接する斜張橋のウェブ傾きとは同様であるがPC桁橋とは一致せず	○ 隣接する斜張橋のウェブ傾きとは同様であるがPC桁橋とは一致せず
	風起振動特性	○ 外桁ウェブの傾き 60° 程度	○ 外桁ウェブの傾き 60° 程度
	総合的な評価	あまり推奨せず	最も推奨

\*1/ ブロック数だけでなくブロックの寸法 (体積) もまた輸送コストに影響。

\*2/ 架設時のベントは112mスパンでは3箇所設けることを想定。

\*3/ 下部工施工用のクレーンは200トンCCを想定しており、4主桁案では別途、クレーンを調達する必要は生じない。

出典: JICA 調査団

#### 4.3.1.2 連続径間数と支持条件の検討

##### (1) 7 径間鋼床版箱桁橋

最適な連続径間数と支持条件の組み合わせを選定するため、二つの連続径間数ケースにそれぞれ固定支持と弾性支持タイプにて構造的、施工性（上部構造架設時）、経済性、走行性、それに運営維持管理において比較検討を行った。その結果を次頁の表に示す。

比較の結果、評価項目において欠点のない固定支持（多点固定）による 7 径間連続桁を選定した。

案名	A 案		B 案		C 案		D 案	
桁連続数	7 径間連続				4+3 径間連続			
支形式	弾性支形式 (ゴム支承による地震時水平力分散構造)		固定支形式 (多点固定方式による地震時水平力分散構造)		弾性支形式 (ゴム支承による地震時水平力分散構造)		固定支形式 (多点固定方式による地震時水平力分散構造)	
支承の種類	全て積層ゴム支承		端支点:せん断可動型ゴム支承 (又はすべり型ゴム支承) 中間支点: 固定ゴム支承		全て積層ゴム支承		端支点:せん断可動型ゴム支承 (又はすべり型ゴム支承) 中間支点: 固定ゴム支承 損違い橋脚 3 径間側: 固定ゴム支承	
支承配置図								
構造性								
構造性/耐震性	・比較的長周期 (T=1.66 秒) のため軟弱地盤と橋との共振が懸念あり		・周期が短く (T=0.92 秒) 地盤との共振の懸念はない		・比較的長周期 (T=1.7 秒) のため軟弱地盤と橋との共振が懸念あり		・周期が短く (T=1.0 秒, 0.9 秒) 地盤との共振の懸念はない	
	・地震時慣性力、温度変化による水平力が下部構造 8 基へ段階的に増加し効果的に分散する。		・慣性力は 6 基に分散される。固定支承端部橋脚に温度変化により生じる水平力が A 案にくらべ大きい。		・地震時慣性力、温度変化による水平力が下部構造 8 基へ段階的に増加し効果的に分散する。		・慣性力は 6 基に分散されるが B 案と比較し若干大きくなる。最端側の固定支承橋脚に温度変化により生じる水平力が比較的大きい。	
最大慣性力	6,000kN at P17		7,500kN at P19		5,960kN at P17		8,580kN at P15	
温度変化による水平力	1,850k at P13		4,500kN at P19		1,819kN at P13		5,570kN at P19	
上下部工最大相対変位	177mm at P13		82mm at P13		190mm at P17		87mm at P13	
施工性	・ C,D 案と比較し連続スパン数が多いため、橋脚の各支間長調整の異計が大きくなりやすい。その解消のため、施工手順に工夫を要する。		・ C,D 案と比較し連続スパン数が多いため、橋脚の各支間長調整の異計が大きくなりやすい。その解消のため、施工手順に工夫を要する。		・ A,B 案と比較し連続スパン数が少ないため、橋脚の支間長調整 (出来形精度) が小さく調整吸収は容易になり、またアンカーボルトを固める時期を早く出来る。		・ A,B 案と比較し連続スパン数が少ないため、橋脚の各支間長調整 (出来形精度) が小さく調整吸収は容易になり、またアンカーボルトを固める時期を早く出来る。	
経済性	・ 端支点で圧縮量に対し活荷重による桁の回転量が大きくなり、圧縮歪み分がキャンセルし浮き上がる状態となり支承機能を満足しなくなるため、ゴム支承から回転機能を分離させたハイブリッド支承が必要。また温度変化による移動量も大きいいため支承規模が大きくなる。また、地震時移動量が大きく伸縮装置規模が大きくなる。		・ 下部構造の配筋で A 案より若干鉄筋径を大きくする箇所がある。 ・ 常時、地震時の移動量を抑えられるため、支承、伸縮装置規模を小さくすることができる。		・ 上部構造は曲げモーメントが大きくなるため板厚を増やす必要があり鋼重が 163 トン増となる。 ・ 端部は回転機能を分離したハイブリッド支承となるが、温度変化による移動量は小さいため規模は A 案より小さくできる。 ・ 下部構造配筋等は A 案と同等		・ 上部構造は曲げモーメントが大きくなるため板厚を増やす必要があり鋼重が 163 トン増となる。 ・ 常時、地震時の移動量を抑えられるため、支承、伸縮装置規模を小さくすることができる。 ・ 他の案と比較し下部構造鉄筋径が大きくなる。	
走行性	・ 伸縮装置が 2 か所		・ 伸縮装置が 2 か所		・ 伸縮装置が 3 か所		・ 伸縮装置が 3 か所	
維持管理	支承数 32 (4x8 列)、伸縮装置 2 か所		支承数 32 (4x8 列)、伸縮装置 2 か所		支承数 36 (4x9 列)、伸縮装置 3 か所		支承数 36 (4x9 列)、伸縮装置 3 か所	
総合評価	○		推奨案		△		△	

【備考】 ◎:良い ○:普通 △:あまり良くない

出典: JICA 調査団

(2) 3 径間鋼床版箱桁橋

連続径間数は、構造的及び経済性より 3 径間連続とする。支持条件は、弾性支持 (A 案) と固定支持 (B 案) の 2 案について比較検討を行った。弾性支持では、地震時慣性力が全ての橋脚に均等に分散されるのに対し、固定支持では径間長が一定でないこと、異なる橋脚高や下部・基礎工の剛性の影響等のため橋脚 1 基に全上部工重量の 60% が集中することが分かった。このため、固定支持案では下部・基礎工で断面形状が大きくなり鉄筋・鋼管矢板をより高い規格の材質を採用する必要があることなどから、弾性支持案と比較してコストが約 6% 高くなる結果となった。

以上より、弾性支持 (A 案) を耐震性と経済性の点から選定した。

表 4.3.4 支持条件検討結果 (P5-P10)

代替案	案A	案B
連続径間数	3径間連続	
支承配置図/ 支持条件		
構造的/耐震性	<ul style="list-style-type: none"> <li>•比較的周期が長い (T=1.6秒)、軟弱地盤と橋との共振の懸念がある。(O)</li> <li>•地震時慣性力、温度変化による水平力が下部構造4基へ均等に分散される。(◎)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•周期が比較的短く (T=0.92秒)、地盤と橋との共振の懸念はない。(◎)</li> <li>•慣性力が4基の中でP6橋脚に約60%集中する。P6橋脚の支承が損傷した場合、他の支承で上部構造を支える耐力が十分でないことから落橋するリスクがある。よって、落橋防止構造の採用など対策が必要である。(△)</li> </ul>
最大慣性力 (Kh0.3)	4,600kN (P6橋脚)	9,600kN (P6橋脚)
温度変化による水平力 (±15°)	420kN (P10橋脚)	730kN (P6,P7橋脚)
上下部工最大相対変位 (地震時)	±207mm (P13橋脚)	±62mm (P5橋脚)
上下部工最大相対変位 (温度変化時±25°)	±44mm (P10橋脚)	±43mm (P10橋脚)
経済性(コスト)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•橋脚柱に直径32mmまたは38mmの主鉄筋を使うことで柱断面形状を橋軸方向に3.0mと薄くでき、また鋼管矢板も通常の材質 (SKY400) を採用することができる。一方、伸縮装置は地震時の大きな伸縮量に追随するためサイズが大きくなり、また一般的に鋼製支承よりも高いゴム支承の採用となる。</li> <li>&lt;コスト比 1.00&gt; (◎)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•移動量が小さいため、小さいサイズの伸縮装置となる。また、一般的にゴム支承より割安な鋼製支承を採用することができる。一方、慣性力が集中する橋脚では特に下部工断面が大きくなり、大きいサイズの鉄筋 (頂板ではD51の2段配筋等) や高規格の鋼管矢板 (SKY490)、板厚16mmなど材料費が高くなる。</li> <li>&lt;コスト比1.06&gt; (△)</li> </ul>
評価	推奨案	非推奨案

基準: ◎:良い O:普通 △:あまり良くない

出典: JICA 調査団

4.3.2 下部工の基本設計

4.3.2.1 B/Dにて提案する鋼床版箱桁橋の下部工構造

鋼箱桁橋の下部構造概要を下表に整理する。

表 4.3.5 B/Dにて提案する鋼箱桁橋の下部構造討概要

項目	内容
躯体	
形状:	張出し部を持つ小判形
寸法:	天端で 17m 幅、基部で 11m 幅、厚さ 4.0m
材料:	鉄筋コンクリート コンクリート強度: 30MPa 鉄筋引張強さ: 345N/mm <sup>2</sup>
基礎	
形状:	小判形
寸法:	寸法 17.0m x 11.3m 頂版厚 4.0m 底版コンクリート厚 2.0m 置換砂厚 : 0.5m 鋼管外径 1.2m 鋼管厚: 14 mm 外周鋼管矢板長: 41.5m
材料	鋼管引張強さ: 400N/mm <sup>2</sup>
施工方法:	仮締切り兼用方式

検討代表下部工 P19 の構造図

出典: JICA 調査団



4.3.3 上部工の詳細設計 (7 径間鋼床版箱桁橋)

4.3.3.1 設計条件

(1) 橋梁概要

支間長および橋長:

$$1.2+110.8+5@112.0+103.1+0.9=776.0\text{m}$$

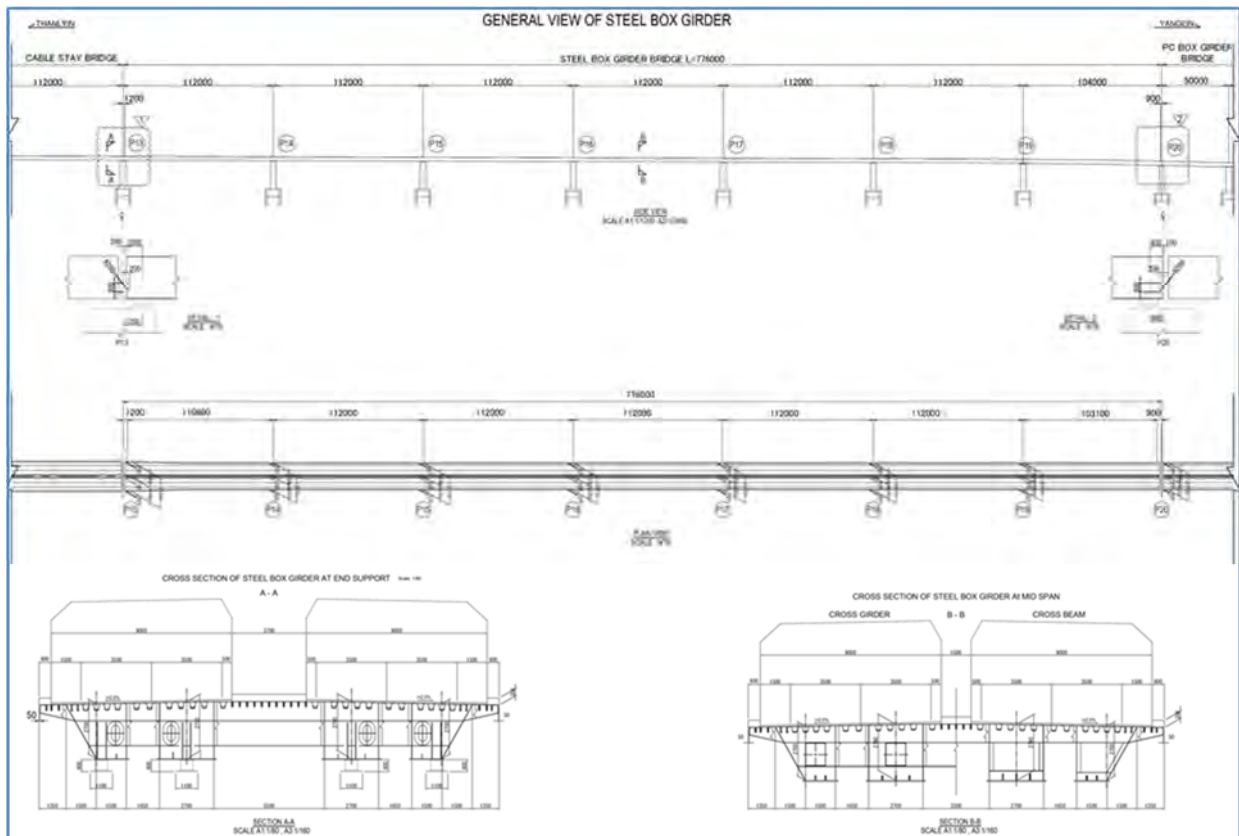
斜体文字で示す 1.2m と 0.9m は遊間と桁端から支点までの桁尻長との合計長さであり、BD から若干変化させている。これは地震時の移動量と温度変化による伸縮量を考慮したためである。

幅員構成 (BD と同様)

一般部幅員  $0.6+9.0+1.5+9.0+0.6=20.7\text{m}$

拡幅部最大幅員  $0.6+9.0+3.7+9.0+0.6=22.9\text{m}$

斜体文字 0.6m, 1.5m, 3.7m は それぞれ側部地覆及び中央分離帯幅を示す。

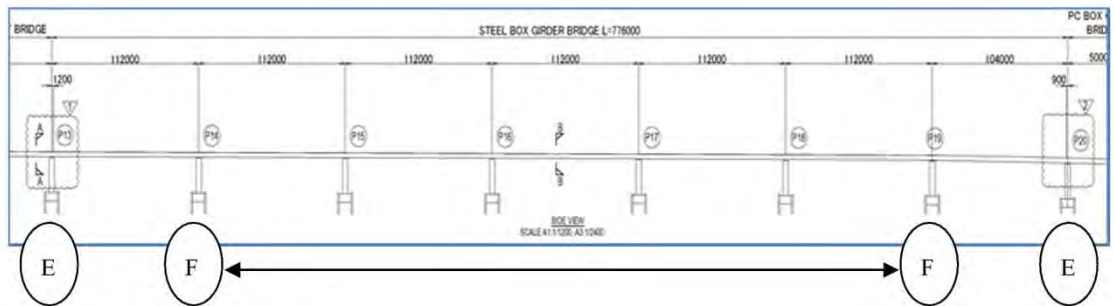


出典: JICA 調査団

図 4.3.5 構造一般図

(2) 支点条件

- 本橋は橋軸方法に 8 か所の橋脚にて支持される。
- BD 段階においては、全ての支点は弾性支承にて支持され、回転と橋軸方向にのみ弾性移動が可能にするものとしていた。
- しかしながら、端支点での活荷重による回転変位量が弾性支承としての許容値との見直し検討を行うことで、軟弱地盤に建つ橋脚の場合では多点固定支承形式の方が適切であると見なされた。
- 軟弱地盤上に建つ橋脚の変形能を考慮した全体的な弾性係数は、下部工設計と支承設計において最終的に検討を行う。

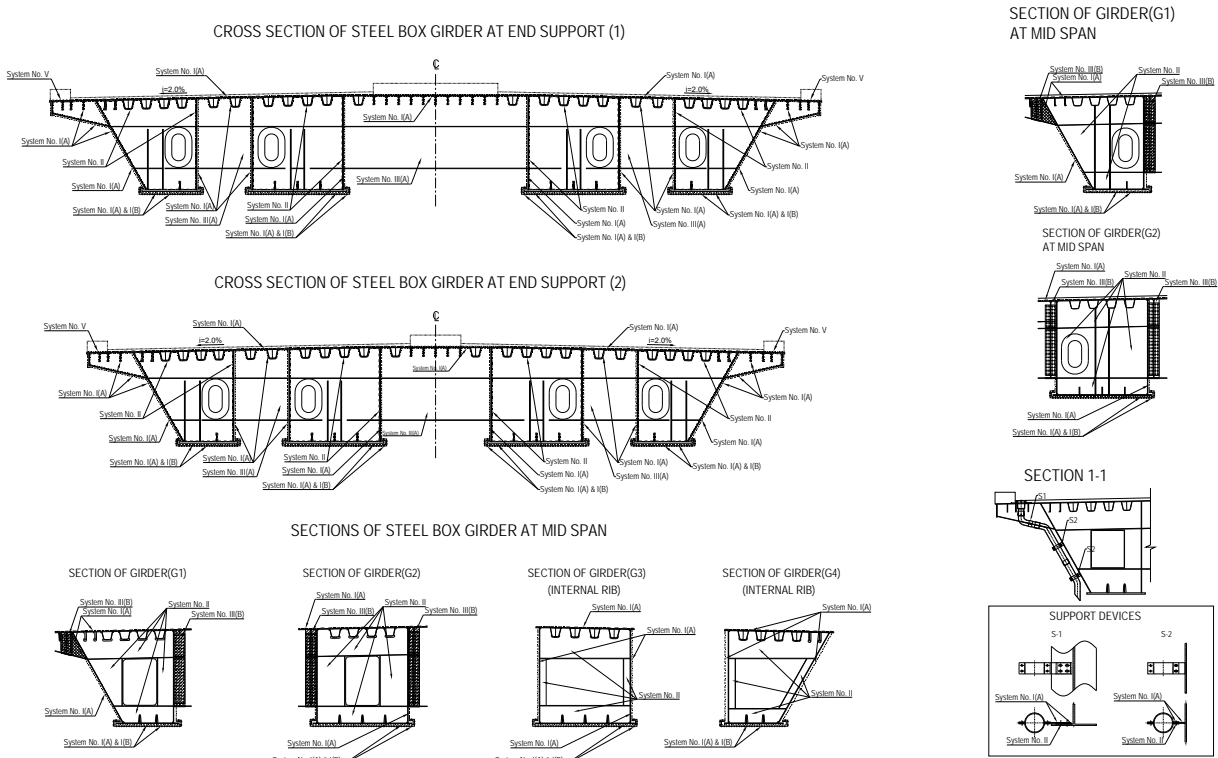


出典: JICA 調査団

図 4.3.6 支点の拘束条件

(3) 主桁断面

桁断面を下記に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.3.7 主桁断面図

4.3.4 上部工の詳細設計 (3 径間連続鋼床版箱桁の詳細設計)

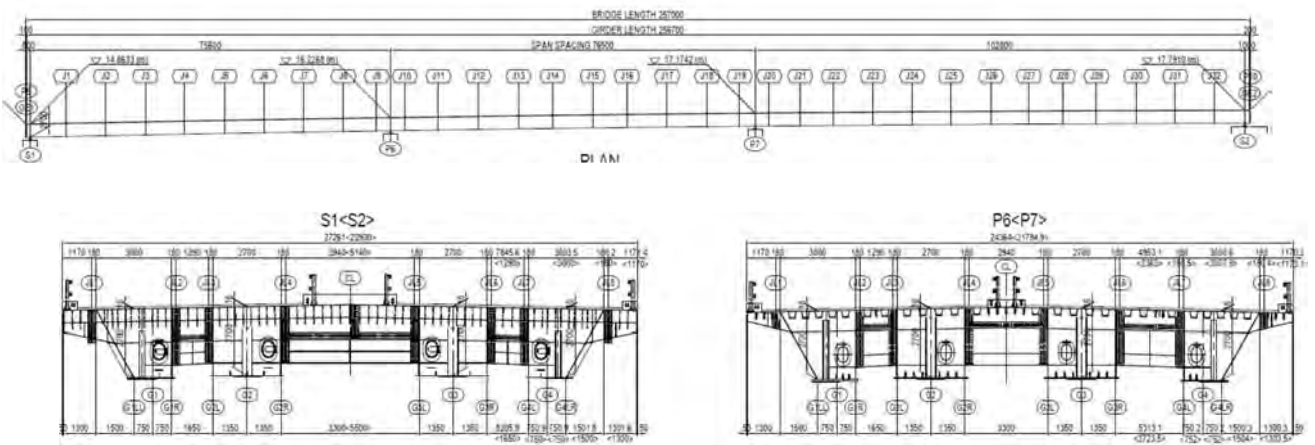
4.3.4.1 設計条件

(1) 橋梁概要

支間長および橋長:

$$0.9\text{ m} + 75.6\text{ m} + 76.5\text{ m} + 102.8 + 1.2\text{ m} = 257.0\text{ m (橋長)}$$

斜体文字で示す 0.9mと 1.2m は遊間と桁端から支点までの桁尻長との合計長さであり、地震時の移動量と温度変化による伸縮量を考慮している。



出典: JICA 調査団

図 4.3.8 構造一般図

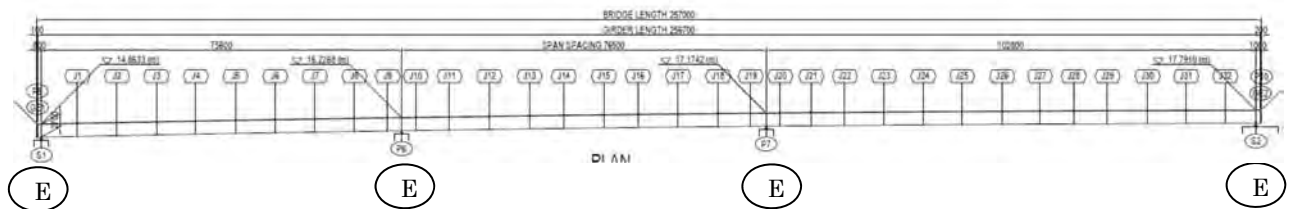
一般部の幅員構成 (S1 支点)  $0.6 + 9.0 + 1.5 + 9.0 + 0.6 = 20.7 \text{ m}$

拡張部の幅員構成 (S2 支点)  $0.6 + 9.0 + 3.7 + 9.0 + 0.6 = 22.9 \text{ m}$

上記に示す斜体文字 0.6, 1.5, 及び 3.7 は地覆及び中央分離帯幅を示す。

(2) 支点条件

- 本橋は橋軸方法に 8 か所の橋脚にて支持される。
- BD 段階においては、全ての支点は弾性支承にて支持され、回転と橋軸方向にのみ弾性移動が可能にするものとしていた。
- しかしながら、端支点での活荷重による回転変位量が弾性支承としての許容値との見直し検討を行うことで、軟弱地盤に建つ橋脚の場合では多点固定支承形式の方が適切であると見なされた。
- 軟弱地盤上に建つ橋脚の変形能を考慮した全体的な弾性係数は、下部工設計と支承設計において最終的に検討を行う。

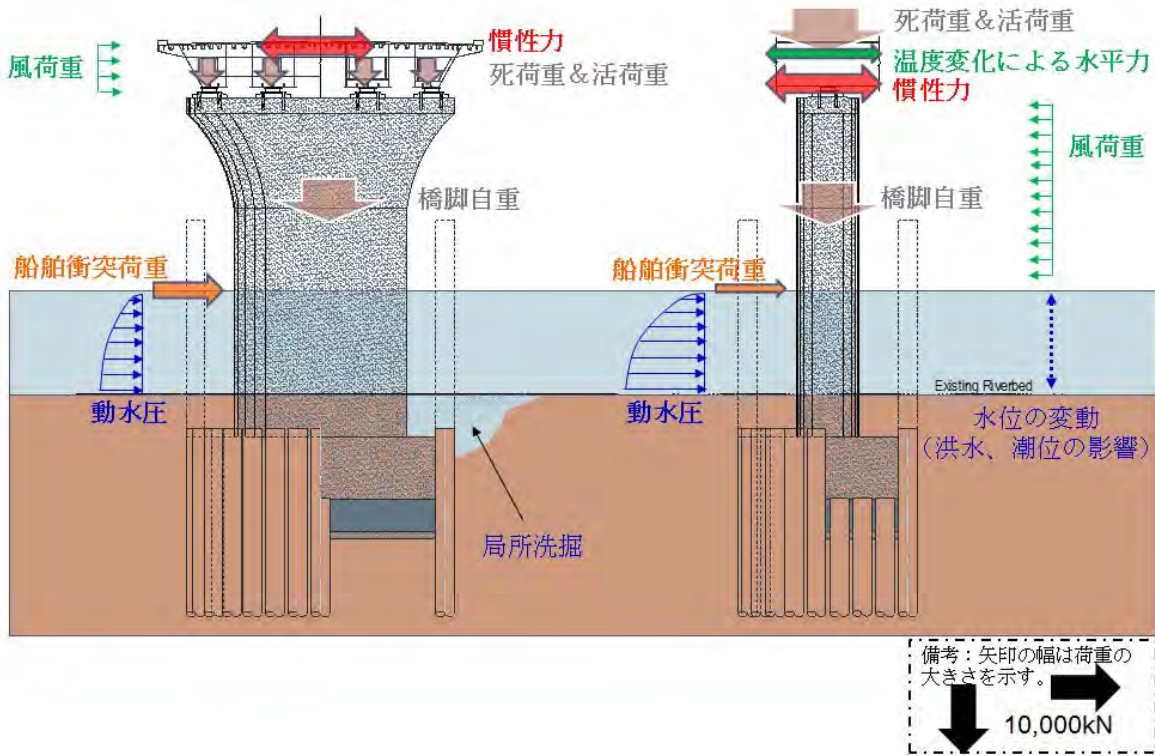


出典: JICA 調査団

図 4.3.9 支点の拘束条件

4.3.5 下部工の詳細設計 (7 径間鋼床版箱桁橋)

4.3.2 項の B/D にて検討した結果を基に、地形測量、土質調査、水文調査など更新された自然条件調査結果、それに上部工反力を反映し、詳細設計を行った。



出典: JICA 調査団

図 4.3.10 設計に考慮する主な外力のイメージ図

4.3.5.1 SPSP 基礎の設計

(1) 頂版天端高さ

頂版高さの設定は、基礎の長期安定性や施工コストに影響するため重要である。一般的に SPSP 設計においては、現況河床より深く頂版を設置すると仮締切時の変位や応力が土圧等の影響で大きくなるため鋼管矢板の板厚を厚くするか材質をアップさせる必要がある。

そのため、本 D/D では想定される最大洗掘深となった場合に頂版が突出しないように深く根入れするのではなく、下表に示すように現況河床高から 1m 程度頂版を根入れさせことに留め局所洗掘による頂版の突出を許容し、その状態で常時および地震時に安定性が確保できるような設計とした。

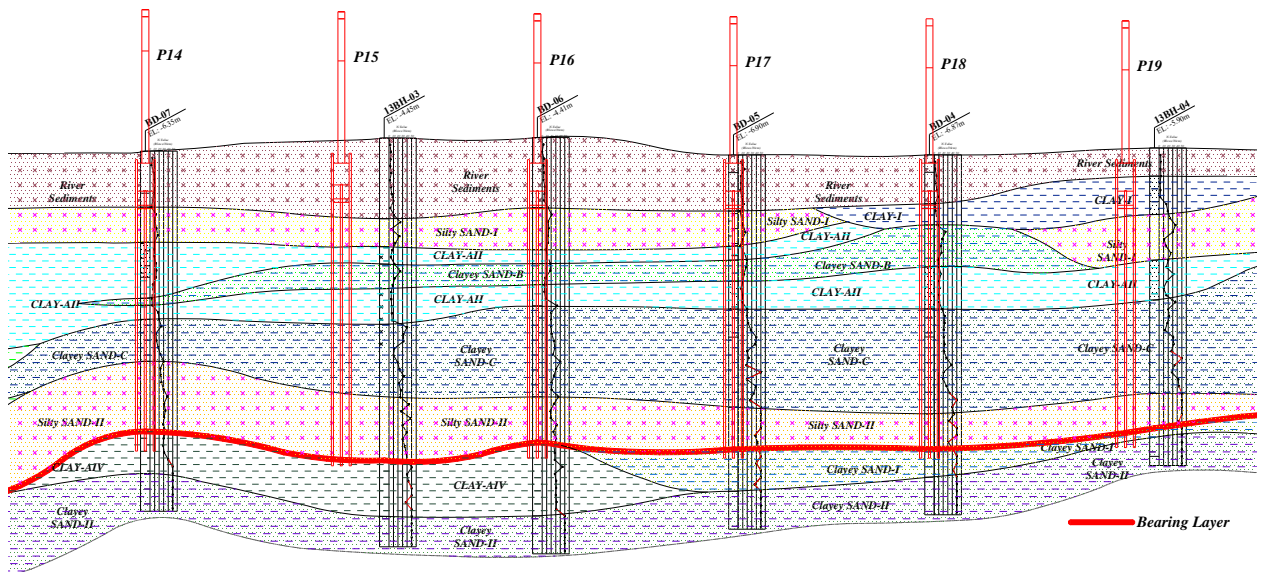
表 4.3.6 頂版高さの設定

橋脚	洗掘長内訳				現況河床高 (MSL+m)	頂版天端高 (MSL+m)	洗掘後高さ (MSL+m)
	合計 (m)	橋脚による局所洗掘 (m)	頂版による局所洗掘(m)	収縮洗掘 (m)			
P14	5.15	4.03	0.76	0.36	-6.28	-8.06	-11.43
P15	5.75	4.73	0.66	0.36	-5.09	-8.06	-10.84
P16	5.09	4.11	0.63	0.36	-5.26	-8.06	-10.36
P17	3.00	2.28	0.36	0.36	-6.70	-8.06	-9.70
P18	3.01	2.12	0.53	0.36	-6.99	-8.06	-10.00
P19	2.90	2.09	0.45	0.36	-6.88	-8.06	-9.78

出典: JICA 調査団

(2) 杭根入れ長

井筒タイプである SPSP 基礎では、良質な支持層によって支持される必要がある。本調査では、良質な支持層として砂層の場合 N 値 30 以上、粘性土の場合 N 値 20 以上とした。また、支持層は下層による影響を受けないよう十分な厚さを持っている必要がある。杭の支持層への根入れは、杭径以上、すなわち 1.2m 以上とする。下図に想定支持層と杭先端位置を示す。



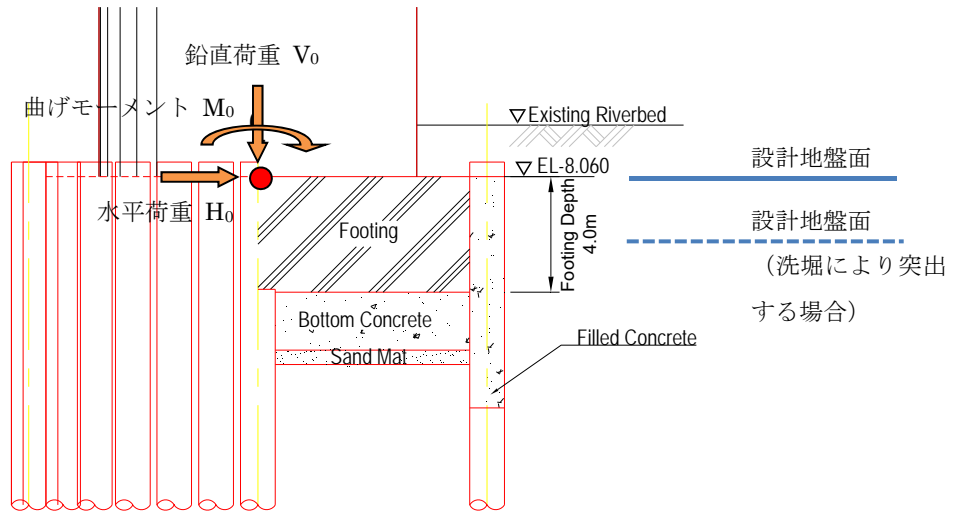
出典: JICA 調査団

図 4.3.11 土層図と杭配置

(3) 設計外力

SPSP 基礎の設計は、設計外力 ( $V_0$ ,  $H_0$ ,  $M_0$ ) を下図のように頂版下端中心位置に集計して行う。鉛直荷重  $V_0$  には頂板、鋼管中詰めコンクリート、上載土、それに橋脚の浮力が含まれる。頂板が洗掘等により突出する場合は、その突出部に作用する地震時慣性力を考慮する必要がある。

る。



出典: JICA 調査団

図 4.3.12 頂版下端に作用する設計外力

設計上クリティカルとなるレベル1地震時の集計した設計外力を下表に示す。

表 4.3.7 頂板上中心に作用させる地震時の設計外力

荷重作用方向		鉛直荷重 $V_0$ (kN)	水平荷重 $H_0$ (kN)	モーメント $M_0$ (kN.m)
P14	橋軸方向	55,800	16,200	244,000
	橋軸直角方向	55,800	15,100	267,500
P15	橋軸方向	51,700	15,600	238,900
	橋軸直角方向	51,700	13,600	233,800
P16	橋軸方向	52,800	15,800	241,200
	橋軸直角方向	52,800	13,900	238,300
P17	橋軸方向	51,800	16,000	240,500
	橋軸直角方向	51,800	13,700	231,100
P18	橋軸方向	51,000	16,300	239,700
	橋軸直角方向	51,000	13,600	223,700
P19	橋軸方向	53,100	16,300	240,600
	橋軸直角方向	53,100	14,200	236,200

出典: JICA 調査団

(4) 安定計算と鋼管矢板の応力度の照査

1) 支持力と変位

SPSP 基礎の安定性は支持力と設計地盤面での水平変位によって照査される。各基礎での結果を下表に整理する。

表 4.3.8 支持力の照査

橋軸方向

単位：kN

橋脚	項目	常時*1			地震時*2		
		鉛直反力	許容値	照査結果	鉛直反力	許容値	照査結果
P14	押込み支持力	1,821 <	2,855	OK	1,553 <	4,259	OK
	引抜き力	1,821 >	-1,043	OK	1,546 >	-1,661	OK
P15	押込み支持力	1,729 <	2,007	OK	1,496 <	3,011	OK
	引抜き力	1,729 >	-1,006	OK	1,375 >	-1,566	OK
P16	押込み支持力	1,752 <	2,406	OK	1,521 <	3,609	OK
	引抜き力	1,752 >	-991	OK	1,408 >	-1,558	OK
P17	押込み支持力	1,693 <	1,763	OK	1,510 <	2,644	OK
	引抜き力	1,693 >	-893	OK	1,367 >	-1,359	OK
P18	押込み支持力	1,660 <	1,747	OK	1,491 <	2,621	OK
	引抜き力	1,660 >	-875	OK	1,342 >	-1,323	OK
P19	押込み支持力	1,724 <	1,791	OK	1,574 <	2,687	OK
	引抜き力	1,724 >	-850	OK	1,375 >	-1,290	OK

橋軸直角方向

単位：kN

橋脚	項目	常時*1			地震時*2		
		鉛直反力	許容値	照査結果	鉛直反力	許容値	照査結果
P14	押込み支持力	1,821 <	2,855	OK	1,801 <	4,259	OK
	引抜き力	1,821 >	-1,043	OK	1,299 >	-1,661	OK
P15	押込み支持力	1,729 <	2,007	OK	1,492 <	3,011	OK
	引抜き力	1,729 >	-1,006	OK	-1,379 >	-1,566	OK
P16	押込み支持力	1,752 <	2,406	OK	1,527 <	3,609	OK
	引抜き力	1,752 >	-991	OK	1,402 >	-1,558	OK
P17	押込み支持力	1,693 <	1,763	OK	1,481 <	2,644	OK
	引抜き力	1,693 >	-893	OK	1,396 >	-1,359	OK
P18	押込み支持力	1,660 <	1,747	OK	1,491 <	2,621	OK
	引抜き力	1,660 >	-875	OK	1,342 >	-1,323	OK
P19	押込み支持力	1,724 <	1,791	OK	1,528 <	2,687	OK
	引抜き力	1,724 >	-850	OK	1,421 >	-1,290	OK

備考：\*1: 常時(大潮の干潮時、洗掘考慮なし)

\*2: 地震時(最大洗掘深さの 1/2(通常時の洗掘状態))

出典: JICA 調査団



表 4.3.9 変位の照査

単位：cm

橋脚	項目	地震時 <sup>*1</sup>		
		変位 <sup>*2</sup>	許容値	照査結果
P14	橋軸方向	3.3 <	5.0	OK
	橋軸直角方向	3.0 <	5.0	OK
P15	橋軸方向	3.2 <	5.0	OK
	橋軸直角方向	2.5 <	5.0	OK
P16	橋軸方向	2.8 <	5.0	OK
	橋軸直角方向	2.2 <	5.0	OK
P17	橋軸方向	2.6 <	5.0	OK
	橋軸直角方向	2.0 <	5.0	OK
P18	橋軸方向	2.9 <	5.0	OK
	橋軸直角方向	2.1 <	5.0	OK
P19	橋軸方向	2.5 <	5.0	OK
	橋軸直角方向	2.0 <	5.0	OK

備考：\*1: 地震時(最大洗掘深さの1/2(通常時の洗掘状態))

\*2: 設計地盤面における変位

出典: JICA 調査団

## 2) 鋼管矢板の応力度照査

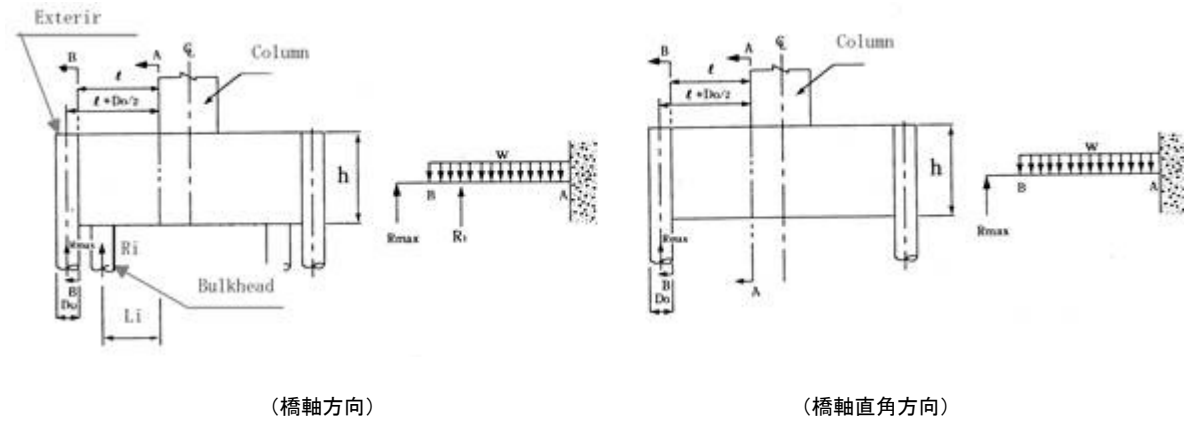
仮締切兼用方式鋼管矢板基礎では、鋼管矢板が仮締切部材として使用されるため、仮締切工事中に作用する荷重に対して安全を確保する必要がある。

## (5) 構造部材の照査

## 1) 頂版

## a) 照査断面

SPSPの頂版は剛性が大きくかつ鋼管矢板とは剛結されているので、通常の場合は下図に示すように躯体下端外縁を固定支持とする片持ちばりとして計算する。ただし、井筒部内部の土には荷重を分担させないものとする。頂版の照査断面は、最大鉛直反力が生じる鋼管矢板位置にて単位幅あたりの曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれA-A断面、B-B断面となる。



出典：鋼管矢板基礎-その設計と施工-鋼管杭・鋼管矢板技術協会

図 4.3.13 地震時の合成応力度(P14 のケース)

b) 設計条件

- 設計用頂版幅  $b=100.0$  cm、頂版厚  $h=400.0$ cm
- コンクリート設計基準強度：24/mm<sup>2</sup>
- 鉄筋材質：D345（水中用部材）

c) 配筋

		P14, P19	P15-P18
橋軸方向	上面引張:	芯かぶり 150mm D32@260	150mm D32@260
		芯かぶり 300mm D32@260	300mm D32@260
	下面引張:	芯かぶり 300mm D51@183	300mm D51@183
		芯かぶり 500mm D51@302	500mm D51@370
橋軸直角方向	上面引張:	芯かぶり 118mm D32@209	118mm D32@209
		芯かぶり 268mm D32@408	268mm D32@408
	下面引張:	芯かぶり 230mm D51@209	230mm D51@209
		芯かぶり 430mm D51@408	430mm D51@408

せん断補強鉄筋は設計計算上必要でないが、鉄筋量が 0.15%程度になるよう径 22mm を約 600mm 間隔で千鳥状に配置する。

d) 照査

曲げモーメントに対する設計は、頂版の厚さが設計スパン（躯体下端外縁より井筒部内周面までの距離）の 1/2 を超えるため、ディープビーム（部材厚さの厚い梁）として鉄筋量についても照査を行う。せん断力に対しては、平均せん断応力度がコンクリートのみでせん断力を負担できるか、できない場合は斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担するとして許容せん断応力度内に収まるように設計する。

2) 頂版と鋼管矢板の結合

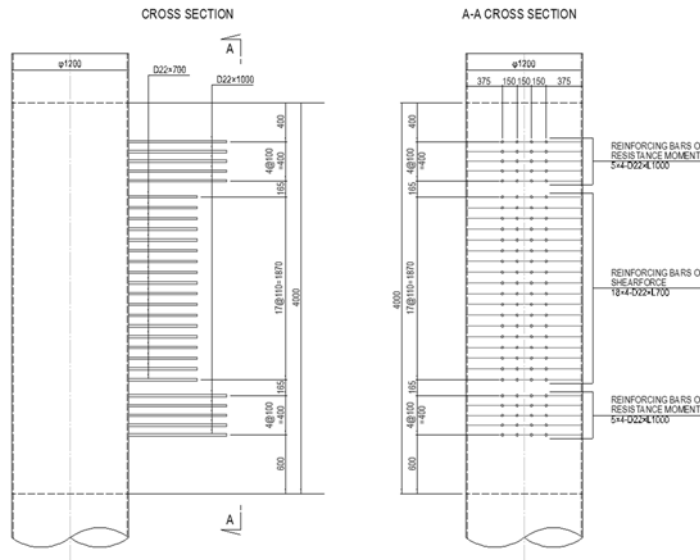
頂版と鋼管矢板を鉄筋スタッド方式にて結合することとし、モーメント鉄筋とせん断鉄筋の必要本数を計算する。

a) 設計条件

- 鉄筋材質： D345 (水中用部材)、径 22mm
- コンクリート設計基準強度： 24/mm<sup>2</sup>
- 鋼管矢板材質： SKY490
- 結合方法： 鉄筋スタッド方式

b) モーメント鉄筋とせん断鉄筋の必要本数

計算上必要となるモーメント鉄筋の本数は 16~17 本、せん断鉄筋は荷重条件によって 54 本から 72 本の範囲にある。そこで、モーメント鉄筋は全橋脚共通で各 20 本 (4 本 x 5 段)、せん断鉄筋は P15-P19 橋脚には 72 本 (4 本 x 18 段)、P14 橋脚には 76 本 (4 本 x 19 段) を下図のように配置し、その照査結果を下表に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.3.14 鉄筋スタッドの配置図

3) 頂版と杭頭の結合

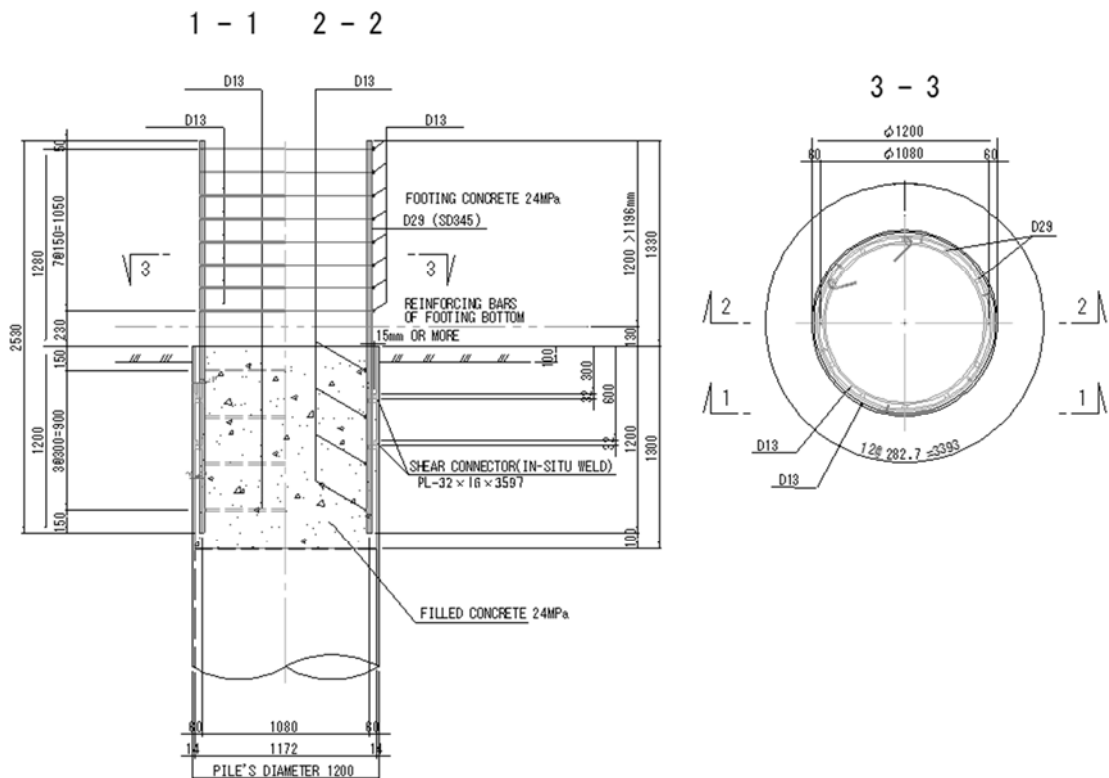
隔壁鋼管矢板の杭頭は頂版と鉄筋を定着させることで結合する。

a) 設計条件

- 鉄筋材質： D345 (水中用部材)
- コンクリート設計基準強度： 24MPa

b) 配筋

下図のように隔壁鋼管矢板は 100mm 頂版内に埋め込み、径 29mm の杭頭補強鉄筋 (軸方向鉄筋) 12 本にて頂版に定着させる。



出典: JICA 調査団

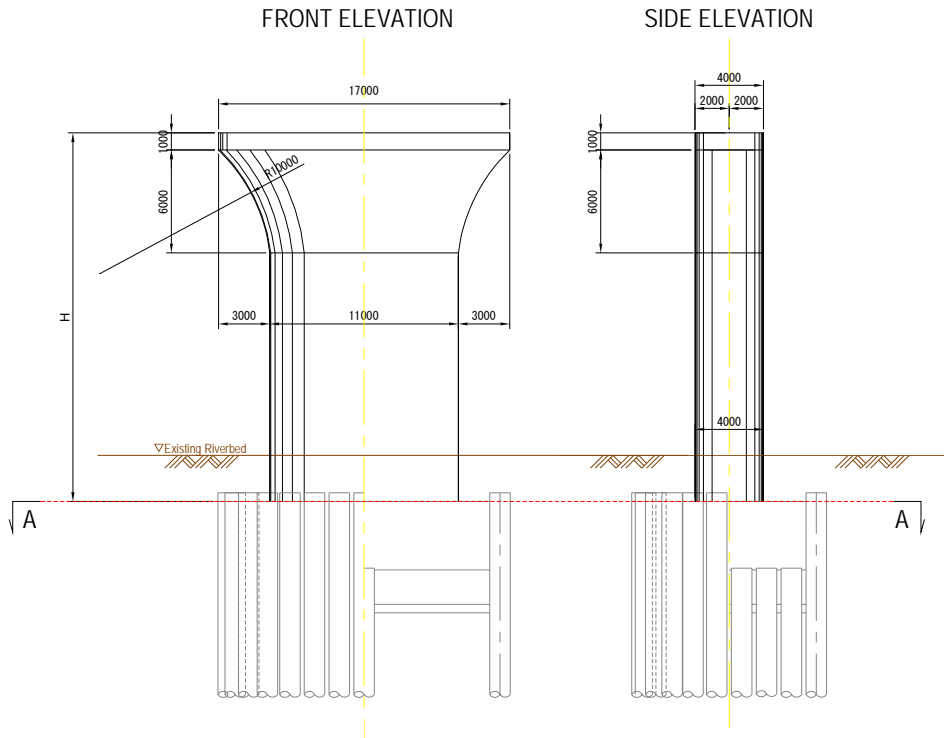
図 4.3.15 隔壁鋼管矢板の杭頭結合詳細

4.3.5.2 橋脚の設計

(1) RC 橋脚柱の照査

1) 照査断面

RC 橋脚柱は、曲げモーメントとせん断力に対して下図に示すように柱基部断面(A-A)にて、橋軸、橋軸直角方向それぞれについて照査される。



出典: JICA 調査団

図 4.3.16 橋脚柱の照査断面(A-A)

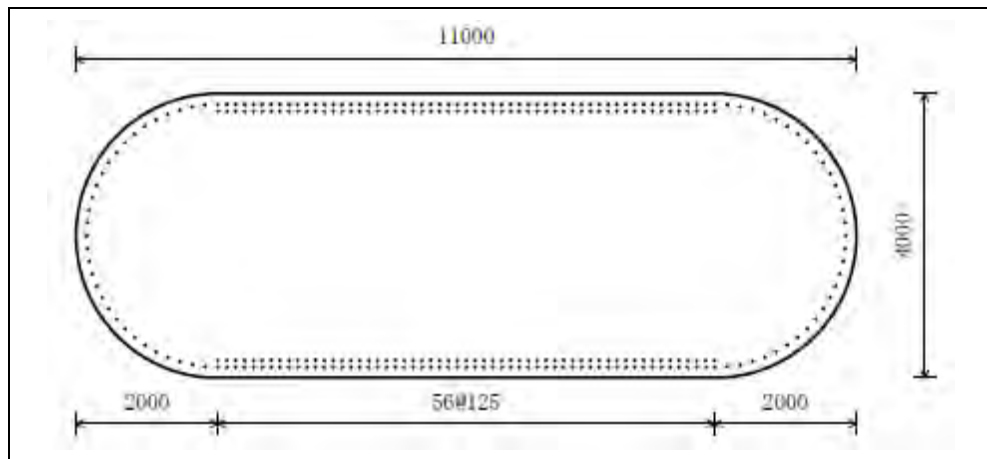
2) 配筋

a) 主鉄筋

- 主鉄筋は下図の通り直線部は 2 段配筋で円弧部は 1 段配筋とし、段落としは行わない。

P14~P19

芯かぶり (mm)	直線部		円弧部	
	径	配筋	径	配筋
150	D38	56@125	D38	2 x 32@182
250	D38	56@125	-	-



出典: JICA 調査団

図 4.3.17 主鉄筋の配筋図

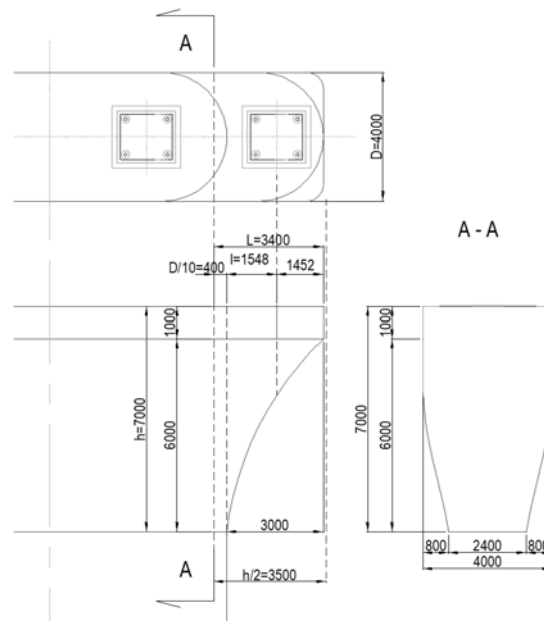
b) せん断補強鉄筋

- 帯鉄筋 : D22mm で 150mm ピッチ、2 段目は直線部のみ配筋
- 中間帯鉄筋 : 橋軸方向に 8 本、橋軸直角方向に 4 本、帯鉄筋に合わせ 150mm ピッチ

(2) 梁の照査

1) 照査断面

梁の高さに比べてせん断スパン (柱付け根から支承载荷点までの距離) が短く、 $h/l$  が  $7000/1548 = 4.5$  と 1.0 以上になるため、コーベルとして設計する。照査断面は、柱が小判形のため 400mm (円弧部直径  $D$  の  $1/10$ ) 柱側に入った位置とする。照査断面 A-A にて曲げモーメントとせん断力に対して照査を行う。なお、照査断面位置から  $h/2 (=3500\text{mm})$  は梁の外側になるため、 $h/2$  位置及びそれより外側の支承载荷点でのせん断力の照査は行わない。



出典: JICA 調査団

図 4.3.18 梁の断面設計位置

2) 配筋

梁の主鉄筋とスターラップは下図の通り配筋する。

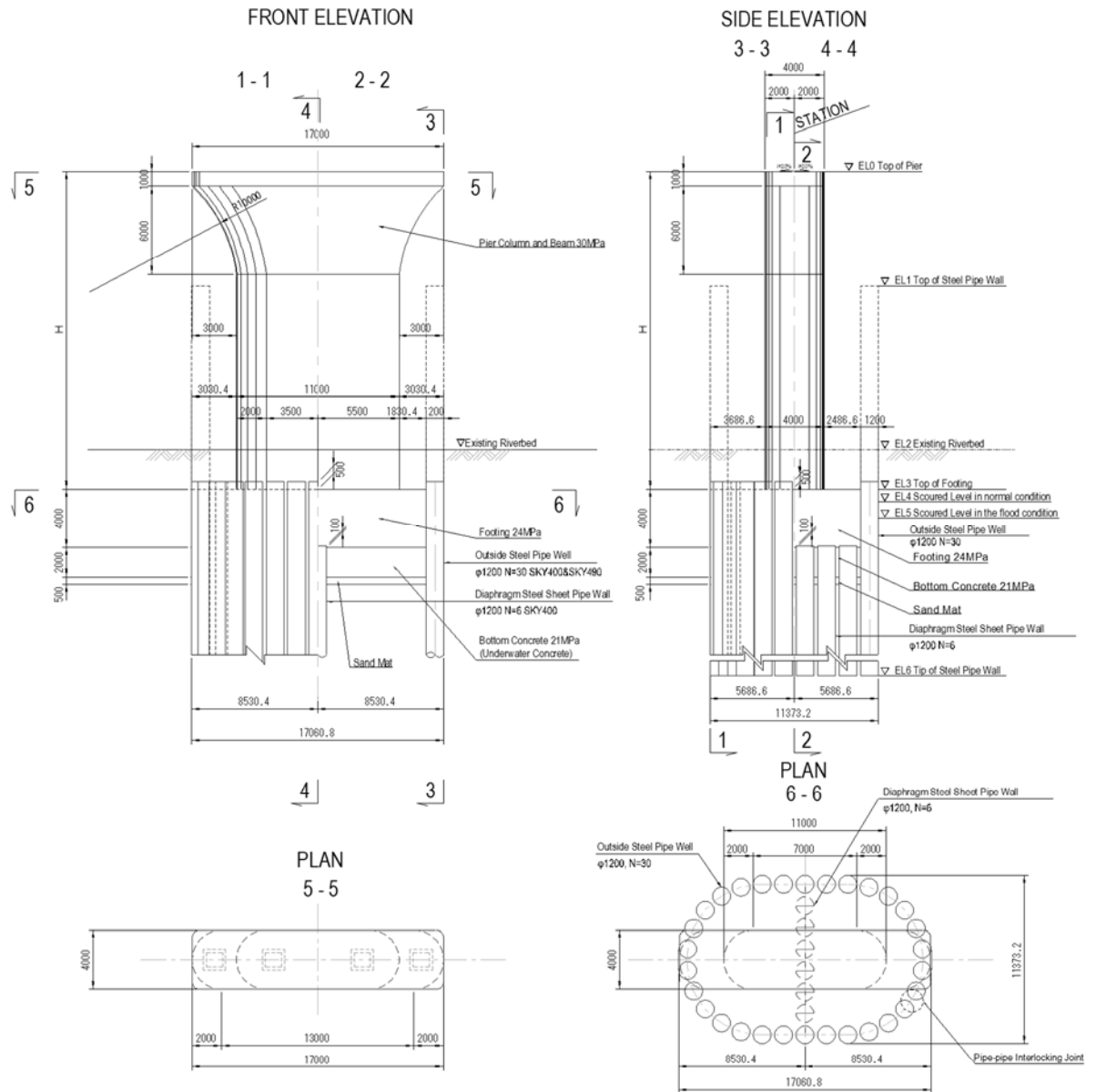


出典: JICA 調査団

図 4.3.19 梁の配筋図

4.3.5.3 構造図

4.3.2 項と 4.3.4 項で述べてきた基本設計と詳細設計での検討を通して、P14-P19 の下部工は経済性にも配慮しつつ構造設計が行われた。最終的な構造図を下図に示す。



PIER No.	STATION	Elevation (m)						
		EL0 (H)	EL1	EL2	EL3	EL4	EL5	EL6
P14	1+424	+13.840m (21.9m)	+4.840m	-6.276m	-8.060m	-8.850m	-11.430m	-49.160m
P15	1+536	+13.540m (21.6m)	+4.840m	-5.091m	-8.060m	-7.970m	-10.840m	-52.160m
P16	1+648	+13.240m (21.3m)	+4.840m	-5.262m	-8.060m	-7.810m	-10.360m	-50.160m
P17	1+760	+12.840m (20.9m)	+4.840m	-6.695m	-8.060m	-8.200m	-9.700m	-50.160m
P18	1+872	+12.540m (20.6m)	+4.840m	-6.969m	-8.060m	-8.490m	-10.000m	-50.160m
P19	1+984	+12.240m (20.3m)	+4.840m	-6.878m	-8.060m	-8.330m	-9.780m	-48.660m

出典: JICA 調査団

図 4.3.20 P14-P19 下部工構造図



4.3.6 下部工の詳細設計 (3径間鋼床版箱桁橋)

4.3.6.1 SPSP 基礎の設計

(1) 頂版天端高さ

現況河床高から 1m 程度頂版を根入れさるが、河岸に位置していることから、頂板が干潮時 (L.W.L.= $-2.39\text{m}$ ) に突出しないことも考慮する。

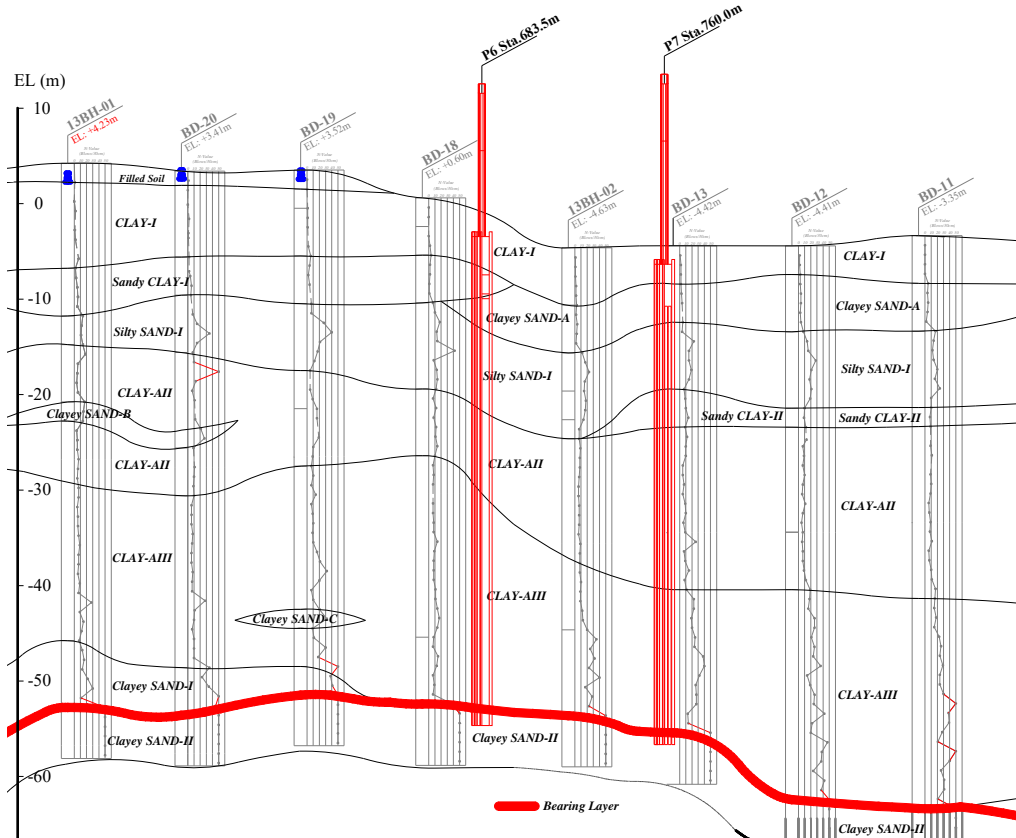
表 4.3.10 頂版高さの設定

橋脚	洗掘長内訳				現況河床高 (MSL+m)	頂版天端高 (MSL+m)	洗掘後高さ (MSL+m)
	合計 (m)	橋脚による局所洗掘 (m)	頂版による局所洗掘 (m)	収縮洗掘 (m)			
P6	3.84	3.15	0.36	0.33	-1.72	-3.45	-5.56
P7	2.32	1.01	0.99	0.33	-5.35	-6.35	-7.67

出典: JICA 調査団

(2) 杭根入れ長

杭の先端は N 値が 50 以上の砂層である Clayey Sand-II を支持層として杭径 1.2m 以上根入れを行う。P6 の先端位置は EL-54.660m、P7 で EL-56.660m である。



出典: JICA 調査団

図 4.3.21 土層図と杭配置

(3) 設計外力

SPSP 基礎の設計は、設計外力 (V<sub>0</sub>、H<sub>0</sub>、M<sub>0</sub>) を頂版下端中心位置に集計して行う。設計上クリティカルとなるレベル 1 地震時の集計した設計外力を下表に示す。

表 4.3.11 頂板上中心に作用させる地震時の設計外力

荷重作用方向		鉛直荷重 V <sub>0</sub> (kN)	水平荷重 H <sub>0</sub> (kN)	モーメント M <sub>0</sub> (kN.m)
P6	橋軸方向	45,335	11,100	123,800
	橋軸直角方向	45,335	10,800	146,600
P7	橋軸方向	48,932	11,700	153,600
	橋軸直角方向	48,932	13,100	219,800

出典: JICA 調査団

(4) 安定計算と鋼管矢板の応力度の照査

1) 支持力と変位

SPSP 基礎の安定性は支持力と設計地盤面での水平変位によって照査される。各基礎での結果を下表に整理する。

表 4.3.12 支持力の照査

橋軸方向

単位: kN

橋脚	項目	常時*1			地震時*2		
		鉛直反力	許容値	照査結果	鉛直反力	許容値	照査結果
P6	押込み支持力	1,567<	3,946	OK	1,379<	5,919	OK
	引抜き力	1,567>	-1,863	OK	1,288>	-3,196	OK
P7	押込み支持力	1,554<	3,273	OK	1,412<	4,909	OK
	引抜き力	1,544>	-1,686	OK	1,306>	-2,855	OK

橋軸直角方向

単位: kN

橋脚	項目	常時*1			地震時*2		
		鉛直反力	許容値	照査結果	鉛直反力	許容値	照査結果
P6	押込み支持力	1,567<	3,946	OK	1,388<	5,919	OK
	引抜き力	1,567>	-1,863	OK	1,279>	-3,196	OK
P7	押込み支持力	1,554<	3,273	OK	1,390<	4,909	OK
	引抜き力	1,544>	-1,686	OK	1,328>	-2,855	OK

備考: \*1: 常時(大潮の干潮時、洗掘考慮なし)

\*2: 地震時(最大洗掘深さの 1/2(通常時の洗掘状態))

出典: JICA 調査団

表 4.3.13 変位の照査

単位：cm

橋脚	項目	地震時 <sup>*1</sup>		
		変位 <sup>*2</sup>	許容値	照査結果
P6	橋軸方向	2.2cm <	5.0	OK
	橋軸直角方向	1.6cm <	5.0	OK
P7	橋軸方向	1.9cm <	5.0	OK
	橋軸直角方向	1.8cm <	5.0	OK

備考：\*1: 地震時(最大洗掘深さの1/2(通常時の洗掘状態))

\*2: 設計地盤面における変位

出典:JICA 調査団

2) 鋼管矢板の応力度照査

7 径間鋼床版箱桁橋と同様、仮締切兼用方式鋼管矢板基礎で鋼管矢板が仮締切部材として使用されるため、仮締切工事中に作用する荷重に対して安全を確保する必要がある。

(5) 構造部材の照査

1) 頂版

a) 照査断面

7 径間鋼床版箱桁橋と同様、頂版の照査は最大鉛直反力が生じる鋼管矢板位置にて単位幅あたりの曲げモーメント、せん断力に対して行う。

b) 設計条件

- 設計用頂版幅  $b=100.0$  cm、頂版厚  $h=400.0$ cm
- コンクリート設計基準強度：24/mm<sup>2</sup>
- 鉄筋材質：D345 (水中用部材)

c) 配筋

		P6	P7
橋軸方向	上面引張:	芯かぶり 150mm D32@288	150mm D29@278
		芯かぶり —	300mm 29@286
	下面引張:	芯かぶり 150mm D32@203	290mm D38@228
		芯かぶり 300mm D32@208	440mm D38@234
橋軸直角方向	上面引張:	芯かぶり 120mm D29@189	121mm D29@198
		芯かぶり —	271mm D29@410
	下面引張:	芯かぶり 118mm D32@189	236mm D38@198
		芯かぶり 268mm D32@201	386mm D38@212

せん断補強鉄筋は設計計算上必要でないが、鉄筋量が 0.15%程度になるよう径 22mm を約 600mm 間隔で千鳥状に配置する。

## d) 照査

曲げモーメントに対する設計は、頂版の厚さが設計スパン（躯体下端外縁より井筒部内周面までの距離）の1/2を超えるため、ディープビーム（部材厚さの厚い梁）として鉄筋量についても照査を行う。せん断力に対しては、平均せん断応力度がコンクリートのみでせん断力を負担できるか、できない場合は斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担するとして許容せん断応力度内に収まるように設計する。

## 2) 頂版と鋼管矢板の結合

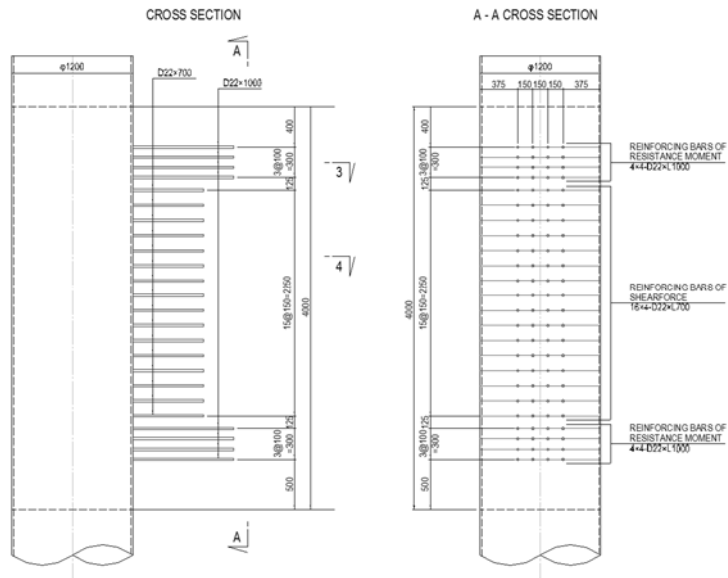
頂版と鋼管矢板を鉄筋スタッド方式にて結合することとし、モーメント鉄筋とせん断鉄筋の必要本数を計算する。

## a) 設計条件

- 鉄筋材質： D345（水中用部材）、径 22mm
- コンクリート設計基準強度： 24/mm<sup>2</sup>
- 鋼管矢板材質： SKY400
- 結合方法： 鉄筋スタッド方式

## b) モーメント鉄筋とせん断鉄筋の必要本数

計算上必要となるモーメント鉄筋の本数は P6、P7 それぞれ 12、13 本、せん断鉄筋は 43 本、50 本である。そこで、モーメント鉄筋は両橋脚共通で各 16 本（4 本 x 4 段）、せん断鉄筋は P6 橋脚で 56 本（4 本 x 14 段）、P7 橋脚で 64 本（4 本 x 16 段）を配置した。P7 橋脚の配置図と照査結果を下表に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.3.22 鉄筋スタッドの配置図 (P7)

3) 頂版と杭頭の結合

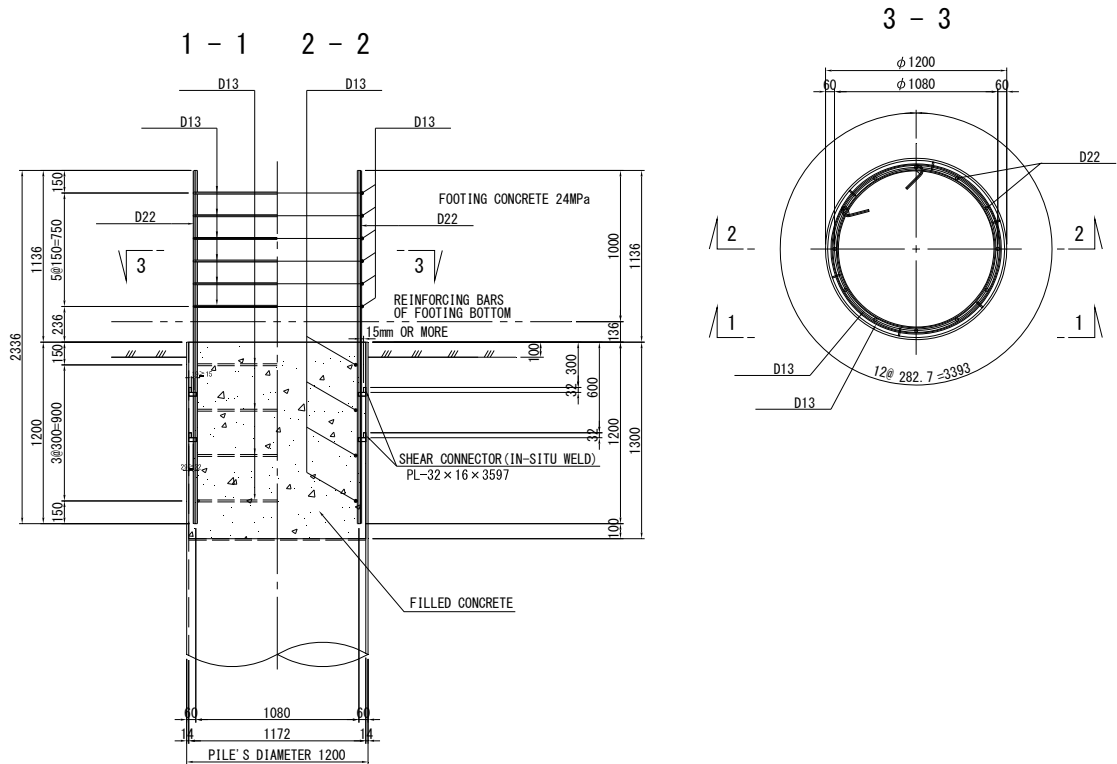
隔壁鋼管矢板の杭頭は頂版と鉄筋を定着させることで結合する。

a) 設計条件

- 鉄筋材質: D345 (水中用部材)
- コンクリート設計基準強度: 24/mm<sup>2</sup>

b) 配筋

下図のように隔壁鋼管矢板は 100mm 頂版内に埋め込み、径 22mm の杭頭補強鉄筋 (軸方向鉄筋) 12 本にて頂版に定着させる。



出典: JICA 調査団

図 4.3.23 隔壁鋼管矢板の杭頭結合詳細(P7)

#### 4.3.6.2 橋脚の設計

##### (1) RC 橋脚柱の照査

##### 1) 照査断面

RC 橋脚柱は、曲げモーメントとせん断力に対して柱基部断面にて、橋軸、橋軸直角方向それぞれについて照査される。

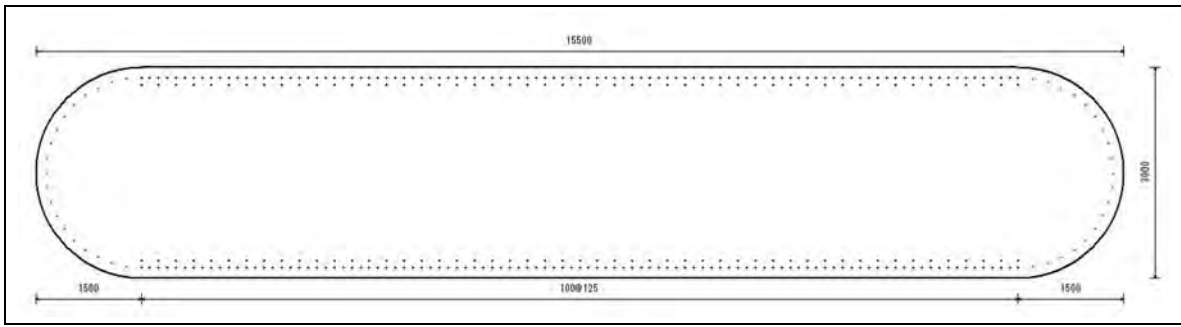
##### 2) 配筋

##### a) 主鉄筋

- 主鉄筋は下図の通り直線部は 2 段配筋で円弧部は 1 段配筋とし、段落としは行わない。

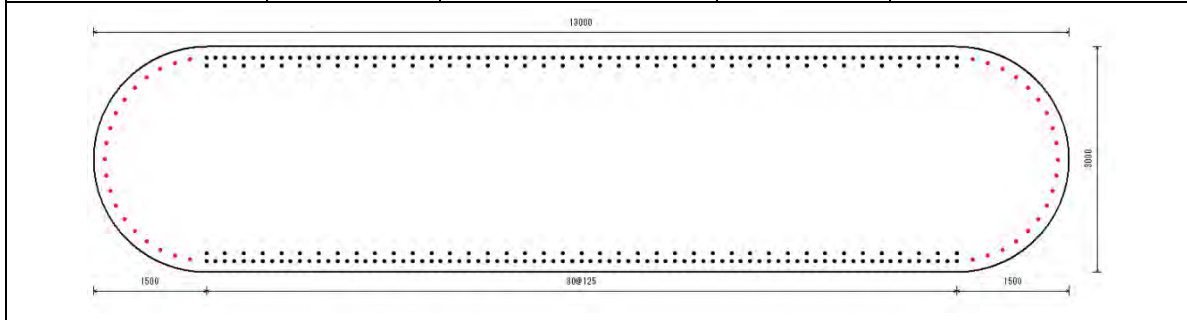
#### P6

芯かぶり (mm)	直線部		円弧部	
	径	配筋	径	配筋
150	D32	100@125	D32	2 x 19 本/片側
250	D32	50@250	-	-



**P7**

芯かぶり (mm)	直線部		円弧部	
	径	配筋	径	配筋
150	D38	80@125	D38	2 x 19 本/片側
250	D38	40@250	-	-



出典: JICA 調査団

図 4.3.24 主鉄筋の配筋図

b) せん断補強鉄筋

- 帯鉄筋 : D19mm (P6)、D22 (P7) で 150mm ピッチ
- 中間帯鉄筋 : 橋軸方向に 15 本 (P6)、11 本 (P7)、橋軸直角方向に 2 本、帯鉄筋に合わせ 150mm ピッチ

3) 照査結果

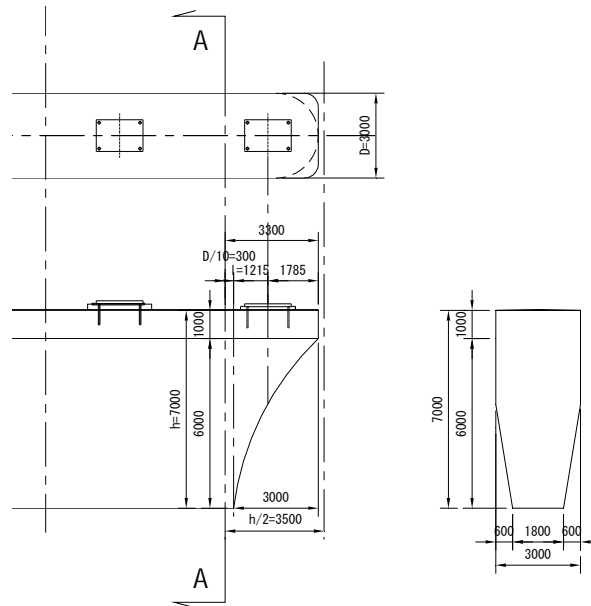
橋脚柱をコンクリートの圧縮応力度、鉄筋引張応力度、せん断力、それにせん断補強鉄筋量について照査を行った。クリティカル荷重となる地震時での照査結果を下表に示す。平均せん断応力度がコンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度を超えているため、せん断補強鉄筋（帯鉄筋）を配置し必要鉄筋量を満足させている。

(2) 梁の照査

1) 照査断面

梁の高さに比べてせん断スパンが短いため ( $h/l=7000/1215=5.8 \geq 1.0$ )、コーベルとして設計する。曲げモーメントとせん断力に対する照査断面は、柱が小判形のため 300mm (円弧部直径 D の 1/10) 柱側に入った位置 (下図で断面 A-A) とする。なお、照査断面位置から  $h/2 (=3500\text{mm})$

は梁の外側になるため、h/2 位置及びそれより外側の支承载荷点でのせん断力の照査は行わない。



出典: JICA 調査団

図 4.3.25 梁の断面設計位置

2) 配筋

梁の主鉄筋とスターラップは下図の通り配筋する。

P6

位置	芯かぶり	直径	配筋
上面主鉄筋	150mm	D29	18@153 (平均ピッチ)
	250mm	D29	10@276 (平均ピッチ)
下面主鉄筋	150mm	D29	4@300 (平均ピッチ)
側面用心鉄筋	97mm	D16	(125+20@300+200) x 両側
スターラップ	-	D19	150mm ピッチ

P7

位置	芯かぶり	直径	配筋
上面主鉄筋	150mm	D32	18@153 (平均ピッチ)



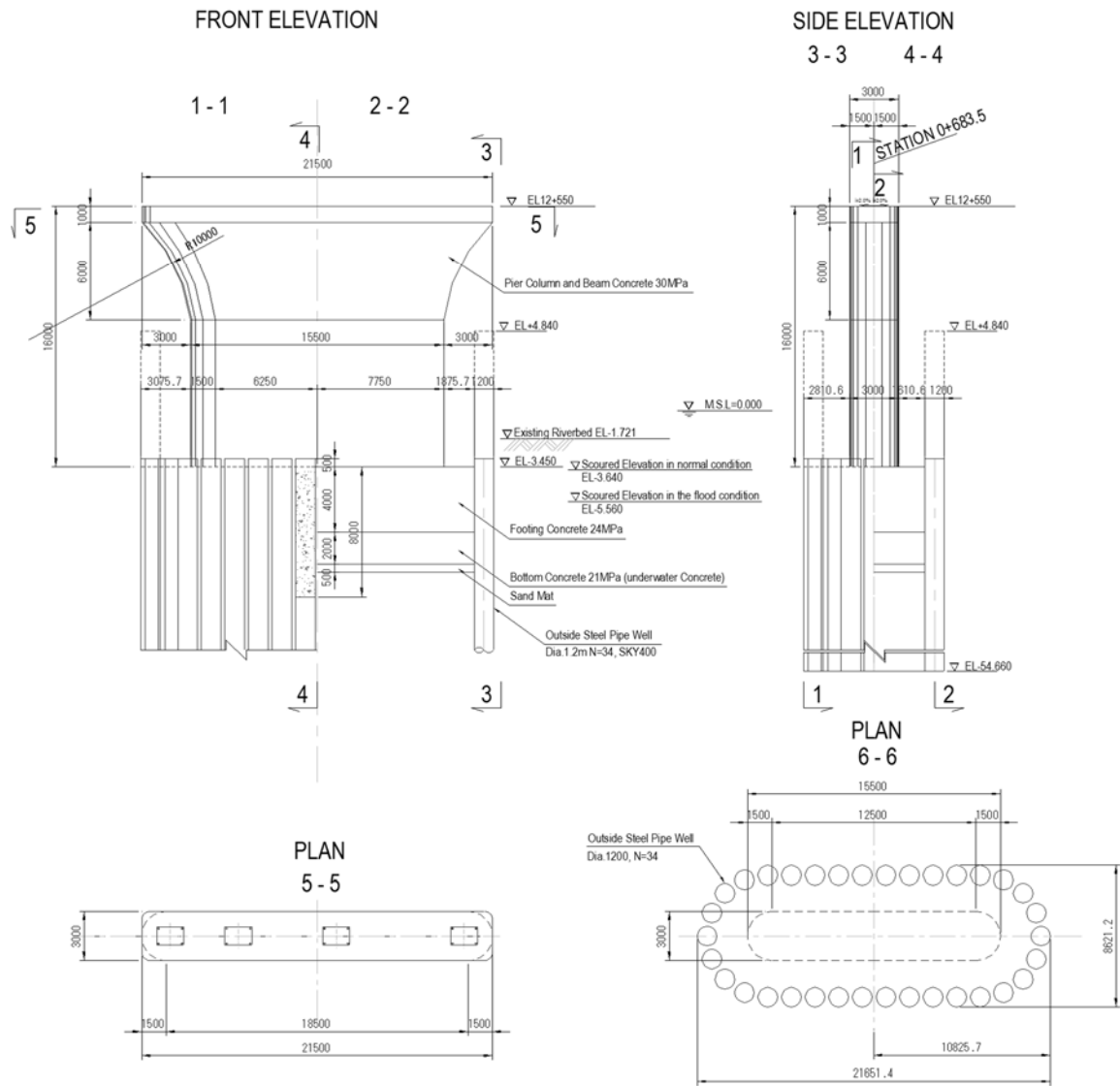
		250mm	D32	10@276 (平均ピッチ)
	下面主鉄筋	150mm	D32	4@300 (平均ピッチ)
	側面用心鉄筋	103mm	D19	(125+20@300+200) x 両側
	スターラップ	-	D19	150mm ピッチ

出典: JICA 調査団

図 4.3.26 梁の配筋図

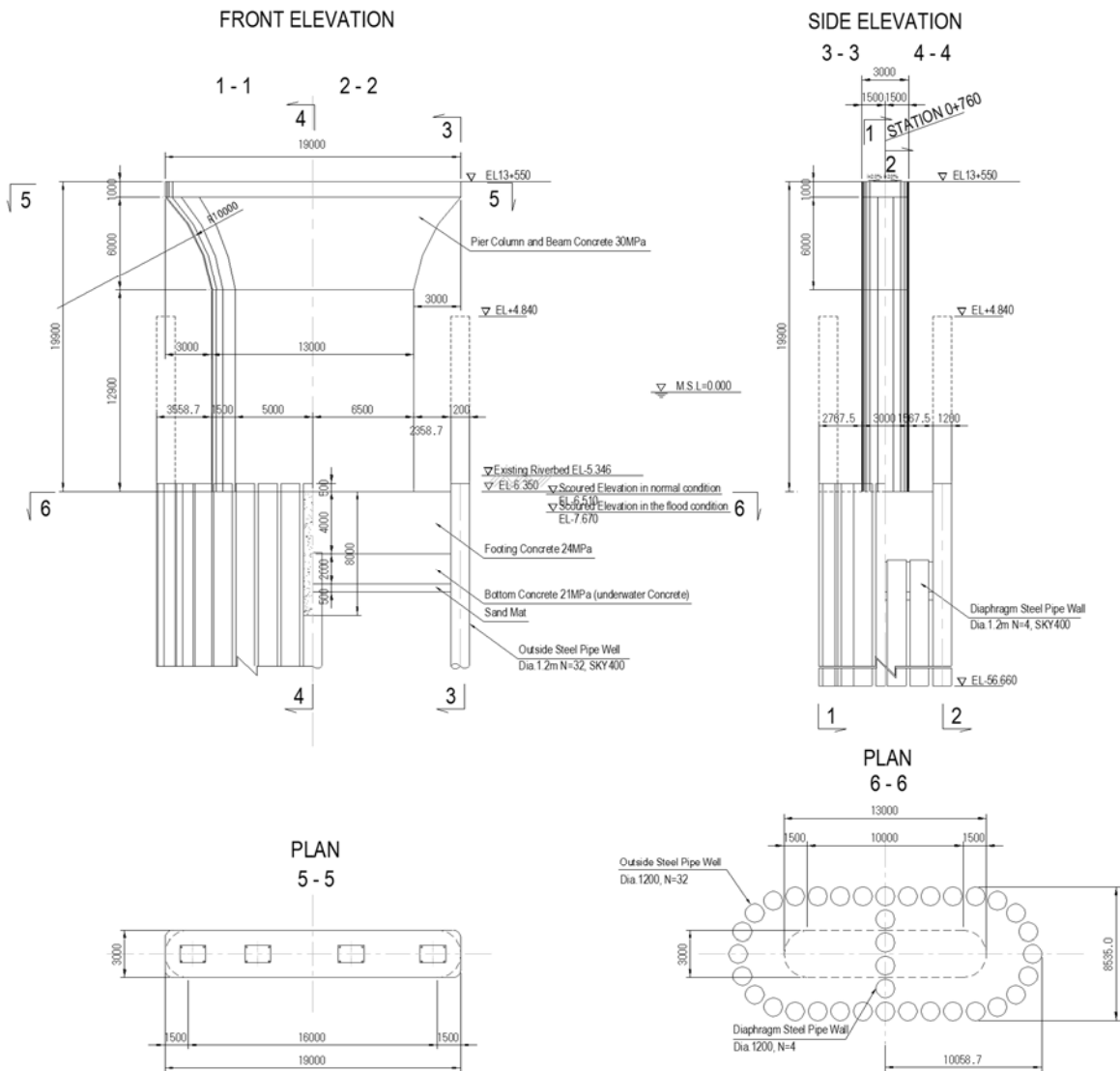
4.3.6.3 構造図

4.3.2 項と 4.3.6 項で述べてきた基本設計と詳細設計での検討を通して、P6-P7 の下部工は経済性にも配慮しつつ構造設計が行われた。最終的な構造図を下図に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.3.27 下部工構造図(P6)



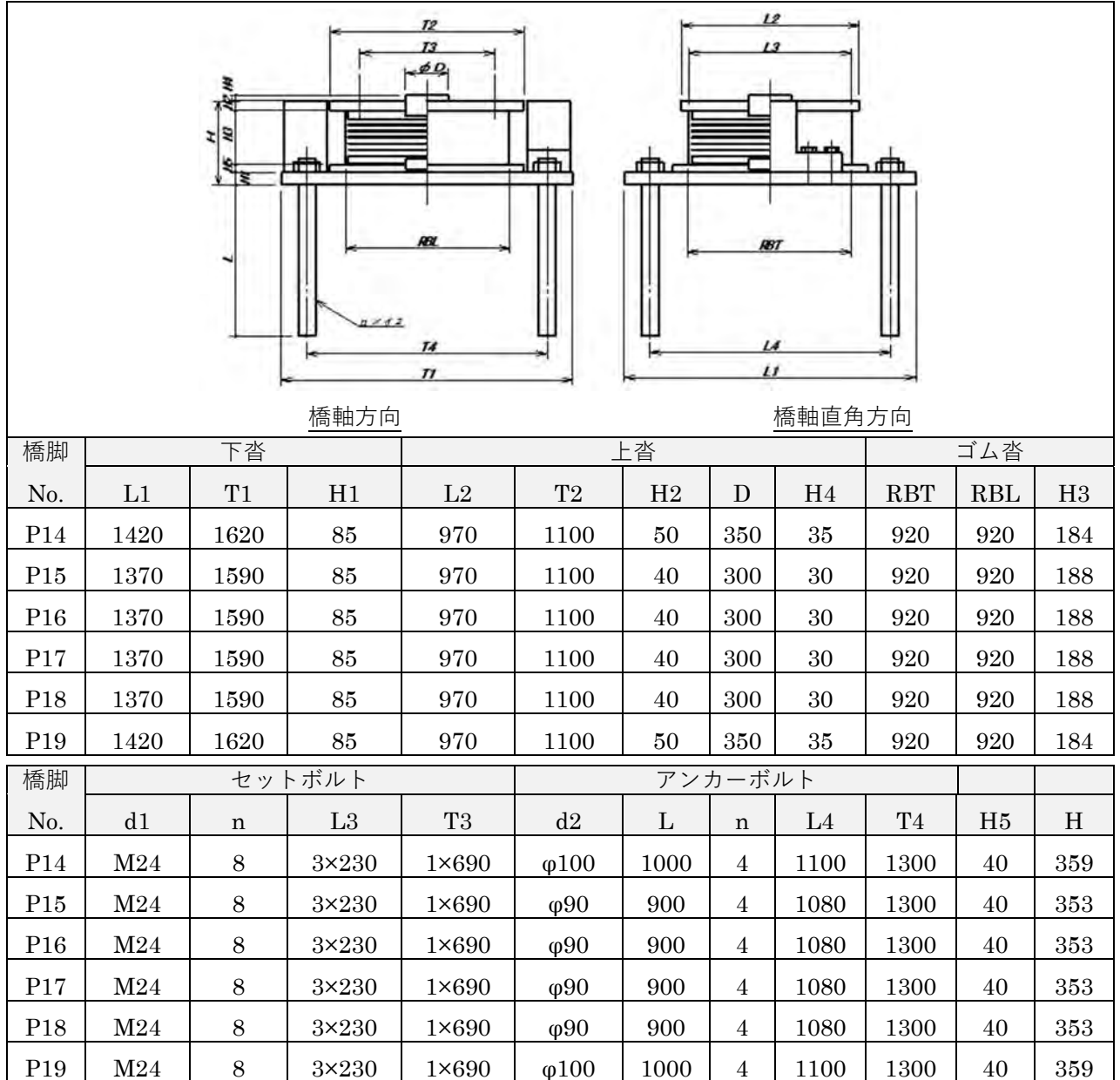
出典: JICA 調査団

図 4.3.28 下部工構造図(P7)

4.3.7 橋梁付属物

4.3.7.1 支承構造寸法 (7 径間鋼床版箱桁橋)

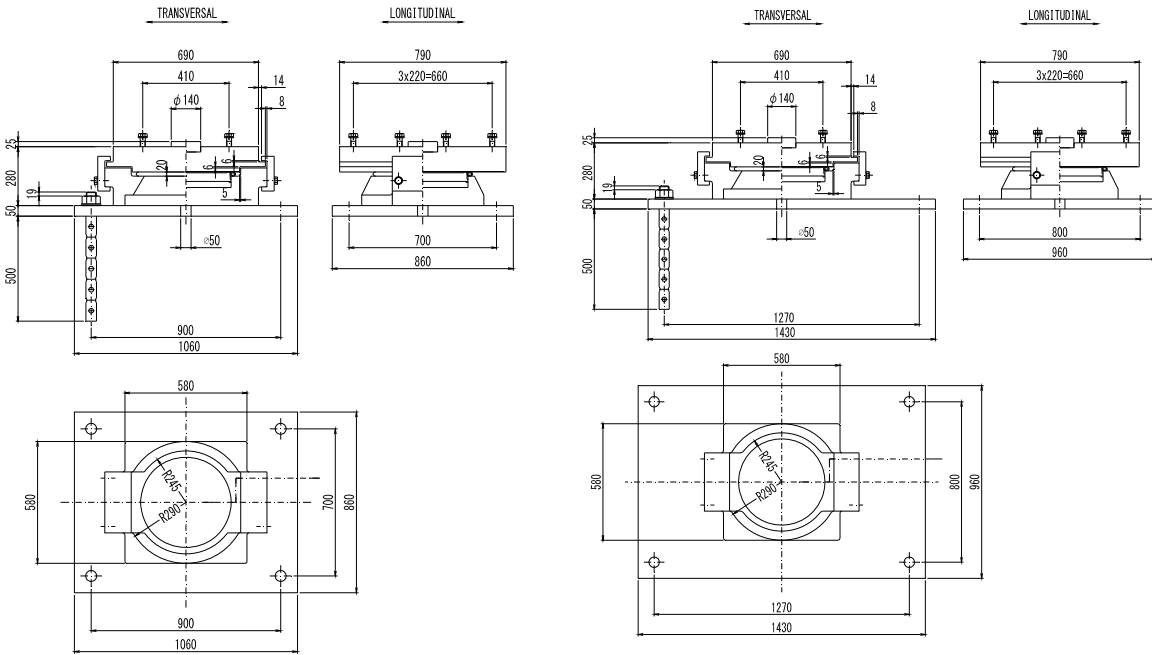
P14-P19 固定支持 (ゴム支承タイプ) :



P13 及び P20 可動支持 (支承板支承 BPB タイプ) :

P13

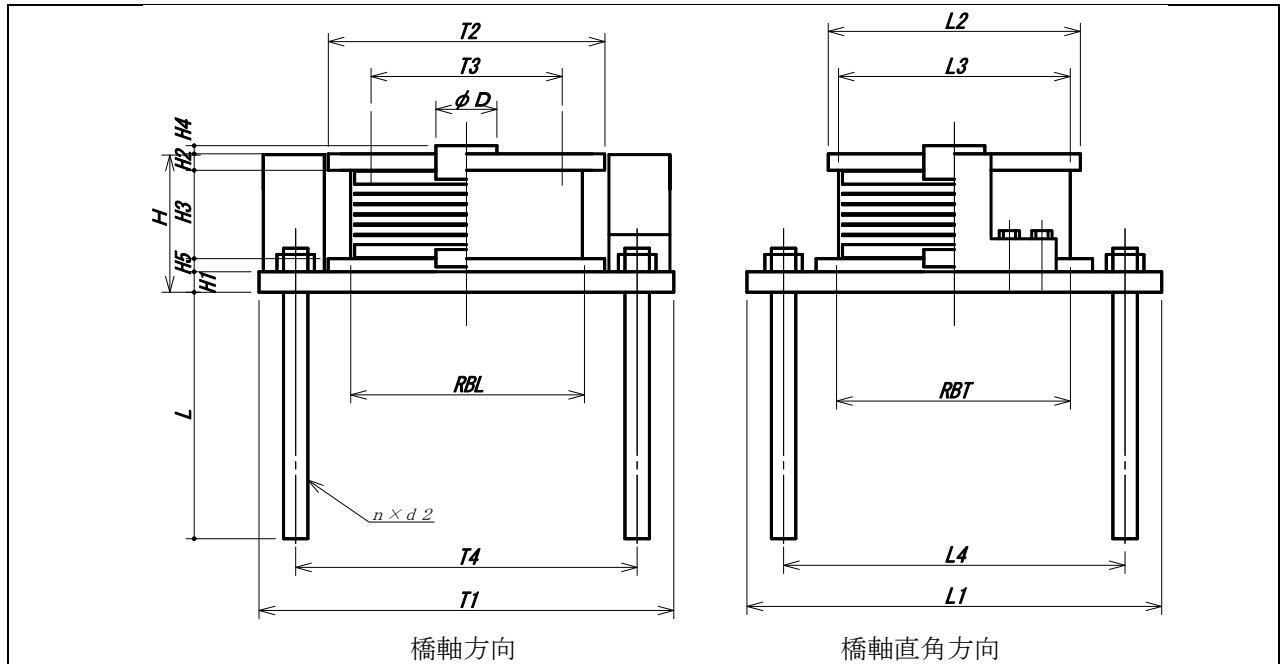
P20



出典: JICA 調査団

図 4.3.29 支承構造寸法図

4.3.7.2 支承構造寸法 (3 径間鋼床版箱桁橋)



橋脚 No.	下沓			上沓					ゴム沓		
	L1	T1	H1	L2	T2	H2	D	H4	RBT	RBL	H3
P5	1150	1600	80	1020	1130	60	250	30	970	970	354
P6	1130	1690	110	970	1100	60	250	30	920	920	274
P7	1160	1730	130	970	1100	65	250	35	920	920	274
P10	1100	1800	85	970	1130	60	250	30	920	970	342

橋脚 No.	セットボルト				アンカーボルト						
	d1	n	L3	T3	d2	L	n	L4	T4	H5	H
P5	M36	8	3×240	1×920	φ 65	650	4	940	1390	40	534
P6	M36	8	3×220	1×990	φ 65	650	4	920	1450	40	484
P7	M39	8	3×220	1×980	φ 75	750	4	920	1450	40	509
P10	M36	8	3×220	1×920	φ 65	650	4	890	1590	40	527

橋脚 No.	水平ばね剛性(N/mm)	
	1沓当	1脚当
P5	4,628	18,513
P6	6,395	25,579
P7	6,395	25,579
P10	4,622	18,486

出典: JICA 調査団

図 4.3.30 支承構造寸法図

4.3.7.3 伸縮装置 (7 径間鋼床版箱桁橋)

(1) 伸縮装置の変形機能を決定する所要伸縮量

地震時の移動量および温度差による伸縮量を下表に示す。

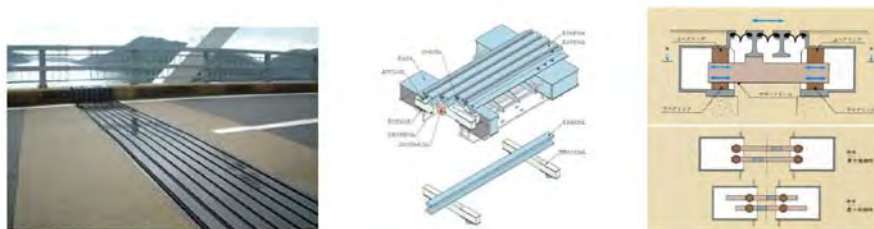
表 4.3.14 伸縮量一覧表

項目		単位	P13		P20	
			斜張橋側	鋼床版箱桁側	鋼床版箱桁側	PC 箱桁側
地震時 (レベル1)	片振り量	mm	±87	±34	±55	±212
	最大片振り量 (1)	mm	±87		±212	
	固有周期差別補正係数 (2)		√2		√2	
	余裕量 15mm (3)	mm	±15		±15	
	設計移動量 (1) x (2) + (3)	mm	±138		±315	
	<b>設計移動量 (A)</b>	<b>mm</b>	<b>±138</b>		<b>±315</b>	
常時 (25°C ± 25°C)	クリープ	mm	-	-	-	-
	乾燥収縮	mm	-	-	-	-
	温度下降時	mm	+68	+102	+112	+68
	温度上昇時	mm	-68	-102	-112	-30
	基本伸縮量 (1)	mm	136	204	224	98
	余裕量 (2) = (1) x 20%, 最小 10mm	mm	27	41	45	20
	伸縮量 (3) = (1) + (2)	mm	163	245	269	118
				(±82)	(±123)	(±135)
	<b>設計移動量 (B)</b>	<b>mm</b>	<b>±204</b>		<b>±194</b>	
<b>伸縮装置に用いる設計移動量 (A)と(B)で大きい方</b>		<b>mm</b>	<b>±204</b>		<b>±315</b>	
桁遊間量		mm	400		350	

出典: JICA 調査団

(2) 伸縮装置の形式選定

- モデュー形式の伸縮装置は 200mm を超える大きな伸縮量の場合に妥当と言われ採用されている形式である。
- 典型的なモデュー形式は以下のような機能となっている。
- ゴムシートで連結された幾つかのエッジプレートはある区間ごとに橋梁間を跨ぐビームに支持される。この支持ビームは両側のアンカーボックス内の摺動支承に上架しており、アンカーボックスの先端部に設けた余裕代範囲で伸縮が可能となっている。



出典: JICA 調査団

図 4.3.31 モデュー形式の伸縮装置例

4.3.7.4 伸縮装置 (3径間鋼床版箱桁橋)

(1) 伸縮装置の変形機能を決定する所要伸縮量

地震時の移動量および温度差による伸縮量を下表に示す。

表 4.3.15 伸縮量一覧表

項目		単位	P5 (本線)		P5 (ランプ)	
			PC 箱桁	鋼床版箱桁	PC コンポ橋	鋼床版箱桁
地震時(レベル1)	片振り量	mm	±194	±207	±17	±207
	最大片振り量 (1)	mm	±207		±207	
	固有周期差別補正係数 (2)		1.0		1.0	
	余裕量 15mm (3)	mm	±15		±15	
	設計移動量 (1)x(2)+(3)	mm	±222		±222	
	<b>設計移動量(A)</b>	<b>mm</b>	<b>±222</b>		<b>±222</b>	
常時 (25°C ± 25°C)	クリープ	mm	-	-	-	-
	乾燥収縮	mm	-	-	-	-
	温度下降時	mm	+55	+41	+33	+41
	温度上昇時	mm	-25	-41	-14	-41
	基本伸縮量 (1)	mm	80	82	47	82
	余裕量 (2)=(1) x20%, 最小 10mm	mm	16	16	10	16
	伸縮量(3)=(1)+(2)	mm	96	98	57	98
			(±48)	(±49)	(±29)	(±49)
	<b>設計移動量 (B)</b>	<b>mm</b>	<b>±97</b>		<b>±78</b>	
<b>伸縮装置に用いる設計移動量 (A)と(B)で大きい方</b>		<b>mm</b>	<b>±222</b>		<b>±222</b>	
桁遊間量		mm	350		250	

項目		単位	P10	
			鋼床版箱桁	斜張橋
地震時(レベル1)	片振り量	mm	±190	±56
	最大片振り量 (1)	mm	±190	
	固有周期差別補正係数 (2)		√2	



	余裕量 15mm (3) 設計移動量 (1)x(2)+(3)	mm mm	±15 ±284	
	<b>設計移動量(A)</b>	<b>mm</b>	<b>±284</b>	
常時 (25°C ± 25°C)	クリープ	mm	-	-
	乾燥収縮	mm	-	-
	温度下降時	mm	+44	+62
	温度上昇時	mm	-44	-62
	基本伸縮量 (1)	mm	88	124
	余裕量 (2)=(1) x20%, 最小 10mm	mm	18	25
	伸縮量(3)=(1)+(2)	mm	106 (±53)	149 (±75)
	<b>設計移動量 (B)</b>	<b>mm</b>	<b>±128</b>	
<b>伸縮装置に用いる設計移動量 (A)と(B)で大きい方</b>			<b>±284</b>	
桁遊間量			400	

出典: JICA 調査団

(2) 伸縮装置の形式選定

- モデューラ形式の伸縮装置は 200mm を超える大きな伸縮量の場合に妥当と言われ採用されている形式である。

4.4 PC 箱桁橋

4.4.1 概要

B/D における PC 箱桁橋の設計は業務指示書の記載内容に従い、F/S 段階における合意事項に留意して行った。調査団は、設計方針の検討および確認、構造形式の検討、橋長ならびに支間割の検討、その他プロジェクトに必要となる調査を実施した。調査団は F/S のレビューにより課題を抽出し、後に引き続き D/D に向けて適切な調査・検討を行った。

D/D においては B/D 時点で完了していなかった自然条件調査のほか、橋梁解析の精度を向上させる等、建設対象の施設が合理的な内容となるように配慮した。表 4.4.1 に、F/S から D/D に至る設計内容の変遷を整理する。

表 4.4.1 設計内容の変遷

項目	Feasibility Study	Basic Design	Detailed Design
橋梁幅員	22.300m	20.700m ~ 27.297m	<b>20.700m</b>
<b>A1 (ティラワ) 側</b>			
箱幅及び張出床版長	箱幅 7.400m 張出床版長 1.800m	箱幅 6.500m & 8.500m 張出床版長 1.650m ~ 3.950m	箱幅 <b>6.500m</b> 張出床版長 <b>1.650m</b>
橋長	407.0m	507.0m	<b>250.0m</b>
下部工基数	8 基	10 基	<b>6 基</b>
基礎形式	SPSP: 4 基 場所打ち杭: 4 基	SPSP: 3 基 場所打ち杭: 7 基	SPSP: <b>0 基</b> 場所打ち杭: 6 基
<b>A2 (ヤンゴン) 側</b>			
箱幅及び張出床版長	箱幅 7.400m 張出床版長 1.800m	箱幅 6.500m 張出床版長 1.650m	箱幅 6.500m 張出床版長 1.650m
橋長	300.0m	300.0m	300.0m
下部工基数	7 基	7 基	7 基
基礎形式	SPSP: 4 基 場所打ち杭: 3 基	SPSP: 3 基 場所打ち杭: 4 基	SPSP: 3 基 場所打ち杭: 4 基

出典: JICA 調査団

4.4.2 PC 箱桁橋の橋長の検討

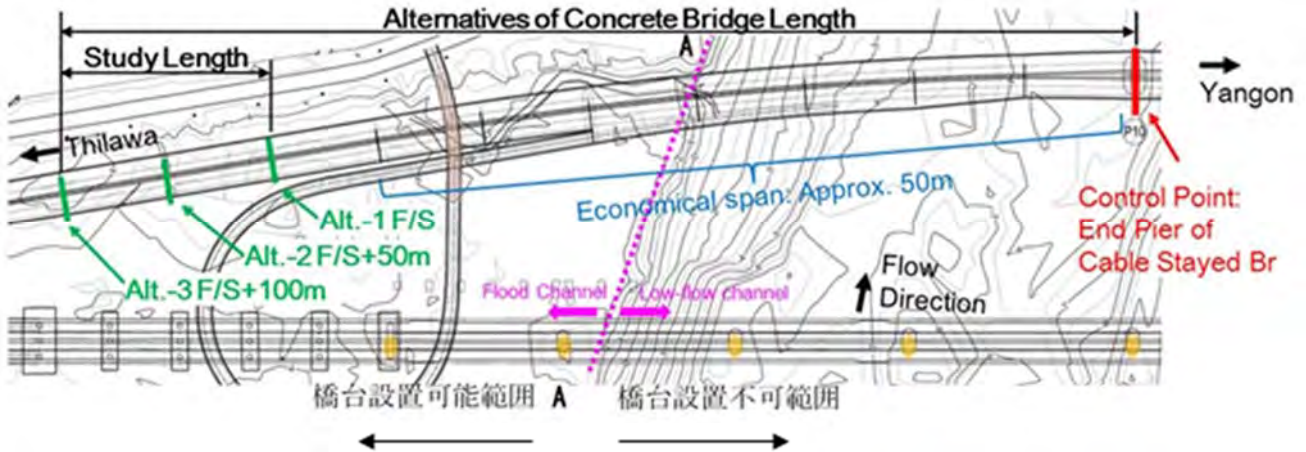
4.4.2.1 橋長検討結果

(1) A1 (ティラワ) 側

- 橋台設置可能範囲

A1 橋台位置周辺の現地盤高は下図茶色着色部に示すように概ね EL+4.0m である。また土地利

用状況については密な高水敷樹木群が周囲に広がっている。このため河川水位が上昇した場合に高水敷は浸水する可能性があるものの、水の流れは停滞し、また推定される流量は河道全体の河積に対して無視できるほど小さいものと考えられる。したがって、橋台位置の検討においては、低水路の水際付近(下図緑線 A-A)まで橋台ならびに盛土道路は設置可能であると考えられる。



出典: JICA 調査団

図 4.4.1 A1 側橋台設置可能範囲と橋長比較代替案

- 橋長比較案

橋台位置の比較は、『航路 左岸側端 (斜張橋端橋脚 STA No. 0+864)』を基点 (コントロールポイント) とし、橋梁始点側に向かって 50m (経済支間長) 間隔で橋脚および橋台を配置した複数の比較案を用いて行う。本比較では、橋梁上下部構造ならびに基礎工の工事費と盛土道路の工事費を足し合わせた総合的な経済比較を行う。比較は以下の 3 案を用いて行った。

- Option 1: A1 橋台位置 STA No. 0+457.0m, 橋長 = 407m (F/S)
- Option 2: A1 橋台位置 STA No. 0+407.0m, 橋長 = 457m (F/S+50m)
- Option 3: A1 橋台位置 STA No. 0+357.0m, 橋長 = 507m (F/S+100m)

- 橋長比較結果

比較の結果、Option 3 が経済ならびに施工性で最も優れる案となったため、これを採用案とする。なお、本案は FS の提案に対して橋長を 100m 延長する案である。

選定案 Option 3: A1 橋台位置 STA No. 0+357.0m, 橋長= 507m

表 4.4.2 A1 側橋長比較表

Alt-1	<p>F/S Alternative</p> <p>STA 0+351.20, STA 0+457.00</p> <p>Embankment Length: 12,500</p> <p>Deep Mixing Method</p> <p>Bored Pile (D=1.5m) L=55m, n=30</p>	Constructability & Quality Control	-The amount of road works including ground improvement by deep mixing method is largest.	△
		Cost Ratio	1.02	△
		Construction Period	8.7 months	△
		Environmental Aspect	-The amount of road works including ground improvement and embankment is largest.	△
		Evaluation	Less Recommended	
Alt-2	<p>Bridge Length Expanded 50m Toward Approach Side</p> <p>STA 0+351.20, STA 0+407.00, STA 0+457.00</p> <p>Embankment Length: 9,000</p> <p>Deep Mixing Method</p> <p>Bored Pile (D=1.5m) L=54.5m, n=12</p> <p>Bored Pile (D=1.5m) L=55m, n=24</p>	Constructability & Quality Control	-The amount of road works including ground improvement by deep mixing method is smaller.	○
		Cost Ratio	1.01	○
		Construction Period	7.5 months	○
		Environmental Aspect	-The amount of road works including ground improvement and embankment is smaller.	○
		Evaluation	Less Recommended	
Alt-3	<p>Bridge Length Expanded 100m Toward Approach Side</p> <p>STA 0+351.20, STA 0+357.00, STA 0+457.00</p> <p>Embankment Length: 8,800</p> <p>Deep Mixing Method</p> <p>Bored Pile (D=1.5m) L=54.5m, n=12</p> <p>Bored Pile (D=1.5m) L=55m, n=18</p> <p>Bored Pile (D=1.5m) L=54.5m, n=12</p>	Constructability & Quality Control	-The amount of road works including ground improvement by deep mixing method is smallest.	◎
		Cost Ratio	1.00	◎
		Construction Period	6.0 months	◎
		Environmental Aspect	-The amount of road works including ground improvement and embankment is smallest.	◎
		Evaluation	Most Recommended	
Legend : ◎ Very Good, ○ Good, △ Average				

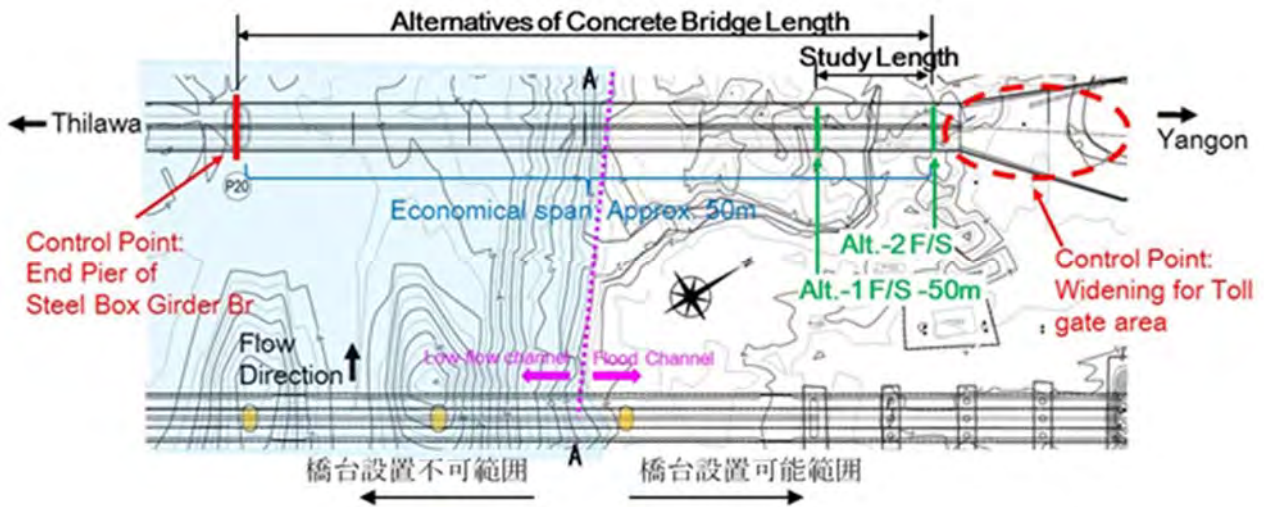
出典: JICA 調査団

凡例: ◎ 最も良い ○ 良い △ 普通

## (2) A2 (ヤンゴン) 側

### - 橋台設置可能範囲

A2 橋台位置周辺の現地盤高は下図茶色着色部に示すように概ね EL+4.0m を超えて造成されている。また土地利用状況については密な高水敷樹木群と JEF&MOC の建て屋が、それぞれ架橋位置の上下流に存在する。このため河川水位が上昇した場合に高水敷は浸水する可能性があるものの、水の流れは停滞し、また推定される流量は河道全体の河積に対して無視できるほど小さいものと考えられる。したがって橋長を最短とする橋台位置は、MSL+4.0m を通水部との境界と考えて下図の緑線 (A-A) 付近とする。



出典：JICA 調査団

図 4.4.2 A2 側橋台設置可能範囲と橋長比較代替案

- 橋長比較案

橋台位置の比較は、『航路 右岸側端（鋼箱橋端橋脚 STA No. 2+88）』を基点（コントロールポイント）とし、橋梁終点側に向かって 50m（経済支間長）間隔で橋脚および橋台を配置した複数の比較案を用いて行う。本比較では、橋梁上下部構造ならびに基礎工の工事費と盛土道路の工事費を足し合わせた総合的な経済比較を行う。比較は以下の 2 案を用いて行った。

Option 1: A2 橋台位置 STA No. 2+338.0m, 橋長= 250m (F/S-50m)

Option 2: A2 橋台位置 STA No. 2+388.0m, 橋長= 300m (F/S)

- 橋長比較結果

比較の結果、Option 2 が経済ならびに施工性で最も優れる案となったため、これを採用案とする。なお、本案では FS と同位置に橋台を設置することを提案する。

**選定案 Option 2: A2 橋台位置 STA No. 2+388.0m, 橋長= 300m**

表 4.4.3 A2 側橋長比較表

Alt-1		Constructability & Quality Control	-The amount of road works including ground improvement by deep mixing method is largest.	△
		Cost Ratio	1.02	○
		Construction Period	8.3 months	△
		Environmental Aspect	-The amount of road works including ground improvement and embankment is smallest.	△
		Evaluation	Less Recommended	
Alt-2		Constructability & Quality Control	-The amount of road works including ground improvement by deep mixing method is smallest.	◎
		Cost Ratio	1.00	◎
		Construction Period	6.8 months	◎
		Environmental Aspect	-The amount of road works including ground improvement and embankment is largest.	◎
		Evaluation	Most Recommended	

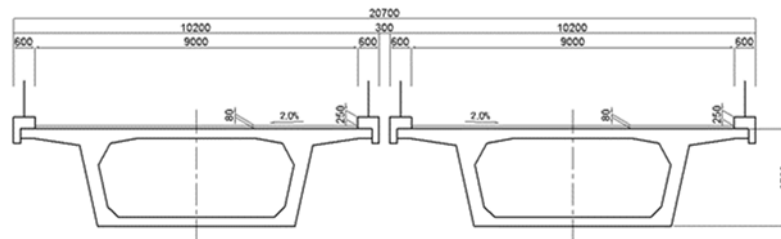
出典: JICA 調査団

凡例: ◎ 最も良い ○ 良い △ 普通

#### 4.4.3 支間長の検討

##### 4.4.3.1 検討の基本条件

本線 橋アプローチ橋は、スパンバイスパン架設による PC 箱桁橋として計画する。幅員構成および検討箱断面は図 4.4.3 のとおりである。



出典: JICA 調査団

図 4.4.3 検討断面 (標準幅員)

##### 4.4.3.2 3案比較

本アプローチ橋は、斜張橋および鋼箱桁と同様の桁高  $H=2.7\text{m}$  として計画する。対象橋梁は、拡幅の影響を受けない A2 側の PC 箱桁 (橋長 300m) とする。比較案は、2.7m の桁高で対応可能な 40~60m 支間のうち、スパンバイスパンに適した等径間で計画可能な下記 3 案とし、構造的、経済性、

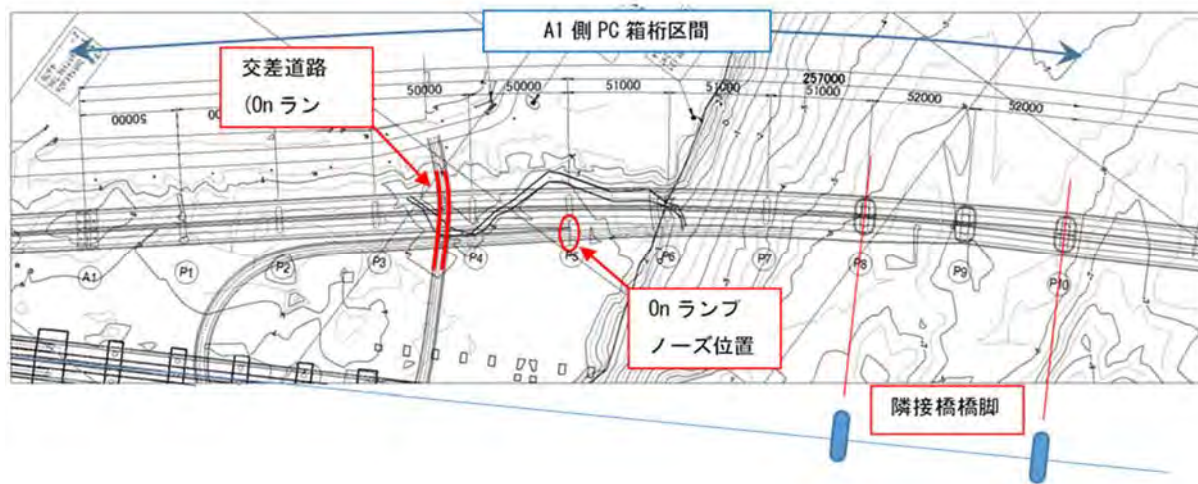
および A1 側への支間割の適用性について比較検討の上、最適支間長を決定する。なお、3 案ともスパンバイスパンによる架設実績のある支間であり、施工性に問題はない。

第 1 案：支間 60m、 第 2 案：支間 50m、 第 3 案：支間 43m

A1 側アプローチ橋は、以下の条件を考慮して橋脚位置を決定する必要がある。

- 1) 交差道路を避けた橋脚設置
- 2) オンランプ橋接続部への橋脚設置（オンランプ橋の端橋脚となる）
- 3) 隣接橋の橋脚位置に配慮した橋脚設置

よって、支間長検討においては、A1 側における支間割の適用性についても検討を行う。



出典：JICA 調査団

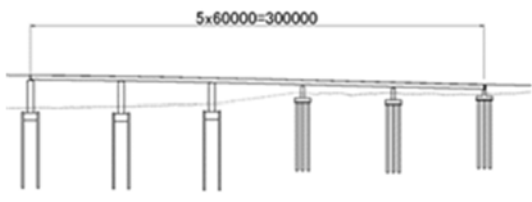
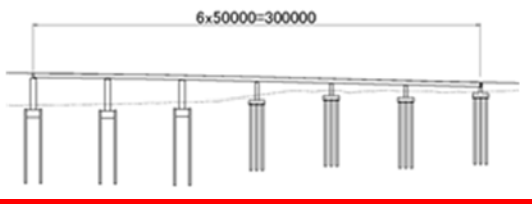
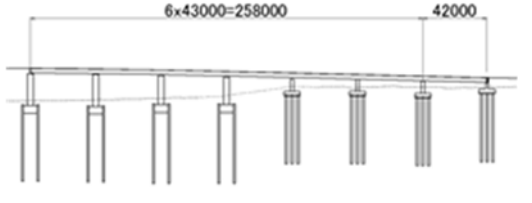
図 4.4.4 A1 側支間割におけるコントロール

#### 4.4.3.3 ヤンゴン側 (A2 側)

ヤンゴン側(A2 側)における支間長の比較検討結果を表 4.4.4 下表に示す。

支間に対する桁高が適正であり無理のない設計が可能であること、また最も経済的であることから、支間 50m 案が推奨案となる。

表 4.4.4 PC 箱桁橋 支間長の比較 (A2 側)

	Reference Drawing	コメント	評価
60m		桁高:2.7m (適正桁高:3.2m) 支間に対して桁高が小さく、多くのPC 鋼材を必要とする。 コスト: Ratio = 1.04	
50m		桁高:2.7m=適正桁高 支間に対する桁高が適正であり、無理のない設計が可能である。 コスト: Ratio = 1.00	推奨案
43m		桁高:2.7m (適正桁高:2.3m) 支間に対して桁高が大きいため、少ないPC 鋼材とできる。 コスト: Ratio = 1.08	

出典: JICA 調査団

#### 4.4.3.4 ティラワ側 (A1 側)

ティラワ側(A1 側)における支間長の比較検討結果を下表に示す。

支間 50m 案は、ヤンゴン側(A2 側)での検討における優位性に加え、

- 制約条件 (オンランプノーズ及び交差道路) を考慮しても、等径間での計画が可能である。
- 橋脚位置を隣接するタンリン橋と合わせることができる。

という長所がある。

一方、他の 2 案は、制約条件から支間割が不等径間となる、最大支間長が大きくなる(60m 案の場合、約 70m)、ティラワ橋と橋脚位置が合わない、等の短所がある。

このため、ヤンゴン側(A1 側)においても、支間 50m 案が推奨案となる。



表 4.4.5 PC 箱桁橋 支間長の比較 (A1 側)

	Reference Drawing	コメント	
60m		<ul style="list-style-type: none"> <li>・交差道路およびオンランプのノーズ位置により、不等径間となり(54~67m)、最大支間が60mを大きく超える。</li> <li>・河川内橋脚位置を隣接橋に合わせるができない。</li> </ul>	
50m		<ul style="list-style-type: none"> <li>・A1 側の支間割の適用性: 交差道路およびオンランプのノーズ位置を考慮しても、等径間で計画可能(50~52m)。</li> <li>・河川内橋脚位置を隣接橋に合わせるが可能。</li> </ul>	推奨案
43m		<ul style="list-style-type: none"> <li>・交差道路およびオンランプのノーズ位置を考慮しても、等径間で計画可能(42.5m)。</li> <li>・河川内橋脚位置を隣接橋に合わせるができない。</li> </ul>	

出典: JICA 調査団

4.4.3.5 結論

比較検討の結果、桁高 2.7m が適正であり、最も経済的であり、かつ A1 側への適用の面でも優れる支間 50m を本橋 PC 箱桁の基本の支間長として採用する。

4.4.3.6 詳細設計段階における PC 箱桁橋の橋長の変更

ディラワ側 (A1 側) については、MWIR からの MoC に対する河川内橋脚位置の制限の要請により、P5~P10 区間の支間割が変更となった。この要請の結果、P5~P10 区間の橋梁形式は鋼箱桁橋に変更となった。したがって、PC 箱桁橋の詳細設計は、ディラワ側については A1~P5 区間、ヤンゴン側については P20~A2 区間について実施した。

4.4.4 PC 箱桁橋の検討

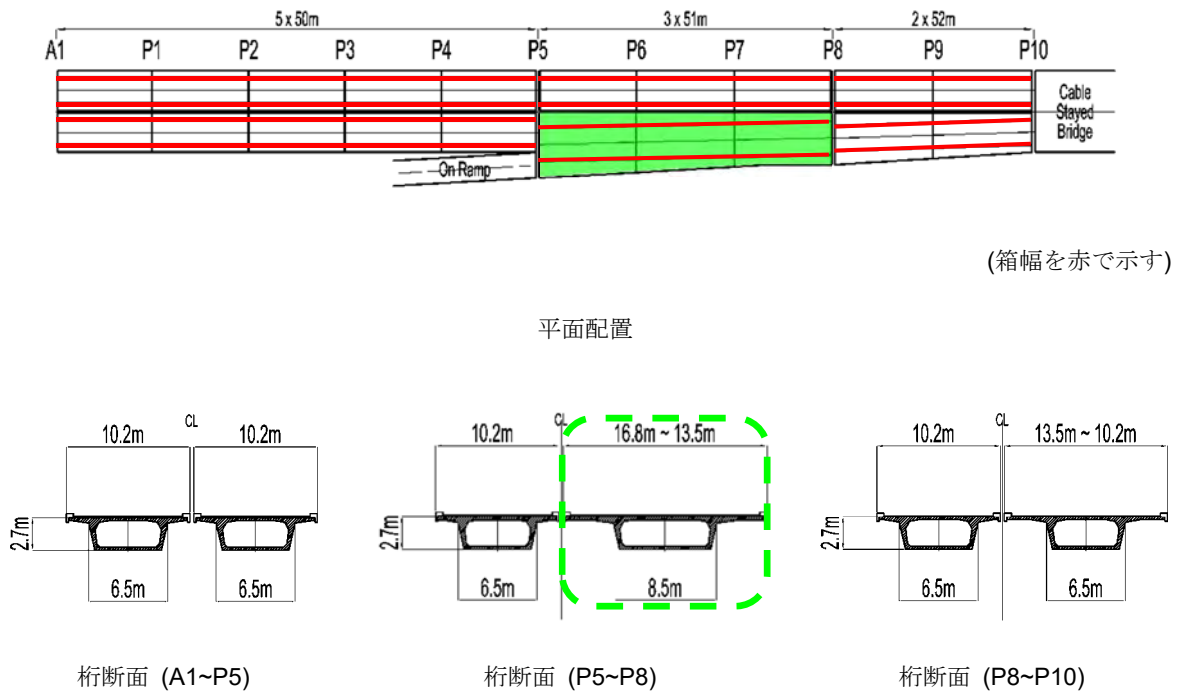
4.4.4.1 上部工の検討

(1) 橋梁の割付けと幅員変化への対応

1) A1~P10

A1~P10 間では、P5 橋脚及び P8 橋脚位置において上部工を分割し、橋梁の割付けは 5x50m + 3x51m + 2x52m とする。

箱幅については、標準を 6.5m、特に幅員の広い P5~P8 上流側拡幅部では 8.5m とする。



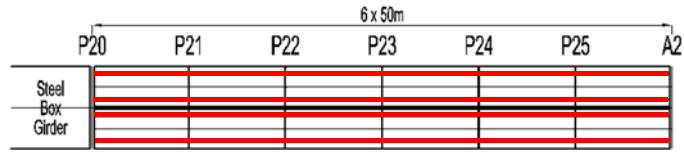
出典: JICA 調査団

図 4.4.5 橋梁の割付けと箱幅 (A1~P10)

- A1~P10 の PC 箱桁区間にはオンランプが接続するため、ノーズ付近では橋梁幅員が不連続となり、また合流区間において幅員が変化する。
- 橋梁幅員が不連続となるオンランプ合流ノーズ付近で上部工を分割する必要がある。
- プレキャストセグメントの製作性及びスパンバイスパン工法での施工性を考慮すると、箱幅を含めた箱形状はできる限り統一する必要がある。一方で、ランプ合流により上流側の橋梁幅員は 10.2m(標準部)~16.8m (P5)~10.2m (P10)と大きく変化し、この幅員変化に対しては箱幅一定のまま張出床版のみ拡幅させることでは対処できない。このため、標準の箱幅を 6.5m、特に幅員の大きい P5~P8 間については箱幅を 8.5m とし、2 種類の箱幅を採用することとした。
- 上記を考慮し、P5 橋脚と P8 橋脚位置において上部工を分割する。結果、A1~P10 の支間割は  $5 \times 50\text{m} + 3 \times 51\text{m} + 2 \times 52\text{m}$  となる。

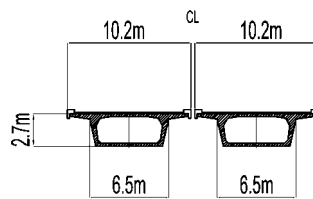
2) P20~A2

P20~A2 の支間割は  $6 \times 50\text{m}$  とする。また幅員は標準幅員 10.2m で一定であるため、箱幅は A1~P10 の標準幅員部と同様に 6.5m とする。



(Box Width is shown in Red)

平面配置



Cross Section (P20~A2)

出典: JICA 調査団

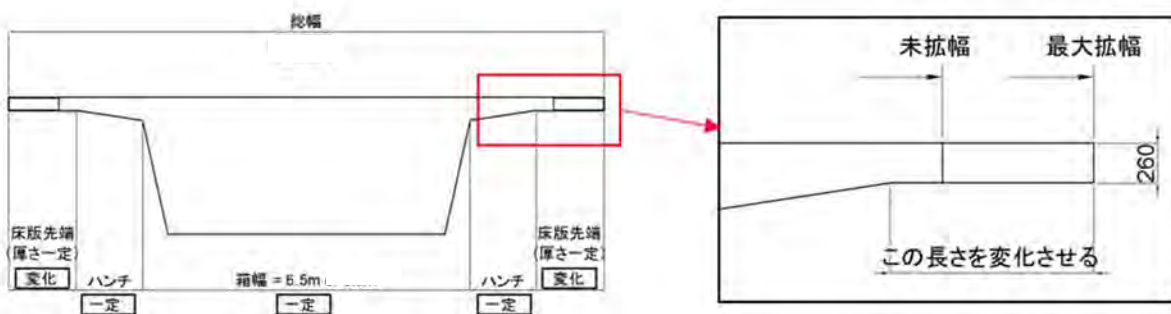
図 4.4.6 橋梁の割付けと箱幅 (P20~A2)

[詳細設計段階における PC 箱桁橋の橋長の変更]

詳細設計段階において、P5~P10 区間の橋梁形式は鋼箱桁橋に変更となった。したがって、PC 箱桁橋の詳細設計は、ティラワ側については A1~P5 区間、ヤンゴン側については P20~A2 区間について実施した。

(2) 曲線への対応

本橋は A1 側において平面的に曲線線形(R=2000m)の区間がある。その一方で、プレキャストセグメントの製作及び SBS 工法による架設の観点から、主桁の箱部分は各橋脚間で直線となるよう計画している。したがって、箱幅および床版ハンチ幅を一定とし床版先端の一定厚区間の長さを変化させることによりこれらの曲線に対応する。



出典: JICA 調査団

図 4.4.7 橋梁の曲線線形への対応

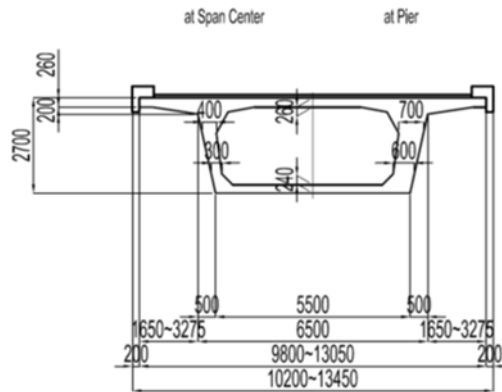
(3) 桁高

桁高は隣接する鋼斜張橋・鋼箱桁橋との統一から 2.7m とする。支間長 50m~52m の場合には桁高支間比は 1/18.5~1/19.3 であり(SBS 工法による PC 連続箱桁橋における桁高支間比の目安は 1/17~1/20 程度)、桁高は適切に設定されている。

(4) 部材厚

主桁の部材厚は、主桁および横断方向のボックスラーメンとしての構造的機能、および部材内の PC 鋼材配置等のための機能から決定される。

桁断面及び部材寸法の設定を以下に示す。



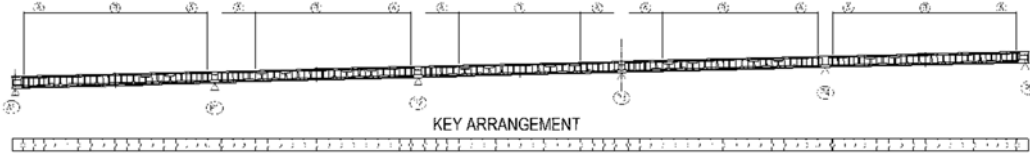
出典: JICA 調査団

図 4.4.8 桁断面 (標準部及び P8-P10 拡幅部)

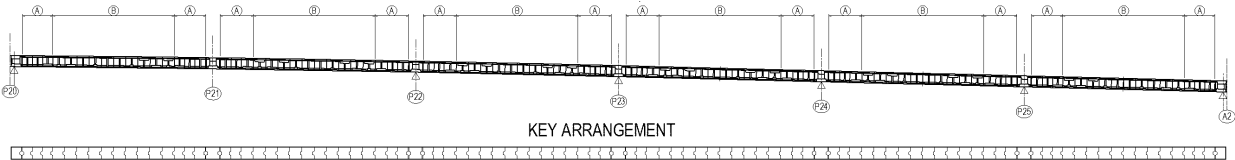
(5) せん断キーの配置

本事業の PC 箱桁橋はプレキャストセグメントを用いた SBS 工法により建設されるため、セグメント間で適切にせん断応力を伝達し、有害なずれを生じさせないように、せん断キーを配置する。本橋では、箱桁橋のせん断キーとして一般的なコンクリート製多段せん断キーを採用した。以下に、設計結果を示す。

<A1-P5>

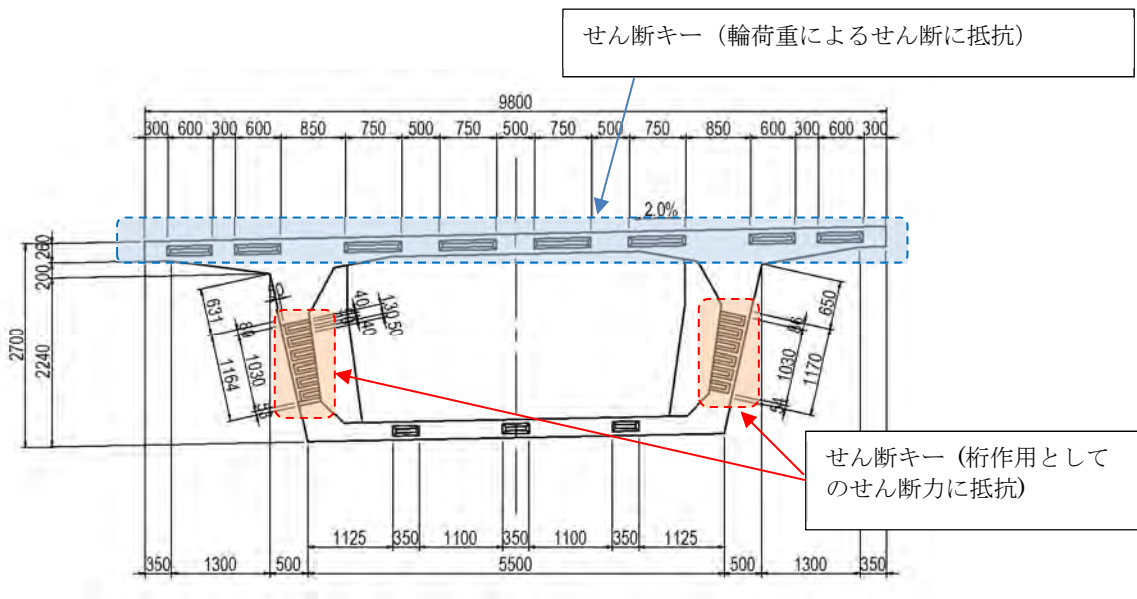


<P20-A2>



出典: JICA 調査団

図 4.4.9 せん断キーの配置 (側面)



出典: JICA 調査団

図 4.4.10 せん断キーの配置 (標準断面)

(6) PC 鋼材

1) 縦締め鋼材

PC 箱桁橋はプレキャストセグメントを用いた SBS 工法で計画されており、施工性及び耐震性から上部工は部材の軽量化を図る必要がある。その一方で、主桁の変形能(deformability)確保のためには、コンクリート断面と一体となって挙動する内ケーブルを配置するのが望ましい。したがって、本橋の縦締めでは外ケーブルと内ケーブルを併用し、内ケーブル配置による部材厚増を抑えつつ主桁の変形能を確保することとした。

a) 外ケーブル

外ケーブルには、本橋規模の支間長の箱桁橋に対して合理的で適用実績の多い 19S15.2mm を採用した。また将来的にケーブル交換が必要となった場合を考慮し、外ケーブルのタイプは ECF (内部充填型エポキシ樹脂被服 PC 鋼より線)+HDPE パイプ (グラウトしない) とし、多重防食機能を確保しつつ交換時の作業性の向上を図った。

表 4.4.6 外ケーブルタイプの比較

	裸鋼より線	ECF スtrand	セミプレファブケーブル
概要図			
防食	<ul style="list-style-type: none"> <li>グラウト + HDPE シース</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>エポキシ被覆・注入鋼より線+ HDPE シース</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>メッキ / エポキシ被覆鋼より線 (+ 充填材) + HDPE シース / 被覆</li> </ul>
施工性	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼より線は 1 本ずつシースに挿入される。張力導入後、シース全長にわたりグラウトされる。</li> <li>鋼より線は 1 本ずつ配置されるため、特に大きな機材は不要。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼より線は 1 本ずつシースに挿入される。張力導入後、定着具部分のみグラウトされる(シースはグラウトなし)。</li> <li>鋼より線は 1 本ずつ配置されるため、特に大きな機材は不要。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼より線は工場で 1 本のケーブルとして束ねられるため、設置には他案よりも大きなクレーン等が必要。</li> <li>グラウトは定着具部分のみに必要。</li> </ul>

維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>全ケーブルがグラウトされているため、交換に多少の困難あり。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ケーブルは定着具部分以外グラウトされていないため、ケーブル交換は比較的容易、かつ各より線は1本ずつ取り回し可能。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ケーブルはユニットになっており、桁内に配置されているため、取り回しに困難あり。</li> </ul>
評価	◎		

出典: JICA 調査団

b) 内ケーブル

内ケーブルには、本橋規模の支間長の箱桁橋に対して適用実績が多く、また定着突起がセグメント長の範囲で収まる 12S15.2mm を採用した。桁の変形能確保のため、内ケーブルは最小でも 2 本配置することとした。

c) 床板横締め

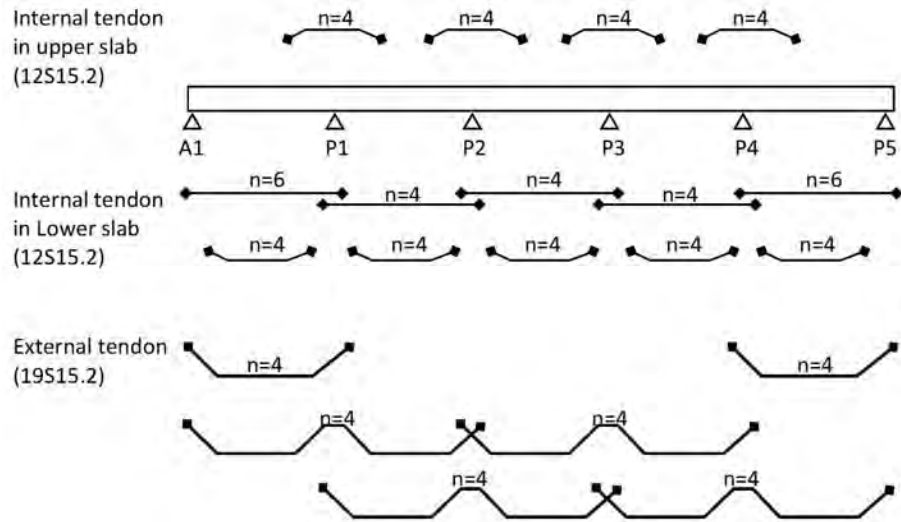
プレキャストセグメントによる箱桁では、床板横締めはプレテンションとポストテンションのいずれも適用可能である。本橋では、セグメントの出来形管理の観点からプレテンション方式よりも優れたポストテンション方式を採用した。鋼材種別は現地での調達性からマルチストランドを基本とし、3S12.7mm を採用した。

d) 横桁補強

横桁は、主桁から支承を介して下部工へ反力を伝達する部位であると同時に、本橋では外ケーブル定着による応力集中域でもあるため、プレストレスによる補強が必要である。本橋の横桁では、横方向の補強には 4S15.2mm を採用した。また、鉛直方向の補強は PC 鋼材が短く、くさび式定着工法ではセットロスによる張力損失が大きく合理的でないため、ナット式定着工法による PC 鋼棒 φ 32mm を採用した。

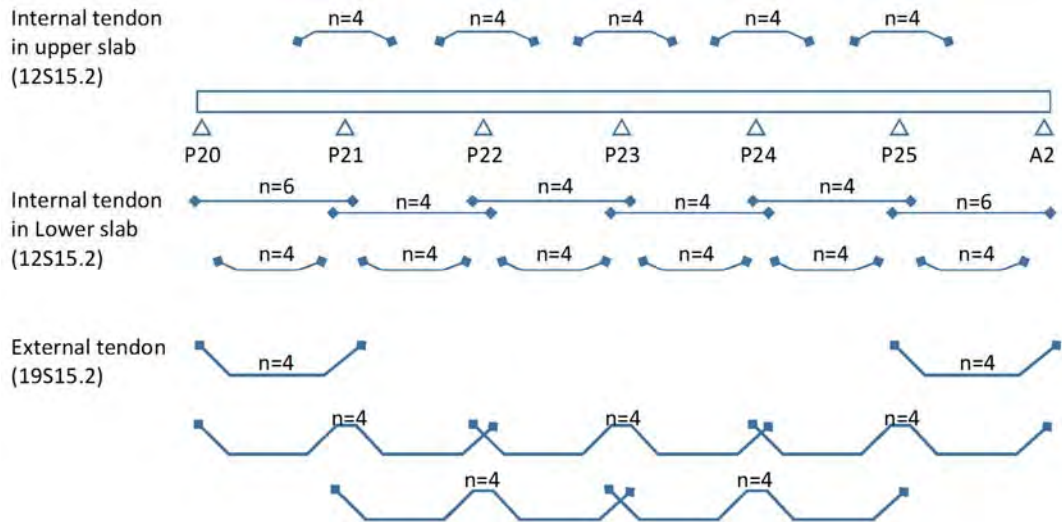
2) 橋軸方向 PC 鋼材配置 (外ケーブル及び内ケーブル)

a) A1-P5



出典: JICA 調査団

b) P20-A2

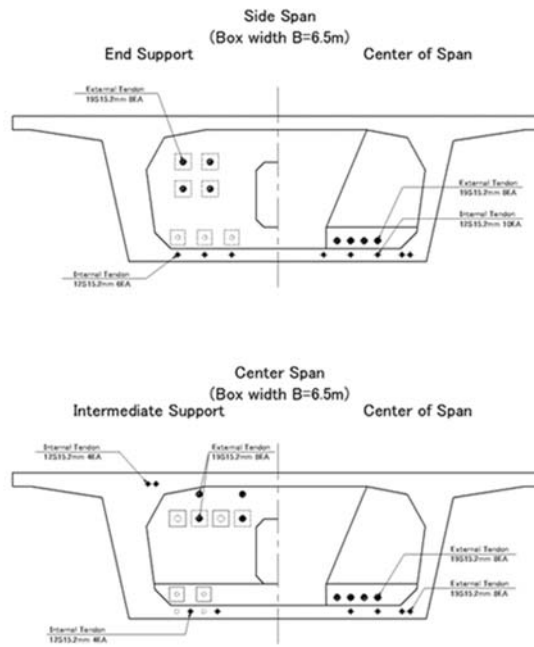


出典: JICA 調査団



3) PC 鋼材配置

a) 一般部 (箱幅 6.5m)



出典: JICA 調査団

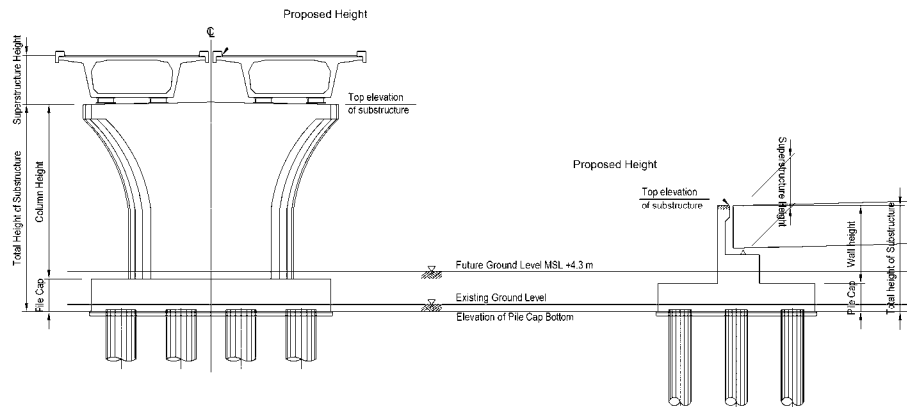
図 4.4.11 PC 鋼材配置(一般部、箱桁 6.5m)

4.4.5 PC 箱桁橋の下部工の検討

4.4.5.1 下部工構造高の設定

(1) 検討方針

下部工構造高は、最終の道路線形計画、上部工桁高と支承高さ、下部工天端の詳細計画、ならびに将来地盤高を踏まえて決定した。下部工構造高は、必要な土被りまたは河床への根入れを確保し、全高が 10cm ラウンドとなるように計画した。なお、陸上橋梁計画位置の将来地盤高は、施工時に実施する地盤造成高に一致させ MSL+4.30m とした。



出典: JICA 調査団

図 4.4.12 構造高の設定方法概念図

(2) 下部工構造高検討結果

下部工の構造高検討結果を表 4.4.7 および表 4.4.8 に整理する。

表 4.4.7 A1 (ティラワ) 側下部工構造高一覧

Item	Mark	Unit	A1	P1	P2	P3	P4	P5
Station Number	STA	m	357.00	407.00	457.00	507.00	557.00	607.00
Proposed height	PH	m	8.692	9.942	11.192	12.442	13.691	14.830
Top elevation of substructure	KCL	m	8.692	6.424	7.709	8.959	10.173	11.309
Existing Ground EL	GL1	m	3.223	3.254	3.025	3.156	3.260	3.149
Future Ground EL	GL	m	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300
Pile cap thickness	FH	m	1.900	1.900	1.900	1.900	1.900	1.900
<b>Total Substructure height</b>	<b>H</b>	<b>m</b>	<b>6.800</b>	<b>4.600</b>	<b>5.900</b>	<b>7.100</b>	<b>8.300</b>	<b>9.600</b>
EL of Pile cap bottom	FL	m	1.892	1.824	1.809	1.859	1.873	1.709
<b>Foundation Type</b>	-	-	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>

出典: JICA 調査団

表 4.4.8 A2 (ヤンゴン) 側下部工構造高一覧

Item	Mark	Unit	P20	P21	P22	P23	P24	P25	A2
Station Number	STA	m	2088.00	2138.00	2188.00	2238.00	2288.00	2338.00	2388.00
Proposed height	PH	m	15.304	14.753	13.926	12.825	11.575	10.325	9.113
Top elevation of substructure	KCL	m	11.868	11.245	10.408	9.342	8.057	6.773	9.113
Existing Ground EL	GL1	m	-6.554	-6.155	-4.610	-0.041	4.116	4.016	4.110
Future Ground EL	GL	m	-7.490	-7.490	-7.490	0.550	4.300	4.300	4.300
Pile cap thickness	FH	m	4.000	4.000	4.000	2.200	1.900	1.900	1.900
<b>Total Substructure height</b>	<b>H</b>	<b>m</b>	<b>23.400</b>	<b>22.800</b>	<b>21.900</b>	<b>14.000</b>	<b>6.200</b>	<b>4.900</b>	<b>7.300</b>
EL of Pile cap bottom	FL	m	-11.532	-11.555	-11.492	-4.658	1.857	1.873	1.813
<b>Foundation Type</b>	-	-	<b>SPSP</b>	<b>SPSP</b>	<b>SPSP</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>

出典: JICA 調査団

4.4.5.2 橋台形状の決定

(1) 橋台天端幅

橋台天端幅は、道路有効幅員が確保可能な幅とする。A1 および A2 橋台は、道路平面線形の直線区間に計画されるため、幅員構成は橋梁上部工に一致させる。

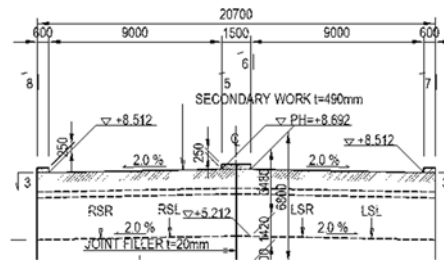


図 4.4.13 橋台天端幅

出典: JICA 調査団

(2) 橋座幅

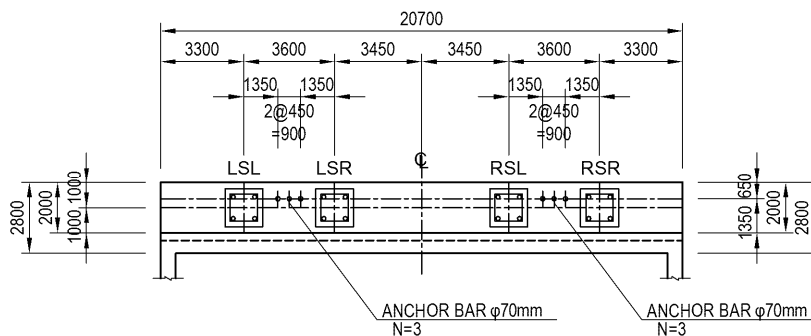


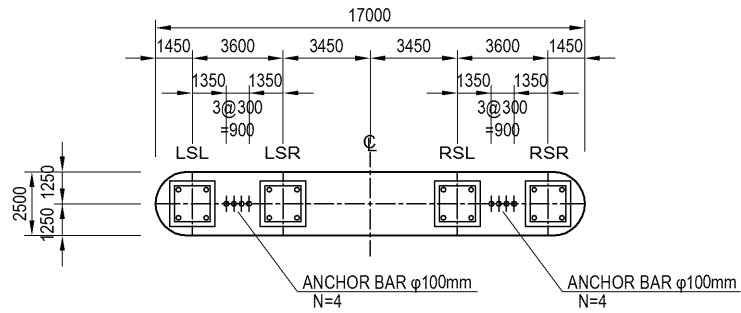
図 4.4.14 A1 および A2 橋台橋座のレイアウト

出典: JICA 調査団

4.4.5.3 橋脚形状の決定

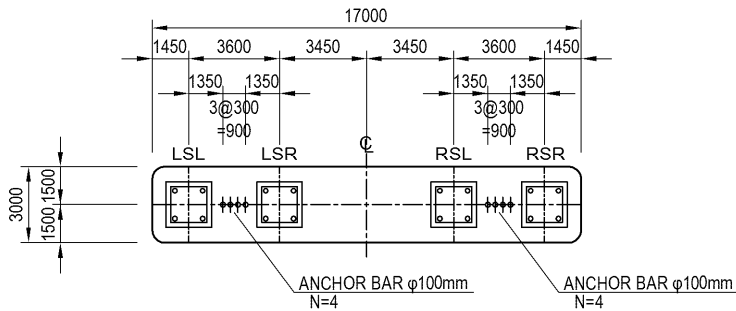
(1) 橋座幅

橋座のレイアウトを図 4.4.15 から図 4.4.18 に示す。



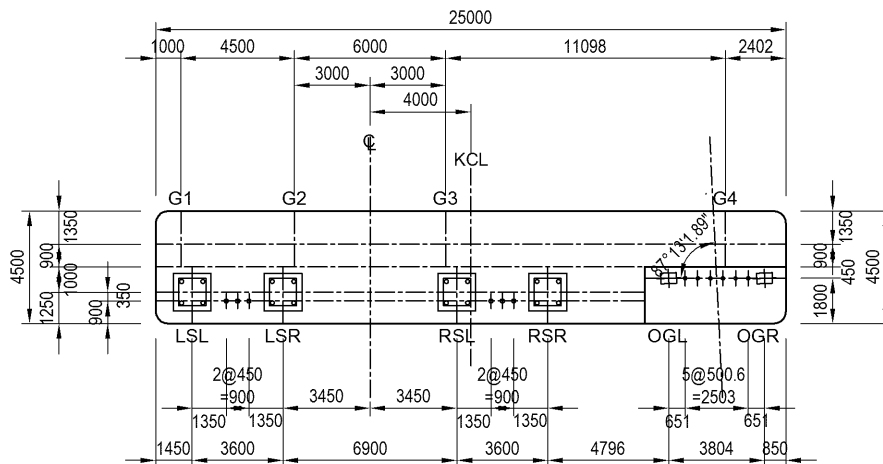
出典: JICA 調査団

図 4.4.15 P1~P3, P24, P25 橋脚の橋座レイアウト



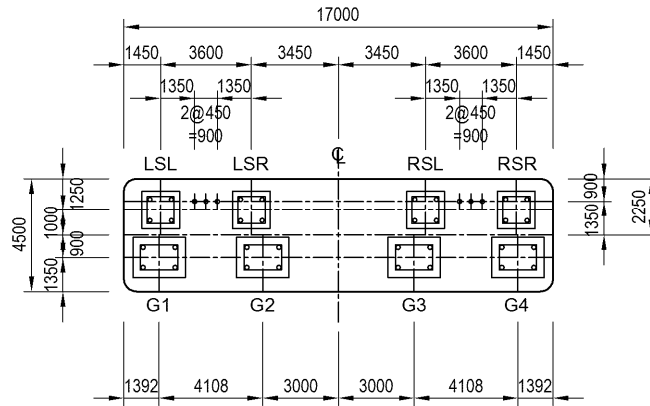
出典: JICA 調査団

図 4.4.16 P4, P21~P23 橋脚の橋座レイアウト



出典: JICA 調査団

図 4.4.17 P5 橋脚の橋座レイアウト



出典: JICA 調査団

図 4.4.18 P20 橋脚の橋座レイアウト

(2) 柱形状および寸法

P4 および P5 橋脚ならびに P20~P23 橋脚については梁を設置するための十分な柱高があるため、D/D においても F/S (ならびに B/D) で採用した銀杏型橋脚とする。

橋脚形状の比較結果を表 4.4.9 ならびに表 4.4.10 に示す。

表 4.4.9 壁式橋脚の採用(P1~P3、P24 および P25)

Evaluation Item	Basic Design	Detailed Design
Schematic View		
Updates from Basic Design	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Shortening of pier height:</b> Due to reclamation soil depth (up to MSL+4.3m) and minimization of design overburden soil depth pier heights are minimized. Piers heights are <b>shortened by 1.6m</b> in average comparing with BD.</li> <li>• <b>Deign Soil Parameter:</b> Soil parameters for a foundation design was updated. <b>DD's soil parameters is weaker</b> than BD so that a strengthening of foundation is made by means of <b>change of pile diameter from 1.5m to 2.0m</b>.</li> <li>• <b>Optimization of Pile Diameter of CIP Pile:</b> (BD: φ1.5m, 3x4=12nos, DD: φ2.0m, 3x4=12nos) Based on the updates of the pier height and the soil parameter, <b>pile diameter of 2.0m is selected.</b></li> <li>• <b>Column type:</b> (BD: T-shape column, DD: Wall type) An adoption of T-shape column is unreasonable in terms of revised column height and optimized pile arrangement, <b>a wall type column is recommended in DD.</b></li> </ul>	

出典: JICA 調査団

表 4.4.10 はり出し式橋脚の採用(P4、P5、P20~P23)

Evaluation Item	Basic Design	Detailed Design
Schematic View		
Updates from Basic Design	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Shortening of pier height:</b> Due to reclamation soil depth (up to MSL+4.3m) and minimization of design overburden soil depth pier heights are minimized. Piers heights are <b>shortened by 1.8m</b> comparing with BD.</li> <li>• <b>Design Soil Parameter:</b> Soil parameters for a foundation design was updated. <b>DD's soil parameters is weaker than BD</b> so that a strengthening of foundation is made by means of <b>change of pile diameter from 1.5m to 2.0m</b>.</li> <li>• <b>Optimization of Pile Diameter of CIP Pile:</b> (BD: φ1.5m, 5x3=15nos, DD: φ2.0m, 4x3=12nos) Based on the updates of the pier height and the soil parameter, <b>pile diameter of 2.0m is selected.</b></li> </ul>	

出典: JICA 調査団

柱の断面寸法は、橋座の必要寸法を最小幅としたうえで各種荷重状態における応力計算を行い決定した。表 4.4.11 に柱断面寸法の考え方を整理する。

表 4.4.11 柱断面寸法の考え方

Pier Number	軸方向幅	橋軸直角方向幅	はり出し長	
張り出し式橋脚	P4	3.0m	11.0m	3.0m
	P21	はりの断面計算に必要な最小幅	支承配置に必要な幅 (17.0m) から張り出し長 (3.0m x2) を控除した幅	景観に配慮しプロジェクトで統一した幅 (D32-2 段程度のとなる幅)
	P22			
P23	4.5m	25.0m	3.0m	
P5	4.5m	11.0m	3.0m	
P20	4.5m	11.0m	3.0m	

壁式橋脚	P1～P3	<b>2.5m</b>	<b>17.0m</b>	(背が低いため梁の設置は行わない)
	P24	支承配置上の必要幅	支承配置に必要な幅(17.0m)	
	P25			

出典: JICA 調査団

#### 4.4.6 PC 箱桁橋の基礎の検討

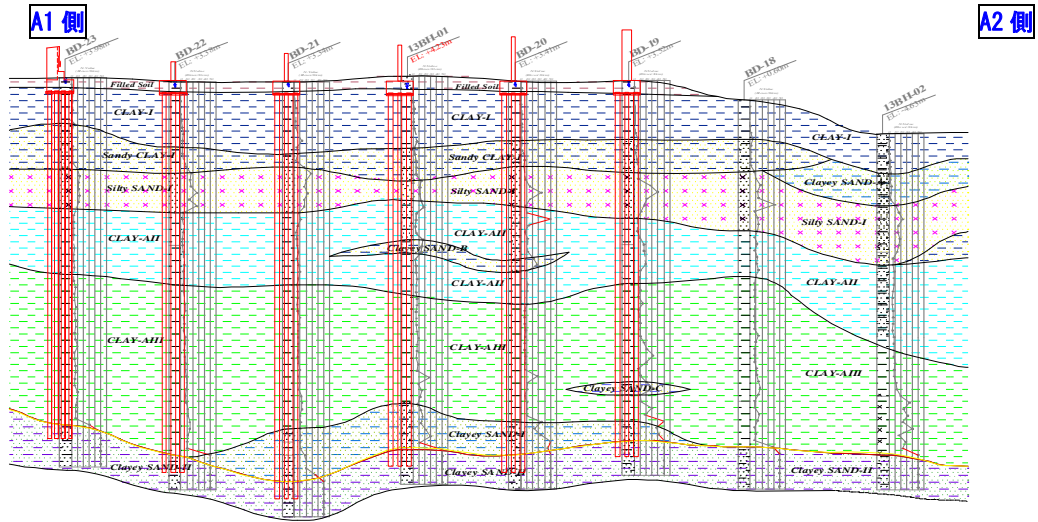
##### 4.4.6.1 支持層の選定および支持層への基礎の根入れ

###### (1) 支持層の選定

架橋位置における基盤面は MSL-40.0～55.0m 付近に一様に分布する N 値 50 程度の Clayey SAND-II である。本土層より上方の表層～中間層には橋梁を支持するのに十分な堅固かつ層厚を有する土層は存在しない。本プロジェクトでは追加地質調査を実施中のため、調査結果を踏まえて支持層の選定を再度実施するが、基本設計においては Clayey SAND-II を支持層とし計画を行った。

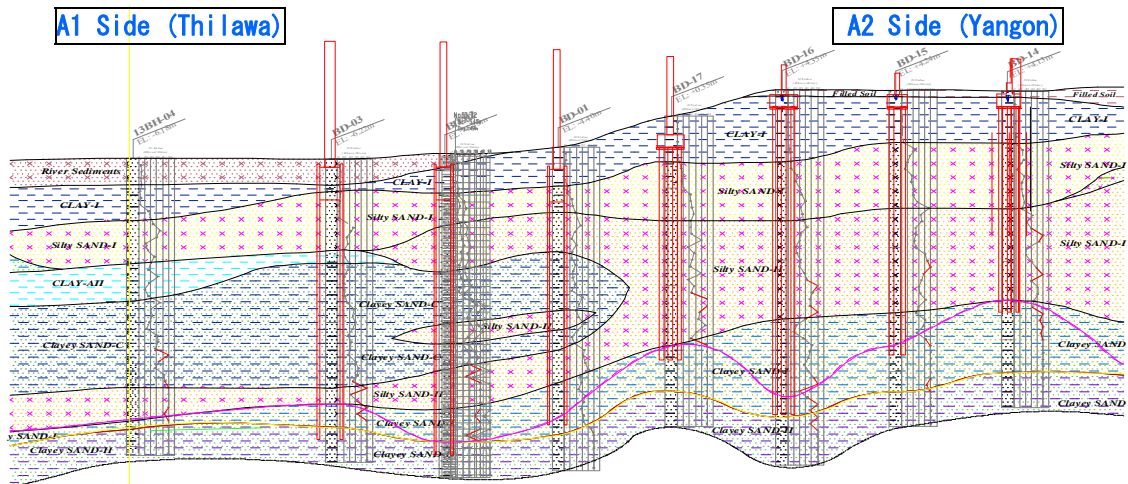
A1側: Clayey SAND-II layer, MSL-50.0 ~ -60.0m

A2側: Clayey SAND-I & II layer, MSL-30.0 ~ -50.0m



出典: JICA 調査団

図 4.4.19 想定地質縦断面図と支持層線(A1側)



出典: JICA 調査団

図 4.4.20 想定地質縦断面図と支持層線(A2側)



## (2) 支持層への基礎の根入れ長

支持層への基礎の根入れは道路橋示方書の推奨値を踏まえ、以下の通りとする。

- 場所打ち杭基礎：支持層標高の不陸を考慮し、杭径の1倍程度以上を根入れする。
- 鋼管矢板基礎：安定的な杭先端支持力を得るために、杭径の1倍程度以上を根入れする。

表 4.4.12 杭長の設定結果 A1(ティラワ)側

Item	Mark	Unit	A1	P1	P2	P3	P4	P5
Station Number	STA	m	357.00	407.00	457.00	507.00	557.00	607.00
EL of Pile cap bottom	FL	m	1.892	1.824	1.809	1.859	1.873	1.709
EL of Bearing layer	S	m	-49.020	-53.620	-57.660	-52.770	-53.590	-51.480
Pile diameter	D	m	1.500	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
Minimum socket length			1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D
Foundation Type	-	-	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile
Pile Length	L	m	53.000	58.000	62.000	57.000	58.000	55.500
Reference Boring No.	-	-	BD23	BD22	BD21	BH-01	BD20	BD19
Bearing Stratum	-	-	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II

出典：JICA 調査団

表 4.4.13 杭長の設定結果 A2(ヤンゴン)側

Item	Mark	Unit	P20	P21	P22	P23	P24	P25	A2
Station Number	STA	m	2088.00	2138.00	2188.00	2238.00	2288.00	2338.00	2388.00
EL of Pile cap bottom	FL	m	-11.532	-11.555	-11.492	-4.658	1.857	1.873	1.813
EL of Bearing layer	S	m	-47.220	-49.450	-42.400	-34.650	-42.650	-33.760	-27.870
Pile diameter	D	m	1.200	1.200	1.200	2.000	2.000	2.000	1.500
Minimum socket length			1.5D	1.5D	3.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D
Foundation Type	-	-	SPSP	SPSP	SPSP	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile
Pile Length	L	m	41.500	44.000	39.000	32.500	47.000	38.000	31.500
Reference Boring No.	-	-	BD3	BD2	BD1	BD17	BD16	BD15	BD14
Bearing Stratum	-	-	CS-II	CS-II	CS-I	CS-I	CS-I	CS-I	CS-I

出典：JICA 調査団

## 4.4.6.2 基礎形式結果

## 1) 陸上部の基礎形式の選定（A1～P5、P24～A2）

橋脚の基礎については杭径をφ2.0mとしたケースが経済性で優れることを確認した。橋台の基礎については、BDと同様に、場所打ち杭（リバーサーキュレーション工法）φ1.5mが妥当であることを確認した。検討結果をおよび表4.4.15に示す。

**橋脚基礎形式：** 場所打ち杭（リバーサーキュレーション工法）φ2.0m

**橋台基礎形式：** 場所打ち杭（リバーサーキュレーション工法）φ1.5m

## 2) 河川部（低水路）の基礎形式の選定（P20～P22）

SPSPの平面形状は橋脚注の断面寸法ならびに基礎の安定上必要な寸法により決定される。BD段階の概略設計反力に基づく検討では、柱の橋軸方向幅は3.5m必要であった。DDにおいて下部工の設計に用いる上部工反力の精度を向上させたところ、P21およびP22橋脚の柱の橋軸方向幅は3.0mとすることが可能であることを確認した。これに伴いSPSPの平面形状を一回り小型にすることが可能となった。なお、掛違い橋脚であるP20橋脚の柱断面寸法については橋座の必要寸法で橋軸方向幅を決定しており、B/Dから縮小することはできず、SPSP基礎の寸法についてもBDからDDにかけての変更はない。検討結果を表4.4.16に整理する。

**P20 橋脚：** SPSP 基礎 11.373m x 17.164m (使用鋼管径 1.2m)

**P21&22 橋脚：** SPSP 基礎 8.535m x 17.222m (使用鋼管径 1.2m)

## 3) 河川部（川岸）の基礎形式の選定（P23）

BDからDDにかけての施工条件の変更はないため、鋼矢板による仮締め切りと場所打ち杭の組み合わせを採用する方針に変更はない。場所打ち杭の杭径については、陸上橋脚と同様に杭径2.0mに変更する。

**P23 橋脚：** 場所打ち杭（リバーサーキュレーション工法）φ2.0m（鋼矢板による締め切り）

表 4.4.14 陸上橋脚の基礎形式レビュー結果(D/D)

Pile Diameter	Cast in Place RC Piles φ1.5m		Cast in Place RC Piles φ1.2m		Cast in Place RC Piles φ1.0m					
	Outline Drawing		Outline Drawing		Outline Drawing					
Item	Unit	Longitudinal Direction		Transverse Direction		Longitudinal Direction		Transverse Direction		
Maximum Pile Reaction	kN	1,608.0	3,089.1	1,608.0	2,978.8	2,003.8	3,540.6	3,895.5	6,853.1	
Reactions of Displacement	mm	0.46	0.56	0.46	0.54	0.43	0.49	0.50	0.66	
Stress of a Pile	N/mm <sup>2</sup>	15.0	14.4	15.0	14.8	15.0	15.0	17.3	17.9	
Maximum Stress of a Pile	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.96	0.00	0.98	0.00	0.85	0.00	0.86	
Maximum Stress of a Pile	N/mm <sup>2</sup>	-200.0	300.0	-17.0	267.6	-14.0	184.5	-15.5	180.5	
Maximum Stress of a Pile	N/mm <sup>2</sup>	0.09	0.71	0.09	0.89	0.07	0.61	0.98	0.60	
Constructibility	The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructibility.		The amount of number of pile is smallest amount of pile works.		This alternative entails the smallest amount of pile works.		This alternative entails smaller amount of pile works.		This alternative entails smaller amount of pile works.	
Construction Period	The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.		The amount of pile works including ground excavation is considerably large.		The amount of pile works including ground excavation is considerably large.	
Environmental Aspect	This alternative entails the smallest amount of excavation works.		This alternative entails the smallest amount of excavation works.		This alternative entails small amount of excavation works.		This alternative entails small amount of excavation works.		This alternative entails the largest amount of excavation works.	
Cost Ratio	1.237		1.235		1.235		1.000		1.000	
Judge	◎		◎		◎		◎		◎	

Note ◎: Good, ○: Fair, △: Not Recommended

出典: JICA 調査団

表 4.4.15 橋台の基礎形式レビュー結果(D/D)

Item	Unit	Cast in Place RC Piles φ1.2m		Cast in Place RC Piles φ1.5m		Cast in Place RC Piles φ2.0m	
		Bridge's Longitudinal Direction	Seismic Situation	Bridge's Longitudinal Direction	Seismic Situation	Bridge's Longitudinal Direction	Seismic Situation
Design Results	Maximum Pile Reactions	Pmax	1,208.0	1,605.1	2,400.7	2,404.1	3,761.0
	Amount of Displacement	Ra	2,797.0	3,730.0	5,916.0	5,353.0	8,603.0
		σ/σa	0.43	0.43	0.41	0.45	0.44
	Stress of a Pile	σx	5.3	4.5	13.6	4.3	14.0
		σxa	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
Maximum Stress of a Pile	R	0.35	0.30	0.91	0.29	0.94	
	σs	38.6	29.6	262.6	22.1	255.2	
Constructability	σsa	160.0	160.0	300.0	160.0	300.0	
	σ/σa	0.24	0.18	0.88	0.14	0.85	
Construction Period	σs	273 kN/m <sup>2</sup> <σsa = 300 kN/m <sup>2</sup> (OK)	σs	263 kN/m <sup>2</sup> <σsa = 300 kN/m <sup>2</sup> (OK)	σs	255 kN/m <sup>2</sup> <σsa = 300 kN/m <sup>2</sup> (OK)	
	Environmental Aspect	The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructability.	This alternative entails the smaller amount of pile works.	This alternative entails the smaller amount of pile works.	This alternative entails the smallest amount of pile works.	This alternative entails the smallest amount of pile works.	
Cost Ratio	Construction Period	The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.	The amount of pile works including ground excavation is considerably the smallest.	The amount of pile works including ground excavation is considerably large.	The amount of pile works including ground excavation is considerably large.	The amount of pile works including ground excavation is considerably large.	
	Environmental Aspect	This alternative entails the smallest amount of excavation works.	This alternative entails small amount of excavation works.	This alternative entails the largest amount of excavation works.	This alternative entails the largest amount of excavation works.	This alternative entails the largest amount of excavation works.	
Overall Evaluation	Cost Ratio	1.095	1.000	1.171	1.171	1.171	
	Overall Evaluation	○	◎	◎	◎	△	

Note ◎: Good, ○: Fair, △: Not Recommended

出典: JICA 調査団

表 4.4.16 SPSP 基礎の外径の検討(D/D)

Evaluation Item	Basic Design	Detailed Design
Schematic View	<p>Column thickness: t=3.5m SPSP diameter: D=11.3m</p>	<p>Column thickness: t=3.0m SPSP diameter: D=8.6m</p>
Updates from Basic Design	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Optimization of column thickness in a longitudinal direction: (BD: 3.5m, DD: 3.0m)</b> Through the update of comprehensive bridge analysis, a horizontal force transmitted from superstructure is revised. Then it had applied to the structural design of columns and confirmed that <b>3.0m in thickness</b> is feasible..</li> <li>• <b>SPSP Diameter: (BD: 11.3m DD: 8.6m)</b> Control point of SPSP diameter is a pier column thickness in our case. In case of a column thickness 3.0m, minimization of SPSP diameter is accomplished. <b>DD's soil parameters is weaker</b> in general though, thanks to a higher rigidity of SPSP its <b>outer diameters can be minimized from 11.3m to 8.6m.</b></li> <li>• <b>Benefits of smaller diameter of SPSP:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Reduction in construction quantities of <b>Steel pipe piles (36⇒32nos),</b></li> <li>- Reduction in construction quantities of <b>a soil excavation</b> inside the SPSP well (<b>reduction by 20%</b>)</li> <li>- Minimization in quantities of <b>timbering supports</b> within SPSP. (<b>reduction by 25%</b>)</li> </ul> </li> </ul>	

出典: JICA 調査団

#### 4.4.7 下部工詳細設計結果

##### 4.4.7.1 T形橋脚の設計

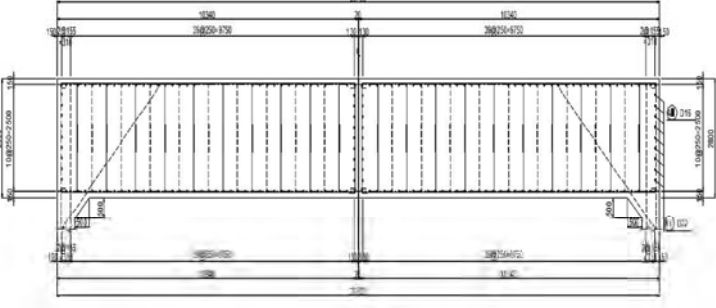
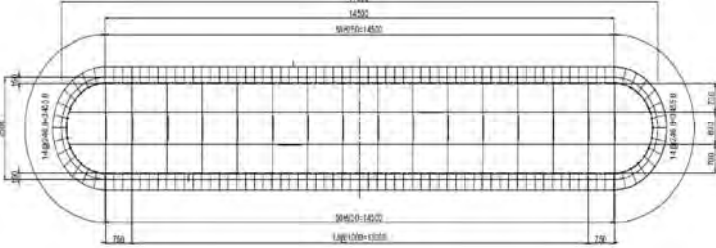
T形橋脚の柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。このとき、もっとも不利となる軸力および曲げモーメントの組み合わせを用いるものとする。

T形橋脚の張出しばりは、次のとおり設計する。

- 張出しばりは、片持ちばりとして設計する。ただしはり高と載荷点までの距離の関係がコーベルの条件を満たす場合、コーベルとしての検討も行い、はり側面に所要の補強鉄筋を配置する。
- 片持ちばりの張出し長は、柱断面が小判型の場合は、柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置からはりの先端までの長さとする。

計算結果を表 4.4.17 から表 4.4.22 に示す。

表 4.4.17 橋脚の柱の計算結果(A1,P1~P3)

Cross Section of Column			A1							
			 <p>D32@250</p>							
			P1~P3							
			 <p>D19@250 (P1,P2) D22@250 (P3)</p>							
			A1		P1		P2		P3	
			LL	TT	LL	TT	LL	TT	LL	TT
Material			concrete reinforcement		24N/mm2 SD345		24N/mm2 SD345		24N/mm2 SD345	
Check for Bending Moment	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	-2.25	-	-9.04	-	-10.32	-	-10.46	-
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	-200.00	-	-200.00	-	-200.00	-	-200.00	-
		R-ratio	0.01	-	0.05	-	0.05	-	0.05	-
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.11	-	23.20	-3.94	174.33	-3.57	278.19	-2.86
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	-	300.00	-300.00	300.00	-300.00	300.00	-300.00
		R-ratio	0.01	-	0.08	0.01	0.58	0.01	0.93	0.01
Check for Shear	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.059	-	0.046	-	0.020	-	0.020	-
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.145	-	0.129	-	0.129	-	0.137	-
		R-ratio	0.41	-	0.36	-	0.16	-	0.15	-
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.131	-	0.209	0.201	0.236	0.194	0.244	0.202
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.195	-	0.170 (2.550)	0.105 (2.550)	0.170 (2.550)	0.105 (2.550)	0.181 (2.550)	0.111 (2.550)
		R-ratio	0.67	-	1.23 (0.08)	1.91 (0.08)	1.39 (0.09)	1.85 (0.08)	1.35 (0.10)	1.82 (0.08)

Note :  
 $\sigma_s$  : Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  : Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  : Unit Share Force  
 $\tau_a$  : Allowable Unit Share Force  
 R-ratio : Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

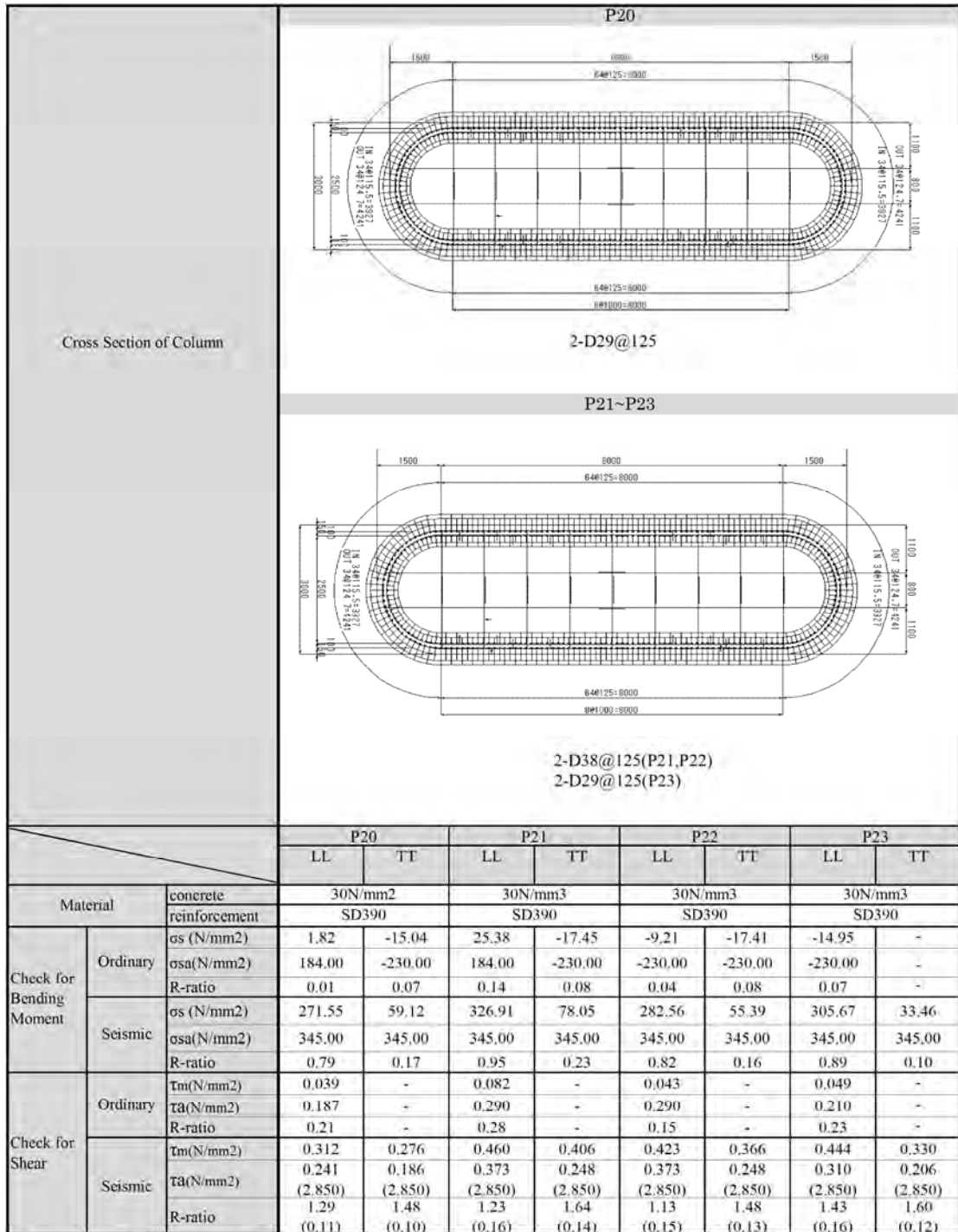
表 4.4.18 橋脚の柱の計算結果(P4~P5)

Cross Section of Column		P4					
		D25@250					
		P5					
		P4		P5			
		LL	TT	LL	TT		
Material		concrete 30N/mm2		30N/mm3			
		reinforcement SD390		SD390			
Check for Bending Moment	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	-10.61	-	-4.63	-5.75	
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	-230.00	-	-230.00	-230.00	
		R-ratio	0.05	-	0.02	0.03	
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	313.80	10.98	166.92	0.03	
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345.00	345.00	345.00	345.00	
		R-ratio	0.91	0.03	0.48	0.00	
Check for Shear	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.061	-	0.014	0.000	
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.140	-	0.097	0.076	
		R-ratio	0.44	-	0.14	0.00	
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.308	0.309	0.182	0.132	
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.180	0.122	0.144	0.112	
		R-ratio	1.71 (0.11)	2.53 (0.11)	1.26 (0.06)	1.18 (0.05)	

Note :  $\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force  
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

表 4.4.19 橋脚の柱の計算結果(P20~P23)

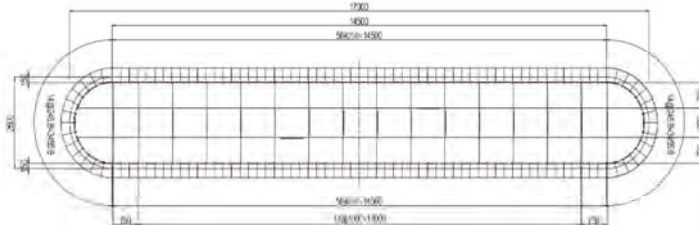
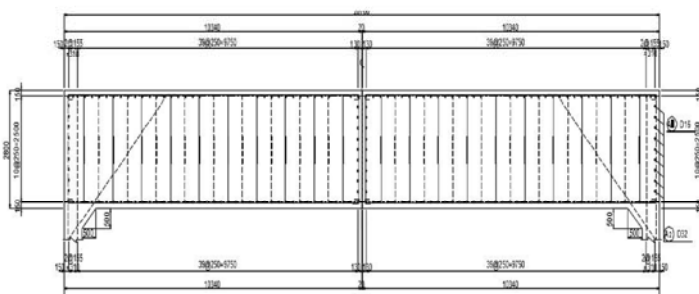


Note :  $\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force  
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団



表 4.4.20 橋脚の柱ならびに橋台たて壁の計算結果(P24、P25、A2)

Cross Section of Column (Longitudinal Direction)		P24,P25							
		 <p>D19@250</p>							
		A2							
		 <p>D32@250</p>							
		P24		P25		A2			
		LL	TT	LL	TT	LL	TT		
Material	concrete	24N/mm2		24N/mm2		24N/mm2			
	reinforcement	SD345		SD345		SD345			
Check for Bending Moment	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm2)	-9.48	-	-8.59	-	-1.69	-	
		$\sigma_{sa}$ (N/mm2)	-200.00	-	-200.00	-	-200.00	-	
		R-ratio	0.05	-	0.04	-	0.01	-	
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm2)	210.82	-3.48	38.86	-3.58	11.14	-	
		$\sigma_{sa}$ (N/mm2)	300.00	-300.00	300.00	-300.00	300.00	-	
		R-ratio	0.70	0.01	0.13	0.01	0.04	-	
Check for Shear	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm2)	0.032	-	0.053	-	0.068	-	
		$\tau_a$ (N/mm2)	0.129	-	0.129	-	0.145	-	
		R-ratio	0.25	-	0.41	-	0.47	-	
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm2)	0.236	0.195	0.212	0.208	0.150	-	
		$\tau_a$ (N/mm2)	0.170	0.105	0.170	0.105	0.195	-	
		R-ratio	1.39 (0.09)	1.86 (0.08)	1.25 (0.08)	1.98 (0.08)	0.77	-	

Note :  $\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force  
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

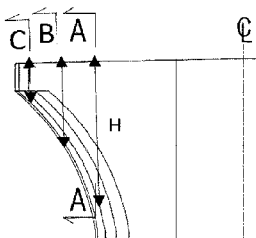
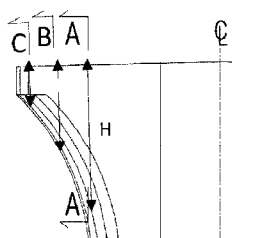
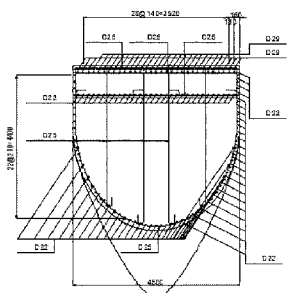
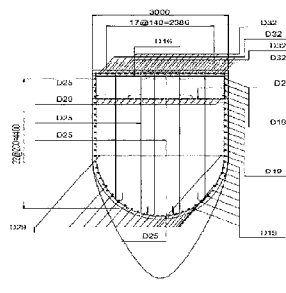
表 4.4.21 はりの計算結果(P4~P5)

		P4 LEFT&RIGHT			P5 LEFT			P5 RIGHT		
Side View of Beam & Cross Section of Beam										
		Cross Section of Beam			Cross Section of Beam			Cross Section of Beam		
		2-D32@140			2-D29@140			2-D29@140		
		P4 LEFT&RIGHT			P5 LEFT			P5 RIGHT		
		Section	Section	Section	Section	Section	Section	Section	Section	Section
Material	concrete	30N/mm2			30N/mm2			30N/mm2		
	reinforcement	SD345			SD345			SD345		
section position	B	3.000	3.000	3.000	4.500	4.500	4.500	4.500	4.500	4.500
	H	5.000	1.818	2.444	5.000	2.267	2.933	5.000	2.018	4.000
Check for Bending Moment	$\sigma_s$ (N/mm2)	79.360	-	-	72.940	-	-	51.110	-	-
	$\sigma_{sa}$ (N/mm2)	100.000	-	-	100.000	-	-	100.000	-	-
	R-ratio	0.794	-	-	0.729	-	-	0.511	-	-
Check for Shear	$\tau_m$ (N/mm2)	-	0.020	1.250	-	0.020	0.620	-	0.210	0.470
	$\tau_a$ (N/mm2)	-	0.288	1.900	-	0.224	1.900	-	0.245	1.900
	R-ratio	-	0.069	0.658	-	0.089	0.326	-	0.857	0.247
Judgement		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Note :  $\sigma_s$  : Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  : Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  : Unit Share Force  
 $\tau_a$  : Allowable Unit Share Force  
 R-ratio : Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

表 4.4.22 はりの計算結果(P20~P23)

Side View of Beam & Cross Section of Beam	P20 LEFT&RIGHT			P21 ~P23LEFT&RIGHT			
							
	Cross Section of Beam			Cross Section of Beam			
	 2-D29@140			 2-D32@140			
		P20 LEFT&RIGHT			P21 ~P23LEFT&RIGHT		
		Section A	Section B	Section C	Section A	Section B	Section C
Material	concrete	24N/mm2			24N/mm2		
	reinforcement	SD345			SD345		
section position	B	4.500	4.500	4.500	3.000	3.000	3.000
	H	5.000	2.016	2.744	5.000	1.800	2.750
Check for Bending Moment	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	68.110	-	-	80.660	-	-
	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	100.000	-	-	100.000	-	-
	R-ratio	0.681	-	-	0.807	-	-
Check for Shear	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	-	0.020	0.680	-	0.020	1.110
	$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	-	0.249	1.900	-	0.290	1.900
	R-ratio	-	0.080	0.358	-	0.069	0.584
Judgement		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Note :  
 $\sigma_s$  : Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  : Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  : Unit Share Force  
 $\tau_a$  : Allowable Unit Share Force  
 R-ratio : Design result / Capacity

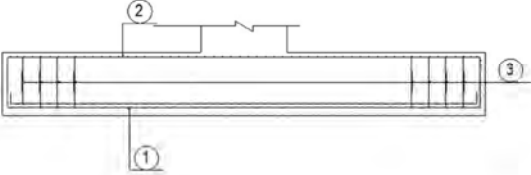
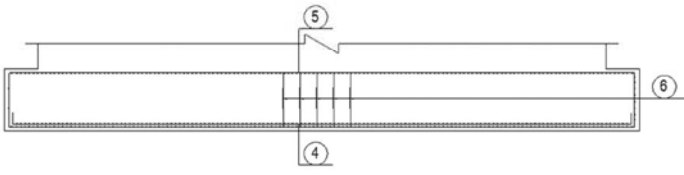
出典 : JICA 調査団

#### 4.4.7.2 フーチングの設計

フーチングは、フーチングの自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、基礎からの反力等により、設計上もっとも不利となる荷重状態を考慮して設計する。フーチングは片持ちばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計する。

フーチングは、部材として必要な厚さを確保するほか、安定計算の前提である剛体としての必要厚さを確保していることを照査する。計算結果を表 4.4.23 から表 4.4.25 に示す。

表 4.4.23 フーチングの計算結果 (P1~P3)

			PIER					
Cross Section of Pile Cap (Longitudinal & Transversal Direction) SD345			Longitudinal					
								
								
			P1		P2		P3	
			LL	TT	LL	TT	LL	TT
Arrangement of reinforcement	①	④	2-D29@125	2-D25@250	2-D29@125	2-D25@250	2-D32@125	2-D29@250
	②	⑤	D25@125	D22@250	D25@125	D22@250	D29@125	D25@250
	③	⑥	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500	D22@500	D22@500
Check for Bending Stress	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	120.29	47.39	117.83	47.39	142.02	42.43
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
		R-ratio	0.75	0.30	0.74	0.30	0.89	0.27
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	205.79	47.39	235.02	47.39	262.49	42.43
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
		R-ratio	0.69	0.16	0.78	0.16	0.87	0.14
Check for Shear Stress	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	—	0.443	—	0.482	—
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.566	—	0.566	—	0.341 (1.700)	—
		R-ratio	0.80	—	0.78	—	1.41 (0.28)	—
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.717	—	0.809	—	0.820	—
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.861	—	0.861	—	0.519 (2.550)	—
		R-ratio	0.83	—	0.94	—	1.58 (0.32)	—

$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force  
 R-ratio ; Design result / Capacity

表 4.4.24 フーチングの計算結果 (P4 および P5)

			PIER					
Cross Section of Pile Cap (Longitudinal & Transversal Direction) SD345								
			P4		P5		LL	TT
Arrangement of reinforcement	①	④	2-D32@125	2-D32@250	1.5-D29@125	2-D32@125		
	②	⑤	D29@125	D29@250	D29@250	D29@125		
	③	⑥	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500		
Check for Bending Stress	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	142.48	113.89	120.81	148.30		
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	160.00	160.00	160.00	160.00		
		R-ratio	0.89	0.71	0.76	0.93		
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	268.55	259.49	268.95	235.88		
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.000	300.000		
		R-ratio	0.90	0.86	0.90	0.79		
Check for Shear Stress	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.585	—	0.429	—		
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.686	—	0.930	—		
		R-ratio	0.85	—	0.46	—		
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.038	—	0.870	—		
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.044 (2.550)	—	1.415(2.550)	—		
		R-ratio	0.99 (0.41)	—	0.61(0.34)	—		

$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force  
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

表 4.4.25 フーチングの計算結果(P23~P25)

			PIER					
Cross Section of Pile Cap (Longitudinal & Transversal Direction) SD345			Longitudinal					
			P23		P24		P25	
			LL	TT	LL	TT	LL	TT
Arrangement of reinforcement	①	④	2-D35@125	2-D32@250	1.5-D32@125	2-D25@250	D32@125	D29@250
	②	⑤	D29@125	D29@250	D32@250	D22@250	D29@250	D19@250
	③	⑥	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500
Check for Bending Stress	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	115.19	119.20	128.54	47.28	124.04	47.67
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
		R-ratio	0.72	0.75	0.80	0.30	0.78	0.30
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	255.46	247.37	244.38	47.28	188.66	47.67
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
		R-ratio	0.85	0.82	0.81	0.16	0.63	0.16
Check for Shear Stress	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.556	—	0.456	—	0.642	—
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.838	—	0.559	—	1.160	—
		R-ratio	0.66	—	0.82	—	0.55	—
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.191	—	0.800	—	0.937	—
		$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.275	—	0.851	—	1.766	—
		R-ratio	0.93	—	0.94	—	0.53	—

$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force  
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

#### 4.4.7.3 基礎の設計

杭基礎と SPSP 基礎の設計は、常時、地震時、船舶衝突時において次の要求を満たすものとする。

- 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。杭の軸方向許容押し込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限支持力に対し、各荷重状態に対応する安全率を確保した値とする。
- 基礎の水平変位を、残留変位が大きくなり工学的に弾性挙動として評価できる範囲に抑える必要がある。許容水平変位は、多数の载荷試験結果に基づき、原則として基礎幅の 1% とする。ただし、SPSP 基礎のように、基礎幅が 5m を超える大型の弾性体基礎の許容変位に関しては、载荷試験データが少ないこと等から、50mm とし、杭径 1.5m 以下の杭基礎においては過去の実績を考慮して 15mm とする。杭径が 2m の場合の橋脚の許容水平変位は 20mm とする。

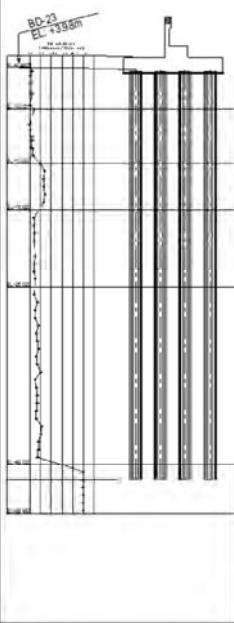
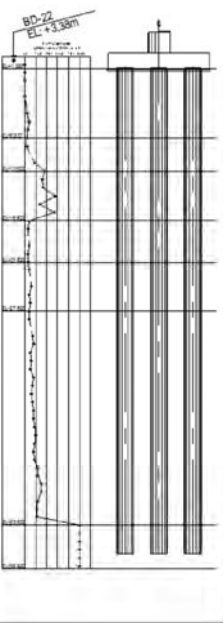
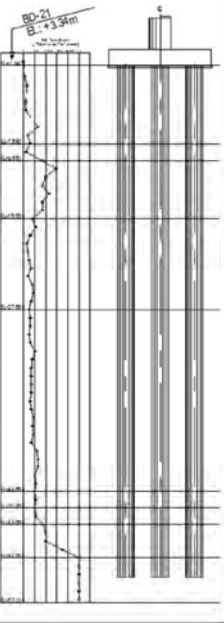
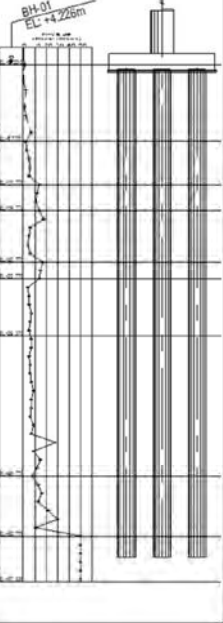
また、橋台基礎の場合は、クリープ変位や背面土  $n$  沈下等により長期にわたって増加すると考えられる変位量に対処するための配慮である。

基礎の安定計算を表 4.4.26 から表 4.4.28 に示す。杭の断面計算結果は表 4.4.29 から表 4.4.31 に示す。

また SPSP 基礎の計算結果については表 4.4.32 に示す。



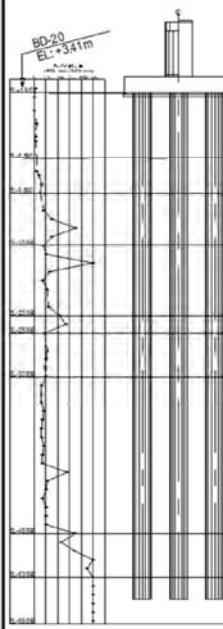
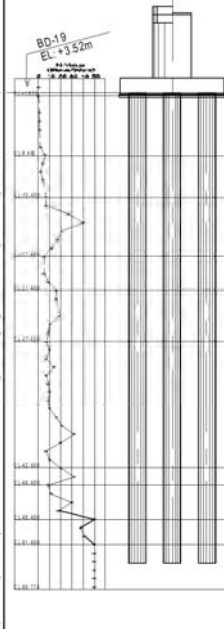
表 4.4.26 場所打ち杭基礎の安定計算結果 (A1~P3)

	A1	P1	P2	P3	
Boiling Log & Pile Length (m)					
	<b>Pile Information</b>				
	Diameter of Pile (mm)	1,500	2,000	2,000	2,000
	Number of Piles (Nos.)	28	12	12	12
Pile Length (m)	52.9	57.9	61.9	56.9	
<b>Bearing Resistance of Ordinary</b>					
Pile Head Reaction (kN)	1,602	4,196	4,019	4,307	
Bearing Capacity (kN)	3,730	5,531	7,140	6,320	
R-Ratio	0.430	0.759	0.563	0.681	
<b>Horizontal Movement of Ordinary</b>					
Horizontal Movement (mm)	3.7	4.1	1.8	1.7	
Capacity (mm)	15.0	20.0	20.0	20.0	
R-Ratio	0.246	0.205	0.090	0.083	
<b>Bearing Resistance of Seismic</b>					
Pile Head Reaction (kN)	2,384	5,982	6,677	6,762	
Bearing Capacity (kN)	5,916	8,920	11,372	10,087	
R-Ratio	0.403	0.671	0.587	0.670	
<b>Horizontal Movement of Seismic</b>					
Horizontal Movement (mm)	13.5	17.5	19.3	18.2	
Capacity (mm)	15.0	20.0	20.0	20.0	
R-Ratio	0.902	0.876	0.964	0.909	
<b>Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary</b>					
Axial Compression Forde <sup>s</sup> (kN)	42,816	43,606	44,962	—	
Bearing Capacity (kN)	1,053,211	949,265	1,026,902	—	
R-Ratio	0.041	0.046	0.044	—	
<b>Judgement of Lateral Movement</b>					
Identifying Index	1.830	—	—	—	
Capacity	1.200	—	—	—	

\* We also conducted a study on the negative skin friction force, but another case became severe in all foundations, so the value of bearing resistance is ordinary case.

出典: JICA 調査団

表 4.4.27 場所打ち杭基礎の安定計算結果 (P4 および P5)

	P4	P5
Boling Log & Pile Length (m)		
<b>Pile Information</b>		
Diameter of Pile (mm)	2,000	2,000
Number of Piles (Nos.)	12	21
Pile Length (m)	57.9	55.4
<b>Bearing Resistance of Ordinary</b>		
Pile Head Reaction (kN)	4,506	3,415
Bearing Capacity (kN)	6,511	6,127
R-Ratio	0.692	0.557
<b>Horizontal Movement of Ordinary</b>		
Horizontal Movement (mm)	4.2	1.8
Capacity (mm)	20.0	20.0
R-Ratio	0.209	0.088
<b>Bearing Resistance of Seismic</b>		
Pile Head Reaction (kN)	7,090	6,443
Bearing Capacity (kN)	10,386	9,783
R-Ratio	0.683	0.659
<b>Horizontal Movement of Seismic</b>		
Horizontal Movement (mm)	19.1	18.0
Capacity (mm)	20.0	20.0
R-Ratio	0.955	0.901
<b>Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary</b>		
Axial Compression Fordes (kN)	45,210	63,530
Bearing Capacity (kN)	791,906	1,413,665
R-Ratio	0.057	0.045

\* We also conducted a study on the negative skin friction force, but another case became severe in all foundations, so the value bearing resistance is ordinary case.

出典: JICA 調査団

表 4.4.28 場所打ち杭基礎の安定計算結果(P23~P25 ならびに A2)

	P23	P24	P25	A2	
Boring Log & Pile Length (m)					
	<b>Pile Information</b>				
	Diameter of Pile (mm)	2,000	2,000	2,000	1,500
	Number of Piles (Nos.)	12	12	8	18
Pile Length (m)	32.4	46.9	37.9	31.4	
<b>Bearing Resistance of Ordinary</b>					
Pile Head Reaction (kN)	5,554	4,223	5,922	2,299	
Bearing Capacity (kN)	8,559	11,527	9,177	5,085	
R-Ratio	0.649	0.366	0.645	0.452	
<b>Horizontal Movement of Ordinary</b>					
Horizontal Movement (mm)	0.3	2.5	5.0	4.6	
Capacity (mm)	20.0	20.0	20.0	15.0	
R-Ratio	0.017	0.123	0.251	0.303	
<b>Bearing Resistance of Seismic</b>					
Pile Head Reaction (kN)	10352.4	6,676	7,879	3,537	
Bearing Capacity (kN)	12959.0	17,731	14,137	7,807	
R-Ratio	0.799	0.376	0.557	0.453	
<b>Horizontal Movement of Seismic</b>					
Horizontal Movement (mm)	13.9	16.4	17.8	14.6	
Capacity (mm)	20.0	20.0	20.0	15.0	
R-Ratio	0.695	0.819	0.892	0.971	
<b>Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary</b>					
Axial Compression Fordes (kN)	65,741	45,475	—	39,934	
Bearing Capacity (kN)	460,353	812,083	—	534,902	
R-Ratio	0.143	0.056	—	0.075	
<b>Judgement of Lateral Movement</b>					
Identifying Index	—	—	—	0.509	
Capacity	—	—	—	1.200	

\* We also conducted a study on the negative skin friction force, but another case became severe in all foundations, so the value of bearing resistance is ordinary case.

出典: JICA 調査団

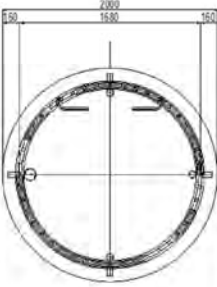
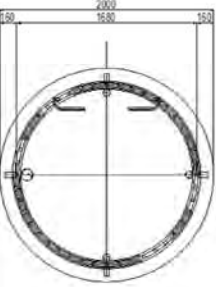
表 4.4.29 場所打ち杭の杭体断面計算結果 (A1~P3)

	A1	P1	P2	P3	
Cross Section of Pile SD345					
	32-D29@116 AS=205.568cm <sup>2</sup>	44-D32@120 AS=349.448cm <sup>2</sup>	44-D32@120 AS=349.448cm <sup>2</sup>	44-D32@120 AS=349.448cm <sup>2</sup>	
	<b>Check for Bending Stress</b>				
	Ordinary				
	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	37.98	2.05	—	—
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	184.00	184.00	—	—	
R-ratio	0.21	0.01	—	—	
Seismic					
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	261.33	231.75	261.79	272.44	
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.00	300.00	
R-ratio	0.87	0.77	0.87	0.91	
<b>Check for Shear Stress</b>					
Ordinary					
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.095	0.052	0.022	0.022	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.446	0.505	0.601	0.601	
R-ratio	0.21	0.10	0.04	0.04	
Seismic					
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.335	0.324	0.354	0.378	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.445	0.399	0.399	0.399	
R-ratio	0.75	0.81	0.89	0.95	

$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force

出典: JICA 調査団

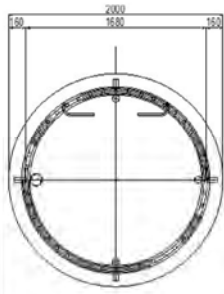
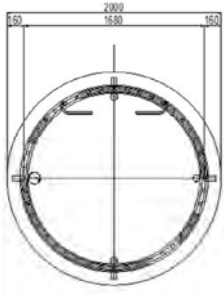
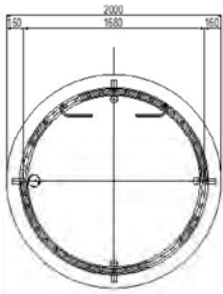
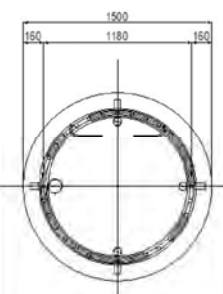
表 4.4.30 場所打ち杭の杭体断面計算結果 (P4 および P5)

	P4	P5
Cross Section of Pile SD345		
	44-D35@120 AS=420.904cm <sup>2</sup>	44-D32@120 AS=349.448cm <sup>2</sup>
<b>Check for Bending Stress</b>		
Ordinary		
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.24	—
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	184.00	—
R-ratio	0.01	—
Seismic		
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	211.74	248.61
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00
R-ratio	0.71	0.83
<b>Check for Shear Stress</b>		
Ordinary		
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.052	0.018
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.562	0.524
R-ratio	0.09	0.03
Seismic		
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.338	0.315
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.422	0.399
R-ratio	0.80	0.79

$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force

出典: JICA 調査団

表 4.4.31 場所打ち杭の杭体断面計算結果(P23~P25 および A2)

	P23	P24	P25	A2	
Cross Section of Pile SD345					
	44-D35@120 AS=420.904cm <sup>2</sup>	44-D32@120 AS=349.448cm <sup>2</sup>	44-D35@120 AS=420.904cm <sup>2</sup>	32-D35@116 AS=306.112cm <sup>2</sup>	
	<b>Check for Bending Stress</b>				
	Ordinary				
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	—	5.88	54.92	
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	—	184.00	184.00	
R-ratio	—	—	0.03	0.30	
Seismic					
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	288.62	271.91	260.33	269.11	
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.00	300.00	
R-ratio	0.96	0.91	0.87	0.90	
<b>Check for Shear Stress</b>					
Ordinary					
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.035	0.036	0.088	0.164	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.636	0.601	0.616	0.474	
R-ratio	0.06	0.06	0.14	0.35	
Seismic					
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.457	0.355	0.457	0.529	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.422 (2.550)	0.399	0.437 (2.550)	0.508 (2.550)	
R-ratio	1.08 (0.18)	0.89	1.05 (0.18)	1.04 (0.21)	

$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force

出典: JICA 調査団

表 4.4.32 PSP スタッドの計算結果

Design condition

- Type of stud bars : SD345 (underwater)
- Design strength of concrete :  $\sigma_{ck} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- Material of sheet pile : SKY490 (P20,P21), SKY400(P22)
- Diameter of sheet pile :  $D = 1200.0 \text{ (mm)}$
- Section modulus of sheet pile :  $Z = 13081.0\text{(P20,P21), } 15184.5\text{(P22) (cm}^3\text{)}$
- Connection method : reinforcement stud welding

Table 8.3.56-5 Design Results of connection between Top Slab and Steel Pipe Sheet Pile

Case	$\sigma_{s1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	no. of stud bars (nos/layer)	$\sigma_{sb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	RS (nos)
P20 Ordinary	153.93	4.60	158.53	185.00	16 ≧ 14	66.15	111.00	76 ≧ 46
P20 Seismic	200.46	38.51	238.97	300.00	16 ≧ 13	124.64	180.00	76 ≧ 53
P21 Ordinary	153.93	6.86	160.79	185.00	16 ≧ 14	75.05	111.00	76 ≧ 52
P21 Seismic	200.46	38.67	239.13	300.00	16 ≧ 13	155.78	180.00	76 ≧ 66
P22 Ordinary	116.35	2.02	118.37	160.00	16 ≧ 12	59.42	96.00	76 ≧ 48
P22 Seismic	174.52	35.52	210.04	300.00	16 ≧ 12	146.40	180.00	76 ≧ 62

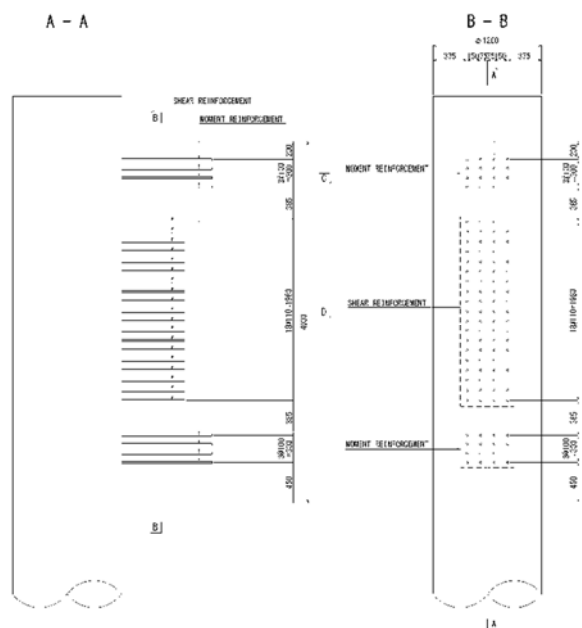


Figure : Detail for Connection between Top Slab and Steel Pipe Sheet Pile

出典: JICA 調査団



4.4.8 橋梁付属物

4.4.8.1 支承

PC 箱桁橋は、Thilawa 側(A1 側)で L=250m、Thanlyin 側(A2)側で L=300m の連続桁であり、常時には、クリープ・乾燥収縮、温度変化による桁の伸縮で生ずる拘束力の影響が大きい。一方で、地震時には上部工からの水平力を複数の下部工に適切に分担させる必要がある。

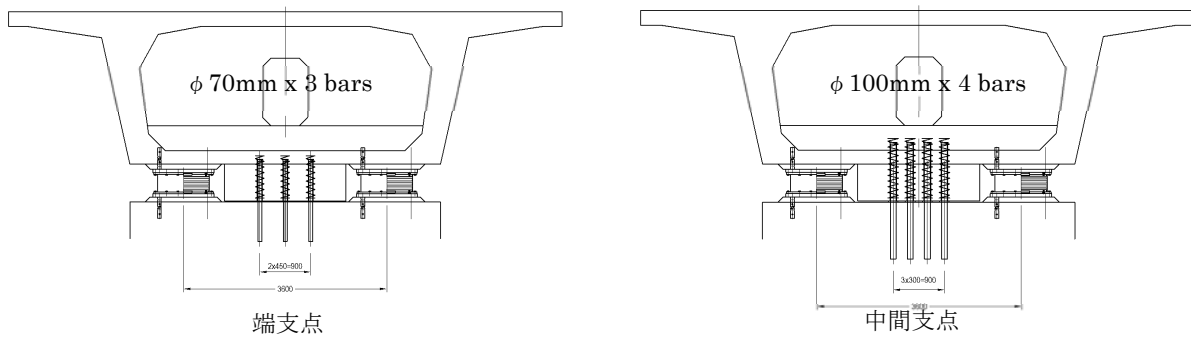
このため、PC 箱桁橋の支承条件は、橋軸方向については積層ゴム支承による弾性固定とした。また橋軸直角方向はオンランプ橋との接続を考慮し全脚固定とし、地震時の水平力はアンカーバーによって伝達する構造とした。

表 4.4.33 支承条件及び支承タイプの比較

	弾性支持	固定可動支持
適用できる 支承タイプ	積層ゴム支承(分散沓) 	ポット沓 他 
拘束力の影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工は橋軸方向は弾性支持されるため、拘束力の影響は小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>複数の下部工で上部工が固定されるため、下部工に対する拘束力の影響が大きい。</li> </ul>
地震時水平力の 伝達	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋軸方向は、水平力は各下部工に弾性的に分散される。</li> <li>橋軸直角方向は、水平力はアンカーバーによって上部工から下部工に伝達される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平力は支承の鋼部材を介して下部工に伝達される。支承 g 封建が可動の下部工は地震力に対する抵抗に寄与しない。</li> </ul>
評価	◎	

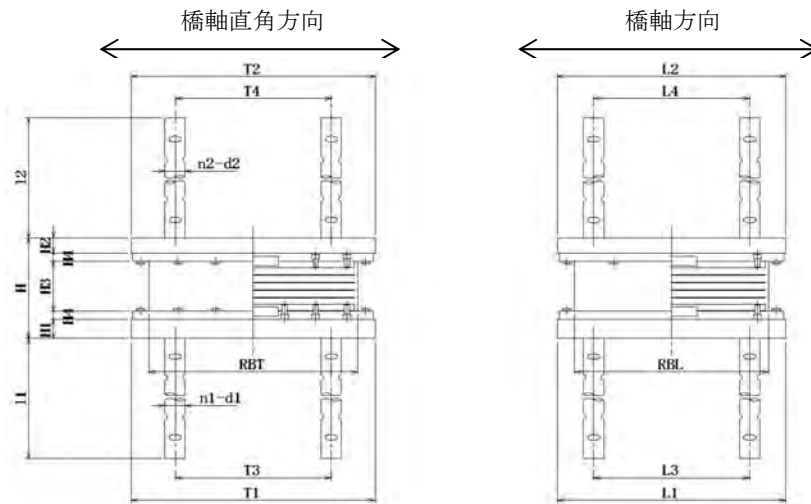
出典:JICA 調査団





出典: JICA 調査団

図 4.4.21 支承及びアンカーバーの配置



	ベースプレート			アンカーボルト				ゴム沓			
	L1	T1	H1	d1	l1	n1	L3	T3	RBL	RBT	H3
A1	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	920	920	309
P1	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	293
P2	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	258
P3	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	258
P4	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	293
P5	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	920	920	275

	ソールプレート			アンカーバー				PL	全高	
	L2	T2	H2	d2	l2	n2	L4	T4	H4	H
A1	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	32	493
P1	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	523
P2	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	488
P3	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	488
P4	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	523
P5	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	32	459

	ベースプレート			アンカーボルト					ゴム沓		
	L1	T1	H1	d1	l1	n1	L3	T3	RBL	RBT	H3
P20	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	920	920	309
P21	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	293
P22	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	293
P23	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	258
P24	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	293
P25	1420	1420	75	φ 85	850	4	1100	1100	1220	1220	327
A2	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	920	920	323

	ソールプレート			アンカーバー					PL	全高
	L2	T2	H2	d2	l2	n2	L4	T4	H4	H
P20	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	32	493
P21	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	523
P22	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	523
P23	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	488
P24	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	523
P25	1420	1420	75	φ 85	850	4	1000	1000	40	557
A2	1080	1080	60	φ 65	650	4	850	850	32	507

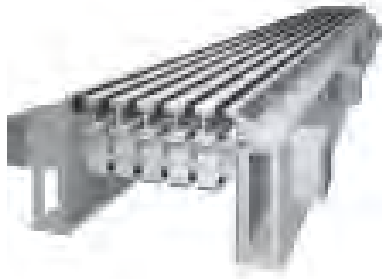
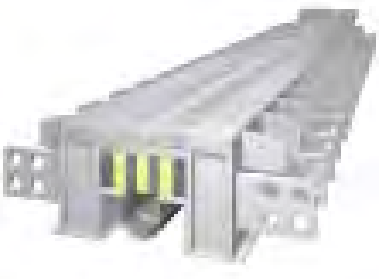
出典: JICA 調査団

図 4.4.22 弾性ゴム支承

4.4.8.2 伸縮装置

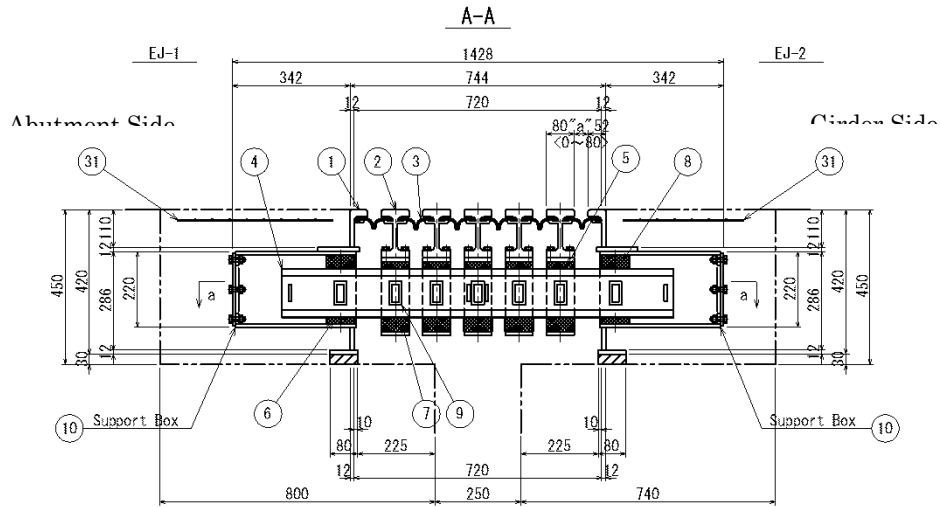
PC 箱桁橋は設計震度が比較的大きい(kh=0.3)ために桁の移動量が大きく、伸縮装置は大きな伸縮量に対処する必要がある。伸縮装置種別の選定では、大伸縮量への対応、止水性、走行性、維持管理性等を総合的に判断し、モジュラー型ジョイントを採用した。

表 4.4.34 PC 箱桁橋の伸縮装置の比較

	モジュラー型ジョイント	鋼製フィンガージョイント
概要図		
大伸縮量への対応	<ul style="list-style-type: none"> <li>幅広い範囲の伸縮量に対応可能であり、特に大伸縮量に適用できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>幅広い範囲の伸縮量に対応可能である。</li> </ul>
止水性	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水性に優れる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水性は中程度である。</li> </ul>
走行性	<ul style="list-style-type: none"> <li>走行性は良好である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>走行性は良好である。</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼部材の耐久性は高い。</li> <li>部品の交換は比較的容易である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>部品の交換は比較的難しい。</li> </ul>
評価	◎	

出典: JICA 調査団

設計結果(A1 及び A2)



出典: JICA 調査団

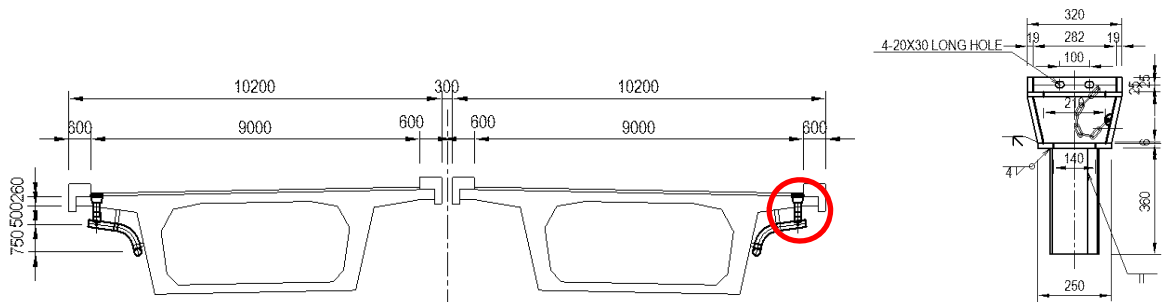
図 4.4.23 伸縮装置 (A1 及び A2)

4.4.8.3 防護柵

防護柵は主橋梁区間全体(斜張橋、鋼箱桁橋とも)で統一して鋼製高欄とした。種別は日本の防護柵設置基準における A 種とし、防護柵高さは中央分離帯側で 0.9m とし、路側は非常時の歩行者転落防止を考慮し 1.1m とした。

4.4.8.4 排水装置

橋面の雨水は路肩に設置した排水ますによって排水される。A1 ~ P5 区間は陸上に位置するため、排水ますに集められた雨水は各下部工まで横引きされ、そこで地上の排水ます(側溝に接続している)まで縦引きされる。A2 側については、P20 ~ P23 区間(水上区間)では雨水は桁下まで縦引きした後に河川に直接流下させる。P23 ~ A2 区間(陸上区間)では A1 ~ P5 区間と同様の処理とする。



出典: JICA 調査団

図 4.4.24 排水ます配置及びディテール (PC 箱桁橋)

4.5 オンランプ橋

表 4.5.1 に F/S から D/D に至る設計内容の変遷を整理する。

表 4.5.1 設計内容の変遷

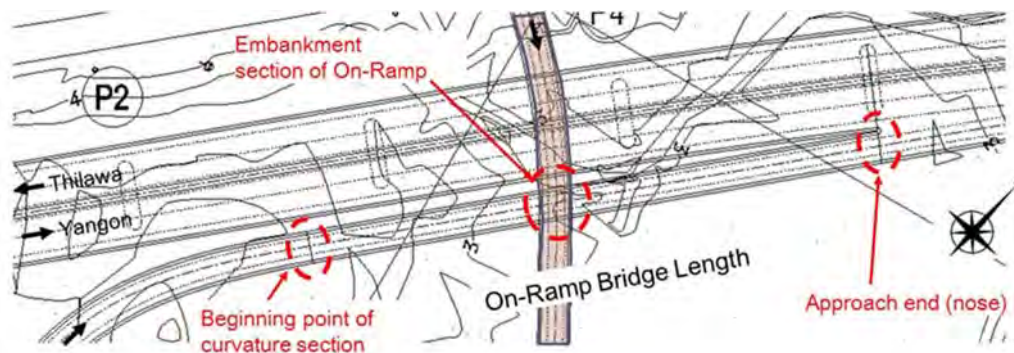
Item	Feasibility Study	Basic Design	Basic Design
橋梁幅員	5.750m	6.450m	6.450m
上部工形式	PC-I 桁橋 主桁本数： 3 本	PC-I 桁橋 主桁本数： 2 本	PC-I 桁橋 主桁本数： 2 本
橋長	187.8 m	115.2 m	115.2 m
下部工基数	7 基.	5 基.	5 基.
基礎形式	場所打ち杭： 7 基 杭径 1.0m	場所打ち杭： 5 基 杭径 1.5m	場所打ち杭： 5 基 杭径 1.5m、2.0m

出典：JICA 調査団

4.5.1 オンランプ橋の橋長の検討

(1) 検討条件のまとめ

上述の検討条件を下図に整理する。



出典：JICA 調査団

図 4.5.1 橋長及び支間割りコントロールポイント(オンランプ橋)

終点：橋脚 : STA No.0+526.000

基点：橋台 : STA No.0+410.000 付近

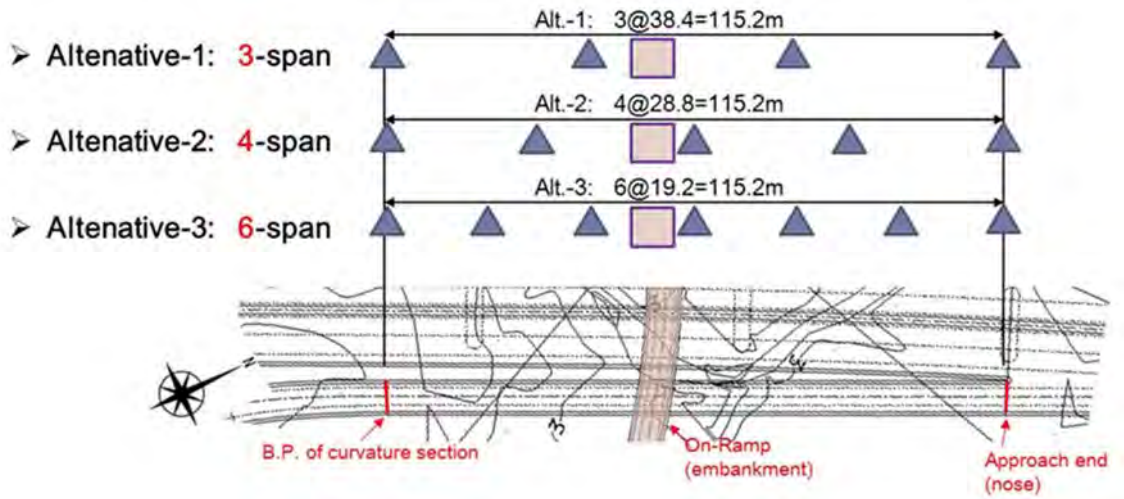
4.5.1.2 支間割の検討

- 比較案

支間割の比較案は、橋梁の起終点をそれぞれ STA No.0+410.000 (橋台) ならびに STA No.0+526.000 (ノーズ) としたうえで等支間長で橋脚を配置し、交差条件であるオンランプ土工部を跨ぐことがで

きるものとする。概略経済支間長が 30m であることを踏まえ、以下の 3 案を用いて比較を行った。

- 第 1 案:        3 径間案         $3@38.4m = 115.2m$
- 第 2 案:        4 径間案         $4@28.8m = 115.2m$
- 第 3 案:        6 径間案         $6@19.2m = 115.2m$



出典: JICA 調査団

図 4.5.2 支間割の比較案

- 検討結果

表 4.5.2 支間割検討結果

Alt-1	<p>38.4m x 3 spans</p>	Constructability & Quality Control	- This alternative entails smaller amount of pier.	○
		Cost Ratio	<b>1.02</b>	○
		Environmental Aspect	-The amount of excavated soil is the smallest.	◎
		Evaluation	Less Recommended	
Alt-2	<p>28.8m x 4 spans</p>	Constructability & Quality Control	- This alternative entails smaller amount of pier.	○
		Cost Ratio	<b>1.00</b>	◎
		Environmental Aspect	-The amount of excavated soil is smaller.	○
		Evaluation	Most Recommended	
Alt-3	<p>19.2m x 6 spans</p>	Constructability & Quality Control	- The amount of number of pier is the largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructability.	△
		Cost Ratio	<b>1.21</b>	△
		Environmental Aspect	-The amount of excavated soil is the largest.	△
		Evaluation	Less Recommended	

Legend : ◎ Very Good, ○ Good, △ Average

出典: JICA 調査団

4.5.2 オンランプ橋の支間割の検討

4.5.2.1 オンランプ橋の形式選定

架橋位置は、地盤未改良の状態では十分な地耐力が期待できない箇所であり、支保工等の重量物を支持する場合には、地盤改良等が必要となる可能性がある。

(1) 比較3案

比較案は下記3案とし、施工性（品質確保）、構造的性、経済性、維持管理について比較を行い、最適橋梁形式を決定する。

比較検討の結果、最も経済的であり、支保工を必要とせず、かつ品質確保が容易な PC コンポ橋をオンランプ橋の橋梁形式として採用する。なお、桁製作ヤードは、架橋位置周辺に確保可能であり問題ない。

表 4.5.3 オンランプ橋 橋種比較表

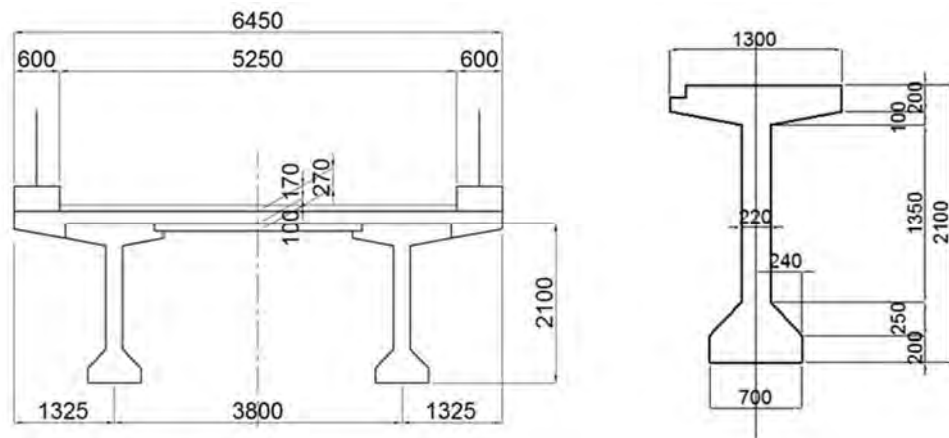
	PC Hollow	PC I Girder (Plan at F/S)	Steel I Girder
Reference drawing			
Election Method	All Staging Method	Crane Erection Method	Crane Erection Method
Workability & Quality Control	現場打設のため他案に比べ品質確保に劣る 支保工施工のため地盤改良等が必要となる可能性がある	プレキャスト桁であるため品質確保が容易 桁下足場が不要で施工性に優れる 製作ヤードが必要	工場製作桁のため品質確保が容易 桁下足場が必要となるが施工に問題なし
Structural Aspect	適用支間は 20-30m 上部工重量が最も大きい	適用支間は 25-40m 上部工重量は中程度	適用支間は 25-60m 上部工重量が最も小さい
Cost	Ratio = 1.04	Ratio = 1.00	Ratio = 1.05
Maintenance Aspect	支承、伸縮装置についてのみ維持管理が必要	支承、伸縮装置についてのみ維持管理が必要	定期的な主桁の塗替塗装が必要。支承、伸縮の維持管理が必要
Evaluation		Most Recommended	

出典: JICA 調査団

4.5.2.2 オンランプ橋の上部工

(1) 桁配置

桁配置は、地震時の下部工に対する負担を軽減する目的から、上部工をできるだけ軽量化する方針で計画する。本橋幅員は 6.45m であることから、桁本数は 2 本、桁間隔を 3.8m とする。



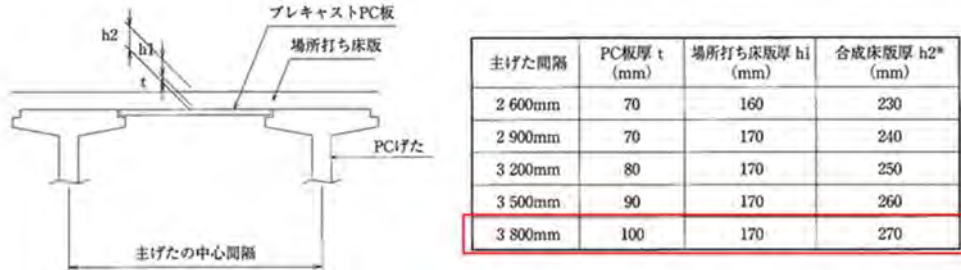
出典: JICA 調査団

図 4.5.3 桁配置図および桁詳細断面図



(2) 床版厚

床版厚は、桁間隔に基づく標準的な版厚で計画する。桁間隔 3.8m より、PCa 板と場所打ち床版の合計で 270mm とする。



出典：(一社)プレストレストコンクリート建設業協会 「PC コンポ橋, 設計・施工の手引き」

図 4.5.4 床版厚の決定

(3) PC 鋼材

1) 縦締鋼材

PC コンポ橋の縦締め鋼材は、プレストレストコンクリート建設業協会「PC コンポ橋 設計・施工の手引き」を参考に、12S12.7mm とする。

2) 床版 PC パネルの横締め

床版のプレキャスト PC 版の PC 鋼材はプレテンション方式とし、プレストレストコンクリート建設業協会「PC コンポ橋 設計・施工の手引き」を参考に、1S9.3mm とする。

3) 横桁補強

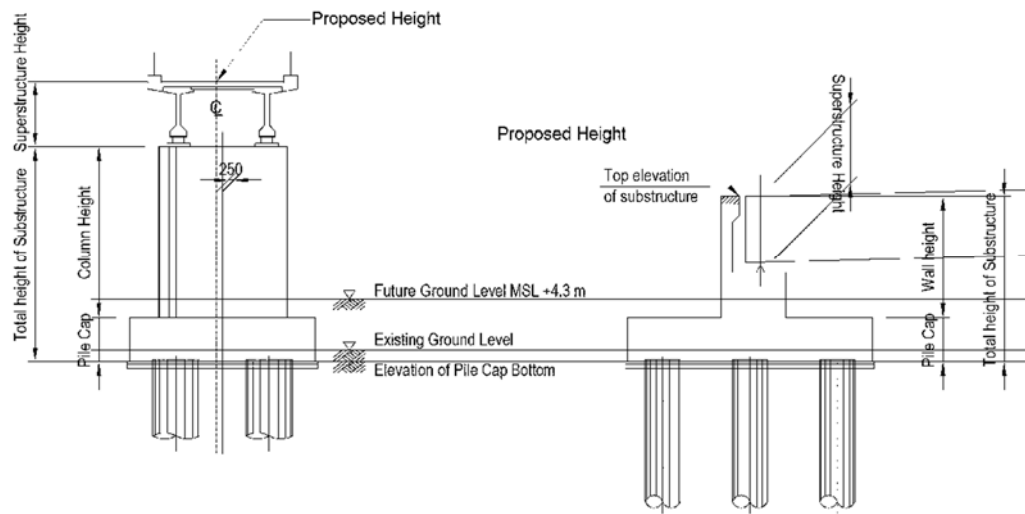
横桁補強鋼材は短く、ねじ定着式の PC 鋼棒のほうが、短い鋼材の場合にセットロスが大きいくさび定着式の PC 鋼より線よりも有利で全体解析

4.5.3 オンランプ橋の下部工の検討

4.5.3.1 下部工構造高の設定

(1) 検討方針

下部工構造高は、最終の道路線形計画、上部工桁高と支承高さ、下部工天端の詳細計画、ならびに将来地盤高を踏まえて決定した。下部工構造高は、必要な土被りを確保し、全高が 10cm ラウンドとなるように計画した。なお、陸上橋梁計画位置の将来地盤高は、施工時に実施する地盤造成高に一致させ MSL+4.30m とした。



出典: JICA 調査団

図 4.5.5 構造高の設定方法概念図

(2) 下部工構造高検討結果

下部工の構造高検討結果を下表に整理する。

表 4.5.4 オンランプ橋下部工構造高一覧

Item	Mark	Unit	AO1	PO1	PO2	PO3
Station Number	STA	m	0+411.009	0+439.809	0+468.609	0+497.409
Proposed height	PH	m	9.452	11.030	12.587	13.803
Top elevation of substructure	KCL	m	9.452	8.332	9.891	11.111
Existing Ground EL	GL1	m	3.281	2.936	2.959	3.076
Future Ground EL	GL	m	4.300	4.300	4.300	4.300
Pile cap thickness	FH	m	1.900	1.900	1.900	1.900
<b>Total Substructure height</b>	<b>H</b>	<b>m</b>	<b>7.600</b>	<b>6.500</b>	<b>8.100</b>	<b>9.300</b>
EL of Pile cap bottom	FL	m	1.852	1.832	1.791	1.811
<b>Foundation Type</b>	-	-	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>

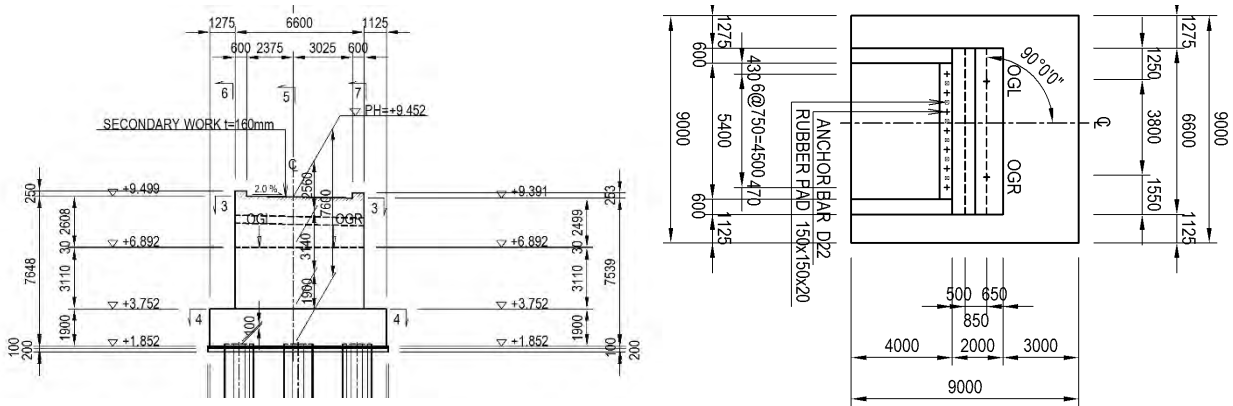
出典: JICA 調査団

4.5.3.2 橋台形状の決定

(1) 橋台天端幅

橋台天端幅は、道路有効幅員が確保可能な幅とする。オンランプ橋の橋台は道路平面線形の直線区間とクロソイド曲線区間にまたがって位置している。そのため、クロソイド区間においても有効幅員が確保できるように、橋台天端幅を標準部幅員に比べて拡幅させることとした。

具体的には、橋台幅の左側については胸壁前面位置と地覆の内側をコントロールポイントとし、同右側については、踏み掛け版終端と右側の地覆内側の交点をコントロールポイントとして設定する。この結果、必要橋台幅は直線区間における有効幅員に対して右側に 150mm 拡幅する。



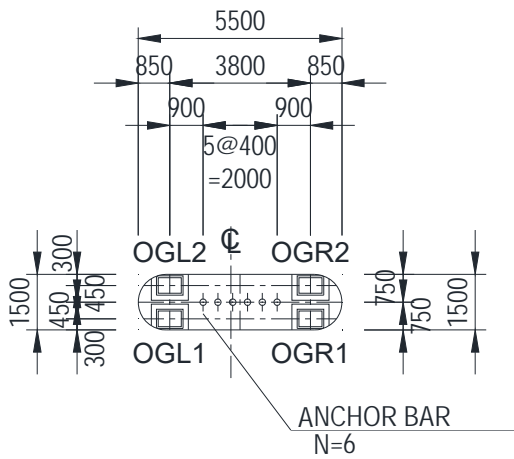
出典: JICA 調査団

図 4.5.6 橋台天端幅

4.5.3.3 橋脚形状の検討

(1) 橋座幅

橋座のレイアウトを図 4.5.7 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.5.7 オンランプ橋脚 橋座レイアウト

(2) 柱形状

オンランプ橋脚形状について、BD では本線の橋脚形状との統一性を意識してはり出し式橋脚としていた。しかしながら、DD において本線陸上部の橋脚形状は壁式を主体とすることに変更したため、隣接するオンランプ橋脚についても壁式橋脚とすることとする。

柱の平面寸法については、橋軸方向および橋軸直角方向ともに上部工を設置ための最小必要橋座幅をとした。この変更により、使用するコンクリートボリュームは微増するが、張り出し部の施工に伴う支保工の費用が不要となり、また総じて施工性が向上するため、総合的に変更のメリットがあると判断した。表 4.5.5 に比較結果を整理する。

表 4.5.5 オンランプ橋 橋脚基本形状

Evaluation Item	Basic Design	Detailed Design
Schematic View		<p>PO1: 3x2=5nos PO2: 2x2=4nos PO3: 2x2=4nos</p>
Updates from Basic Design	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Shortening of pier height:</b> Due to reclamation soil depth (up to MSL+4.3m) and minimization of design overburden soil depth pier heights are minimized. Piers heights are <b>shortened by 1.7m</b> comparing with BD.</li> <li>• <b>Design Soil Parameter:</b> Soil parameters for a foundation design was updated. <b>DD's soil parameters is weaker</b> than BD so that a strengthening of foundation is made by means of <b>change of pile diameter from 1.5m to 2.0m</b>.</li> <li>• <b>Optimization of Pile Diameter of CIP Pile:</b> (BD:φ1.5m, 2x2=4nos, DD: PO1 φ2.0m, 3x2=6nos, PO2&amp;3, 3x2=4nos) Based on the updates of the pier height and the soil parameter, <b>pile diameter of 2.0m is selected.</b></li> </ul>	

出典: JICA 調査団

表 4.5.6 柱断面寸法の考え方

橋脚番号	橋軸方向幅	橋軸直角方向幅	はり出し部
壁式橋脚	PO1	<b>1.5m</b>	<b>5.5m</b>
	PO2	支承配置上の必要幅	支承配置で必要な幅
	PO3		(5.5m)

出典: JICA 調査団

4.5.4 オンランプ橋の基礎の検討

4.5.4.1 支持層の選定および支持層への基礎の根入れ

(1) 支持層の選定

架橋位置における基盤面は MSL-50.0~55.0m 付近に一様に分布する N 値 50 程度の Clayey SAND-II である。本土層より上方の表層~中間層には橋梁を支持するのに十分な堅固かつ層厚を有する土層は存在しない。本プロジェクトでは追加地質調査を実施中のため、調査結果を踏まえて支持層の選定を再度実施するが、基本設計においては Clayey SAND-II を支持層とし計画を行った。

ON-Ramp 橋: Clayey SAND-II layer, MSL-50.0 ~ -55.0m

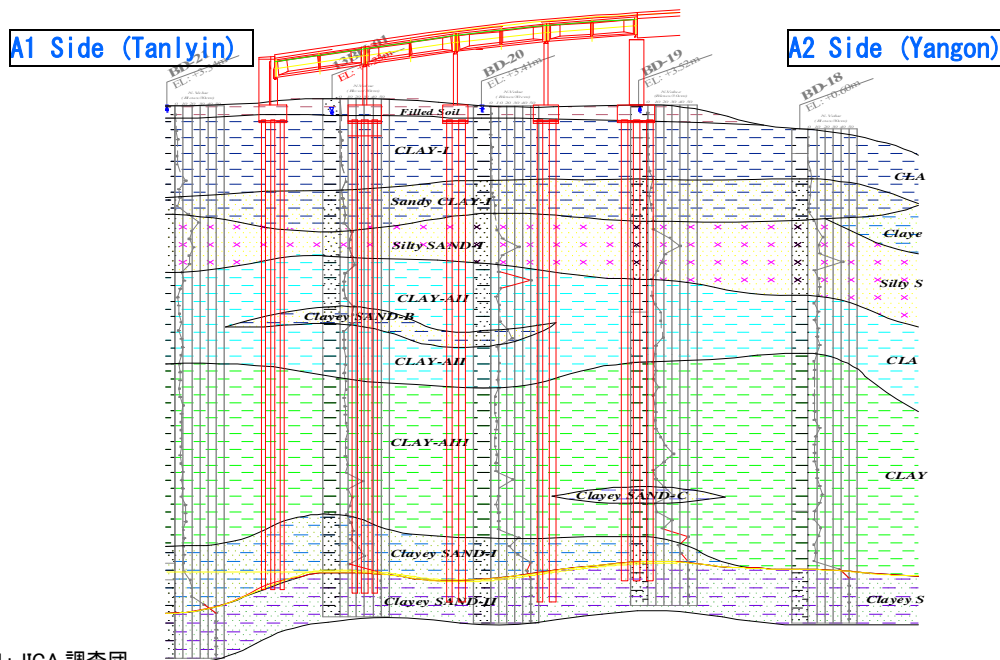


図 4.5.8 想定地質縦断面図と支持層線

(2) 支持層への基礎の根入れ長

支持層への基礎の根入れは道路橋示方書の推奨値を踏まえ、以下の通りとする。

場所打ち杭基礎: 支持層標高の不陸を考慮し、杭径の 1 倍程度以上を根入れする。

杭長と想定支持層の標高を下表に整理する。

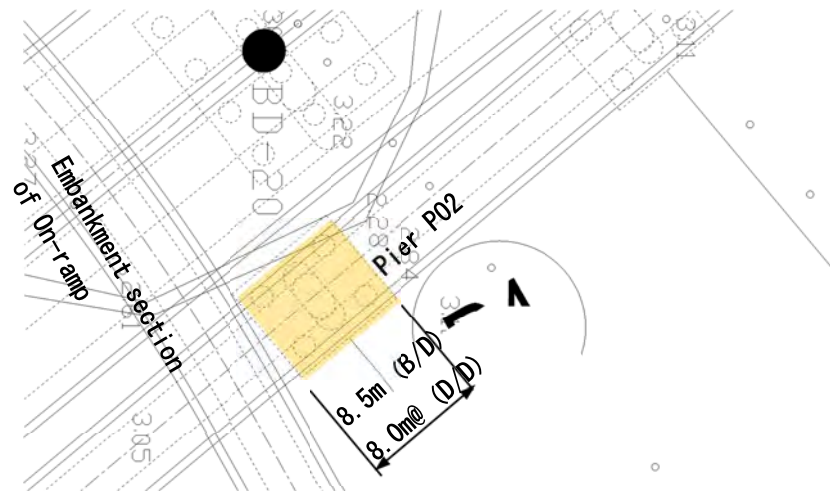
表 4.5.7 杭長の設定結果 (オンランプ)

Item	Mark	Unit	AO1	PO1	PO2	PO3
Station Number	STA	m	0+411.009	0+439.809	0+468.609	0+497.409
EL of Pile cap bottom	FL	m	1.852	1.832	1.791	1.811
EL of Bearing layer	S	m	-52.770	-52.770	-53.590	-53.590
Pile diameter	D	m	1.500	2.000	2.000	2.000
Minimum socket length			1.0D	1.0D	1.0D	1.0D
<b>Foundation Type</b>	-	-	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>	<b>CIP Pile</b>
<b>Pile Length</b>	<b>L</b>	<b>m</b>	<b>56.500</b>	<b>57.000</b>	<b>57.500</b>	<b>58.000</b>
Reference Boring No.	-	-	BH-01	BH-01	BD20	BD20
Bearing Stratum	-	-	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II

出典: JICA 調査団

4.5.4.2 DD における基礎形式結果

一般に、底版が車道下を占有する場合、底版形状に沿った局所的な凹凸が路面に現れることがあり、走行性へ悪影響が生じることがある。また、底版と隣接道路の平面位置が近接あるいは重複すると、施工順序を計画する上での自由度が制限される。このことから D/D における橋脚基礎形式のレビューでは、土工道路と近接し平面寸法の制約を受ける PO2 を用い、底版寸法が 8.5m 程度以下となる杭配置であることを確認した。



出典: JICA 調査団

図 4.5.9 オンランプ土工部と橋梁部の交差状況

表 4.5.8 に示すとおり、オンランプ土工部とオンランプ橋脚の底版が干渉しない杭配置は、杭径 1.2m (杭間隔 2.5D) と杭径 2.0m (杭間隔 2.0D) に限られる。この 2 案について比較を行った結果、経済性で優れる、杭径 2.0m (杭間隔 2.0D) をオンランプ橋脚基礎形式の選定案とした。

表 4.5.8 杭配置と底版寸法

杭径	底版外寸（橋軸 x 橋軸直角）および工費比率	
	杭中心間隔 2.5D	杭中心間隔 2.0D
φ 1.0	9.5m x 7.0m (土工部と干渉するため不採用)	8.0m x 7.0m (安定計算不成立)
φ 1.2	<b>8.4m x 8.4m</b> <b>(1.264)</b>	7.2m x 7.2m (安定計算不成立)
φ 1.5	10.5m x 7.0m (土工部と干渉するため不採用)	9.0m x 7.0m (安定計算不成立かつ干渉)
φ 2.0	9.0m x 9.0m (土工部と干渉するため不採用)	<b>8.0m x 8.0m</b> <b>(1.000)</b>

上段： 底版外寸      下段：経済性比率

出典：JICA 調査団

なお、橋台の基礎については、BD と同様に、場所打ち杭（リバースサーキュレーション工法）φ 1.5m が妥当であることを確認した。

橋脚基礎形式： 場所打ち杭（リバースサーキュレーション工法）φ 2.0m

橋台基礎形式： 場所打ち杭（リバースサーキュレーション工法）φ 1.5m

検討結果を表 4.5.11 および表 4.5.12 に整理する。

表 4.5.9 オンランプの基礎形式比較結果(橋台)

Pile Diameter		Cast in Place RC Piles φ1.2m		Cast in Place RC Piles φ1.5m		Cast in Place RC Piles φ2.0m	
item	mark	Bridge's Longitudinal Direction		Bridge's Longitudinal Direction		Bridge's Longitudinal Direction	
	unit	Persistent Situation	Seismic Situation	Persistent Situation	Seismic Situation	Persistent Situation	Seismic Situation
Design Results	Maximum Pile Reactions	Pmax 6161.0	2622.0	2369.2	3645.4	4173.2	4947.2
		Ra 0.3	9421.0	7790.0	11966.0	10606.0	16406.0
		σ/σa 4.9	0.3	0.3	0.3	0.4	0.3
	Amount of Displacement	ox 15.0	11.4	4.4	11.7	2.9	11.3
		R 0.3	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
		σs 35.7	0.8	0.8	0.3	0.8	0.2
Maximum Stress of a Pile	σs	218.0	300.0	21.3	193.6	20.7	183.1
	σsa	160.0	300.0	160.0	300.0	160.0	300.0
	σ/σa	0.2	0.7	0.1	0.6	0.1	0.6
Constructability		σs= 217.96 kN/m <sup>2</sup> < σsa = 300 kN/m <sup>2</sup> (OK)		σs= 193.63 kN/m <sup>2</sup> < σsa = 300 kN/m <sup>2</sup> (OK)		σs= 183.11 kN/m <sup>2</sup> < σsa = 300 kN/m <sup>2</sup> (OK)	
		The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of works.		This alternative entails the smaller amount of pile works.		This alternative entails the smallest amount of pile works.	
Construction Period		The amount of pile works including ground excavation is constantly large. (1.5Months)		The amount of pile works including ground excavation is constantly the smallest. (1.3Months)		The amount of pile works including ground excavation is constantly smaller. (1.6Months)	
		This alternative entails the largest amount of excavation works.		This alternative entails the smallest amount of excavation works.		This alternative entails small amount of excavation works.	
Cost Ratio		1.185		1.000		1.396	
	Evaluation	○		◎		△	

Note ◎: Good ○: Fair △: Not Recommended

出典: JICA 調査団



表 4.5.10 オンランプの基礎形式比較結果(橋脚)

File Diameter		Cast in Place RC Piles φ1.2m				Cast in Place RC Piles φ1.5m				Cast in Place RC Piles φ2.0m			
item	mark	Longitudinal Direction		Transverse Direction		Longitudinal Direction		Transverse Direction		Longitudinal Direction		Transverse Direction	
		Prestress Situation	Seismic Situation	Prestress Situation	Seismic Situation	Prestress Situation	Seismic Situation	Prestress Situation	Seismic Situation	Prestress Situation	Seismic Situation	Prestress Situation	Seismic Situation
Outline Drawing													
Design Results		Pile length L=54.0m, φ=4 (D35.24@115)				Pile length L=54.5m, φ=4 (D33.24@115)				Pile length L=55.0m, φ=4 (D29.44@120)			
Maximum Pmax	kN	1,734.9	3,310.8	1,714.9	3,464.3	2,826.0	5,084.3	2,826.0	5,079.2	3,114.9	5,573.9	3,114.9	5,210.4
Pile Reaction	kN	6,041.0	9,243.0	6,041.0	9,243.0	7,737.0	11,844.0	7,737.0	11,844.0	10,781.0	16,684.0	10,781.0	16,684.0
Amount of Displacement	mm	0.3	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
Stress of a Pile	N/mm <sup>2</sup>	0.0	12.9	0.0	9.1	0.0	13.1	0.0	12.6	0.0	11.4	0.0	9.8
Maximum Stress of a Pile	N/mm <sup>2</sup>	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
Constructability		0.0	0.9	0.0	0.6	0.0	0.9	0.0	0.8	0.0	0.8	0.0	0.7
Construction Period		-18.4	236.0	-18.4	186.7	-19.7	222.2	-19.7	192.5	-13.1	165.3	-13.1	205.5
Environmental Aspect		-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0
Cost Ratio		0.1	0.8	0.1	0.6	0.1	0.7	0.1	0.6	0.1	0.6	0.1	0.7
Judge		σ <sub>p</sub> = 235.95 kN/m <sup>2</sup> < σ <sub>pas</sub> = 300kN/m <sup>2</sup> (OK) The amount of number of pile is largest and thus the alternative is the most inferior one in terms of constructability.				σ <sub>p</sub> = 222.22 kN/m <sup>2</sup> < σ <sub>pas</sub> = 300kN/m <sup>2</sup> (OK) This alternative entails the smallest amount of pile works.				σ <sub>p</sub> = 205.53 kN/m <sup>2</sup> < σ <sub>pas</sub> = 300kN/m <sup>2</sup> (OK) This alternative entails smaller amount of pile works.			
Construction Period		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.				The amount of pile works including ground excavation is considerably the smallest.				The amount of pile works including ground excavation is considerably large.			
Environmental Aspect		This alternative entails the smallest amount of excavation works.				This alternative entails small amount of excavation works.				This alternative entails the largest amount of excavation works.			
Cost Ratio		1.140				1.000				1.348			
Judge		○				⊙				△			

出典: JICA 調査団

表 4.5.11 オンランプ橋脚基礎形式のレビュー結果(D/D)

Pile Diameter	Cast in Place RC Piles φ1.2m				Cast in Place RC Piles φ1.5m				Cast in Place RC Piles φ2.0m					
	item	mark	unit	Longitudinal Direction	Transverse Direction	Longitudinal Direction	Transverse Direction	Longitudinal Direction	Transverse Direction	Longitudinal Direction	Transverse Direction	Longitudinal Direction	Transverse Direction	
Outline Drawing	Maximum Pile	Pmax	kN	928.8	2,507.3	928.8	2,300.7	1,494.0	3,221.7	1,494.0	3,177.3	2,174.6	4,935.9	
	Reactions	Ra	kN	3,562.0	5,563.0	3,562.0	5,563.0	4,521.0	7,126.0	4,521.0	7,126.0	6,253.0	9,992.0	
	Amount of Reactions	σ/σa	-	0.26	0.45	0.26	0.41	0.33	0.45	0.33	0.45	0.35	0.49	
	Displacement	σx	mm	0.0	14.0	0.0	11.8	0.0	14.0	0.0	14.6	0.0	19.5	
	Stress of a Pile	σsa	mm	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	20.0	20.0	20.0
		R	-	0.00	0.93	0.00	0.79	0.00	0.93	0.00	0.97	0.00	0.98	0.00
		σsa	N/mm <sup>2</sup>	-10.6	297.7	-10.6	242.0	-10.7	247.4	-10.7	186.1	-9.2	265.8	-9.2
	Maximum Stress of a Pile	σ/σa	-	0.05	0.99	0.05	0.81	0.05	0.82	0.05	0.62	0.05	0.89	0.05
		σs= 298 kN/m <sup>2</sup> <σsa= 300kN/m <sup>2</sup> (OK) The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructability.												
	Constructibility	This alternative entails the smallest amount of pile works. ○												
Construction Period	The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller. ◎													
Environmental Aspect	This alternative entails the smallest amount of excavation works. ◎													
Cost Ratio	1.216 △													
Judge	Unselect (Overlap with embankment section of On-ramp) ◎													

Note ◎: Good, ○: Fair, △: Not Recommended

表 4.5.12 オンランプ橋台基礎形式のレビュー結果(D/D)

Pile Diameter	Cast in Place RC Piles φ1.2m		Cast in Place RC Piles φ1.5m		Cast in Place RC Piles φ2.0m	
	Outline Drawing		Outline Drawing		Outline Drawing	
item	mark	unit	Bridge's Longitudinal Direction		Bridge's Longitudinal Direction	
			Persistent Situation	Seismic Situation	Persistent Situation	Seismic Situation
Maximum Pile Reactions	Fmax	kN	1,211.9	1,859.7	1,613.2	2,502.0
	Ra	kN	3,403.0	5,320.0	4,476.0	7,054.0
	$\sigma/\sigma_a$	-	0.36	0.35	0.36	0.35
Amount of Displacement	$\sigma_x$	mm	7.5	14.1	6.7	14.4
	$\sigma_{xa}$	mm	15.0	15.0	15.0	15.0
	R	-	0.50	0.94	0.45	0.96
Stress of a Pile	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	70.3	260.4	54.3	255.9
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	160.0	300.0	160.0	300.0
	$\sigma/\sigma_a$	-	0.44	0.87	0.34	0.85
Maximum Stress of a Pile			$\sigma_s = 260 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sa} = 300 \text{ kN/m}^2$ (OK)		$\sigma_s = 256 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sa} = 300 \text{ kN/m}^2$ (OK)	
Constructability			The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructability.		This alternative entails the smallest amount of pile works.	
Construction Period			The amount of pile works including ground excavation is almost same as other options		The amount of pile works including ground excavation is almost same as other options	
Environmental Aspect			This alternative entails the smallest amount of excavation works.		This alternative entails small amount of excavation works.	
Cost Ratio			1.117		1.000	1.048
Overall Evaluation			⊙		⊙	

Note ⊙: Good, ○: Fair, △: Not Recommended

出典: JICA 調査団

#### 4.5.5 下部工詳細設計結果

##### 4.5.5.1 T形橋脚の設計

T形橋脚の柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。このとき、もっとも不利となる軸力および曲げモーメントの組み合わせを用いるものとする。

計算結果は、

表 4.5.13 に示す。

##### 4.5.5.2 逆T式橋台の設計計算

逆T式橋台の壁は、フーチングとの接合点を固定端とする片持ちばりとして設計する。

橋台のパラペットは、土圧、橋台背面に作用する活荷重および踏掛版からの荷重に対して安全であることを照査する。

ウィングは、活荷重と土圧に対して安全であることを照査する。ウィングは、壁とフーチングに固定された2辺固定版として設計する。計算結果を

表 4.5.13 に示す。

##### 4.5.5.3 橋座部の設計

橋座部は、支承からの鉛直力や水平力に対して十分な耐力を有するように設計する。橋座部は、支承や桁の腐食を生じさせないように適切な配置を行う。

支承を通じて伝達される水平力は、コンクリートならびに鉄筋で共同して抵抗する。コンクリートの抵抗面は、支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端まで範囲で、側面および下方へ45度の広がりを考慮した面とする。

##### 4.5.5.4 フーチングの設計

フーチングは、フーチングの自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、基礎からの反力等により、設計上もっとも不利となる荷重状態を考慮して設計する。フーチングは片持ちばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計する。

フーチングは、部材として必要な厚さを確保するほか、安定計算の前提である剛体としての必要厚さを確保していることを照査する。計算結果を表 4.5.14 に示す。

表 4.5.13 橋脚の柱および橋台たて壁の計算結果 (PO1~PO3 橋脚および AO1 橋台)

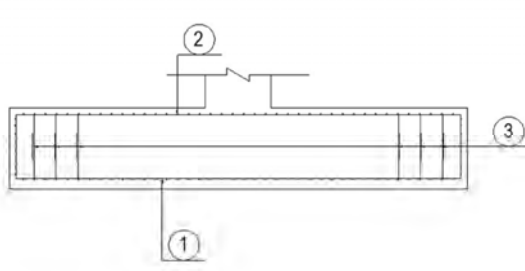
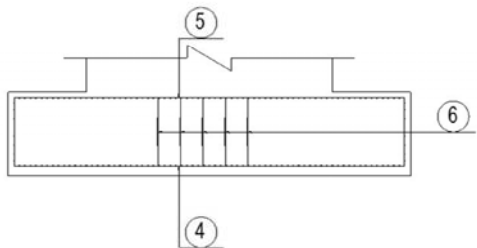
Cross Section of Column  
(Longitudinal Direction)

		AO1		PO1		PO2		PO3		
		LL	TT	LL	TT	LL	TT	LL	TT	
Material	concrete	24N/mm2		24N/mm2		24N/mm2		24N/mm2		
	reinforcement	SD345		SD345		SD345		SD345		
Check for Bending Moment	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm2)	13.34	-	51.66	-	-6.56	-	94.87	
		$\sigma_{sa}$ (N/mm2)	184.00	-	184.00	-	-200.00	-	184.00	
		R-ratio	0.07	-	0.28	-	0.03	-	0.52	
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm2)	91.47	-	244.12	16.79	260.62	44.67	232.05	23.49
		$\sigma_{sa}$ (N/mm2)	300.00	-	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
		R-ratio	0.30	-	0.81	0.06	0.87	0.15	0.77	0.08
Check for Shear	Ordinary	$\tau_m$ (N/mm2)	0.075	-	0.162	-	0.033	-	0.127	-
		$\tau_a$ (N/mm2)	0.134	-	0.349	-	0.260	-	0.305	-
		R-ratio	0.56	-	0.46	-	0.13	-	0.42	-
	Seismic	$\tau_m$ (N/mm2)	0.154	-	0.522	0.207	0.248	0.218	0.265	0.181
		$\tau_a$ (N/mm2)	0.204	-	0.462 (2.550)	0.279	0.344	0.210 (2.550)	0.404	0.246
		R-ratio	0.75	-	1.13 (0.20)	0.74	0.72	1.04 (0.09)	0.66	0.74

Note :  
 $\sigma_s$  : Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  : Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  : Unit Share Force  
 $\tau_a$  : Allowable Unit Share Force  
 R-ratio : Design result / Capacity

出典: JICA 調査

表 4.5.14 フーチングの計算結果 (P01~P03)

			PIER					
			<div style="text-align: center;">                     Longitudinal                        Transversal   </div>					
Cross Section of Pile Cap (Longitudinal & Transversal Direction) SD345			PO1		PO2		PO3	
			LL	TT	LL	TT	LL	TT
Arrangement of reinforcement	①	④	D32@125	D29@250	D29@250	D19@250	D25@125	D22@250
	②	⑤	D25@125	D22@250	D22@250	D19@250	D25@250	D19@250
	③	⑥	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500	D16@500
Check for Bending Stress	Ordinary	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	131.97	124.07	132.88	69.67	150.20	69.58
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	184.00	160.00	160.00	160.00	184.00	160.00
		R-ratio	0.72	0.78	0.83	0.44	0.82	0.43
	Seismic	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	258.47	124.07	289.50	69.67	214.81	69.58
		$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
		R-ratio	0.86	0.41	0.97	0.23	0.72	0.23
Check for Shear Stress	Ordinary	$r_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.366	—	0.339	—	0.441	—
		$r_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.656	—	0.880	—	1.009	—
		R-ratio	0.56	—	0.39	—	0.44	—
	Seismic	$r_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.650	—	0.649	—	0.703	—
		$r_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.868	—	1.339	—	1.536	—
		R-ratio	0.75	—	0.48	—	0.46	—

$\sigma_s$  : Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  : Allowable Unit Stress  
 $r_m$  : Unit Share Force  
 $r_a$  : Allowable Unit Share Force  
 R-ratio : Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

#### 4.5.5.5 基礎の設計

杭基礎の設計は、常時および地震時において次の要求を満たすものとする。

- 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。杭の軸方向許容押し込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限支持力に対し、常時は 3、地震時ならびに船舶衝突時は 2 の安全率を確保する。
- 基礎の水平変位を、残留変位が大きくなり工学的に弾性挙動として評価できる範囲に抑える必要がある。許容水平変位は、多数の載荷試験結果に基づき、原則として基礎幅の 1% とする。杭径 1.5m 以下の杭基礎においては過去の実績を考慮して 15mm とする。杭径が 2m の場合の橋脚の許容水平変位は 20mm とする。

また、橋台基礎の場合は、クリープ変位や背面土の沈下等により長期にわたって増加すると考えられる変位量に対処するための配慮である。

基礎の安定計算を表 4.5.15 に示す。杭の断面計算結果は表 4.5.16 に示す。

表 4.5.15 場所打ち杭基礎の安定計算結果 (AO1~PO3)

	AO1	PO1	PO2	PO3	
Boring Log & Pile Length (m)					
	<b>File Information</b>				
	Diameter of Pile (mm)	1,500	2,000	2,000	2,000
	Number of Piles (Nos.)	9	5	4	4
Pile Length (m)	56.4	57.0	57.5	58.0	
<b>Bearing Resistance of Ordinary</b>					
Pile Head Reaction (kN)	1,546	3,220	2,805	3,864	
Bearing Capacity (kN)	4,476	6,361	6,385	6,550	
R-Ratio	0.345	0.506	0.439	0.590	
<b>Horizontal Movement of Ordinary</b>					
Horizontal Movement (mm)	6.4	6.9	2.1	8.6	
Capacity (mm)	15.0	20.0	20.0	20.0	
R-Ratio	0.427	0.347	0.107	0.432	
<b>Bearing Resistance of Seismic</b>					
Pile Head Reaction (kN)	2,512	5,330	4,733	5,088	
Bearing Capacity (kN)	7,054	10,149	10,193	10,445	
R-Ratio	0.356	0.525	0.464	0.487	
<b>Horizontal Movement of Seismic</b>					
Horizontal Movement (mm)	14.2	19.8	16.4	17.7	
Capacity (mm)	15.0	20.0	20.0	20.0	
R-Ratio	0.949	0.992	0.818	0.887	
<b>Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary</b>					
Axial Compression Forces (kN)	12,144	11,248	9,993	10,322	
Bearing Capacity (kN)	310,198	330,692	205,404	207,765	
R-Ratio	0.039	0.034	0.049	0.050	
<b>Judgement of Lateral Movement</b>					
Identifying Index	3.569	—	—	—	
Capacity	1.200	—	—	—	

\* We also conducted a study on the negative skin friction force, but another case became severe in all foundations, so the value of bearing resistance is ordinary case.

出典: JICA 調査団



表 4.5.16 場所打ち杭の杭体断面計算結果 (AO1~PO3)

	AO1	PO1	PO2	PO3	
Cross Section of Pile SD345					
	32-D29@115.84 AS=205.568cm <sup>2</sup>	44-D32@120 AS=349.448cm <sup>2</sup>	44-D29@124 AS=282.656cm <sup>2</sup>	44-D29@124 AS=282.656cm <sup>2</sup>	
	<b>Check for Bending Stress</b>				
	Ordinary				
	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	57.60	39.39	—	50.64
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	184.00	184.00	—	184.00	
R-ratio	0.31	0.21	—	0.28	
Seismic					
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	251.96	268.69	203.16	227.68	
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300.00	300.00	300.00	300.00	
R-ratio	0.84	0.90	0.68	0.76	
<b>Check for Shear Stress</b>					
Ordinary					
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.105	0.076	0.020	0.076	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.412	0.349	0.566	0.379	
R-ratio	0.25	0.22	0.04	0.20	
Seismic					
$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.332	0.336	0.227	0.238	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.438	0.399	0.375	0.375	
R-ratio	0.76	0.84	0.61	0.63	

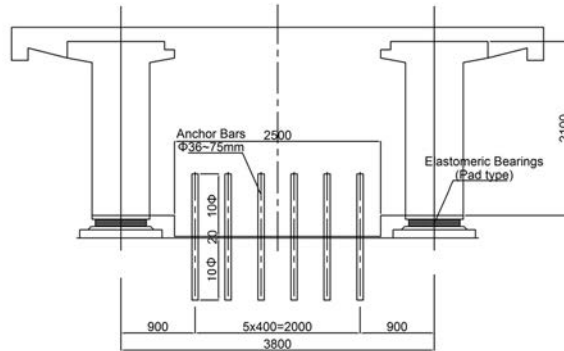
$\sigma_s$  ; Bending Unit Stress  
 $\sigma_{sa}$  ; Allowable Unit Stress  
 $\tau_m$  ; Unit Share Force  
 $\tau_a$  ; Allowable Unit Share Force

出典: JICA 調査団

4.5.6 橋梁付属物

4.5.6.1 支承

オンランプ橋の橋軸方向の支承条件は、固定可動支持とする。橋軸直角方向については、本線橋との接続から固定支持とする。支承はゴム支承とし、固定装置として支承と別にアンカーバーを橋脚上に配置する。

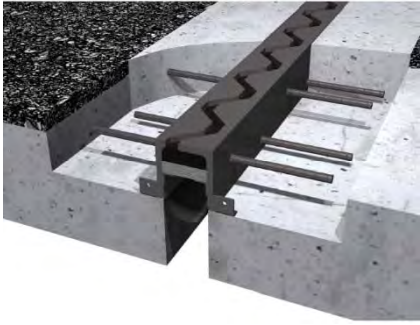
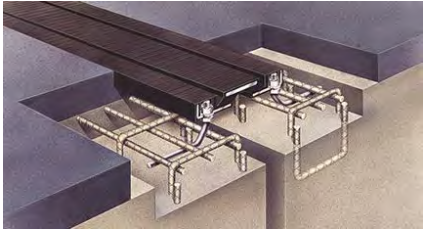


出典: JICA 調査団

図 4.5.10 オンランプ橋の支承及びアンカーバーの配置

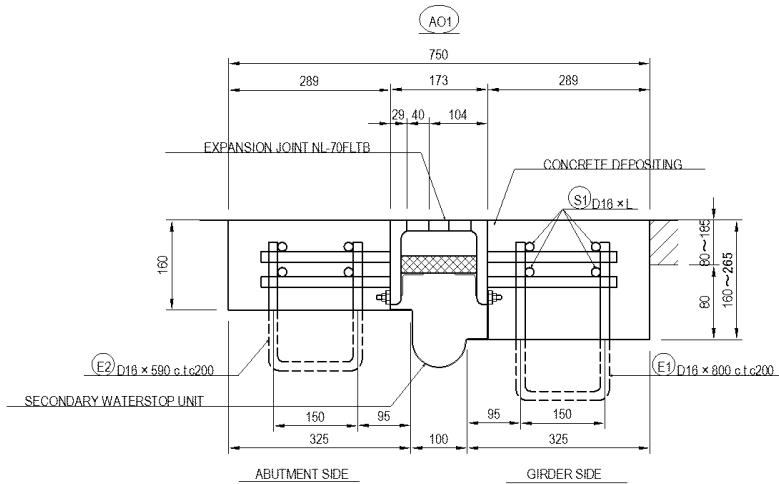
4.5.6.2 伸縮装置

オンランプ橋の伸縮装置は、耐久性及び維持管理を考慮し、鋼製ジョイントとする。

表 4.5.17 オンランプ橋の伸縮装置タイプの比較	鋼製ジョイント	ゴムジョイント
概要図		
機能性	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼部材のため剛性が高い。</li> <li>耐久性は高い。</li> <li>走行性は中程度である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴム部材があり、たわみは大きめである。</li> <li>ゴム部は紫外線により劣化する。</li> <li>表面がゴムのため走行性に優れる。</li> </ul>
施工性	<ul style="list-style-type: none"> <li>設置は容易である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>設置は容易である。</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 軽量である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 軽量である</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 部材は部分交換が可能。</li> <li>• 耐用年数が比較的長い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 部分的な部材交換は困難。</li> <li>• 耐用年数はやや短めである。</li> </ul>
評価	◎	

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

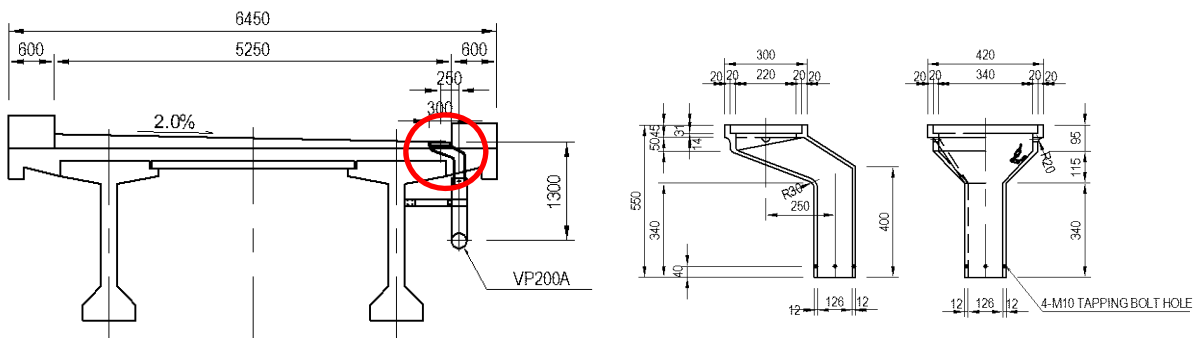
図 4.5.11 オンランプ橋の伸縮装置 (AO1)

4.5.6.3 防護柵

防護柵は主橋梁区間と統一して鋼製高欄とした。種別は日本の防護柵設置基準における A 種とし、防護柵高さは主橋梁との連続性を考慮し 1.1m とした。

4.5.6.4 排水装置

橋面の雨水は路肩に設置した排水ますによって排水される。オンランプ橋は陸上に位置するため、排水ますに集められた雨水は各下部工まで横引きされ、そこで地上の排水ます（側溝に接続している）まで縦引きされる。



出典: JICA 調査団

図 4.5.12 排水ます配置及びディテール (オンランプ橋)

4.6 フライオーバー区間

4.6.1 フライオーバー区間の設計

4.6.1.1 アプローチ道路 (北部) 及びフライオーバー区間の総延長

基本設計(B/D)を実施するに先立ち、F/S から更新した設計条件と地盤調査結果に基づき、JICA による追加 F/S<sup>1</sup>における橋梁計画の精査を行った。

検討結果概要を表 4.6.1 に示す。各検討内容は、以降の節にて説明する。

表 4.6.1 橋梁計画のレビュー結果概要

精査項目	追加 F/S 時	D/D 時	参照
橋長	L = 547m	L = 602m	4.6.1.1
支間割	34+(40+60+33)+(7@30m)+(33+64+40) +33	2@30m+(55+70+55)+6@30m+35+52 +35+2@30	4.6.1.2
構造形式	1) 一般部 PC-I 桁 (最大支間長 = 34m) 2) Shukinthar Myopat 交差点部 鋼版桁 (最大支間長 = 60m) 3) Yadanar 交差点部 鋼版桁(最大支間長 = 64m)	1) 一般部 PC-I 桁 (最大支間長 = 30m) 2) Shukinthar Myopat 交差点部 鋼箱桁(最大支間長 = 70m) 3) Yadanar 交差点部 鋼版桁(最大支間長 = 52m)	4.6.1.3
基礎形式	場所打ち杭 (D=1200)	場所打ち杭 (D=1500)	4.6.1.4

出典: JICA 調査団

4.6.1.2 最適橋長の検討

(1) はじめに

フライオーバーの橋長は、追加 F/S 時において、入手可能な資料が限られていたため技術的な比較検討は行わず、軟弱地盤上に適用可能な橋台高から決定された。したがって本調査では、最新の地盤調査結果及び設計条件を考慮し、経済的な側面から以下の 4 案で比較検討を行い、フライオーバー区間の最適な橋長を検討した。

- 比較案-1: 橋長最短案/ L=542m (F/S 時)
- 比較案-2: 橋長最短案+ 30m
- 比較案-3: 橋長最短案+ 60m
- 比較案-4: 橋長最短案+ 90m

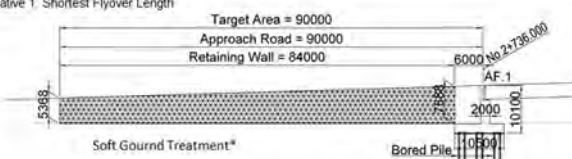
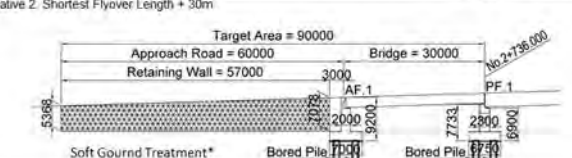
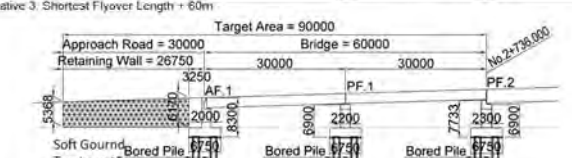
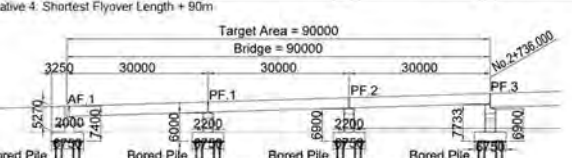
<sup>1</sup> The Supplemental Survey for the Project for Construction of Bago River Bridge (JICA, 2016)

(2) 比較検討結果

表 4.6.2 に示すように“比較案-3: 橋長最短案+60m”が最も経済的であるという結果となった。よって、フライオーバー区間の橋長を 602m とする。

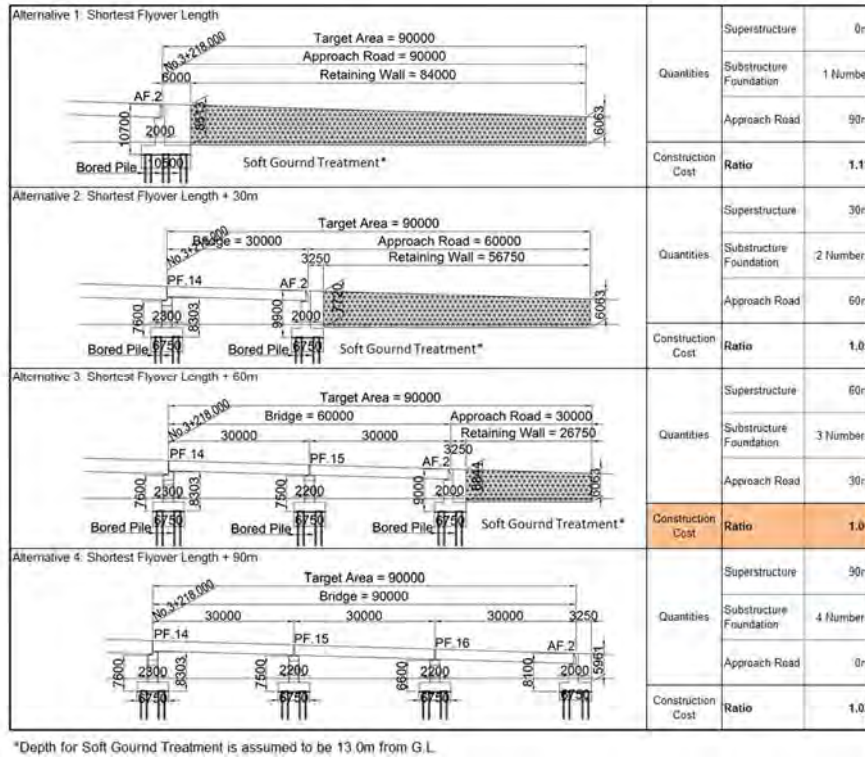
表 4.6.2 橋台位置の比較検討

AF1 橋台

<p>Alternative 1. Shortest Flyover Length</p> <p>Target Area = 90000 Approach Road = 90000 Retaining Wall = 84000</p>  <p>Soft Gourd Treatment* Bored Pile</p>	<table border="1"> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Quantities</td> <td>Superstructure</td> <td>0m</td> </tr> <tr> <td>Substructure Foundation</td> <td>1 Number</td> </tr> <tr> <td>Approach Road</td> <td>90m</td> </tr> <tr> <td>Construction Cost</td> <td>Ratio</td> <td>1.06</td> </tr> </tbody> </table>	Quantities	Superstructure	0m	Substructure Foundation	1 Number	Approach Road	90m	Construction Cost	Ratio	1.06
Quantities	Superstructure		0m								
	Substructure Foundation		1 Number								
	Approach Road	90m									
Construction Cost	Ratio	1.06									
<p>Alternative 2. Shortest Flyover Length + 30m</p> <p>Target Area = 90000 Approach Road = 60000 Retaining Wall = 57000</p>  <p>Soft Gourd Treatment* Bored Pile</p>	<table border="1"> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Quantities</td> <td>Superstructure</td> <td>30m</td> </tr> <tr> <td>Substructure Foundation</td> <td>2 Numbers</td> </tr> <tr> <td>Approach Road</td> <td>60m</td> </tr> <tr> <td>Construction Cost</td> <td>Ratio</td> <td>1.02</td> </tr> </tbody> </table>	Quantities	Superstructure	30m	Substructure Foundation	2 Numbers	Approach Road	60m	Construction Cost	Ratio	1.02
Quantities	Superstructure		30m								
	Substructure Foundation		2 Numbers								
	Approach Road	60m									
Construction Cost	Ratio	1.02									
<p>Alternative 3. Shortest Flyover Length + 60m</p> <p>Target Area = 90000 Approach Road = 30000 Retaining Wall = 26750</p>  <p>Soft Gourd Treatment* Bored Pile</p>	<table border="1"> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Quantities</td> <td>Superstructure</td> <td>60m</td> </tr> <tr> <td>Substructure Foundation</td> <td>3 Numbers</td> </tr> <tr> <td>Approach Road</td> <td>30m</td> </tr> <tr> <td>Construction Cost</td> <td>Ratio</td> <td>1.00</td> </tr> </tbody> </table>	Quantities	Superstructure	60m	Substructure Foundation	3 Numbers	Approach Road	30m	Construction Cost	Ratio	1.00
Quantities	Superstructure		60m								
	Substructure Foundation		3 Numbers								
	Approach Road	30m									
Construction Cost	Ratio	1.00									
<p>Alternative 4. Shortest Flyover Length + 90m</p> <p>Target Area = 90000 Bridge = 90000</p>  <p>Bored Pile</p>	<table border="1"> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Quantities</td> <td>Superstructure</td> <td>90m</td> </tr> <tr> <td>Substructure Foundation</td> <td>4 Numbers</td> </tr> <tr> <td>Approach Road</td> <td>0m</td> </tr> <tr> <td>Construction Cost</td> <td>Ratio</td> <td>1.03</td> </tr> </tbody> </table>	Quantities	Superstructure	90m	Substructure Foundation	4 Numbers	Approach Road	0m	Construction Cost	Ratio	1.03
Quantities	Superstructure		90m								
	Substructure Foundation		4 Numbers								
	Approach Road	0m									
Construction Cost	Ratio	1.03									

\*Depth for Soft Gourd Treatment is assumed to be 16.5m from G.L.

AF2 橋台



出典: JICA 調査団

4.6.1.3 支間割りの検討

(1) はじめに

フライオーバー区間は図 4.6.1 に示すように、交差点部と一般部に分けられる。上述の通り、レビューによりフライオーバーの橋長が変更されたため、支間割りにについても下記の点を考慮し、レビューを実施した。

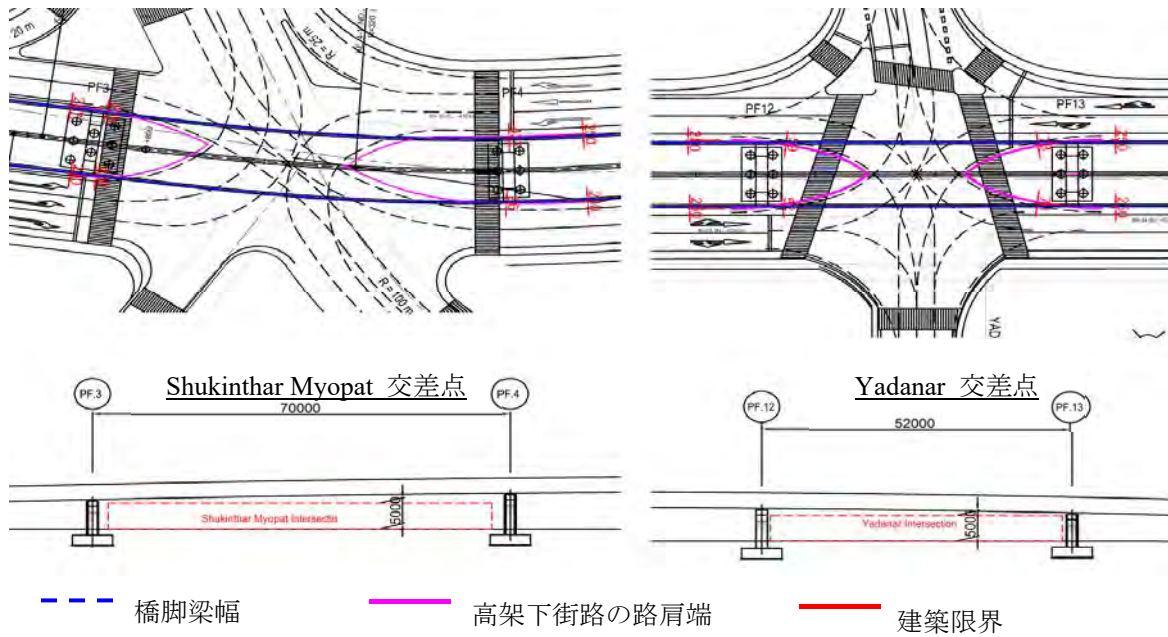
1) 交差点部の必要最小支間長

高架下の建築限界 (5.0m) を確保することが必要であることに加え、運転者が歩行者を認識できるよう、橋脚は交差点から横断歩道の外側に設置する必要がある。したがって、橋脚位置及び必要最小支間長は 5.0m の建築限界もしくは横断歩道の位置によって決定される。表 4.6.3 に交差点区間の必要最小支間長を示す。

表 4.6.3 交差点区間の必要最小支間長

位置	必要最小支間長	備考
Shukinthar 交差点	70m	橋脚位置は横断歩道位置により決定 (図 4.6.1 参照)
Yadanar 交差点	52m	橋脚位置は建築限界により決定 (図 4.6.1 参照)

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

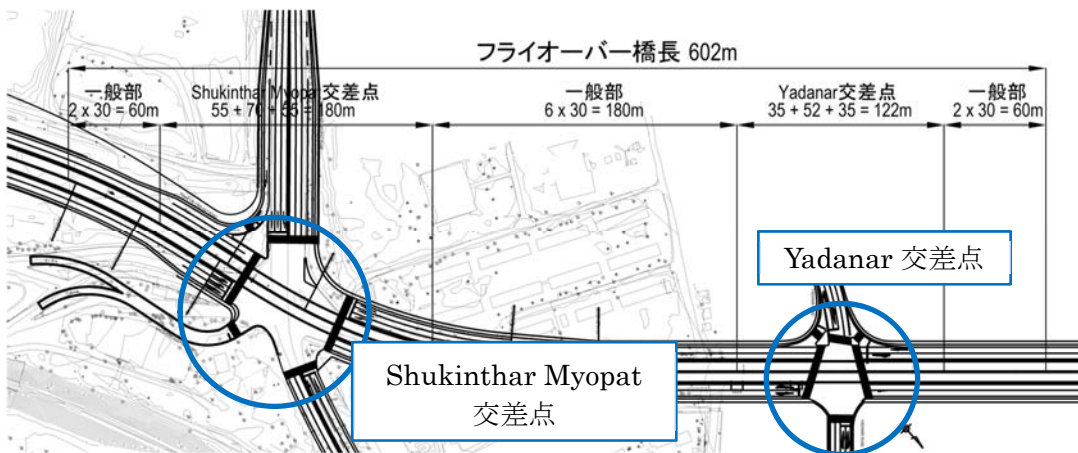
図 4.6.1 Shukintha Myopat 交差点及び Yadanar 交差点での必要最小支間長

2) 経済的な支間割

交差点における側径間長は、中央支間に対する経済的な支間比0.7~0.8:1.0)となるよう決定した。一般部の支間長は 30m とした。

(2) フライオーバー区間の支間割

レビューの結果、フライオーバーの支間割を図 4.6.2 のように定めた。



出典: JICA 調査団

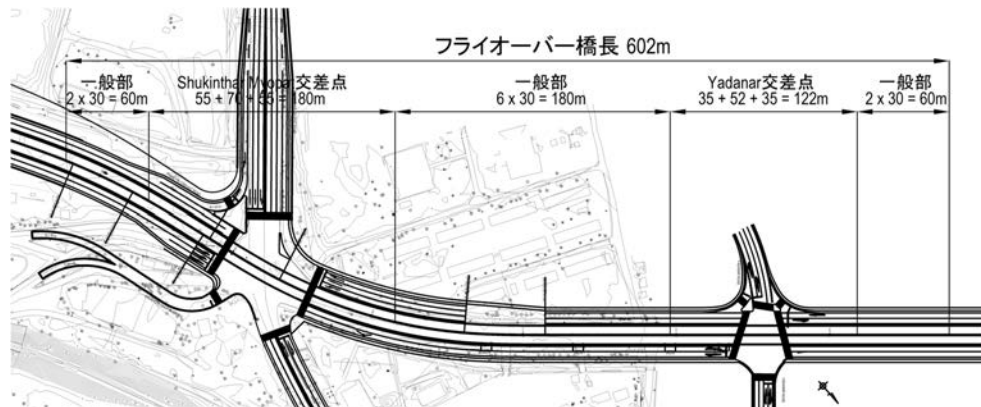
図 4.6.2 フライオーバー区間の支間割

4.6.1.4 橋梁形式の検討

(1) はじめに

前節で支間割を変更したことに伴い、追加 F/S 時の橋梁形式についても再度比較検討を行った。比較検討は 1) 一般部、2) Shukinthar Myopat 交差点部、3) Yadanar 交差点部のそれぞれに対して行い、下記の項目を考慮して評価を行った。

- 施工性及び品質管理
- 構造的性
- 建設コスト
- 工期
- 維持管理性



出典: JICA 調査団

図 4.6.3 フライオーバー区間における Shukinthar Myopat 交差点部、Yadanar 交差点部及び一般部の位置

(2) 一般部の構造形式

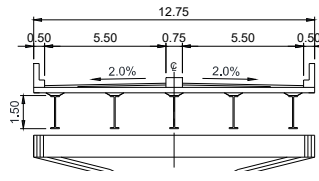
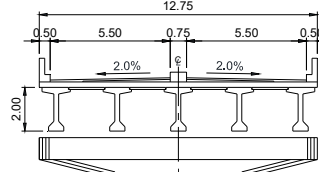
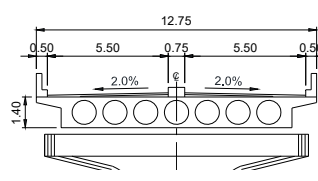
一般部の最大支間長は 30m であることから、下記の比較案により検討を行った。

- 比較案-1 鋼板桁橋
- 比較案-2 PC-I 桁橋（追加 F/S 案）
- 比較案-3 PC 中空床板橋

表 4.6.4 に示す比較検討結果より、最も経済性に優れる“比較案-2 PC-I 桁”を採用した。

表 4.6.4 一般部の構造形式の比較検討



評価項目	比較案-1 鋼板桁橋	比較案-2 PC-I 桁橋 (F/S 案)	比較案-3 PC 中空床板橋
横断面			
架設方法	クレーン架設工法	クレーン架設工法	オールステーディング工法
施工性及び品質管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 工場製作であるため、品質管理が容易</li> <li>- 場所打ち桁に対して現場作業が単純化できる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 現場でのプレキャストであるため、品質管理が容易</li> <li>- 場所打ち桁に対して現場作業が単純化できる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 現場打ちのため、品質は劣る</li> <li>- 現場作業は単純でない</li> </ul>
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長：30-60m</li> <li>- 上部工重量が軽い</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長：20-40m</li> <li>- 上部工重量は中程度</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長：20-30m</li> <li>- 上部工重量が大きい</li> </ul>
建設コスト	比率 = 1.18	比率= 1.00	比率= 1.05
工期	5 ヶ月	7 ヶ月	11 ヶ月
維持管理性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗装塗り替えが必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えが必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えが必要</li> </ul>
評価	推奨案しない	推奨する	推奨案しない

凡例：◎◎非常に良い、○良い、△普通 ×良くない

出典：JICA 調査団

(3) Shukinthar Myopat 交差点部の構造形式

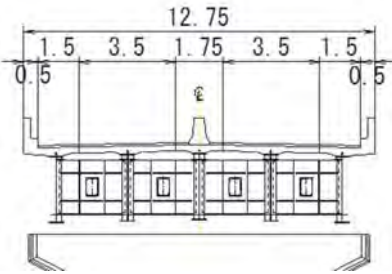
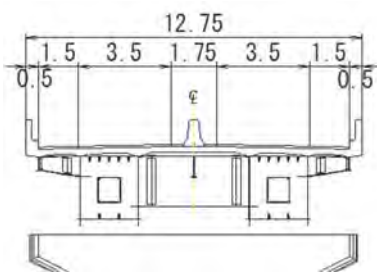
最大支間長は 70m であることから、下記の比較案<sup>2</sup>により検討を行った。

- 比較案-1 鋼板桁橋 (追加 F/S 案)
- 比較案-2 鋼箱桁橋

<sup>2</sup> PC 箱桁は重量が大きいため、交差点部の架設では不利であり、杭本数も多くなることから経済性においても劣るため、比較案から除外した。

表 4.6.5 に示す比較検討結果より、経済性、工期、構造的観点から、“比較案-2 鋼箱桁”を採用した。

表 4.6.5 Shukinthar Myopat 交差点部の構造形式の比較検討

評価項目	比較案-1 鋼板桁橋(F/S 案)	比較案-2 鋼箱桁橋
横断面		
架設工法	クレーン架設工法	クレーン架設工法
施工性及び品質管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 工場製作であるため、品質管理が容易</li> <li>- 現場作業が単純化される</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 工場製作であるため、品質管理が容易</li> <li>- 現場作業が単純化される</li> </ul>
構造的	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長：30-60m</li> <li>- 曲率半径の小さい曲線部では、ねじり剛性を確保するため、上下に横桁配置が必要</li> <li>- 重量が大きい(956t)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長：40-80m</li> <li>- 曲率半径の小さい曲線部に適した構造形式である</li> <li>- 重量が小さい(707t)</li> </ul>
建設コスト	比率 = 1.16	比率= 1.00
工期	17 ヶ月	15 ヶ月
維持管理性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要</li> </ul>
評価	推奨しない	推奨する

凡例：◎非常に良い、○良い、△普通 ×良くない

出典：JICA 調査団

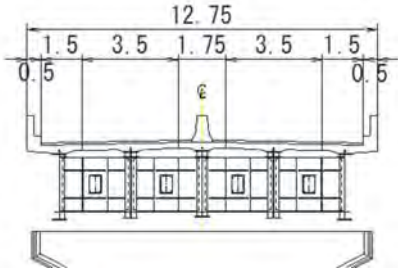
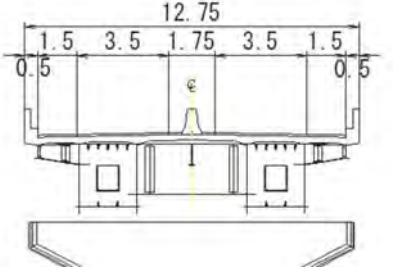
(4) Yadanar 交差点部の構造形式

最大支間長は 70m であることから、下記の比較案<sup>3</sup>により検討を行った。

- 比較案-1 鋼版桁 (追加 F/S 時の計画案)
- 比較案-2 鋼箱桁

表 4.6.6 に示す比較検討結果より、経済性、工期、構造性の観点から、推奨案として“比較案-1 鋼版桁”を採用した。

表 4.6.6 Yadanar I/S 交差点部の構造形式の比較検討

評価項目	比較案-1 鋼版桁 (F/S 時の計画案)	比較案-2 鋼箱桁
横断面		
架設工法	クレーン架設工法	クレーン架設工法
施工性及び品質管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 工場製作であるため、品質管理が容易</li> <li>- 現場作業が単純化される</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 工場製作であるため、品質管理が容易</li> <li>- 現場作業が単純化される</li> </ul>
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長 : 30-60m</li> <li>- 重量は小さい(339t)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 適用支間長 : 40-80m</li> <li>- 重量は小さい(364t)</li> </ul>
建設コスト	比率 = 1.00	比率 = 1.19
工期	9 ヶ月	9 ヶ月
維持管理性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要</li> </ul>
評価	推奨する	推奨しない

凡例 : ◎非常に良い, ○良い, △普通 ×良くない

<sup>3</sup> PC 箱桁は重量が大きいため交差点部の架設では不利であり、杭本数も多くなることから経済性においても劣るため、比較案から除外した。

出典：JICA 調査団

#### 4.6.1.5 フライオーバー区間の基礎形式

##### (1) はじめに

下記に示す条件を考慮し、基礎形式の比較案を抽出した。

- 荷重レベル : 通常 (PC-I 桁 / 最大支間長 30m)  
大 (鋼鈑桁 / 最大支間長 52m、鋼箱桁 / 最大支間長 70m)
- 建設ヤード : 沿道に住宅が存在するため、施工ヤードが限られている
- 騒音及び振動 : 周辺に住宅地があるため、低騒音・低振動が望ましい
- 有毒ガス : 周辺に住宅地があるため、施工による有毒ガスの影響は小さい工法が望ましい
- 地盤条件 / 支持層の深さ : G.L -40m から 45m
- 地盤条件 / 支持層の土層 : CLAY-IV (PF2 – PF8)

Clayey Sand II (AF1, PF1, PF9- AF2)

フライオーバーの基礎形式として、場所打ち杭、PHC / SC 杭、鋼管杭、地中連続壁基礎、ケーソン基礎が適用可能である。しかしながら、荷重レベルが大きくない場合、地中連続壁基礎及びケーソン基礎は不経済であることから、比較案から除外した。

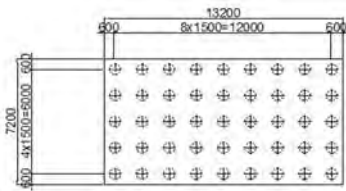
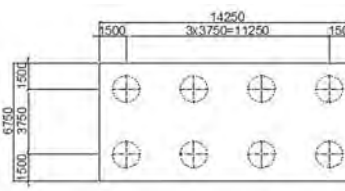
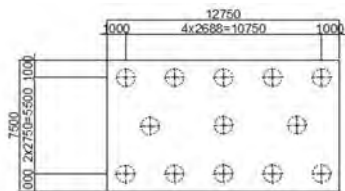
したがって、1) 一般部の AF1 橋台及び PF6 橋脚、2) 交差点部の PF3 橋脚を代表基とし、以下に示す比較案により最適基礎形式の検討を行った。

- 比較案-1 PHC 杭
- 比較案-2 場所打ち杭 (追加 F/S 案)
- 比較案-3 鋼管杭

(2) フライオーバーの基礎形式

表 4.6.7 から表 4.6.9 に示すように、最も経済性に優れることから、“比較案-2 場所打ち杭”をフライオーバーの基礎形式として選定する。

表 4.6.7 交差点部の基礎形式の比較検討(AF1)

評価項目	比較案-1 PHC 杭	比較案-2 場所打ち杭 (F/S 案)	比較案-3 鋼管杭
断面図	 <p>D=600mm x 45 本 (L=41.5m)</p>	 <p>D=1500mm x 8 本(L=41.5m)</p>	 <p>D=1000mm x 13 本(L=41.5m)</p>
施工性及び品質管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応不可</li> <li>- 工場製品であるため品質の確保が容易</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応可能</li> <li>- 場所打ちであるため十分な品質管理が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応不可</li> <li>- 工場製品であるため品質の確保が容易</li> </ul>
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：小</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 40m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：大</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 60m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：中</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 60m</li> </ul>
建設コスト	比率 = 1.56	比率= 1.00	比率= 1.34
工期	32 日間 / 基	23 日間 / 基	14 日間 / 基
周辺環境への影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が大きい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が小さい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が大きい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul>
評価	推奨しない	推奨する	推奨しない

凡例：◎非常に良い、○良い、△普通 ×良くない

出典：JICA 調査団

表 4.6.8 交差点部の基礎形式の比較検討(PF6)

評価項目	比較案-1 PHC 杭	比較案-2 場所打ち杭 (F/S 案)	比較案-3 鋼管杭
断面図	<p>D=600mm x 24 本 (L=37.5m)</p>	<p>D=1500mm x 6 本(L=37.5m)</p>	<p>D=1000mm x 8 本(L=37.5m)</p>
施工性及び品質管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応不可</li> <li>- 工場製品であるため品質の確保が容易</li> </ul> <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応可能</li> <li>- 場所打ちであるため十分な品質管理が必要</li> </ul> <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応不可</li> <li>- 工場製品であるため品質の確保が容易</li> </ul> <p>○</p>
構造的	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：小</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 40m</li> </ul> <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：大</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 60m</li> </ul> <p>◎</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：中</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 60m</li> </ul> <p>○</p>
建設コスト	<p>比率 = 1.15</p> <p>△</p>	<p>比率= 1.00</p> <p>◎</p>	<p>比率= 1.09</p> <p>○</p>
工期	<p>15 日間 / 基</p> <p>△</p>	<p>14 日間 / 基</p> <p>○</p>	<p>9 日間 / 基</p> <p>◎</p>
周辺環境への影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が大きい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul> <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が小さい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul> <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が大きい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul> <p>○</p>
評価	<p>推奨案しない</p>	<p><b>推奨する</b></p>	<p>推奨案しない</p>

凡例：◎非常に良い、○良い、△普通 ×良くない

出典：JICA 調査団

表 4.6.9 交差点部の基礎形式の比較検討(PF3)

評価項目	比較案-1 PHC 杭	比較案-2 場所打ち杭 (F/S 案)	比較案-3 鋼管杭
断面図	<p>D=600mm x 30 本 (L=40.0m)</p>	<p>D=1500 x 6 本 (L=40.0m)</p>	<p>D=1000mm x 14 本 (L=40.0m)</p>
施工性及び品質管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応不可</li> <li>- 工場製品であるため品質の確保が容易</li> </ul> <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応可能</li> <li>- 場所打ちであるため十分な品質管理が必要</li> </ul> <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 施工時の杭長変化に対応不可</li> <li>- 工場製品であるため品質の確保が容易</li> </ul> <p>○</p>
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：小</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 40m</li> </ul> <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：大</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 60m</li> </ul> <p>◎</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 杭の支持力：中</li> <li>- 適用可能杭長：5m - 60m</li> </ul> <p>○</p>
建設コスト	<p>比率 = 1.37</p> <p>△</p>	<p>比率=1.00</p> <p>◎</p>	<p>比率=1.85</p> <p>○</p>
工期	<p>20 日間 / 基</p> <p>△</p>	<p>18 日間 / 基</p> <p>○</p>	<p>15 日間 / 基</p> <p>◎</p>
周辺環境への影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が大きい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul> <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が小さい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul> <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 振動、騒音が大きい</li> <li>- 排土処理が必要</li> </ul> <p>○</p>
評価	<p>推奨しない</p>	<p>推奨する</p>	<p>推奨しない</p>

凡例：◎非常に良い、○良い、△普通 ×良くない

出典：JICA 調査団

(3) 杭径の決定

上記の比較検討に加え、杭径比較を実施し、場所打ち杭の最適杭径を決定した。比較検討の結果、表 4.6.10 に示すように“比較案-3 D=1500mm”を最適杭径とする。

表 4.6.10 杭径の比較検討

項目		比較案-1 D=1000mm	比較案 D=1200mm	比較案 D=1500mm
建設コスト	AF1	比率=1.05 (18 本 / L=41.5m)	比率=1.21 (12 本 / L=41.5m)	比率=1.00 (8 本 / L=41.5m)
	PF6	比率=1.17 (15 本 / L=37.5m)	比率=1.07 (8 本 / L=37.5m)	比率=1.00 (6 本 / L=37.5m)
	PF3	比率=1.16 (15 本 / L=40.0m)	比率=1.39 (12 本 / L=40.0m)	比率=1.00 (6 Nos / L=40.0m)
評価		経済性で劣る	経済性で劣る	最も経済性に優れる

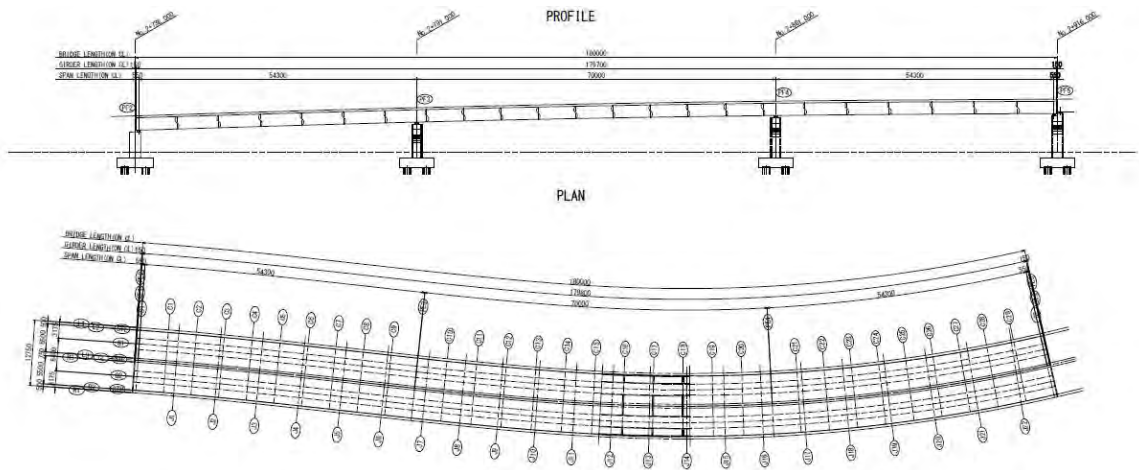
出典: JICA 調査団

#### 4.6.2 フライオーバー区間の基本設計

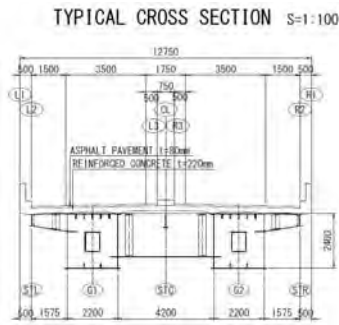
##### 4.6.2.1 鋼桁橋の基本設計

###### (1) 鋼箱桁橋

基本設計時の鋼箱桁橋の側面図、平面図、断面図を下記に示す。





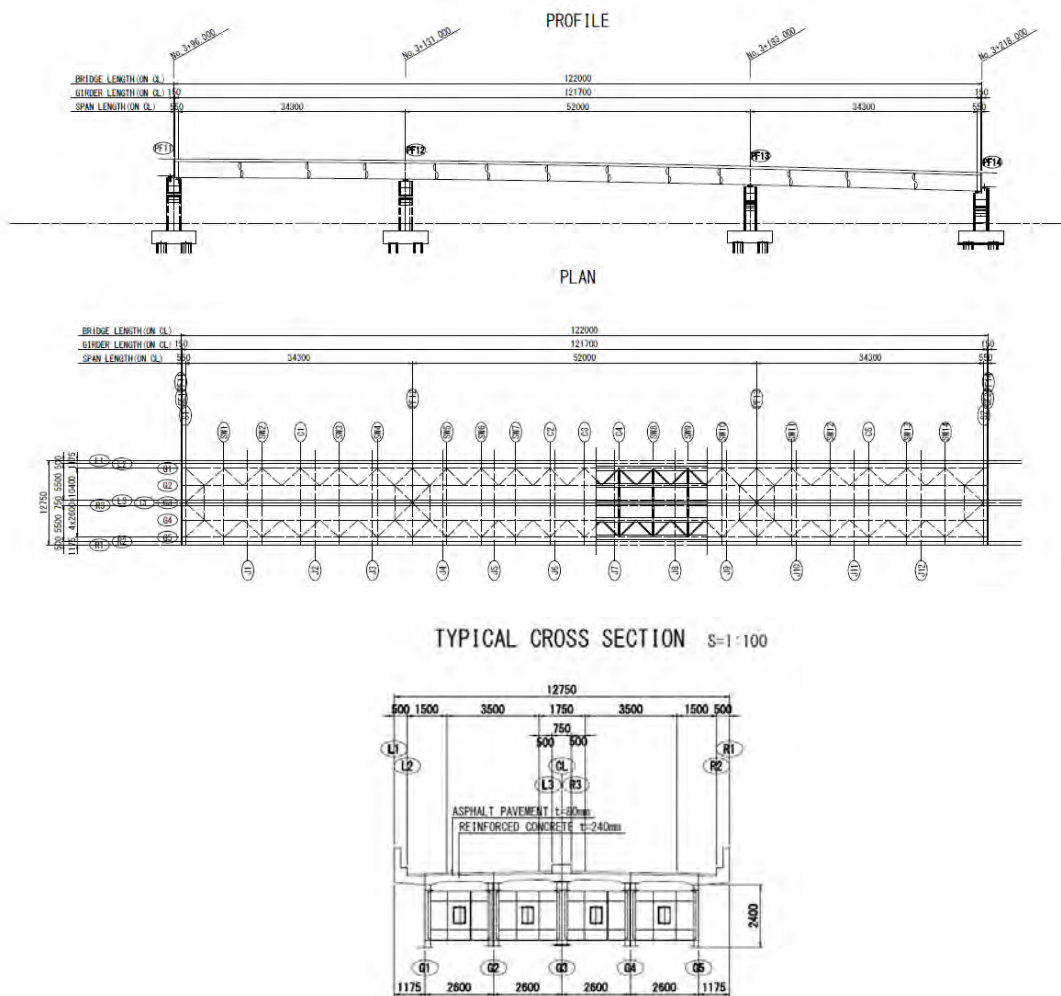


出典: JICA 調査団

図 4.6.4 鋼箱桁橋の側面図、平面図、断面図(基本設計時)

(2) 鋼鈹桁橋

基本設計時の鋼鈹桁橋の側面図、平面図、断面図を下記に示す。

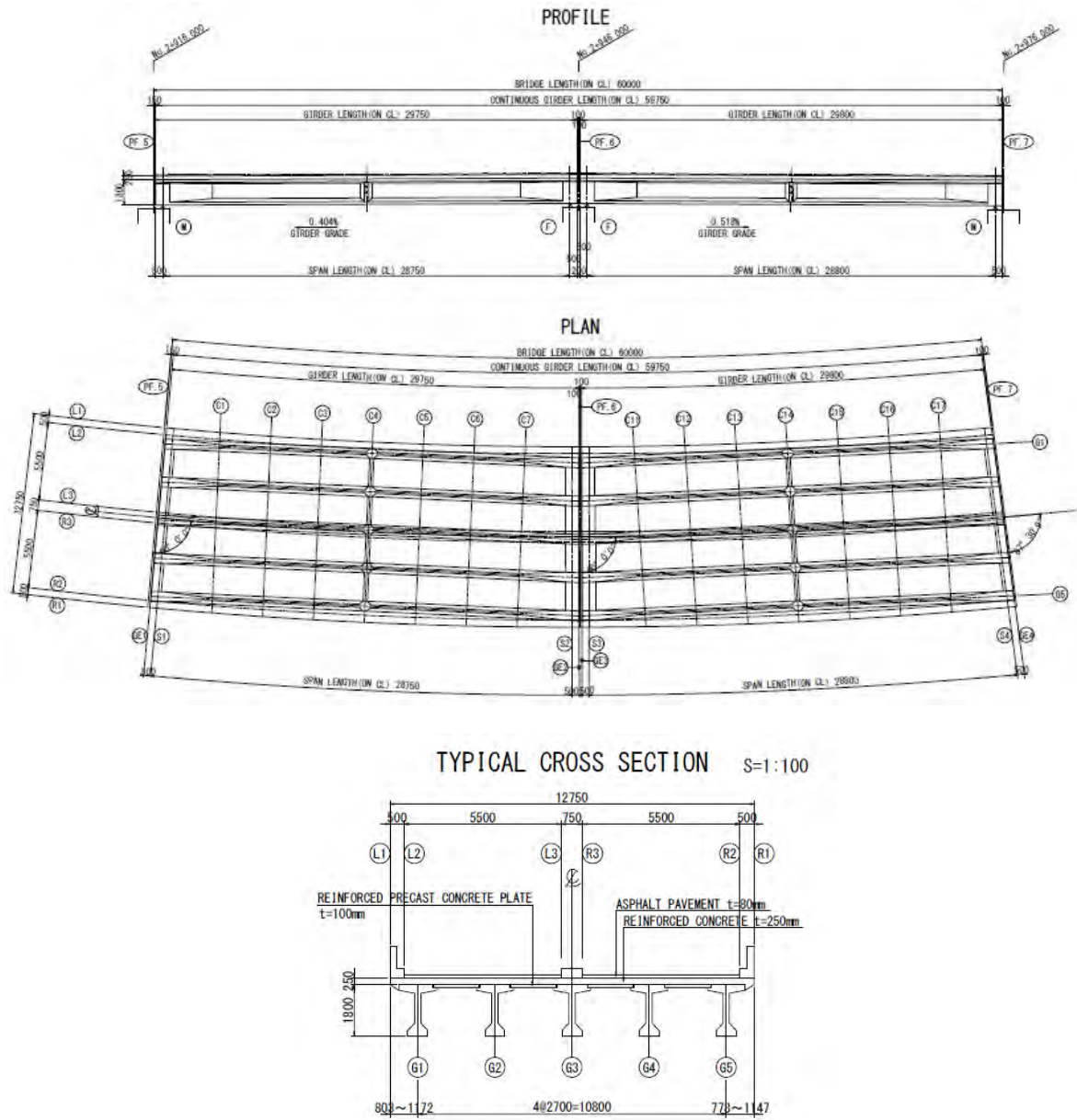


出典: JICA 調査団

図 4.6.5 鋼鈹桁橋の側面図、平面図、断面図(基本設計時)

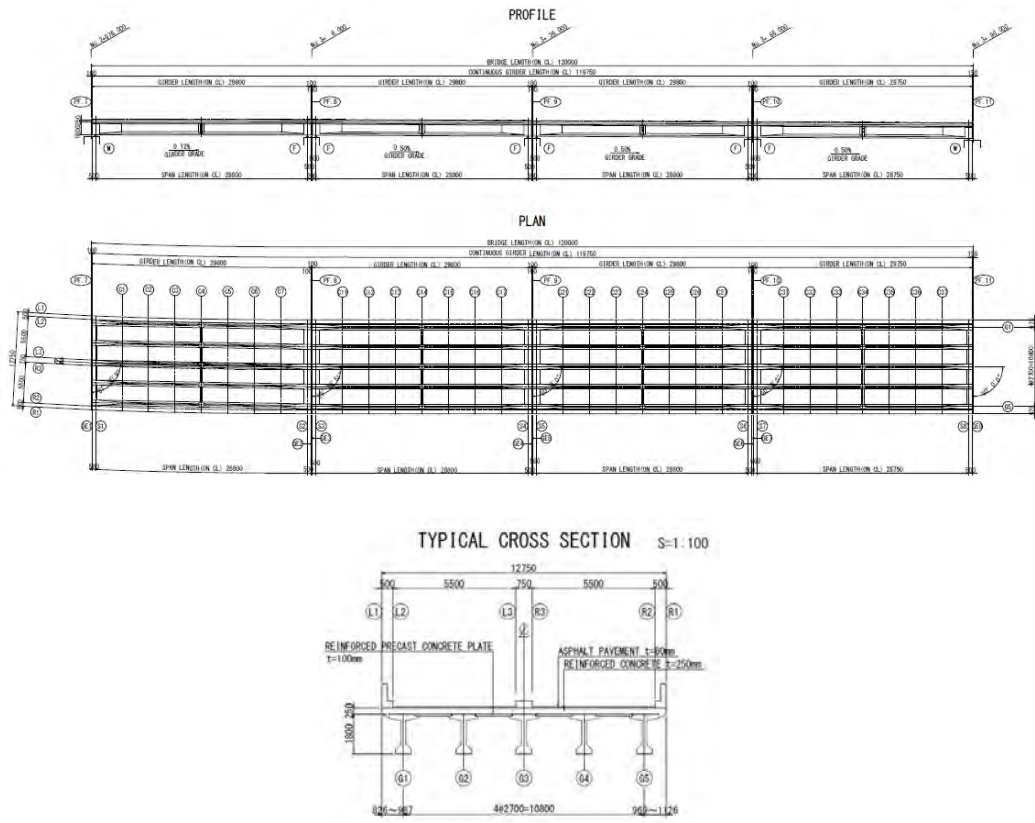
4.6.2.2 PC-I 桁橋

基本設計時の PC-I 桁橋の側面図、平面図、断面図を下記に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.6 PC-I 桁橋の側面図、平面図、断面図 (基本設計時、PF5-PF7)

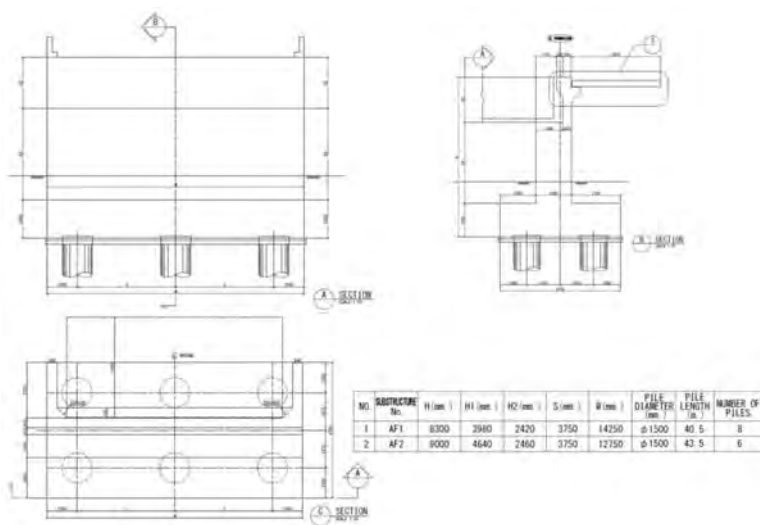


出典: JICA 調査団

図 4.6.7 PC-I 桁橋の側面図、平面図、断面図(基本設計時、PF7-PF11)

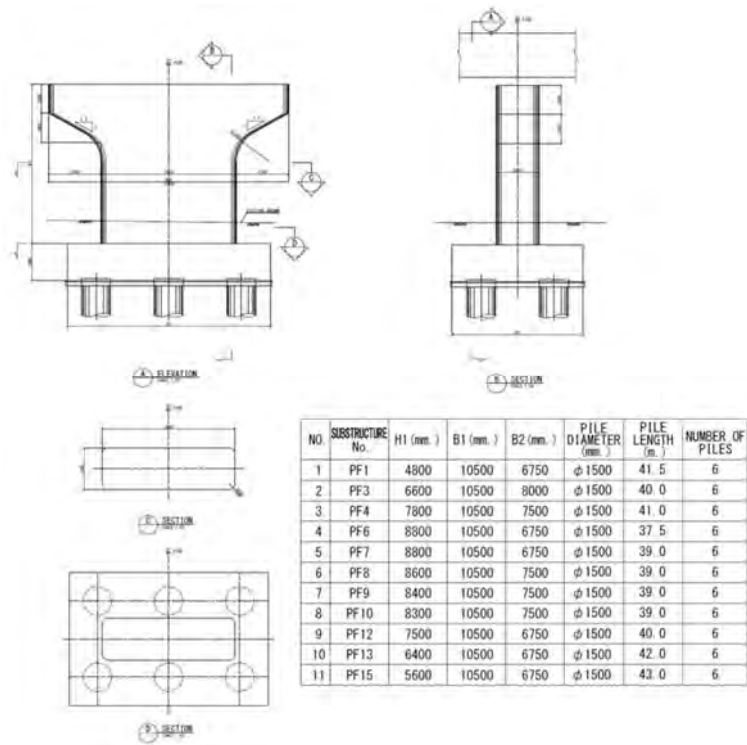
#### 4.6.2.3 下部工・基礎

基本設計時の橋台及び橋脚の構造一般図を下記に示す。



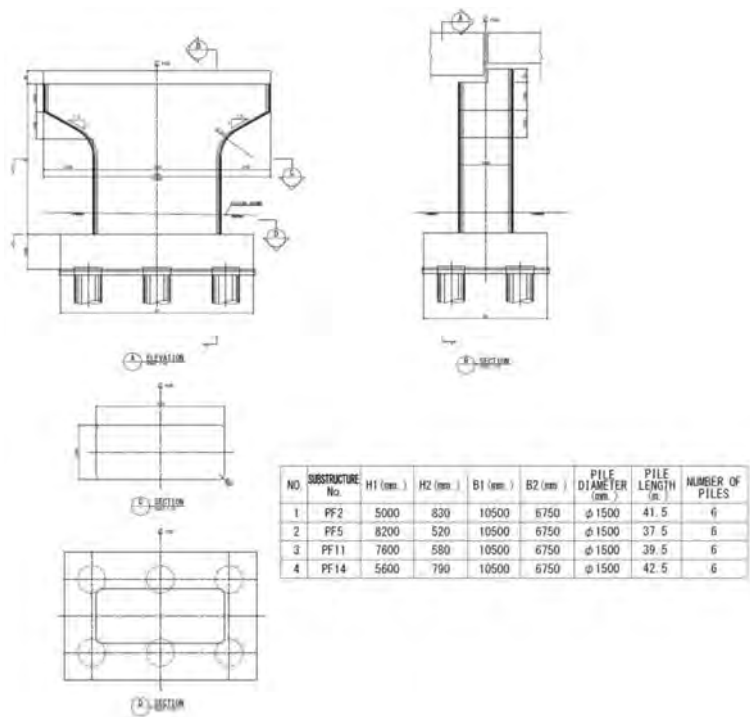
出典: JICA 調査団

図 4.6.8 橋台の構造一般図(基本設計時)



出典: JICA 調査団

図 4.6.9 橋脚の構造一般図(基本設計時、Type A)



出典: JICA 調査団

図 4.6.10 橋脚の構造一般図(基本設計時、Type B)

4.6.3 詳細設計における基本設計からの主要な変更点

4.6.3.1 鋼橋の設計に関する変更点

(1) 鋼箱桁橋

基本設計からの変更点はない。

(2) 鋼板桁橋

詳細設計では、コスト削減を考慮し、下記の通りフランジ幅を変更した。

表 4.6.11 鋼板桁橋の形状比較

項目		基本設計	詳細設計
桁	高さ	2400 mm	2400 mm
	フランジ幅	620 mm	590 mm
RC 床板厚		240mm	240mm

出典: JICA 調査団

4.6.3.2 PC-I 桁橋の設計に関する変更点

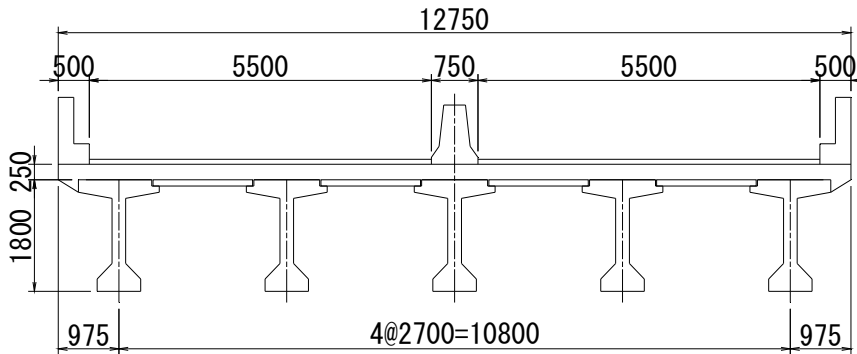
PC-I 桁橋の設計における変更点は下記の通りである。

表 4.6.12 PC-I 桁橋の比較

項目	基本設計	詳細設計
桁本数	5 本	4 本
桁高	1800 mm	1900 mm
RC 床板厚	250 mm	170 mm

出典: JICA 調査団

基本設計時は、RC 床版が採用された。一般的に RC 構造の床版の連続版の支間長は 3m 程度であり、片持ち版（張り出し部）の延長は 1.5m 程度である。その結果、5 本の主桁が必要であった。主桁配置の断面図を図 4.6.11 に示す。

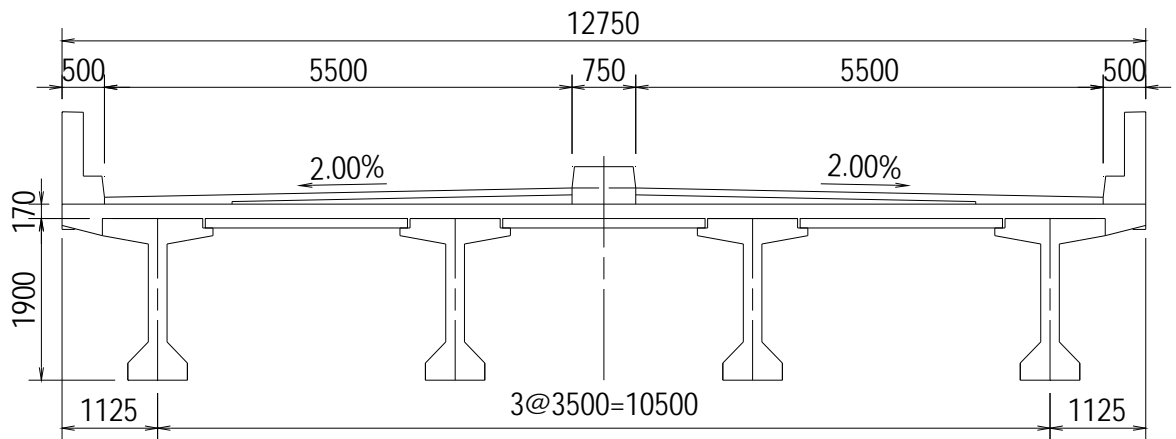


出典: JICA 調査団

図 4.6.11 基本設計時の PC コンポ橋の主桁配置図

詳細設計では、主桁の本数を減らすことが可能なため、主桁間において、合成床版（PCプレート+RC床版）が採用され、一般的に合成床版の主桁間（連続版）の支間長は、2.6m～3.8mである。合成床版を採用した結果、主桁本数は4本となり、桁高は、1900mmとなった。

他方、片持ち版（張り出し部）は基本設計と同じ構造が採用された。片持ち部の長さは1.125mとなった。詳細設計の主桁配置図を図4.6.12に示す。



出典：JICA 調査団

図 4.6.12 詳細設計時の PC コンポ橋の主桁配置図

#### 4.6.3.3 下部工・基礎の設計に関する変更点

下部工・基礎の設計における変更点は以下の通りである。

##### － 土質定数

詳細設計において、土質定数を決めるボーリング結果が追加されたため、基本設計で決定された土質定数の見直しが行われた。追加されたボーリングの位置は4.6.4.4(1)を参照されたい。基本設計では、変形係数  $E$  がすべての地層において、平板載荷試験によって得られた値を用い、 $E=700N$  で算出していた。一方詳細設計においては、詳細設計で新たに行われた試験結果を考慮し、**Silty Sand I** においてのみ  $E=500N$  で算出した。また、詳細設計前に、新たに行われた地質調査の結果に基づき、地質縦断図の見直し及び修正が行われた。詳細は4.6.4.4(1)を参照されたい。

表 4.6.13 基本設計と詳細設計における土質定数の比較

<基本設計における土質定数>

Layer	N Average *1	Unit Weight "γ" (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion "c" (kN/m <sup>2</sup> )	Friction Angle "φ" *5 (°)	Modulus of Deformation "E" (kN/m <sup>2</sup> )
FILLED SOIL	4	16 *3	24 *4	0	1300 *6
CLAY-I	4	18 *2	24 *1	0	1300 *6
SANDY CLAY-I	6	17 *2	25 *1	0	4200 *7
SILTY SAND-I	10	17 *2	0 *4	32	7000 *7
SANDY SILT	9	18 *3	54 *4	0	6300 *7
SILTY SAND-II	23	19 *3	0 *4	33	16100 *7
CLAY-II	22	18 *3	132 *4	0	15400 *7
CLAYEY SAND-I	41	19 *3	0 *4	33	28700 *7
CLAY-III	35	18 *3	210 *4	0	24500 *7
CLAYEY SAND-II	50	19 *3	0 *4	37	35000 *7
CLAY-IV	50	18 *3	300 *4	0	35000 *7

<詳細設計における土質定数>

Layer	N Average *1	Unit Weight "γ" (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion "c" (kN/m <sup>2</sup> )	Friction Angle "φ" *5 (°)	Modulus of Deformation "E" (kN/m <sup>2</sup> )
FILLED SOIL	4	18 *3	24 *4	0	1300 *6
CLAY-I	4	18 *2	24 *1	0	1300 *6
SILTY SAND-I	10	18 *2	0 *4	32	5000 *8
SANDY SILT	8	17 *3	48 *4	0	5600 *7
SILTY SAND-II	22	19 *3	0 *4	33	15400 *7
CLAY-II	21	18 *3	126 *4	0	14700 *7
CLAYEY SAND-I	35	19 *3	0 *4	33	24500 *7
CLAY-III	35	18 *3	210 *4	0	24500 *7
CLAYEY SAND-II	50	19 *3	0 *4	37	35000 *7
CLAY-IV	50	18 *3	300 *4	0	35000 *7

出典：JICA 調査団

－ 液状化の判定

詳細設計において、考慮するボーリング結果が増えたため、基本設計で行った液状化の判定の見直しが行われた。その結果、地表より 10m までの SANDY SILT でのみ土質定数が低減され、その他の地層では低減されないという、基本設計と同様の結果となった。詳細は 4.6.4.4(2)を参照されたい。

表 4.6.14 基本設計と詳細設計における液状化判定結果の比較

In B/D										In D/D											
(a) $0 \leq x \leq 10$										(a) $0 \leq x \leq 10$											
	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R		FL	R	FL	R	FL	R	FL	R		
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II			FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II	
BH-01			6.766	1.465	1.086	0.274								5.922	1.263	1.093	0.269				
BH-02	3.771	0.689	1.910	0.433	1.093	0.308						3.393	0.617	1.827	0.407	1.078	0.293				
BH-03			4.483	0.894	1.039	0.253	0.898	0.236						3.953	0.780	1.044	0.247	0.910	0.231		
BH-04	2.281	0.424	2.807	0.612	2.146	0.566						2.111	0.395	2.517	0.548	1.432	0.365				
BH-05			0.943	0.189	1.501	0.347	0.896	0.237						0.942	0.186	1.396	0.324	0.912	0.232		
BH-06					1.152	0.272								1.103	0.267						
BH-07	1.130	0.200	0.979	0.189	1.203	0.305						1.109	0.197	0.968	0.186	0.953	0.242				
BH-08					1.360	0.295								1.425	0.315						
BH-09			1.441	0.272	1.280	0.278								1.433	0.269	1.207	0.264				
BH-10					1.189	0.252								1.155	0.248						
BH-11			0.922	0.192	1.138	0.261								1.130	0.257						
BH-12					3.551	0.953								3.210	0.859						
BH-13			11.587	2.565	7.754	2.149								10.138	2.207	6.886	1.920				
BH-14			2.213	0.464	1.453	0.377								1.832	0.407	1.400	0.366				
BH-5(13)															0.991	0.225					
Average	2.394	0.438	3.405	0.728	1.923	0.493	0.897	0.237				ave	2.204	0.403	3.281	0.695	1.700	0.431	0.911	0.232	
DE	1		1		1		2/3					DE	1		1		1		2/3		

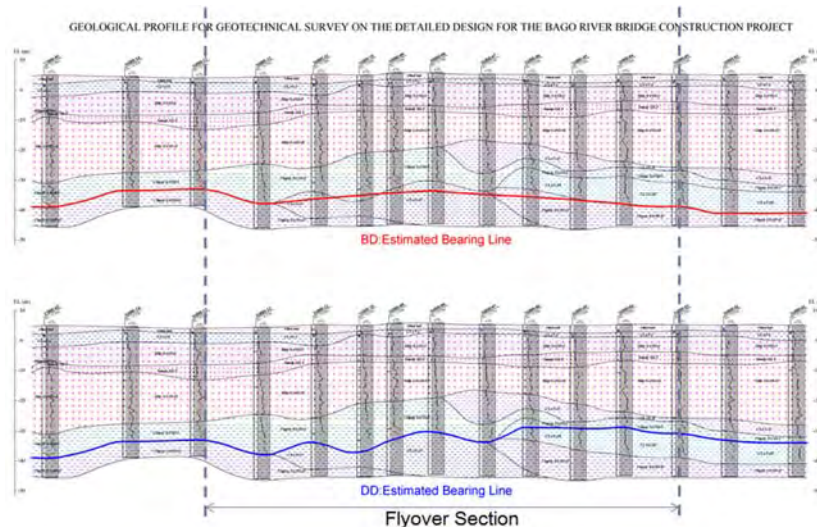
  

(b) $10 < x \leq 20$										(b) $10 < x \leq 20$												
	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R		FL	R	FL	R	FL	R	FL	R			
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II			FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II		
BH-01							0.963	0.254	1.168	0.292							0.975	0.250	1.163	0.286		
BH-02							2.964	0.847	1.488	0.396								2.588	0.717	1.434	0.374	
BH-03							1.167	0.307	1.149	0.288								1.034	0.266	1.147	0.284	
BH-04									1.106	0.284									1.076	0.272		
BH-05							7.336	1.923	1.068	0.296								1.409	0.362	1.071	0.283	
BH-06							1.131	0.289	1.915	0.551								1.089	0.285	1.021	0.255	
BH-07					1.884	0.494	0.994	0.259	0.962	0.234								0.970	0.261	1.301	0.348	0.974
BH-08					1.360	0.321	1.270	0.307	1.073	0.256								1.128	0.276	1.221	0.301	1.073
BH-09					1.121	0.259	1.677	0.390	1.254	0.291								1.089	0.256	1.263	0.301	1.224
BH-10							2.044	0.472	1.221	0.285								1.888	0.447	1.228	0.283	
BH-11					1.232	0.290	1.254	0.294										1.214	0.287	1.200	0.277	
BH-12					1.040	0.280	1.025	0.269	0.869	0.218								1.010	0.278	0.995	0.268	0.854
BH-13					0.972	0.265	1.033	0.272	1.230	0.301								1.031	0.286	1.007	0.272	1.182
BH-14					1.248	0.324	14.509	3.683	1.346	0.333								1.168	0.310	13.839	3.613	1.319
BH-5(13)					1.261	0.324	2.873	0.736	1.155	0.285								0.851	0.201	1.386	0.320	
Average					1.261	0.324	2.873	0.736	1.155	0.285								1.035	0.267	2.294	0.594	1.157
DE					1		1		1									1		1		1

出典: JICA 調査団

一 支持層

下図に示すように、詳細設計で考慮される地質調査結果が増えたため、支持層の見直しも行われた。詳細は 4.6.4.4(3)を参照されたい。



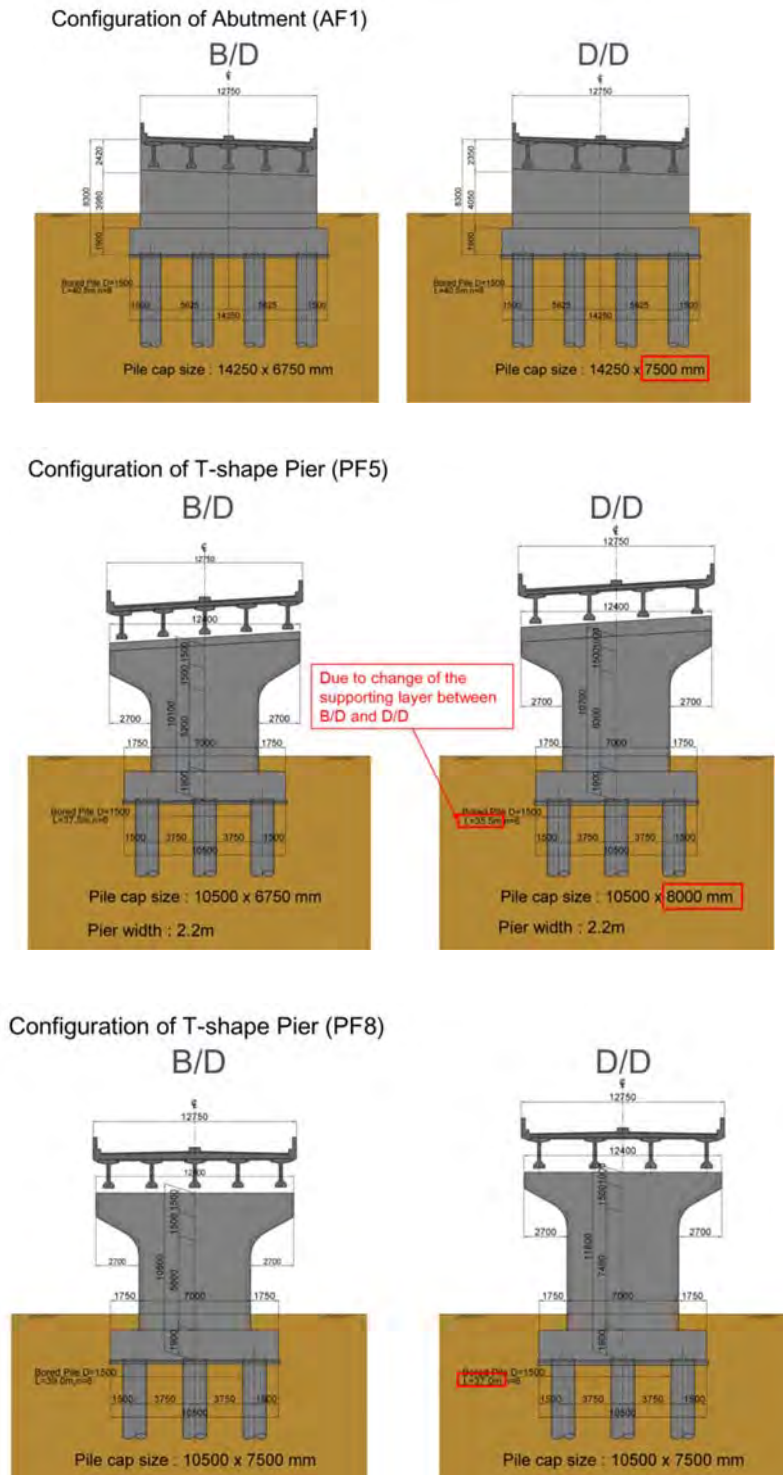
出典: JICA 調査団

図 4.6.13 基本設計と詳細設計における地質縦断面図の比較



橋台及び橋脚の形状

上記の変更点により、詳細設計において橋台と橋脚の形状も見直された。下図に代表的な橋台と橋脚の形状の比較を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.14 基本設計と詳細設計における橋台及び橋脚形状の比較

4.6.4 橋梁付属物

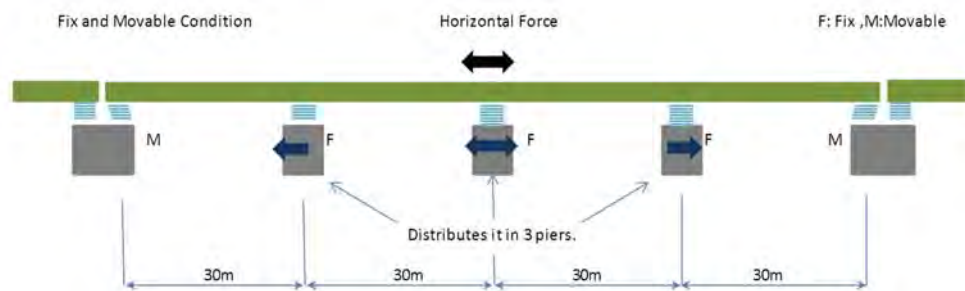
(1) 支承条件と支承形式

支承条件には、“可動固定支持”と“弾性支持”の2つのタイプがある。大規模橋梁において“可動固定支持”を適用する場合、桁端部の変位は比較的小さいが地震や温度変化による水平力が固定支持の橋脚に集中する傾向があり、基礎が肥大化する可能性がある。

一方、小規模橋梁においては、その影響が小さいため、“可動固定支持”が広く使用されている。そのため、支持条件や支承形式を決定する際には、荷重分担、変位などの支持条件による構造特性を考慮する必要がある。

1) PC-I 桁橋

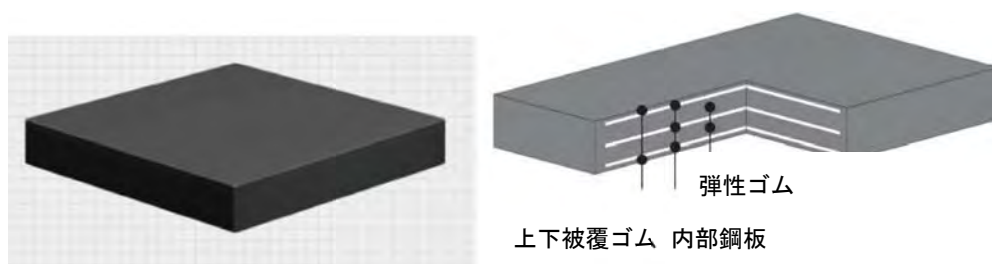
PC - I 桁橋は、支間 30m の小規模な橋梁に該当するため、3 径間の PC - I 桁橋に“可動固定”支持条件を適用した場合でも、固定脚に水平力が集中することによる下部・基礎形状への影響は小さい。したがって、PC - I 桁橋には、“可動固定支持”を適用し、図 4.6.15、図 4.6.16 に示すように経済的な“パッド式ゴム支承”を使用する。



出典: JICA 調査団

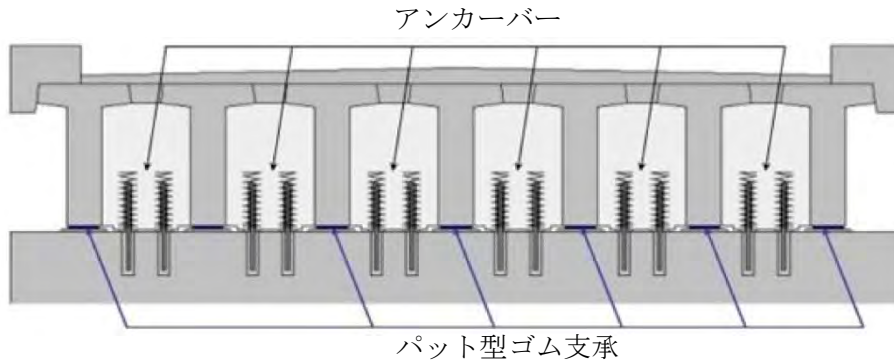
図 4.6.15 水平力の分配

“パッド式ゴム支承”は、温度変化、クリープ・乾燥収縮および地震による桁の変位に追従でき、パッド式ゴム支承を介し、上部工の水平力および鉛直力を下部構造にスムーズに伝えることができる。さらに鉛直力方向の圧縮力によるゴムの膨張による変形を抑制するために、鋼板で補強されている。固定条件の場合、図 4.6.17 に示すとおり桁間のアンカーバーにより固定される。



出典: 東京ファブリック工業(株)

図 4.6.16 パッド式ゴム支承



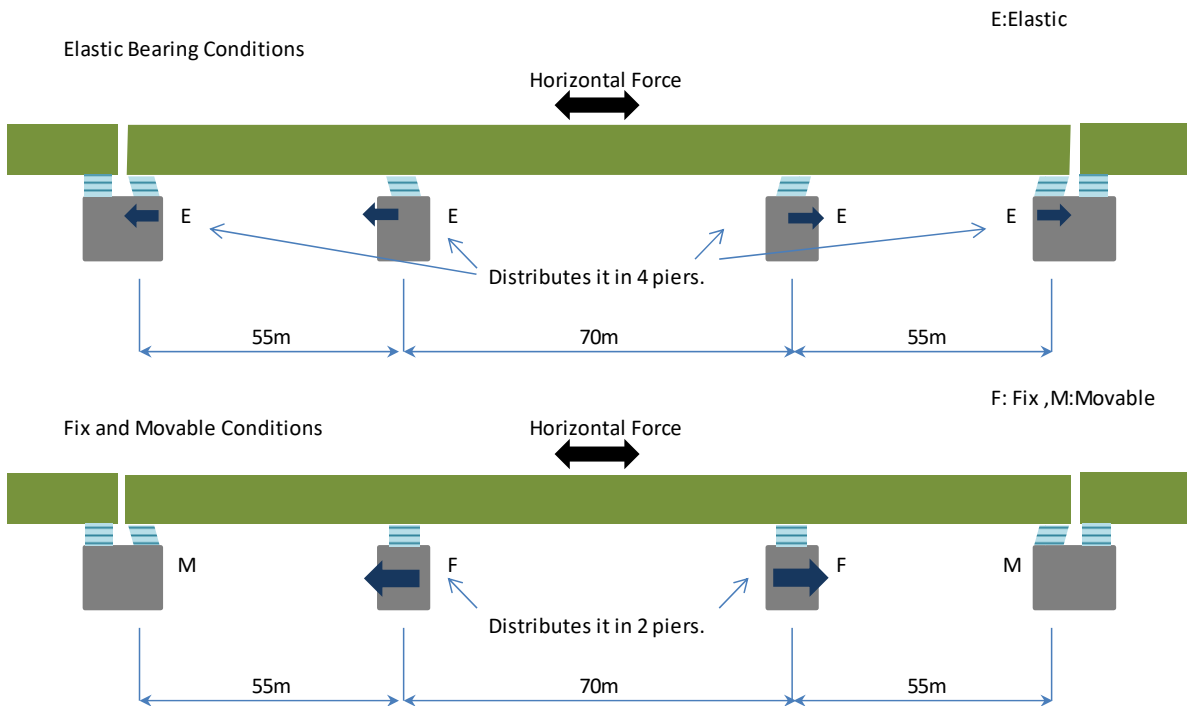
出典: JICA 調査団

図 4.6.17 アンカーバー配置

2) 鋼橋

鋼橋の橋長は 180m、最大支間 70m と比較的長い。図 4.6.18 に示すように、“弾性支持”の場合、水平力は 4 基の橋脚によって分担される。一方、“可動固定支持”の場合、水平力は 2 基の橋脚だけで分担される。支持条件による桁端部の変位と基礎構造への水平力の分配は、構造全体の経済的妥当性に影響する可能性がある。そこで、フライオーバー区間における鋼橋の最適支持条件を明らかにするために、比較検討を行った。

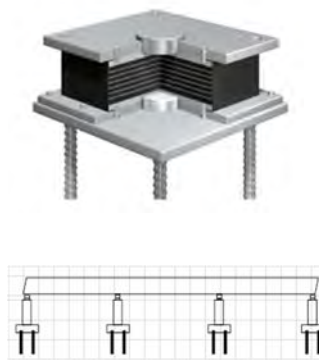
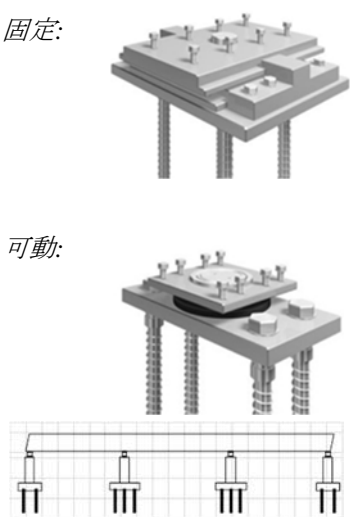
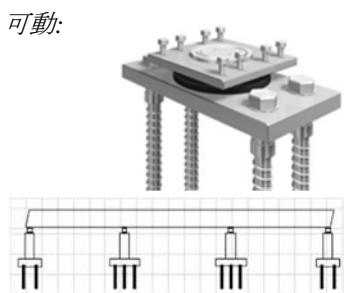
比較検討の結果、経済性から、鋼橋の支持条件は“ゴム支承”とする。



出典: JICA 調査団

図 4.6.18 支持条件による水平力の分担

表 4.6.15 鋼橋の支持条件

	第1案 弾性支持 (硬質ゴム支承)	第2案 可動固定
概略図		<p>固定:</p>  <p>可動:</p> 
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 地震時慣性力が全橋脚にほぼ等価に分配される</li> <li>➢ 支承剛性が大きいため、桁端変位は第2案より小さい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➢ 地震時慣性力が固定橋脚に集中し、基礎が肥大化する。</li> <li>➢ 桁端変位は最小である。</li> </ul>
移動量 (桁端)	60mm	10mm
水平力 (中間橋脚)	3,300 kN	4,300kN
経済性※	Ratio = 1.00	Ratio = 1.02
評価	○	△

※コストには下部工、基礎、伸縮装置、支承の費用が含まれる。

出典: JICA 調査団

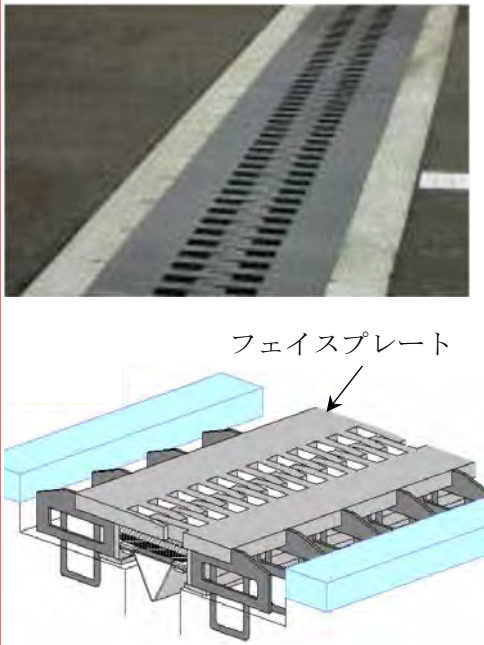
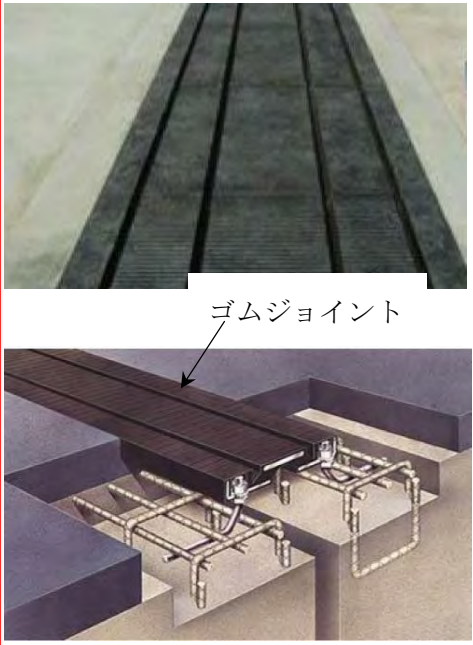
(2) 伸縮装置

伸縮装置に必要な機能は以下の条件である。

- 桁の温度変化、コンクリートのクリープ・乾燥収縮および荷重により桁が変形した場合でも走行性を確保する。
- 交通に対する耐久性を確保する。
- 交通に起因する低騒音と低振動を考慮する。
- 維持管理が容易である。

伸縮装置は、ゴム製タイプと鋼製タイプがある。比較検討の結果、耐久性とメンテナンス性の観点から、フライオーバー部は「鋼製タイプの伸縮装置」を適用する。

表 4.6.16 鋼橋の支承条件

	第1案鋼製タイプ	第2案ゴム製タイプ
概略図		
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 耐久性がよい</li> <li>- 軽量である</li> <li>- 施工が簡単である</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 遊間が大きい場合、変形しやすい</li> <li>- 紫外線による劣化がある</li> </ul>
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 部分的に補修できる</li> <li>- 供用年数が長い</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 部分的な補修はできない</li> <li>- 供用年数はやや短い</li> </ul>

出典: JICA 調査団

### (3) 落橋防止構造

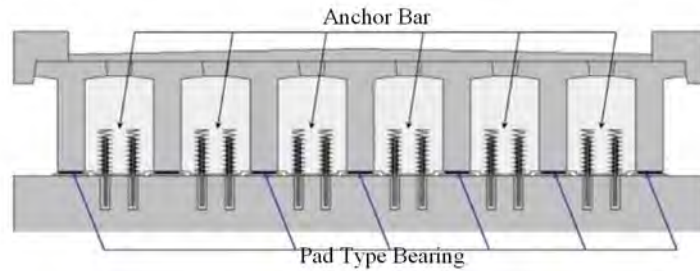
落橋防止システムは、桁かかり長と地震時の落橋防止構造で構成されている。これらの構造は橋梁の種類、支点条件および地盤条件に応じて適切に設置される。

道路橋示方書の規定によると、上部構造が4基以上の下部構造に支持されている場合は、上部構造が下部構造から分離し落橋する可能性が低いとされている。一方、4基以下の下部構造に支持されている場合は、落橋の可能性があるので、落橋を防止する構造が必要である。以上を踏まえ、表 4.6.17 に示すとおり落橋防止構造の必要性を評価する。2径間の PC-I 桁橋については、アンカーバーによる落橋防止構造を設置する。

表 4.6.17 落橋防止構造の必要の有無

橋梁形式	支間数	下部工基数	落防の有無
PC-I 桁	2	3 (AF1 - PF2)	必要 (アンカーバータイプ)
鋼箱桁	3	4 (PF2-PF5)	不要
PC-I 桁	2	3 (PF5-PF7)	必要 (アンカーバータイプ)
PC-I 桁	4	5 (PF7-PF11)	不要
鋼鈹桁	3	4 (PF11-PF14)	不要
PC-I 桁	2	3 (PF14- AF2)	必要 (アンカーバータイプ)

出典: JICA 調査団



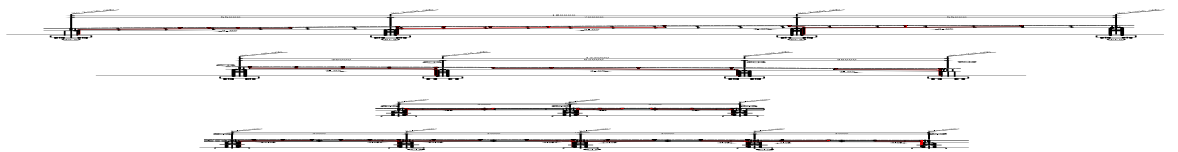
出典: JICA 調査団

図 4.6.19 PC-I 桁橋における落橋防止構造

(4) 排水システム

橋面の雨水は、交通の安全を保つために路肩に適切な距離に配置された排水柵によって排水する。各橋脚の排水管は雨水を集水柵に集水し、側溝に導水することとする。排水系統図を図 4.6.20 から図 4.6.22 に示す。

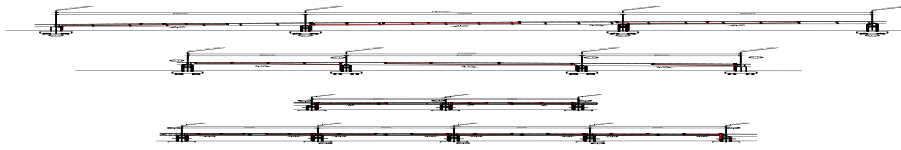
- 鋼箱桁橋



出典: JICA 調査団

図 4.6.20 鋼箱桁橋の排水系統図

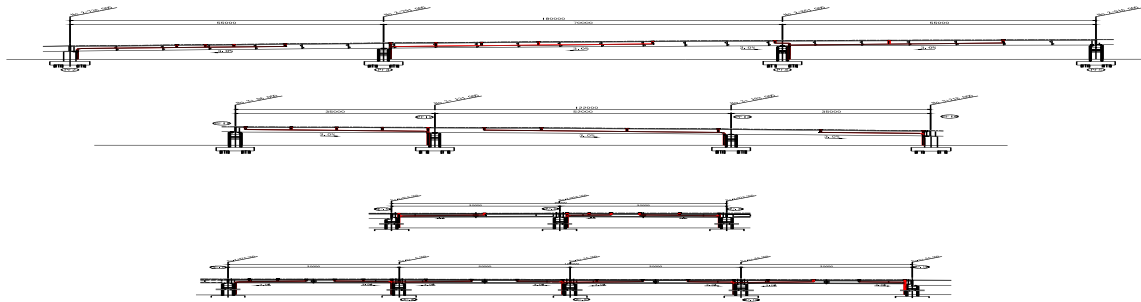
- 鋼鈹桁橋



出典: JICA 調査団

図 4.6.21 鋼桁橋の排水系統図

ー PC-I 桁橋



出典: JICA 調査団

図 4.6.22 PC-I 桁橋の排水系統図