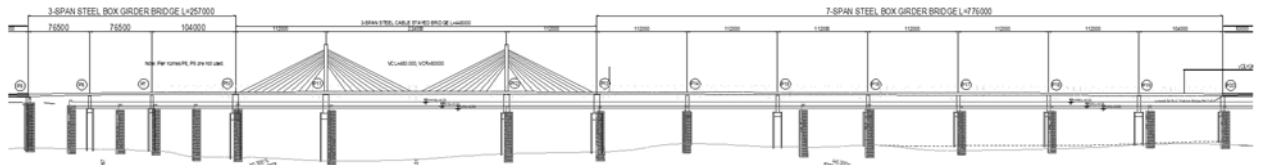


4.3 鋼床版箱桁橋

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。



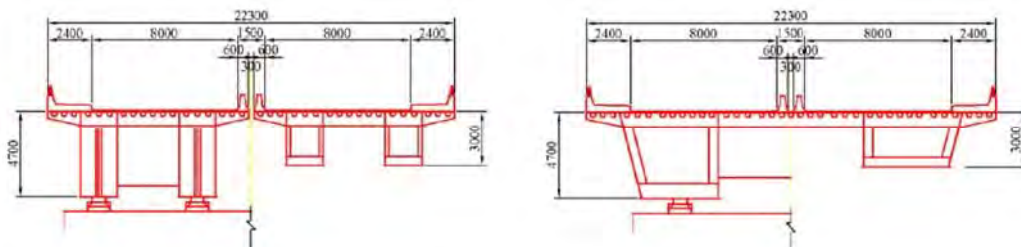
出典: JICA 調査団

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

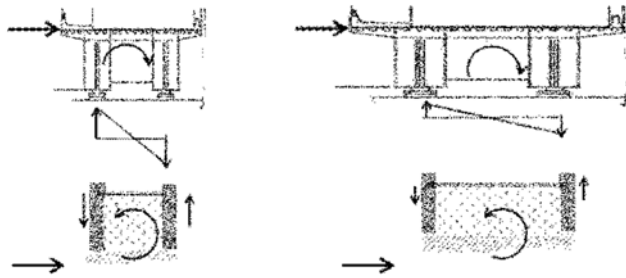
図 4.3.2 鋼床版箱桁

(1) 構造的安定性

a) 支承反力

上下線分離構造の場合、特に桁高の大きい構造が採用される場合、支承部には下図に示すように地震力や風荷重による水平力によって生じる支点間距離に応じた偶力に伴う上揚力/鉛直反力や

橋軸方向の反力が一体化構造に比べ大きくなる。



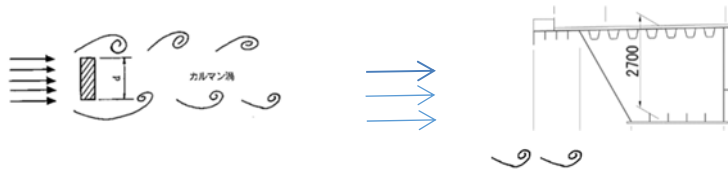
出典：JICA 調査団

図 4.3.3 水平力によって支承部に生じる反力概念

更に BD スタート時点で両側の歩道部が不要と決定されこともあり、結果として両外桁間距離も 2 m ほど短くなるため、定性的な知見からも一体化構造の方が妥当と考えて採用することとした。

b) 風作用の影響

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。

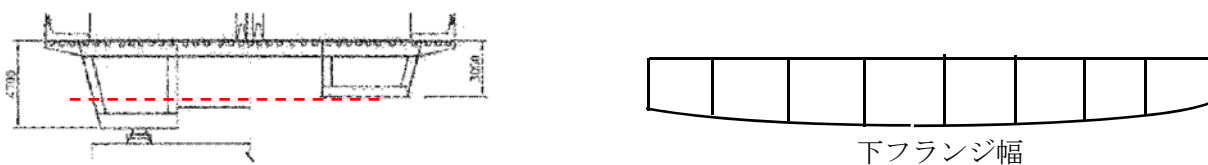


出典：JICA 調査団

図 4.3.4 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。



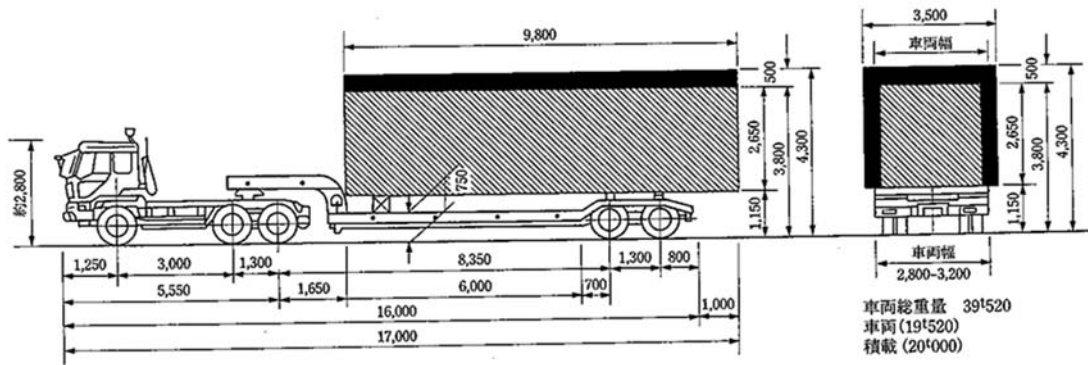
出典：JICA 調査団

図 4.3.5 下フランジ幅の変化

c) ウェブ高

ウェブ高さは死荷重、活荷重の载荷に依って生じる曲げモーメントに応じた適正剛性を決定する最も重要な要素である。ウェブ高さを高くするに従いフランジの板厚を薄くすることが可能となり鋼重を軽減することになる。しかしフランジ厚を薄くし過ぎると、局部座屈に対する最小限の剛性確保の必要から、多くの補剛材を付け加えることになる。適正なフランジ厚となるウェブ高さは経験的な視点から 112m スパンの場合は、ウェブ高さの 1/30 程度と見做されている。

しかしながらバゴ-河を跨ぐ隣接橋とウェブ高さを揃えるといった、全体的な統一性の視点からの要件も存在する。また加えて 3 m を超える高さのブロックになると、陸上輸送可否の面から、2 分割にすることも考慮しなければならない。下図にトレーラーでのブロック輸送における荷姿を一例として示す。

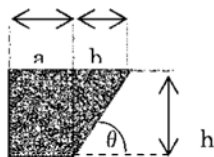


出典: Design Data book published by Japan Bridge Association Inc.

図 4.3.6 トレーラーでのブロック輸送における荷姿の一例

一方、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)	θ°	Rad	$\tan \theta$	b(m)	a+b(m)	a(m)
2.7	70	1.222	2.747	0.98	3.00	2.02
2.7	61	1.065	1.804	1.50	3.00	1.50
2.7	60	1.047	1.732	1.56	3.00	1.44
2.7	50	0.873	1.192	2.27	3.00	0.73
3.0	70	1.222	2.747	1.09	3.00	1.91
3.0	63.5	1.108	2.006	1.50	3.00	1.50
3.0	60	1.047	1.732	1.73	3.00	1.27
3.0	50	0.873	1.192	2.52	3.00	0.48
3.3	70	1.222	2.747	1.20	3.00	1.80
3.3	65.5	1.143	2.194	1.50	3.00	1.50
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° 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。

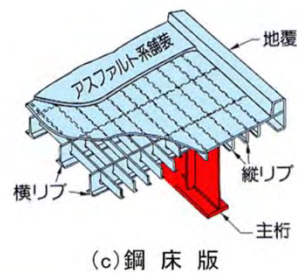
d) 床版形式

床版には2つの機能がある。一つには乗載荷重を主桁に分散させて伝達する機能、もうひとつには曲げモーメントに対する主桁の上フランジとしての主部材の機能である。

FS においては2つの型式について取り挙げられている。一つは鋼床版型式、他方は鋼板とコンクリートを複合させた合成床版であり、施工コストと施工期間について妥当性について比較を行った。

i. 鋼床版型式

- 鋼床版は鋼板と幾つかの縦リブおよび横リブでもって連続的に構成される。縦リブは格子構造となるように横リブによって支持され、その横リブは主桁ウェブによって支持される。
- 鋼床版は主桁の一部材であり箱桁と同様に工場製作されるとともに、主桁と同時期に現場での架設が行われるものである。

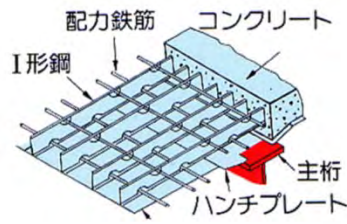


出典：JICA 調査団

図 4.3.7 鋼床版

ii. 合成床版形式

- 合成床版は鋼板、形鋼、鉄筋およびコンクリートから構成される。
- 合成床版のうち鋼製部分は下図に示すように製造工場ですべて製作・組立てられるものである。



(d) I形鋼格子床版



出典: JICA 調査団

図 4.3.8 合成床版(工場組立て状態)

床版形式は自重、工期および施工費について比較され、以下にその結果を示す。結果として総ての項目について鋼床版形式が優位になっており推奨案とした。

表 4.3.2 床版形式の比較

	鋼床版形式	合成床版形式
床版厚	19mm(最大): 上フランジとしての厚さ	260mm: 6m支間パネルでの所要厚
自重	4KN/m ² (フランジおよび縦リブ)	8KN/m ² (底板, 横リブ, 鉄筋および 現場打ちコンクリート)
死荷重による曲げモーメントの増加 (対鋼床版比)	100%	125% 総死荷重の40%を占める床版荷重のうち4KN/m ² の増加によって曲げモーメントは少なくとも25%増加
施工工期 (対鋼床版比)	100%	120% (合成床版パネルは鋼箱桁の架設後に搭載可能となるため、その分の工期が延びることになる。)
施工費 (対鋼床版比)	100%	100% 鋼床版の鋼重分の軽減が死荷重モーメントの増加でほぼキャンセルされるため工費面ではほぼ同等となる。
評価	推奨案とする	推奨案にはしない

出典: JICA 調査団

(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 4.3.3 主桁数の比較

箱桁断面の比較		代案 1: 3主桁案	代案 2: 4主桁案 (オプティム)
断面仕様			
外桁諸元	鋼床版 (幅×厚) フランジ (幅×厚)	4140mm x 19mm 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入念な検査を要する。	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に幅が狭いため60mm程度の厚板を使用する必要がある。
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確保できる。	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確保できる。
工費	概算鋼重	8,954 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 (2)	1,000	0,955
	運送される架設ブロック重量	2.7 ton/m	2.4 ton/m
	25m地盤ブロックの積定重量	67.5	60.0
架設クレーンの必要吊上げ能力	25m地盤ブロック吊上げには250トン以上で作業可能。200トン以上で仮設する場合、河川のパント数を増やすことが必要となる。	2.5m地盤ブロック吊上げは200 ton CCで可能。	
架設コスト (3)	1,000	0,864	
総コスト = 1,111,1111			
i. 製作 ((1) x 50%)		0,920	
ii. 輸送 ((2) x 15%)	1,000		
iii. 架設 ((3) x 35%)			
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接続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ンホールから可能となる。	主たるメンテナンス項目は鋼板およびボルト接続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ンホールから可能となる。
評価			
コスト及び工期			
メンテナンス特性			
架設地			
架設設備特性			
総合的な評価			

*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/ 架設時のパントは112mスパンでは3箇所には設けることを想定。
 *3/ 下部工架設用のクレーンは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。

4.3.1.2 鋼箱桁橋の架設工法の選定

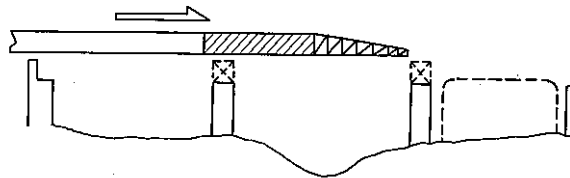
鋼箱桁の架設工法としては以下の2つの工法が挙げられる。

(1) 手延機を用いた送り出し工法

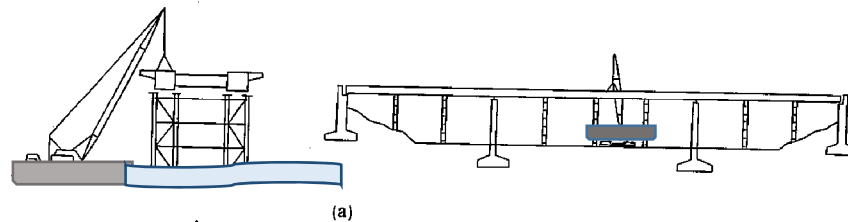
- 隣接する PC 箱桁が架設された後、そのデッキ場を地組ヤードとして鋼箱桁ブロックを順次連結し、所定の長さになった状態で河川中に送り出していくものである。
- 移動させるためのレールを PC 箱桁上に設置することになる。
- 鋼桁は移動可能な台車を仮支点にするため、支点となるウェブは局部座屈を生じさせないよう、垂直補剛材等を追加する必要がある。

(2) 台船搭載のクローラークレーンによるベント架設

- 別途用意される地組ヤードにて、複数の鋼箱桁ブロックを連結した大ブロックを台船にて搭載箇所まで曳航し、クローラークレーン台船にてベント上に一括架設・搭載するものである。
- 上フランジには吊上げ重量に応じた吊り金具を予め取り付けておく必要がある。
- 各橋脚間には複数のベントを河川中に設ける必要があり、大ブロック同士のボルト連結はベント上に搭載された状態で順次行われることになるため、作業用足場装置を予め取り付けておく必要がある。



(i) 手延機を用いた送り出し工法



(ii) クローラークレーン台船を用いたベント架設工法

出典：JICA 調査団

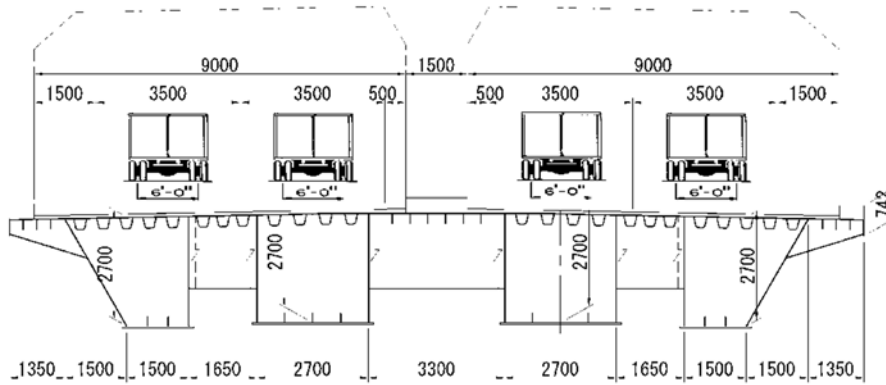
図 4.3.9 鋼箱桁の架設工法例

架設工法の詳細検討は本報告書での別章：「施工計画」にて詳述されるので、ここでは例を挙げるに留める。

4.3.1.3 鋼床版箱桁橋の設計概要

(1) 主桁の配置

主桁の配置を決めるに際しては、車輪がウェブ直上にならないように実際のレーンと桁位置およびウェブ間隔を考慮した。中央レーンでは 400mm、外レーンでは 450mm の離れが保たれるウェブ位置に決定したものである。



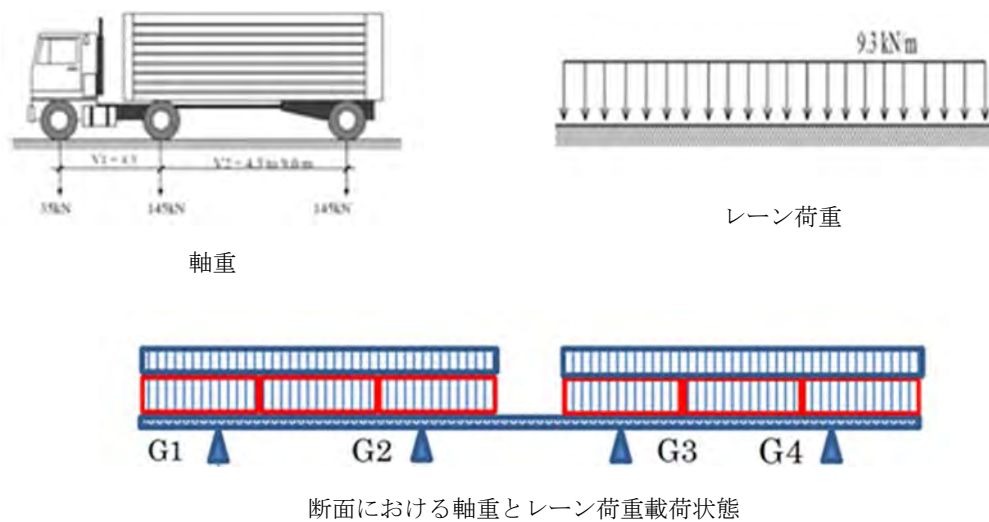
注記: AASHTO での車輪間隔は 6フィート(約8m)

出典: JICA 調査団

図 4.3.10 ウェブ位置と車輪載荷位置

(2) 活荷重条件

実際の載荷レーンは上図のように 1 方向あたり 2 車線であるが、AASHTO LRFD の規定に従い、両方向に 3 m 幅、3 車線の載荷レーンを考慮する。



断面における軸重とレーン荷重載荷状態

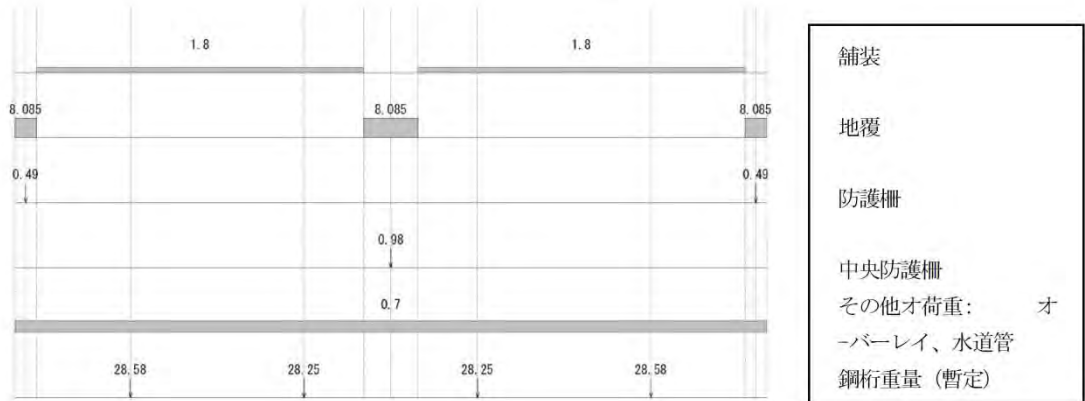
出典: JICA 調査団

図 4.3.11 AASHTO LRFD における活荷重の載荷状態

(3) 死荷重条件

死荷重として考慮されるのは下記である。

鋼重、舗装重量、地覆重量、車両防護柵重量そして将来载荷されると想定される荷重をオーバーレイ荷重などである。

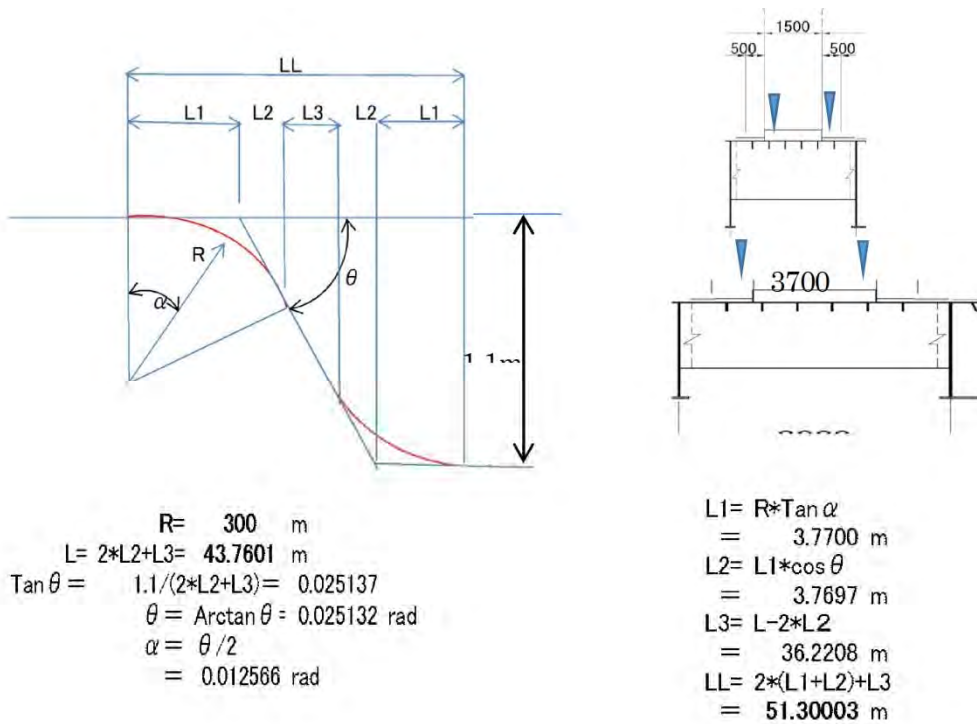


出典: JICA 調査団

図 4.3.12 考慮する死荷重の载荷状態

(4) 斜張橋と取り合う中央分離帯の拡幅方法

隣接する斜張橋はケーブルアンカー部を中央分離帯に設けるため分離帯幅が 3.7m となっており、本橋の 1.5m 幅の中央分離帯幅を拡幅することが必要となる。スムーズな運転性を保つため、擦り付け曲線を以下のように設定した。

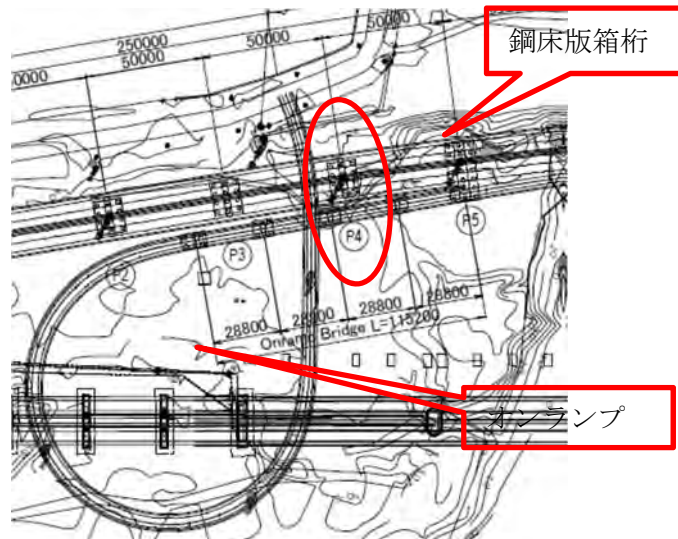


出典: JICA 調査団

図 4.3.13 鋼箱桁と斜張橋間の擦り付け曲線設定法

(5) PC 箱桁及びオンランプ桁を考慮した幅員の調整

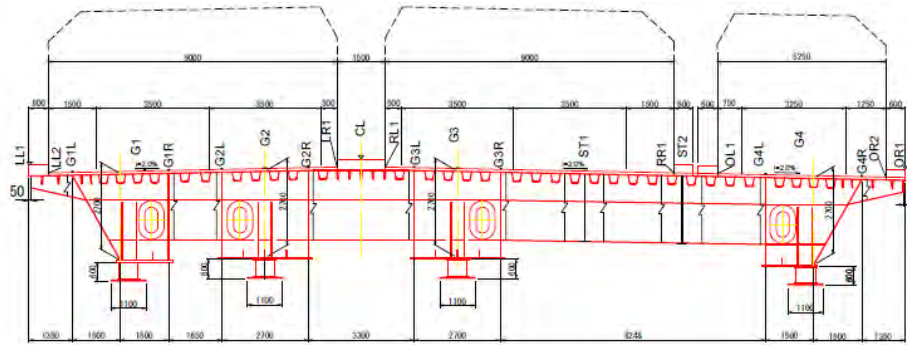
P5 橋脚上において、PC 箱桁及びオンランプが合流していることから P5 橋脚以降の鋼床版箱桁側でその幅員を調整する(図 4.3.14 及び図 4.3.15)。



出典: JICA 調査団

図 4.3.1 P5 橋脚上における本線とオンランプ

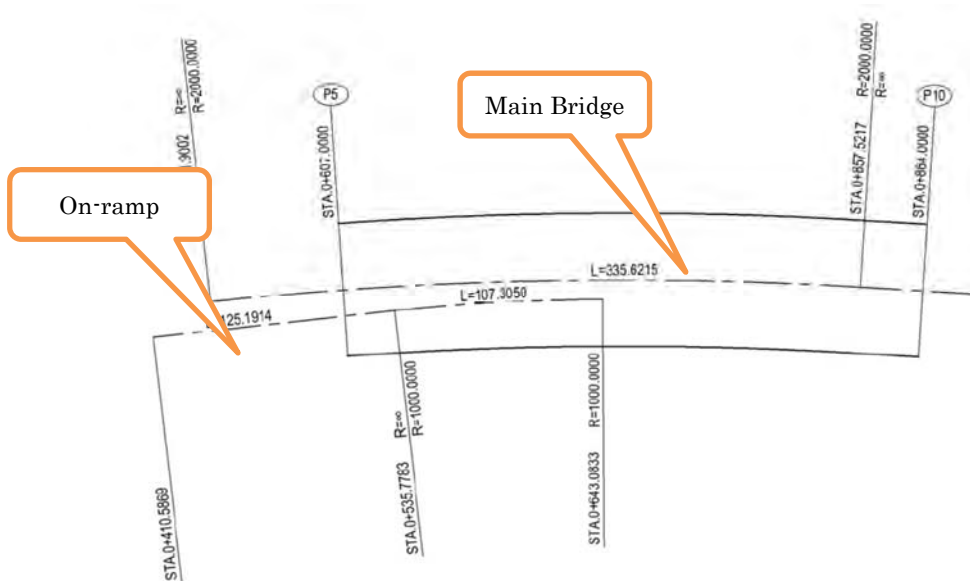
上記より、P5 橋脚以降の鋼床版箱桁の幅員を図 4.3.15 のとおり拡幅する。



出典: JICA 調査団

図 4.3.2 P5 上における鋼床版箱桁の断面

主橋梁の線形及びランプ橋の線形を数に示す



出典: JICA 調査団

図 4.3.3 主橋梁及びオンランプの線形

4.3.1.4 連続径間数と支持条件の検討

(1) 7 径間鋼床版箱桁橋

F/S では耐震性の観点から連続桁が提案された。B/D では橋長が 776m と長いことから 7 径間連続桁のケースと 3 径間と 4 径間に分割したケースについて連続径間数の比較検討を行った。両案の相対評価を下表に整理する。

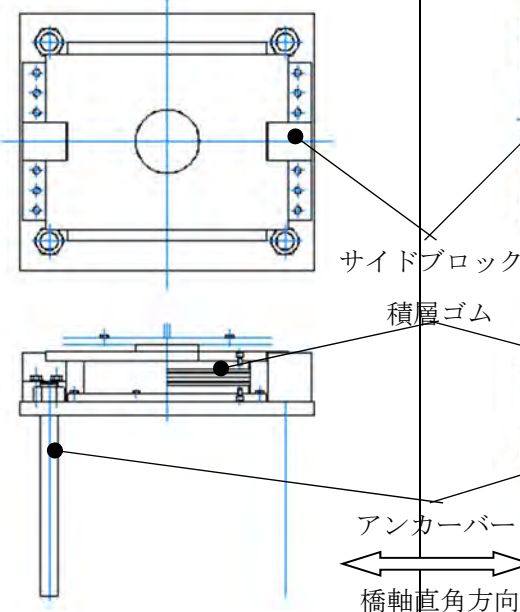
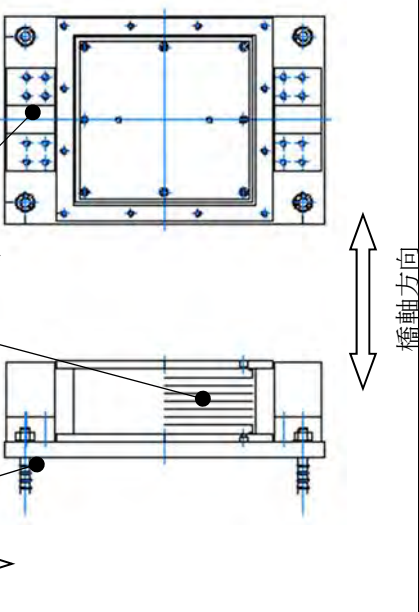
表 4.3.4 連続径間数の違いによる比較評価

	ケース1:7 径間連続桁橋	ケース2:3+4 径間連続桁橋
メリット	曲げモーメントを小さくできるため桁の板厚を薄くできる。	ケース1と比較し、温度変化(±25℃)による変位が小さい。(変位量約 100mm)
デメリット	ケース2と比較し、温度変化(±25℃)による変位が大きい。(変位量約 140mm)	曲げモーメントが大きくなるため桁の板厚が増し鋼重が増加する。(約 163トンの増)

出典:JICA 調査団

支持条件については耐震性の観点から地震時水平力分散構造を採用することとし、弾性支持型と多点固定方式について比較検討を行った。両タイプの概要を下表に整理する。



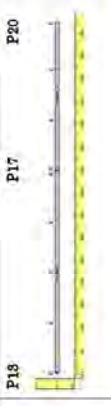
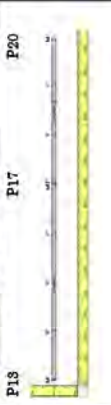
表 4.3.5 支持条件の一般的特徴

	固定支持型(多点固定方式による地震時水平力分散構造)	弾性支持型(ゴム支承による地震時水平力分散構造)
特徴	<ul style="list-style-type: none"> •複数の橋脚に固定支承を設けることで、上部構造の慣性力を直接橋脚に伝える形式。 •地層の変化や地形の起伏が大きい場合、下部構造への分担慣性力に片寄が生じ、構造特性や経済性に対して不利となることがある。 	<ul style="list-style-type: none"> •ゴム支承のせん断剛性を利用して、上部構造の慣性力を複数の橋脚に分散させる形式 •水平力の算定はゴム支承及び上下部構造全体の剛性を考慮して解析する。 •基礎周辺の地盤が柔らかい場合、橋を長周期化することとなり地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある。
適用できる支承種類		

出典: JICA 調査団

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
桁連続架	7径間連続			
支脚形式	弾性支脚型(ゴム支保による地震時水平力分散構造) 弾性支脚型(多点固定方式による地震時水平力分散構造)			
支保の種類	弾性支脚型(ゴム支保による地震時水平力分散構造) 弾性支脚型(多点固定方式による地震時水平力分散構造) 端支点:せん断可動型ゴム支保(又はすべり型ゴム支保) 中間支点:固定ゴム支保 橋脚:橋脚8径間間:固定ゴム支保			
支保配置図				
構造性	△	○	△	○
構造性/耐震性	◎	○	◎	△
最大慣性力	6,000kN at P17 1,850k at P13	7,500kN at P19 4,500kN at P19	5,960kN at P17 1,319kN at P18	8,560kN at P15 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	○	○	◎	◎
経済性	◎	◎ (1.00)	◎	△ (1.08)
走行性	◎	◎	◎	◎
維持管理	◎	◎	◎	◎
総合評価	○	◎	△	△

【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 4.3.7 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"> •比較的周期が長いため(T=1.6秒)、軟弱地盤と橋との共振の懸念がある。(O) •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。(◎) 	<ul style="list-style-type: none"> •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。(◎) •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。(△)
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"> •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必要があ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。 <コスト比 1.00> (◎) 	<ul style="list-style-type: none"> •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。 <コスト比1.06> (△)
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

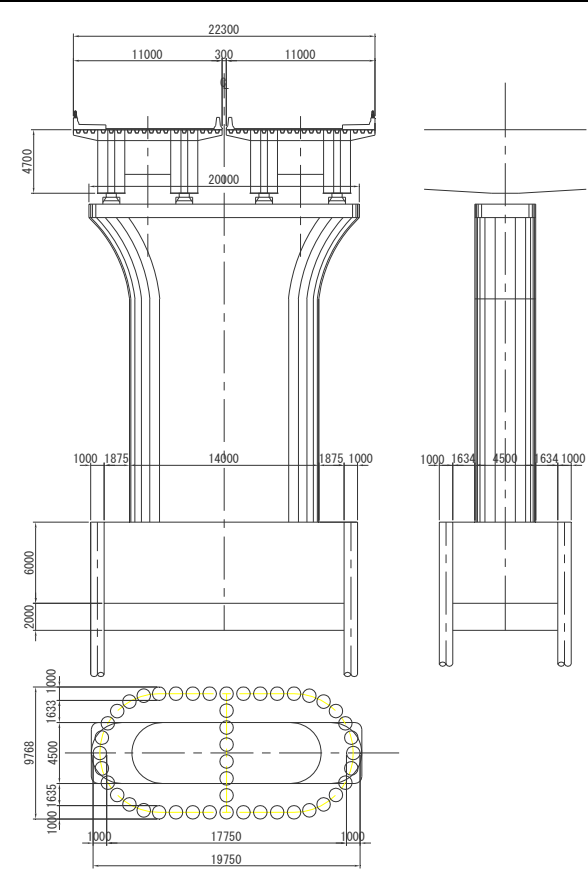
4.3.2.1 基本設計での検討項目

F/S では下部工の概略検討が行われ、下表に示す通り RC 橋脚と鋼管矢板井筒基礎（SPSP）が選定され、その構造寸法等が計画された。B/D では、構造形式は F/S 案を踏襲するが下記項目を決定するため構造解析など含めた比較検討を行い、詳細設計の前段として最適案を選定した。

- 鉄筋コンクリート（RC）橋脚の形状と構造寸法、コンクリート設計基準強度、鉄筋強度
- 鋼管矢板井筒基礎（SPSP）の施工方法
- SPSP の形状と構造寸法、鋼管の材質、厚さ

表 4.3.8 F/S で計画された下部工構造概要

項目	内容
橋脚	
形状：	張出し部を持つ小判形
寸法：	天端で 20m 幅、基部で 14m 幅、厚さ 4.5m
材料：	鉄筋コンクリート コンクリート強度: N/A 鉄筋引張強さ: N/A
基礎	
形状：	小判形
寸法：	寸法 19.75m x 9.768m 頂版厚 6.0m 底版コンクリート厚 2.0m 鋼管径 1.0m 鋼管厚: N/A 鋼管長: N/A
材料：	鋼管引張強さ: N/A
施工方法：	仮締切り兼用方式



F/S で計画された構造図

出典: JICA 調査団

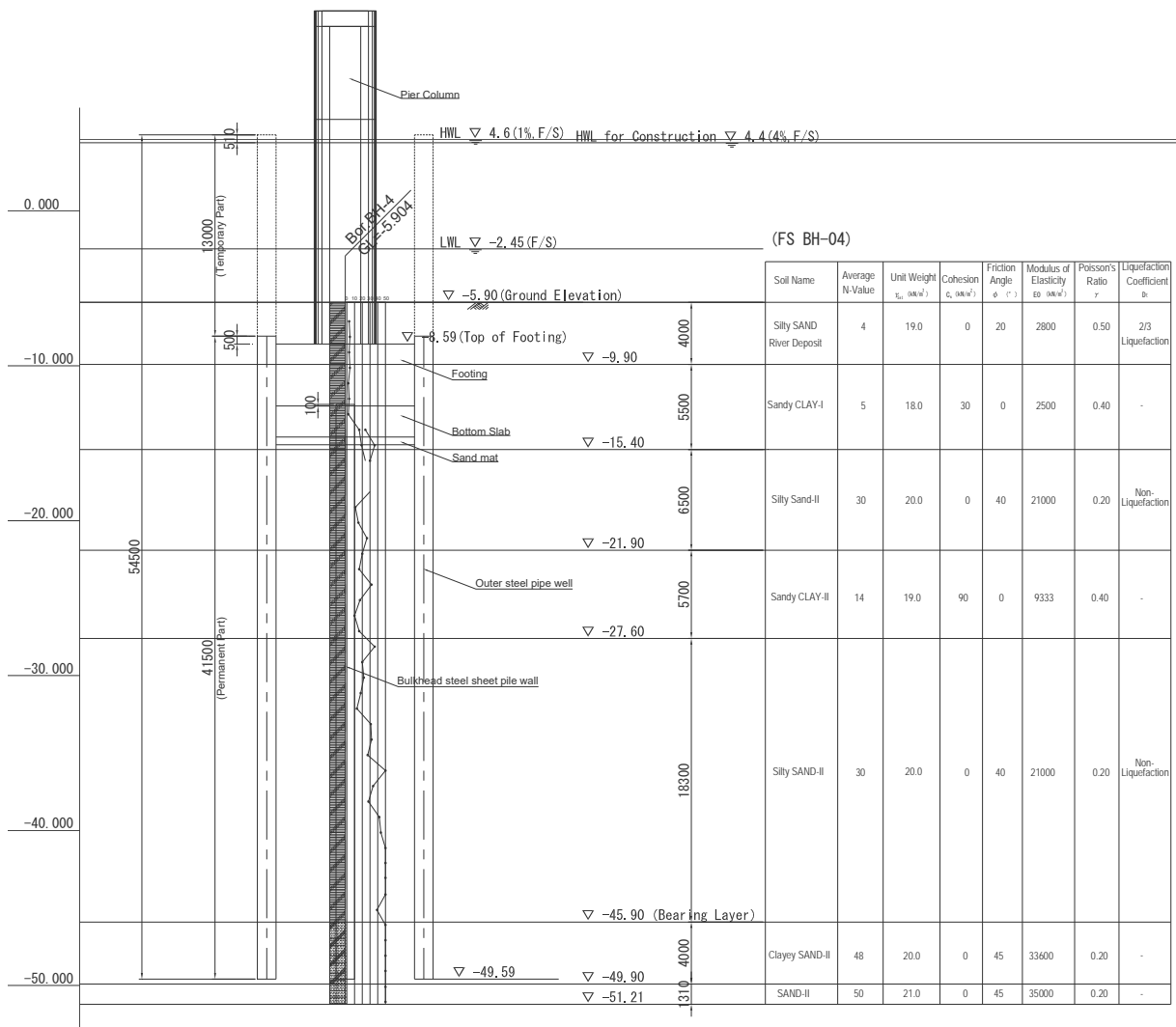
4.3.2.2 比較検討の設計条件

B/D では、設計対象の橋脚 P14 から P19 の内、ボーリングが同位置で行われて土質定数が得られ、また比較的上部工反力が大きな P19 を代表橋脚として検討を行う。設計条件を下表に整理し、下図には代表橋脚 P19 における土質条件と設計水位を示す。

表 4.3.9 主要な設計条件

項目	設計条件
土質定数	FS で実施されたボーリング (BH04) での標準貫入試験と室内試験結果を使用。土質定数は次頁図を参照。 液状化による低減を考慮する。
設計水位	High Water Level: EL+4.6m (1%, F/S) High Water Level for Construction: EL+4.4m (4%, F/S) Low Water Level: EL-2.45m (Mean Low Water Spring, F/S)
荷重	上部工からの反力：死荷重 21,884kN、活荷重 5,462kN 設計水平震度：kh=0.3 橋脚及び仮締切り部への流水圧：16.8kN、作用位置 0.6 x 水深 (m) 橋脚への動水圧：橋軸方向 1,446kN、橋軸直角方向 248kN、作用位置 3/7 x 水深 (m)
その他	B/D では洗掘は考慮しない。

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.3.14 代表橋脚 P19 における土質条件と設計水位

4.3.2.3 橋脚断面形状の検討

橋脚の断面形状は、小判形、矩形、円形について比較検討を行い、その結果を下表に整理する。

河川部の橋脚の形状選定においては、河川の流れへの影響について最も留意する必要がある。バゴ橋架橋位置では、流れの方向は干満の影響を受けて常に上流、下流へと変化しているが、河川流向はほぼ一定と考えられる。下部工の建設費の点では、円形が最も経済的であるが小判形との差はほとんどないため、河川流への影響が最も小さな小判形に決定する。

表 4.3.10 橋脚断面形状の比較

比較項目	小判形 (F/S 案)	矩形
概略図		
河川流に対する阻害	流線形上のため影響最小	普通
下部工建設費比率 ^{*1/}	1.00	1.19
評価	推奨	不推奨
比較項目	円形	
概略図		
河川流に対する阻害	円形断面は、流向が頻繁に変化するような場所においては有効であるが、流向に対する断面幅が著しく大きく阻害率が大きいため、流向が比較的一定な本架橋位置においては適用の必要性は低い。	
下部工建設費比率 ^{*1/}	0.97	
評価	不推奨	

備考:※1/建設費には RC 橋脚と SPSP 基礎を含む。SPSP の断面寸法はそれぞれの橋脚形状に対して最小となる断面のもので比較している。

出典:JICA 調査団

4.3.2.4 橋脚断面寸法

(1) 橋軸直角方向の橋脚幅

橋軸直角方向の橋脚幅は構造計算からでなく、上部工の桁配置により決定される。

B/Dにて変更された桁配置に基づき、橋脚天端で20mから17mへ、橋脚基部で14mから11mへ縮小した。なお、天端幅17mは支承アンカーから天端端部までの最小縁端距離(76cm)を満たし、また将来維持管理での桁のジャッキアップのための十分なスペースについても考慮されている。

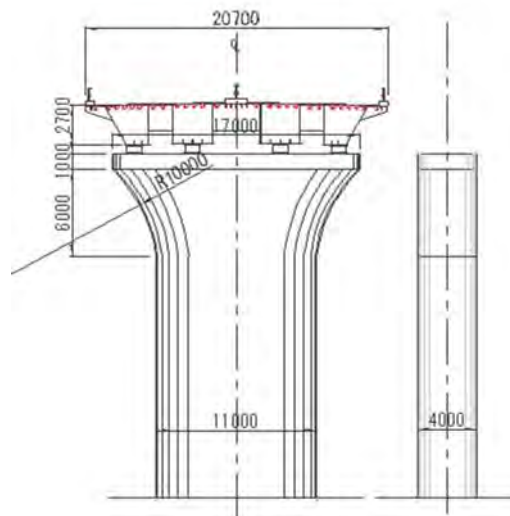
(2) 橋軸方向の橋脚幅

橋軸方向の橋脚幅は構造計算にて決定される。下表の各幅ケースでの解析結果に示す通り、応力度照査の点では3.5m幅でも問題ないが、SD490など高引張強度鉄筋の調達性と仮締切内部の狭い空間での3段配筋の施工性から橋脚幅は4.0mに決定する。橋脚断面寸法図を下図に示す。

表 4.3.11 橋軸方向の橋脚構造解析結果

ケース	材質強度と配筋	応力度照査
4.5m幅 (FS案)	SD345, D38, 2段配筋, $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	Rebar $\sigma_s 278 < \sigma_{sa} 300 \text{ N/mm}^2$ (OK) Concrete $\sigma_c 11 < \sigma_{ca} 12 \text{ N/mm}^2$ (OK)
4.0m幅 (B/Dでの推奨案)	SD390, D38, 2段配筋, $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	Rebar $\sigma_s 320 < \sigma_{sa} 345\text{N/mm}^2$ (OK) Concrete $\sigma_c 12.6 < \sigma_{ca} 15 \text{ N/mm}^2$ (OK)
3.5m幅	SD490, D35, 3段配筋, $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	Rebar $\sigma_s 358 < \sigma_{sa} 435\text{N/mm}^2$ (OK) Concrete $\sigma_c 14 < \sigma_{ca} 15 \text{ N/mm}^2$ (OK)
3.0m幅	SD490, D35, 3段配筋, $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	Rebar $\sigma_s 426 < \sigma_{sa} 435\text{N/mm}^2$ (OK) Concrete $\sigma_c 17 > \sigma_{ca} 15 \text{ N/mm}^2$ (NG)

出典: JICA 調査団



出典：JICA 調査団

図 4.3.15 橋脚断面寸法

4.3.2.5 SPSP 基礎の施工方法の検討

SPSP は、施工方法により 3 方式に分類される。仮締締切り兼用方式 (Alt-A)、立上り方式 (Alt-B)、そして締切り方式である。締切り方式は鋼矢板等を使用して締め切り工を施し、この内部で頂版および躯体を構築する方法で、通常水深の浅い河川部に使用される。よって、本鋼箱桁橋の基礎としては上述の Alt-A と Alt-B について比較検討を行う。なお、Alt-B ではさらに二つのオプションを設定する。オプション 1 として水平変位を小さくするために大断面の構造を持つもの、オプション 2 は河川阻害を小さくするために流向に対して細い形状とするが水平変位を許容値内に収めるため継手のせん断剛性の高い高耐力継手を用いるものである。

Alt-B のオプション 1 は、建設費や工期について標準的であるが、河川阻害率が高く航行船舶への影響、さらには干満により湿潤を繰り返す鋼管上部では腐食速度が 0.1~0.3 mm/年と早いことなど欠点がある。Alt-B のオプション 2 は、スレンダーな構造のためオプション 1 の欠点である河川阻害率や船舶への影響は改善されるが、杭長が長く厚い鋼管厚、高耐力継手の採用によるコスト増、さらには長い工期とオプション 1 と同様腐食の問題から推奨されない。

Alt-A は、河川や航行船舶への影響が小さく、経済性に優れるため推奨される。代替案の比較検討結果を下表に整理する。

表 4.3.12 SPSP の施工方法の比較検討

項目	Alt-A: 仮締切り兼用方式	
概略図		
施工方法概要	<p>鋼管矢板を水面上部まで立ち上げ、継ぎ手に止水材を充填し仮締切り壁として利用する。頂版および躯体を構築後、仮締切り部を切断撤去する。</p>	
鋼管矢板仕様	<p>外周鋼管矢板: 径 1.2m, 41.5m 長, t=14mm 厚, 材質 SKY400, 34 本 隔壁鋼管矢板: 径 1.2m, 37.1m 長, t=14mm 厚, 材質 SKY400, 6 本</p>	
長所	<ul style="list-style-type: none"> ・ 流水断面と航行船舶への影響が比較的小さい。 ・ 建設費が小さい (比率 1.00) ・ SPSP で一般的な工法 	
短所	<ul style="list-style-type: none"> ・ Alt-B オプション 1 に比べ長い施工期間 	
評価	<p>推奨案</p>	
項目	Alt-B: 立上り方式 (オプション 1 通常タイプ)	Alt-B: 立上り方式 (オプション 2 スレンダータイプ)
概略図		

施工方法概要	鋼管矢板を水面まで立ち上げ、その上部に頂版および躯体を構築する。オプション1は、流水断面または航路幅に制限を受けない河川や港湾地域等に通常用いられる。	
鋼管矢板仕様	外周鋼管矢板: 径 1.2m, 50m 長, t=14mm 厚, 材質 SKY400, 34 本 隔壁鋼管矢板: 径 1.2m, 50m 長, t=14mm 厚, 材質 SKY400, 6 本	外周鋼管矢板: 径 1.2m, 55m 長, t=25mm 厚, 材質 SKY400, 30 本 隔壁鋼管矢板: 径 1.2m, 55m 長, t=25mm 厚, 材質 SKY400, 5 本 ・ 仮想井筒ばりによる解析法による設計 ・ 高耐力継手の使用
長所	・ 井筒内掘削など不要のため工期が短い。 ・ 腐食対策費込みの建設費は標準的である。(比率 1.04)	・ 流水断面と航行船舶への影響が比較的小さい。 ・ 最短施工工期
短所	・ 流水断面と航行船舶への影響が比較的大きい。 ・ 干満により湿潤を繰り返す鋼管上部では腐食速度が 0.1~0.3 mm/年と早い。 ・ 景観性に劣る。	・ 腐食対策費や高耐力継手込みの建設費で最も高い。(比率 1.26) ・ 干満により湿潤を繰り返す鋼管上部では腐食速度が 0.1~0.3 mm/年と早い。 ・ 景観性に劣る。
評価	不推奨	不推奨

出典: JICA 調査団

4.3.2.6 SPSP 基礎の断面形状と寸法

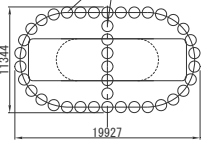
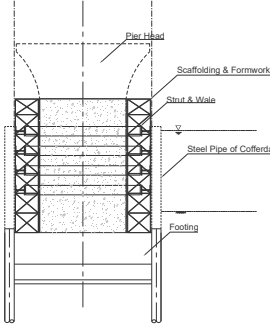
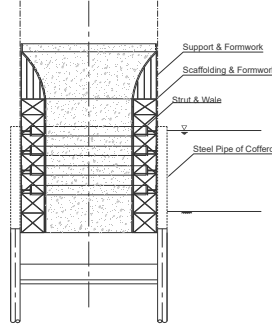
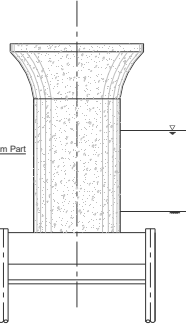
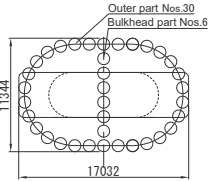
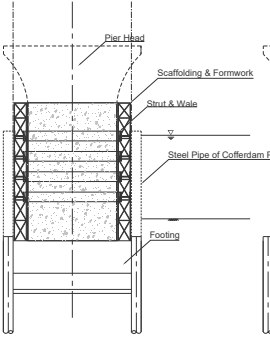
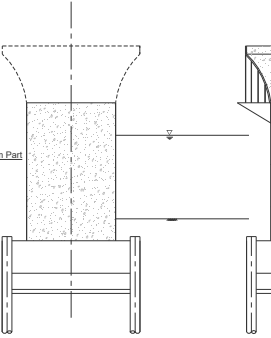
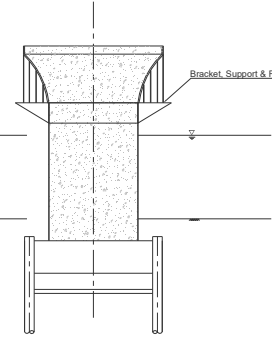
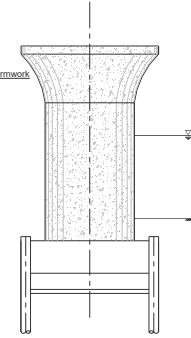
SPSP 基礎の断面形状と寸法の検討に際し、施工手順についてまず検討を行う。

(1) 施工手順

標準的な仮締切り兼用方式の施工手順は、頂版と躯体構築後に仮締切り部の鋼管を切断し撤去する(下表の Alt-A)。この場合、鋼管矢板を引抜くため、鋼管矢板は橋脚躯体張出し部より外側に配置する必要がある。そのため、SPSP 断面形状は大きくなる。断面をより小さくするため、張出し部以外の躯体を構築し鋼管矢板を引抜き、その後張出し部を施工する手順(下表の Alt-B)との比較検討を行った結果を下表に示す。

断面を小さくでき施工費と建設工期の点で優位である Alt-B の施工方法を採用する。

表 4.3.13 SPSP の施工手順比較

代案	施工手順				
<p>Alt-A: 標準的な施工手順</p>  <p>断面図 (寸法 19.9m x 11.3m, 鋼管数 40 本)</p>	 <p>STEP-1</p>	 <p>STEP-2</p>	 <p>STEP-3</p>	<p>躯体の構築</p> <p>躯体張出し部打設後、支保工、切り梁、腹起し等撤去し、鋼管矢板内を埋め戻し、矢板を切断、撤去</p> <p>完成</p>	
<p>評価: 不推奨</p>	<p>長所</p>	<p>橋脚躯体を仮締切内部で連続的に構築できる。</p>			
	<p>短所</p>	<p>SPSP 基礎の断面が大きくなるため、相対的に建設費は高く工期は長くなる。</p>			
<p>Alt-B SPSP 断面縮小可能な施工手順</p>  <p>断面 (寸法 17.0m x 11.3m, 鋼管数 36 本)</p>	 <p>STEP-1</p>	 <p>STEP-2</p>	 <p>STEP-3</p>	 <p>STEP-4</p>	<p>躯体張出し部以外を構築</p> <p>支保工、切り梁、腹起し等撤去し、鋼管矢板内を埋め戻し、矢板を切断、撤去</p> <p>ブラケット支保工を設置し、躯体張出し部の鉄筋組立、コンクリート打設</p> <p>ブラケット支保工、型枠を撤去し、完成</p>
<p>評価: 推奨</p>	<p>長所</p>	<p>SPSP 基礎の断面を小さくすることができ、経済的である。 工期は、鋼管本数が少ないため短縮される。また、鋼管は撤去後に上部工架設のためベントの材料として使用する計画であるが、Alt-A より早期に撤去し利用できる。</p>			
	<p>短所</p>	<p>特になし</p>			

出典：JICA 調査団

(2) SPSP の断面形状と寸法

SPSP の断面形状を小判形、矩形、それに円形にて比較検討を行い、その結果を下表に示す。表中の各形状における断面は、支保工設置や作業スペースのため橋脚躯体から鋼管までの距離を 1.5m 以上確保させた上で最小断面とし、また構造耐力も確認されたものである。検討の結果、経済性で優れ施工期間が最も短い小判形の断面を選定する。

表 4.3.14 SPSP の断面形状と寸法の比較検討

比較項目	小判形 (FS 案)	矩形
概略図	<p>Outer part Nos.30 Bulkhead part Nos.6</p>	<p>Outer part Nos.38 Bulkhead part Nos.6</p>
断面寸法	17.0m x 11.3m	18.5m x 11.3m
外周鋼管矢板	Nos.30 x 41.5m	Nos.38 x 41.5m
隔壁鋼管矢板	Nos. 6 x 37.1m	Nos. 6 x 37.1m
構造計算		
変位 (cm)	3.3 < 5.0 (OK)	2.6 < 5.0 (OK)
支持力 (kN/本)	1,654 < 6,492 (OK)	1,514 < 6,448 (OK)
応力 (N/mm ²)	175.0 < 210 (OK)	145.6 < 210 (OK)
鋼管総重量	5,882kN	7,213kN
建設費 (比率) / 建設期間	1.00/ 最短	1.23/ 最長
評価	推奨案	不推奨案
比較項目	円形	
概略図	<p>Outer part Nos.34 Bulkhead part Nos.10</p>	
断面寸法	直径 16.8m	
外周鋼管矢板	Nos.34 x 41.5m	
隔壁鋼管矢板	Nos. 10 x 37.1m	
設計計算結果		備考: ・ 橋梁躯体断面形状は 4.3.2.3 にて小判形が選定されている。 ・ 鋼管総重量に仮締切り部は含まない。 ・ 建設費には、頂版、底版コンクリート、仮締切り部と本体部の SPSP を含む。
変位 (cm)	2.3 < 5.0 (OK)	
支持力 (kN/本)	1,404 < 6,468 (OK)	
応力 (N/mm ²)	136.4 < 210 (OK)	
鋼管総重量	7,143kN	
建設費 (比率) / 建設期間	1.13/ 標準	
評価	不推奨案	

出典: JICA 調査団

(3) 頂版等厚さ

頂版厚は、曲げモーメントとせん断力に対し決定されるが、頂版は躯体や鋼管矢板と固定支持されているとの前提で設計されることから剛体として取り扱える厚さを確保する必要があり、この点も頂版厚決定の要因になる。剛体として扱える頂版の最小必要厚さは、約 2.0m と計算される。鉄筋スタッド方式での頂版結合を想定し計算した結果、頂版厚は 3.1m 以上を満たせばよい。よって、FS 案の 6.0m から縮小し 4.0m とする。

水中打設される底版コンクリートの厚さは、仮締切り壁の反力が掘削深さにほぼ比例すること、水中掘削の不整、水中コンクリートの打設精度、さらに過去の実例など考慮し、“0.1 x 深度 (m) \geq 1.0m” の式にて求めてよい。本調査では、深度が 20m 程度となるので、底版コンクリート厚を 2.0m とする。

また、地盤が軟弱な場合は、水中コンクリートの施工を容易にするため、0.5m から 1.0m 厚の置換砂を施す。本調査では予算計上の目的で 0.5m 厚を想定するが、施工時には実際の掘削土の状況など勘案し、厚さを決定することとする。

4.3.2.7 鋼管矢板の外径と厚さ

鋼管矢板の外径と厚さは、径 1.0m と 1.2m に対して下表に示す通り比較検討を行い、十分な構造耐力を有し建設費がわずかであるが低く、工期が短いことから最適案として径 1.2m で 14 mm厚を選定する。

表 4.3.15 鋼管矢板の外径と厚さの比較検討

比較項目	外径 1.0m (FS 案)	外径 1.2m
概略図		
断面寸法	17.1m x 9.7m	17.0m x 11.3m
外周鋼管矢板 ^{*1/}	Nos. 34 x 29.0m (t=16mm) Nos. 34 x 12.5m (t=14mm)	Nos.30 x 41.5m (t=14mm)
隔壁鋼管矢板 ^{*1/}	Nos. 6 x 37.1m (t=14mm)	Nos. 6 x 37.1m (t=14mm)
設計計算結果 変位 (cm)	3.7 < 5.0 (OK)	3.3 < 5.0 (OK)

支持力 (kN/本)	1,500 < 5,528 (OK)	1,672 < 6,492 (OK)
応力度 (N/mm ²)	187.8 < 210 (OK)	176.4 < 210 (OK)
鋼管総重量*1/	5,907kN	5,882kN
建設費 (比率) *2/ 建設期間	1.01/ 長い	1.00/ 短い
評価	不推奨案	推奨案

備考: ※1/鋼管矢板長と重量には、仮締切部は含まれていない。

※2/建設費には、頂版、底板コンクリート、SPSP 仮締切り部と本体部を含む。

出典: JICA 調査団

4.3.2.8 B/Dにて提案する鋼床版箱桁橋の下部工構造

上述の 4.3.2.3 から 4.3.2.7 を通じて P19 橋脚を代表として検討してきた結果より、鋼箱桁橋の下部構造概要を下表に整理する。

表 4.3.16 B/Dにて提案する鋼箱桁橋の下部構造計概要

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 ²	
基礎		
形状:	小判形	
寸法:	寸法 17.0m x 11.3m 頂版厚 4.0m 底板コンクリート厚 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 ²	
施工方法:	仮締切り兼用方式	

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：

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

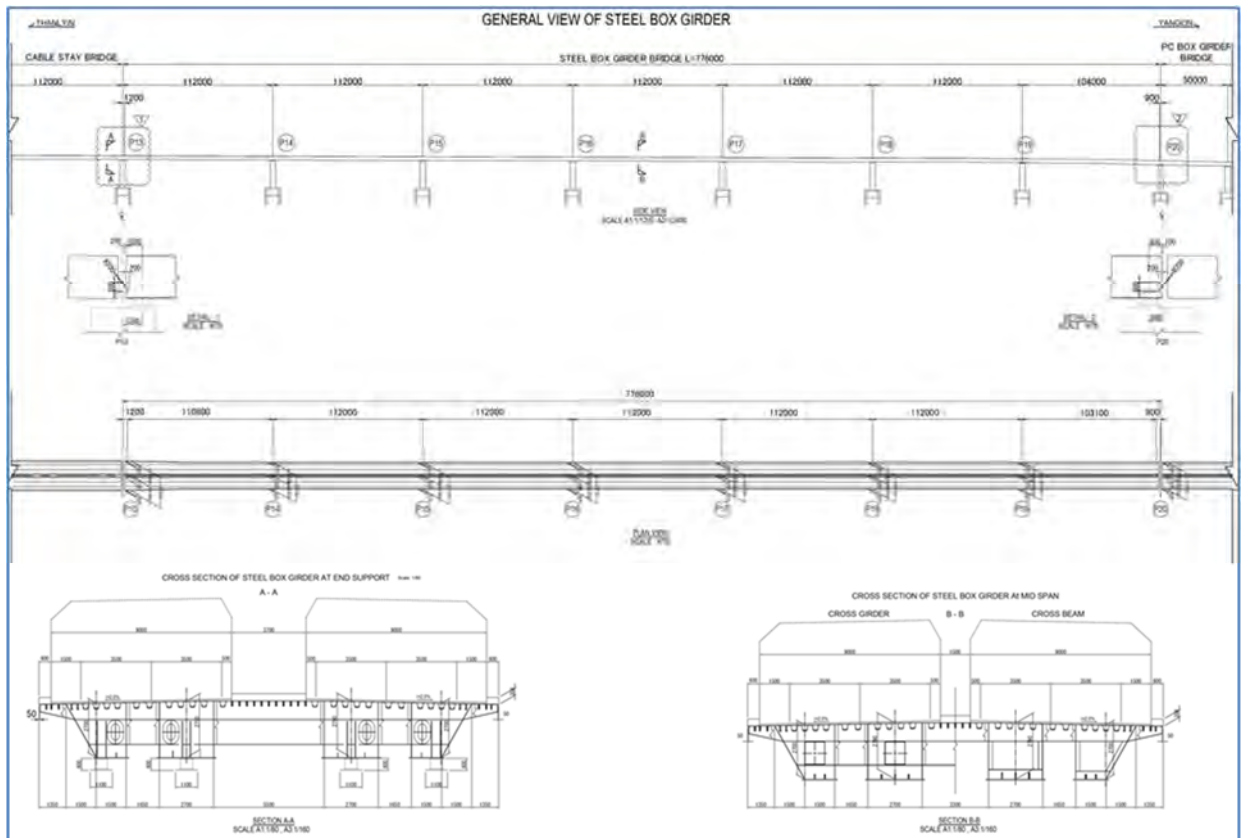
斜体文字で示す 1.2m と 0.9m は遊間と桁端から支点までの桁尻長との合計長さであり、BD から若干変化させている。これは地震時の移動量と温度変化による伸縮量を考慮したためである。

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。

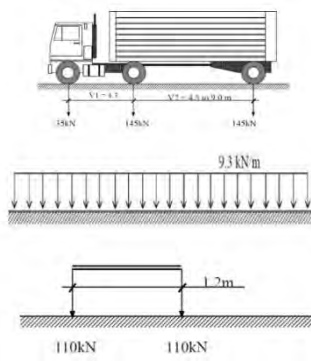


出典：JICA 調査団

図 4.3.16 構造一般図

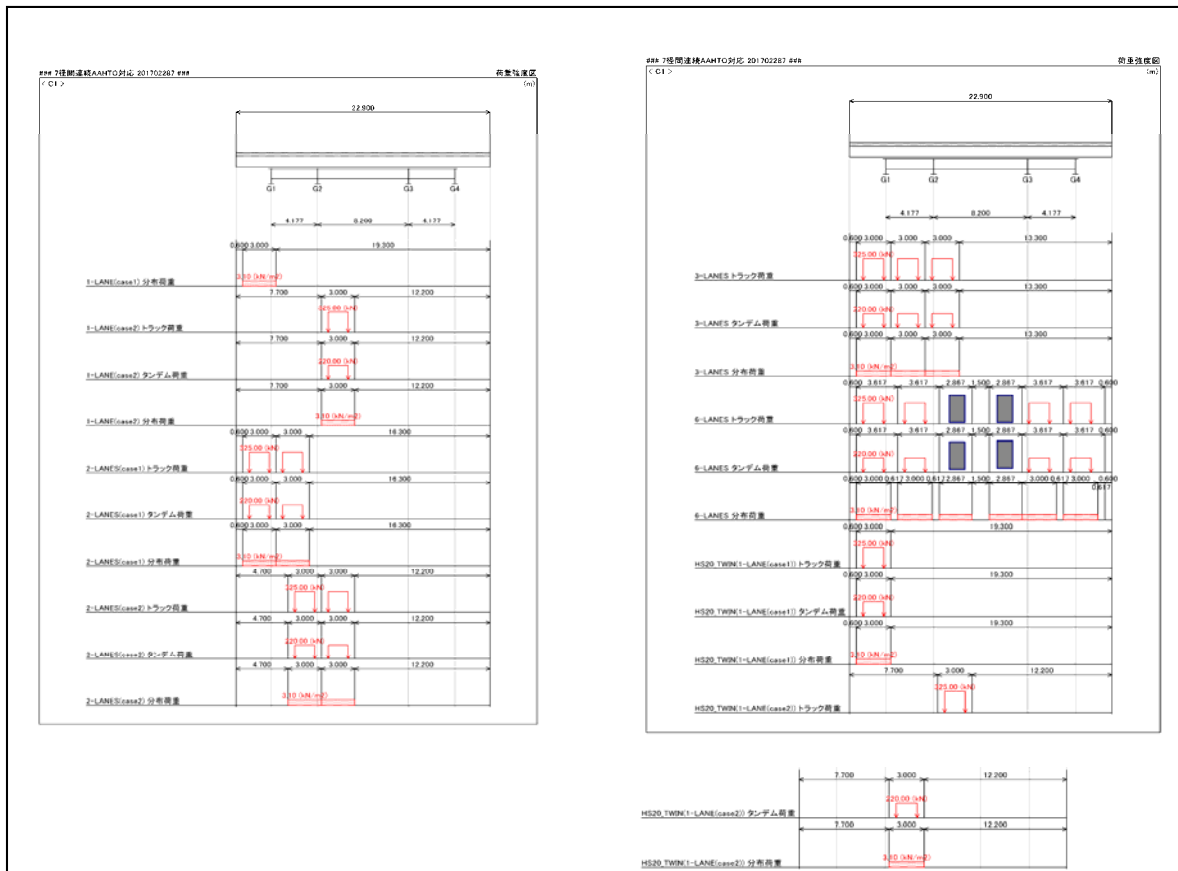
(2) 活荷重

AASHTO 荷重は実際のレーン数である 4 車線ではなく、設計レーン数として 6 車線としており、載荷車線と位置に応じた厳しい載荷状態を検討している。また下記の 3 種類の荷重、すなわち輪荷重、線荷重、連行荷重での最大となるケースを抽出することにした。



出典: JICA 調査団

図 4.3.17 AASHTO 荷重



出典: JICA 調査団

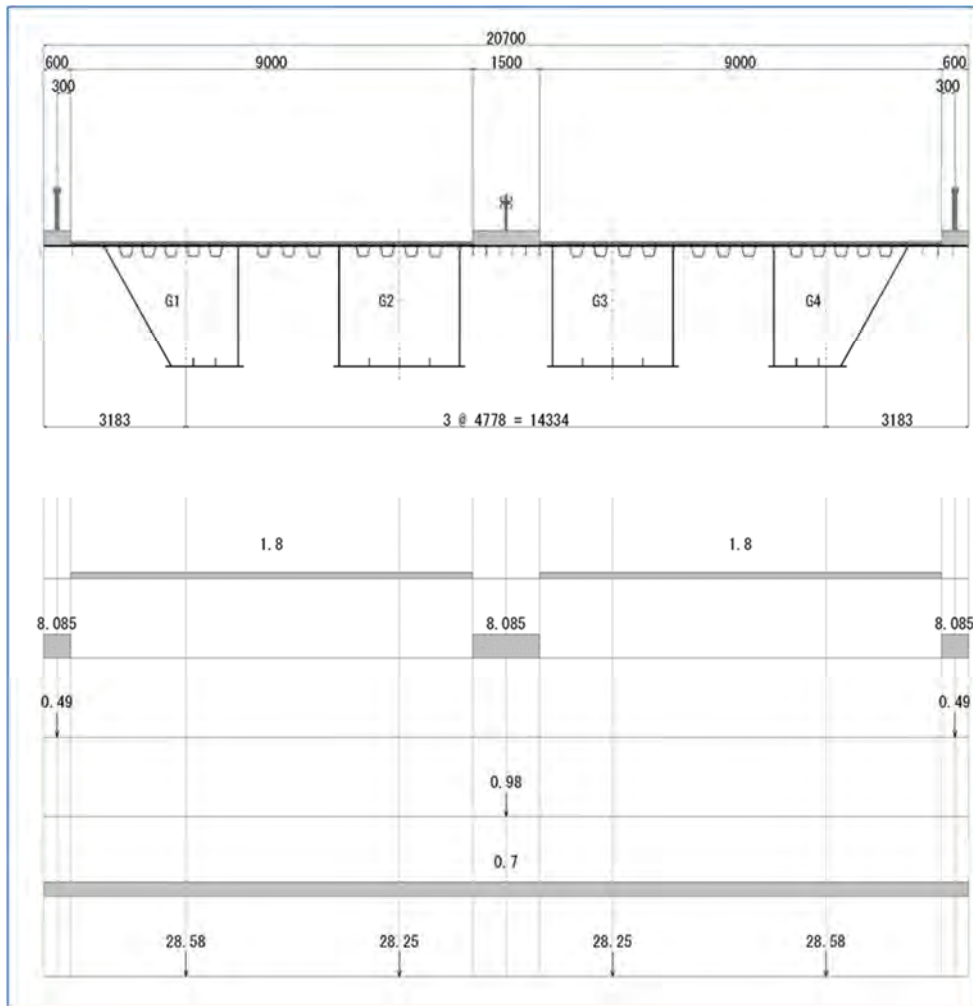
図 4.3.18 検討した荷重位置および載荷荷重種

(3) 死荷重

荷重項として以下を考える。

- アスファルト舗装 全車道幅に 80mm 厚のアスファルトを考慮
- 車両用地覆荷重 車線端から幅 600mm、330mm の高さまでコンクリート地覆を設置
- 側端部側防護柵レール 上記地覆と一体になる支柱および防護レール重量。
- 中央分離帯地覆及び防護柵 幅 1500mm (拡幅部は 3700mm) のコンクリート地覆に上下線用として 2 本の鋼製防護柵を設置するものとする。
- その他の荷重 現時点未定の荷重として暫定的に全幅員にオーバーレイ荷重を算定。
- 鋼重 BD にて算定した鋼重を 4 主桁に按分して載荷させる。

なお鋼重は本設計段階に応じて修正し、最終段階で仮定鋼重と実鋼重との比較検討を行う。また各項目の道路橋示方書記載の単位質量を用いて計算する。

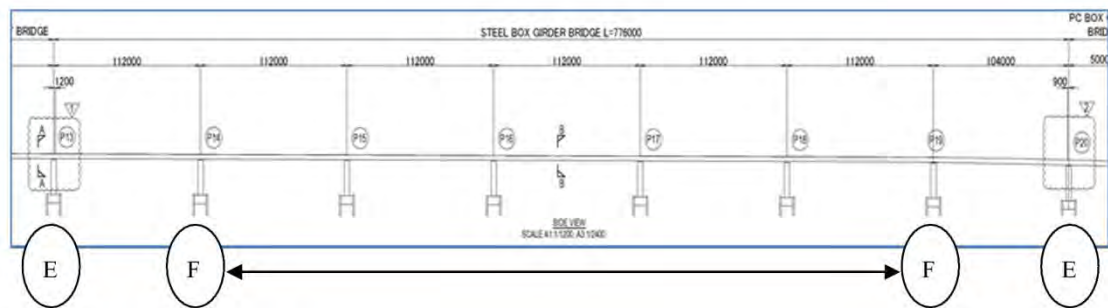


出典: JICA 調査団

図 4.3.19 死荷重種類とその載荷位置

(4) 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 4.3.20 支点の拘束条件

4.3.3.2 主桁解析

(1) 解析に用いるソフトウェア

- 上部工解析には平面格子解析用の市販解析ソフトウェア「APPOLO」を採用した。
- この解析ソフトは次の 5 段階の橋梁用設計計算システムから構成されている。

1st: 縦横断勾配計算による路面構成ラインおよび部材格点位置の座標計算

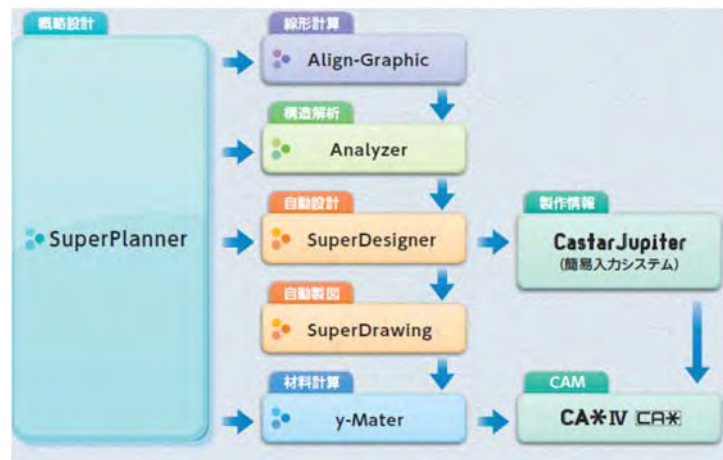
2nd: 部材の断面力を算出するための格子解析

3rd: 前項で算出した断面力に応じ、道路橋示方書規定での各部材の断面諸量決定。

4th: 前項の断面部材寸法に即した作図（自動設計システムを採用）。

5th: 部材断面寸法に沿った鋼重の算定

この計算ソフトウェアの手順を以下に示す。



出典:ソフトウェア会社のカタログより抜粋

図 4.3.21 使用ソフトの解析及び計算手順

4.3.3.3 解析結果と断面構成の決定

(1) 反力

解析によって算出された各支点反力は下部工および支承設計の設計断面力として反映する。

表 4.3.17 各橋脚での反力内訳表

Reaction Table (unit:Kn)										
	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20		
G1 & G4	Pavement	362.1	1,053.7	890.2	953.0	941.5	914.6	1,009.7	337.0	
	Side Railing	19.4	52.5	46.3	48.4	47.9	47.0	50.8	18.8	
	Side Coping	192.3	519.3	458.4	479.0	474.8	465.4	502.6	185.9	
	Steel Girder	1,228.9	3,625.2	3,039.0	3,267.4	3,226.5	3,128.9	3,467.6	1,135.8	
	Median coping	116.1	275.9	192.3	223.0	217.0	208.4	237.6	66.7	
	Overlay	167.5	478.6	402.5	431.4	426.0	414.0	456.7	152.9	
	Median Railing	6.2	20.3	16.1	17.9	17.6	16.8	19.2	5.4	
	Total Dead Weight	2,092.5	6,025.6	5,044.7	5,420.0	5,351.3	5,195.2	5,744.3	1,902.5	
	Live load with impact (Max)	1,030.3	2,043.6	1,963.6	2,021.3	2,008.9	1,980.2	1,992.3	1,009.9	
	Live load with impact (Min)	-338.0	-370.9	-481.5	-466.2	-466.3	-469.4	-367.7	-320.9	
	Total Rection(Max)	3,122.8	8,069.2	7,008.3	7,441.3	7,360.2	7,175.3	7,736.6	2,912.4	
	Total Rection(Min)	1,754.6	5,654.7	4,563.3	4,953.8	4,884.9	4,725.8	5,376.6	1,581.6	
	G2 & G3	Pavement	334.6	1,007.9	851.4	882.8	876.7	855.9	966.7	299.6
		Side Railing	1.7	9.9	6.4	7.1	7.1	6.5	9.0	0.5
Side Coping		16.3	98.0	63.2	70.8	69.8	64.8	89.2	4.8	
Steel Girder		1,329.3	3,946.6	3,357.4	3,475.0	3,451.7	3,373.9	3,791.3	1,202.6	
Median coping		330.7	548.0	446.0	468.0	462.5	454.7	502.0	171.6	
Overlay		160.2	447.9	375.2	389.9	387.0	377.8	427.1	131.8	
Median Railing		14.9	42.0	36.6	37.7	37.4	36.7	40.6	13.9	
Total Dead Weight		2,187.6	6,100.3	5,136.1	5,331.3	5,292.2	5,170.3	5,825.9	1,824.8	
Live load with impact (Max)		989.8	1,872.8	1,804.5	1,802.3	1,799.4	1,779.1	1,826.3	909.5	
Live load with impact (Min)		-196.2	-201.6	-319.4	-290.5	-295.9	-299.9	-199.8	-184.3	
Total Rection(Max)		3,177.4	7,973.1	6,940.6	7,133.6	7,091.6	6,949.5	7,652.3	2,734.3	
Total Rection(Min)		1,991.4	5,898.7	4,816.7	5,040.7	4,996.4	4,870.5	5,626.2	1,640.5	
Whole Dead Load		8,560.2	24,251.7	20,361.7	21,502.5	21,287.0	20,731.0	23,140.3	7,454.6	
Whole Live Load with Impact		4,040.1	7,832.8	7,536.1	7,647.2	7,616.6	7,518.6	7,637.3	3,838.8	
Σ Total	12,600.3	32,084.5	27,897.8	29,149.7	28,903.6	28,249.5	30,777.6	11,293.4		
Whole Dead Load	8,560.2	24,251.7	20,361.7	21,502.5	21,287.0	20,731.0	23,140.3	7,454.6		
Whole Live Load without Impact	3,593.2	6,971.8	6,707.7	6,806.6	6,779.3	6,692.1	6,797.7	3,395.6		
Σ Total	12,153.3	31,223.5	27,069.4	28,309.1	28,066.4	27,423.1	29,938.1	10,850.2		
Whole Dead Load	8,560.2							7,454.6		
Whole Live Load without Impact and Truck	3,332.8							3,115.3		
Σ Total	12,153.3							10,850.2		

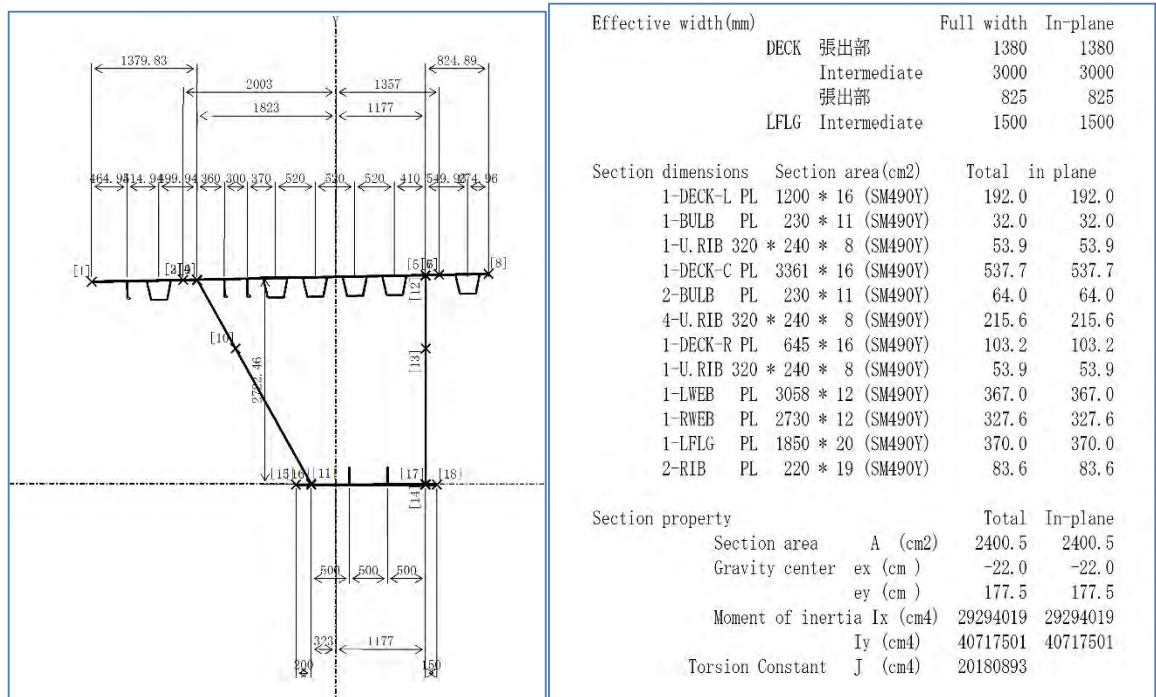
出典：JICA 調査団

(2) 断面力および断面構成

断面諸元および材質は下記に示す基準を満たすように決定された。

- 各断面は曲げモーメントおよびせん断力による応力度が使用する鋼材の許容応力以内になるよう、断面諸元決定する。
- 道路橋示方書では活荷重によるたわみを支間長の 1/500 以内にするよう規定されている。
- 全ての添接部は高力ボルトでの接合とした。そのため引張応力部はボルト孔の控除を考慮する必要がある。控除した断面応力が許容応力を超える場合は、材質を上げるか板厚を増さなければならない。
- 鋼床版は U 型トラフリブによって補剛している。車輪荷重に対する鋼床版の捩じれ剛性を高めることが出来るためである。
- 主桁下フランジの圧縮応力部はフランジ厚に応じた補剛材を配置する。主桁フランジ、ウェブと同様に断面の応力を分担する部材として、ブロック継ぎ手は高力ボルトでの接合を行うこととする。
- ウェブは板厚を低減させるため 2 段の水平補剛材を用いることにした。ただし水平補剛材はパネルの補剛のみを目的として配置させるので隣接する補剛材同士のボルト接合は行わない。

- 必要とされる断面諸量は次の手順に沿って計算される。



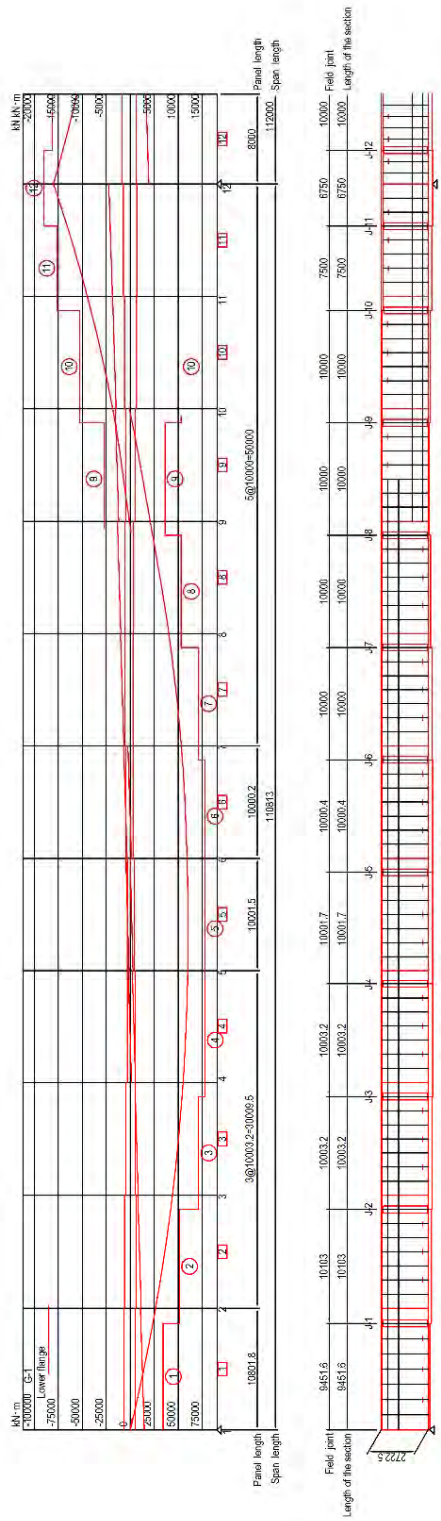
出典: JICA 調査団

図 4.3.22 断面計算例

- 全ての断面は曲げモーメントとせん断力に応じた応力を計算し、板厚と材質を選定することで断面諸元を決定する。

以下の図は P13—P14 間の G1 桁と G2 桁の断面構成図例として示す。

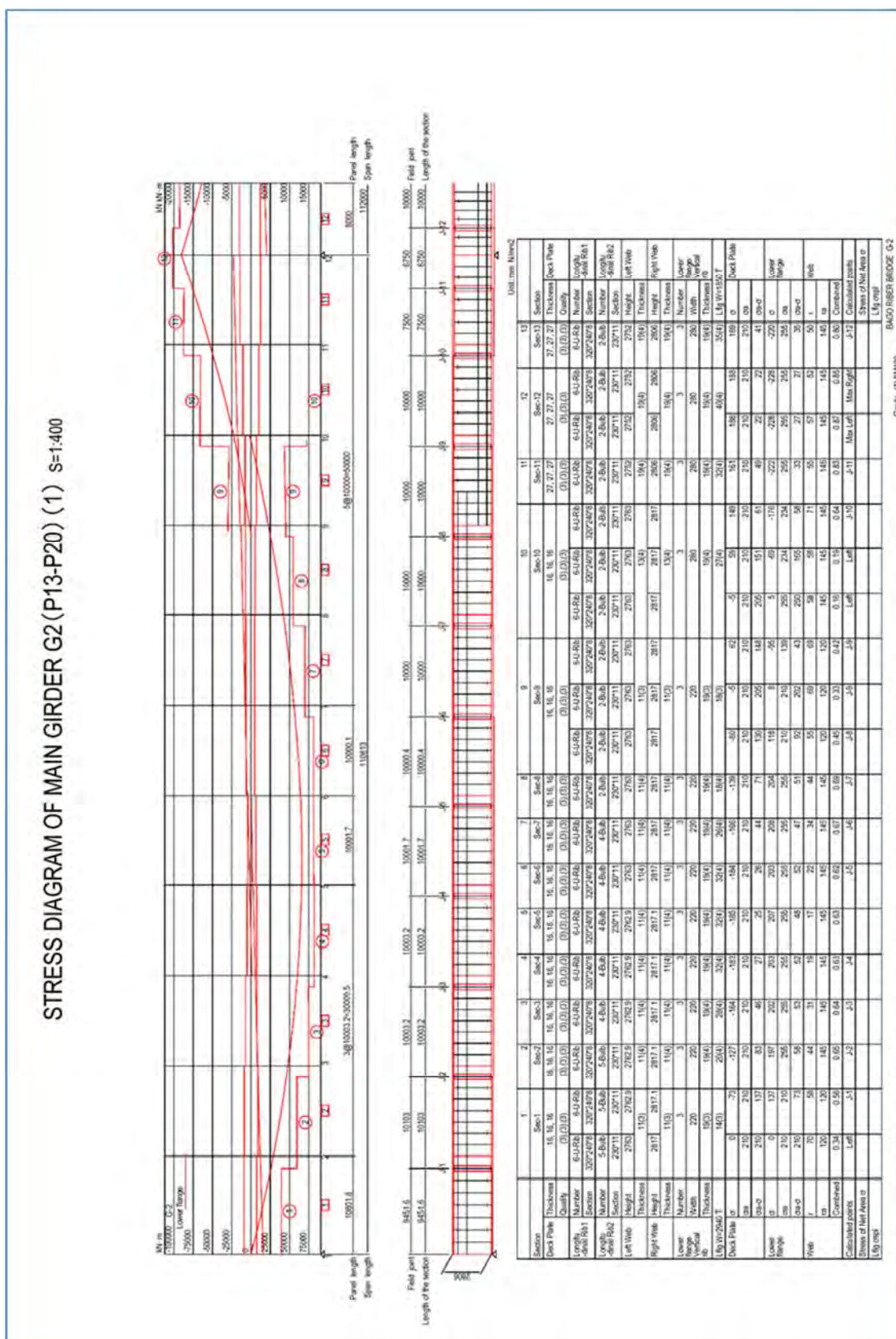
STRESS DIAGRAM OF MAIN GIRDER G1 (P13-P20) (1) S=1:400



Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Deck Flange Thickness	18, 15, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	16, 16, 16	26, 26, 26	26, 26, 26	26, 26, 26
Quantity	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)	(3)(3)(3)
Length	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h	3450h
Number	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011	20011
Section	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b	6149b
Length	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409	3307409
Number	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523	30523
Height	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233
Thickness	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233	1233
Right Web Height	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781	2781
Thickness	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242	1242
Number	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
Width	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943
Verified	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943	1943
Thickness	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203
Deck Flange	0	-79	-181	-164	-179	-177	-164	-155	-70	53	-7	51	133
Lower flange	0	144	173	193	188	195	195	203	153	12	-91	10	-75
Web	0	144	173	193	188	195	195	203	153	12	-91	10	-75
Calculated points	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Stress of Net Area	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3
LB (top)													

出典: JICA 調査団

図 4.3.23 断面構成図 G1(P13-P14)



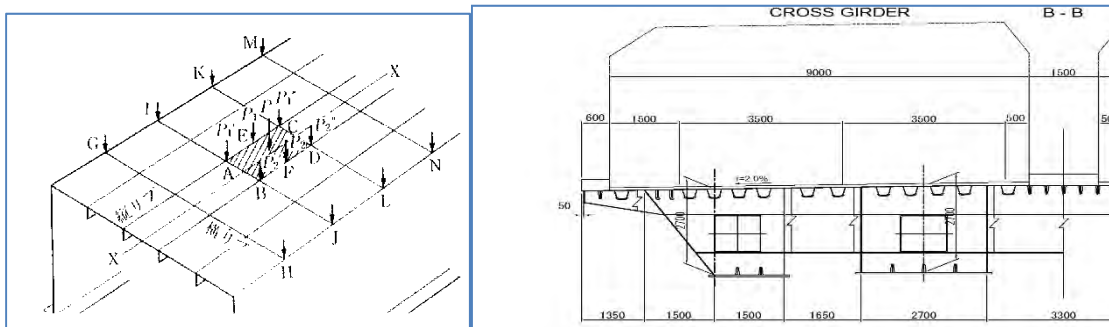
出典: JICA 調査団

図 4.3.24 断面構成図 G2(P13-P14)

4.3.3.4 鋼床版の解析

(1) 鋼床版設計手法

- 鋼床版は等価格子法を採用する。
- 「等価格子法」とはデッキプレートを縦リブや横リブで補剛した鋼床版を平面格子モデルとして扱い、一般的な変形法により解析を行うものである。



出典：JICA 調査団

図 4.3.25 鋼床版への荷重概念

(2) 鋼床版の応力度評価

- 縦リブおよび横リブは主桁構造としてのデッキ部材の一次応力と床組部材としての2次応力の重ね合わせを行う。
- 床組としての縦リブの応力方向は主桁部材としての応力方向と同一方向である。それ故重ね合わせた応力度は以下に示す許容応力度以内に納まる必要がある。

σ_1 : 主桁作用としての一次応力度

σ_2 : 床組作用としての2次応力度

α : 割増係数 (道示に規定されている 1.4)

σ_a : 採用されている鋼床版部材の許容応力度

$$\sigma_1 + \sigma_2 < \sigma_a \cdot \alpha$$

ここに σ_2 が許容応力の 40%未満である場合,上式は常に満足することになる。

- 横リブの応力方法は主桁の応力方向とは直交する方向になる。そのため、2 軸応力について照査を行う。

2 軸応力照査式は以下のようになる。

$$K = (\sigma_x / \sigma_a)^2 + (\sigma_y / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

ここに σ_x :主桁としての橋軸方向の応力度(N/mm²)

τ_x :主桁としてのせん断応力度(N/mm²)

σ_y :横桁/横リブとしての主応力(N/mm²)

τ_y :横桁/横リブとしてのせん断応力度(N/mm²)

σ_a :主桁としての引張許容応力度(N/mm²)

τ_a :主桁または横桁としての許容せん断応力度(N/mm²)

応力の照査箇所は以下のポイントとする。

フランジ応力場では $(\tau / \tau_a) = (\tau_x / \tau_{xa})$

ウェブ応力場では $(\tau / \tau_a) = \text{Max}((\tau_x / \tau_{xa}), (\tau_y / \text{Max}(\tau_{xa}, \tau_{ya})))$

(3) デッキフレームの解析モデル

- 輪荷重は縦リブまたは横リブに最大曲げモーメントが生じる位置に載荷する。
- 縦リブは断面変形がない各 1 本の棒部材とみなす。したがって、ねじり剛性（単純ねじり抵抗だけを用いる）は低減せず、100%有効とし以下の式により算出する。

$$\text{ねじり剛性} = 4 \cdot A^2 / \{(u/tR) + (a/tP)\}$$

A: U型鋼に囲まれた断面積

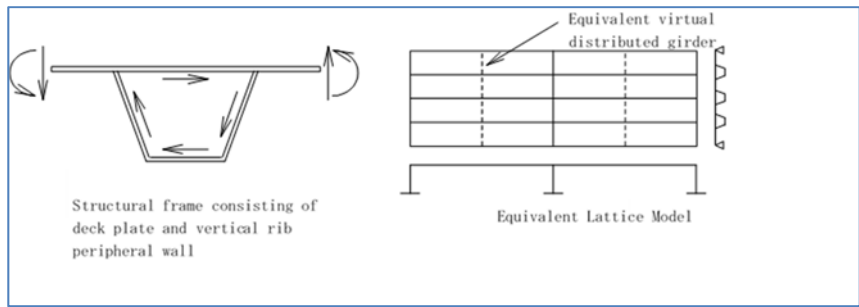
u: U型鋼の展開幅

a: U型鋼の上側幅

tR: U型鋼の板厚

tP: デッキプレートの板厚

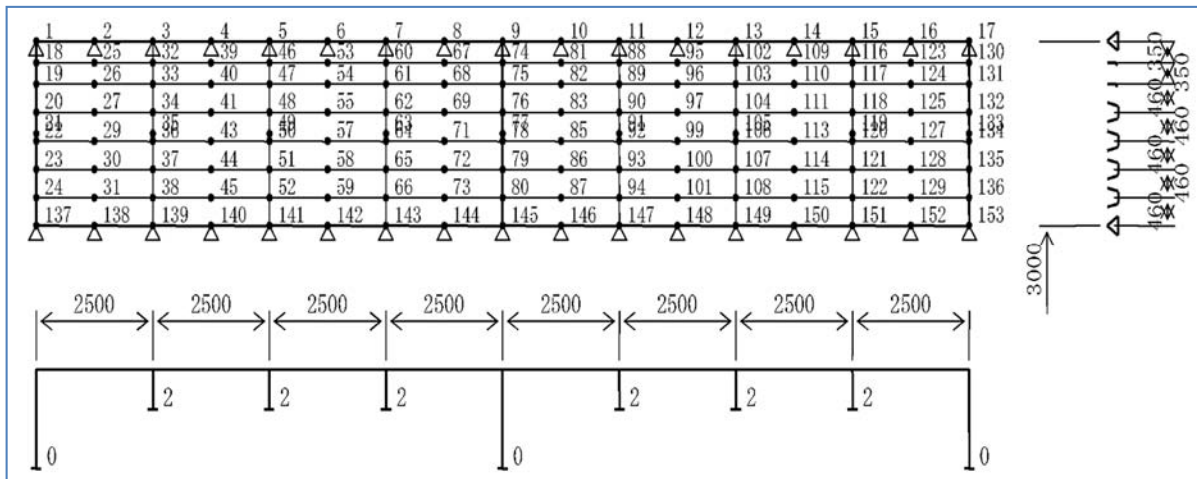
- 縦リブ間の荷重分配を果たす仮定の分配桁は、縦リブの断面変形を考慮するため、デッキプレート、縦リブ周壁からなるラーメン構造と等価な曲げ剛性を与える。このラーメン構造は、橋軸方向に長く連続するので、まず、その単位長あたりの等価断面 2 次モーメントを求め、格子モデルでは、横リブ間隔に 1 個の分配桁を設けて、これらに曲げ剛性を集中させる。



出典:ソフトウェア会社編解析マニュアル

図 4.3.26 鋼床版の等価仮想横桁概念

- 鋼床版の解析モデルとして主桁上フランジ (G1、G2)、側床版、主桁間鋼床版 (中床版および中央床版) の 5 種類が考えられる。
- 次図に G2 桁の上フランジとしての鋼床版モデルを示す。



出典: JICA 調査団

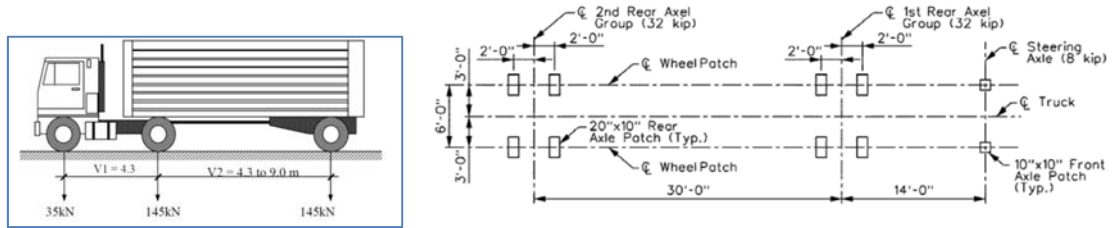
図 4.3.27 鋼床版解モデル

- 考慮する死荷重強度

舗装荷重 (車道部のみ)	1.80 kN/m ²
鋼重	2.00 kN/m ²
- 格子構成部材の断面諸元

鋼床版厚	16mm
縦リブ断面	U.RIB 320 * 240 * 8
横リブ断面	WEB PL 800 * 9 FLG PL 200 * 10
ダイアフラム断面	WEB PL 2100 * 10 FLG PL 220 * 10
- 輪荷重は縦リブ及び横リブの最大曲げモーメントが生じる位置に載荷させる。

- 車輪間隔は 1.8m、またタイヤの接地面積は幅 510mm、長さ 250mm である。



出典:AASHTO 基準書

図 4.3.28 鋼床版に載荷されるトラック荷重モデル

- 衝撃係数は以下の道示での算定式を採用する。

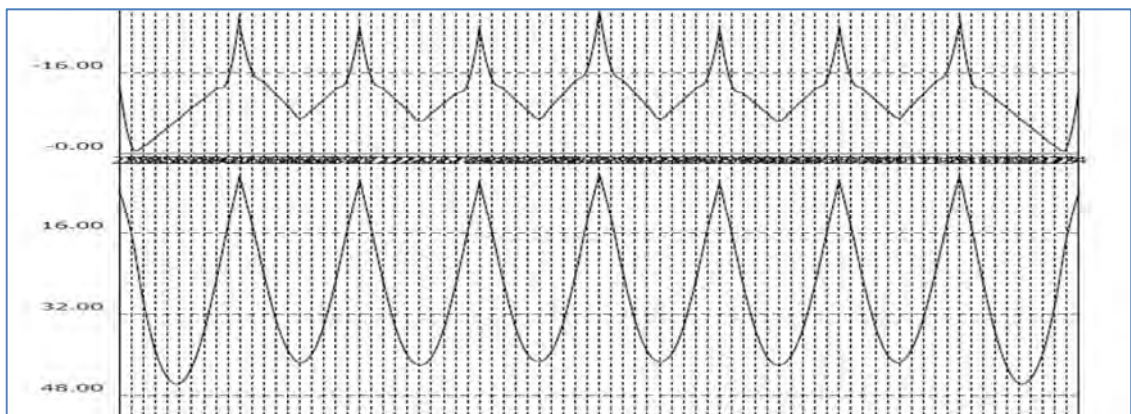
縦リブ $i = 0.4$

横リブ $i = 20/(50+L)$

L: 横リブおよびブラケットの支間長 (m)

(4) 縦リブの曲げモーメント

- 縦リブに生じる最大/最小曲げモーメントは載荷荷重に応じた影響線、影響面積によって計算される、下図のような曲げモーメント図を得る。
- 最大曲げモーメントは支間中央部の正曲げモーメントである。



出典:JICA 調査団

図 4.3.29 縦リブ曲げモーメント

(5) 床組リブの断面力解析結果

表 4.3.18 床組部材の断面力(抜粋)

(a) List of Cross-sectional Force

Member	Cross-section	Case of interest	Point of interest	Load type	Bending moment (kN・m)	Shear force (kN)
Longitudinal rib	Sec-2	At Max. bending	45	Dead load	0.73	0.05
				T - Load	43.43	-57.88
				Total	44.16	-57.83
				Additional Total	44.16	-57.83
		At Min. bending	40	Dead load	-0.93	2.61
				T - Load	-23.97	13.43
				Total	-24.90	16.05
				Additional Total	-24.90	16.05
		At Max. shear	67	Dead load	-1.01	2.70
				T - Load	0.18	107.48
				Total	-0.83	110.18
				Additional Total	-0.83	110.18
Lateral rib	Sec-2	At Max. bending	39	Dead load	8.89	-5.52
				T - Load	110.82	0.88
				Total	119.71	-4.64
				Additional Total	95.77	-4.64
		At Min. bending	77	Dead load	7.95	4.92
				T - Load	-14.20	-9.31
				Total	-6.25	-4.39
				Additional Total	-95.77	-4.39
		At Max. shear	3	Dead load	0.00	11.05
				T - Load	0.00	195.64
				Total	0.00	206.68
				Additional Total	0.00	206.68

出典: JICA 調査団

表 4.3.19 床組部材の活荷重たわみ(抜粋)

(b) List of Deflection due to Live Load

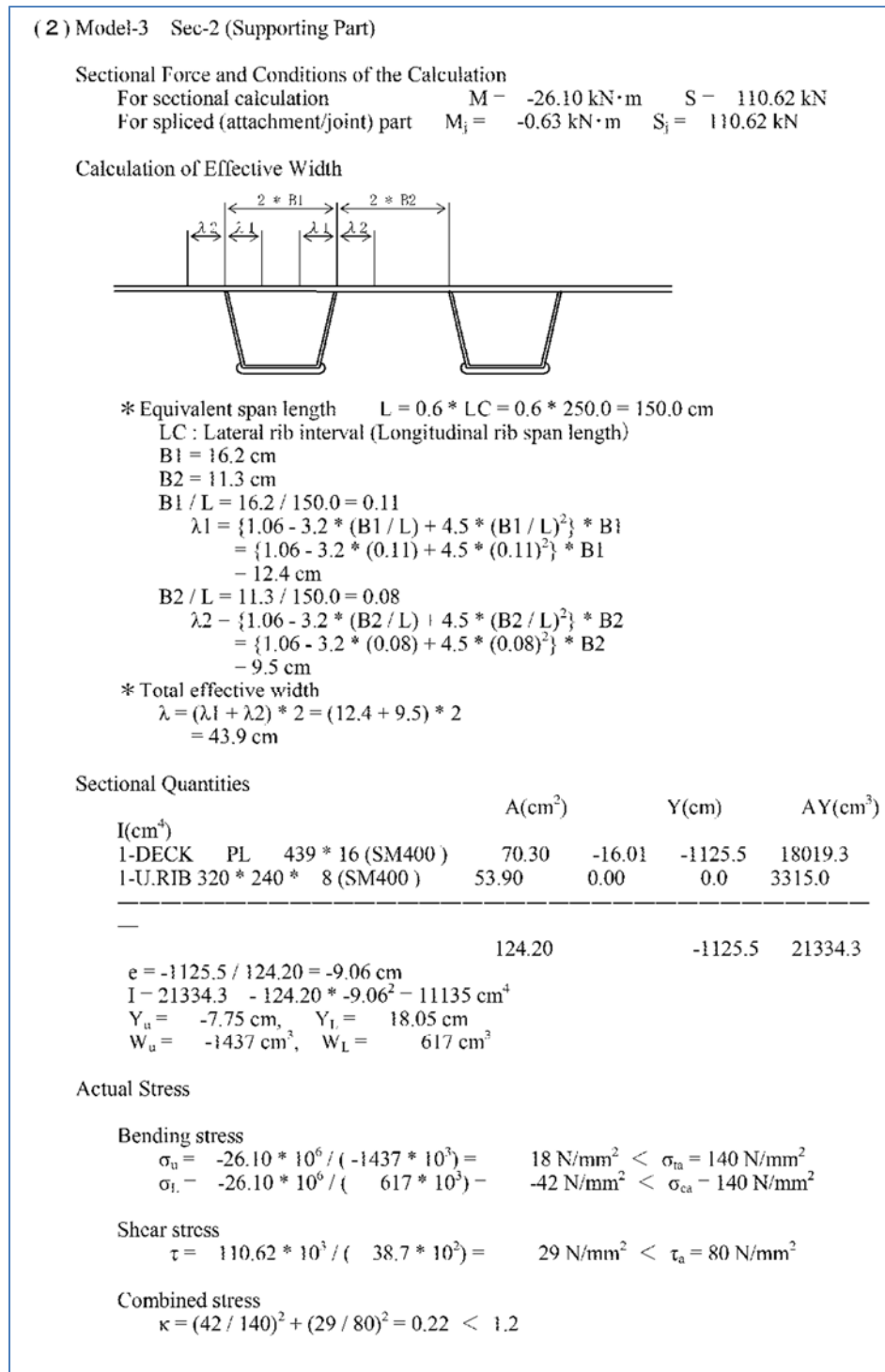
Member	Cross-section	Point of interest	Load type	Deflection (mm)
Longitudinal rib	Sec-2	44	T - Load	0.63
Lateral rib	Sec-2	38	T - Load	0.15

出典: JICA 調査団

(6) 縦リブの応力度

- 床組としての縦リブにはバルブリブ形と U リブ形の 2 種類のタイプを採用。
- 夫々のリブ応力度が許容応力度以内であることを計算にて示す。

- 応力度計算の手順を以下に示す。



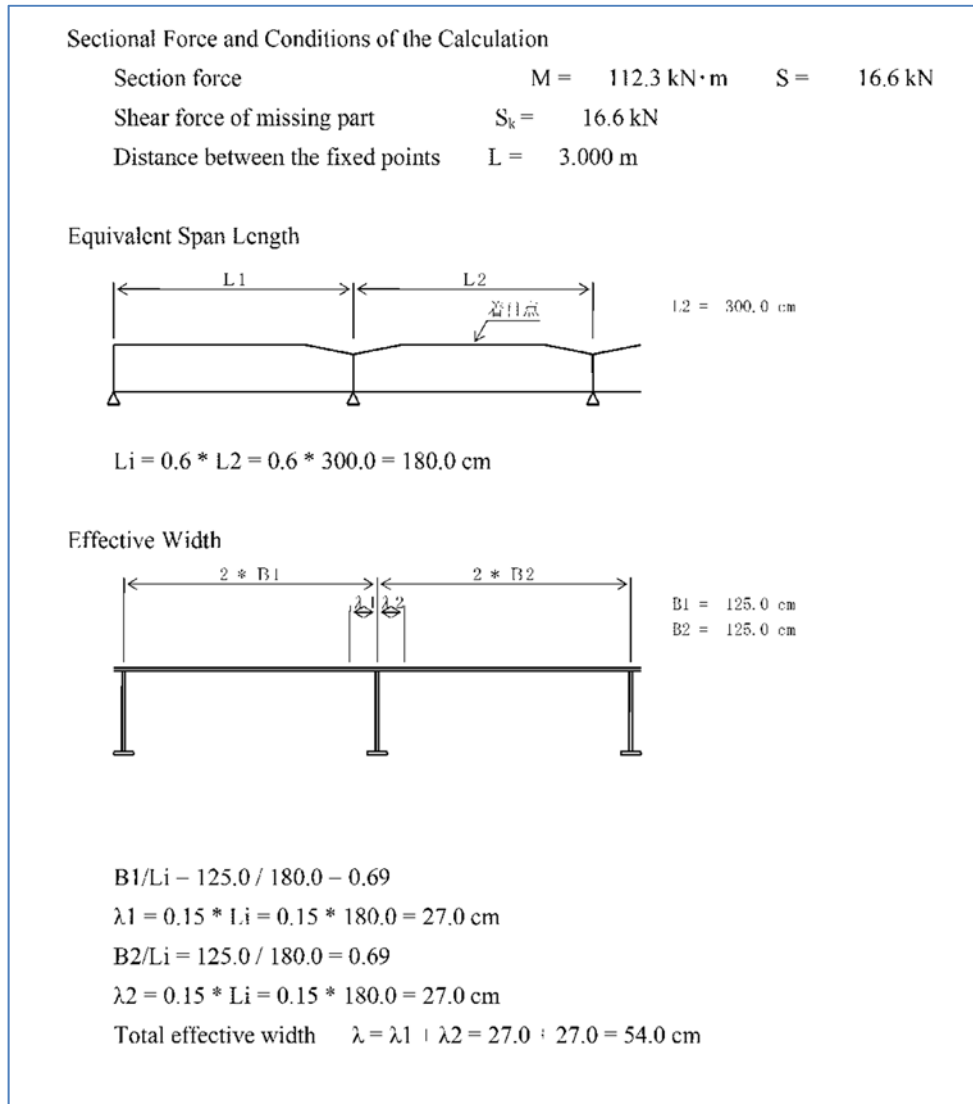
出典: JICA 調査団

図 4.3.30 縦リブ応力の計算例

(7) 横リブ応力度

- 横リブは縦リブを支持する弾性支点として考える。

横リブ上フランジはデッキの有効幅を考慮する。以下に計算手順例を示す



出典：JICA 調査団

図 4.3.31 横リブの有効幅の計算例

Sectional Area and Moment of Inertia

			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)
1-DECK	PL	540 * 16(SM400)	86.40	-40.80	-3525	143825
1-WEB	PL	800 * 9(SM400)	72.00	0.00	0	38400
1-LFLG	PL	200 * 10(SM400)	20.00	40.50	810	32805
			178.40		-2715	215030

$E = -2715 / 178.40 = -15.22 \text{ cm}$
 $I = 215030 - 178.40 * -15.22^2 = 173708 \text{ cm}^4$
 $Y_u = -26.38 \text{ cm}, \quad Y_L = 56.22 \text{ cm}$

Bending stress

$$\sigma_u = 112.3 * 10^6 * -263.8 / (173708 * 10^4) = -17 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_l = 112.3 * 10^6 * 562.2 / (173708 * 10^4) = 36 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

Shear stress

$$\tau = 16.6 * 10^3 / 7200 = 2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

Combined stress

$$\kappa = (36 / 140)^2 + (2 / 80)^2 = 0.07 < 1.2$$

Shear Stress of Vertical Rib-Missing Part

$\tau_k = 16.6 * 10^3 / 7200 = 2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$

$\tau_v = \tau_k * H_g / H_n = 2 * 80.0 / 52.3 = 4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a$

Verification of Deflection

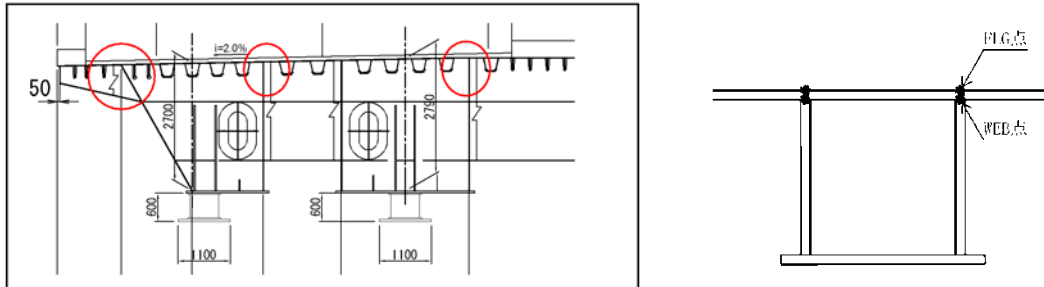
Deflection due to live load $\delta = 0.2 \text{ mm} \leq \delta_a = L / 500 = 3000 / 500 = 6.0 \text{ mm}$

出典: JICA 調査団

図 4.3.32 横リブの応力度計算例

(8) 主桁と横リブとの交差ウェブでの2軸応力

- 応力変換の計算手順を示す。交差ウェブは次図にて示すとおりであるが、主桁応力と横リブ応力がそれぞれ直交する箇所になっている。



出典：JICA 調査団

図 4.3.33 照査する交差ウェブ箇所

- 照査対象箇所は上図の黒点箇所である。
- 格点ごと左右での照査計算結果を政府夫々に算出して最大値を抽出して示す。
- 2軸応力の照査式は下記のとおりである。

$$K = (\sigma_x / \sigma_a)^2 - (\sigma_x / \sigma_a) * (\sigma_y / \sigma_a) + (\sigma_y / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

σ_x : 主桁としての直応力(N/mm²)

σ_y : 横リブとしての直応力(N/mm²)

σ_a : 主桁の引張許容応力(N/mm²)

τ_x : 主桁としてのせん断応力(N/mm²)

τ_y : 横リブとしてのせん断応力(N/mm²)

τ_a : 主桁及び横リブ双方の許容せん断応力(N/mm²)

但し照査点に於けるせん断力は

$$\text{フランジ部分では } (\tau / \tau_a) = (\tau_x / \tau_{xa})$$

$$\text{ウェブ部分では } (\tau / \tau_a) = \text{Max}((\tau_x / \tau_{xa}), (\tau_y / \text{Max}(\tau_{xa}, \tau_{ya})))$$

- 主桁、横リブでの交差格点での応力を計算する。
- 以下に計算結果の抜粋を示す。

表 4.3.20 床組部材の活荷重たわみ(抜粋)

(3) Main girder G-2 Web name : LWEB(UFLG-side)											
Cross section											
	No.	No.	Check P't	σ_x	σ_y	σ_a	τ_x	τ_y	τ_a	K	
End. sup.	1	1	FLG	0	-54	210	33	0	120	0.14	
			WEB	0	53	210	60	24	120	0.32	
	2	2	FLG	-71	22	210	26	0	120	0.21	
			WEB	-70	21	210	48	8	145	0.26	
	3	3	FLG	-120	22	210	19	0	120	0.42	
			WEB	-118	21	210	35	8	145	0.44	
	4	4	FLG	-154	26	210	15	0	120	0.66	
			WEB	-152	26	210	26	12	145	0.66	
	5	5	FLG	-174	26	210	8	0	120	0.81	
			WEB	-172	26	210	14	12	145	0.79	
6	6	FLG	174	30	210	12	0	120	0.84		
		WEB	-172	30	210	22	14	145	0.83		
Int. sup.	7	7	FLG	-158	22	210	16	0	120	0.68	
			WEB	-156	21	210	31	8	145	0.69	
	8	8	FLG	-123	26	210	22	0	120	0.46	
			WEB	-121	26	210	41	12	145	0.50	
	9	9	FLG	-66	34	210	28	0	120	0.23	
			WEB	65	34	210	54	14	120	0.37	
	10	10	FLG	64	-30	210	33	0	120	0.23	
			WEB	63	-30	210	54	14	145	0.29	
	11	11	FLG	105	-16	210	24	0	120	0.33	
			WEB	102	-15	210	45	12	145	0.37	
12	12	FLG	176	-22	210	26	0	120	0.85		
		WEB	172	-22	210	49	19	145	0.88		
13	13	FLG	125	16	210	22	0	120	0.44		
		WEB	122	-15	210	41	12	145	0.46		
14	14	FLG	119	-26	210	33	0	120	0.48		
		WEB	117	-26	210	63	12	145	0.58		
15	15	FLG	56	-30	210	26	0	120	0.18		
		WEB	55	-30	210	50	14	120	0.30		
16	16	FLG	-53	34	210	21	0	120	0.16		
		WEB	-52	34	210	39	14	120	0.23		
17	17	FLG	-89	34	210	15	0	120	0.29		
		WEB	87	34	210	28	14	120	0.32		
18	18	FLG	-103	34	210	9	0	120	0.35		
		WEB	-102	34	210	16	14	120	0.36		
19	19	FLG	-98	30	210	12	0	120	0.32		
		WEB	-96	30	210	22	14	120	0.33		
20	20	FLG	-75	30	210	17	0	120	0.22		
		WEB	-74	30	210	33	14	120	0.27		
21	21	FLG	-33	30	210	24	0	120	0.11		
		WEB	-33	30	210	45	14	120	0.21		
22	22	FLG	73	-26	210	29	0	120	0.24		
		WEB	72	-26	210	44	12	120	0.31		
23	23	FLG	115	-18	210	28	0	120	0.41		
		WEB	113	-18	210	50	8	145	0.46		
24	24	FLG	174	-29	210	31	0	120	0.89		
		WEB	171	-29	210	55	16	145	0.94		
25	25	FLG	113	-18	210	29	0	120	0.40		
		WEB	112	-18	210	50	8	145	0.46		
26	26	FLG	70	-26	210	31	0	120	0.23		
		WEB	69	-26	210	58	12	145	0.32		
27	27	FLG	-48	34	210	26	0	120	0.16		
		WEB	-47	34	210	49	14	145	0.23		
28	28	FLG	-97	26	210	20	0	120	0.31		
		WEB	-96	26	210	37	8	120	0.37		

出典: JICA 調査団

- 全格点で 1.2 より小さいので輪荷重に対して横リブ耐荷力は十分であると判断できる。

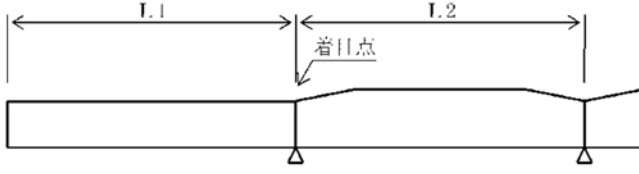
(9) ブラケット部の計算 **t**

- ブラケットは外側の主桁から片持ち状態となっており、2.5m ごとに配置される。そのため主桁応力と直交する応力状態になる。
- ブラケット先端部に輪荷重が載荷するケースが最も厳しい応力状態になる。
- デッキプレートの有効幅分を上フランジとする I 形梁として計算を行う。

Sectional Force and Conditions of the Calculation

Section force (moment)	M = -94.7 kN・m	S = 167.9 kN
Section force at joint	M _j = -94.7 kN・m	S _j = 167.9 kN
Shear force of missing part	S _k = 167.9 kN	
Distance between fixed points	L = 1.330 m	

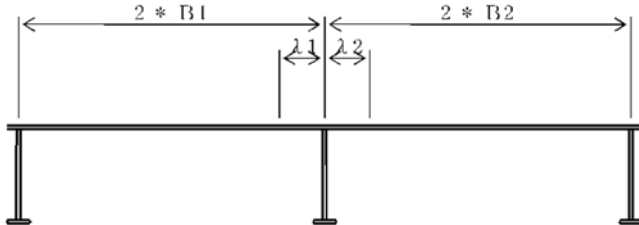
Equivalent Span Length



L1 = 133.0 cm

$$L_i = 2 * L1 = 2 * 133.0 = 266.0 \text{ cm}$$

Effective Width



B1 = 135.0 cm
B2 = 135.0 cm

B1/Li	= 135.0 / 266.0 = 0.51
λ1	= 0.15 * Li = 0.15 * 266.0 = 39.9 cm
B2/Li	= 135.0 / 266.0 = 0.51
λ2	= 0.15 * Li = 0.15 * 266.0 = 39.9 cm
Total effective width	λ = λ1 + λ2 = 39.9 + 39.9 = 79.8 cm

図 4.3.34 ブラケットにおけるデッキ有効幅

Sectional Area and Moment of Inertia				A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)
1-DECK	PL	798 * 16(SM400)	127.68	-40.80	-5209	212541	
1-WEB	PL	800 * 9(SM400)	72.00	0.00	0	38400	
1-LFLG	PL	200 * 10(SM400)	20.00	40.50	810	32805	
			219.68		-4399	283746	
E =				-4399/ 219.68 = -20.03 cm			
I =				283746 - 219.68 * -20.03 ² = 195644 cm ⁴			
Y _u =				-21.57 cm, Y _L = 61.03 cm			
Bending stress							
$\sigma_u = -94.7 * 10^6 * -215.7 / (195644 * 10^4) =$				$10 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$			
$\sigma_L = -94.7 * 10^6 * 610.3 / (195644 * 10^4) =$				$-30 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 133 \text{ N/mm}^2$			
Shear stress							
$\tau = 167.9 * 10^3 / 7200 =$				$23 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$			
Combined stress;							
$\kappa = (-29 / 140)^2 + (23 / 80)^2 = 0.13 < 1.2$							
* For the Joint (attachment/spliced part)							
Bending stress							
$\sigma_u = -94.7 * 10^6 * -215.7 / (195644 * 10^4) =$				$10 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$			
$\sigma_L = -94.7 * 10^6 * 610.3 / (195644 * 10^4) =$				$-30 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 133 \text{ N/mm}^2$			
Shear stress							
$\tau = 167.9 * 10^3 / 7200 =$				$23 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$			
Combined stress							
$\kappa = (-29 / 140)^2 + (23 / 80)^2 = 0.13 < 1.2$							

出典: JICA 調査団

図 4.3.35 ブラケットの応力度

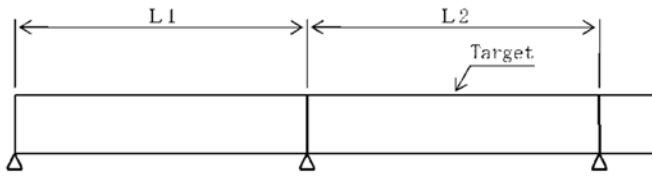
(10) 耳縦桁の計算

- 耳縦桁は 2 箇所 of ブラケットに荷重を伝達する機能を有していると考える。
- 耳縦桁もデッキの有効幅分を上フランジとする I 形梁として計算する。

Sectional Force and Conditions of the Calculation

Sectional force $M = 1.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $S = 0.1 \text{ kN}$
 Distance between the fixed points $L = 2.500 \text{ m}$

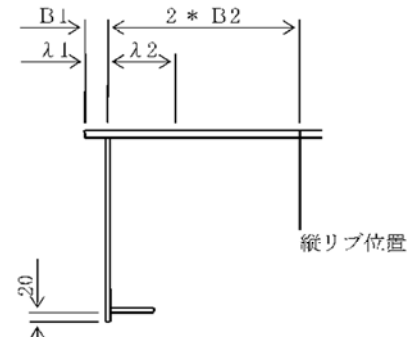
Equivalent Span Length



$L1 = 250.0 \text{ cm}$
 $L2 = 250.0 \text{ cm}$

$L_i = 0.6 * L2 = 0.6 * 250.0 = 150.0 \text{ cm};$

Effective Width



$B1 = 5.0 \text{ cm}$
 $B2 = 20.8 \text{ cm}$

$B1/L_i = 5.0 / 150.0 = 0.03$
 $\lambda_1 = \{ 1.06 - 3.2 * (B1/L_i) + 4.5 * (B1/L_i)^2 \} * B1$
 $= \{ 1.06 - 3.2 * 0.03 + 4.5 * 0.03^2 \} * 5.0$
 $= 4.8 \text{ cm}$
 $B2/L_i = 20.8 / 150.0 = 0.14$
 $\lambda_2 = \{ 1.06 - 3.2 * (B2/L_i) + 4.5 * (B2/L_i)^2 \} * B2$
 $= \{ 1.06 - 3.2 * 0.14 + 4.5 * 0.14^2 \} * 20.8$
 $= 14.6 \text{ cm}$
 Total effective width $\lambda_1 + \lambda_2 = 4.8 + 14.6 = 19.4 \text{ cm}$

出典：JICA 調査団

図 4.3.36 ブラケット部のデッキ有効幅の計算

Sectional Area and Moment of Inertia			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)		
1-DECK	PL	194 * 16(SM400)	31.02	-20.80	-645	13421		
1-WEB	PL	400 * 10(SM400)	40.00	0.00	0	5333		
1-LFLG	PL	100 * 10(SM400)	10.00	17.50	175	3063		
			81.02		-470	21817		
			E = -470 / 81.02 = -5.80 cm					
			I = 21817 - 81.02 * (-5.80) ² = 19088 cm ⁴					
			Y _u = -15.80 cm, Y _L = 25.80 cm					
Bending stress								
σ _u =			1.6 * 10 ⁶ *	-158.0 / (19088 * 10 ⁴) =	-1 N/mm ² < σ _{ca} = 140 N/mm ²		
σ _L =			1.6 * 10 ⁶ *	258.0 / (19088 * 10 ⁴) =	2 N/mm ² < σ _{ta} = 140 N/mm ²		
Shear stress								
τ =			0.1 * 10 ³ /	4000 =	0 N/mm ²	< τ _a = 80 N/mm ²		
Combined stress								
κ = (2 /	140)	+ (0 /	80)	= 0.00 < 1.2
Verification of the Deflection								
Deflection due to live load			δ = 0.1 mm	≤	δ _a = L / 500 = 2500 / 500 = 5.0 mm			
Calculation of Stiffener								
b =			40.0	:	Abdominal plate height (cm)			
t =			1.0	:	Abdominal plate thickness (cm)			
σ =			1	:	Edge compressive stress intensity of abdominal plate (N/mm ²)			
τ =			0	:	Shear stress intensity of abdominal plate (N/mm ²)			
Verification of Abdominal Plate Thickness								
K _h =			√(σ _a / σ) =	√(140 / 1) = 10.8	∴ K _h = 1.2			
b / (152 * K _h) =			40.0 / (152 * 1.2) =	0.2 cm	< t = 1.0 cm			
The horizontal stiffener is omitted.								

出典: JICA 調査団

図 4.3.37 ブラケットの応力計算

4.3.3.5 鋼重の集計

(1) 主桁および鋼床版の鋼重集計表

- 鋼種は鋼板、形鋼に分類して材質、板厚別の重量を集計する。

表 4.3.21 主桁鋼重内訳表

Category	Grade	Thickness	Cross Girder	Deck Plate	Main Girder	Sub-Total		
PL	SM400A	9		266,981	254,293	521,274		
		10	98,044	105,958	53,128	257,130		
		11			1,262	1,262		
		12	12,702		3,656	16,358		
		13			745	745		
		16			1,448	1,448		
		19			177,066	177,066		
		22			657,060	657,060		
		30			4,608	4,608		
		SM400A Total			110,746	372,939	1,153,266	
		SM490YA	9			244,916	122,426	367,342
			10				10,022	10,022
			11				321,040	321,040
			12				448,150	448,150
			13				47,300	47,300
			14				53,580	53,580
			15				79,414	79,414
			16			1,533,124	159,200	1,692,324
		Total				1,778,040	1,241,132	
		SM490YB	17				78,200	78,200
			18			71,859	23,019	94,878
			19			75,872	389,162	465,034
			20			159,696	68,228	227,924
			21				95,766	95,766
			22				20,578	20,578
			23				9,824	9,824
			24			27,636	1,696	29,332
			25			102,653	6,297	108,950
			26			66,870	25,612	92,482
			27				7,254	7,254
28					22,366	22,366		
36					10,564	10,564		
SM490YB Total				504,586	758,566			
SM570	9				63,848	63,848		
	10				2,928	2,928		
	11				284,562	284,562		
	12				387,587	387,587		
	13				20,266	20,266		
	14				93,624	93,624		
	15				6,468	6,468		
	16				36,836	36,836		
	17				13,542	13,542		
	18				43,868	43,868		
	19				169,118	169,118		
	20				47,796	47,796		
	21				28,210	28,210		
	22				30,944	30,944		
	23				34,474	34,474		
	24				41,018	41,018		
	25				29,170	29,170		
	26				21,723	21,723		
	27				25,987	25,987		
	28				47,644	47,644		
	29				14,589	14,589		
	30				88,146	88,146		
	31				938	938		
	32				55,038	55,038		
	33				33,952	33,952		
	34				1,280	1,280		
	35				27,168	27,168		
	36				10,456	10,456		
	37				10,744	10,744		
	38				28,698	28,698		
	39				12,150	12,150		
	40				35,696	35,696		
	SM570 Total				1,748,468	1,748,468		
	SM570-H	41				23,812	23,812	
		42				12,198	12,198	
		43				9,372	9,372	
		44				12,780	12,780	
		45				26,144	26,144	
		46				24,048	24,048	
		47				13,652	13,652	
51					44,450	44,450		
52					10,196	10,196		
54					10,590	10,590		
SM570-H Total				187,242	187,242			
PL Total			110,746	2,655,565	5,088,674			

Category	Grade	Thickness	Cross Girder	Deck Plate	Main Girder	Sum	
U	SM490YA	320* 240* 8		754,400	32,800	787,200	
			SM490YA Total		754,400	32,800	787,200
			U Total		754,400	32,800	787,200
BULB	SM490YA	230* 11		202,008	19,471	221,479	
			SM490YA Total		202,008	19,471	221,479
			BULB Total		202,008	19,471	221,479

Category	Grade	Thickness	Cross Girder	Deck Plate	Main Girder	Sum	
TCB	S10T	M 22		11,333	117,329	128,662	
			S10T Total		11,333	117,329	128,662
			TCB Total		11,333	117,329	128,662

Category	Cross Girder	Deck Plate	Main Girder	Sum
PL Total	110,746	2,655,565	5,088,674	7,854,985
U Total		754,400	32,800	787,200
BULB Total		202,008	19,471	221,479
TCB Total		11,333	117,329	128,662
Total weight	110,746	3,623,306	5,258,274	8,992,326

出典: JICA 調査団

(2) 組立てブロックの重量および想定する地組後の架設ブロック重量表

- ブロック重量は架設工法を選定する上で非常に重要な要素となる。
- 下記のブロック重量表は現場の地組ヤードにて 2 もしくは 3 セグメントを組立るとした重量を示す。

表 4.3.22 架設ブロック別重量

	G1	G2	G3	G4	2 or 3 Segments Pre-Assembly			
BLK-1	21.701	20.566	20.624	21.701	46.772	42.800	42.858	46.772
BLK-2	25.071	22.234	22.234	25.071				
BLK-3	26.537	24.253	24.253	26.537	54.364	49.680	49.680	54.364
BLK-4	27.827	25.427	25.427	27.827				
BLK-5	27.804	25.424	25.424	27.827	55.217	50.660	50.660	55.256
BLK-6	27.413	25.236	25.236	27.429				
BLK-7	26.052	23.439	23.439	26.052	48.971	44.590	44.590	48.971
BLK-8	22.919	21.151	21.151	22.919				
BLK-9	21.700	21.148	21.148	21.700	45.041	44.772	44.772	45.041
BLK-10	23.341	23.624	23.624	23.341				
BLK-11	21.123	23.214	23.214	21.123	44.111	47.152	47.152	44.111
BLK-12	22.988	23.938	23.938	22.988				
BLK-13	27.762	30.105	30.105	27.762	49.888	51.778	51.778	49.888
BLK-14	22.126	21.673	21.673	22.126				
BLK-15	21.996	21.854	21.854	21.996	65.578	64.853	64.853	65.578
BLK-16	21.706	21.483	21.483	21.706				
BLK-17	21.876	21.516	21.516	21.876				
BLK-18	16.993	16.591	16.591	16.993	61.690	59.009	59.009	61.690
BLK-19	22.548	21.506	21.506	22.548				
BLK-20	22.149	20.912	20.912	22.149				
BLK-21	22.149	20.912	20.912	22.149	42.986	43.040	43.040	42.986
BLK-22	20.837	22.128	22.128	20.837				
BLK-23	25.634	26.501	26.501	25.634	43.720	44.761	44.761	43.720
BLK-24	18.086	18.260	18.260	18.086				
BLK-25	24.799	25.763	25.763	24.799	44.804	46.789	46.789	44.804
BLK-26	20.005	21.026	21.026	20.005				
BLK-27	20.662	22.421	22.421	20.662	64.931	67.800	67.800	64.931
BLK-28	21.522	22.617	22.617	21.522				
BLK-29	22.747	22.762	22.762	22.747				
BLK-30	17.578	17.386	17.386	17.578	62.961	61.089	61.089	62.961
BLK-31	22.794	22.555	22.555	22.794				
BLK-32	22.589	21.148	21.148	22.589				
BLK-33	21.700	21.148	21.148	21.700	42.688	42.498	42.498	42.688
BLK-34	20.988	21.350	21.350	20.988				
BLK-35	26.655	26.002	26.002	26.655	46.181	44.634	44.634	46.181
BLK-36	19.526	18.632	18.632	19.526				
BLK-37	25.412	25.255	25.255	25.412	45.828	46.620	46.620	45.828
BLK-38	20.416	21.365	21.365	20.416				
BLK-39	20.596	20.912	20.912	20.596	66.623	64.056	64.056	66.623
BLK-40	22.202	21.031	21.031	22.202				
BLK-41	23.825	22.113	22.113	23.825				
BLK-42	18.317	16.972	16.972	18.317	64.589	59.846	59.846	64.589
BLK-43	23.683	21.962	21.962	23.683				
BLK-44	22.589	20.912	20.912	22.589				
BLK-45	21.700	20.912	20.912	21.700	42.846	41.726	41.726	42.846
BLK-46	21.146	20.814	20.814	21.146				
BLK-47	26.006	25.612	25.612	26.006	44.994	43.646	43.646	44.994
BLK-48	18.988	18.034	18.034	18.988				

出典: JICA 調査団

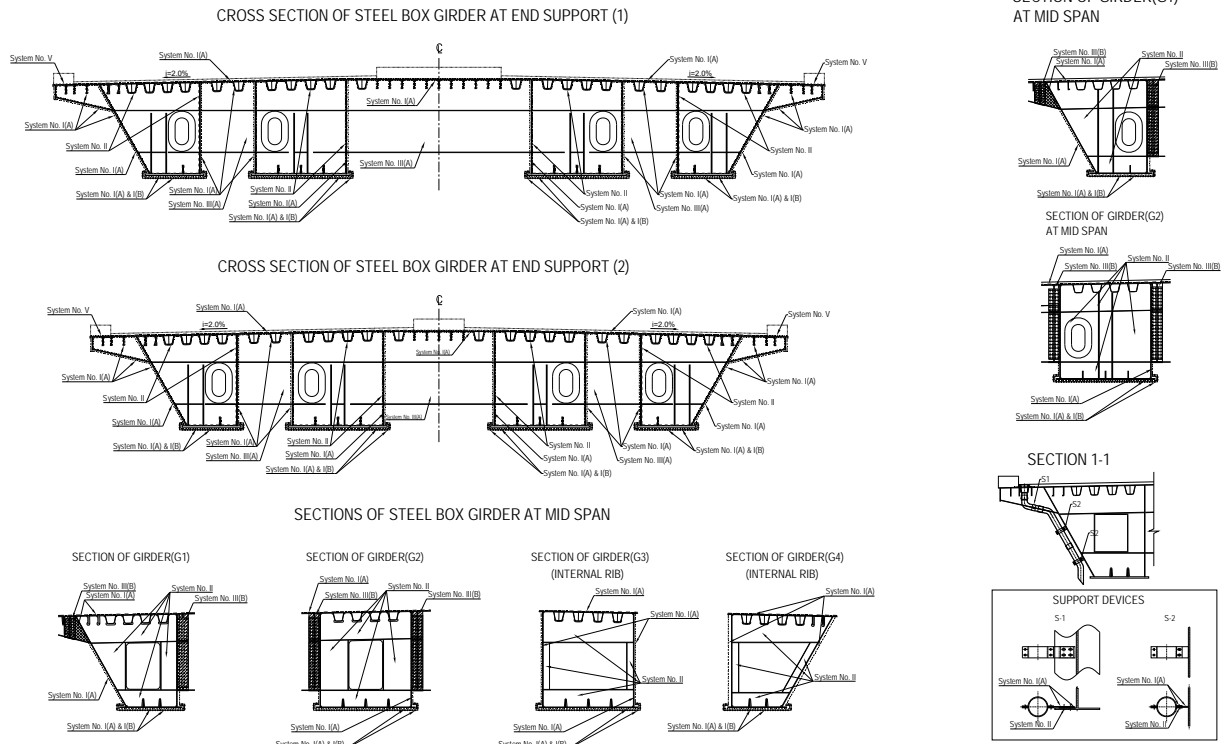
表 4.3.23 架設ブロック別重量

	G1	G2	G3	G4	2 or 3 Segments Pre-Assembly			
BLK-49	25.306	24.671	24.671	25.306	45.815	45.383	45.383	45.815
BLK-50	20.509	20.712	20.712	20.509				
BLK-51	21.706	20.916	20.916	21.706	68.654	65.289	65.289	68.654
BLK-52	22.794	21.761	21.761	22.794				
BLK-53	24.154	22.612	22.612	24.154				
BLK-54	18.563	18.020	18.020	18.563	65.293	63.735	63.735	65.293
BLK-55	23.987	23.440	23.440	23.987				
BLK-56	22.743	22.275	22.275	22.743				
BLK-57	21.700	21.383	21.383	21.700	42.250	42.406	42.406	42.250
BLK-58	20.550	21.023	21.023	20.550				
BLK-59	25.797	25.332	25.332	25.797	44.000	42.950	42.950	44.000
BLK-60	18.203	17.618	17.618	18.203				
BLK-61	25.333	24.673	24.673	25.333	46.233	45.385	45.385	46.233
BLK-62	20.900	20.712	20.712	20.900				
BLK-63	21.700	20.912	20.912	21.700	66.302	68.373	68.373	66.302
BLK-64	21.808	23.488	23.488	21.808				
BLK-65	22.794	23.973	23.973	22.794				
BLK-66	17.499	18.395	18.395	17.499	61.971	61.279	61.279	61.971
BLK-67	22.624	21.972	21.972	22.624				
BLK-68	21.848	20.912	20.912	21.848				
BLK-69	20.885	21.370	21.370	20.885	41.855	43.178	43.178	41.855
BLK-70	20.970	21.808	21.808	20.970				
BLK-71	26.936	28.273	28.273	26.985	47.849	49.926	49.926	47.898
BLK-72	20.913	21.653	21.653	20.913				
BLK-73	25.180	26.417	26.417	25.180	47.008	49.069	49.069	47.008
BLK-74	21.828	22.652	22.652	21.828				
BLK-75	21.275	21.714	21.714	21.275	44.407	43.675	43.675	44.407
BLK-76	23.132	21.961	21.961	23.132				
BLK-77	25.300	23.367	23.367	25.300	51.258	46.791	46.791	51.258
BLK-78	25.958	23.424	23.424	25.958				
BLK-79	25.715	23.389	23.389	25.715	50.571	45.765	45.765	50.571
BLK-80	24.856	22.376	22.376	24.856				
BLK-81	24.119	24.222	24.222	24.119	41.059	41.060	41.060	41.059
BLK-82	16.940	16.838	16.838	16.940				

出典: JICA 調査団

(3) 塗装仕様

上部工全鋼材は図面及び技術仕様書に基づき塗装を行う。その塗装仕様図は下図に示す。



Description	General Surface			Joint Connection (Steel Mills and Fabrication Shop, splice plate, filler plate and contact surface of girders) (Construction Site: Splice Plate and Bolts)			Surface in Contact with Concrete and Pavement	
	I. External		II. Internal	III. External		IV. Internal	V. General Surface	VI. Joint Connection
	(A) Normal	(B) Particular		(A) Normal	(B) Particular			
Steel Mills								
1. Preliminary Surface Treatment	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	SSPC-SP10 Near - white Blast Cleaning	SSPC-SP10 Near - white Blast Cleaning
2. Primer	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (160g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (160g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (160g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (160g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (160g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (160g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (200g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Shop Primer DFT: 15µm (200g/m ²)
Fabrication Shop								
3. Surface Treatment	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Power Tool Cleaned (ISO Sa3)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	Blast Cleaned (ISO Sa2.5)	SSPC-SP10 Near - white Blast Cleaning	SSPC-SP10 Near - white Blast Cleaning
4. 1st Under-Coat	Inorganic Zinc-Rich Paint DFT: 75µm (600g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Paint DFT: 75µm (600g/m ²)	Formulated Epoxy Resin DFT: 120µm (410g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Paint DFT: 75µm (600g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Paint DFT: 75µm (600g/m ²)	Inorganic Zinc-Rich Paint DFT: 75µm (600g/m ²)	High Build Type Inorganic Zinc Rich Paint (Self-Curing Solvent Type) DFT: 30µm (280g/m ²)	High Build Type Inorganic Zinc Rich Paint (Self-Curing Solvent Type) DFT: 75µm (700g/m ²)
5. 2nd Under-Coat	Epoxy Resin DFT: (160g/m ²)	Epoxy Resin DFT: (160g/m ²)	Formulated Epoxy Resin DFT: 120µm (410g/m ²)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
6. 3rd Under-Coat	Epoxy Resin DFT: 120µm (1080g/m ²)	Epoxy Resin DFT: 240µm (1080g/m ²)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
7. 4th Under-Coat	Fluorescent Resin DFT: 30µm (170g/m ²)	Fluorescent Resin DFT: 30µm (170g/m ²)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
8. 5th Intermediate Coat	Fluorescent Resin DFT: 25µm (140g/m ²)	Fluorescent Resin DFT: 25µm (140g/m ²)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
9. Finish Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
Construction Site								
10. Surface Treatment	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	Power Tool Cleaned (ISO S3)	Power Tool Cleaned (ISO S3)	Power Tool Cleaned (ISO S3)	(N.A.)	(N.A.)
11. 1st Under-Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
12. 2nd Under-Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	Formulated Epoxy Resin DFT: 120µm (410g/m ²)	Formulated Epoxy Resin DFT: 120µm (410g/m ²)	Formulated Epoxy Resin DFT: 160g/m ²	(N.A.)	(N.A.)
13. 3rd Under-Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	Ultra Thick Epoxy Resin DFT: 300µm (1100g/m ²)	Ultra Thick Epoxy Resin DFT: 600µm (2200g/m ²)	Ultra Thick Epoxy Resin DFT: 300µm (1100g/m ²)	(N.A.)	(N.A.)
14. 4th Under-Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	Fluorescent Resin DFT: 25µm (170g/m ²) (140g/m ² by brush)	Fluorescent Resin DFT: 25µm (170g/m ²) (140g/m ² by brush)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
15. 5th Under-Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	Fluorescent Resin DFT: 25µm (140g/m ²) (120g/m ² by brush)	Fluorescent Resin DFT: 25µm (140g/m ²) (120g/m ² by brush)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
16. Intermediate Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
17. Finish Coat	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)	(N.A.)
Explanatory Remarks (Line/Hatch)								

出典: JICA 調査団

図 4.38 塗装仕様

4.3.4 上部工の詳細設計（3径間連続鋼床版箱桁）

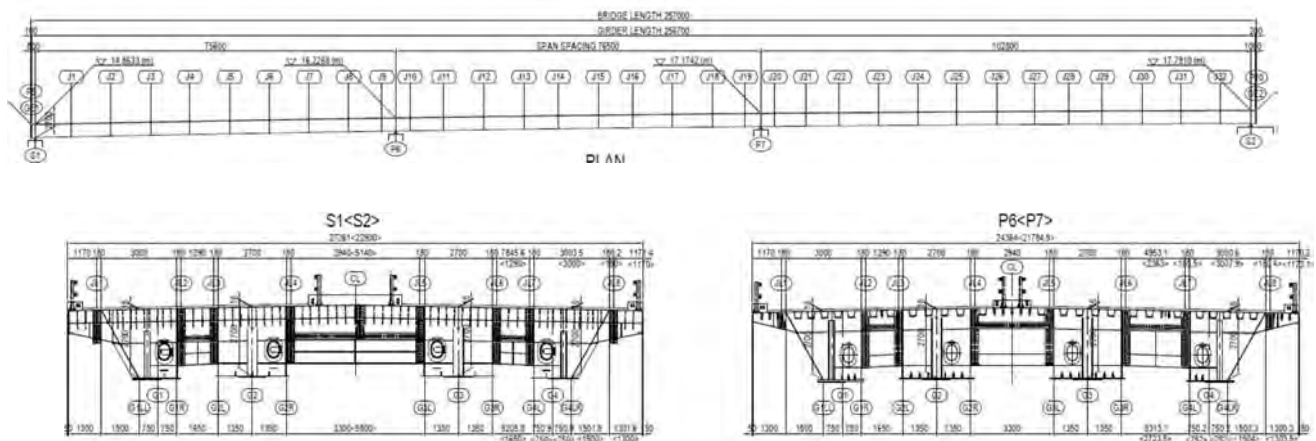
4.3.4.1 設計条件

(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 4.3.39 構造一般図

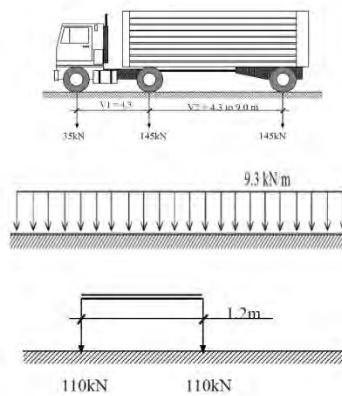
一般部の幅員構成 (S1 支点) $0.6 + 9.0 + 1.5 + 9.0 + 0.6 = 20.7\text{ m}$

拡幅部の幅員構成 (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) 活荷重強度

AASHTO 荷重は実際のレーン数である 4 車線ではなく、設計レーン数として 6 車線としており、載荷車線と位置に応じた厳しい載荷状態を検討している。また下記の 3 種類の荷重、すなわち輪荷重、線荷重、連行荷重での最大となるケースを抽出することにした。



出典: JICA 調査団

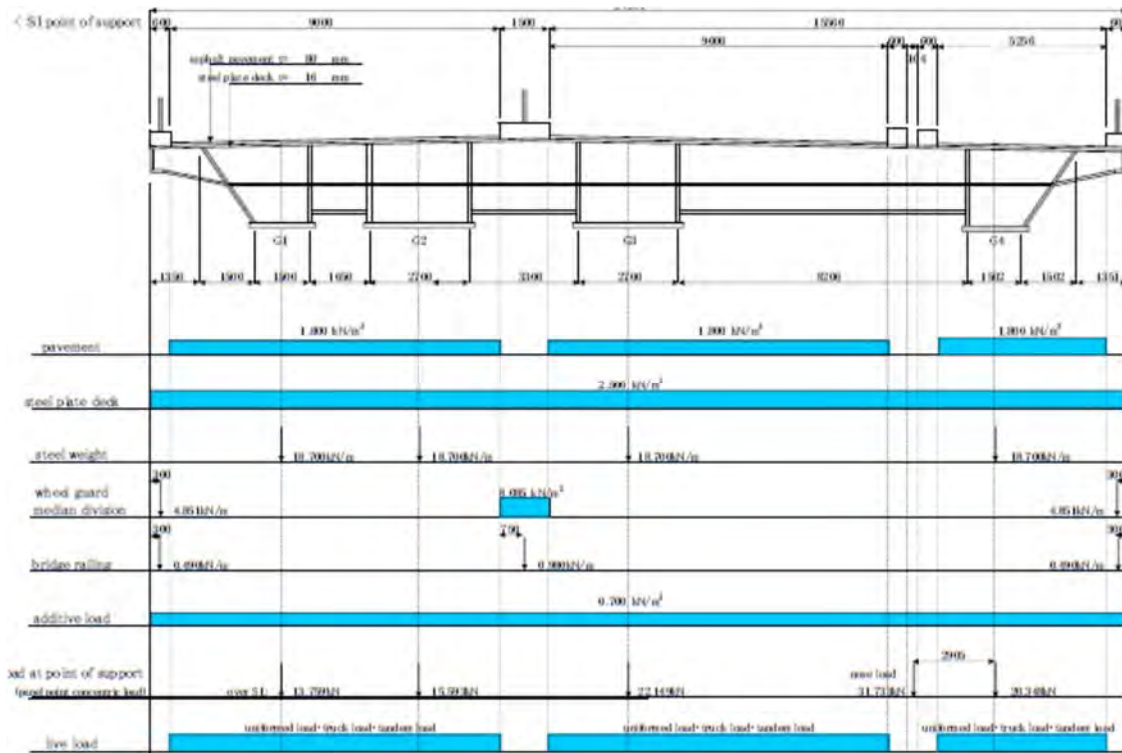
図 4.3.40 AASHTO 荷重

(3) 死荷重

荷重項として以下を考える。

- アスファルト舗装：全車道幅に 80mm 厚のアスファルトを考慮
- 車両用地覆荷重：車線端から幅 600mm、330mm の高さまでコンクリート地覆を設置
- 側端部側防護柵レール：上記地覆と一体になる支柱および防護レール重量。
- 中央分離帯地覆及び防護柵：幅 1500mm（拡幅部は 3700mm）のコンクリート地覆に上下線用として 2 本の鋼製防護柵を設置するものとする。
- その他の荷重：現時点未定の荷重として暫定的に全幅員にオーバーレイ荷重を算定。
- 鋼重： BD にて算定した鋼重を 4 主桁に按分して載荷させる。

なお鋼重は本設計段階に応じて修正し、最終段階で仮定鋼重と実鋼重との比較検討を行う。また各項目の道路橋示方書記載の単位質量を用いて計算する。

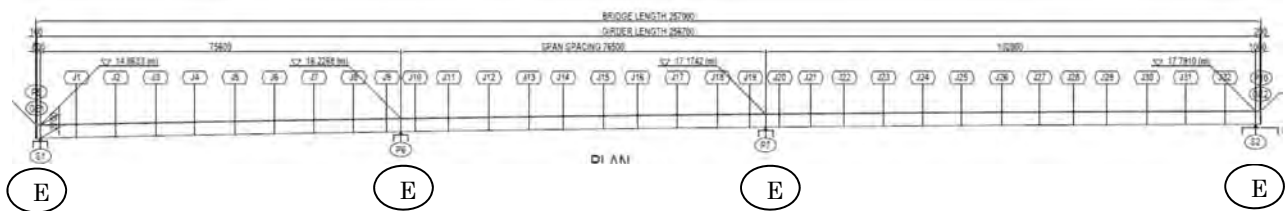


出典：JICA 調査団

図 4.3.41 死荷重種類とその載荷位置

(4) 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 4.3.42 支点の拘束条件

4.3.4.2 主桁解析

(1) 解析に用いるソフトウェア

- 上部工解析には 7 径間連続鋼床版箱桁と同様の平面格子解析用の市販解析ソフトウェア「APPOLO」を採用した。
- この解析ソフトは次の 5 段階の橋梁用設計計算システムから構成されている。

1st: 縦横断勾配計算による路面構成ラインおよび部材格点位置の座標計算

2nd: 部材の断面力を算出するための格子解析

3rd: 前項で算出した断面力に応じ、道路橋示方書規定での各部材の断面諸量決定。

4th: 前項の断面部材寸法に即した作図（自動設計システムを採用）。

5th: 部材断面寸法に沿った鋼重の算定

4.3.4.3 解析結果と断面構成の決定

(1) 反力

解析によって算出された各支点反力は下部工および支承設計の設計断面力として反映する。

表 4.3.24 各橋脚での反力内訳表

Load	P5				Total	unit: kN
	Girder					
	G1	G2	G3	G4		
PAVEMENT	275.81	272.82	358.50	420.52	1,327.65	
RAILING	12.36	2.24	4.03	12.38	31.01	
CURB	122.41	22.17	39.89	122.52	306.99	
DECK WEIGHT	457.96	413.73	549.89	638.43	2,060.01	
GIRDER WEIGH	772.80	454.48	607.65	580.56	2,415.49	
MEDIAN STRIP	119.82	90.44	128.52	53.35	392.13	
ADITIONAL WEIGHT	128.23	115.85	154.00	178.76	576.84	
MEDIAN RAILING	9.47	7.19	10.21	4.13	31.00	
SUPPORT WEIGHT	13.76	15.59	22.15	20.35	71.85	
NOSE WEIGHT	3.35	-10.96	20.14	19.20	31.73	
Total Dead Load	1,915.97	1,383.55	1,894.98	2,050.20	7,244.70	
Live Load (without Impact) Girder Max	1,229.65	674.38	812.35	1,184.61	3,900.99	
Live Load (without Impact) Girder Min	-436.28	-133.10	-70.19	-113.29	-752.86	
Live Load (with Impact) Girder Max	1,320.97	733.18	891.82	1,284.67	4,230.64	
Live Load (with Impact) Girder Min	-466.74	-144.11	-75.10	-120.84	-806.79	
Total Reaction (D+L:Girder Max(without Impact))	3,145.62	2,057.93	2,707.33	3,234.81	11,145.69	
Total Reaction (D+L:Girder Min(without Impact))	1,479.69	1,250.45	1,824.79	1,936.91	6,491.84	
Total Reaction (D+L:Girder Max(with Impact))	3,236.94	2,116.73	2,786.80	3,334.87	11,475.34	
Total Reaction (D+L:Girder Min(with Impact))	1,449.23	1,239.44	1,819.88	1,929.36	6,437.91	

Load	P6				Total	unit: kN
	Girder					
	G1	G2	G3	G4		
PAVEMENT	636.44	693.86	780.46	982.12	3,092.88	
RAILING	28.21	7.05	7.58	31.46	74.29	
CURB	279.25	69.76	75.02	311.43	735.46	
DECK WEIGHT	1,033.01	1,068.40	1,196.89	1,493.87	4,792.17	
GIRDER WEIGH	1,473.33	1,363.98	1,419.72	1,417.85	5,674.88	
MEDIAN STRIP	202.86	268.85	290.18	108.44	870.34	
ADITIONAL WEIGHT	289.24	299.15	335.13	418.28	1,341.81	
MEDIAN RAILING	17.32	22.73	24.47	9.90	74.41	
SUPPORT WEIGHT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
NOSE WEIGHT	0.19	-0.03	0.00	-0.16	0.00	
Total Dead Load	3,959.84	3,793.74	4,129.45	4,773.19	16,656.24	
Live Load (without Impact) Girder Max	1,854.54	1,207.43	1,330.88	2,082.86	6,475.71	
Live Load (without Impact) Girder Min	-463.81	-226.89	-210.96	-318.33	-1,219.99	
Live Load (with Impact) Girder Max	1,947.85	1,278.07	1,409.40	2,185.38	6,820.70	
Live Load (with Impact) Girder Min	-484.27	-239.35	-221.33	-332.39	-1,277.34	
Total Reaction (D+L:Girder Max(without Impact))	5,814.38	5,001.17	5,460.33	6,856.05	23,131.95	
Total Reaction (D+L:Girder Min(without Impact))	3,496.03	3,566.85	3,918.49	4,454.86	15,436.25	
Total Reaction (D+L:Girder Max(with Impact))	5,907.69	5,071.81	5,538.85	6,958.57	23,476.94	
Total Reaction (D+L:Girder Min(with Impact))	3,475.57	3,554.39	3,908.12	4,440.80	15,378.90	

Load	P7				
	Girder				Total
	G1	G2	G3	G4	
PAVEMENT	904.02	797.38	818.85	1,029.17	3,549.42
RAILING	37.87	12.91	13.43	38.85	103.06
CURB	374.93	127.79	132.92	384.62	1,020.25
DECK WEIGHT	1,473.90	1,269.58	1,303.95	1,642.38	5,689.81
GIRDER WEIGH	2,070.42	1,847.47	1,875.88	2,070.72	7,864.49
MEDIAN STRIP	331.23	396.46	406.12	304.27	1,438.08
ADITIONAL WEIGHT	412.69	355.48	365.11	459.87	1,593.15
MEDIAN RAILING	23.21	29.07	29.85	20.88	103.00
SUPPORT WEIGHT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NOSE WEIGHT	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
Total Dead Load	5,628.25	4,836.14	4,946.10	5,950.77	21,361.26
Live Load (without Impact) Girder Max	2,194.66	1,376.79	1,403.26	2,268.78	7,243.49
Live Load (without Impact) Girder Min	-459.79	-132.85	-124.80	-335.63	-1,053.07
Live Load (with Impact) Girder Max	2,278.57	1,144.41	1,473.67	2,364.77	7,261.42
Live Load (with Impact) Girder Min	-483.95	-142.76	-134.14	-352.79	-1,113.64
Total Reaction (D+L:Girder Max(without Impact))	7,822.91	6,212.93	6,349.36	8,219.55	28,604.75
Total Reaction (D+L:Girder Min(without Impact))	5,168.46	4,703.29	4,821.30	5,615.14	20,308.19
Total Reaction (D+L:Girder Max(with Impact))	7,906.82	5,980.55	6,419.77	8,315.54	28,622.68
Total Reaction (D+L:Girder Min(with Impact))	5,144.30	4,693.38	4,811.96	5,597.98	20,247.62

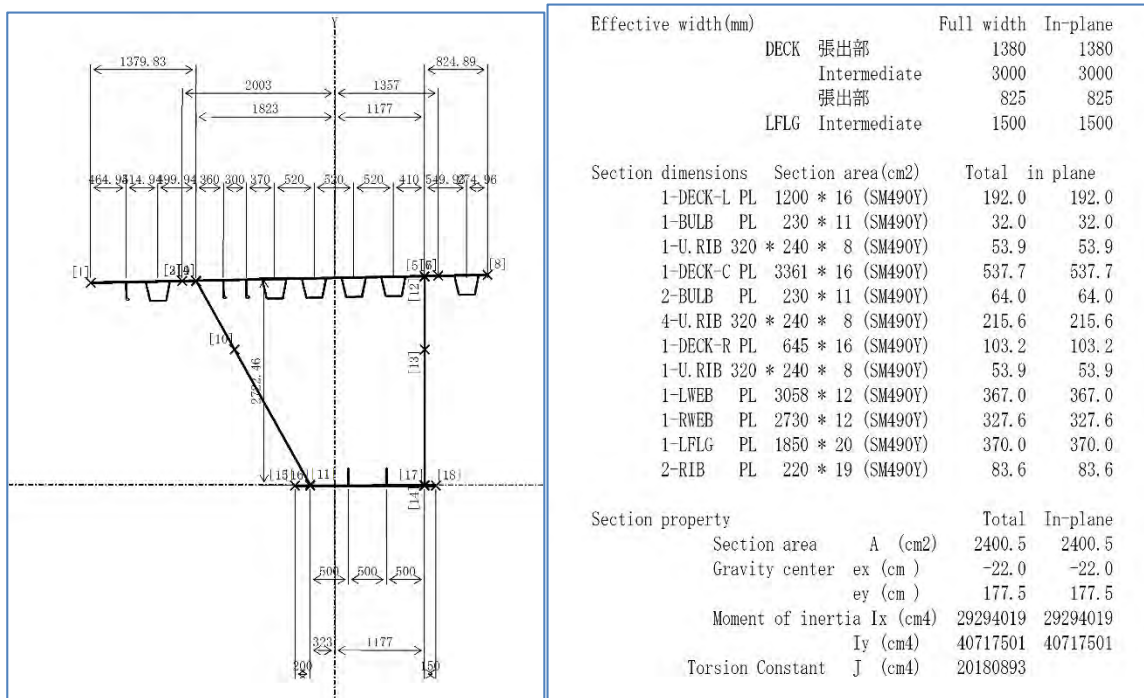
Load	P10				
	Girder				Total
	G1	G2	G3	G4	
PAVEMENT	382.14	307.52	366.59	303.76	1,360.01
RAILING	16.62	4.37	6.38	13.96	41.34
CURB	164.58	43.26	63.18	138.22	409.24
DECK WEIGHT	636.53	532.42	627.67	509.59	2,306.20
GIRDER WEIGH	841.05	757.97	879.39	677.54	3,155.95
MEDIAN STRIP	177.51	297.32	320.12	145.41	940.36
ADITIONAL WEIGHT	178.23	149.08	175.75	142.68	645.74
MEDIAN RAILING	8.61	12.31	13.63	6.80	41.35
SUPPORT WEIGHT	17.20	31.13	31.13	17.20	96.67
NOSE WEIGHT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total Dead Load	2,422.47	2,135.38	2,483.84	1,955.16	8,996.86
Live Load (without Impact) Girder Max	1,521.59	1,046.55	1,114.45	1,452.71	5,135.30
Live Load (without Impact) Girder Min	-573.92	-422.14	-383.40	-644.72	-2,024.18
Live Load (with Impact) Girder Max	1,601.57	1,101.39	1,169.66	1,531.31	5,403.93
Live Load (with Impact) Girder Min	-602.69	-441.99	-402.09	-675.79	-2,122.56
Total Reaction (D+L:Girder Max(without Impact))	3,944.06	3,181.93	3,598.29	3,407.87	14,132.16
Total Reaction (D+L:Girder Min(without Impact))	1,848.55	1,713.24	2,100.44	1,310.44	6,972.68
Total Reaction (D+L:Girder Max(with Impact))	4,024.04	3,236.77	3,653.50	3,486.47	14,400.79
Total Reaction (D+L:Girder Min(with Impact))	1,819.78	1,693.39	2,081.75	1,279.37	6,874.30

出典: JICA 調査団

(2) 断面力および断面構成

断面諸元および材質は下記に示す基準を満たすように決定された。

- 各断面は曲げモーメントおよびせん断力による応力度が使用する鋼材の許容応力以内になるよう、断面諸元決定する。
- 道路橋示方書では活荷重によるたわみを支間長の 1/500 以内にするよう規定されている。
- 全ての添接部は高力ボルトでの接合とした。そのため引張応力部はボルト孔の控除を考慮し、控除した断面応力が許容応力を超える場合は、材質または板厚を増し発生応力を許容値内にした。
- 鋼床版は U 型トラフリブによって補剛している。車輪荷重に対する鋼床版の捩じれ剛性を高めることが出来るためである。
- 主桁下フランジの圧縮応力部はフランジ厚に応じた補剛材を配置する。主桁フランジ、ウェブと同様に断面の応力を分担する部材として、ブロック継ぎ手は高力ボルトでの接合を行うこととする。
- ウェブは板厚を低減させるため水平補剛材を用いることにした。ただし水平補剛材はパネルの補剛のみを目的として配置させるので隣接する補剛材同士のボルト接合は行わない。
- 必要とされる断面諸量は次の手順に沿って計算される。

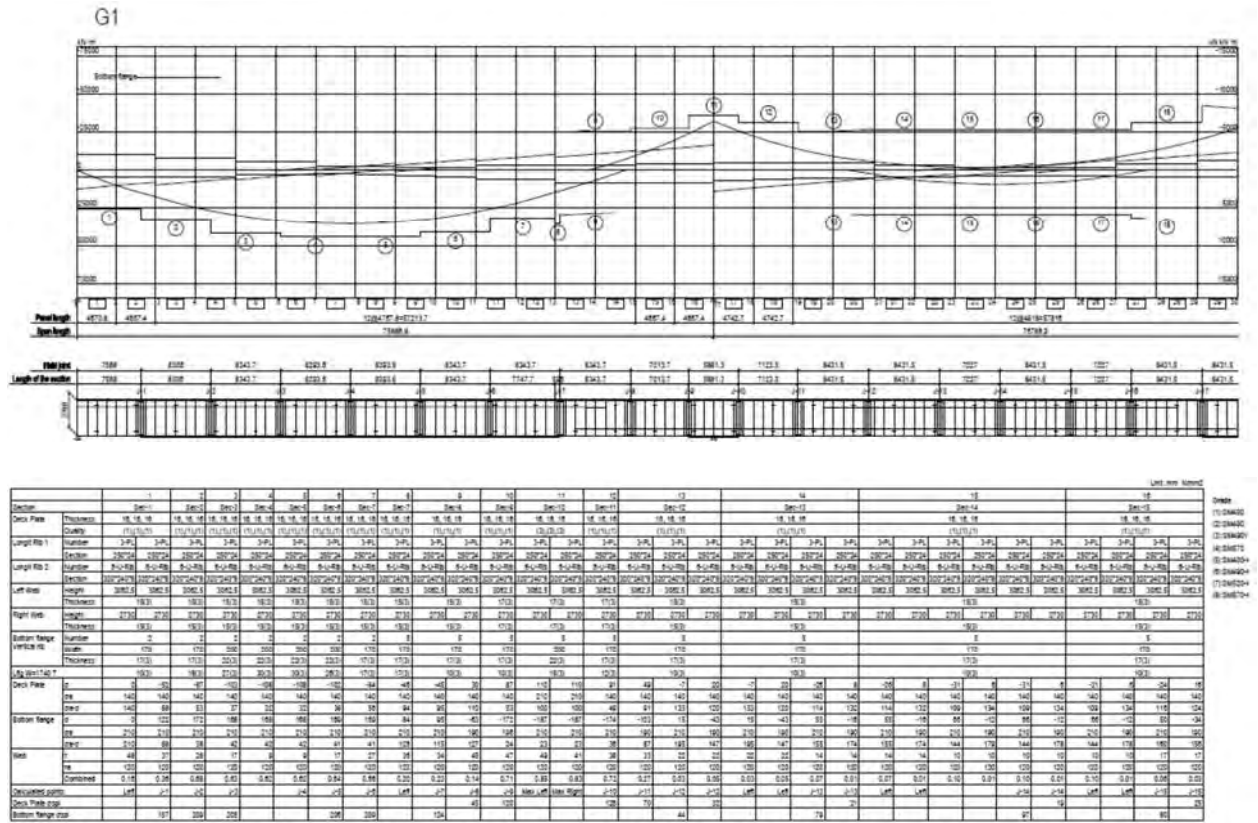


出典: JICA 調査団

図 4.3.43 断面計算例

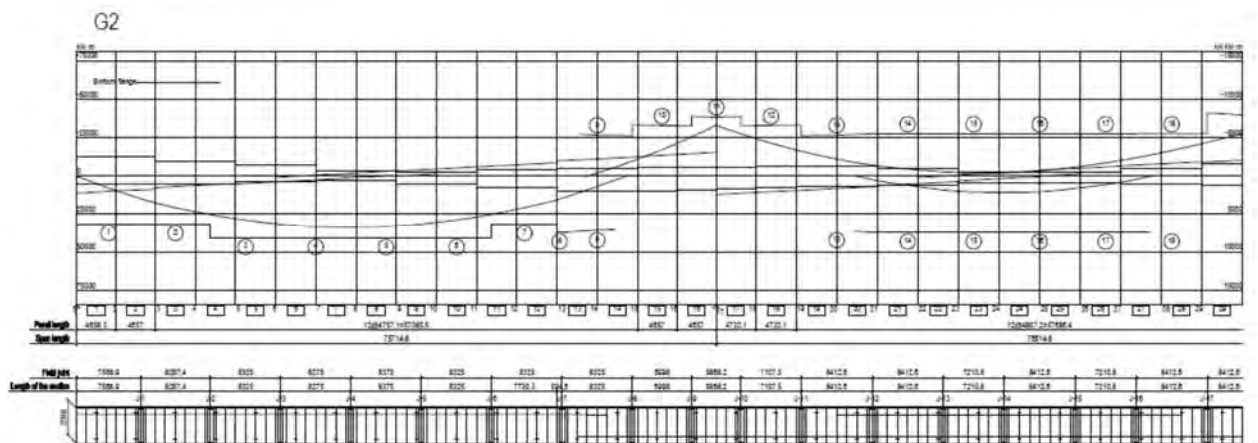
- 全ての断面は曲げモーメントとせん断力に応じた応力を計算し、板厚と材質を選定することで断面諸元を決定する。

以下の図は P5-P6 間の G1 桁と G2 桁の断面構成図例として示す



出典: JICA 調査団

図 4.3.44 G1 断面計算例



Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Deck Plate	Thickness	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16	16.16.16
Long Rib 1	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Long Rib 2	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Left Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Right Rib	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bottom Range	Number	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

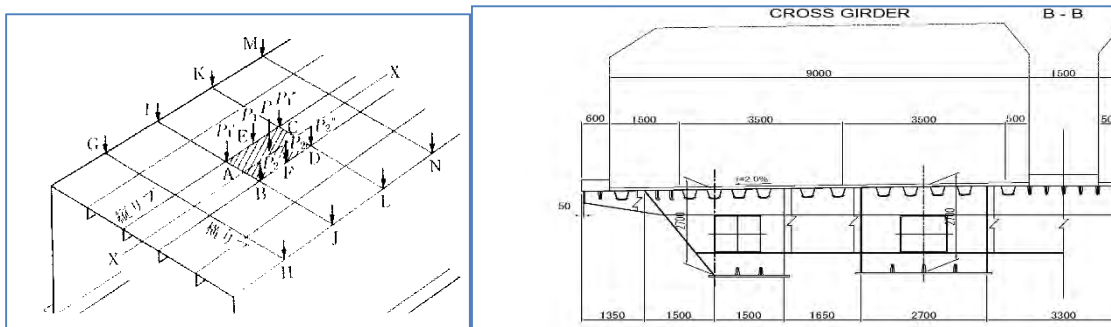
出典: JICA 調査団

図 4.3.45 G2 断面計算例

4.3.4.4 鋼床版の解析

(1) 鋼床版設計手法

- 鋼床版は等価格子法を採用する。
- 「等価格子法」とはデッキプレートを縦リブや横リブで補剛した鋼床版を平面格子モデルとして扱い、一般的な変形法により解析を行うものである。



出典: JICA 調査団

図 4.3.46 鋼床版への荷重載荷概念

(2) 鋼床版の応力度評価

- 縦リブおよび横リブは主桁構造としてのデッキ部材の一次応力と床組部材としての2次応力の重ね合わせを行う。
- 床組としての縦リブの応力方向は主桁部材としての応力方向と同一方向である。それ故重ね合わせた応力度は以下に示す許容応力度以内に納まる必要がある。

- σ1 : 主桁作用としての一次応力度
- σ2 : 床組作用としての2次応力度
- α : 割増係数 (道示に規定されている 1.4)

σ_a : 採用されている鋼床版部材の許容応力度

$$\sigma_1 + \sigma_2 < \sigma_a \cdot \alpha$$

ここに σ_2 が許容応力の 40%未満である場合,上式は常に満足することになる。

- 横リブの応力方法は主桁の応力方向とは直交する方向になる。そのため、2 軸応力について照査を行う。

2 軸応力照査式は以下のようになる。

$$K = (\sigma_x / \sigma_a)^2 + (\sigma_y / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

ここに σ_x :主桁としての橋軸方向の応力度(N/mm²)

τ_x :主桁としてのせん断応力度(N/mm²)

σ_y :横桁/横リブとしての主応力(N/mm²)

τ_y :横桁/横リブとしてのせん断応力度(N/mm²)

σ_a :主桁としての引張許容応力度(N/mm²)

τ_a :主桁または横桁としての許容せん断応力度(N/mm²)

応力の照査箇所は以下のポイントとする。

フランジ応力場では $(\tau / \tau_a) = (\tau_x / \tau_{xa})$

ウェブ応力場では $(\tau / \tau_a) = \text{Max}((\tau_x / \tau_{xa}), (\tau_y / \text{Max}(\tau_{ya}, \tau_{yb})))$

(3) デッキフレームの解析モデル

- 輪荷重は縦リブまたは横リブに最大曲げモーメントが生じる位置に載荷する。
- 縦リブは断面変形がない各 1 本の棒部材とみなす。したがって、ねじり剛性（単純ねじり抵抗だけを用いる）は低減せず、100%有効とし以下の式により算出する。

$$\text{ねじり剛性} = 4 \cdot A^2 / \{(u/tR) + (a/tP)\}$$

A: U型鋼に囲まれた断面積

u: U型鋼の展開幅

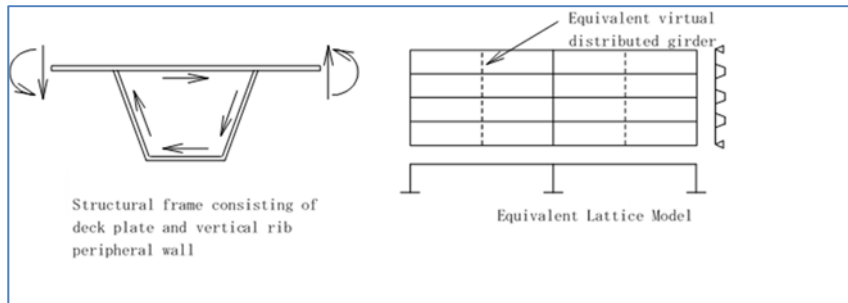
a: U型鋼の上側幅

tR: U型鋼の板厚

tP: デッキプレートの板厚

- 縦リブ間の荷重分配を果たす仮想の分配桁は、縦リブの断面変形を考慮するため、デッキプレート、縦リブ周壁からなるラーメン構造と等価な曲げ剛性を与える。このラーメン構造は、橋軸方向に長く連続するので、まず、その単位長あたりの等価断面 2 次モーメントを求め、格子モデルでは、横リブ間隔に 1 個の分配桁を設けて、これらに曲げ剛

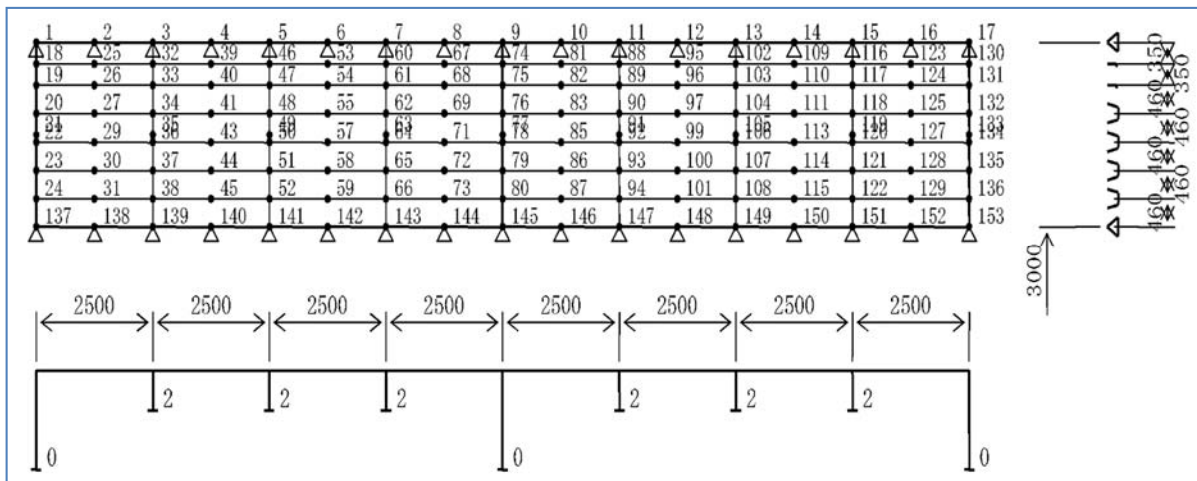
性を集中させる。



出典:ソフトウェア会社編解析マニュアル

図 4.3.47 鋼床版の等価仮想横桁概念

- 鋼床版の解析モデルとして主桁上フランジ (G1、G2)、側床版、主桁間鋼床版 (中床版および中央床版) の 5 種類が考えられる。
- 次図に G2 桁の上フランジとしての鋼床版モデルを示す。



出典:JICA 調査団

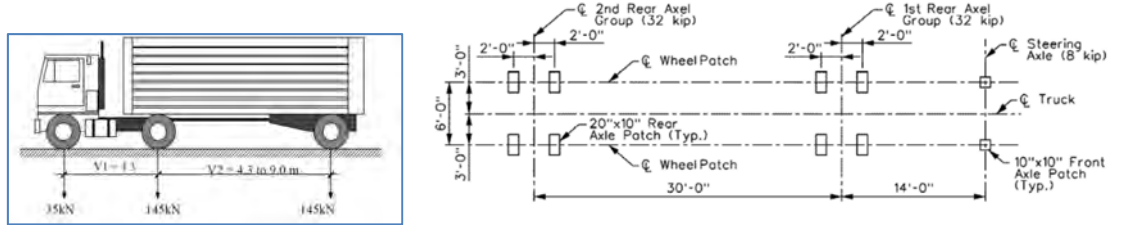
図 4.3.48 鋼床版解モデル

- 考慮する死荷重強度

舗装荷重 (車道部のみ)	1.80 kN/m ²
鋼重	2.00 kN/m ²
- 格子構成部材の断面諸元

鋼床版厚	16mm
縦リブ断面	U.RIB 320 * 240 * 8
横リブ断面	WEB PL 800 * 9 FLG PL 200 * 10
ダイアフラム断面	WEB PL 2100 * 10 FLG PL 220 * 10

- 輪荷重は縦リブ及び横リブの最大曲げモーメントが生じる位置に載荷させる。
- 車輪間隔は 1.8m、またタイヤの接地面積は幅 510mm、長さ 250mm である。



出典:AASHTO 基準書

図 4.3.49 鋼床版に載荷されるトラック荷重モデル

- 衝撃係数は以下の道示での算定式を採用する。

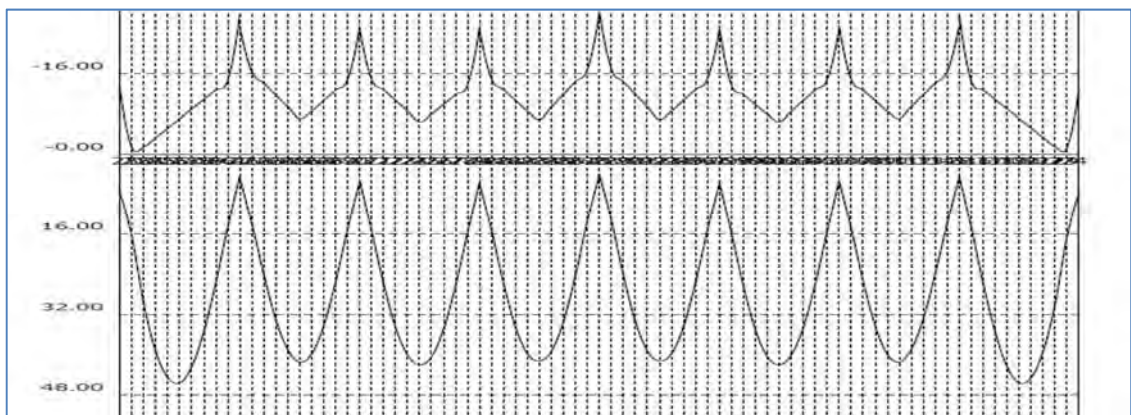
縦リブ $i = 0.4$

横リブ $i = 20/(50+L)$

L: 横リブおよびブラケットの支間長 (m)

(4) 縦リブの曲げモーメント

- 縦リブに生じる最大/最小曲げモーメントは載荷荷重に応じた影響線、影響面積によって計算される、下図のような曲げモーメント図を得る。
- 最大曲げモーメントは支間中央部の正曲げモーメントである。



出典:JICA 調査団

図 4.3.50 縦リブ曲げモーメント

(5) 床組リブの断面力解析結果

表 4.3.25 床組部材の断面力(抜粋)

(a) Cross-sectional force list

member	section	focusing case	panel point	load type	bending moment (kN·m)	shearing force (kN)	
longitudinal rib	Sec-1	Max bending moment	18	dead load	1.73	-0.52	
				T-LOAD	25.13	-30.92	
				total	26.86	-31.44	
		premium total	26.86	-31.44			
			min bending moment	25	dead load	-1.20	-4.52
					T-LOAD	-11.45	-31.19
	total	-12.66			-35.71		
	premium total	-12.66	-35.71				
		Max shearing force	25	dead load	-1.20	-4.52	
				T-LOAD	1.00	-52.10	
	total			-0.21	-56.63		
	premium total	-0.21	-56.63				
Sec-2		Max bending moment	17	dead load	1.23	-0.34	
				T-LOAD	48.51	-61.44	
	total			49.74	-61.77		
	premium total	49.74	-61.77				
		min bending moment	24	dead load	-0.78	-3.12	
				T-LOAD	-23.48	-61.66	
total	-24.27			-64.78			
premium total	-24.27	-64.78					
	Max shearing force	24	dead load	-0.78	-3.12		
			T-LOAD	0.75	-102.82		
total			-0.03	-105.93			
premium total	-0.03	-105.93					
	transverse rib	Max bending moment	55	dead load	31.31	-4.88	
				T-LOAD	79.58	1.22	
total				110.89	-3.65		
premium total		92.88	-3.57				
		min bending moment	5	dead load	0.00	27.36	
				T-LOAD	0.00	-13.39	
total	0.00			13.97			
premium total	-92.88	13.09					
	Max shearing force	7	dead load	0.00	29.05		
			T-LOAD	0.00	149.10		
total			0.00	178.15			
premium total	0.00	187.90					
	cross beam	Max bending moment	13	dead load	13.34	-2.01	
				T-LOAD	89.21	0.01	
total				102.55	-1.99		
premium total		121.46	-3.61				
		min bending moment	1	dead load	0.00	11.95	
				T-LOAD	0.00	-7.16	
total	0.00			4.78			
premium total	-121.46	11.31					
	Max shearing force	1	dead load	0.00	11.95		
			T-LOAD	0.00	154.13		
total			0.00	166.07			
premium total	0.00	242.24					

出典: JICA 調査団

表 4.3.26 床組部材の活荷重たわみ(抜粋)

(b) Live load deflection list				
Member	Section	Panel Point	Load Type	deflection(mm)
Longitudinal Rib	Sec-1	18	T-LOAD	0.54
	Sec-2	17	T-LOAD	0.63
Transverse Rib	Sec-2	55	T-LOAD	0.17
Cross Beam	Sec-12	13	T-LOAD	0.01

出典: JICA 調査団

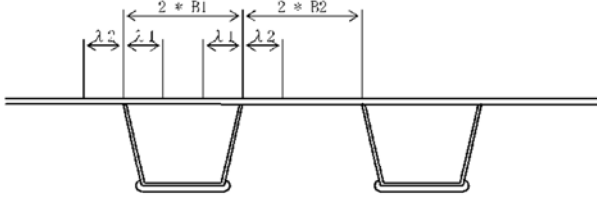
(6) 縦リブの応力度

- 床組としての縦リブにはバルブリブ形と U リブ形の 2 種類のタイプを採用。
- 夫々のリブ応力度が許容応力度以内であることを計算にて示す。
- 応力度計算の手順を以下に示す。

(2) Model-3 Sec-2 (Supporting Part)

Sectional Force and Conditions of the Calculation
 For sectional calculation $M = -26.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $S = 110.62 \text{ kN}$
 For spliced (attachment/joint) part $M_j = -0.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $S_j = 110.62 \text{ kN}$

Calculation of Effective Width



* Equivalent span length $L = 0.6 * LC = 0.6 * 250.0 = 150.0 \text{ cm}$
 LC : Lateral rib interval (Longitudinal rib span length)
 $B1 = 16.2 \text{ cm}$
 $B2 = 11.3 \text{ cm}$
 $B1 / L = 16.2 / 150.0 = 0.11$
 $\lambda_1 = \{1.06 - 3.2 * (B1 / L) + 4.5 * (B1 / L)^2\} * B1$
 $= \{1.06 - 3.2 * (0.11) + 4.5 * (0.11)^2\} * B1$
 $= 12.4 \text{ cm}$
 $B2 / L = 11.3 / 150.0 = 0.08$
 $\lambda_2 = \{1.06 - 3.2 * (B2 / L) + 4.5 * (B2 / L)^2\} * B2$
 $= \{1.06 - 3.2 * (0.08) + 4.5 * (0.08)^2\} * B2$
 $= 9.5 \text{ cm}$

* Total effective width
 $\lambda = (\lambda_1 + \lambda_2) * 2 = (12.4 + 9.5) * 2$
 $= 43.9 \text{ cm}$

Sectional Quantities

		A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)
I(cm ⁴)				
1-DECK	PL 439 * 16 (SM400)	70.30	-16.01	-1125.5
1-U.RIB	320 * 240 * 8 (SM400)	53.90	0.00	0.0
—		124.20	-1125.5	21334.3

$e = -1125.5 / 124.20 = -9.06 \text{ cm}$
 $I = 21334.3 - 124.20 * -9.06^2 = 11135 \text{ cm}^4$
 $Y_u = -7.75 \text{ cm}, Y_L = 18.05 \text{ cm}$
 $W_u = -1437 \text{ cm}^3, W_L = 617 \text{ cm}^3$

Actual Stress

Bending stress
 $\sigma_u = -26.10 * 10^6 / (-1437 * 10^3) = 18 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_L = -26.10 * 10^6 / (617 * 10^3) = -42 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$

Shear stress
 $\tau = 110.62 * 10^3 / (38.7 * 10^2) = 29 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$

Combined stress
 $\kappa = (42 / 140)^2 + (29 / 80)^2 = 0.22 < 1.2$

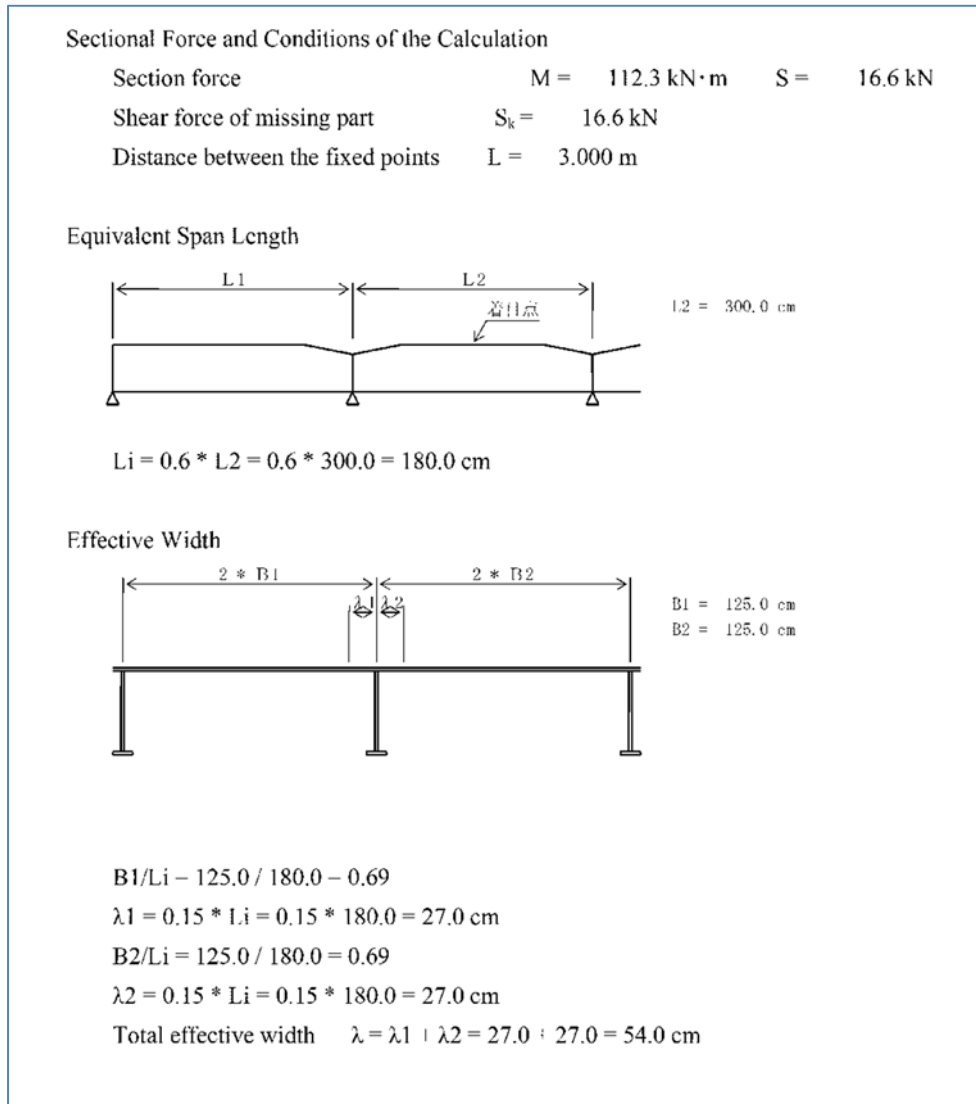
出典: JICA 調査団

図 4.3.51 縦リブ応力の計算例

(7) 横リブ応力度

- 横リブは縦リブを支持する弾性支点として考える。

横リブ上フランジはデッキの有効幅を考慮する。以下に計算手順例を示す



出典: JICA 調査団

図 4.3.52 横リブの有効幅の計算例

Sectional Area and Moment of Inertia

			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)
1-DECK	PL	540 * 16(SM400)	86.40	-40.80	-3525	143825
1-WEB	PL	800 * 9(SM400)	72.00	0.00	0	38400
1-LFLG	PL	200 * 10(SM400)	20.00	40.50	810	32805
			178.40		-2715	215030
			E = -2715 / 178.40 = -15.22 cm			
			I = 215030 - 178.40 * -15.22 ² = 173708 cm ⁴			
			Y _u = -26.38 cm, Y _L = 56.22 cm			

Bending stress

$$\sigma_u = 112.3 * 10^6 * -263.8 / (173708 * 10^4) = -17 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_l = 112.3 * 10^6 * 56.22 / (173708 * 10^4) = 36 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

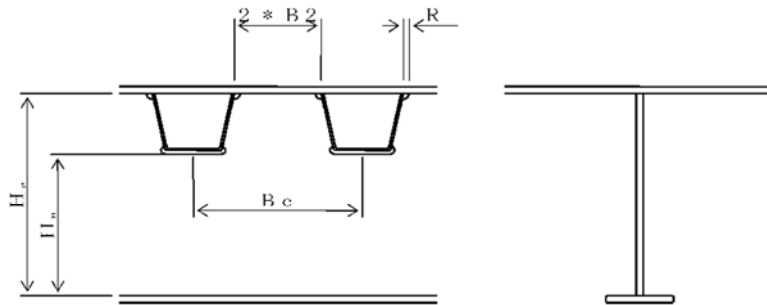
Shear stress

$$\tau = 16.6 * 10^3 / 7200 = 2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

Combined stress

$$\kappa = (36 / 140)^2 + (2 / 80)^2 = 0.07 < 1.2$$

Shear Stress of Vertical Rib-Missing Part



$$\tau_k = 16.6 * 10^3 / 7200 = 2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_v = \tau_k * H_g / H_n = 2 * 80.0 / 52.3 = 4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a$$

Verification of Deflection

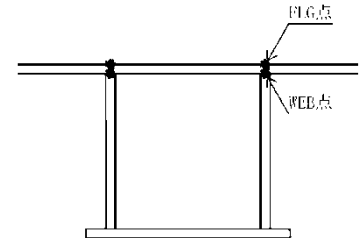
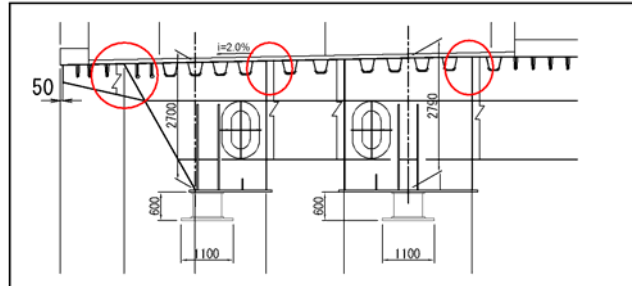
$$\text{Deflection due to live load } \delta = 0.2 \text{ mm} \leq \delta_a = L / 500 = 3000 / 500 = 6.0 \text{ mm}$$

出典: JICA 調査団

図 4.3.53 横リブの応力度計算例

(8) 主桁と横リブとの交差ウェブでの2軸応力

- 応力変換の計算手順を示す。交差ウェブは次図にて示すとおりであるが、主桁応力と横リブ応力がそれぞれ直交する箇所になっている。



出典：JICA 調査団

図 4.3.54 照査する交差ウェブ箇所

- 照査対象箇所は上図の黒点箇所である。
- 格点ごと左右での照査計算結果を政府夫々に算出して最大値を抽出して示す。
- 2軸応力の照査式は下記のとおりである。

$$K = (\sigma_x / \sigma_a)^2 - (\sigma_x / \sigma_a) * (\sigma_y / \sigma_a) + (\sigma_y / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

σ_x : 主桁としての直応力(N/mm²)

σ_y : 横リブとしての直応力(N/mm²)

σ_a : 主桁の引張許容応力(N/mm²)

τ_x : 主桁としてのせん断応力(N/mm²)

τ_y : 横リブとしてのせん断応力(N/mm²)

τ_a : 主桁及び横リブ双方の許容せん断応力(N/mm²)

但し照査点に於けるせん断力は

フランジ部分では $(\tau / \tau_a) = (\tau_x / \tau_a)$

ウェブ部分では $(\tau / \tau_a) = \text{Max}(\tau_x / \tau_a, (\tau_y / \text{Max}(\tau_a, \tau_y)))$

- 主桁、横リブでの交差格点での応力を計算する。
- 以下に計算結果の抜粋を示す。

表 4.3.27 床組部材の2軸応力照査(抜粋)

1) Main girder G1 Web name : LWEB(UFLG-side)

		Cross section								
	No.	No.	Check P't	σ_x	σ_y	σ_a	τ_x	τ_y	τ_a	K
End. sup.	1	1	FLG	0	14	140	25	0	80	0.10
	2	1	FLG	-32	11	140	22	0	80	0.15
	3	2	FLG	-52	11	140	19	0	80	0.23
	4	2	FLG	-74	11	140	16	0	80	0.37
	5	3	FLG	-84	11	140	14	0	80	0.44
	6	3	FLG	-95	11	140	10	0	80	0.53
	7	4	FLG	-98	11	140	8	0	80	0.56
	8	5	FLG	-100	11	140	5	0	80	0.57
	9	5	FLG	-97	11	140	7	0	80	0.54
	10	6	FLG	-91	11	140	10	0	80	0.49
	11	6	FLG	-79	11	140	12	0	80	0.39
	12	7	FLG	-66	11	140	15	0	80	0.30
	13	7	FLG	-43	11	140	18	0	80	0.17
	14	9	FLG	-21	11	140	20	0	80	0.10
	Int. sup.	15	10	FLG	31	0	140	22	0	80
16		10	FLG	65	0	140	24	0	80	0.30
17		11	FLG	102	0	210	25	0	120	0.28
18		12	FLG	72	0	140	19	0	80	0.32
19		12	FLG	47	0	140	17	0	80	0.15
20		13	FLG	29	0	140	14	0	80	0.07
21		14	FLG	17	0	140	12	0	80	0.04
22		14	FLG	-20	11	140	9	0	80	0.05
23		15	FLG	-25	11	140	8	0	80	0.06
24		15	FLG	-29	11	140	6	0	80	0.07
25		16	FLG	-26	11	140	8	0	80	0.07
26		17	FLG	-21	11	140	9	0	80	0.05
27		17	FLG	27	0	140	11	0	80	0.06
28		18	FLG	41	0	140	13	0	80	0.11
29		18	FLG	60	0	140	17	0	80	0.23
Int. sup.	30	19	FLG	80	0	210	19	0	120	0.17
	31	20	FLG	102	0	210	21	0	120	0.27
	32	20	FLG	138	0	210	24	0	120	0.47
	33	21	FLG	173	0	210	30	0	120	0.74
	34	22	FLG	128	0	210	30	0	120	0.44
	35	22	FLG	84	0	210	28	0	120	0.21
	36	23	FLG	47	0	140	27	0	80	0.23
	37	24	FLG	-14	11	140	26	0	80	0.13
	38	24	FLG	-51	11	140	23	0	80	0.25
	39	26	FLG	-78	11	140	20	0	80	0.42
	40	26	FLG	-103	11	140	17	0	80	0.65
	41	27	FLG	-121	11	210	15	0	120	0.38
	42	28	FLG	-134	11	210	11	0	120	0.45
	43	28	FLG	-145	11	210	12	0	120	0.53
	44	29	FLG	-152	11	210	10	0	120	0.57
45	29	FLG	-156	11	210	7	0	120	0.60	
46	30	FLG	-157	11	210	6	0	120	0.60	
47	31	FLG	-154	11	210	8	0	120	0.58	
48	31	FLG	-147	11	210	9	0	120	0.53	
49	32	FLG	-138	11	210	12	0	120	0.48	
50	32	FLG	-124	11	210	14	0	120	0.40	
51	33	FLG	-110	11	210	17	0	120	0.33	
52	34	FLG	-94	11	140	19	0	80	0.56	
53	34	FLG	-69	11	140	22	0	80	0.36	
54	35	FLG	-40	11	140	26	0	80	0.22	
End. sup.	55	35	FLG	0	14	140	29	0	80	0.14

出典: JICA 調査団

- 全格点で 1.2 より小さいので輪荷重に対して横リブ耐荷力は十分であると判断できる。

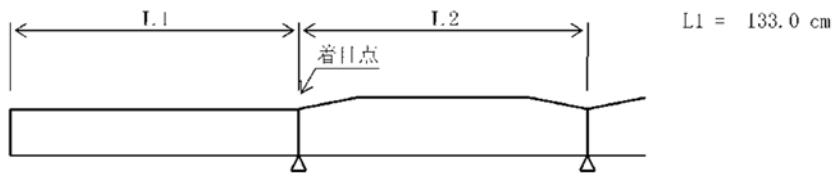
(9) ブラケット部の計算

- ブラケットは外側の主桁から片持ち状態となっており、2.5m ごとに配置される。そのため主桁応力と直交する応力状態になる。
- ブラケット先端部に輪荷重が載荷するケースが最も厳しい応力状態になる。
- デッキプレートの有効幅分を上フランジとする I 形梁として計算を行う。

Sectional Force and Conditions of the Calculation

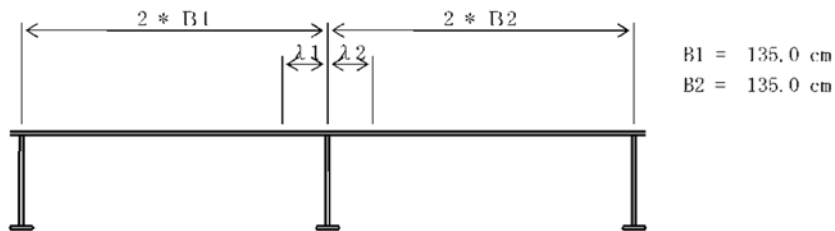
Section force (moment)	$M = -94.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$S = 167.9 \text{ kN}$
Section force at joint	$M_j = -94.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$S_j = 167.9 \text{ kN}$
Shear force of missing part	$S_k = 167.9 \text{ kN}$	
Distance between fixed points	$L = 1.330 \text{ m}$	

Equivalent Span Length



$$L_i = 2 * L1 = 2 * 133.0 = 266.0 \text{ cm}$$

Effective Width



$B1/L_i$	$= 135.0 / 266.0 = 0.51$
λ_1	$= 0.15 * L_i = 0.15 * 266.0 = 39.9 \text{ cm}$
$B2/L_i$	$= 135.0 / 266.0 = 0.51$
λ_2	$= 0.15 * L_i = 0.15 * 266.0 = 39.9 \text{ cm}$
Total effective width	$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = 39.9 + 39.9 = 79.8 \text{ cm}$

図 4.3.55 ブラケットにおけるデッキ有効幅

Sectional Area and Moment of Inertia			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)
1-DECK	PL	798 * 16(SM400)	127.68	-40.80	-5209	212541
1-WEB	PL	800 * 9(SM400)	72.00	0.00	0	38400
1-LFLG	PL	200 * 10(SM400)	20.00	40.50	810	32805
			219.68		-4399	283746
E =			-4399/ 219.68 = -20.03 cm			
I =			283746 - 219.68 * -20.03 ² = 195644 cm ⁴			
Y _u =			-21.57 cm, Y _L = 61.03 cm			
Bending stress						
σ _u =			-94.7*10 ⁶ * -215.7 / (195644*10 ⁴) = 10 N/mm ² < σ _{tu} = 140 N/mm ²			
σ _L =			-94.7*10 ⁶ * 610.3 / (195644*10 ⁴) = -30 N/mm ² < σ _{ca} = 133 N/mm ²			
Shear stress						
τ =			167.9*10 ³ / 7200 = 23 N/mm ² < τ _a = 80 N/mm ²			
Combined stress;						
κ = (-29 / 140) ² + (23 / 80) ² = 0.13 < 1.2			
* For the Joint (attachment/spliced part)						
Bending stress						
σ _u =			-94.7*10 ⁶ * -215.7 / (195644*10 ⁴) = 10 N/mm ² < σ _{tu} = 140 N/mm ²			
σ _L =			-94.7*10 ⁶ * 610.3 / (195644*10 ⁴) = -30 N/mm ² < σ _{ca} = 133 N/mm ²			
Shear stress						
τ =			167.9*10 ³ / 7200 = 23 N/mm ² < τ _a = 80 N/mm ²			
Combined stress						
κ = (-29 / 140) ² + (23 / 80) ² = 0.13 < 1.2			

出典: JICA 調査団

図 4.3.56 ブラケットの応力度

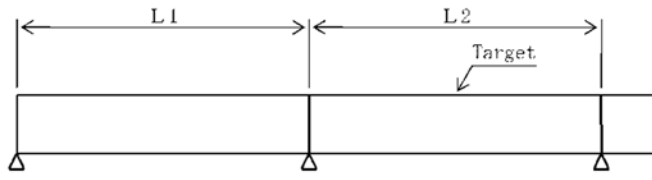
(10) 耳縦桁の計算

- 耳縦桁は 2 箇所 of ブラケットに荷重を伝達する機能を有していると考ええる。
- 耳縦桁もデッキの有効幅分を上フランジとする I 形梁として計算する。

Sectional Force and Conditions of the Calculation

Sectional force $M = 1.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $S = 0.1 \text{ kN}$
 Distance between the fixed points $L = 2.500 \text{ m}$

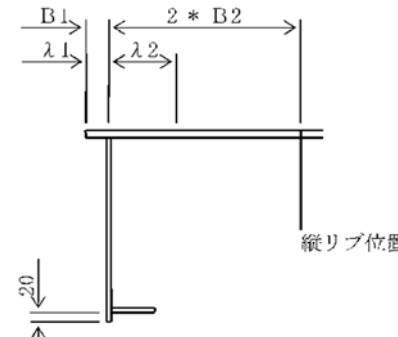
Equivalent Span Length



$L_1 = 250.0 \text{ cm}$
 $L_2 = 250.0 \text{ cm}$

$L_i = 0.6 * L_2 = 0.6 * 250.0 = 150.0 \text{ cm};$

Effective Width



$B_1 = 5.0 \text{ cm}$
 $B_2 = 20.8 \text{ cm}$

$B_1/L_i = 5.0 / 150.0 = 0.03$
 $\lambda_1 = \{ 1.06 - 3.2 * (B_1/L_i) + 4.5 * (B_1/L_i)^2 \} * B_1$
 $= \{ 1.06 - 3.2 * 0.03 + 4.5 * 0.03^2 \} * 5.0$
 $= 4.8 \text{ cm}$

$B_2/L_i = 20.8 / 150.0 = 0.14$
 $\lambda_2 = \{ 1.06 - 3.2 * (B_2/L_i) + 4.5 * (B_2/L_i)^2 \} * B_2$
 $= \{ 1.06 - 3.2 * 0.14 + 4.5 * 0.14^2 \} * 20.8$
 $= 14.6 \text{ cm}$

Total effective width $\lambda_1 + \lambda_2 = 4.8 + 14.6 = 19.4 \text{ cm}$

出典: JICA 調査団

図 4.3.57 ブラケット部のデッキ有効幅の計算

Sectional Area and Moment of Inertia				A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)
1-DECK	PL	194 * 16(SM400)	31.02	-20.80	-645	13421	
1-WEB	PL	400 * 10(SM400)	40.00	0.00	0	5333	
1-LFLG	PL	100 * 10(SM400)	10.00	17.50	175	3063	
			81.02		-470	21817	
			E =	-470 / 81.02 =	-5.80 cm		
			I =	21817 - 81.02 * -5.80 ² =	19088 cm ⁴		
			Y _u =	-15.80 cm ,	Y _L =	25.80 cm	

Bending stress

$$\sigma_u = 1.6 * 10^6 * -158.0 / (19088 * 10^4) = -1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_L = 1.6 * 10^6 * 258.0 / (19088 * 10^4) = 2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

Shear stress

$$\tau = 0.1 * 10^3 / 4000 = 0 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

Combined stress

$$\kappa = (2 / 140)^2 + (0 / 80)^2 = 0.00 < 1.2$$

Verification of the Deflection

Deflection due to live load $\delta = 0.1 \text{ mm} \leq \delta_a = L / 500 = 2500 / 500 = 5.0 \text{ mm}$

Calculation of Stiffener

b = 40.0 : Abdominal plate height (cm)

t = 1.0 : Abdominal plate thickness (cm)

$\sigma = 1$: Edge compressive stress intensity of abdominal plate (N/mm²)

$\tau = 0$: Shear stress intensity of abdominal plate (N/mm²)

Verification of Abdominal Plate Thickness

$$K_h = \sqrt{(\sigma_a / \sigma)} = \sqrt{(140 / 1)} = 10.8 \therefore K_h = 1.2$$

$$b / (152 * K_h) = 40.0 / (152 * 1.2) = 0.2 \text{ cm} < t = 1.0 \text{ cm}$$

The horizontal stiffener is omitted.

出典：JICA 調査団

図 4.3.58 ブラケットの応力計算

4.3.4.5 鋼重の集計

(1) 主桁および鋼床版の鋼重集計表

- 鋼種は鋼板、形鋼に分類して材質、板厚別の重量を集計する。

表 4.3.28 主桁鋼重内訳表

Quantity of Main Girder						Quantity of Accessories					
unit: kg						unit: kg					
Category	Grade	Thickness・Size	Main Girder	Deck Plate Including Cross Beam	Sum	Category	Grade	Thickness・Size	Inspection Walkway	Expansion Joint Support (P5)	Total
PL	SM570-H	44-41	30,781		30,781	Expanded Metal	XG11	600		8,605	8,605
	SM570	38-10	138,191		138,191	Flat Bar	SS400	65x6		4,752	4,752
	SM520C-H	57-41	35,976	1,728	37,704	Angle	SS400	65x65x6		26,475	26,475
	SM490YB	40-17	377,544	82,216	459,760	Bolt, Nut	SS400	M12		1,296	1,296
	SM490YA	16-9	713,831	298,605	1,012,436	Rebar&Stud	SD345	19-16		1,239	1,239
	SM490C	53-41	6,265		6,265	Total			41,128	1,239	42,367
	SM490B	38		418	418						
	SM400A	32-6	184,601	944,033	1,128,634						
	SS400	21-2.3	13,024	147,802	160,826						
	Sum	Subtotal		1,500,213	1,474,802	2,975,015					
U-Shape	SM490YA	320*240*8		92,871	92,871	Quantity of Bearing & Expansion Joint					
	SM400A	320*240*8		194,269	194,269	Bearing Type		P5	P6	P7	P10
Sum	Subtotal			287,140	287,140	Capacity	Rmax (KN)	3400	7000	8400	4100
TCB	S10T	M 22	48,752	63,654	112,406		Displacement X(mm)	±310	±180	±170	±286
	HTB	F10T	M 22	1,810	10,149		Displacement Y(mm)	Fix	Fix	Fix	Fix
TCB&HTB	Sum	Subtotal	50,562	73,803	124,365	Numbers	4	4	4	4	
FB	SS400	50*6	758	115	873	Expansion Joint (P5)		Width	Length	Capacity	Concrete (24MPa)
	Sum	Subtotal	758	115	873	Modular Ttype Joint (Main)	1.04 m	20.7 m	616 mm	9.9 m3	
RB	SS400	13 φ	254		254	Modular Ttype Joint (Ramp)	0.78 m	6.5 m	444 mm	3.1 m3	
	Sum	Subtotal	254		254	Quantity of Drainage		Material		Number	Total Length
BN	SS400	M 12		485	485	VP with steel fittings		54	182,466 m		
	SUS304	M 16		82	82						
	Sum	Subtotal		567	567						
Pipe	STK400	165.2*4.5		486	486						
	Sum	Subtotal		486	486						
Chain	SUS304	5*18*42*250		54	54						
Sum Total			1,551,787	1,836,967	3,388,754						
Quantity of Painting Area						Unit M2					
Painting System	C-5	D-5	F-11	F-12	J	E					
	Exterior surface	Interior surface	Exterior surface of bolted connection	Interior surface of bolted connection	Contact surface of bolted connection	Interior surface of steel deck in contact with concrete					
Area	18335.64	18918.32	2549.8	1297.72	7941.49	7308.43					

出典: JICA 調査団

(2) 組立てブロックの重量表

- ブロック重量は架設工法を選定する上で非常に重要な要素となる。
- 下記のブロック重量表は1セグメントの重量を示す。

表 4.3.29 架設ブロック別重量

	unit: kgf			
	G1	G2	G3	G4
Block-1	21,281	20,709	20,669	21,898
Block-2	18,733	16,952	17,489	20,162
Block-3	20,428	18,589	19,016	22,330
Block-4	20,360	18,031	18,842	22,465
Block-5	20,860	18,671	19,492	22,854
Block-6	19,886	18,150	18,528	21,737
Block-7	18,686	17,165	17,534	19,915
Block-8	18,157	17,182	17,307	18,460
Block-9	16,627	15,787	15,785	17,298
Block-10	16,820	15,953	16,438	17,746
Block-11	16,690	15,693	15,667	17,328
Block-12	18,349	17,338	17,302	18,201
Block-13	18,887	18,190	18,169	18,768
Block-14	16,277	15,669	15,683	16,148
Block-15	18,563	17,707	17,686	18,446
Block-16	16,280	15,692	15,681	16,612
Block-17	19,111	18,127	18,088	19,025
Block-18	20,688	18,432	18,430	21,074
Block-19	20,980	17,927	18,044	21,485
Block-20	21,773	19,458	19,604	22,466
Block-21	18,636	16,582	16,689	19,039
Block-22	16,979	15,177	15,312	17,215
Block-23	18,617	17,428	17,197	18,398
Block-24	20,712	18,726	18,482	20,164
Block-25	21,829	20,570	20,285	21,264
Block-26	24,244	23,782	23,011	23,459
Block-27	23,179	22,943	22,499	22,793
Block-28	20,879	20,424	20,055	20,615
Block-29	20,782	20,839	20,430	20,544
Block-30	23,125	23,411	23,154	22,838
Block-31	20,329	20,470	20,208	20,157
Block-32	19,685	18,674	18,411	19,479
Block-33	18,639	17,679	17,520	18,253

出典: JICA 調査団

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。

4.3.5.1 設計条件

(1) 設計基準、規格

- 道路橋示方書 I 共通編、IV 下部構造編、V 耐震設計編 平成 24 年日本道路協会
- 鋼管矢板基礎設計施工便覧 平成 9 年 日本道路協会
- 日本工業規格 鋼管矢板 JIS A5530（鋼管矢板用）
- 日本工業規格 一般構造用炭素鋼鋼管 JIS G3444（鋼管矢板継手用）

(2) 構造解析ソフトウェア

- Forum8 UC-1 シリーズ 基礎の設計・3D 配筋（鋼管矢板井筒基礎設計用）
- Forum8 UC-1 シリーズ 橋脚の設計・3D 配筋（RC 橋脚設計用）

(3) 材料

- コンクリート : $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ [橋脚柱・梁]
: $\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ [頂版]
: $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ [底版コンクリート、鋼管充填コンクリート]
- 鉄筋 : SD390 [橋脚柱の主鉄筋]
: SD345 [その他構造部材用]
- 鉄筋スタッド : SD345 [鋼管矢板と頂版の結合用]
- 鋼管矢板 : SKY400, SKY490
腐食代 2.0mm/100 年間
- 鋼管継手管 : STK400 $\phi 165.2 \times t11$

(4) 設計土質条件

対象橋脚では、F/S 時に 2 か所、D/D 時に 4 か所の計 6 か所ボーリング調査が実施されている。F/S に実施された P15 と P19 のボーリング位置は、基礎中心からそれぞれ 37m、28m 離れている。土層構成と設計用土質定数は室内試験や原位置試験を基に決められ、N 値、単位体積重量、せん断抵抗角、粘着力、地盤の変形係数等はバゴー河にて平均値として設定されている。詳細は該当章（2.1 章）を参照。

表 4.3.30 鋼床版箱桁橋区間でのボーリング調査

橋脚	ボーリング番号	ボーリング位置
P14	No.BD-07 (F/S)	基礎中心
P15	No.13BH-03 (D/D)	基礎中心から 37m
P16	No.BD-06 (D/D)	基礎中心
P17	No.BD-05 (D/D)	基礎中心
P18	No.BD-04 (D/D)	基礎中心
P19	No.13BH-04 (F/S)	基礎中心から 28m

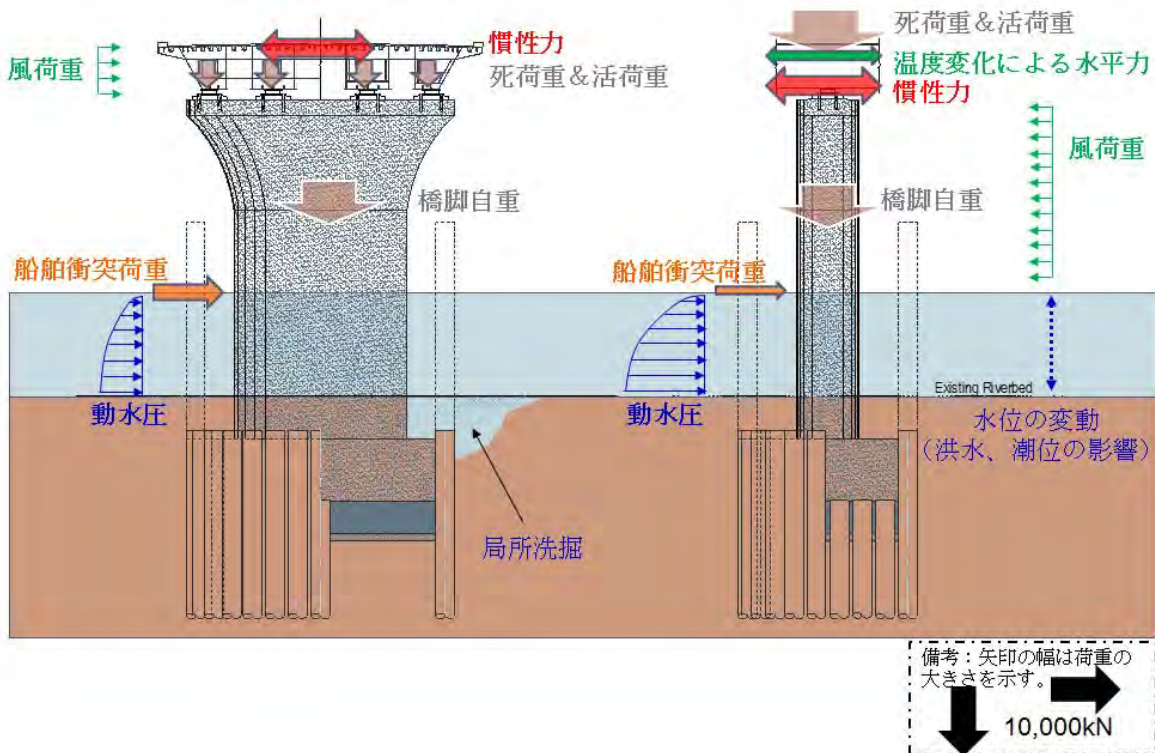
出典：JICA 調査団

また、地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ地表面から 20m 以内の深さに飽和土層が存在することから、液状化が生じるリスクがあるため液状化の判定を行い、結果に応じて土質定数に低減係数を考慮した。

(5) 荷重と荷重の組み合わせ

1) 荷重

下部工の設計では、下図に示すような土圧、水圧、風荷重、温度変化による水平力、船舶衝突荷重、流水圧、地震時動水圧や慣性力などを適切な荷重組み合わせにおいて考慮する。



出典：JICA 調査団

図 4.3.59 設計に考慮する主な外力のイメージ図

2) 荷重の組み合わせ

基礎と橋脚柱設計用の荷重の組み合わせと許容応力度の割増係数を下表に示す。

表 4.3.31 基礎と橋脚柱設計用の荷重の組み合わせと許容応力度の割増係数

荷重組合せ		設計水位 (MSL+m)		流水圧 (流速 m/s)	洗掘	許容応力度 の割増係数
A.	常時	大潮満潮時	3.18m	考慮なし	洗掘なし	1.0
					最大洗掘深	
		大潮干潮時	-2.39m	考慮なし	洗掘なし	
					最大洗掘深	
B.	常時+温度変化影響 ※橋軸方向のみ	大潮満潮時	3.18m	考慮なし	洗掘なし	1.15
					最大洗掘深	
		大潮干潮時	-2.39m	考慮なし	洗掘なし	
					最大洗掘深	
C.	暴風時+温度変化影響 ※橋軸直角方向は風荷 重のみ	HHWL(1%)	4.99m	考慮なし	洗掘なし	1.35
					最大洗掘深の 1/2	
D.	常時+船舶衝突荷重 P14	大潮満潮時	3.18m	考慮なし	洗掘なし	1.5
					最大洗掘深の 1/2	
	常時+船舶衝突荷重 P15-P19	最大流速時	2.53m	1.19m/s ※橋軸 直角方向のみ	洗掘なし	
					最大洗掘深の 1/2	
E.	地震時 (レベル1)	平均水位	0.29m	0.6m/s ※動水 圧、慣性力と同 方向	洗掘なし	1.5
					最大洗掘深の 1/2	
F.	施工時	HWL(5%)	4.34m	0.65m/s ※橋軸 直角方向のみ	洗掘なし	1.5
		大潮干潮時	-2.39m			

出典: JICA 調査団

また、橋脚はりの設計用の荷重の組み合わせと許容応力度の割増係数は下表となる。

表 4.3.32 橋脚はりの設計用の荷重の組み合わせと許容応力度の割増係数

荷重組合せ		許容応力度の割増係数
鉛直方向		
G.	常時(死荷重+活荷重+衝撃)	1.0
H.	地震時	1.5
水平方向		
I.	温度変化の影響(温度変化による水平力)	1.15
J.	地震時	1.5

出典: JICA 調査団

3) 下部工反力

上部工から下部工への死荷重と衝撃有無別の活荷重反力、温度変化により生じる水平力につき掛違い橋脚 P13、P20 も含め下表に整理する。

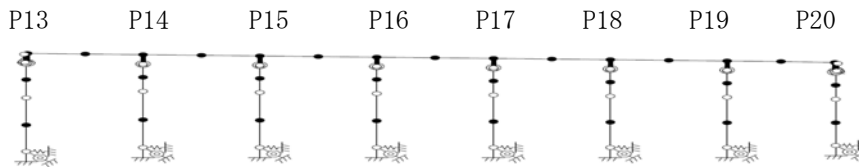
表 4.3.33 下部工設計用反力

荷重	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20
死荷重	8,600	24,300	20,400	21,600	21,300	20,800	23,200	7,500
活荷重+衝撃	4,100	7,900	7,600	7,700	7,700	7,600	7,700	3,900
ΣD+L+I	12,700	32,200	28,000	29,300	29,000	28,400	30,900	11,400
死荷重	8,600	24,300	20,400	21,600	21,300	20,800	23,200	7,500
活荷重	3,600	7,000	6,800	6,900	6,800	6,700	6,800	3,400
ΣD+L	12,200	31,300	27,200	28,500	28,100	27,500	30,000	10,900
温度変化(±15℃)による水平力	900	5,400	3,100	1,200	900	3,100	5,800	800

備考: - 掛違い橋脚 P13、P20 の値は、7 径間鋼床版桁橋からの反力で隣接橋のものは含んでいない。
 - P13、P20 の温度変化による水平力は、可動支承の摩擦力(鉛直荷重×0.1)を考慮している。

出典: JICA 調査団

7 径間連続橋であり多点固定方式による地震時水平力分散構造を採用しているため、各橋脚が支持する上部構造部分の分担重量を下図に示す骨組み解析モデルにて求めた。



出典: JICA 調査団

図 4.3.60 骨組み解析モデル

分担重量計算結果を下表に示す。

表 4.3.34 分担重量

項目	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20
橋軸方向								
- 分担重量 (kN)	900	23,200	23,200	24,200	25,000	25,500	26,400	800
- 固有周期(秒)	0.790(s)							
橋軸直角方向								
- 分担重量 (kN)	8,600	24,300	20,400	21,600	21,300	20,800	23,200	7,500
- 固有周期(秒)	0.52(s)	0.57(s)	0.54(s)	0.53(s)	0.53(s)	0.53(s)	0.54(s)	0.46(s)

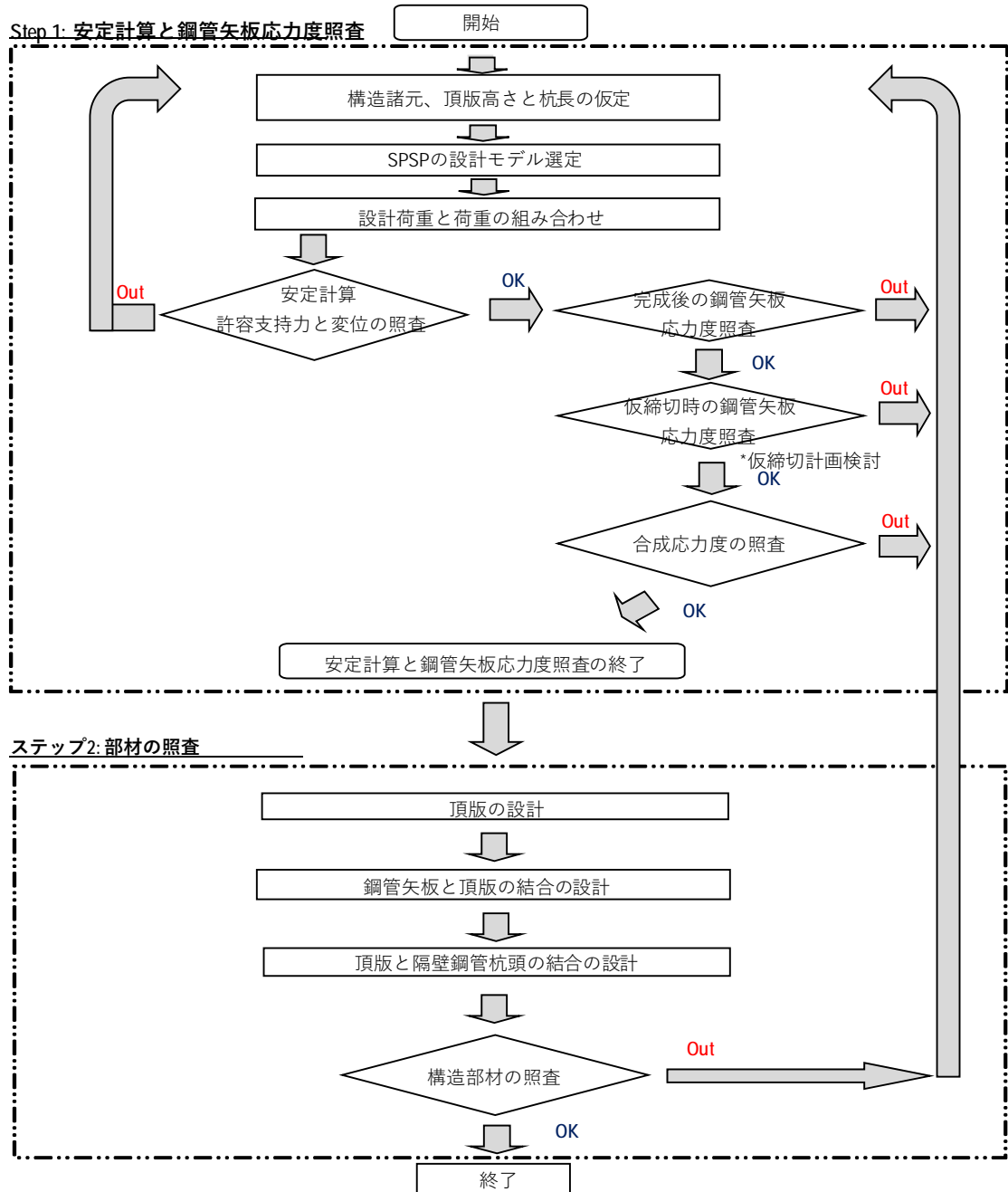
備考: P13とP20の可動支承の橋軸方向分担重量として、摩擦力(鉛直荷重×0.1)を考慮している。

出典: JICA 調査団

4.3.5.2 SPSP 基礎の設計

(1) 設計計算の流れ

SPSP 基礎の設計計算の流れを下図に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.3.61 SPSP 基礎の設計計算の流れ

(2) 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。

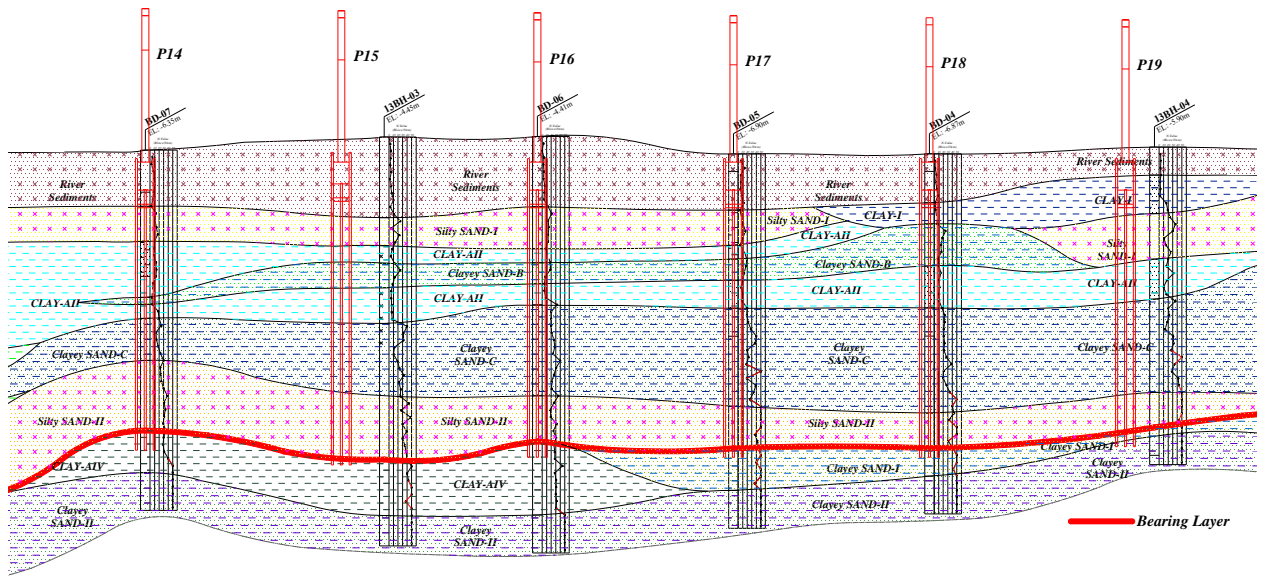
表 4.3.35 頂版高さの設定

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

(3) 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 4.3.62 土層図と杭配置

(4) 設計モデル

一般的な構造・規模である SPSP ($D < 30m$ and $L/D > 1$ and $\beta L_e > 1$) は、各鋼管矢板相互のせん断ずれ変形を考慮しない弾性床土上の有限長ばりとして設計し、その範囲を外れるような SPSP ($D > 30m$ and $L/D \leq 1$ and $\beta L_e \leq 1$) の場合は鋼管矢板相互のずれ変形が卓越する可能性があるため、せん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析法または立体骨組み解析によって設計する必要がある。

本区間対象の P14 から P19 までの SPSP は、上述の基準より検討し、下表の通り全て弾性床土上の有限長ばりとして設計する。

表 4.3.36 SPSP 基礎の設計モデルの選定基準

橋脚	P14	P15	P16	P17	P18	P19
D(m)	17.16	17.16	17.16	17.16	17.16	17.16
L/D	2.39	2.57	2.45	2.45	2.45	2.37
βL_e	1.49	1.60	1.57	1.57	1.57	1.52

D(m): 基礎の側面基礎幅 D(m)もしくは前面基礎幅 B(m)の長い方

L(m): 井筒部基礎長

L_e (m): 井筒部の有効根入れ長

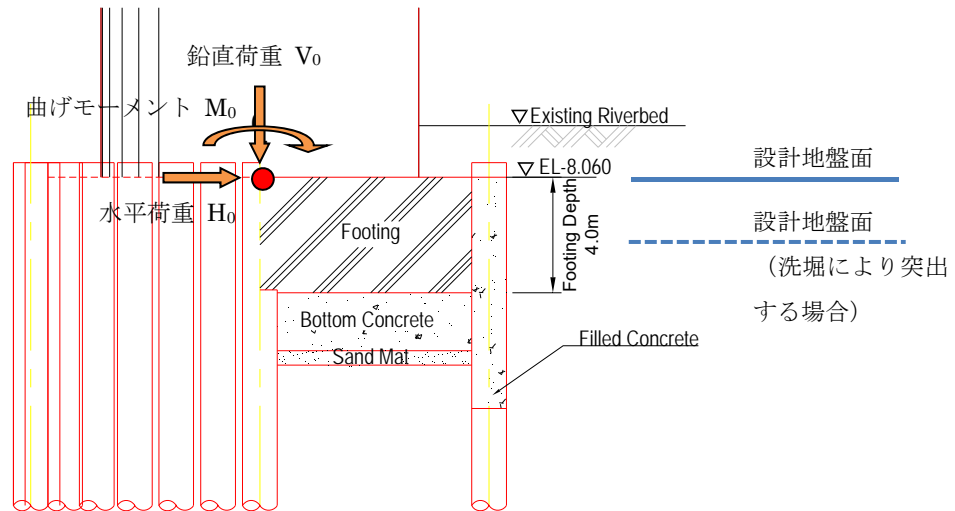
β (1/m): 基礎の特性

出典: JICA 調査団

(5) 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。頂板が洗堀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。



出典: JICA 調査団

図 4.3.63 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 4.3.37 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

(6) 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 4.3.38 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	押し込み支持力	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	押し込み支持力	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	押し込み支持力	1,752 <	2,406	OK	1,521 <	3,609	OK
	引抜き力	1,752 >	-991	OK	1,408 >	-1,558	OK
P17	押し込み支持力	1,693 <	1,763	OK	1,510 <	2,644	OK
	引抜き力	1,693 >	-893	OK	1,367 >	-1,359	OK
P18	押し込み支持力	1,660 <	1,747	OK	1,491 <	2,621	OK
	引抜き力	1,660 >	-875	OK	1,342 >	-1,323	OK
P19	押し込み支持力	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	押し込み支持力	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	押し込み支持力	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	押し込み支持力	1,752 <	2,406	OK	1,527 <	3,609	OK
	引抜き力	1,752 >	-991	OK	1,402 >	-1,558	OK
P17	押し込み支持力	1,693 <	1,763	OK	1,481 <	2,644	OK
	引抜き力	1,693 >	-893	OK	1,396 >	-1,359	OK
P18	押し込み支持力	1,660 <	1,747	OK	1,491 <	2,621	OK
	引抜き力	1,660 >	-875	OK	1,342 >	-1,323	OK
P19	押し込み支持力	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 4.3.39 変位の照査

単位：cm

橋脚	項目	地震時 ^{*1}		
		変位 ^{*2}	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。

また、頂版コンクリートは鋼管矢板が土圧や水圧などにより変形した状態で打設されるため、その段階で鋼管矢板に発生していたひずみや応力はコンクリート硬化により拘束され、その状態で基礎本体に残留することになる。したがって、基礎完成後の応力としては、この残留応力と基礎完成後の外力による応力を加算して考え、これが許容応力度より小さくなるように設計する。

なお、仮締切時に発生する応力の大きさは施工順序に大きく影響されるため、施工に応じた設計を行う必要がある。

a) 仮締切時の施工順序

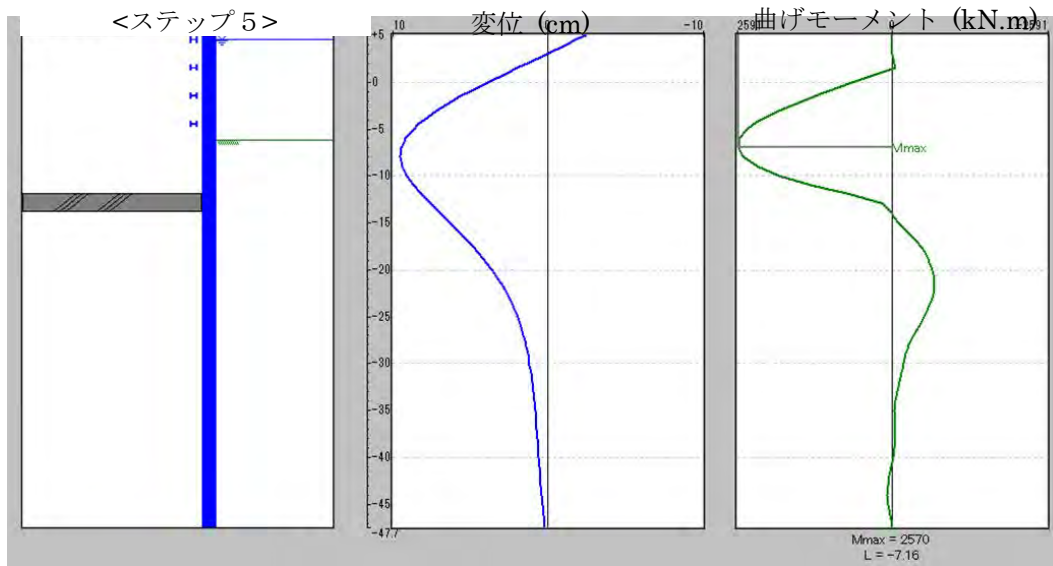
掘削・水替え時の応力と残留応力を比較的小さく抑えることができる水中・気中掘削併用方式を想定し、設計を行う。P14 での仮締切時の施工手順を下図に示すが、他の橋脚においても同様の手順となる。

<p>概要図</p>			
<p>作業内容</p>	<p>ステップ1：1段目支保工（導枠兼用）を設置し、EL+0.34m まで排水</p>	<p>ステップ2：2段目支保工を設置し、EL-14.56m まで掘削</p>	<p>ステップ3：底版コンクリート（水中コンクリート）を打設し、EL-2.66m まで排水</p>
<p>概要図</p>			
<p>作業内容</p>	<p>ステップ4：3段目支保工を設置し、井筒内をドライアップ</p>	<p>ステップ5：4段目支保工を設置</p>	<p>ステップ6：頂版の施工</p>

出典：JICA 調査団

図 4.3.64 水中気中掘削併用方式による施工順序(P14 のケース)

上述のように頂版コンクリート打設前の段階（ステップ5）での鋼管に生じている応力が残留応力として考慮される。その時の鋼管矢板の変位と曲げモーメント図を下図に示す。最下段の支保工と底版コンクリートの間にてモーメントによる変位が最大となる。

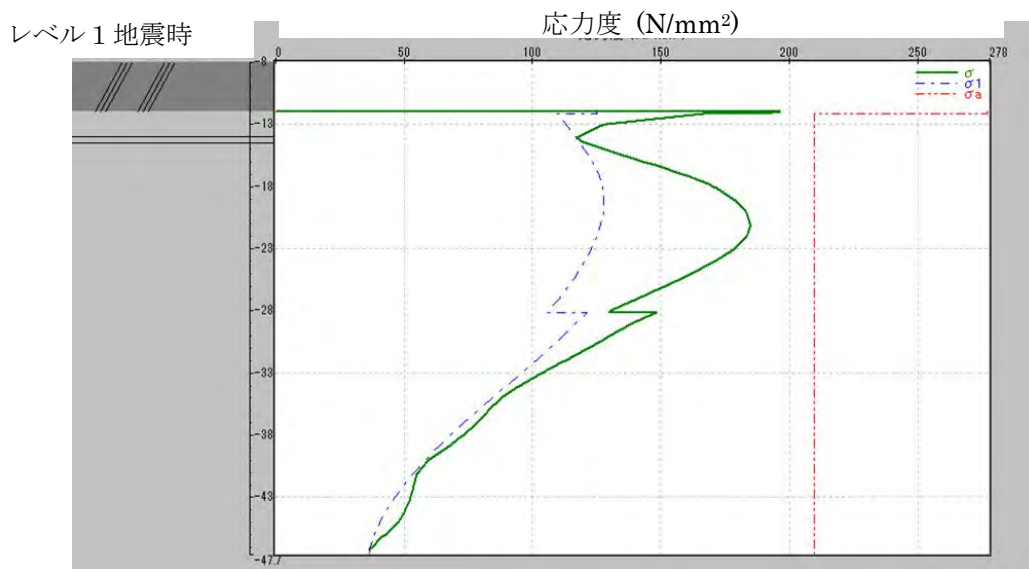


出典: JICA 調査団

図 4.3.65 残留応力考慮時の鋼管矢板に生じる変位と曲げモーメント(P14 のケース)

b) 合成応力度

下図は P14 におけるレベル 1 地震時の合成応力が割増された許容応力度内であることを示している。



備考: σ : 合成応力度 ($=\sigma_1+\sigma_2$), σ_1 : 完成後の設計外力による外周鋼管矢板の応力度、
 σ_2 : 仮締切時の残留応力度, σ_a : 外周鋼管矢板の許容応力度

出典: JICA 調査団

図 4.3.66 地震時の合成応力度(P14 のケース)

常時と地震時における合成応力度の全橋脚の照査結果を下表にそれぞれ示す。

表 4.3.40 常時の合成応力度照査結果(SKY400 部材)

橋軸方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P14	-22.09	35.86	58.61	94.48 <	140	OK
P15	-22.59	34.06	66.67	100.73 <	140	OK
P16	-12.16	34.52	64.26	98.78 <	140	OK
P17	-22.66	33.35	85.54	118.89 <	140	OK
P18	-20.16	32.71	81.03	113.74 <	140	OK
P19	-33.16	38.63	77.11	115.74 <	140	OK

橋軸直角方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P14	-12.16	35.86	60.90	96.76 <	140	OK
P15	-22.59	34.06	68.65	102.71 <	140	OK
P16	-12.16	34.52	68.61	103.14 <	140	OK
P17	-22.66	33.35	87.63	120.98 <	140	OK
P18	-20.16	32.71	83.20	115.91 <	140	OK
P19	-33.16	38.63	77.11	115.74 <	140	OK

備考: *1: 常時(大潮の干潮時、洗掘考慮なし)

出典: JICA 調査団

表 4.3.41 地震時の合成応力度照査結果(SKY400 部材)

橋軸方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P14	-21.16	126.74	58.58	185.32 <	210	OK
P15	-22.16	119.45	66.14	185.59 <	210	OK
P16	-22.06	113.95	62.61	176.56 <	210	OK
P17	-22.06	111.39	85.41	196.80 <	210	OK
P18	-20.16	125.14	81.03	206.18 <	210	OK
P19	-19.16	120.04	66.40	186.44 <	210	OK

橋軸直角方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P14	-21.16	127.23	59.34	186.57 <	210	OK
P15	-22.59	111.90	68.65	180.55 <	210	OK
P16	-22.16	109.21	64.47	173.68 <	210	OK
P17	-22.16	105.36	87.00	193.02 <	210	OK
P18	-20.16	111.46	83.20	194.66 <	210	OK
P19	-19.16	112.04	68.44	180.48 <	210	OK

備考: *1: 地震時(最大洗掘深さの 1/2(通常時の洗掘状態))

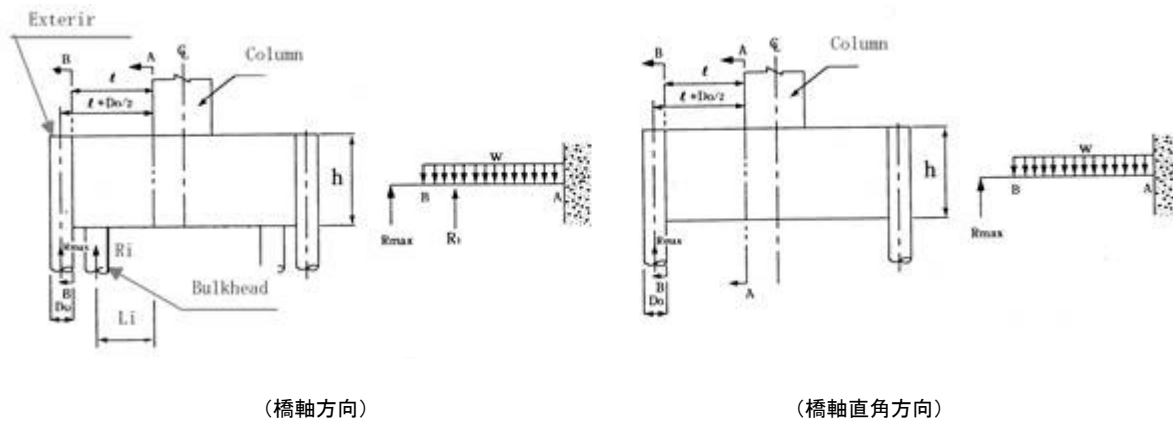
出典: JICA 調査団

(7) 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 4.3.67 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/mm²
- 鉄筋材質：D345（水中用部材）

c) 配筋

		P14, P19	P15-P18
<u>橋軸方向</u>	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
<u>橋軸直角方向</u>	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。

表 4.3.42 頂版の応力度と鉄筋量による照査

橋軸方向

橋脚	照査項目	常時 ^{*1}			地震時 ^{*2}		
		応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果	応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果
P14	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma c: 2.85 <$	12	OK
		$\sigma s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma s: 178.13 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 2.16 <$	8	OK	$\sigma c: 5.68 <$	12	OK
		$\sigma s: 71.81 <$	160	OK	$\sigma s: 189.34 <$	300	OK
鉄筋量	177.88 >	111.49	OK	177.88 >	157.11	OK	
	せん断応力度	$\tau m: 0.33 <$	1.00	OK	$\tau m: 0.85 <$	1.51	OK
P15	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma c: 2.89 <$	12	OK
		$\sigma s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma s: 180.20 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 2.05 <$	8	OK	$\sigma c: 5.51 <$	12	OK
		$\sigma s: 70.92 <$	160	OK	$\sigma s: 191.13 <$	300	OK
鉄筋量	165.55 >	103.74	OK	165.55 >	149.10	OK	
	せん断応力度	$\tau m: 0.31 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.81 <$	1.51	OK
P16	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma c: 2.89 <$	12	OK
		$\sigma s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma s: 180.48 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 2.08 <$	8	OK	$\sigma c: 5.59 <$	12	OK
		$\sigma s: 72.19 <$	160	OK	$\sigma s: 193.72 <$	300	OK
鉄筋量	165.55 >	105.59	OK	165.55 >	151.13	OK	
	せん断応力度	$\tau m: 0.31 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.79 <$	1.51	OK
P17	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma c: 2.94 <$	12	OK
		$\sigma s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma s: 183.79 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 2.04 <$	8	OK	$\sigma c: 5.57 <$	12	OK
		$\sigma s: 70.67 <$	160	OK	$\sigma s: 193.03 <$	300	OK
鉄筋量	165.55 >	103.37	OK	165.55 >	150.59	OK	
	せん断応力度	$\tau m: 0.30 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.81 <$	1.49	OK
P18	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma c: 3.01 <$	12	OK
		$\sigma s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma s: 188.22 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 2.00 <$	8	OK	$\sigma c: 5.56 <$	12	OK
		$\sigma s: 69.39 <$	160	OK	$\sigma s: 192.69 <$	300	OK
鉄筋量	165.55 >	101.49	OK	165.55 >	150.32	OK	
	せん断応力度	$\tau m: 0.29 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.81 <$	1.49	OK
P19	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma c: 2.91 <$	12	OK
		$\sigma s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma s: 181.55 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 2.04 <$	8	OK	$\sigma c: 5.52 <$	12	OK
		$\sigma s: 68.02 <$	160	OK	$\sigma s: 183.90 <$	300	OK
鉄筋量	177.88 >	105.83	OK	177.88 >	152.60	OK	
	せん断応力度	$\tau m: 0.31 <$	1.00	OK	$\tau m: 0.83 <$	1.53	OK

備考：単位は、応力度の場合 N/mm²、鉄筋量の場合 cm²

橋軸直角方向

橋脚	照査項目	常時*1			地震時*2		
		応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果	応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果
P14	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$ $\sigma s: 0.00 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 2.37 <$ $\sigma s: 153.16 <$	12 300	OK OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 1.77 <$ $\sigma s: 66.50 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 4.74 <$ $\sigma s: 178.35 <$	12 300	OK OK
	鉄筋量	146.67 >	88.39	OK	146.67 >	126.43	OK
	せん断応力度	$\tau m: 0.32 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.81 <$	1.49	OK
P15	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$ $\sigma s: 0.00 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 1.97 <$ $\sigma s: 127.35 <$	12 300	OK OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 1.64 <$ $\sigma s: 61.72 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 4.19 <$ $\sigma s: 157.74 <$	12 300	OK OK
	鉄筋量	146.67 >	54.36	OK	146.67 >	111.82	OK
	せん断応力度	$\tau m: 0.30 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.73 <$	1.49	OK
P16	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$ $\sigma s: 0.00 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 2.01 <$ $\sigma s: 129.74 <$	12 300	OK OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 1.67 <$ $\sigma s: 62.83 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 4.28 <$ $\sigma s: 160.91 <$	12 300	OK OK
	鉄筋量	146.67 >	83.51	OK	146.67 >	114.07	OK
	せん断応力度	$\tau m: 0.30 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.74 <$	1.49	OK
P17	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$ $\sigma s: 0.00 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 1.94 <$ $\sigma s: 125.41 <$	12 300	OK OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 1.64 <$ $\sigma s: 61.54 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 4.18 <$ $\sigma s: 157.33 <$	12 300	OK OK
	鉄筋量	146.67 >	81.80	OK	146.67 >	111.53	OK
	せん断応力度	$\tau m: 0.30 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.72 <$	1.49	OK
P18	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$ $\sigma s: 0.00 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 1.89 <$ $\sigma s: 121.89 <$	12 300	OK OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 1.61 <$ $\sigma s: 60.42 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 4.09 <$ $\sigma s: 153.99 <$	12 300	OK OK
	鉄筋量	146.67 >	80.13	OK	146.67 >	109.17	OK
	せん断応力度	$\tau m: 0.29 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.71 <$	1.49	OK
P19	上面引張応力度	$\sigma c: 0.00 <$ $\sigma s: 0.00 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 1.99 <$ $\sigma s: 128.50 <$	12 300	OK OK
	下面引張応力度	$\sigma c: 1.67 <$ $\sigma s: 62.99 <$	8 160	OK OK	$\sigma c: 4.30 <$ $\sigma s: 161.65 <$	12 300	OK OK
	鉄筋量	146.67 >	83.73	OK	146.67 >	114.60	OK
	せん断応力度	$\tau m: 0.3 <$	0.98	OK	$\tau m: 0.74 <$	1.49	OK

備考：単位は、応力度の場合 N/mm²、鉄筋量の場合 cm²

*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

2) 頂版と鋼管矢板の結合

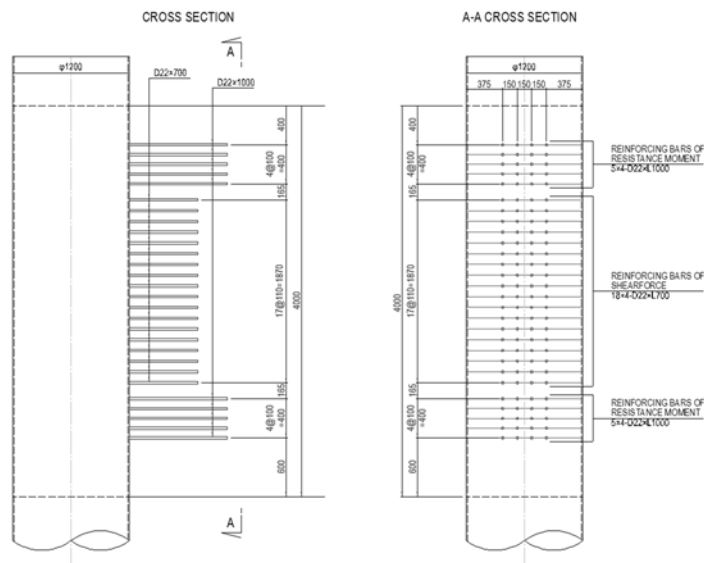
頂版と鋼管矢板を鉄筋スタッド方式にて結合することとし、モーメント鉄筋とせん断鉄筋の必要本数を計算する。

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/mm²
- 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 4.3.68 鉄筋スタッドの配置図

表 4.3.43 鋼管矢板と頂版の結合設計の照査

橋軸方向

橋脚	クリティカル 荷重時	σ_s	σ_{sa}	nb nba	クリティカル 荷重時	τ_s	τ_{sa}	ns nsa
P14	暴風時+ 温度変化	174.1<	216.0	20 ≥17	温度時 (干潮)	103.3<	110.4	76 ≥72
P15	暴風時+ 温度変化	169.2<	216.0	20 ≥16	地震時	151.8<	180.0	72 ≥61
P16	暴風時+ 温度変化	165.1<	216.0	20 ≥16	地震時	153.9<	180.0	72 ≥62
P17	暴風時+ 温度変化	164.4<	216.0	20 ≥16	地震時	153.0<	180.0	72 ≥62
P18	暴風時+ 温度変化	169.2<	216.0	20 ≥16	地震時	152.7<	180.0	72 ≥62
P19	暴風時+ 温度変化	175.0<	216.0	20 ≥17	地震時	154.9<	180.0	72 ≥62

橋軸直角方向

橋脚	クリティカル 荷重時	σ_s	σ_{sa}	nb nba	クリティカル 荷重時	τ_s	τ_{sa}	ns nsa
P14	暴風時	152.9<	200.0	20 ≥16	地震時	147.7<	180.0	76 ≥63
P15	暴風時	152.9<	200.0	20 ≥16	地震時	139.8<	180.0	72 ≥56
P16	暴風時	152.9<	200.0	20 ≥16	地震時	142.3<	180.0	72 ≥57
P17	暴風時	152.9<	200.0	20 ≥16	地震時	137.8<	180.0	72 ≥56
P18	暴風時	152.9<	200.0	20 ≥16	地震時	134.9<	180.0	72 ≥54
P19	暴風時	152.9<	200.0	20 ≥16	地震時	141.5<	180.0	72 ≥57

Note: σ_s : モーメントと水平力によるモーメント鉄筋の引張応力度(N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

nb: モーメント鉄筋本数 nba: モーメント鉄筋必要本数

τ_s : せん断鉄筋のせん断応力度(N/mm²)

τ_{sa} : 許容せん断応力度(N/mm²)

ns: せん断鉄筋本数 nsa: せん断鉄筋必要本数

出典: JICA 調査団

3) 頂版と杭頭の結合

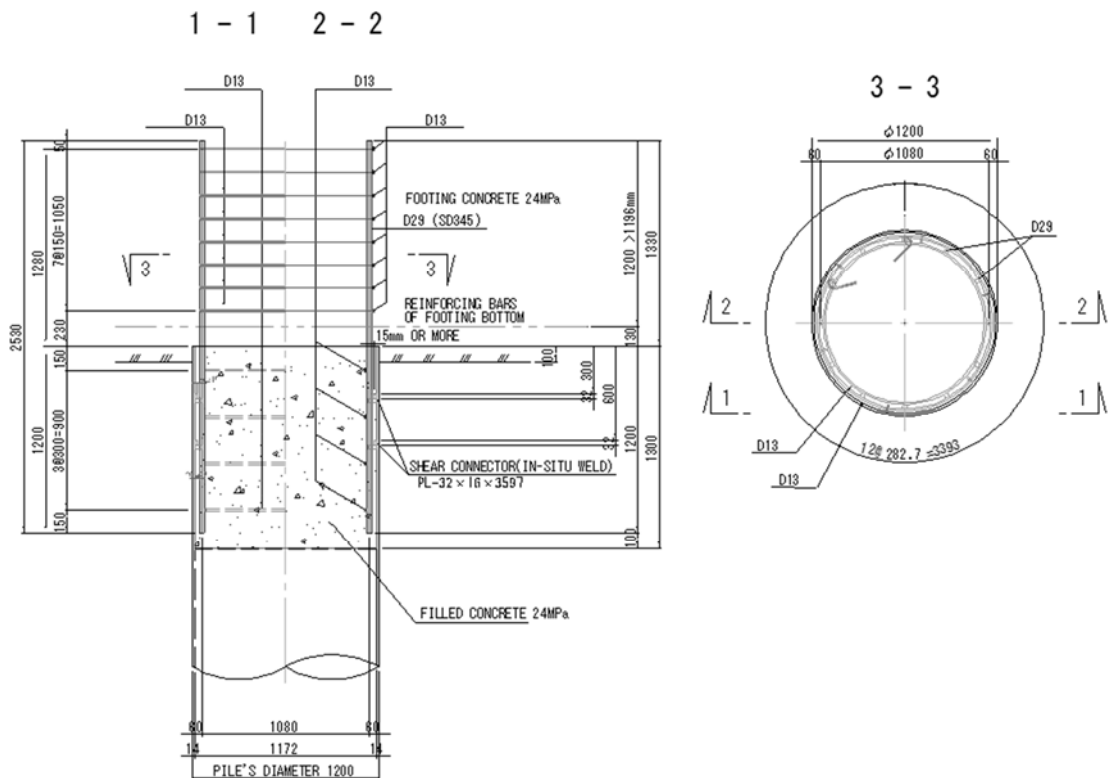
隔壁鋼管矢板の杭頭は頂版と鉄筋を定着させることで結合する。

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 4.3.69 隔壁鋼管矢板の杭頭結合詳細

c) 鉄筋量と応力による照査

頂版と隔壁鋼管矢板の結合について設計上クリティカル荷重状態となる地震時の照査結果を下表に示す。

表 4.3.44 頂版と隔壁鋼管矢板の結合設計の照査

橋軸方向

橋脚	クリティカル荷重時	杭頭作用力		鉄筋量 (cm ²)	必要鉄筋量 (cm ²)	σ _s (N/mm ²)	σ _{sa} (N/mm ²)
		モーメント (KN.m)	軸力 (kN)				
P14	地震時	348.0	Min-718 Max 3588	77.1 >	56.7	222.8	300.0
P15	地震時	335.0	Min-747 Max 3395	77.1 >	57.1	223.7	300.0
P16	地震時	327.0	Min-676 Max 3370	77.1 >	53.3	209.5	300.0
P17	地震時	320.0	Min-655 Max 3306	77.1 >	51.8	204.0	300.0
P18	地震時	327.0	Min-719 Max 3322	77.1 >	55.2	216.8	300.0
P19	地震時	327.0	Min-660 Max 3380	77.1 >	52.6	207.0	300.0

出典：JICA 調査団

d) 杭頭補強鉄筋の必要定着長

杭頭補強鉄筋の定着長 L は、L0+10 x 鉄筋径より長くし、L=1,200mm とする。

$$L_0 = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \phi = 906 \text{ (mm)}$$

$$L \geq L_0 + 10 \times \phi = 1,196 \text{ mm}$$

σ_{sa}: 鉄筋の許容引張応力度 200.00(N/mm²)

τ_{sa}: 許容せん断応力度 1.600(N/mm²)

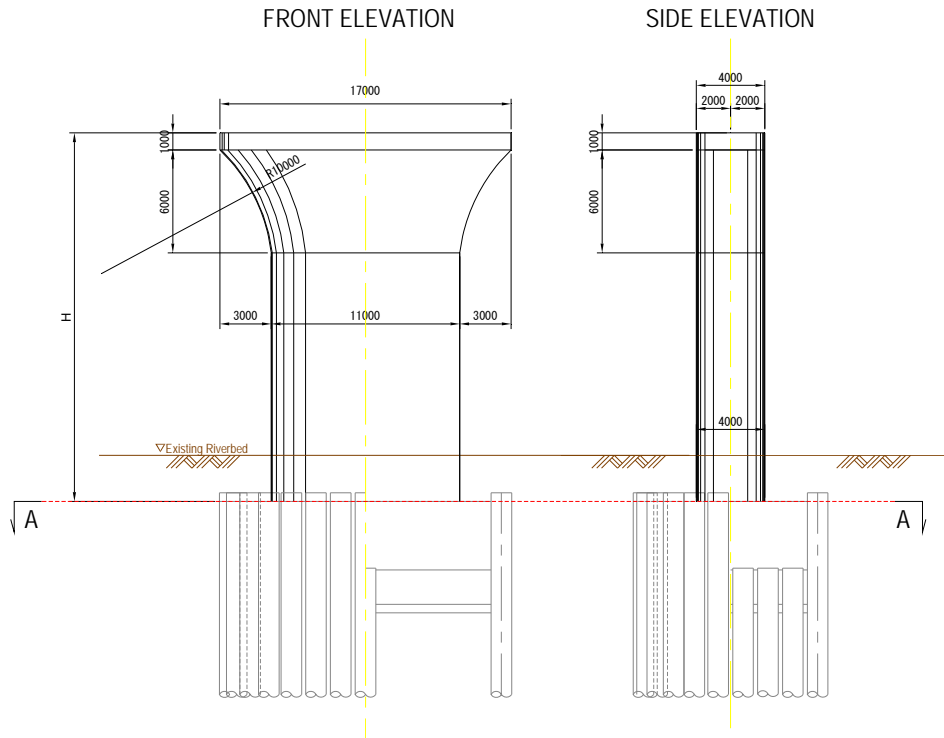
φ: 鉄筋径 29mm

4.3.5.3 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 4.3.70 橋脚柱の照査断面(A-A)

2) 設計条件

- 鉄筋材質： D345（帯鉄筋）、SD390（主鉄筋）
- コンクリート設計基準強度： 30/mm²

3) 柱基部に作用する断面力

柱基部での断面力について、設計上クリティカルとなる地震時について下表に整理する。なお、地震時動水圧によるせん断力と曲げモーメントに考慮されている。

表 4.3.45 地震時に作用する断面力

荷重作用方向		鉛直力 V(kN)	せん断力 S(kN)	曲モーメント M(kN.m)
P14	橋軸方向	48,500	15,700	243,600
	橋軸直角方向	48,500	14,800	266,700
P15	橋軸方向	44,300	15,600	239,300
	橋軸直角方向	44,300	13,600	235,300
P16	橋軸方向	45,200	15,800	241,500
	橋軸直角方向	45,200	13,800	238,300
P17	橋軸方向	44,500	15,900	239,900
	橋軸直角方向	44,500	13,600	230,900
P18	橋軸方向	43,700	16,000	239,700
	橋軸直角方向	43,700	13,400	224,400
P19	橋軸方向	45,800	16,200	241,500
	橋軸直角方向	45,800	14,000	236,300

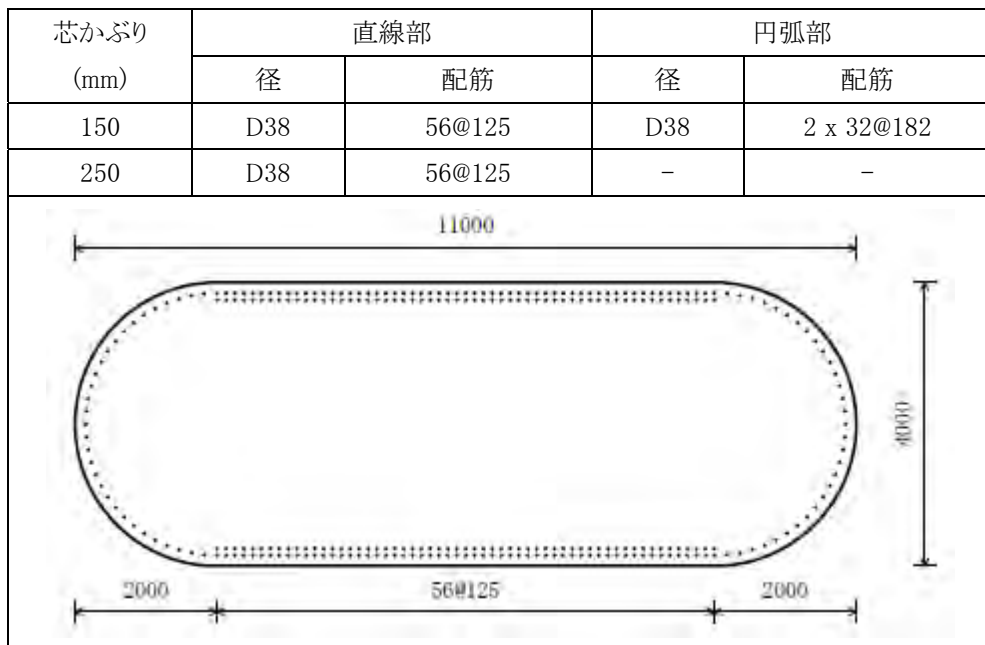
出典：JICA 調査団

4) 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



出典：JICA 調査団

図 4.3.71 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

5) 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。

表 4.3.46 橋脚柱の応力による照査(地震時)

橋軸方向

橋脚	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		せん断応力度 (N/mm ²)		せん断補強鉄筋量 (mm ²)		照査結果
	σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	τ_m	τ_{a1}, τ_{a2}	Aw	Aw _{Req}	
P14	12.1<	15.0	330.6<	345.0	0.40<	0.28,2.85	3871.0>	747.7	OK
P15	11.9<	15.0	333.5<	345.0	0.40<	0.28,2.85	3871.0>	733.8	OK
P16	12.0<	15.0	335.2<	345.0	0.40<	0.27,2.85	3871.0>	766.5	OK
P17	11.9<	15.0	334.0<	345.0	0.41<	0.28,2.85	3871.0>	779.0	OK
P18	11.9<	15.0	335.8<	345.0	0.41<	0.28,2.85	3871.0>	796.2	OK
P19	12.0<	15.0	333.6<	345.0	0.42<	0.28,2.85	3871.0>	828.8	OK

橋軸直角方向

橋脚	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		せん断応力度 (N/mm ²)		せん断補強鉄筋量 (mm ²)		照査結果
	σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	τ_m	τ_{a1}, τ_{a2}	Aw	Aw _{Req}	
P14	7.1<	15.0	142.8<	345.0	0.37<	0.21,2.85	2322.6>	359.0	OK
P15	6.2<	15.0	121.1<	345.0	0.34<	0.21,2.85	2322.6>	293.5	OK
P16	6.3<	15.0	121.5<	345.0	0.35<	0.21,2.85	2322.6>	305.1	OK
P17	6.1<	15.0	115.5<	345.0	0.34<	0.21,2.85	2322.6>	293.0	OK
P18	5.9<	15.0	110.8<	345.0	0.34<	0.21,2.85	2322.6>	282.6	OK
P19	6.3<	15.0	117.4<	345.0	0.35<	0.21,2.85	2322.6>	316.2	OK

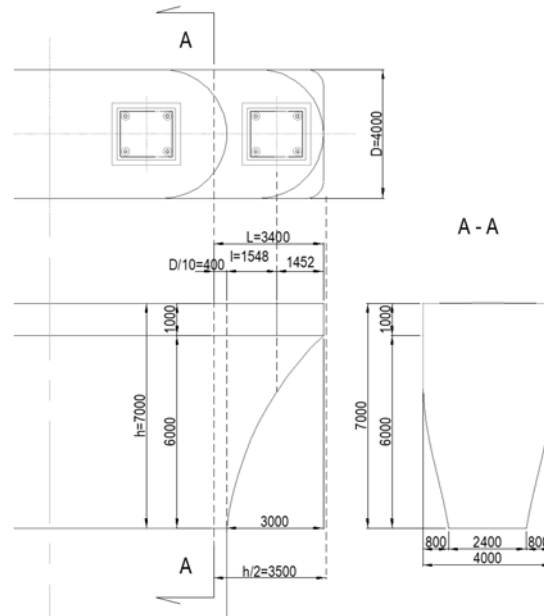
備考： σ_c : コンクリート圧縮応力度 σ_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度
 σ_s : 鉄筋引張応力度 σ_{sa} : 鉄筋許容引張応力度
 τ_m : 平均せん断応力度 τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度
 τ_{a2} : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度
Aw: せん断補強鉄筋量 Awreq: $\tau_{a1} < \tau_m$ の場合の必要せん断補強鉄筋量

出典: JICA 調査団

(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 4.3.72 梁の断面設計位置

2) 設計荷重

梁部材の設計荷重は各橋脚で下記のように整理される。P14~P19 の梁設計においては、荷重状態ごとに最大となる荷重にて設計を行い、施工性を考え配筋は全橋脚で共通とする。

表 4.3.47 梁部材の設計荷重

荷重状態	荷重	P14	P15	P16	P17	P18	P19
鉛直荷重							
常時（死荷重+活荷重）	死荷重（G1 桁）	6,100	5,100	5,500	5,400	5,200	5,800
	活荷重+衝撃考慮（G1 桁）	2,100	2,000	2,100	2,100	2,000	2,000
	梁自重	1,578	1,578	1,578	1,578	1,578	1,578
	合計	9,778	8,678	9,178	9,078	8,778	9,378
地震時（死荷重+地震による影響）	死荷重（G1 桁）	6,100	5,100	5,500	5,400	5,200	5,800
	梁自重	1,578	1,578	1,578	1,578	1,578	1,578
	上部工反力（地震時慣性力）による鉛直地震力*1	1,400	1,200	1,200	1,200	1,200	1,300
	合計	9,078	7,878	8,278	8,178	7,978	8,678
橋軸直角方向荷重							
地震時	上部工慣性力	2,400	2,100	2,200	2,100	2,100	2,300
橋軸方向荷重							
温度変化による影響	温度変化による水平力	1,400	500	300	300	800	1,500
地震時	梁自重に作用する慣性力	473	473	473	473	473	473
	上部工に作用する慣性力	1,800	1,800	1,900	1,900	2,000	2,000
	合計	2,273	2,273	2,373	2,373	2,473	2,473

備考：*1：道路橋示方書 2012 V 耐震設計編 15.4 に基づき計算

出典：JICA 調査団

3) 設計条件

- 鉄筋材質： D345（主鉄筋、スターラップ）
- コンクリート設計基準強度： 30/mm²

4) 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 4.3.73 梁の配筋図

5) 鉄筋量の照査（鉛直荷重）

梁自重、直角方向水平反力（地震時慣性力）、上部工鉛直反力により生じる設計引張力に対して上面引張鉄筋、側面用心鉄筋それぞれについて鉄筋量を照査し、その照査結果を下表に示す。

表 4.3.48 鉄筋量に対する照査

照査項目	単位	常時(死荷重)	常時(死荷重&活荷重)	地震時
設計引張力 (T)	kN	2,454.8	3,161.0	5,325.6
許容引張応力度 (σ_{sa})	N/mm ²	100.00	180.00	300.00
上面引張鉄筋 使用量 (Asu)	mm ²	Asu ≥ AsuReq OK	Asu ≥ AsuReq OK	Asu ≥ AsuReq OK
必要量 (AsuReq*1)		30,973.80	30,973.80	30,973.80
側面用心鉄筋 使用量 (Ass)	mm ²	Ass ≥ AssReq OK	Ass ≥ AssReq OK	Ass ≥ AssReq OK
側面用心鉄筋 (AssReq*2)		24,547.28	17,561.19	17,751.95
		17,806.60	17,806.60	17,806.60
		12,389.52	12,389.52	12,389.52

備考: *1: $AsuReq = 1000 \cdot T / \sigma_{sa}$

*2: $AssReq = 0.4 \cdot Asu$

出典: JICA 調査団

6) 曲げモーメントに対する照査

梁付け根位置の照査断面において温度変化の影響を受けるケースと地震時について、曲げモーメントに対して照査を行う。その結果を下表に示す。

表 4.3.49 曲げモーメントに対する照査

項目	単位	温度変化による影響	地震時
曲げモーメント (M)	kN.m	2,922 (= 1,500 kN x 1.948 m)	4,597 (= 473 kN x 1.48 m + 2000 kN x 1.948 m)
圧縮縁～中立軸 x	mm	538	538
圧縮応力度 σ_c	N/mm ²	$0.86 < \sigma_{ca}$	$1.36 < \sigma_{ca}$
引張応力度 σ_s	N/mm ²	$80.88 < \sigma_{sa}$	$127.23 < \sigma_{sa}$
割増係数 α	-	1.15	1.50
許容圧縮応力度 σ_{ca}	N/mm ²	11.50	15.00
許容引張応力度 σ_{sa}	N/mm ²	207.00	300.00

出典: JICA 調査団

7) せん断力に対する照査

梁付け根位置の照査断面において温度変化による影響を受けるケースと地震時について、せん断力に対して照査を行う。その結果を下表に示す。なお、せん断補強鉄筋（スターラップ）は、設計計算上必要でないが、最小鉄筋量として約 0.2%相当を配筋した。

表 4.3.50 せん断力に対する照査

項目	単位	温度変化による影響	地震時
断面力			
せん断力(S)	kN	1,500	2,474
曲げモーメント (M)	kN.m	2,922	4,597
有効高(d)	mm	3,645	3,645
有効高の変化を考慮したせん断力(Sh)*1	kN	1,500	2,474
割増係数(α)	-	1.15	1.50
引張主鉄筋比(pt)*2	%	0.050	0.050
有効高 d に関する許容せん断応力度の補正係数(ce)	-	0.668	0.668
引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数(cpt)	-	0.601	0.601
τ _m	N/mm ²	0.067 <	0.111 <
τ _{a1}	N/mm ²	0.115	0.148
τ _{a2}	N/mm ²	2.185	2.850
せん断補強鉄筋			
使用量 Aw	mm ²	774.2	774.2
必要量 AwReq	mm ²	0.0	0.0

備考: *1: $Sh=M-M/d \times (\tan \beta + \tan \gamma)$, β and $\gamma = \text{zero in this case}$ *2: $pt=As/(b \times d)$

出典: JICA 調査団

8) 橋座面の照査

a) 桁かかり長 (P13、P20)

桁端部から下部構造の頂部の縁端までの上部構造の長さとして定義される桁かかり長は、道路橋示方書に示される下式の必要桁かかり長 (S_{EM}) 以上を確保する。

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \times \text{支間長 (m)}$$

表 4.3.51 桁かかり長に対する照査

橋脚番号	P13	P20
支間長	110.8m	103.1m
必要桁かかり長 (S _{EM})	1.254m	1.216m
桁かかり長	3.550m	2.150m
照査結果	OK	OK

出典: JICA 調査団

b) 支承縁端距離

支承のアンカーボルトと下部構造頂部縁端との間の距離として定義される支承縁端距離 (S) は、道路橋示方書に示される下式を満たすように設定する必要がある。

$$S \geq 0.2 + 0.005 \times \text{支間長 (m)}$$

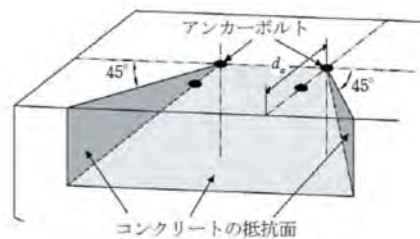
表 4.3.52 支承縁端距離に対する照査

橋脚番号	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20
支間長	110.8m	112m	112m	112m	112m	112m	112m	103.1m
最少支承縁端距離	0.754m	0.76m	0.76m	0.76m	0.76m	0.76m	0.76m	0.72m
支承縁端距離 (S)	1.157m	0.802m	0.802m	0.802m	0.802m	0.802m	0.802m	0.757m
照査結果	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

出典: JICA 調査団

c) 橋座部の耐力

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し、橋座部のコンクリートが破壊した場合には、桁の沈下や落橋につながる可能性がある。そのため、橋座部が十分な耐力を有するように設計する。水平力に対するコンクリートの抵抗面は下図に示すように背面側のアンカーボルト中心から側方及び下方へ 45 度の広がり を考慮した 3 つの面を考慮し、また橋軸方向に水平に配筋された鉄筋のうち、抵抗面にまたがる補強鉄筋による負担分も考慮できる。



出典: JSBH

図 4.3.74 コンクリートの抵抗面積

水平力に対する橋座部の耐力照査は、下の通りである。

$$P_{bs} = P_c + P_s \quad (P_c \geq P_s), P_{bs} \geq \text{地震時水平力 (} P_h \text{ (N))}$$

ここに、

- P_{bs} : 橋座部の耐力 (N)
補強鉄筋の負担分が橋座部の耐力の 5 割程度以下となるようにする。
- P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)
 $P_c = (\alpha \cdot 0.32 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c) / 1000.0$
- P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)
 $P_s = \sum \{ \beta \cdot (1 - h_i / d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \} / 1000.0$
- α : コンクリートの負担分を算出するための係数
- σ_n : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)
- A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)
- β : 補強鉄筋の負担分に関する補正係数 (0.5)
- h_i : i 番目の補強鉄筋の橋座面からの距離(m)
- d_a : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離(m)
- σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏点(N/mm²)
- A_{si} : i 番目の補強鉄筋の断面積(mm²)

照査結果を下表に示す。

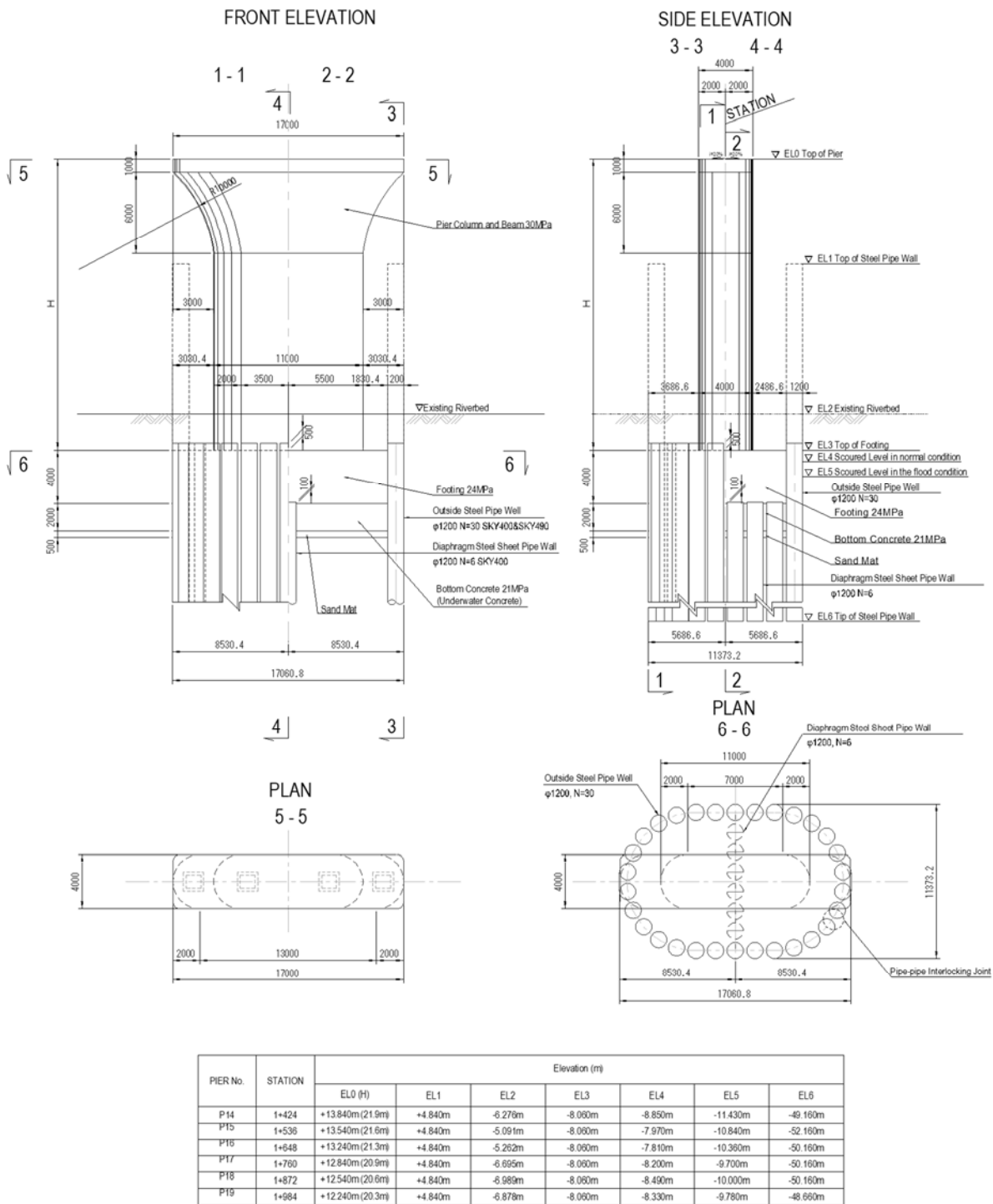
表 4.3.53 橋座部耐力対する照査

橋脚番号	P19	
	G1、G4	G2、G3
桁	G1、G4	G2、G3
地震時水平力 Ph (kN)/支承	2,000	2,000
コンクリートの抵抗面積 A _c (mm ²)	5,901,000	14,771,000
鉛直力による支承下面の支圧応力度 σ_n (N/mm ²)	2.50	2.53
コンクリートの負担分を算出するための係数 α	0.30	0.30
コンクリートの負担する耐力 P _c (kN)	3,050	7,700
補強鉄筋の負担する耐力 P _s (kN)	2,090	3,140
橋座部の耐力 P _{bs} (kN)	5,140	10,840
判定 (P _{bs} ≥ Ph)	OK	OK

出典: JICA 調査団

4.3.5.4 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。



出典: JICA 調査団

図 4.3.75 P14-P19 下部工構造図

4.3.5.5 下部構造の主要項目の数量

鋼床版箱桁橋下部構造の主要材料数量について下表にとりまとめた。

表 4.3.54 下部構造の主要材料数量

項目	P14	P15	P16	P17	P18	P19	合計
鋼管矢板(トン)							
本体部分	629.6 t	673.8 t	644.4 t	644.4 t	644.4 t	622.3 t	3,858.8 t
仮締切部分	193.3 t	193.3 t	193.3 t	193.3 t	193.3 t	193.3 t	1,159.8 t
コンクリート (m ³)							
24MPa	493 m ³	493 m ³	493 m ³	493 m ³	493 m ³	493 m ³	2,958 m ³
30MPa	971 m ³	958 m ³	946 m ³	930 m ³	917 m ³	905 m ³	5,627 m ³
鉄筋(トン)							
D13-D32	95.0 t	95.0 t	95.0 t	95.0 t	95.0 t	95.0 t	570.0 t
D38-D51	99.6 t	97.5 t	96.7 t	95.7 t	94.9 t	95.4 t	579.7 t

出典: JICA 調査団

4.3.6 下部工の詳細設計 (3径間鋼床版箱桁橋)

(1) 設計基準、規格

7径間と同じ設計基準と規格を適用する。

(2) 構造解析ソフトウェア

7径間と同じ構造解析ソフトウェアを使用する。

(3) 材料

- コンクリート : $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ [橋脚柱・梁]
: $\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ [頂版]
: $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ [底版コンクリート、鋼管充填コンクリート]
- 鉄筋 : SD345 [全ての構造部材用]
- 鉄筋スタッド : SD345 [鋼管矢板と頂版の結合用]
- 鋼管矢板 : SKY400, SKY490
腐食代 2.0mm/100年間
- 鋼管継手管 : STK400 $\phi 165.2 \times t11$

(4) 設計土質条件

3径間鋼床版箱桁橋区間では、詳細設計時に2本のボーリング調査が実施された。ボーリング位

置は P6 については基礎中心から約 26m の位置である。

表 4.3.55 3 径間鋼床版箱桁橋区間でのボーリング調査

橋脚	ボーリング番号	ボーリング位置
P6	No.BD-18 (D/D)	基礎中心から 26m
P7	No.BD-13 (D/D)	基礎中心

出典: JICA 調査団

7 径間鋼床版箱桁橋と同様液状化が生じるリスクがあるため液状化の判定を行い、結果に応じて土質定数に低減係数を考慮した。

(5) 荷重と荷重の組み合わせ

1) 荷重

7 径間と同様な荷重を考慮する。

2) 荷重の組み合わせ

7 径間と同様な荷重の組み合わせを考慮する。船舶衝突時については下表の通りである。

表 4.3.56 基礎と橋脚柱設計用の荷重の組み合わせと許容応力度の割増係数

荷重組合せ		設計水位 (MSL+m)		流水圧 (流速 m/s)	洗掘	許容応力度 の割増係数
D.	常時 + 船舶衝突荷重 P6、P7	大潮満潮時	3.18m	考慮なし	洗掘なし	1.5
					最大洗掘深の 1/2	

出典: JICA 調査団

3) 下部工設計用反力

上部工から下部工への死荷重と衝撃有無別の活荷重反力、温度変化により生じる水平力につき掛違い橋脚 P5、P10 も含め下表に整理する。

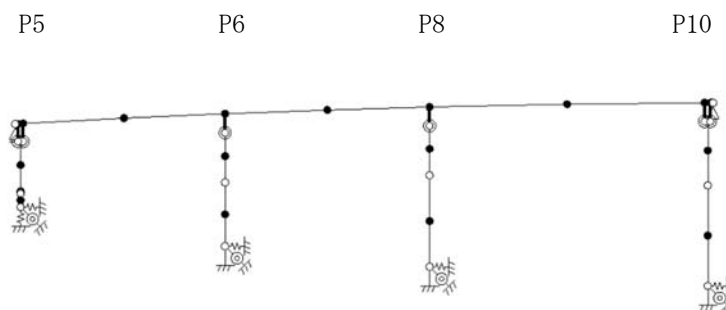
表 4.3.57 下部工設計用反力

荷重	P5	P6	P7	P10
死荷重	7,200	16,700	21,400	9,000
活荷重 + 衝撃	2,700	4,700	5,400	2,900
ΣD+L+I	9,900	21,400	26,800	11,900
死荷重	7,200	16,700	21,400	9,000
活荷重	2,500	4,500	5,200	2,700
ΣD+L	9,700	21,200	26,600	11,700
温度変化 (±15℃) による水平力	400	200	200	500

備考: - 掛け違い橋脚 P5、P10 の値は、3 径間鋼床版箱桁橋からの反力で隣接橋のものは含んでいない。

出典: JICA 調査団

3 径間連続橋でありゴム支承による地震時水平力分散構造を採用しているため、各橋脚が支持する上部構造部分の分担重量を下図に示す骨組み解析モデルにて求めた。



出典: JICA 調査団

図 4.3.76 骨組み解析モデル

分担重量計算結果を下表に示す。

表 4.3.58 分担重量

項目	P5	P6	P7	P10
橋軸方向				
- 分担重量 (kN)	12,800	15,300	14,500	11,800
- 固有周期 (秒)	1.60(s)			
橋軸直角方向				
- 分担重量 (kN)	6,700	16,300	23,100	8,400
- 固有周期 (秒)	0.28(s)	0.38(s)	0.45(s)	0.51(s)
	固有周期の最大値と最小値の比が 1.5 以上のため、複数下部構造として算定する。 0.45(s)			

備考: 掛け違い橋脚 P5、P10 の値は、3 径間鋼床版箱桁橋からの分担重量で隣接橋のものは含んでいない。

出典: JICA 調査団

4.3.6.2 SPSP 基礎の設計

(1) 設計計算の流れ

SPSP 基礎の設計計算の流れは 7 径間鋼床版箱桁橋と同じである。

(2) 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.=-2.39m) に突出しないことも考慮する。

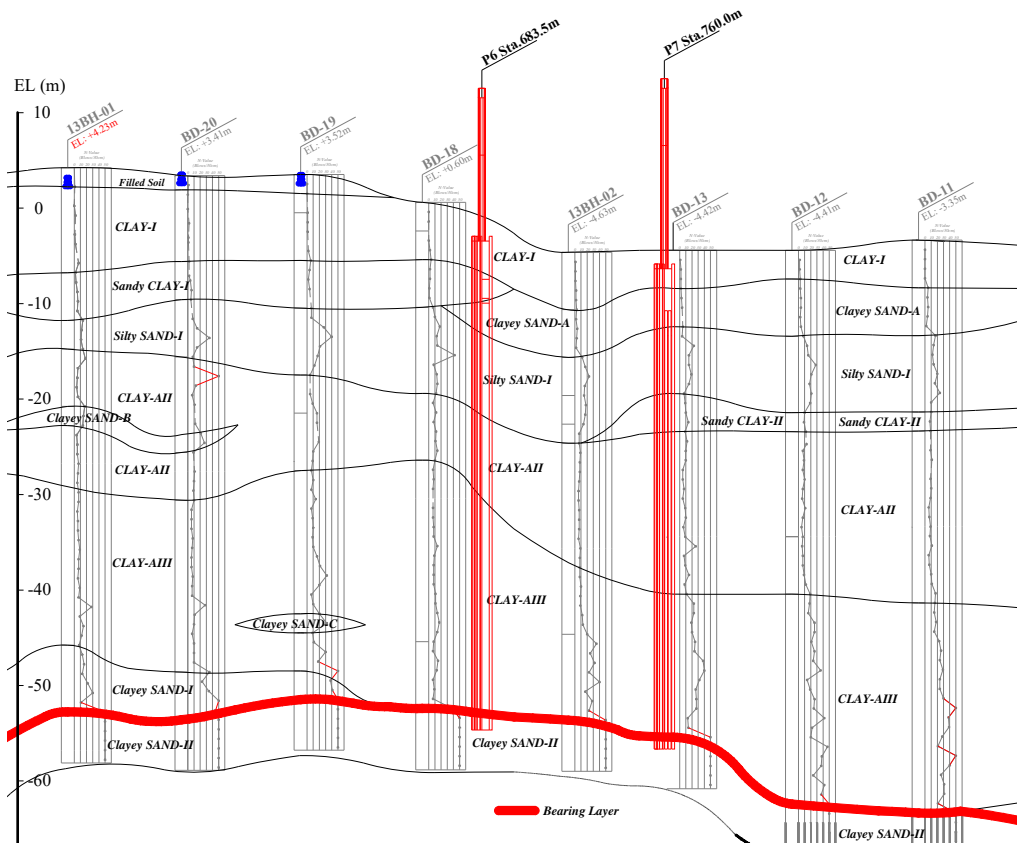
表 4.3.59 頂版高さの設定

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

(3) 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 4.3.77 土層図と杭配置

(4) 設計モデル

3 径間鋼床版箱桁橋の SPSP は、7 径間同様の通常の断面、規模であるため、鋼管矢板相互のせん断ずれ変形を考慮しない弾性床上の有限長ばりとして設計する。

表 4.3.60 SPSP 基礎の設計モデルの選定基準

橋脚	P6	P7
D(m)	21.7	20.1
L/D	2.37	2.50
βL_e	1.46	1.45

D(m): 基礎の側面基礎幅 D(m)もしくは前面基礎幅 B(m)の長い方

L(m): 井筒部基礎長

Le(m): 井筒部の有効根入れ長

β (1/m): 基礎の特性

出典: JICA 調査団

(5) 設計外力

SPSP 基礎の設計は、設計外力 (V_0 、 H_0 、 M_0) 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 4.3.61 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)
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

(6) 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 4.3.62 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 4.3.63 変位の照査

単位：cm

橋脚	項目	地震時*1		
		変位*2	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

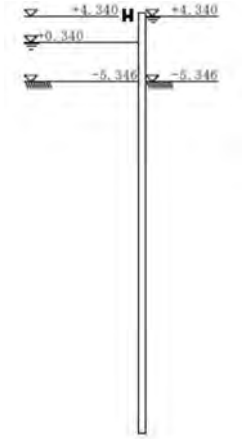
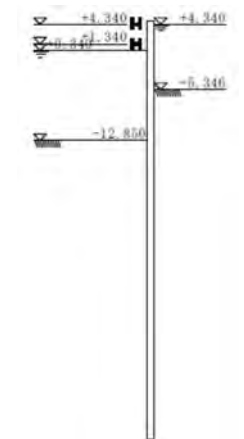
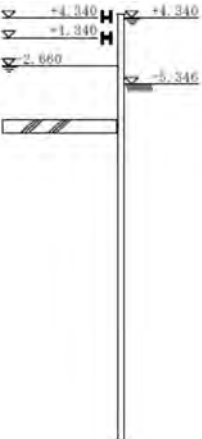
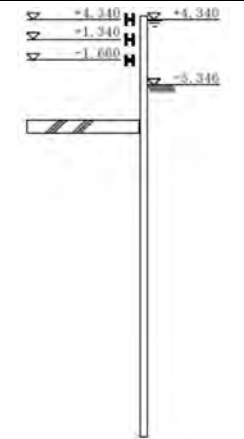
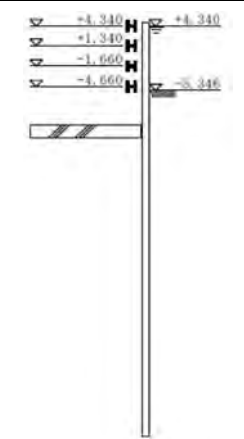
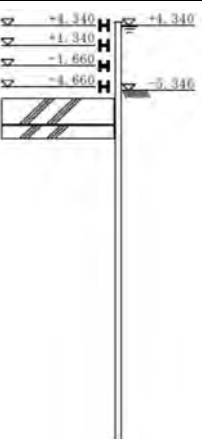
出典: JICA 調査団

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。

a) 仮締切時の施工順序

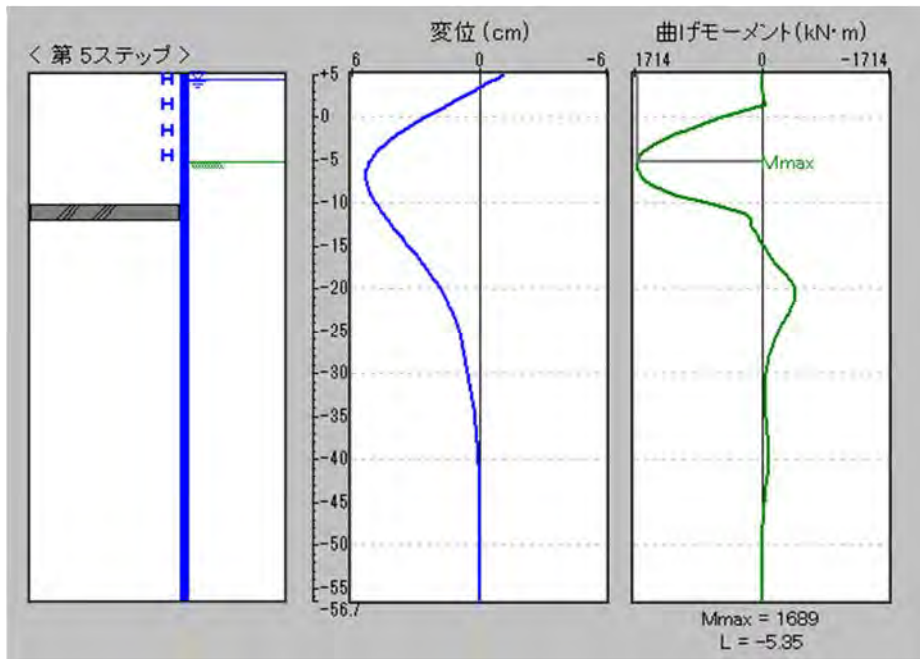
掘削・水替え時の応力と残留応力を比較的小さく抑えることができる水中・気中掘削併用方式を想定し、設計を行う。P14 での仮締切時の施工手順を下図に示すが、他の橋脚においても同様の手順となる。

<p>概要図</p>			
<p>作業内容</p>	<p>ステップ1：1段目支保工（導枠兼用）を設置し、EL+0.34mまで排水</p>	<p>ステップ2：2段目支保工を設置し、EL-12.85mまで掘削</p>	<p>ステップ3：底版コンクリート（水中コンクリート）を打設し、EL-2.66mまで排水</p>
<p>概要図</p>			
<p>作業内容</p>	<p>ステップ4：3段目支保工を設置し、井筒内をドライアップ</p>	<p>ステップ5：4段目支保工を設置</p>	<p>ステップ6：頂版の施工</p>

出典：JICA 調査団

図 4.3.78 水中空中掘削併用方式による施工順序(P7のケース)

頂版コンクリート打設前の段階（ステップ5）での鋼管に生じている応力が残留応力として考慮される。その時の鋼管矢板の変位と曲げモーメント図を下図に示す。最下段の支保工と底版コンクリートの間にてモーメントによる変位が最大となる。

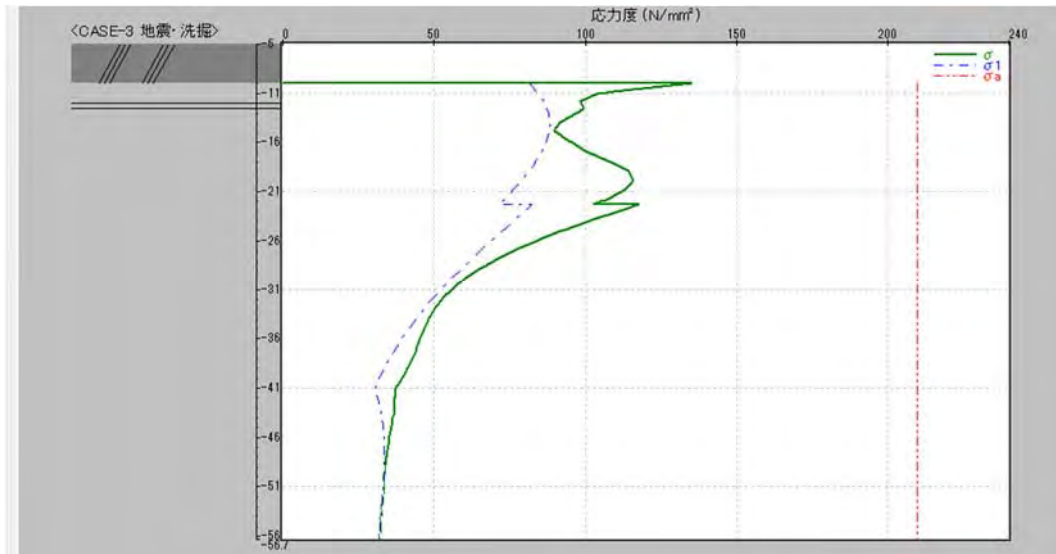


出典: JICA 調査団

図 4.3.79 残留応力考慮時の鋼管矢板に生じる変位と曲げモーメント(P7のケース)

b) 合成応力度

下図は P7 におけるレベル 1 地震時の合成応力が割増された許容応力度内であることを示している。



備考: σ : 合成応力度 ($=\sigma_1+\sigma_2$), σ_1 : 完成後の設計外力による外周鋼管矢板の応力度、 σ_2 : 仮締切時の残留応力度、 σ_a : 外周鋼管矢板の許容応力度

出典: JICA 調査団

図 4.3.80 地震時の合成応力度(P7のケース)

常時と地震時における合成応力度の全橋脚の照査結果を下表にそれぞれ示す。

表 4.3.64 常時の合成応力度照査結果(SKY400 部材)

橋軸方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P6	-11.16	30.14	66.97	97.12<	140	OK
P7	-10.35	30.37	53.58	83.94<	140	OK

橋軸直角方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P6	-11.16	31.46	69.36	100.82<	140	OK
P7	-10.35	31.02	63.08	94.11<	140	OK

備考: *1: 常時(大潮の干潮時、洗掘考慮なし)

出典: JICA 調査団

表 4.3.65 地震時の合成応力度照査結果(SKY400 部材)

橋軸方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P6	-11.45	75.16	66.85	142.00<	210	OK
P7	-10.35	81.65	53.58	135.23<	210	OK

橋軸直角方向

橋脚	標高 MSL+m	$\sigma 1^{*1}$ (N/mm ²)	$\sigma 2$ (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	σa (N/mm ²)	照査結果
P6	-11.16	69.57	69.36	138.93<	210	OK
P7	-10.35	84.46	63.08	147.54<	210	OK

備考: *1: 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

(7) 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: $24/\text{mm}^2$
- 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。

表 4.3.66 頂版の応力度と鉄筋量による照査

橋軸方向

橋脚	照査項目	常時*1			地震時*2		
		応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果	応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果
P6	上面引張応力度	$\sigma_c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma_c: 0.95 <$	12	OK
		$\sigma_s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma_s: 90.63 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma_c: 1.41 <$	8	OK	$\sigma_c: 3.06 <$	12	OK
		$\sigma_s: 77.49 <$	160	OK	$\sigma_s: 167.85 <$	300	OK
鉄筋量	77.31 >	56.84	OK	77.31 >	65.67	OK	
せん断応力度	$\tau_m: 0.26 <$	0.88	OK	$\tau_m: 0.54 <$	1.34	OK	
P7	上面引張応力度	$\sigma_c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma_c: 1.31 <$	12	OK
		$\sigma_s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma_s: 95.73 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma_c: 1.51 <$	8	OK	$\sigma_c: 3.64 <$	12	OK
		$\sigma_s: 70.73 <$	160	OK	$\sigma_s: 170.30 <$	300	OK
鉄筋量	98.72 >	63.03	OK	98.72 >	80.94	OK	
せん断応力度	$\tau_m: 0.28 <$	0.96	OK	$\tau_m: 0.66 <$	1.45	OK	

備考：単位は、応力度の場合 N/mm²、鉄筋量の場合 cm²

橋軸直角方向

橋脚	照査項目	常時 ^{*1}			地震時 ^{*2}		
		応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果	応力度/ 鉄筋量	許容応力度/ 所用鉄筋量	照査 結果
P6	上面引張応力度	$\sigma_c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma_c: 0.25 <$	12	OK
		$\sigma_s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma_s: 21.51 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma_c: 1.73 <$	8	OK	$\sigma_c: 3.06 <$	12	OK
		$\sigma_s: 92.56 <$	160	OK	$\sigma_s: 163.70 <$	300	OK
鉄筋量	81.53 >	72.19	OK	81.53 >	68.09	OK	
	せん断応力度	$\tau_m: 0.26 <$	0.84	OK	$\tau_m: 0.45 <$	1.28	OK
P7	上面引張応力度	$\sigma_c: 0.00 <$	8	OK	$\sigma_c: 1.66 <$	12	OK
		$\sigma_s: 0.00 <$	160	OK	$\sigma_s: 117.85 <$	300	OK
	下面引張応力度	$\sigma_c: 1.93 <$	8	OK	$\sigma_c: 4.55 <$	12	OK
		$\sigma_s: 85.27 <$	160	OK	$\sigma_s: 200.69 <$	300	OK
鉄筋量	111.35 >	86.71	OK	111.35 >	108.83	OK	
	せん断応力度	$\tau_m: 0.28 <$	0.82	OK	$\tau_m: 0.63 <$	1.25	OK

備考：単位は、応力度の場合 N/mm^2 、鉄筋量の場合 cm^2

*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

2) 頂版と鋼管矢板の結合

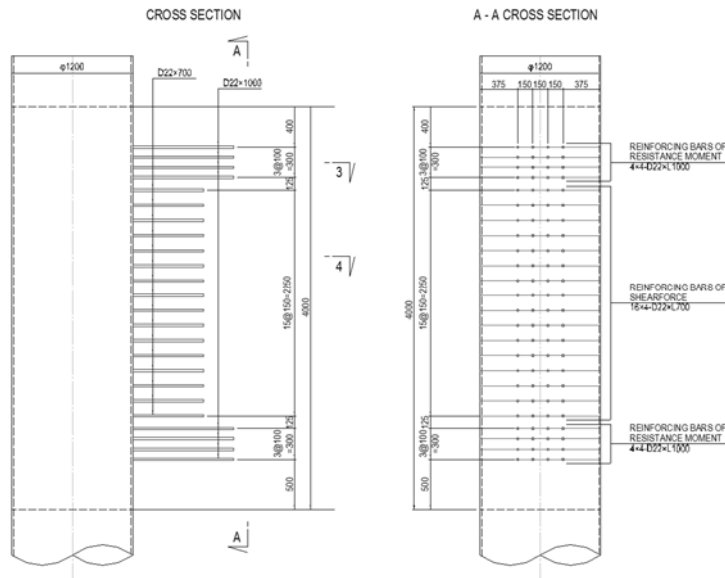
頂版と鋼管矢板を鉄筋スタッド方式にて結合することとし、モーメント鉄筋とせん断鉄筋の必要本数を計算する。

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： $24/mm^2$
- 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 4.3.81 鉄筋スタッドの配置図 (P7)

表 4.3.67 鋼管矢板と頂版の結合設計の照査

橋軸方向

橋脚	クリティカル荷重時	σ_s	σ_{sa}	nb nba	クリティカル荷重時	τ_s	τ_{sa}	ns nsa
P6	暴風時+ 温度変化	158.0<	216.0	16 ≥ 12	地震時	136.2<	180.0	56 ≥ 43
P7	暴風時+ 温度変化	166.2<	216.0	16 ≥ 13	地震時	140.5<	180.0	64 ≥ 50

橋軸直角方向

橋脚	クリティカル荷重時	σ_s	σ_{sa}	nb nba	クリティカル荷重時	τ_s	τ_{sa}	ns nsa
P6	暴風時	147.4<	200.0	16 ≥ 12	地震時	113.9<	180.0	56 ≥ 36
P7	暴風時	155.8<	200.0	16 ≥ 13	地震時	133.9<	180.0	64 ≥ 48

備考: σ_s : モーメントと水平力によるモーメント鉄筋の引張応力度(N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

nb: モーメント鉄筋本数 nba: モーメント鉄筋必要本数

τ_s : せん断鉄筋のせん断応力度(N/mm²)

τ_{sa} : 許容せん断応力度(N/mm²)

ns: せん断鉄筋本数 nsa: せん断鉄筋必要本数

出典: JICA 調査団

3) 頂版と杭頭の結合

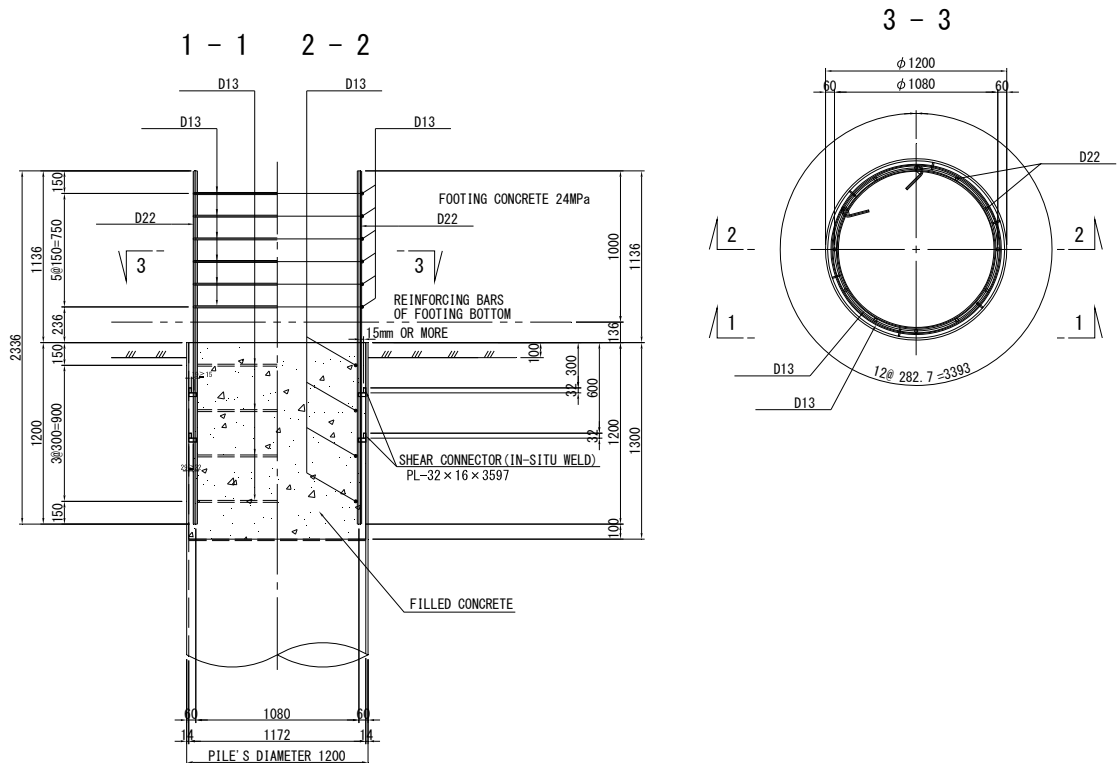
隔壁鋼管矢板の杭頭は頂版と鉄筋を定着させることで結合する。

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 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 4.3.82 隔壁鋼管矢板の杭頭結合詳細 (P7)

c) 鉄筋量と応力による照査

頂版と隔壁鋼管矢板の結合について設計上クリティカル荷重状態となる地震時の照査結果を下表に示す。

表 4.3.68 頂版と隔壁鋼管矢板の結合設計の照査

橋軸方向

橋脚	クリティカル荷重時	杭頭作用力		鉄筋量 (cm ²)	必要鉄筋量 (cm ²)	σ _s (N/mm ²)	σ _{sa} (N/mm ²)
		モーメント (KN.m)	軸力 (kN)				
P7	地震時	188.0	Min -18.0 Max 2178	46.5 >	13.3	92.95	300.0

出典: JICA 調査団

d) 杭頭補強鉄筋の必要定着長

杭頭補強鉄筋の定着長 L は、L0+10 x 鉄筋径より長くし、L=1,000mm とする。

$$L_0 = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \phi = 688\text{mm}$$

$$L \geq L_0 + 10 \times \phi = 908\text{mm}$$

σ_{sa}: 鉄筋の許容引張応力度 200.00(N/mm²)

τ_{sa}: 許容せん断応力度 1.600(N/mm²)

φ: 鉄筋径 22mm

4.3.6.3 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) 設計条件

- 鉄筋材質: D345 (主鉄筋、帯鉄筋)
- コンクリート設計基準強度: 30/mm²

3) 柱基部に作用する断面力

柱基部での断面力について、設計上クリティカルとなる地震時について下表に整理する。なお、地震時動水圧によるせん断力と曲げモーメントに考慮されている。

表 4.3.69 地震時に作用する断面力

荷重作用方向		鉛直力 V(kN)	せん断力 S(kN)	曲モーメント M(kN.m)
P6	橋軸方向	36,000	11,000	123,700
	橋軸直角方向	36,000	10,800	146,600
P7	橋軸方向	41,300	11,600	154,200
	橋軸直角方向	41,300	13,100	223,400

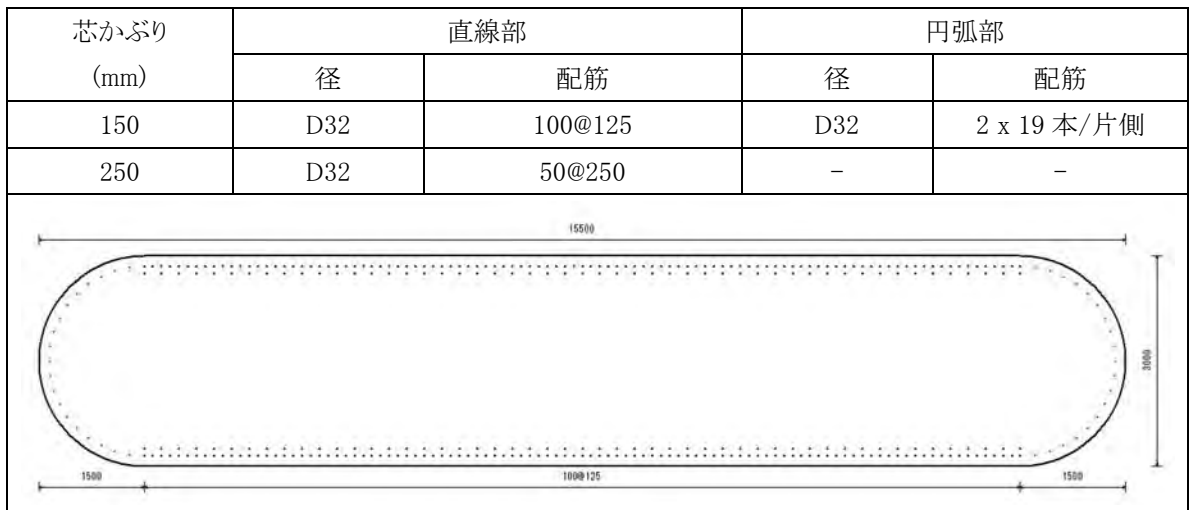
出典: JICA 調査団

4) 配筋

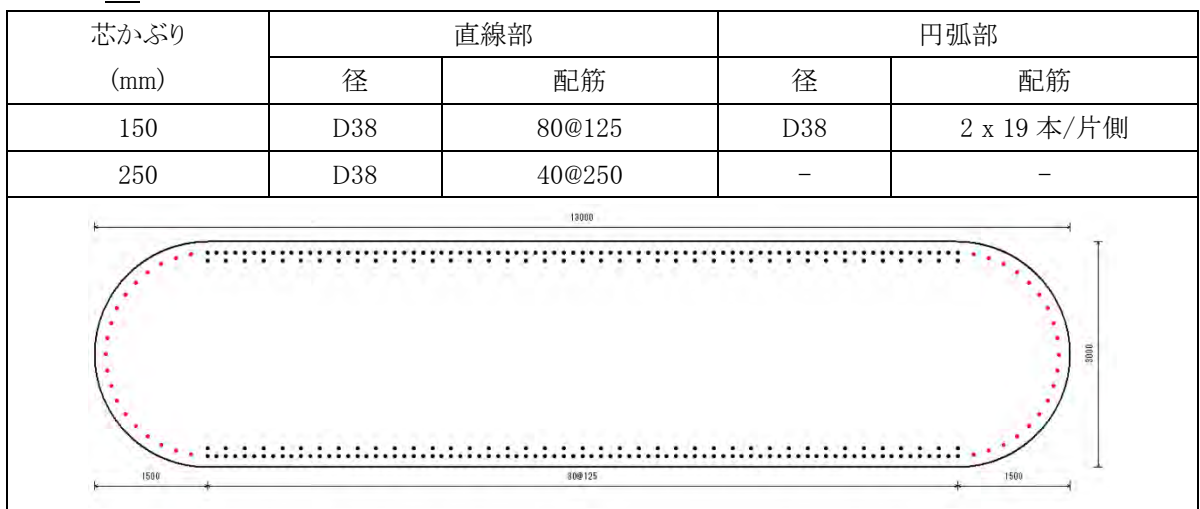
a) 主鉄筋

➤ 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



P7



出典: JICA 調査団

図 4.3.83 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

5) 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。

表 4.3.70 橋脚柱の応力による照査(地震時)

橋軸方向

橋脚	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		せん断応力度 (N/mm ²)		せん断補強鉄筋量 (mm ²)		照査結果
	σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	τ_m	τ_{a1}, τ_{a2}	Aw	Aw _{Req}	
P6	8.3<	15.0	249.4<	300.0	0.26<	0.28,2.85	4871.0>	0.0	OK
P7	10.7<	15.0	281.3<	300.0	0.33<	0.32,2.85	5032.0>	106.3	OK

橋軸直角方向

橋脚	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		せん断応力度 (N/mm ²)		せん断補強鉄筋量 (mm ²)		照査結果
	σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	τ_m	τ_{a1}, τ_{a2}	Aw	Aw _{Req}	
P6	2.2<	15.0	13.9<	300.0	0.25<	0.19,2.85	1146.0>	95.1	OK
P7	4.9<	15.0	77.4<	300.0	0.36<	0.21,2.85	1548.4>	244.5	OK

備考：σc: コンクリート圧縮応力度 σca: コンクリートの許容圧縮応力度

σs: 鉄筋引張応力度 σsa: 鉄筋許容引張応力度

τm: 平均せん断応力度 τa1: 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

τa2: 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度

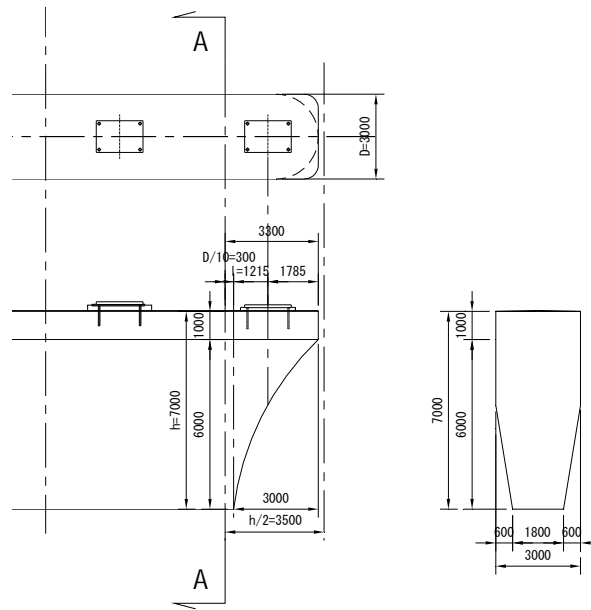
Aw: せん断補強鉄筋量 Awreq: τa1 <τm の場合の必要せん断補強鉄筋量

出典：JICA 調査団

(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載荷点でのせん断力の照査は行わない。



出典: JICA 調査団

図 4.3.84 梁の断面設計位置

2) 設計荷重

梁部材の設計荷重は各橋脚で下表となる。設計荷重に差があるため、各橋梁にて配筋を決める。

表 4.3.71 梁部材の設計荷重

荷重状態	荷重	P6		P7	
		G1	G4	G1	G4
鉛直荷重					
常時 (死荷重+活荷重)	死荷重(G1 桁)	4,000	4,800	5,700	6,000
	活荷重+衝撃考慮(G1 桁)	2,000	2,200	2,300	2,400
	梁自重	1,223	1,223	1,223	1,223
	合計	7,223	8,223	9,223	9,623
地震時(死荷重+地震による影響)	死荷重(G1 桁)	4,000	4,800	5,700	6,000
	梁自重	1,223	1,223	1,223	1,223
	上部工反力(地震時慣性力)による鉛直地震力*1	700	800	900	1,000
	合計	5,923	6,823	7,823	8,223
コーバルでの設計に考慮する地震時追加荷重	上部工慣性力	1,300	1,300	1,800	1,800
	梁に作用する慣性力	400	400	400	400
	合計	1,700	1,700	2,200	2,200
橋軸方向荷重					
温度変化による影響	温度変化による水平力	100	100	100	100
地震時	梁自重に作用する慣性力	1,200	1,200	1,100	1,100
	上部工に作用する慣性力	400	400	400	400
	合計	1,600	1,600	1,500	1,500

備考:*1:道路橋示方書 2012 V 耐震設計編 15.4 に基づき計算

出典: JICA 調査団

3) 設計条件

- 鉄筋材質： D345 (主鉄筋、スターラップ)
- コンクリート設計基準強度： 30/mm²

4) 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 4.3.85 梁の配筋図

5) 鉄筋量の照査（鉛直荷重）

梁自重、直角方向水平反力（地震時慣性力）、上部工鉛直反力により生じる設計引張力に対して上面引張鉄筋、側面用心鉄筋それぞれについて鉄筋量を照査し、その照査結果を下表に示す。

表 4.3.72 鉄筋量に対する照査

P6

照査項目	単位	常時(死荷重)	常時(死荷重&活荷重)	地震時
設計引張力 (T)	kN	1,604.1	2,196.0	3,519.3
許容引張応力度 (σ_{sa})	N/mm ²	100.00	180.00	300.00
上面引張鉄筋 使用量 (Asu)	mm ²	Asu ≥ AsuReq OK 19,272.00	Asu ≥ AsuReq OK 19,272.00	Asu ≥ AsuReq OK 19,272.00
必要量 (AsuReq ^{*1})		16,041.00	12,199.73	11,731.07
側面用心鉄筋 使用量 (Ass)	mm ²	Ass ≥ AssReq OK 9,135.00	Ass ≥ AssReq OK 9,135.00	Ass ≥ AssReq OK 9,135.00
側面用心鉄筋 (AssReq ^{*2})		7,708.80	7,708.80	7,708.80

P7

照査項目	単位	常時(死荷重)	常時(死荷重&活荷重)	地震時
設計引張力 (T)	kN	1,882.4	2,510.2	4,344.0
許容引張応力度 (σ_{sa})	N/mm ²	100.00	180.00	300.00
上面引張鉄筋 使用量 (Asu)	mm ²	Asu ≥ AsuReq OK 23,826.00	Asu ≥ AsuReq OK 23,826.00	Asu ≥ AsuReq OK 23,826.00
必要量 (AsuReq ^{*1})		18,823.80	13,945.64	14,479.93
側面用心鉄筋 使用量 (Ass)	mm ²	Ass ≥ AssReq OK 13,179.00	Ass ≥ AssReq OK 13,179.00	Ass ≥ AssReq OK 13,179.00
側面用心鉄筋 (AssReq ^{*2})		9,530.40	9,530.40	9,530.40

備考: *1: $AsuReq = 1000 \cdot T / \sigma_{sa}$

*2: $AssReq = 0.4 \cdot Asu$

出典: JICA 調査団

6) 曲げモーメントに対する照査

梁付け根位置の照査断面において温度変化の影響を受けるケースと地震時について、曲げモーメントに対して照査を行う。その結果を下表に示す。

表 4.3.73 曲げモーメントに対する照査

項目	単位	P6		P7	
		温度変化による影響	地震時	温度変化による影響	地震時
曲げモーメント(M)	kN.m	155.80	2,413.05	151.50	2,209.95
圧縮縁～中立軸 x	mm	340	340	391	391
圧縮応力度 σ_c	N/mm ²	$0.09 < \sigma_{ca}$	$1.34 < \sigma_{ca}$	$0.07 < \sigma_{ca}$	$1.05 < \sigma_{ca}$
引張応力度 σ_s	N/mm ²	$9.80 < \sigma_{sa}$	$151.75 < \sigma_{sa}$	$6.95 < \sigma_{sa}$	$101.34 < \sigma_{sa}$
割増係数 α	-	1.15	1.50	1.15	1.50
許容圧縮応力度 σ_{ca}	N/mm ²	11.50	15.00	11.50	15.00
許容引張応力度 σ_{sa}	N/mm ²	207.00	300.00	207.00	300.00

出典: JICA 調査団

7) せん断力に対する照査

梁付け根位置の照査断面において温度変化による影響を受けるケースと地震時について、せん断力に対して照査を行う。その結果を下表に示す。なお、せん断補強鉄筋（スターラップ）は、設計計算上必要でないが、最小鉄筋量として約 0.2%相当を配筋した。

表 4.3.74 せん断力に対する照査

項目	単位	P6		P7	
		温度変化による影響	地震時	温度変化による影響	地震時
断面力					
せん断力(S)	kN	100.00	1,566.89	100.00	1,466.89
曲げモーメント (M)	kN.m	155.80	2,413.05	151.50	2,209.95
有効高(d)	mm	2,732	2,732	2,735	2,735
有効高の変化を考慮したせん断力(Sh)*1	kN	100.00	1,566.89	100.00	1,466.89
割増係数(α)	-	1.15	1.50	1.15	1.50
引張主鉄筋比(pt)*2	%	0.038	0.038	0.052	0.052
有効高 d に関する許容せん断応力度の補正係数(ce)	-	0.740	0.740	0.740	0.740
引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数(cpt)	-	0.576	0.576	0.605	0.605
τ_m	N/mm ²	$0.006 <$	$0.092 <$	$0.006 <$	$0.086 <$
τ_{a1}	N/mm ²	0.123	0.158	0.129	0.166
τ_{a2}	N/mm ²	2.185	2.850	2.185	2.850
せん断補強鉄筋					
使用量 Aw	mm ²	573.0	573.0	573.0	573.0
必要量 AwReq	mm ²	0.0	0.0	0.0	0.0

備考: *1: $Sh=M-d \times (\tan \beta \tan \gamma)$, β and $\gamma = \text{zero in this case}$ *2: $pt=As/(b \times d)$

出典: JICA 調査団

8) 橋座面の照査

a) 桁かかり長 (P5、P10)

桁かかり長が必要桁かかり長 ($S_{EM} = 0.7 + 0.005 \times \text{支間長 (m)}$) 以上であることを照査した。

表 4.3.75 桁かかり長に対する照査

橋脚番号	P5	P10
支間長	75.6m	102.8m
必要桁かかり長 (S_{EM})	1.078m	1.214m
桁かかり長	2.150m	3.550m
照査結果	OK	OK

出典: JICA 調査団

b) 支承縁端距離

支承縁端距離 (S) が、道路橋示方書に規定される距離 ($0.2 + 0.005 \times \text{支間長 (m)}$) 以上であることを照査した。

表 4.3.76 支承縁端距離に対する照査

橋脚番号	P5	P6	P7	P10
支間長	75.6m	76.5m	102.8m	102.8m
最少支承縁端距離	0.578m	0.583m	0.714m	0.714m
支承縁端距離 (S)	0.620m	1.016m	1.040m	0.918m
照査結果	OK	OK	OK	OK

出典: JICA 調査団

c) 橋座部の耐力

7 径間鋼床版箱桁橋と同様、橋座部の耐力を照査し、その結果を下表に示す。

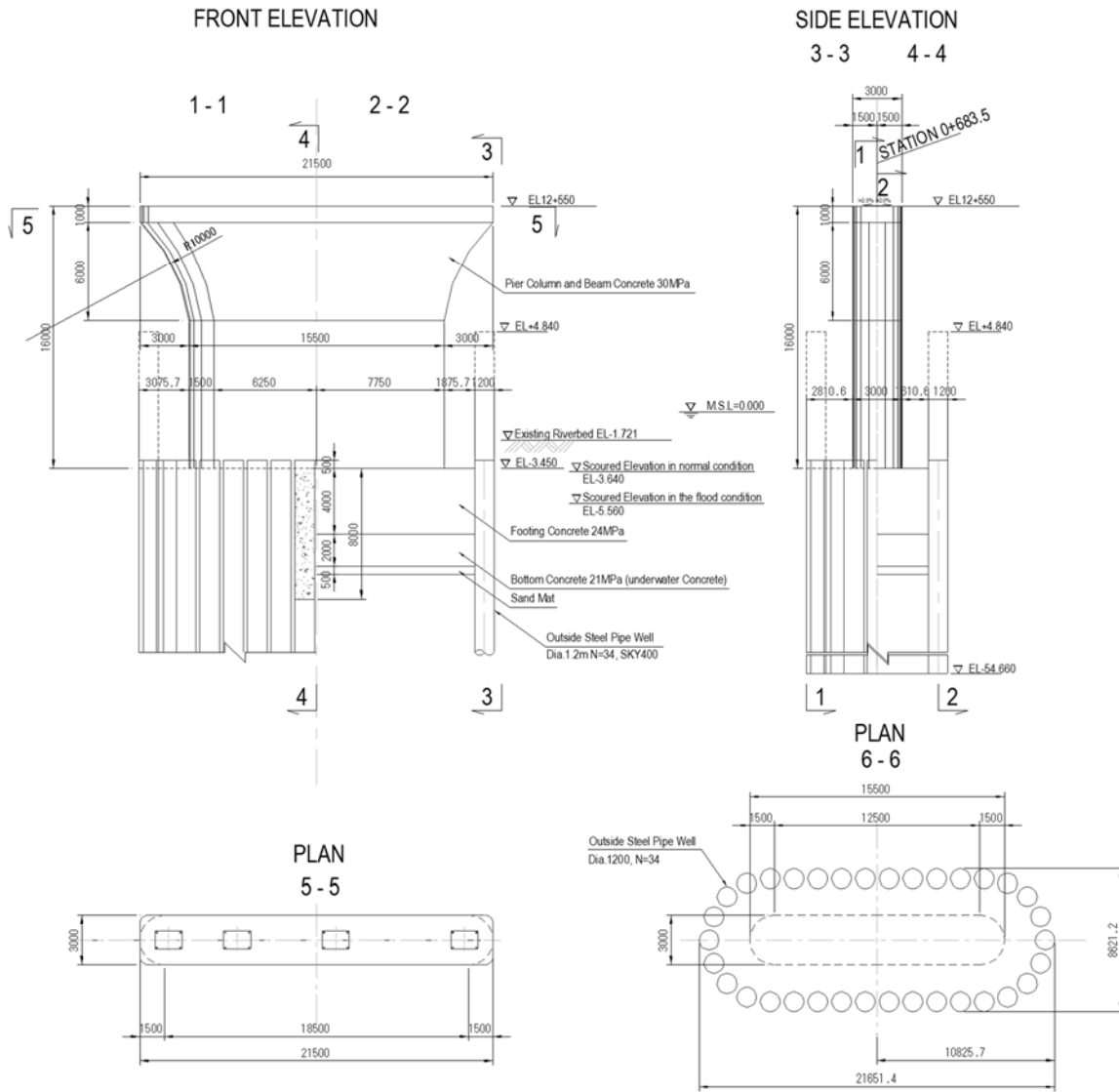
表 4.3.77 橋座部耐力に対する照査

橋脚番号	P6		P7	
	G1	G4	G1	G4
桁				
地震時水平力 P_h (kN)/支承	1,200	1,200	1,100	1,100
コンクリートの抵抗面積 A_c (mm ²)	6,657,000	8,218,000	6,234,000	8,330,000
鉛直力による支承下面の支圧応力度 σ_n (N/mm ²)	2.07	2.50	2.80	2.97
コンクリートの負担分を算出するための係数 α	0.27	0.30	0.31	0.32
コンクリートの負担する耐力 P_c (kN)	3,160	4,260	3,420	4,710
補強鉄筋の負担する耐力 P_s (kN)	1,890	1,890	1,790	1,980
橋座部の耐力 P_{bs} (kN)	5,050	6,150	5,210	6,690
判定 ($P_{bs} \geq P_h$)	OK	OK	OK	OK

出典: JICA 調査団

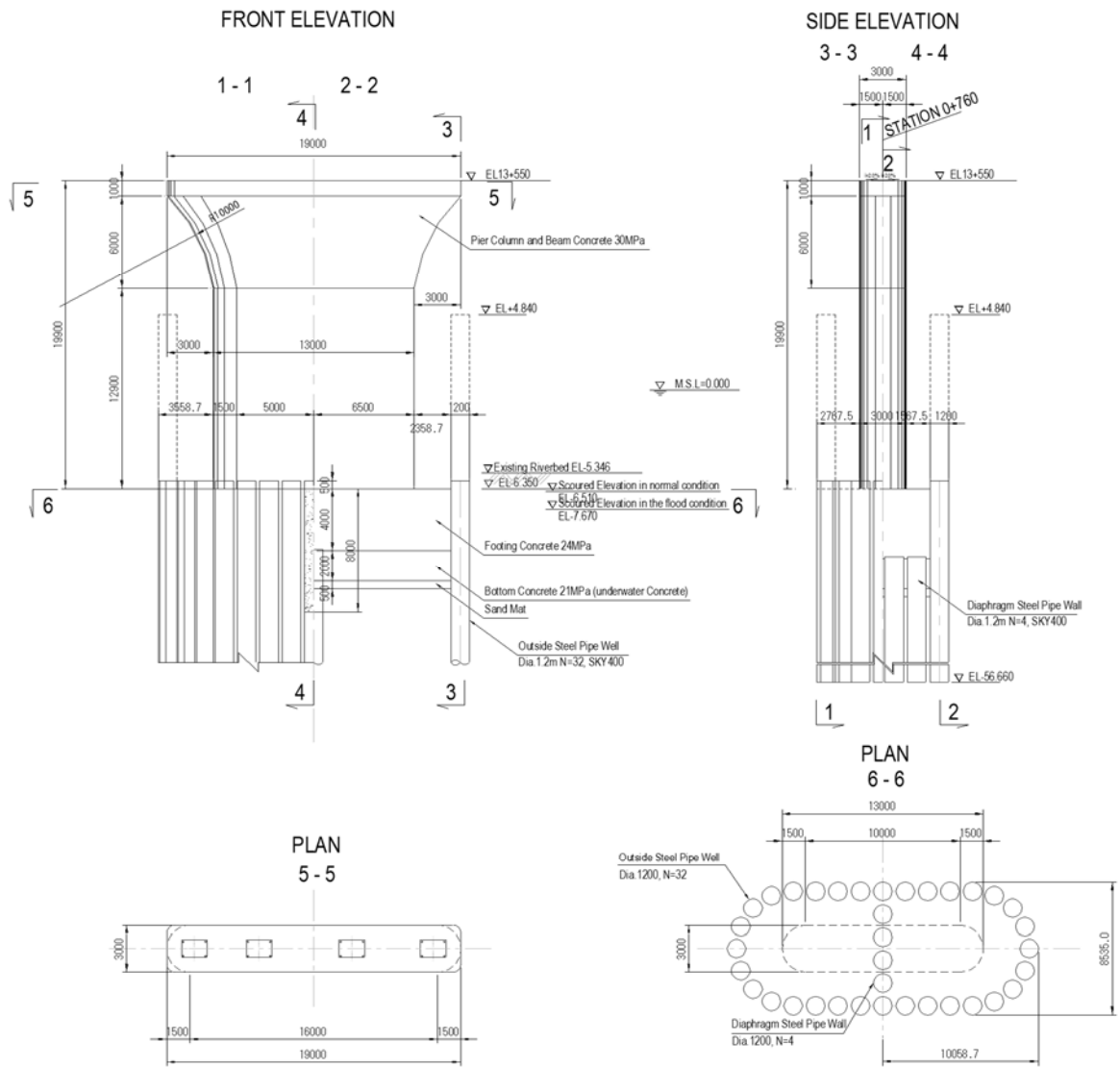
4.3.6.4 構造図

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 4.3.86 下部工構造図(P6)



出典: JICA 調査団

図 4.3.87 下部工構造図(P7)

4.3.6.5 下部構造の主要項目の数量

鋼床版箱桁橋下部構造の主要材料数量について下表にとりまとめた。

表 4.3.78 下部構造の主要材料数量

項目	P14	P15	合計
鋼管矢板(トン)			
本体部分	741.2t	772.1t	1,513.3t
仮締切部分	109.9t	165.9t	275.8t
コンクリート (m ³)			
24MPa	482.8m ³	436.4m ³	919.2m ³
30MPa	774.4m ³	797.5m ³	1,571.9m ³
鉄筋(トン)			
D13-D32	119.3t	76.2t	195.5t
D38-D51	0.0t	77.6t	77.6t

出典：JICA 調査団

4.3.7 橋梁付属物

4.3.7.1 支承（7径間鋼床版箱桁橋）

(1) 設計条件

a) 設計基準：

- 道路橋示方書 V耐震設計編 日本道路協会
- 道路橋支承便覧 日本道路協会

b) 設計温度変化幅：25°C±25°C

支承設置時の気温に関係なく施工できるよう最大△50°Cで設計を行う場合があるが、本橋梁は橋長が長く変位量が大きいため、変位調整をすることを想定し、±5°Cの施工誤差を考慮し△30°Cにて設計を行う。

c) 地盤種別：クラス III

d) 支持条件

表 4.3.79 支持条件

橋脚	支間長 L(m)	支承数 N(基)	支承支持条件		地盤種別
			橋軸	橋軸直角	
P13	---	4	可動	固定	Ⅲ種
P14	110.8	4	固定	固定	Ⅲ種
P15	112.0	4	固定	固定	Ⅲ種
P16	112.0	4	固定	固定	Ⅲ種
P17	112.0	4	固定	固定	Ⅲ種
P18	112.0	4	固定	固定	Ⅲ種
P19	112.0	4	固定	固定	Ⅲ種
P20	103.1	4	可動	固定	Ⅲ種

出典：JICA 調査団

e) 上部工反力

表 4.3.80 上部工反力

橋脚	最大反力 R_{max1} (kN)	回転照査反力 R_{max2} (kN)	応力振幅照査用		死荷重反力		最大活荷重 R_{imax} (kN)
			R_{max}' (kN)	R_{min}' (kN)	ΣR_d (kN/脚)	R_{dmax} (kN)	
P13	3178	3123	3178	1991	8561	2188	1031
P14	8070	7973	8070	5655	24252	6101	0
P15	7009	6941	7009	4563	20362	5137	0
P16	7442	7134	7442	4954	21503	5332	0
P17	7360	7092	7360	4885	21287	5293	0
P18	7176	6950	7176	4726	20731	5171	0
P19	7737	7653	7737	5377	23141	5826	0
P20	2913	2735	2913	1582	7455	1825	1010

出典：JICA 調査団

f) 水平反力

橋脚	橋軸方向		橋軸直角方向
	常時 (kN/脚)	L1 地震時 (kN/脚)	L1 地震時 (kN/脚)
P13	900	900	2,600
P14	10,800	7,000	7,300
P15	6,200	7,000	6,200
P16	2,400	7,300	6,500
P17	1,800	7,500	6,400
P18	6,200	7,700	6,300
P19	11,500	7,900	7,000
P20	800	800	2,300

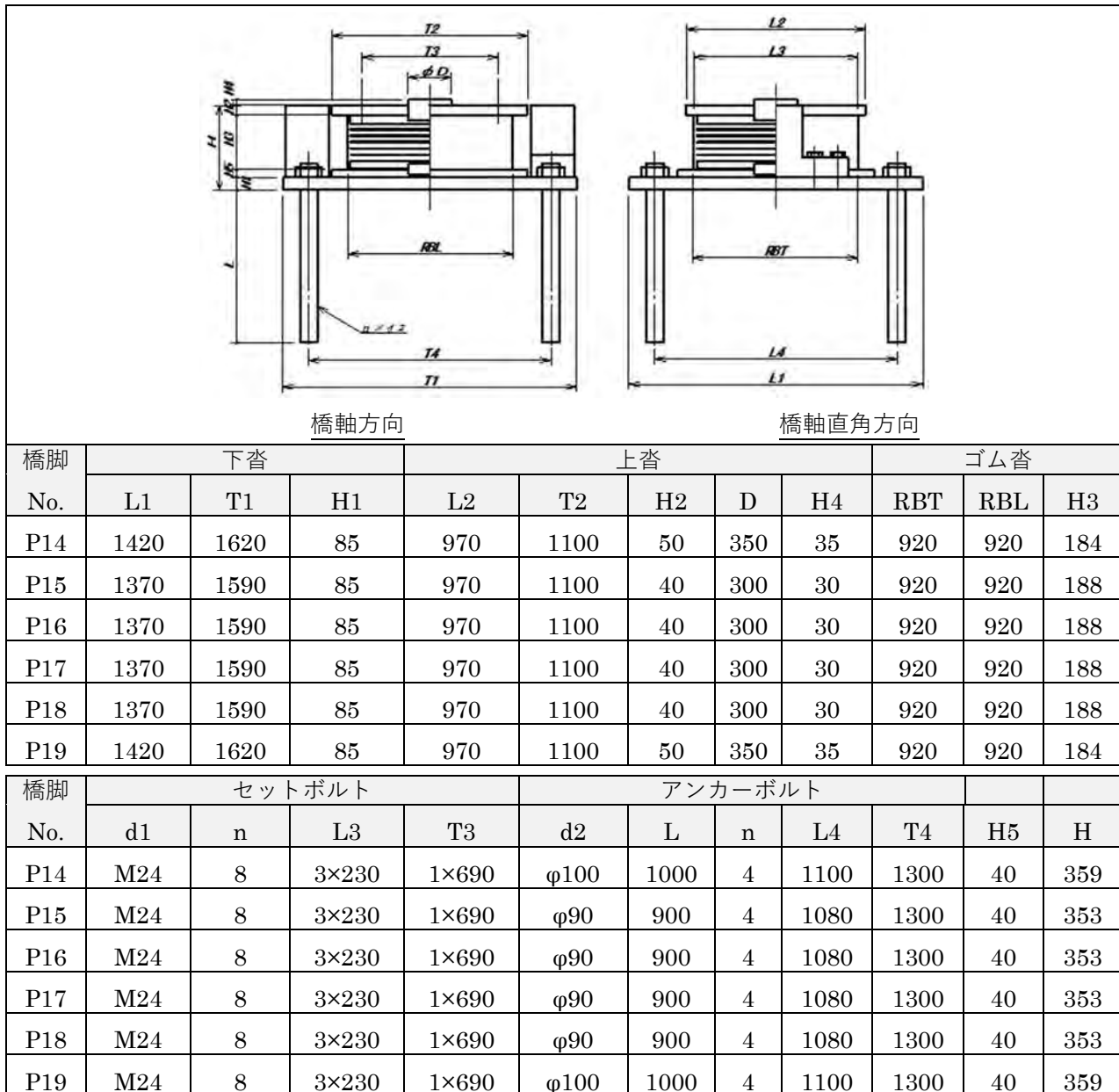
出典：JICA 調査団

g) 変位

掛違い橋脚の可動支承での設計変位は、温度変化 ($\Delta 30^{\circ}\text{C}$) による変位が最大となり P13 側で 130mm、P20 側で 120mm となる。

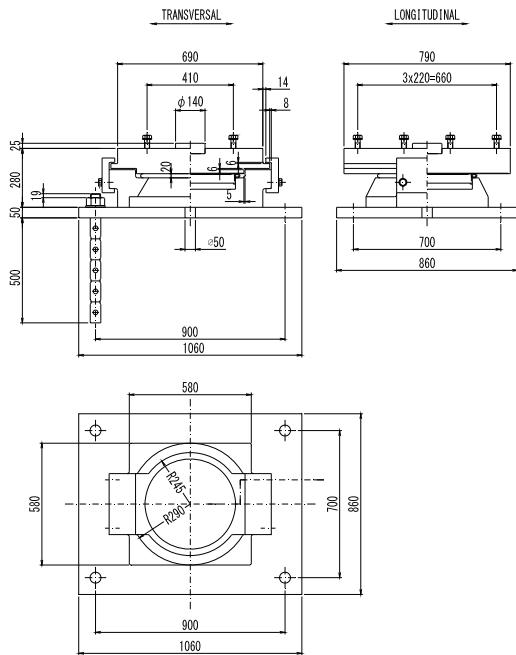
(2) 支承構造寸法

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



出典: JICA 調査団

P20

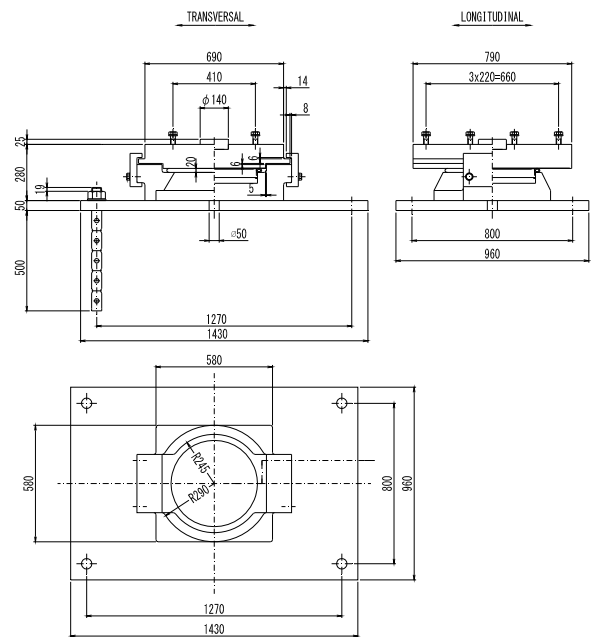


図 4.3.88 支承構造寸法図

4.3.7.2 支承（3径間鋼床版箱桁橋）

(1) 設計条件

a) 設計基準：7径間鋼床版箱桁橋と同じ

b) 設計温度変化幅：25°C ± 25°C

c) 地盤種別：クラス III

d) 設計水平震度：P5 及び P10 の支承は、耐震性能 2 を満たすことが要求されるが、落橋防止装置の設置の代替として設計水平震度 0.45（0.3 x 1.5 倍）にて設計を行う。

e) 支持条件

表 4.3.81 支持条件

橋脚	支間長 L(m)	支承数 N(基)	支承支持条件		地盤種別
			橋軸	橋軸直角	
P5	---	4		固定	III種
P6	75.6	4		固定	III種
P7	76.5	4		固定	III種
P10	102.8	4		固定	III種

出典: JICA 調査団

f) 上部工反力

表 4.3.82 上部工反力

橋脚	最大反力 R _{max1} (kN)	回転照査反力 R _{max2} (kN)	応力振幅照査用		死荷重反力		最大活荷重 R _{lmax} (kN)
			R _{max} ' (kN)	R _{min} ' (kN)	Σ R _d (kN/脚)	R _{dmax} (kN)	
P5	3,400	2,100	3,200	1,300	7,200	2,100	1,400
P6	7,000	5,000	7,000	4,400	16,700	4,800	2,200
P7	8,400	6,200	8,000	5,100	21,400	6,000	2,400
P10	4,100	3,200	3,500	1,200	9,000	2,500	1,700

出典: JICA 調査団

g) 水平反力

3 径間鋼床版箱桁橋での支承設計に適用する温度変化による水平力は、設置時に設計温度変化幅の最大または最低温度で設置した場合でも構造上問題ないよう Δ50℃にて計算する。また、掛違い橋脚の支承では耐震性能 2 を満たすため、橋軸方向の地震時水平力は設計水平震度を 1.5 倍として求める。

表 4.3.83 上部工反力

橋脚	橋軸方向			橋軸直角方向	
	常時 (kN/脚)	L1 地震時		L1 地震時 (kN/脚)	設計水平震度
		(kN/脚)	設計水平震度		
P5	1,300	5,800	0.3 x 1.5	2,000	0.3
P6	600	4,600	0.3	4,900	0.3
P7	500	4,400	0.3	6,900	0.3
P10	1,400	5,300	0.3 x 1.5	2,500	0.3

出典: JICA 調査団

h) 設計変位

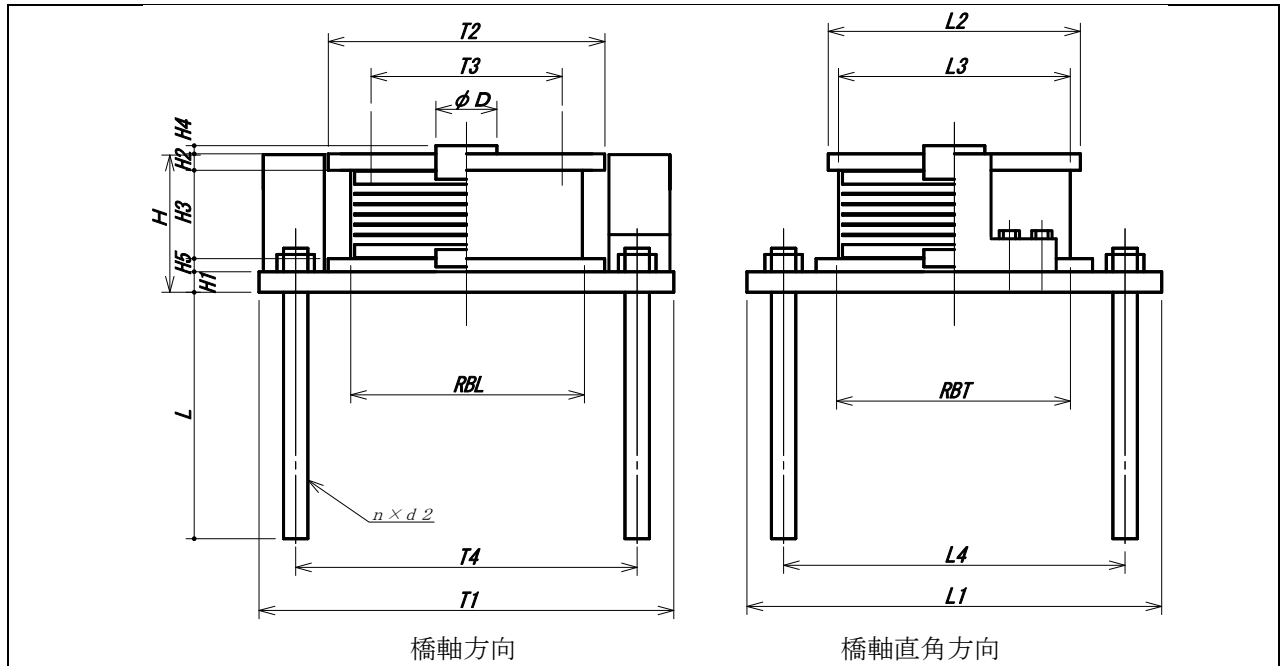
設計変位は上述の水平力と同様、温度変化は Δ50℃、端部は地震時設計水平震度 1.5 倍にて算出する。常時の変位には、桁の活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量が含まれる。

表 4.3.84 設計変位

橋脚	橋軸方向		
	常時(Δ50℃) 変位	L1 地震時	
		変位	設計水平震度
P5	80mm	310mm	0.3 x 1.5
P6	28mm	180mm	0.3
P7	10mm	170mm	0.3
P10	88mm	286mm	0.3 x 1.5

出典: JICA 調査団

(2) 支承構造寸法



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 4.3.89 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) 設計方針

- 伸縮装置の諸元を決定する要素である遊間長及び桁尻長は、隣接橋梁との相関関係にある地震時の桁端移動量と温度変化による伸縮量について検討を行い設計する。
- 本橋では移動量等を検討した結果、モジュラー形式の伸縮装置を採用することが最も妥当であると判断された

(2) 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。

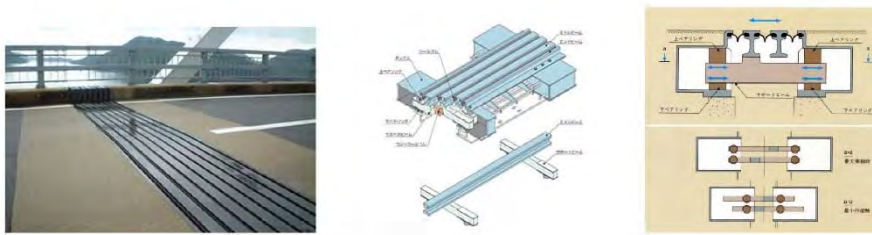
表 4.3.85 伸縮量一覧表

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	
	設計移動量(A)	mm	±138		±315	
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) x20%, 最小 10mm	mm	27	41	45	20
	伸縮量(3)=(1)+(2)	mm	163	245	269	118
			(±82)	(±123)	(±135)	(±59)
	設計移動量 (B)	mm	±204		±194	
伸縮装置に用いる設計移動量 (A)と(B)で大きい方		mm	±204		±315	
桁遊間量		mm	400		350	

出典: JICA 調査団

(3) 伸縮装置の形式選定

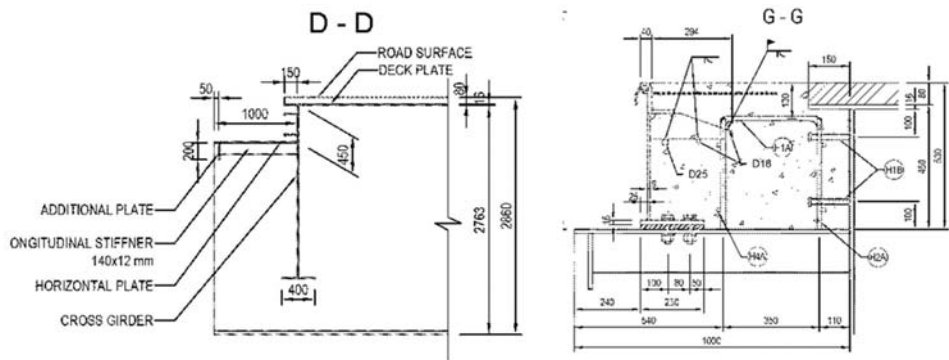
- モジュラー形式の伸縮装置は 200mm を超える大きな伸縮量の場合に妥当と言われ採用されている形式である。
- 典型的なモジュラー形式は以下のような機能となっている。
- ゴムシートで連結された幾つかのエッジプレートはある区間ごとに橋梁間を跨ぐビームに支持される。この支持ビームは両側のアンカーボックス内の摺動支承に上架しており、アンカーボックスの先端部に設けた余裕代範囲で伸縮が可能となっている。



出典: JICA 調査団

図 4.3.90 モジュラー形式の伸縮装置例

- モジュラー形式の伸縮装置は構造高さが 500mm 程度になるため、鋼床版端部は切り欠きを行う必要がある。そのため主桁の端ダイアフラムまた端部横桁ウェブに、棚板構造となるデッキを設ける必要がある。
- 伸縮装置の据付が完了した後、切り欠き部の空間にはコンクリートを打設する。



出典: JICA 調査団

図 4.3.91 伸縮装置設置部の鋼床版桁端構造例

4.3.7.4 伸縮装置（3径間鋼床版箱桁橋）

(1) 設計方針

7径間鋼床版箱桁橋と同じ設計方針とする。

(2) 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 4.3.86 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	
	設計移動量(A)	mm	±222		±222	
常時 (25℃± 25℃)	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)
	設計移動量 (B)	mm	±97		±78	
伸縮装置に用いる設計移動量 (A)と(B)で大きい方		mm	±222		±222	
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)		±15	
	設計移動量 (1)x(2)+(3)	mm	±284	
	設計移動量(A)	mm	±284	

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)
設計移動量 (B)		mm	±128	
伸縮装置に用いる設計移動量 (A)と(B)で大きい方			±284	
桁遊間量			400	

出典: JICA 調査団

(3) 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。
- 典型的なモデューラ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。
- モデューラ形式の伸縮装置は構造高さが 500mm 程度になるため、鋼床版端部は切り欠きを行う必要がある。そのため主桁の端ダイヤフラムまた端部横桁ウェブに、棚板構造となるデッキを設ける必要がある。
- 伸縮装置の据付が完了した後、切り欠き部の空間にはコンクリートを打設する。

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	20.700m
A1 (ティラワ) 側			
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 6.500m 張出床版長 1.650m
橋長	407.0m	507.0m	250.0m
下部工基数	8 基	10 基	6 基
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: 0 基 場所打ち杭: 6 基
A2 (ヤンゴン) 側			
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 検討方針

PC 箱桁橋の橋長ならびに支間割は、現地の地形、地質、交差条件、施工性、経済性等を総合的に判断し決定する。この際、業務指示書に示される。本邦企業の技術活用/参入促進について、既存 F/S で決定された方針の踏襲についても十分に配慮して検討を行う。

4.4.2.2 検討条件

(1) 地形・地質条件

- A1(ティラワ)側

基点側より MSL+3.00~4.00m 程度の造盛された高水敷区間と河床高 MSL-5.5~-7.0m 程度の低水路区間で構成される。高水敷地盤高の将来計画はない。河道についても将来の河道計画は設定されていない。橋梁の支持層は、MSL-40.0m ~ MSL-55.0m 付近に分布する N 値 50 程度の Clayey SAND-II が対象となる。中間層には支持層として適当な土層が存在しない。

- A2 (ヤンゴン) 側 :

MSL+2.5~4.0m 程度の高水敷区間と河床高 MSL-1.5~-6.0m 程度の低水路区間で構成される。高水敷、低水路ともに将来の整備計画は存在しない。橋梁の支持層は、MSL-40.0~45.0m 付近に分布する N 値 50 程度の Clayey SAND-I または、Clayey SAND-II が対象となる。中間層には支持層として適当な土層が存在しない。

(2) 交差条件

架橋位置に存在する交差物件は、現地踏査、既往文献調査ならびに先方政府との協議により確認を行った。確認された交差物件のうち、コンクリート橋梁を計画する上でのコントロールポイントは、バゴ-川航路、タンリン橋既存橋脚ならびにオンランプ土工部がある。その他の交差物件は移設可能であるためコントロールポイントとはならない。交差物件の一覧表を以下に示す。

表 4.4.2 支間割に関する交差物件

番号	名称	測点	移設可否	コントロールポイント	
				橋台	橋脚
1	オンランプ道路土工部	0+542.5	可能	No	No
2	河川 低水路端部	0+654.0	不可	Yes	No
3	航路 左岸側端(斜張橋端橋脚 P10) ^{注1}	0+864.0	不可	-	Yes
4	航路 右岸側端(鋼箱桁橋端橋脚 P20)	2+88.0	不可	-	Yes
5	河川 低水路端部	2+238.0	不可	Yes	No
6	電線(低圧)	2+384.0	不可	No	No
7	料金所建設予定地	2+400.0	不可	Yes	Yes

出典: JICA 調査団

注 1: B/D 段階での支間割検討上のコントロールポイント。D/D においては、航路幅の設定について DWIR の要請に基づき航路幅を拡大することとなった。これを受けて調査団は当該区間を含む支間割の再検討を実施した。検討の結果、後述する P5~P10 橋脚間の橋梁形式は 5 径間 PC 箱桁橋から 3 径間連続鋼箱桁橋に改められている。

(3) 施工条件

- 用地：

対象範囲には近接する重要構造物はなく、平面的な施工制約条件はない。

- 河川水位

河川水位は潮位変動の影響を支配的に受ける。大潮の変動幅はおよそ 5m (MSL-2.06m～MSL+3.07m) ある。基本設計における計画高水位は MSL+4.99m、施工時水位は MSL+4.43m である。

- 流速および流向

最大平均流速は 1.0m/s である。潮位の影響を受けるため、逆流現象が生じる。架橋位置は川幅の変化部にあるため、河川中央部と川岸付近では流向が一致しない可能性がある。

- 基本設計における経済支間長

支間割の検討を行ううえで適用する経済支間長は、NEXCO 設計要領に示される下式を用いて推定する。

$$L = a \times \{h + 1/3(Df)\}$$

ここに、h = 下部構造物高さ

Df = 基礎工根入れ深さ

a = 係数 : 施工環境を踏まえて 1～1.5 の範囲で設定する。

コンクリート橋の一部は河川内に位置するため施工条件が悪く、一般的に支間長を長めに計画するほうが経済的となる。このことから係数 a は 1.5 を採用するものとする。上式に基づく経済支間は 50m 程度と推定され、F/S の支間長と同等である。本検討では 50m を経済支間として支間割の検討を行う。

表 4.4.3 概略経済支間長の算定

項目	A1(ティラワ)側	A2(ヤンゴン)側
下部工構造高(平均): h	18.7m	19.4 m
基礎工根入れ深さ(平均): Df	48.4 m	37.4 m
$h + 1/3 \times Df$	34.8 m	31.9m
Case 1: a = 1.0	35.0 m	31.9 m
Case 2: a = 1.5	52.3 m	47.8 m
本検討で用いる経済支間長	50.0m	50.0m

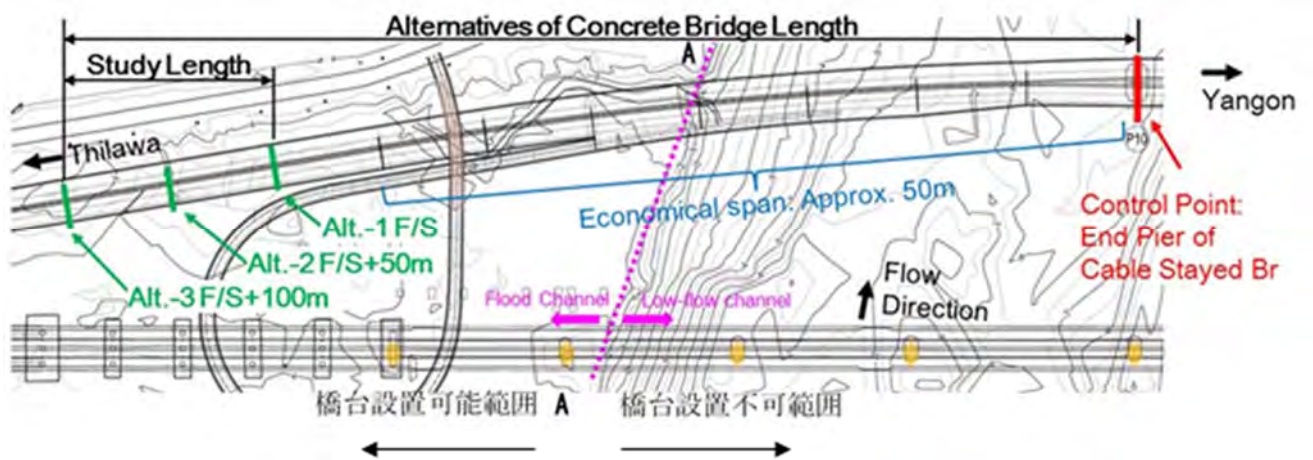
出典: JICA 調査団

4.4.2.3 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 4.4.4 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>Comparison Length: 12,500</p> <p>Embankment Length: 12,500</p> <p>Terre Armee</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>Comparison Length: 9,000</p> <p>Embankment Length</p> <p>Terre Armee</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>Comparison Length: 5,800</p> <p>Bridge Length</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				

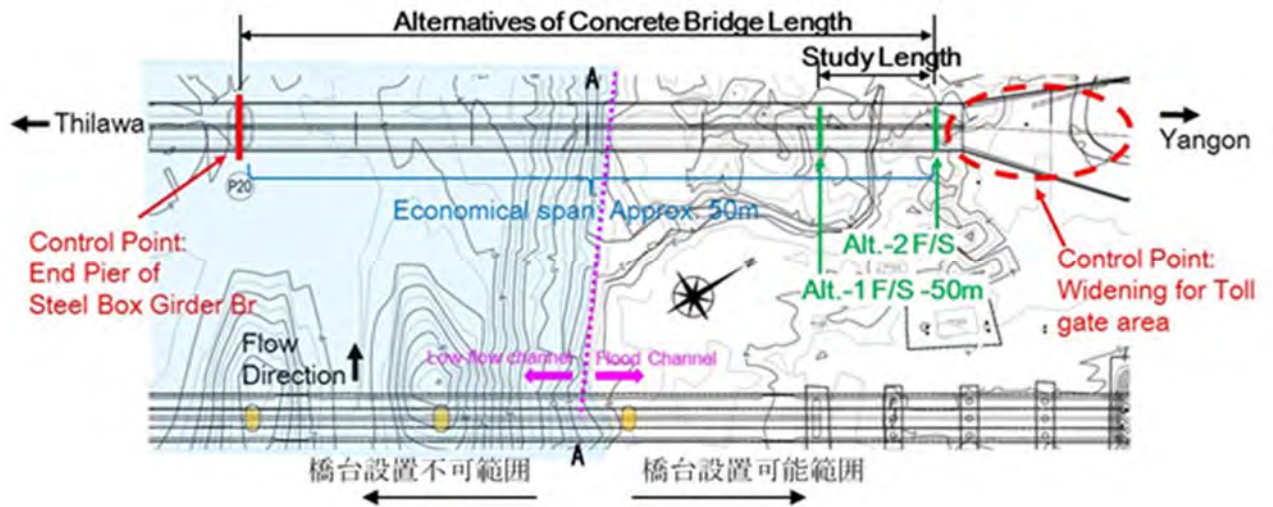
出典：JICA 調査団

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 4.4.5 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	

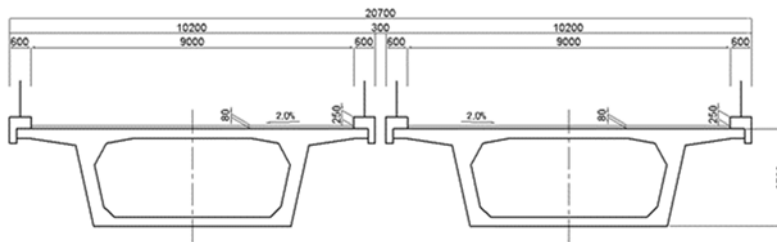
出典：JICA 調査団

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、

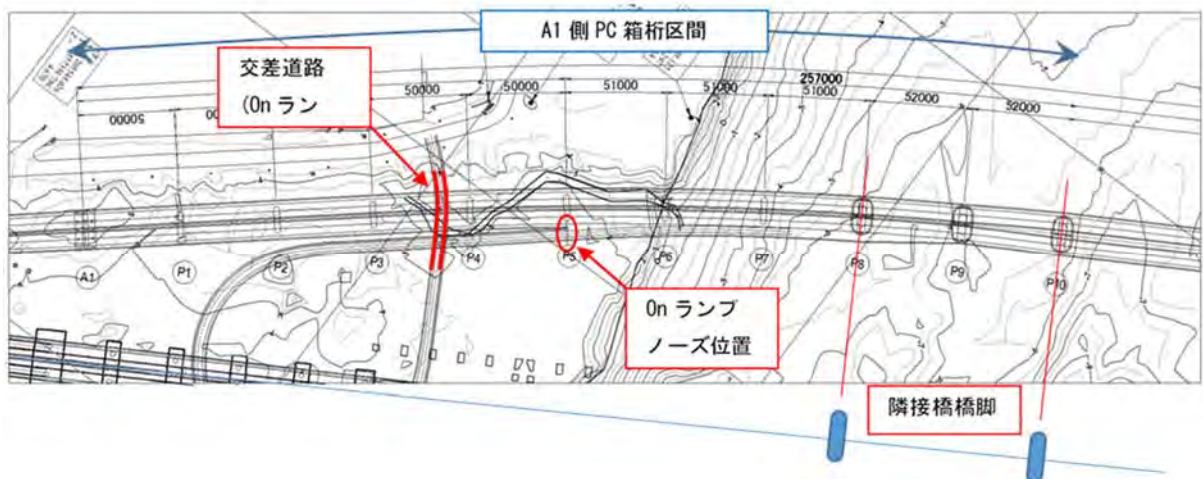
および A1 側への支間割の適用性について比較検討の上、最適支間長を決定する。なお、3 案ともスパンバイスパンによる架設実績のある支間であり、施工性に問題はない。

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 4.4.6 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 4.4.6 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 4.4.7 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"> ・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。 ・河川内橋脚位置を隣接橋に合わせるができない。 	
50m		<ul style="list-style-type: none"> ・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)。 ・河川内橋脚位置を隣接橋に合わせるが可能。 	推奨案
43m		<ul style="list-style-type: none"> ・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)。 ・河川内橋脚位置を隣接橋に合わせるができない。 	

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

ティラワ側 (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、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。

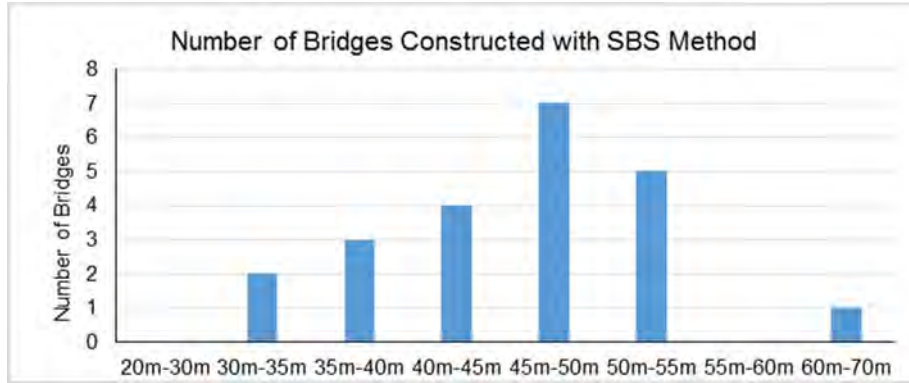
4.4.4 PC 箱桁橋の検討

4.4.4.1 PC 箱桁橋の橋梁形式および架設工法のレビュー

PC 箱桁橋区間の橋梁形式及び架設工法については、先立って実施された F/S において、本邦の橋梁技術活用の観点及び先方関連機関からの新技術導入の要望から、プレキャストセグメント (スパンバイスパン工法) による PC 箱桁橋が提案されており、JICA より示された本調査の業務指示書においても同方針を踏襲することとなっている。このため、当該区間の検討においては、橋梁形式は PC 箱桁橋、架設工法はプレキャストセグメントによるスパンバイスパン工法を前提とし、これらが設計条件に対し適応可能かどうかのレビューを行う。

(1) スパンバイスパン(SBS)工法

SBS 工法による PC 箱桁橋の標準的な適用支間は 40m～55m 程度であり、60m 程度の支間への適用実績もある。したがって、50m 程度の支間長に対する PC 箱桁橋(SBS 工法)の適用は問題ない。



注: 22 橋の事例を抽出した(うち 16 橋は日本国内、6 橋は海外)。

出典: 調査団作成

図 4.4.5 SBS 工法の適用実績

SBS 工法の長所としては

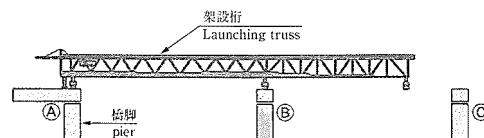
- PC 箱桁橋区間の延長が長い(合計約 1.6km)、架設機材の転用によるある程度の経済効果が期待できること。
- 水上区間に対し桁下を極力使わずに施工できること

などがあり、SBS 工法の適用には優位性があると考えられる。

スパンバイスパン工法の施工手順を図 4.4.6 に示す。

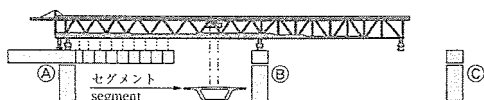
Step 1 :

脚上に柱頭部セグメントを設置し、その上に架設桁を配置する。



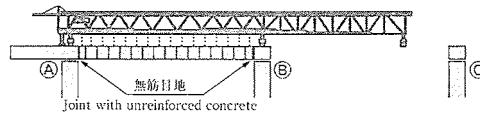
Step 2 :

架設する 1 径間分の全てのセグメントを吊り上げる。



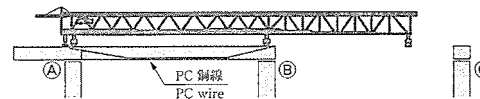
Step 3 :

調整目地部コンクリートを打設・養生する。



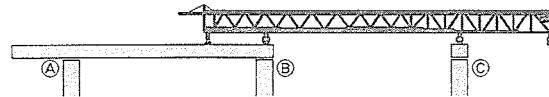
Step 4 :

プレストレスを導入する。



Step 5

架設桁を前進させ、次のサイクルを繰り返す。



出典:(社)プレレストコンクリート建設業協会「PC 道路橋計画

マニュアル」2007 年 10 月 を基に調査団作成

図 4.4.6 SBS 工法の施工手順 (ハンガータイプ)

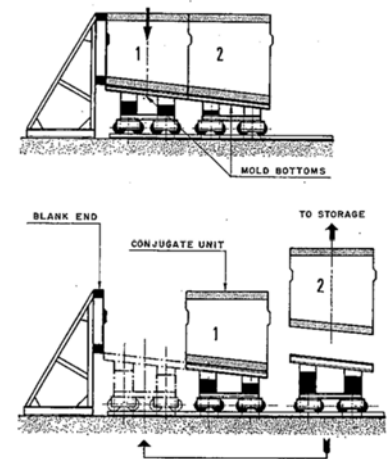
(2) プレキャストセグメントの製作

PC 箱桁のプレキャストセグメント製作方式としては、ロングライン方式とショートライン方式があるが、本橋ではショートライン方式を採用する。

ロングライン方式と比較したショートライン方式の長所としては、

- 比較的狭い製作ヤードでセグメントを製作可能。
- 3次元の調整が可能な製作設備とすることで、曲線桁への対応も可能。
- 製作ヤードの地盤が軟弱な場合、改良範囲が狭い。
- 常に同じ場所でコンクリート打設を行うため、集中した施工管理が可能である。

等があり、曲線区間を有し、施工ヤード用地が限られ地盤が比較的軟弱である本橋に適した方式といえる。



出典: "Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges" by Walter Podolny Jr., Jean M. Muller, 1982

図 4.4.7 ショートライン方式のプレキャストセグメント製作手順の事例

4.4.4.2.1 上部工の検討

上部工の検討・レビューに当たっての前提条件は下記の通りである。

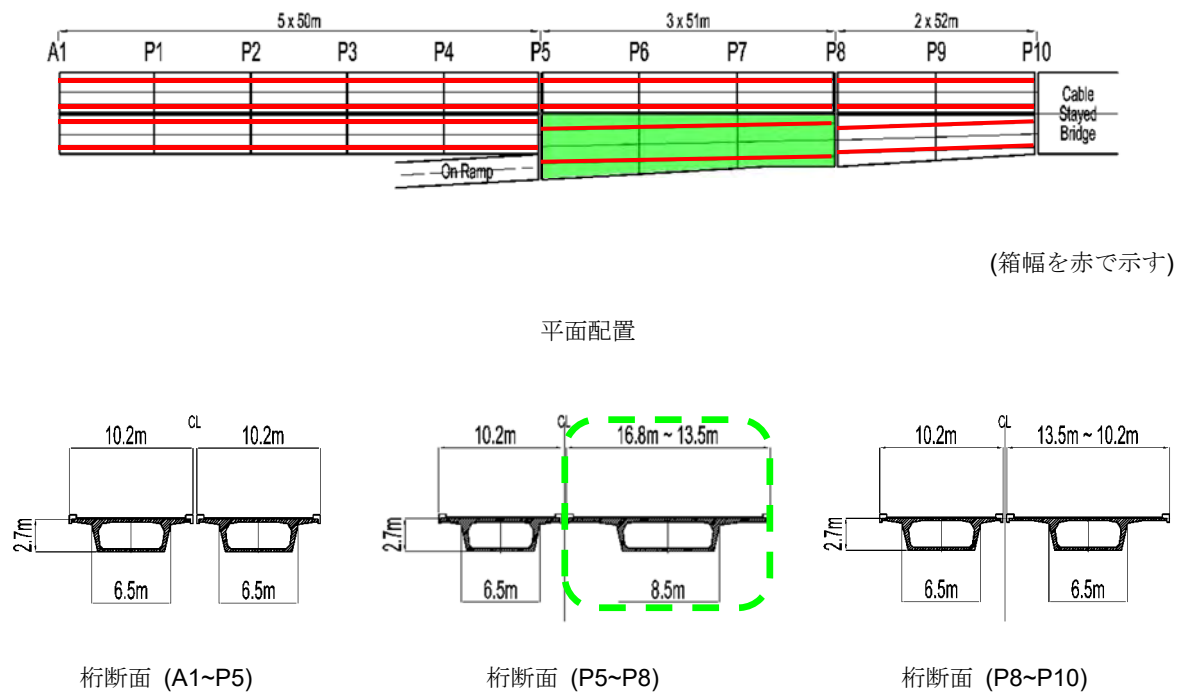
- 支間長： 50m 前後（支間長の検討より）
- 桁高： 2.7m（隣接する鋼斜張橋及び鋼箱桁橋と統一）
- 橋梁形式： PC 箱桁橋（F/S にて決定）
- 架設工法： プレキャストセグメントによるスパンバイスパン工法（F/S にて決定）
- 道路幅員： オンランプの合流による拡幅を考慮
- オンランプ合流のノーズ位置、斜張橋との掛け違い位置

4.4.4.2 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 4.4.8 橋梁の割付けと箱幅 (A1~P10)

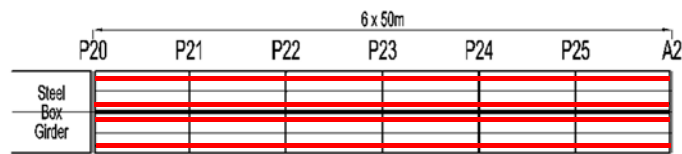
- A1~P10 の PC 箱桁区間にはオンランプが接続するため、ノーズ付近では橋梁幅員が不連続

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 5x50m + 3x51m + 2x52m となる。

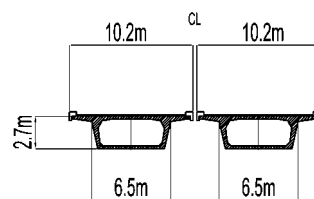
(2) P20~A2

P20~A2 の支間割は 6x50m 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

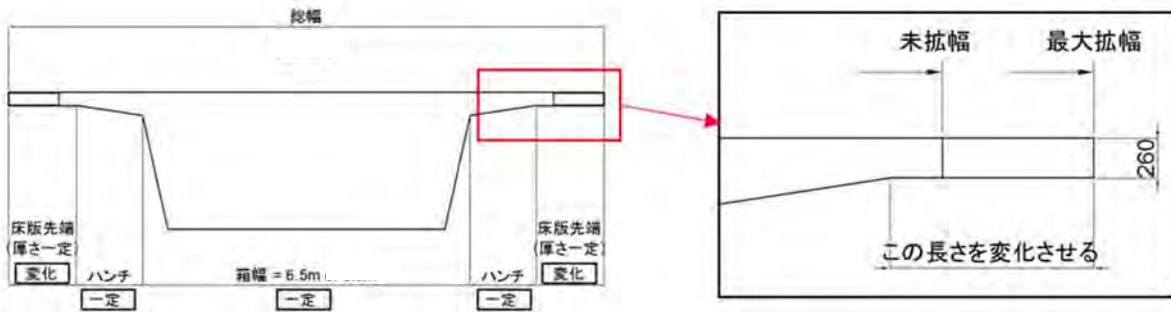
図 4.4.9 橋梁の割付けと箱幅 (P20~A2)

[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。

(3) 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 4.4.10 橋梁の曲線線形への対応

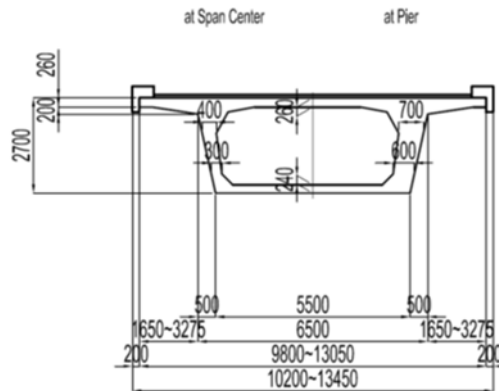
(4) 桁高

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。

(5) 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 4.4.11 桁断面 (標準部及び P8-P10 拡幅部)

表 4.4.8 桁断面部材厚の設定 (標準部及び P8-P10 拡幅部)

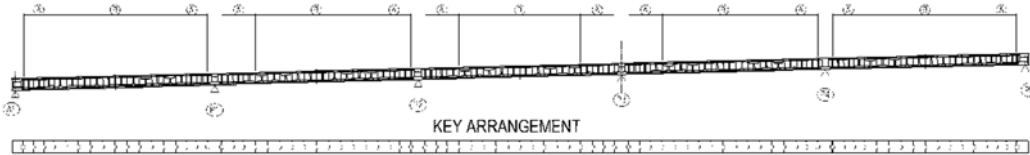
	部材	厚さ [mm]	機能	
支間中央	上床版	中央	260	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向デッキスラブとして輪荷重を支持、圧縮フランジとして主桁の曲げに抵抗 ➤ 床版横締 PC 鋼材の配置
	張出床版	付根	460	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向デッキスラブとして輪荷重を支持、圧縮フランジとして主桁の曲げに抵抗 ➤ 床版横締 PC 鋼材の配置
		端部	260	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向デッキスラブとして輪荷重を支持、圧縮フランジとして主桁の曲げに抵抗 ➤ 床版横締 PC 鋼材定着具の配置
	下床版	中央	240	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向ボックスラーメン部材として変形に抵抗 ➤ 縦締 PC 鋼材の配置
	ウェブ	下端	300	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向ボックスラーメン部材として上床版からの曲げに抵抗、主桁の部材としてせん断に抵抗
上端		400		
中間支点部	上床版	中央	260	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向デッキスラブとして輪荷重を支持 ➤ 縦締 / 床版横締 PC 鋼材の配置
	張出床版	付根	460	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向デッキスラブとして輪荷重を支持 ➤ 床版横締 PC 鋼材の配置
		端部	260	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向デッキスラブとして輪荷重を支持 ➤ 床版横締 PC 鋼材定着具の配置
	下床版	中央	240	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向ボックスラーメン部材として変形に抵抗、圧縮フランジとして主桁の曲げに抵抗 ➤ 縦締 PC 鋼材の配置 (SBS 架設のため)
	ウェブ	下端	450	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 構造的機能: 横方向ボックスラーメン部材として上床版からの曲げに抵抗、主桁の部材としてせん断に抵抗
上端		550		

出典: JICA 調査団

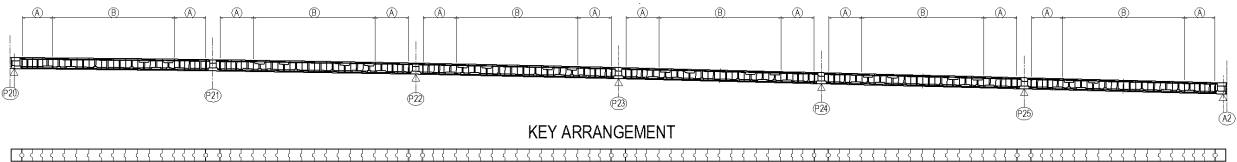
(6) せん断キーの配置

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>

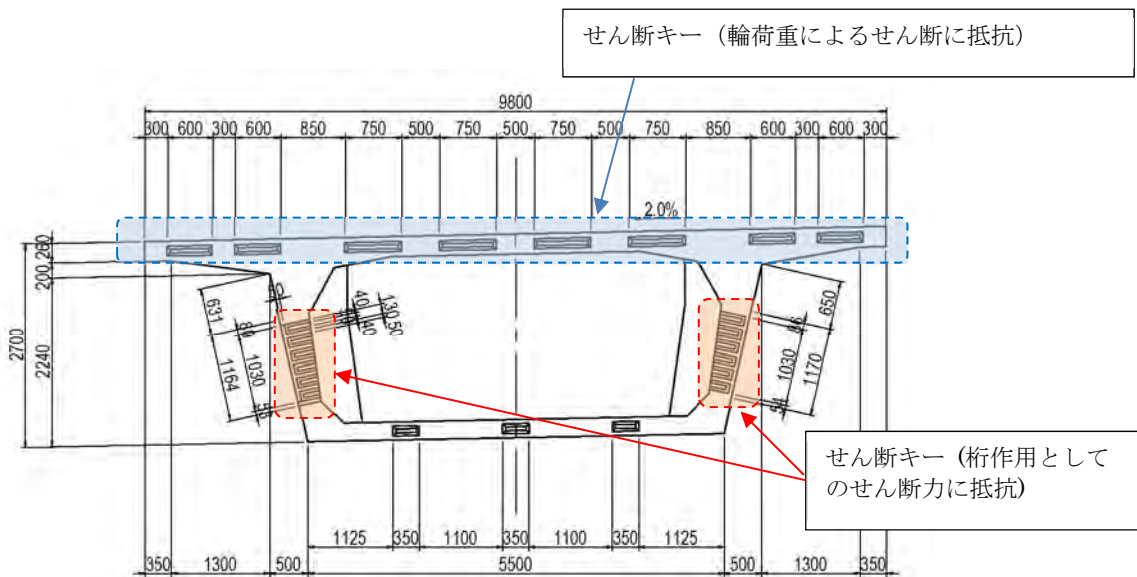


<P20-A2>



出典: JICA 調査団

図 4.4.12 せん断キーの配置 (側面)



出典: JICA 調査団

図 4.4.13 せん断キーの配置 (標準断面)

(7) 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 4.4.9 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"> グラウト + HDPE シース 	<ul style="list-style-type: none"> エポキシ被覆・注入鋼より線+ HDPE シース 	<ul style="list-style-type: none"> メッキ / エポキシ被覆鋼より線 (+ 充填材) + HDPE シース / 被覆
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 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。 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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)。 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 グラウトは定着具部分のみに必要。

維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。
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

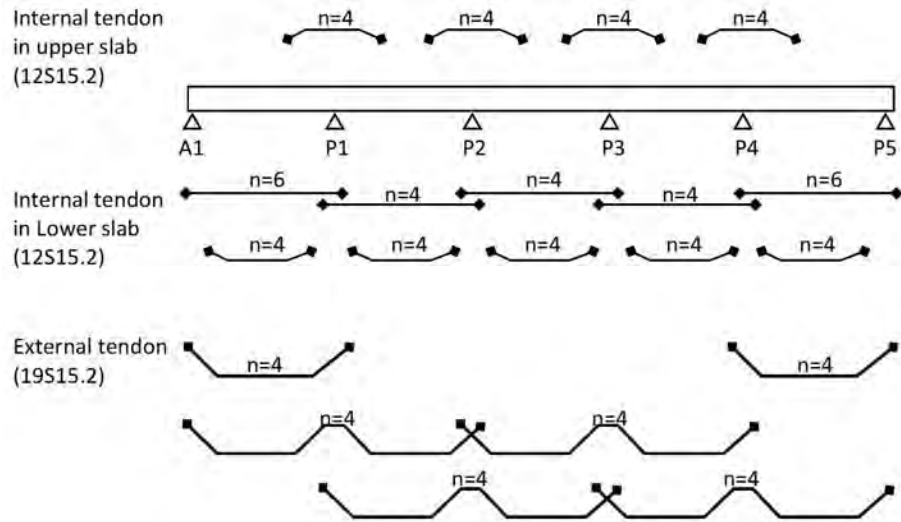
プレキャストセグメントによる箱桁では、床板横締めはプレテンションとポストテンションのいずれも適用可能である。本橋では、セグメントの出来形管理の観点からプレテンション方式よりも優れたポストテンション方式を採用した。鋼材種別は現地での調達性からマルチストランドを基本とし、3S12.7mm を採用した。

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。

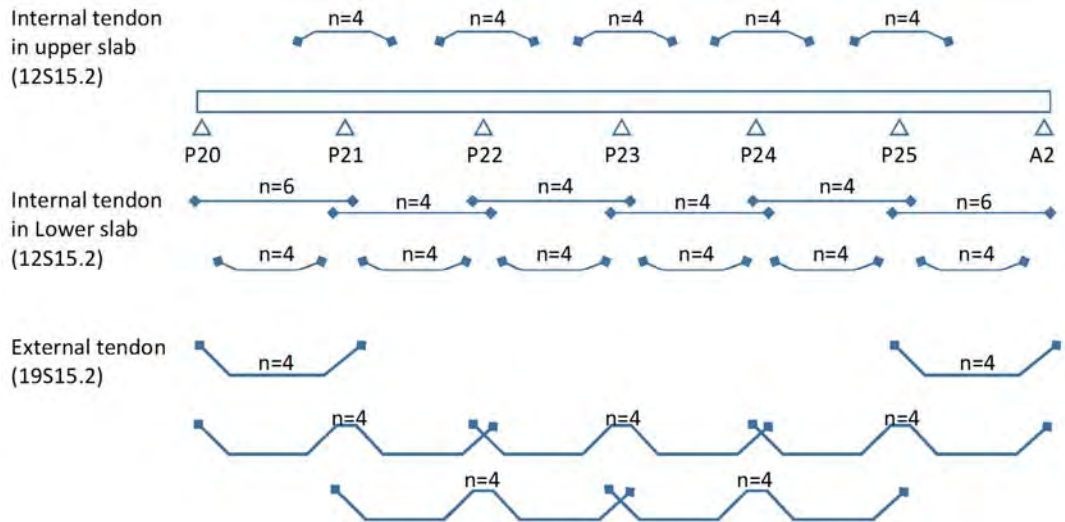
2) 橋軸方向 PC 鋼材配置 (外ケーブル及び内ケーブル)

a) A1-P5



出典: JICA 調査団

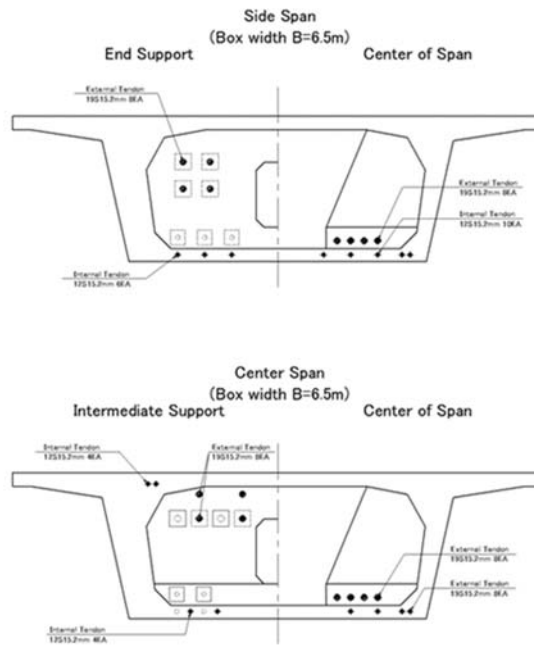
b) P20-A2



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 4.4.14 PC 鋼材配置(一般部、箱桁 6.5m)

4.4.4.3 全体解析

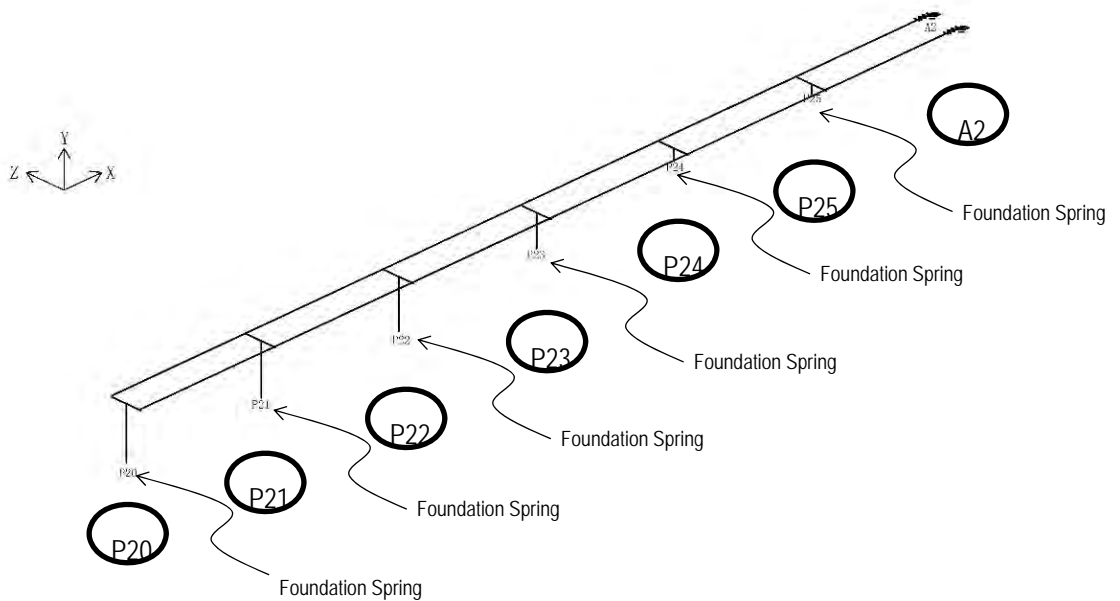
(1) 解析モデル

PC箱桁橋の全体解析では、常時と地震時の断面力の算出に2つの異なるモデルを用いた。常時については、断面力の算出は平面骨組モデルを用いて行い、上部工・下部工を分けて解析を行った。常時の解析においては架設段階(スパンバイスパン架設)を考慮して断面力を算出した。地震については、解析は立体骨組モデルを用いて行い、上部工・下部工一体のモデルで各下部工の水平分担重量を算出した。



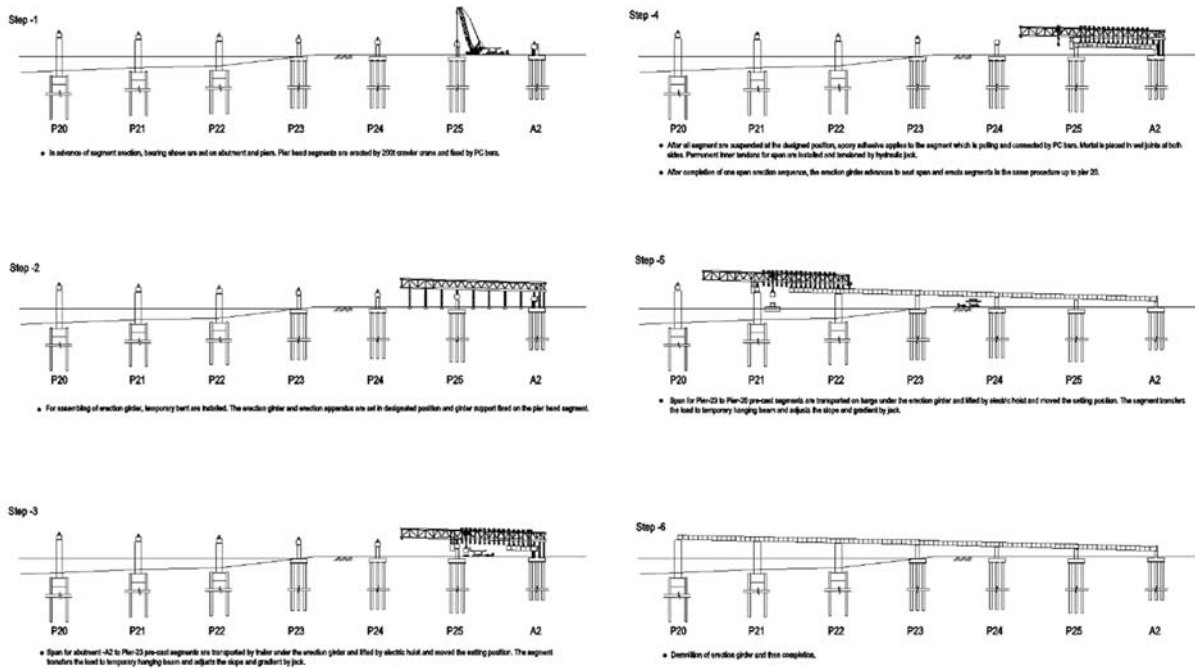
出典: JICA 調査団

図 4.4.15 常時の解析モデル(A1-P5)



出典: JICA 調査団

図 4.4.16 地震時の解析モデル(P20-A2)



- 桁架設は、A1-P5 部および P20-A2 部ともに橋台側から河川側に向かつての架設を想定
- 橋台側の桁端部では PC 鋼材の緊張は行わず、桁内から片引きを想定（その他は両引き）
- 各径間の架設毎に内および外ケーブルを緊張

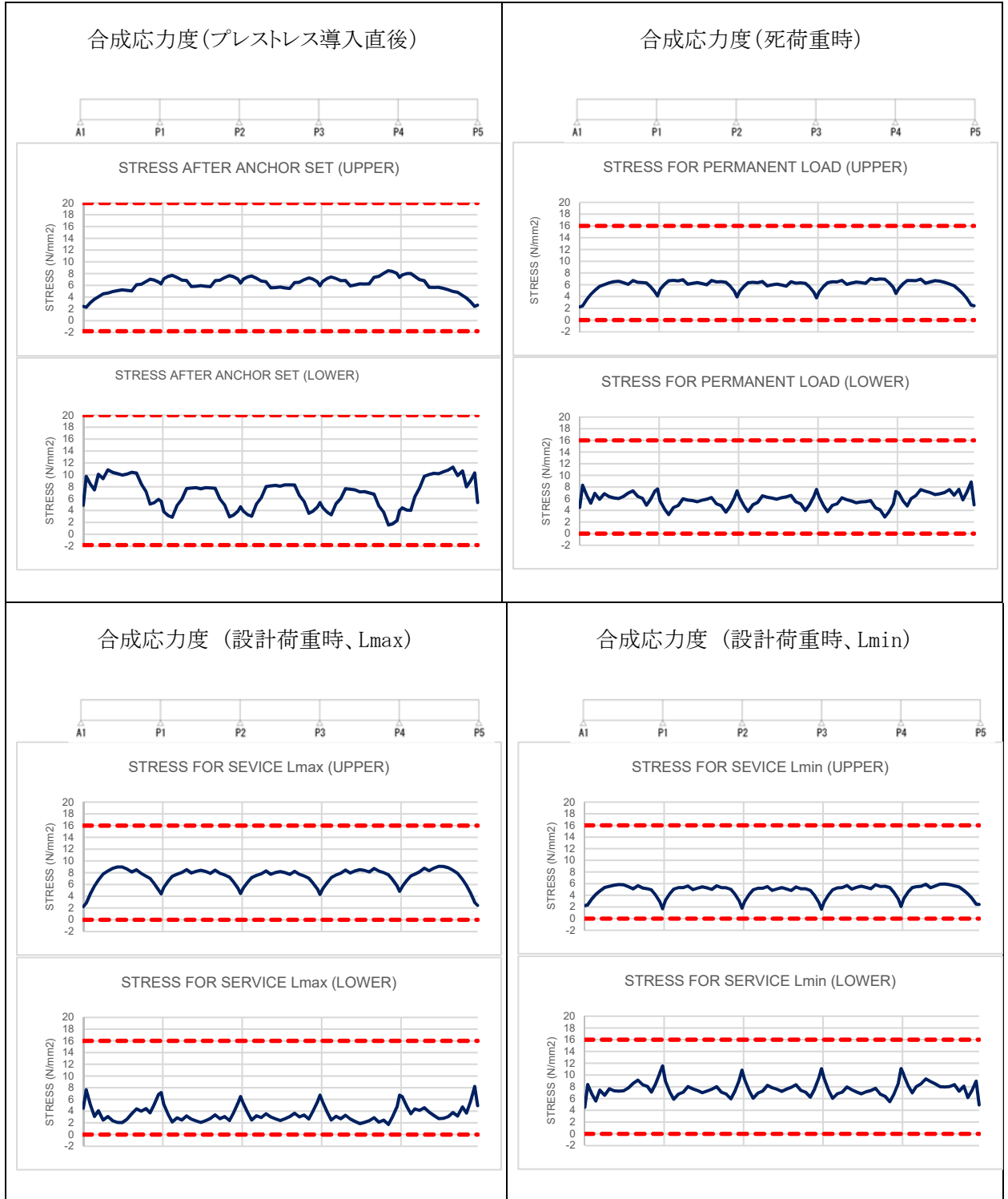
出典：JICA 調査団

図 4.4.17 架設順序の想定 (P20-A2)

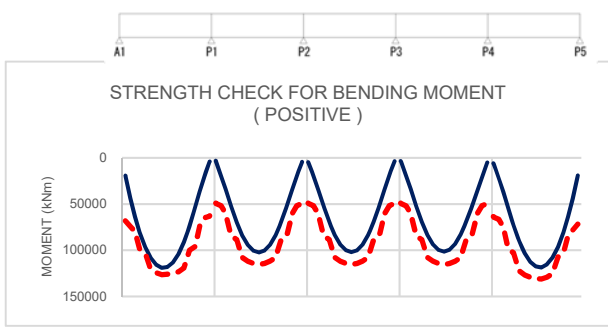
4.4.4.4 上部工の設計結果総括

(1) A1~P5

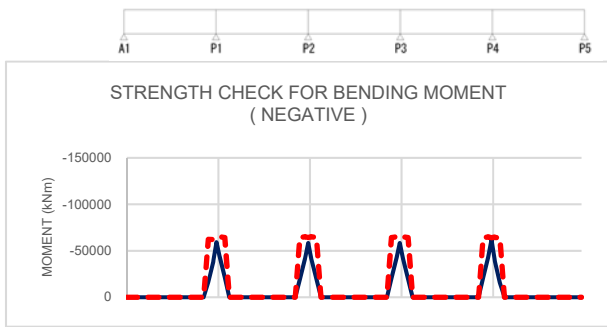
1) 曲げに対し



終局荷重時モーメントの照査（正の曲げ）



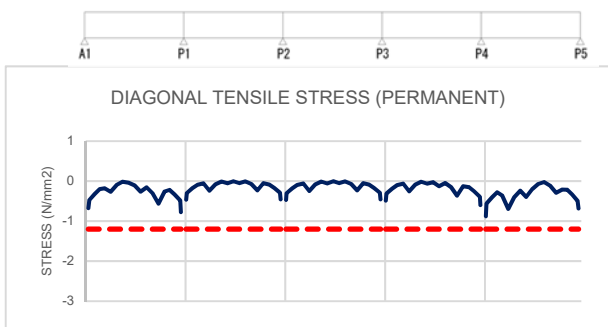
終局荷重時モーメントの照査（負の曲げ）



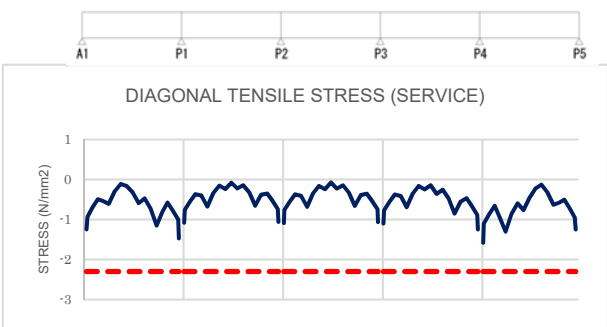
出典：JICA 調査団

2) せん断に対し

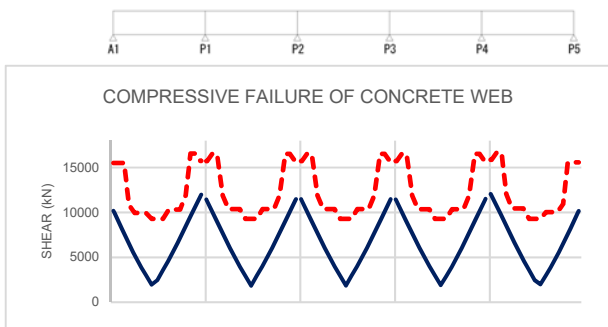
斜引張応力度（死荷重時）



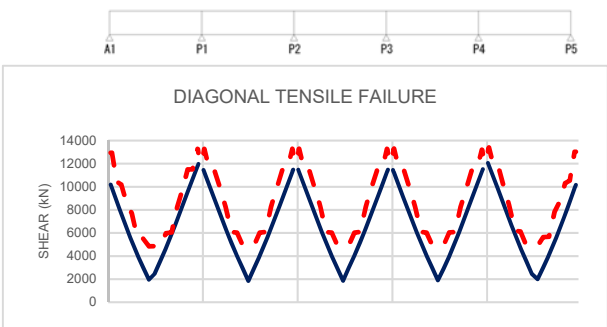
斜引張応力度（設計荷重時）



ウェブコンクリートの圧壊に対する照査



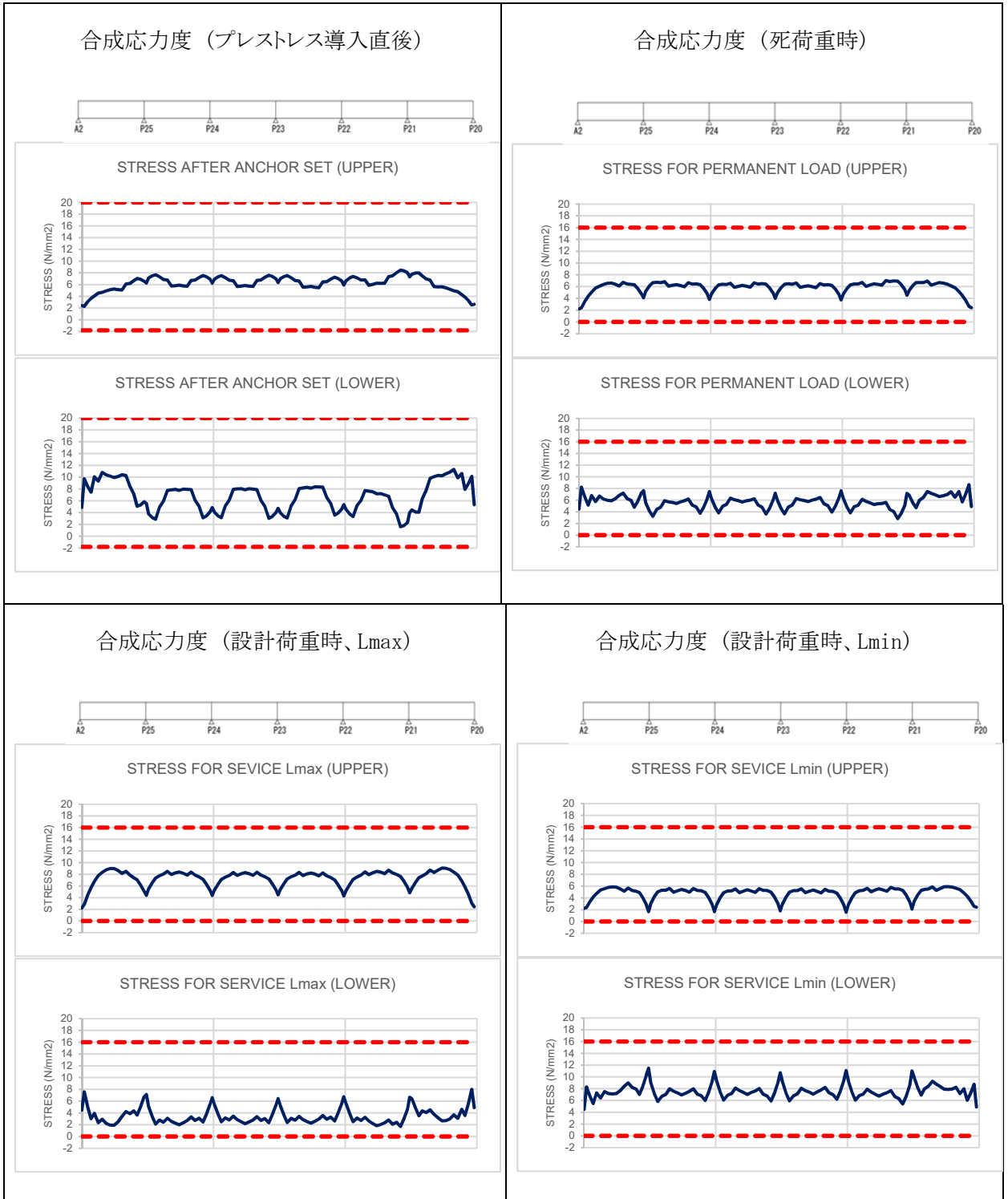
斜引張破壊に対する照査



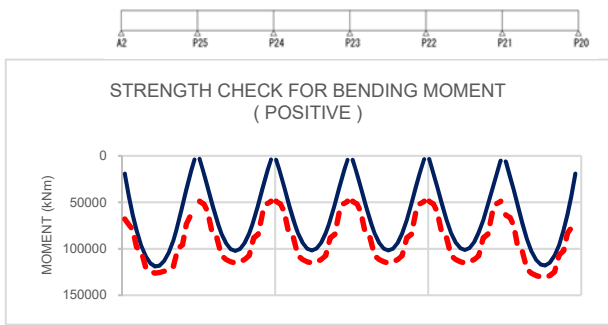
出典：JICA 調査団

3) P20 ~ A2

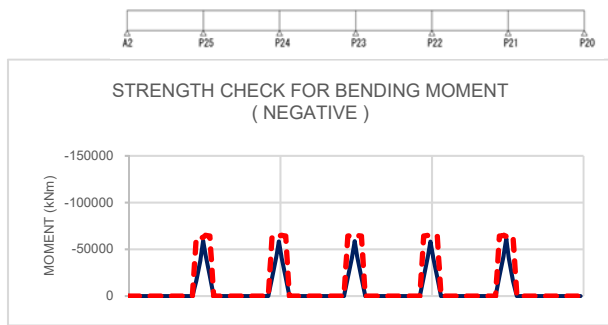
a) 曲げに対し



終局荷重時モーメントの照査（正の曲げ）



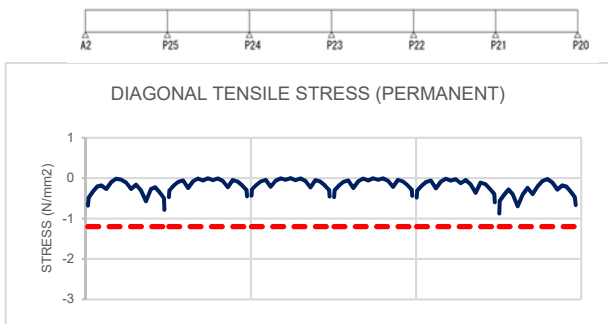
終局荷重時モーメントの照査（負の曲げ）



出典: JICA 調査団

a) せん断に対し

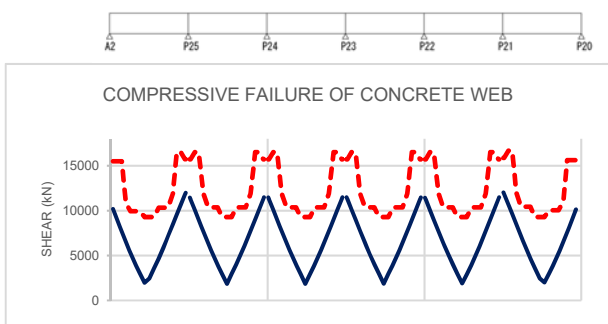
斜引張応力度（死荷重時）



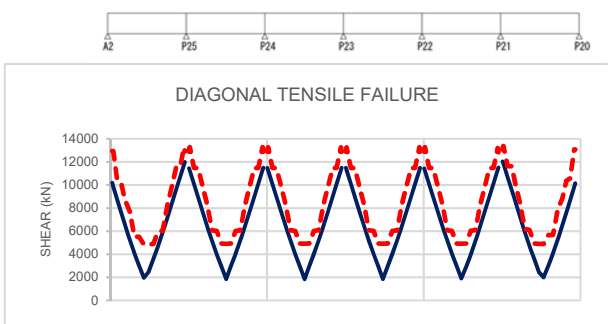
斜引張応力度（設計荷重時）



ウェブコンクリートの圧壊に対する照査



斜引張破壊に対する照査



出典: JICA 調査団

4.4.5 PC 箱桁橋の下部工の検討

4.4.5.1 検討方針

B/D における下部工の検討では、設計水平震度等 FS 時点から変更された設計条件を踏まえて構造物の概略計算を実施し、計画内容の妥当性を検証した。また、経済性や施工性等に配慮して施設の内容や規模の最適化を図った。地形・地質調査や河川解析が橋梁設計と同時期に実施されていたが、これらの調査結果は D/D で橋梁設計に反映することとし、B/D では F/S 時点の調査結果をと並行して調査を実施中であったため F/S 時点の資料を用いることを基本とした。

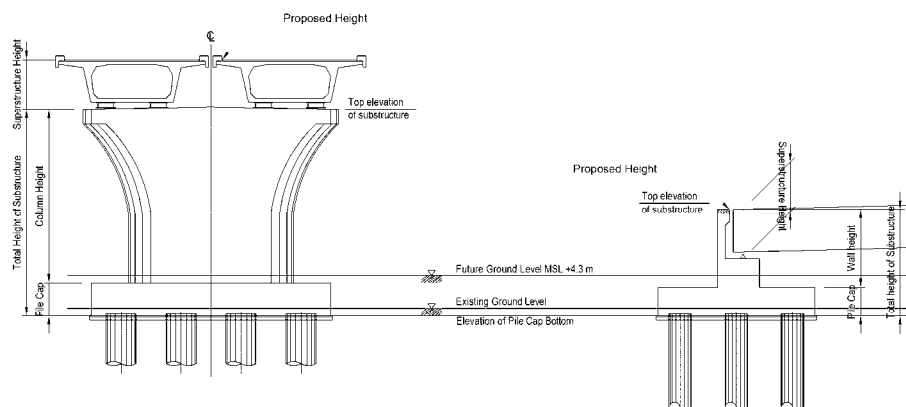
D/D においては最新の地形・地質条件や河川条件等を考慮して橋梁の全体解析ならびに各下部構造の詳細設計を実施した。

なお、本橋梁の河川内橋脚について、B/D で提案した P9 橋脚位置を航路とするため、橋脚設置を変更するよう DWIR から通達があった。これを受けて調査団は関連する橋梁の支間割りを検討した。検討の結果、B/D では P5～P10 橋脚区間は PC 箱桁橋であったが、これを 3 径間連続鋼箱桁橋に変更することを推奨案とした。以上の背景から、P6～P9 橋脚は PC コンクリート橋の計画対象から除外することとなった。

4.4.5.2 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 4.4.18 構造高の設定方法概念図

(2) 杭基礎底版または SPSP 頂版の土被り

- 陸上部

B/D においては、地下埋設物調査が完了していなかったため、杭基礎の底版は現地盤高から 1.0m 程度の土被りを確保する計画とした。

架橋位置の公共地下埋設物を調査した結果、現況も将来計画についても配慮すべき公共埋設物がないことが確認された。一方で、底版上に本橋梁の路面排水を流下させるための排水溝を設置するため、この空間として 50cm 程度の土かぶりを確保する計画とした。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。

- 河川部

B/D では河川測量を実施中のため、F/S 時点の地形図を参考に MSL -8.4m 以深に底版（頂版）天端を設置する方針とした。D/D では最新の河川測量結果に基づき、橋梁ごとに設定された最深河床高から 1.0m 程度の土被りを確保する方針とした。PC 橋に関する最深河床高は P20 橋脚から P22 橋脚に対して設定し、その値は MSL-6.49m とした。

- 低水路際の橋脚（P6 および P23）

現況河床は MSL-0.5m と浅く、また航路に指定されていないことから、水位低下時の景観性に配慮して大潮低水位（MSL-2.06m）以深に底版を設置する計画とする。

(3) 下部工構造高検討結果

下部工の構造高検討結果を表 4.4.10 および表 4.4.11 に整理する。

表 4.4.10 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
Total Substructure height	H	m	6.800	4.600	5.900	7.100	8.300	9.600
EL of Pile cap bottom	FL	m	1.892	1.824	1.809	1.859	1.873	1.709
Foundation Type	-	-	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile

出典：JICA 調査団

表 4.4.11 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
Total Substructure height	H	m	23.400	22.800	21.900	14.000	6.200	4.900	7.300
EL of Pile cap bottom	FL	m	-11.532	-11.555	-11.492	-4.658	1.857	1.873	1.813
Foundation Type	-	-	SPSP	SPSP	SPSP	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile

出典: JICA 調査団

4.4.5.3 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。

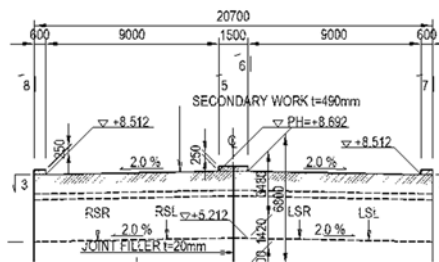


図 4.4.19 橋台天端幅

出典: JICA 調査団

(2) 橋座幅

橋座には上部構造を支持する支承が設置されるため、これに供する平面スペースを確保する。また、極めて大きな地震力が作用し、上部工と下部工の間に支承部が破損するほどの相対変位が生じた場合であっても桁が橋座から脱落することを防ぐ空間が求められる。

桁の橋軸方向の移動については、桁かかり長を確保することで桁の脱落を防止する。桁の橋軸直角方向の移動については、横変位拘束構造としてアンカーバーを設けることで脱落を防止することを基本方針とする。

- 桁かかり長 (SEM) の計算

桁かかり長は道路橋示方書に示される下式により最小桁かかり長を設定する。

$$SEM=0.7+0.005l$$

ここに

ℓ: 支間長(m)で、1 橋脚上に二つの上部構造の端部が支持され両側の桁の支間長が異なる場合においては、大きい方の支間長を用いる。(A1 および A2 橋台の支間長 = 50.000m)

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \times 50.000$$

$$= 0.950 \text{ (m)}$$

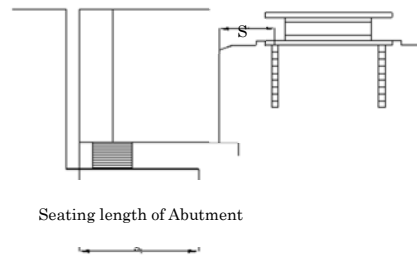
- 支承縁端距離 (S) の計算

支承縁端距離は道路橋示方書に示される下式により決定する。

$$S \geq 0.2 + 0.005\ell$$

$$= 0.450 \text{ (m)}$$

以上を考慮して決定した橋座幅を表 4.4.12 ならびに表 4.4.13 に示す。また橋座のレイアウト図を図 4.4.22 に示す。



出典：JICA 調査団

図 4.4.20 桁かゝり長.21 支承縁端距離

表 4.4.12 A1(ティラワ) 側橋座幅の照査

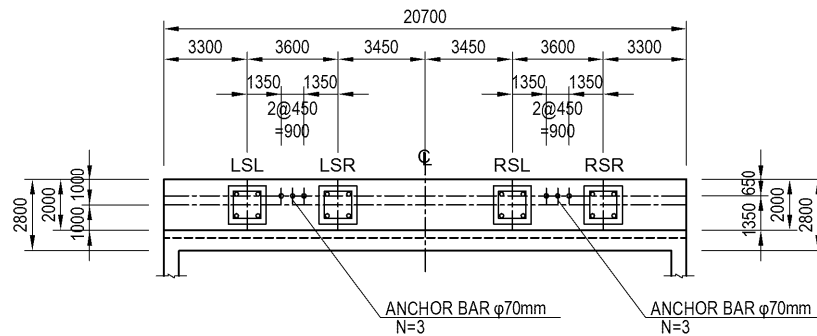
Unit : mm		A1	P1	P2	P3	P4	P5	
Span Length		50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	76,500
Width of Bridge Seat		2,000	2,500	2,500	2,500	3,000	2,250	2,250
		20,700	17,000	17,000	17,000	17,000	25,000	25,000
Anchor Bolt (Fixing bolts of bearings)	φ	65	85	85	85	85	65	
	nos.	4	4	4	4	4	4	
	c.t.c.	850	1,100	1,100	1,100	1,100	850	
Anchor Bar (Displacement Constraint Structure)	φ	70	100	100	100	100	70	-
	nos.	3	4	4	4	4	3	-
	c.t.c.	450	300	300	300	300	450	-
Edge Distance from "Anchor Bolt"	LL	575	700	700	700	950	825	
	TT	2,875	900	900	900	900	1,025	
	Skew	813	598	598	598	1,102	1,117	
Minimum Edge Distance		450	450	450	450	450	450	583
Seating Length of Girder		1,750	-	-	-	-	2,050	
Minimum Seating Length of Girder		950	950	950	950	950	950	1,083

出典：JICA 調査団

表 4.4.13 A2 (ヤンゴン) 側橋座幅の照査

Unit : mm		P20	P21	P22	P23	P24	P25	A2
Span Length		104,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000
Width of Bridge Seat		2,250	2,250	3,000	3,000	3,000	2,500	2,000
Anchor Bolt (Fixing bolts of bearings)	φ	75	65	85	85	85	85	65
	nos.	4	4	4	4	4	4	4
	c.t.c.	1270x800	850	1,100	1,100	1,100	1,100	850
Anchor Bar (Displacement Constraint Structure)	φ	-	70	100	100	100	100	70
	nos.	-	3	4	4	4	4	3
	c.t.c.	-	450	300	300	300	300	450
Edge Distance from "Anchor Bolt"	LL	950	825	950	950	950	700	575
	TT	757	1,025	900	900	900	900	2,875
	Skew	1,018	1,117	1,102	1,102	1,102	598	813
Minimum Edge Distance		720	450	450	450	450	450	450
Seating Length of Girder		1,950	2,000	-	-	-	-	1,750
Minimum Seating Length of Girder		1,220	950	950	950	950	950	950

出典: JICA 調査団

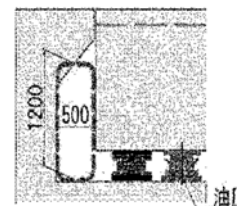


出典: JICA 調査団

図 4.4.22 A1 および A2 橋台橋座のレイアウト

(3) 維持管理スペース

橋梁の耐久性向上のための構造細目として、橋台および橋脚の橋座面は伸縮装置からの漏水が溜まり、支承部が腐食・劣化することを防止するために 2%程度の排水勾配を設置する。また、橋台の胸壁前面には支承部の点検や通気のため空間として図 4.4.23 に示す空間を確保する。



出典: 東北地方整備局橋梁設計マニュアル

図 4.4.23 橋台の維持管理スペース

4.4.5.4 橋脚形状の決定

(1) 橋座幅

橋座には上部構造を支持するための支承が設置されるため、これに供する平面スペースを確保する。また、橋座は極めて大きな地震力が作用して支承が損傷するほどの変位が生じた場合であっても桁が橋座から脱落することを防ぐ空間が求められる。

PC コンクリート橋の上部構造はティラワ側、ヤンゴン側ともに連続構造であるため、橋軸方向に大きな相対変位が生じた場合でも中間橋脚上で橋軸方向の桁の脱落は生じない。端橋脚（P5 橋脚および P20 橋脚）について、桁の橋軸方向の移動については、桁かかり長を確保することで桁の脱落を防止する。桁の橋軸直角方向の移動については、横変位拘束構造としてアンカーバーを設けることで脱落を防止する。

- 桁かかり長 (SEM) の計算 [P5 および P20]

P5 橋脚ならびに P20 橋脚の桁かかり長は道路橋示方書に示される下式を用いて設定する。中間橋脚は上部工が連続構造であるため桁の脱落は生じないことから、照査は行わない。

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l$$

ここに、

l: 支間長(m)で、1 橋脚上に二つの上部構造の端部が支持され両側の桁の支間長が異なる場合においては、大きい方の支間長を用いる。P5 橋脚の P6 側の支間長である 74m を用いる。P20 橋脚は P19 橋脚側の支間長 104m を用いる。

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \times [74(m) \text{ または } 104m]$$

$$= 1.070 \text{ (m)} \quad \text{[P5 橋脚]}$$

$$= 1.220 \text{ (m)} \quad \text{[P20 橋脚]}$$

- 支承縁端距離 (S)

支承縁端距離は道路橋示方書に示される下式により決定する。

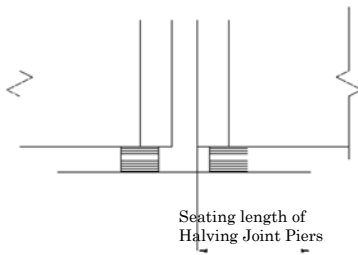
$$S \geq 0.2 + 0.005l$$

$$S \geq 0.2 + 0.005 \times [74(m) \text{ または } 104m]$$

$$= 0.570 \text{ (m)} \quad \text{[P5 橋脚]}$$

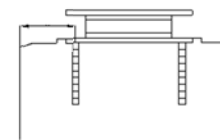
$$= 0.720 \text{ (m)} \quad \text{[P20 橋脚]}$$

以上を考慮して決定した橋座幅を表 4.4.12 ならびに



出典: JICA 調査団

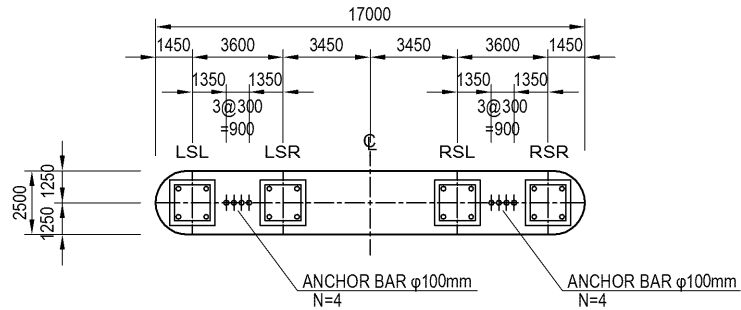
図 4.4.24 桁かかり長



出典: JICA 調査団

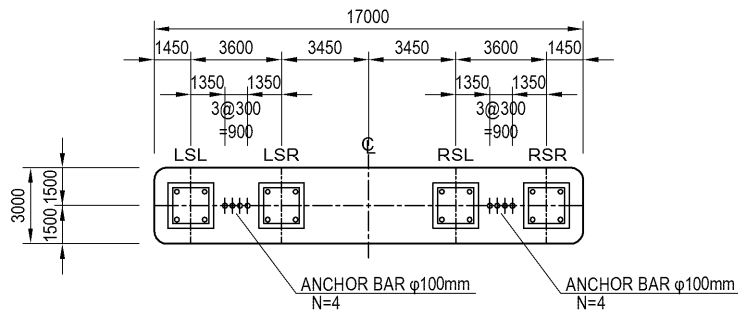
図 4.4.25 支承縁端距離

表 4.4.13 に示す。また橋座のレイアウトを図 4.4.26 から図 4.4.29 に示す。



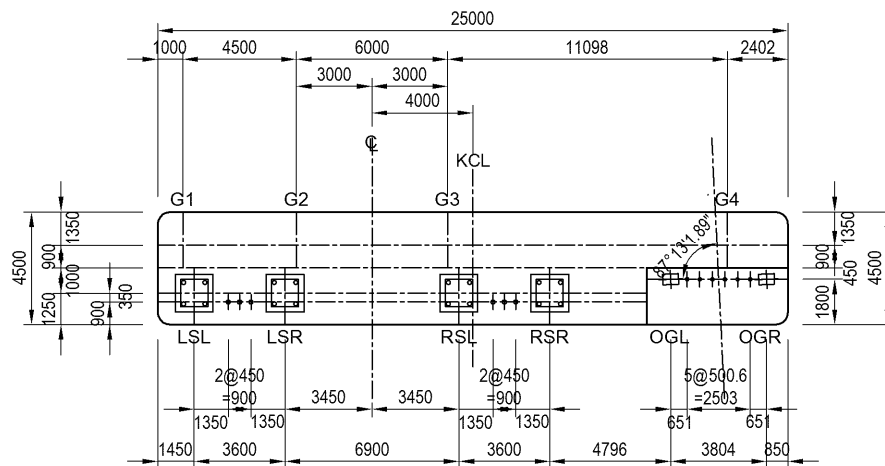
出典: JICA 調査団

図 4.4.26 P1~P3、P24,P25 橋脚の橋座レイアウト



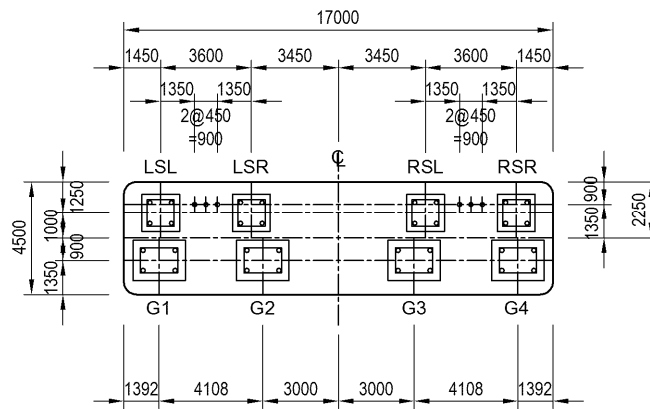
出典: JICA 調査団

図 4.4.27 P4、P21~P23 橋脚の橋座レイアウト



出典: JICA 調査団

図 4.4.28 P5 橋脚の橋座レイアウト



出典：JICA 調査団

図 4.4.29 P20 橋脚の橋座レイアウト

(2) 柱形状および寸法

B/D における橋脚の基本形状は F/S で提案されたコンセプトを踏襲し銀杏型 (図 4.4.30) 橋脚としている。しかしながら、D/D において計画地盤高の精査ならびに橋脚構造高のレビューを行ったところ、背の低い陸上橋脚については橋脚に梁を設けることが必ずしも合理的ではないことが確認された。すなわち背の低い橋脚の場合、梁のほぼ全体が、柱幅を絞り切る前に土中に埋没するため、複雑な配筋に加えて足場や支保工等のコストを投入しても躯体コンクリート量を低減するほどの効果が得られないため、合理的ではない。このことを踏まえて、背の低い陸上橋脚 P1～P3 橋脚 (ティラワ側)、ならびに P24 および P25 橋脚 (ヤンゴン側) については壁式橋脚を採用することとした。



出典：東京都庁 (右)、Wikipedia (左)

図 4.4.30 銀杏型のイメージ図

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 4.4.14 ならびに表 4.4.15 に示す。

表 4.4.14 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"> • Shortening of pier height: Due to reclamation soil depth (up to MSL+4.3m) and minimization of design overburden soil depth pier heights are minimized. Piers heights are shortened by 1.6m in average comparing with BD. • Deign Soil Parameter: Soil parameters for a foundation design was updated. DD's soil parameters is weaker than BD so that a strengthening of foundation is made by means of change of pile diameter from 1.5m to 2.0m. • Optimization of Pile Diameter of CIP Pile: (BD: φ1.5m, 3x4=12nos, DD: φ2.0m, 3x4=12nos) Based on the updates of the pier height and the soil parameter, pile diameter of 2.0m is selected. • Column type: (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, a wall type column is recommended in DD. 	

出典: JICA 調査団

表 4.4.15 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"> • Shortening of pier height: Due to reclamation soil depth (up to MSL+4.3m) and minimization of design overburden soil depth pier heights are minimized. Piers heights are shortened by 1.8m comparing with BD. • Deign Soil Parameter: Soil parameters for a foundation design was updated. DD's soil parameters is weaker than BD so that a strengthening of foundation is made by means of change of pile diameter from 1.5m to 2.0m. • Optimization of Pile Diameter of CIP Pile: (BD: φ1.5m, 5x3=15nos, DD: φ2.0m, 4x3=12nos) Based on the updates of the pier height and the soil parameter, pile diameter of 2.0m is selected. 	

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 4.4.16 に柱断面寸法の考え方を整理する。

表 4.4.16 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			
P5	4.5m	25.0m	3.0m	
壁式橋脚	P20	4.5m	11.0m	3.0m
	P1~P3 P24 P25	2.5m	17.0m	(背が低い梁の設置は行わない)

出典: JICA 調査団

(3) 中空橋脚の適用についての検討

橋脚高が高く、また柱の平面形状も大きい場合、柱を中空断面とすることでコンクリート重量に起因する慣性力を低減できるため耐震性設計上有利となり、さらに使用するコンクリート量を減らすことができることからコストを縮減できる可能性がある。PC 橋の下部工柱高は最大でも 19.4m (P20 橋脚) であり高橋脚と呼ばれる高さではないものの、同橋脚の柱断面は、橋軸方向幅が 4.5m あり、中空断面を建設に必要な内空幅 2.0m 程度を確保できることから、検討をおこなった。

検討に用いる橋脚は P20 橋脚とした。内空部の寸法は下図に示すとおりで、壁厚 1.0m とし、中空部の形状は高さ 9.0m、幅 2.5mx9.0m とした。中空部下端の高さは、柱基部に形成される可能性のある塑性化領域を考慮して、柱基部から 4.5m とした。また中空部の上端位置は、梁部の鉄筋との取り愛から決定した。

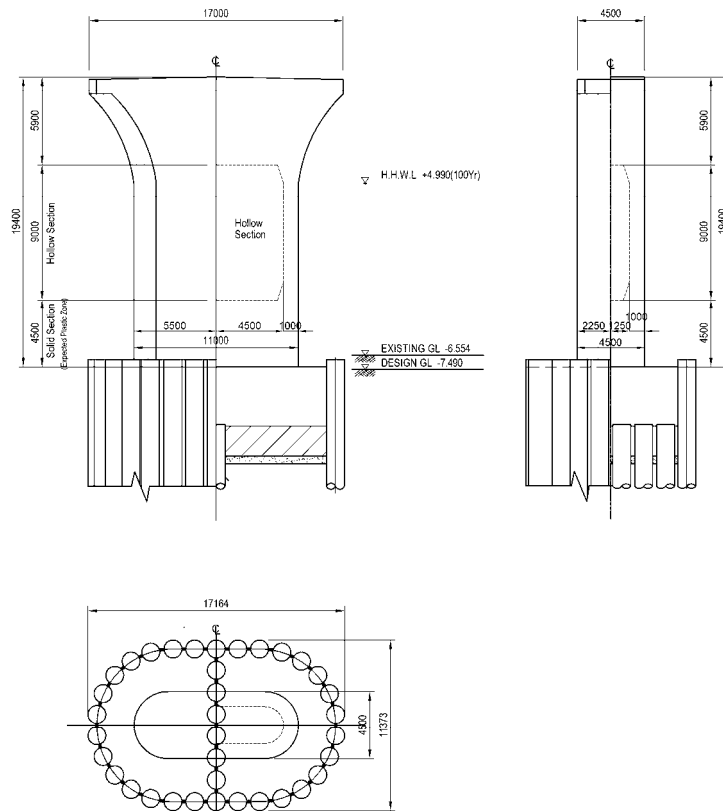


図 4.4.31 中空橋脚とした場合の図 (P20 橋脚)

出典: JICA 調査団

検討の結果、中空断面とする場合、使用するコンクリート量は低減するものの柱主鉄筋量が増加する。また内部空間を建設するための型枠や足場が必要となるなど、経済性の比率は、充実断面橋脚に対して 0.99 と大きなコスト縮減効果を得られないことが分かった。中空橋脚は狭矮な空間で複雑な配筋作業を行わなければならないため、充実断面に対して施工性が劣ることは明らかである。さらに、維持管理面において、内部空間の点検は作業性が悪く、仮に橋脚が損傷した場合の補修作業は非常に困難となる。

以上より、PC 箱桁橋の橋脚に中空断面橋脚を採用しないこととした。検討結果を表 4.4.17 に示す。

表 4.4.17 充実断面橋脚と中空断面橋脚の比較 (P20 橋脚、橋軸方向柱幅 4.5m)

Evaluation Item	Solid Cross Section Column	Hollow Cross Section Column
Schematic View		
Evaluation	<ul style="list-style-type: none"> • Construction Cost: Concrete volume of a hollow column can be reduced by around 200m³ comparing with a solid column. However, quantities of formwork and falsework for inner space are additionally required for the hollow column. Moreover, larger diameter of axial rebar of column is necessary for the hollow column. Thus, cost benefit of the hollow column is minor. (99% comparing with the solid column type) • Construction Workability: Narrow space construction is required for the hollow column thus various difficulties cause a longer construction duration. • Maintenance Workability: Maintenance of inner surface is difficult. Moreover, a rehabilitation of column, if required, is also difficult. • Conclusion: Solid Type Pier Column is recommended. 	

出典：JICA 調査団

4.4.6 PC 箱桁橋の基礎の検討

4.4.6.1 検討方針

B/D における基礎工の検討では、設計水平震度等 FS 時点から変更された設計条件を踏まえて構造物の概略計算を実施し、計画内容の妥当性を検証した。また、経済性や施工性等に配慮して施設の内容や規模の最適化を図った。地形・地質調査や河川解析が橋梁設計と同時期に実施されていたが、これらの調査結果は D/D で橋梁設計に反映することとし、B/D では F/S 時点の調査結果をと並行して調査を実施中であったため F/S 時点の資料を用いることを基本とした。

D/D においては最新の地形・地質条件や河川条件等を考慮して橋梁の全体解析ならびに各下部構造の詳細設計を実施した。

4.4.6.2 支持層の選定および支持層への基礎の根入れ

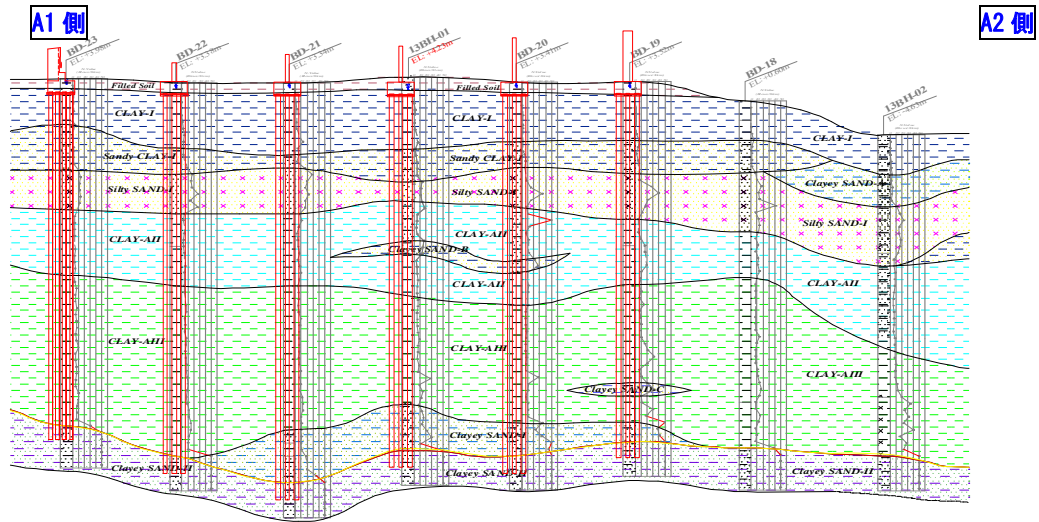
(1) 支持層の選定

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。

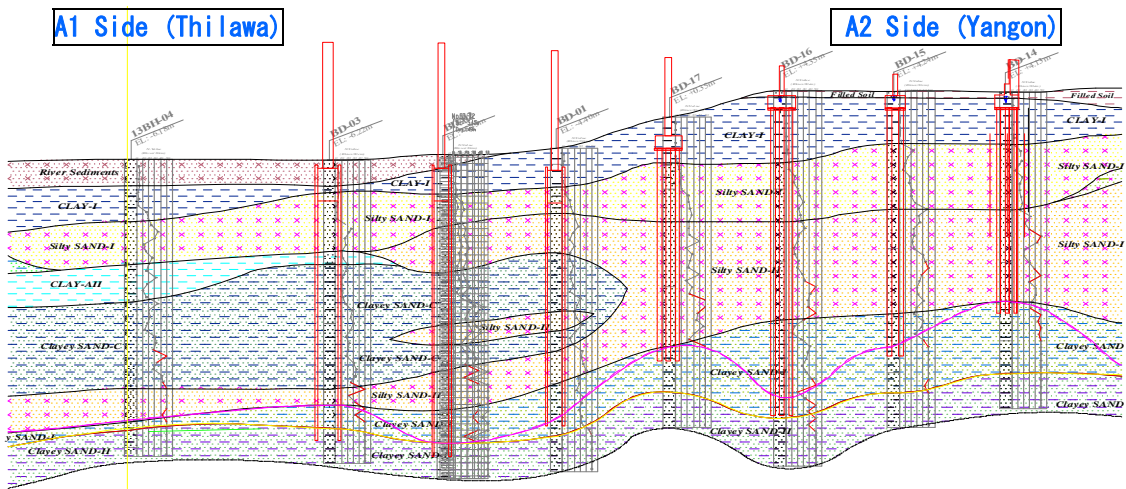
A1側: Clayey SAND-II layer, MSL-50.0 ~ -60.0m

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



出典: JICA 調査団

図 4.4.32 想定地質縦断面図と支持層線(A1側)



出典: JICA 調査団

図 4.4.33 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 4.4.18 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 4.4.19 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

4.4.6.3 設計に用いる土質定数の評価

プロジェクト範囲全体に対する土質調査結果の評価は、総合的な視点で、地質調査専門家により行われ、本報告書の自然条件調査の項にて詳述している。一方、橋梁設計に用いる土質定数の評価については、地質調査専門家の評価結果に配慮しつつ、橋梁設計者が架橋位置により適合するよう設定する必要がある。ここでは、B/D で実施中であった土質調査結果をレビュー下結果、橋梁基礎の設計に与える影響が大きい土質パラメーターである土の変形係数について、液状化低減係数 (D_E) とあわせて報告する。

基礎の変位量は、地盤の弱層部分の挙動に大きく支配される。また、基礎頂部に作用する荷重に対して生じる水平変位は、地表面に近い地盤の変形特性に支配される。本業務で実施した土質調査結果によると、F/S 時点の地質調査結果の値に比べて、土の変形係数を全体的に小さく見直す必要性が確認された。特に地表面に近い土層については、土の変形係数をこれまで用いていた値の 50%程度に小さくする必要があった。液状化の評価については、B/D では F/S 時点の評価結果を用いており、A2 (ヤンゴン) 側に一層だけ土質定数を低減すべき土層が存在した。しかしながら D/D の調査結果によると、全体の傾向として、土質定数を低減すべき土層の数ならびに低減規模ともに増加している。土の変形係数ならびに液状化低減係数を表 4.4.20 ならびに表 4.4.21 整理する。

以上のとおり、D/Dにおける地盤の変形特性に関する評価はF/S～B/Dに比べて弱く、その結果、構造物の安定性を保つために杭本数の増加や杭径の拡大で対処する必要が生じていた。

表 4.4.20 土の変形係数と液状化低減係数の整理(A1側)

Str. No.	A1			P1			P2			P3			P4			P5			
	BD-23			BD-22			BD-21			No13BH-01			BD-20			BD-19			
Depth	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	
1	Filled Soil	N=2 E=1400 D _E =N/A	N=1 E=700 D _E =N/A	Filled Soil	N=2 E=1400 D _E =N/A	N=1 E=700 D _E =N/A	Filled Soil	N=2 E=1400 D _E =N/A	N=1 E=700 D _E =N/A	Filled Soil	N=2 E=1400 D _E =N/A	N=1 E=700 D _E =N/A	Filled Soil	N=2 E=1400 D _E =N/A	N=1 E=700 D _E =N/A	Filled Soil	N=2 E=1400 D _E =N/A	N=1 E=700 D _E =N/A	
2																			
3																			
4	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	
5																			
6																			
7																			
8																			
9	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =1/3	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =1/3	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =1/3	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =1/3	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =1/3	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =1/3	
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	
17																			
18																			
19																			
20																			

出典: JICA 調査団

表 4.4.21 土の変形係数と液状化低減係数の整理(A2側)

Str. No.	P20			P21			P22			P23			P24			P25			A2		
	BD-3			BD-2			BD-1			BD-17			BD-16			BD-15			BD-14		
Depth	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD
1				R.S.	E=2800, D _E =N/A	E=1200, D _E =1/3							F.S.	E=2000, D _E =N/A	E=2100, D _E =N/A	F.S.	E=2000, D _E =N/A	E=2100, D _E =N/A	F.S.	E=2000, D _E =N/A	E=2100, D _E =N/A
2	River sediments	N=4 E=2800 D _E =N/A	N=3 E=1200 D _E =1/3	CLAY-I	N=4 E=2800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =2/3	CLAY-I	N=4 E=2800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =1/3	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =1/3	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A
3																					
4																					
5	CL-I	E=2800, D _E =N/A	E=900, D _E =N/A																		
6																					
7																					
8	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=5200 D _E =1/3	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=5200 D _E =2/3	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=5200 D _E =2/3	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=6500 D _E =2/3	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=6500 D _E =2/3	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=6500 D _E =2/3	Silty SAND-I	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=13 E=6500 D _E =2/3
9																					
10																					
11																					
12																					
13																					
14	CL-II	N=5 E=2500 D _E =2/3	N=7 E=4900 D _E =N/A																		
15																					
16																					
17	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=20 E=14000 D _E =1	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=20 E=14000 D _E =1	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=20 E=14000 D _E =1	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=25 E=17500 D _E =1	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=25 E=17500 D _E =1	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=25 E=17500 D _E =1	Clayey SAND-C	N=30 E=21000 D _E =1	N=25 E=17500 D _E =1
18																					
19																					
20																					

出典: JICA 調査団

4.4.6.4 負の周面摩擦力について

調査団の施工計画では、橋梁建設位置の地盤高を施工前に MSL+4.3m まで嵩上げすることで、河川水位の変動による施工ヤードの頻繁な水没を防止する計画となっている。施工時の盛土は建設後も残地される計画であるため、橋梁基礎の設計計算においては盛土荷重によって生じる可能性のある軟弱土層の圧密沈下と負の周面摩擦力の影響を考慮する必要があった。検討結果を表 4.4.22 に整理する。

表 4.4.22 盛土荷重による圧密層の検討

1. A1 (Thilawa) Side: PC-Box Girder Bridge

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
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
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
Downdrag Zone	EL	m	-10.0	-10.6	-9.7	-11.8	-9.6	-10.5
Reference Boring No.	-	-	BD23	BD22	BD21	BH-01	BD20	BD19
Bearing Stratum	-	-	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II

2. A2 (Yangon) Side: PC-Box Girder Bridge

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
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
Foundation Type	-	-	SPSP	SPSP	SPSP	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile
Pile Length	L	m				32.500	47.000	38.000	31.500
Downdrag Zone	EL	m				-6.7	-6.7	-3.8	-3.9
Reference Boring No.	-	-	BD3	BD2	BD1	BD17	BD16	BD15	BD14
Bearing Stratum	-	-	CS-I	CS-I	CS-I	CS-I	CS-I	CS-I	CS-I

出典: JICA 調査団

4.4.6.5 基礎工形式の比較

(1) 検討方針

橋梁下部工の基礎工形式は、構造物の計画位置と仮設構造物の関係に着目して陸上部および河川部に分けて検討を行った。河川部の構造物のうち川岸付近に計画される橋脚については、河床の深さが低水路部に比べて浅いことから、仮締切りの構造形式と基礎形式の組み合わせを含めた検討を行った。

(2) 検討条件

基礎工形式の比較検討に用いる設計条件を以下に整理する。

- 支持層は MSL-50m 程度に分布する砂質土 (Clayey SAND-II)

- 上部工形式は、支間長 50m 程度であり、鉛直荷重の規模は普通からやや大きい
- 陸上部の地下水位は地表面に近い
- 代表的な橋脚構造高は、陸上橋脚は柱高 8m 程度、河川橋脚は 20m 程度とする
- 橋台構造高は A1 橋台を用い、8.0m とする
- 比較に用いる単価は F/S 単価を元に BD 用に再構成した単価を用いる

(3) B/D における検討結果

1) 陸上部 (A1~P5、P24~A2)

陸上部の基礎工事は現地盤または造成後の地盤高からドライ施工とすることが可能と想定した。

既製杭のうち杭径 600mm 以下の PHC 杭は現地調達が可能であるが、橋梁規模に対して杭径が小さいため適用性が低い。さらに現地調達可能な工法は打撃工法だけであるため、中間層に連続的に分布するやや締まった砂質土層部を打ち抜くことが困難となるため。大口径の PHC 杭および中掘り機を日本調達とする場合については、現地調達可能な場所打ち杭よりも高価となることが明らかであった。以上より、PHC 杭は比較案として採用しないこととした。

鋼管杭については、橋梁の規模を踏まえると杭径 1000mm かつ板厚 22mm 程度が必要となるが、現地の工場での製作実績がないことから海外調達に限定される。上述の中間層の打ち抜きに必要となる中掘り機については PHC 杭のケースと同様に海外調達となるため、場所打ち杭よりコスト面で鋼管杭が場所打ち杭よりも劣ることが明らかであり、比較案に採用しないこととした。

場所打ち杭については、支持層深度が深いことから連続的に掘削を行えるリバースサーキュレーションドリル工法の適用性が高い。比較検討は、橋梁の規模と杭径の実績を踏まえて、 $\phi 1.2\text{m}$ 、 $\phi 1.5\text{m}$ 、 $\phi 2.0\text{m}$ の 3 種類を用いて実施した。検討の結果、B/D では、“場所打ち杭 (リバースサーキュレーション工法) $\phi 1.5\text{m}$ ” を経済性、施工性に優れた採用案とした。検討結果は表 4.4.23 および表 4.4.24 に整理する。

2) 河川部 (低水路) (P5~P9、P20~P22)

河川内に設置される橋脚は、柱以外の基礎部分による水面の占有が許可されていない。このため河川内橋脚は、基礎部分を河床以深に構築するために仮締切りを用いたドライ施工とする必要がある。仮締め切りの構造形式としては、計画上の水頭差が 15m 程度となり鋼矢板による仮締切りが適用範囲を超えるため、鋼管矢板締切りを用いる必要がある。

鋼管矢板締切りを採用する場合の基礎形式としては、仮締切り内に杭基礎等を別途建設する方法と鋼管矢板締切りを基礎と兼用する方法があるが、一般に後者が経済的となるため、FS と同様に締切り兼用鋼管矢板基礎を比較案とする。鋼管矢板基礎の杭径は、橋梁の規模と杭径の実績を踏まえて $\phi 1.0\text{m}$ 、 $\phi 1.2\text{m}$ の 2 種類で実施した。

検討の結果、経済性ならびに施工性等で優れる“鋼管矢板基礎 $\phi 1.2\text{m}$ (打撃工法)”を河川部 (低

水路) の最適基礎形式とした。表 4.4.25 に基礎形式比較結果を示す。

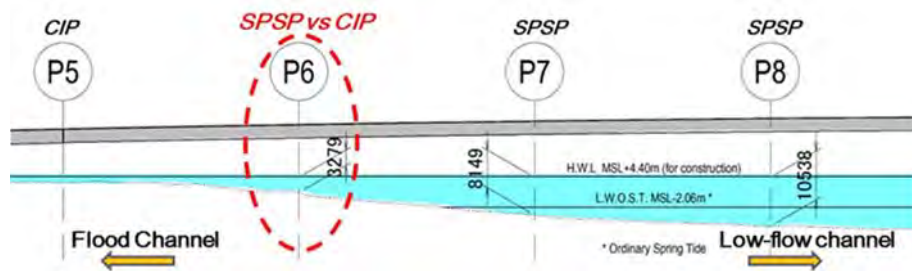
3) 河川部 (川岸) (P6 および P23)

河川部の川岸に計画される橋脚の基礎形式について、低水路の橋脚と同様に柱以外の基礎部分による水面の占有が許可されていない。このため河川内橋脚は、基礎部分を河床以深に構築する計画とすべく仮締切りを用いたドライ施工を検討案とした。

川岸部は低水路部に比べて河床高が浅く、仮締切り工計画上の水頭差は 10m 程度であるため、鋼矢板による仮締切りの適用可能とした。鋼矢板で仮締切りを行う場合、杭基礎との組み合わせが経済的であり、組み合わせる杭種及び杭径は先述の採用形式を用いて、“場所打ち杭 (リバースサーキュレーション工法) $\phi 1.5\text{m}$ ” とした。比較案には、“締切り兼用鋼管矢板基礎 (打撃工法) $\phi 1.2\text{m}$ ” を用いた。

第 1 案： 場所打ち杭 (リバースサーキュレーション工法) $\phi 1.5\text{m}$

第 2 案： 締切り兼用鋼管矢板基礎 (打撃工法) $\phi 1.2\text{m}$



出典: JICA 調査団

図 4.4.34 河床深さの比較

経済性、施工性、工期、環境負荷等を比較した結果、場所打ち杭 (リバースサーキュレーション工法) $\phi 1.5\text{m}$ が総合的に優れる結果となった。F/S の提案基礎形式は鋼管矢板基礎であったが、本検討結果を優先し、河川部 (川岸部) の最適基礎形式は場所打ち杭 (リバースサーキュレーション工法) $\phi 1.5\text{m}$ とした。表 4.4.26 に基礎形式比較表を示す。

注記: D/D 実施中に DWIR から航路位置に関する通知を受けている。この通知に基づき、調査団は B/D で提案した P5~P10 橋脚に関して、上部工形式を含めて支間割の再検討を実施した。検討の結果、A1 (ティラフ) 側の河川内は鋼箱桁橋が採用されたため、図 4.4.34 では、P6 から P9 橋脚を表示しているが、PC 箱桁橋の設計スコープから削除されている。しかしながら、F/S レビューから D/D に至る設計作業の記録を残すために、本図は D/D 報告書においても使用することとしている。

(4) D/D における基礎形式の検討方針

DD では、新たに得られた自然条件 (土質試験結果、地盤高) と下部工構造高ならびに上部工反力等の更新値を用いて基礎の計算を行い、BD 採用案の妥当性を確認した。

- 土質定数の更新: B/D 未完了であった土質調査結果を反映した。D/D では、土の変形係数が全般的に小さくなり、また液状化程度が BD 時点に比べて大きい。
- 地盤高等の更新: 底版上の土かぶり深さならびに計画地盤高の変更を行った。
- 上部工反力の更新: 上記の変更を全体解析に反映し、また計算精度を向上させた。

(5) DD における基礎形式結果

1) 陸上部の基礎形式の選定 (A1~P5、P24~A2)

上述のとおり設計条件を変更して基礎形式のレビューを実施した結果、橋脚の基礎については杭径を $\phi 2.0\text{m}$ 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) $\phi 1.5\text{m}$ が妥当であることを確認した。検討結果をおよび表 4.4.28 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) $\phi 2.0\text{m}$

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) $\phi 1.5\text{m}$

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 4.4.29 に整理する。

P20 橋脚: SPSP 基礎 $11.373\text{m} \times 17.164\text{m}$ (使用鋼管径 1.2m)

P21&22 橋脚: SPSP 基礎 $8.535\text{m} \times 17.222\text{m}$ (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) $\phi 2.0\text{m}$ (鋼矢板による締め切り)

表 4.4.23 陸上部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		
	Outline Drawing	Bridge's Longitudinal Direction	Outline Drawing	Bridge's Longitudinal Direction	Outline Drawing	Bridge's Longitudinal Direction	
Design Results	item	mark	unit	Bridge's Longitudinal Direction	Bridge's Longitudinal Direction	Bridge's Longitudinal Direction	
	Maximum Pile Reactions	Pmax	kN	2,070.2	2,778.1	4,399.9	
		Ra	kN	6,156.0	7,784.0	10,600.0	
	Amount of Displacement	ox	mm	0.3	0.4	0.4	
		oxa	mm	3.8	4.2	3.2	
		R	mm	15.0	15.0	15.0	
Stress of a Pile	os	N/mm ²	10.4	11.2	193.3		
	osa	N/mm ²	160.0	160.0	160.0		
Maximum Stress of a Pile			0.1	0.1	0.0		
Constructability	os = 210.26 kN/m ² <osa = 300 kN/m ² (OK)			os = 193.26 kN/m ² <osa = 300 kN/m ² (OK)		os = 170.00 kN/m ² <osa = 300 kN/m ² (OK)	
	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 smallest amount of pile works.	
Construction Period	The amount of pile works including ground excavation is considerably large. (3.7Months)			The amount of pile works including ground excavation is considerably the smallest. (3.1Months)		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller. (3.2Months)	
Environmental Aspect	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	1.279			1.000		1.260	
Overall Evaluation	△			◎		○	

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

出典: JICA 調査団

表 4.4.24 陸上部の基礎形式比較結果(橋脚)

Item	mark	unit	Cast in Place RC Piles φ1.2m		Cast in Place RC Piles φ1.5m		Cast in Place RC Piles φ2.0m	
			Longitudinal Direction	Transverse Direction	Longitudinal Direction	Transverse Direction	Longitudinal Direction	Transverse Direction
Maximum Pile Reaction	Pmax	kN	2,892.3	2,892.3	3,796.7	3,796.7	5,453.5	5,453.5
Amount of Displacement	R _{oa}	mm	6,995.0	6,995.0	8,883.0	8,883.0	12,351.0	12,351.0
	R _{osa}	mm	0.4	0.4	0.5	0.5	0.4	0.4
Stress of a Pile	R _{oa}	N/mm ²	0.0	0.0	12.3	12.3	0.0	0.0
	R _{osa}	N/mm ²	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
Maximum Stress of a Pile	R _{oa}	N/mm ²	-28.6	-28.6	178.0	178.0	-21.8	-21.8
	R _{osa}	N/mm ²	-200.0	-200.0	-300.0	-300.0	-200.0	-200.0
Constructability			0.1	0.1	0.6	0.6	0.1	0.1
Construction Period			214.69	214.69	220.05	220.05	225.66	225.66
Environmental Aspect			1.037	1.037	1.000	1.000	1.155	1.155
Judge			○	○	◎	◎	△	△

Design Results	Longitudinal Direction	Transverse Direction
Maximum Stress of a Pile	σ _{oa} = 214.69 kN/m ² < σ _{cap} = 300kN/m ² (OK)	σ _{oa} = 214.69 kN/m ² < σ _{cap} = 300kN/m ² (OK)
Constructability	The amount of number of pile is the largest and this alternative is the most inferior one in terms of constructability.	This alternative entails the smallest amount of pile works.
Construction Period	○	◎
Environmental Aspect	△	◎
Cost Ratio	1.037	1.000
Judge	○	◎

Design Results	Longitudinal Direction	Transverse Direction
Maximum Stress of a Pile	σ _{oa} = 220.05 kN/m ² < σ _{cap} = 300kN/m ² (OK)	σ _{oa} = 220.05 kN/m ² < σ _{cap} = 300kN/m ² (OK)
Constructability	This alternative entails the smaller amount of pile works.	This alternative entails the smallest amount of pile works.
Construction Period	○	◎
Environmental Aspect	△	◎
Cost Ratio	1.037	1.000
Judge	○	◎

Design Results	Longitudinal Direction	Transverse Direction
Maximum Stress of a Pile	σ _{oa} = 225.66 kN/m ² < σ _{cap} = 300kN/m ² (OK)	σ _{oa} = 225.66 kN/m ² < σ _{cap} = 300kN/m ² (OK)
Constructability	This alternative entails the largest amount of excavation works.	This alternative entails the smallest amount of excavation works.
Construction Period	○	◎
Environmental Aspect	△	◎
Cost Ratio	1.037	1.000
Judge	○	◎

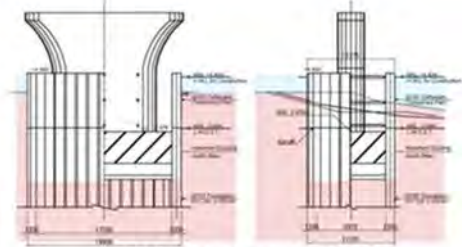
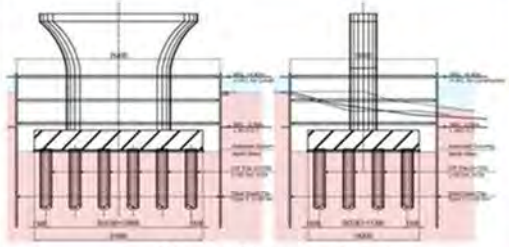
出典: JICA 調査団

表 4.4.25 河川部の基礎形式比較結果(P7~P9、P20~P22)

Pile Diameter	Alternative 1. SPSP φ1.0m (t=14-18, n=40)	Alternative 2. SPSP φ1.2m (t=14-16, n=36)
Outline Drawing		
Constructibility	The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructibility. △	This alternative entails the smaller amount of pile works. ○
Construction Period	The amount of pile works including ground excavation is considerably large. (5.4Months) ○	The amount of pile works including ground excavation is considerably the smallest. (4.8Months) ◎
Environmental Aspect	This alternative entails the largest amount of excavation works. △	This alternative entails the smallest amount of excavation works. ◎
Cost Ratio	1.050 ○	1.000 ◎
Judge	○	◎
Legend : ◎ Very Good, ○ Good, △ Average		

出典：JICA 調査団

表 4.4.26 河川部の基礎形式比較結果(P6 および P23)

Evaluation Item	Alt-1 : SPSP Foundation (D=1.2m) [selected inFS]	Alt-2 : CIP Pile Foundation (D=1.5m)
Schematic View	 <p>D=1200mm x 44 nos. (L=55.0m)</p>	 <p>D=1500mm x 24 nos. (L=50.5m)</p>
Workability & Quality Control	<ul style="list-style-type: none"> - Sufficient watertightness to a planned waterhead - Changes of pile length during construction is available - Facile quality control due to use of prefabricated steel pipe piles - Careful adjustment is necessary for driving of deep steel pipes 	<ul style="list-style-type: none"> - Sufficient watertightness to a planned waterhead - Flexible to changes of pile length during construction - Careful quality control is necessary for in-situ concrete casting - Careful quality control is necessary for construction of deep borehole
Structural Aspect	- Sufficient to support a superstructure reaction	- Sufficient to support a superstructure reaction
Cost Ratio	1.87	1.00
Construction Period	4.4 Months (for Pier P6)	4.1 Months (for Pier P6)
Environmental Aspect	<ul style="list-style-type: none"> - Louder noise and larger vibration than CIP pile construction of foundation - Smaller amount of disposal of excavated soil 	<ul style="list-style-type: none"> - Lower noise and vibration than SPSP foundation construction - Larger amount of disposal of excavated soil
Evaluation	Less Recommended	Recommended

Legend : ◎ Very Good, ○ Good, △ Average

出典 : JICA 調査団

表 4.4.27 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	3,089.1	1,608.0	2,978.8	2,003.8	3,540.6	2,003.8	3,582.1	3,895.5	
Reactions of Displacement	mm	0.46	0.56	0.54	0.43	0.49	0.43	0.49	0.66	
Stress of a Pile	N/mm ²	211.5	15.0	14.8	15.0	15.0	0.85	15.0	17.3	
Maximum Stress of a Pile	N/mm ²	300.0	0.09	267.6	0.98	184.5	0.00	231.6	300.0	
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.		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.		The amount of pile works including ground excavation is considerably large.		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		1.235		1.000	
Judge	◎		◎		◎		◎		◎	
<p>σ_s = 268 kN/m² < σ_{sa} = 309 kN/m² (OK)</p> <p>σ_s = 232 kN/m² < σ_{sa} = 308 kN/m² (OK)</p> <p>σ_s = 242 kN/m² < σ_{sa} = 300 kN/m² (OK)</p>										

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

出典: JICA 調査団

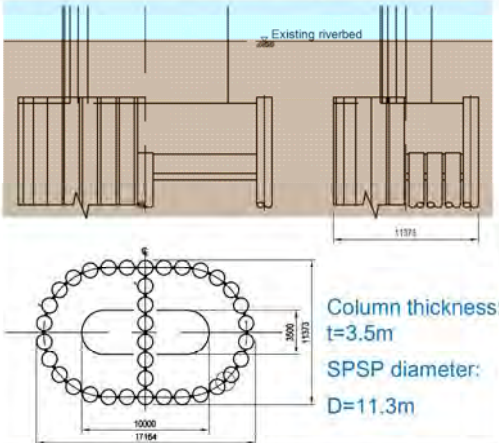
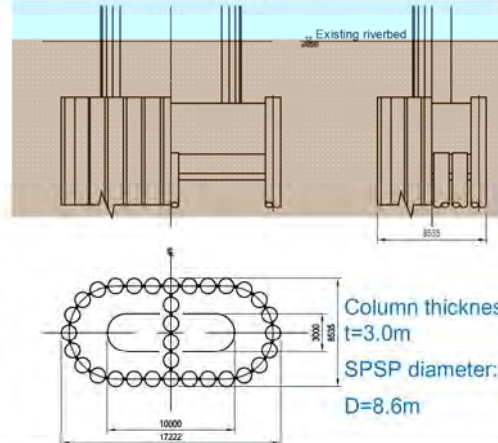
表 4.4.28 橋台の基礎形式レビュー結果(D/D)

Item	Unit	Cast in Place RC Piles φ1.2m		Cast in Place RC Piles φ1.5m		Cast in Place RC Piles φ2.0m	
		Seismic Situation	Seismic Situation	Seismic Situation	Seismic Situation	Seismic Situation	Seismic Situation
Design Results	Maximum Pile Reactions	Pmax	1,208.0	1,844.6	1,605.1	2,400.7	3,761.0
	Amount of Displacement	Ra	2,797.0	4,400.0	3,730.0	5,916.0	8,603.0
		σ/σa	0.43	0.42	0.43	0.41	0.44
	Stress of a Pile	σx	5.3	13.6	4.5	13.6	4.3
		σxa	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	Maximum Stress of a Pile	R	0.35	0.90	0.30	0.91	0.29
		σs	38.6	272.7	29.6	262.6	22.1
	Constructability	σsa	160.0	300.0	160.0	300.0	160.0
		σ/σa	0.24	0.91	0.18	0.88	0.14
	Construction Period	σs = 273 kN/m ² < σsa = 300 kN/m ² (OK)		σs = 263 kN/m ² < σsa = 300 kN/m ² (OK)		σs = 255 kN/m ² < σsa = 300 kN/m ² (OK)	
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 smallest amount of pile works.			
Environmental Aspect	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.		
	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		1.095	1.000	1.171			
Overall Evaluation		○	◎	◎	△	△	

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

出典: JICA 調査団

表 4.4.29 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"> • Optimization of column thickness in a longitudinal direction: (BD: 3.5m, DD: 3.0m) 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 3.0m in thickness is feasible.. • SPSP Diameter: (BD: 11.3m DD: 8.6m) 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. DD's soil parameters is weaker in general though, thanks to a higher rigidity of SPSP its outer diameters can be minimized from 11.3m to 8.6m. • Benefits of smaller diameter of SPSP: <ul style="list-style-type: none"> - Reduction in construction quantities of Steel pipe piles (36⇒32nos), - Reduction in construction quantities of a soil excavation inside the SPSP well (reduction by 20%) - Minimization in quantities of timbering supports within SPSP. (reduction by 25%) 	

出典: JICA 調査団

4.4.7 下部工詳細設計結果

4.4.7.1 荷重の組み合わせ

PC 橋の下部工の設計では表 4.4.30 に示す荷重状態を検討する。ただし、風荷重と組み合わせた荷重状態については、PC 橋では風荷重による水平力が地震時による慣性力に比べて著しく小さく、構造物の安定計算上支配的とならないことが明らかであるため検討を行わない。

表 4.4.30 下部工および基礎工の設計で考慮する荷重状態

Load Combinations	Load Situations	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	Increase Coefficients
		Dead Loads (D)	Live Loads (L)	Impact (I)	Prestress Force (PS)	Influence of Creep of Concrete (CR)	Influence of D dry Shrinkage of Concrete (SH)	Earth Pressure (E)	Water Pressure (HP)	Buoyancy (U)	Wind Loads (W)	Effect of Temperature Change (T)	Seismic Effects (EQ)	Collision of Vessel (CO)	
1. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP)	Ordinary condition	○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
		○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
		○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
2. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + effects of temperature change (T)	Ordinary condition	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
		○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
		○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
3. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + wind loads (W)	Extreme Wind	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				1.25
		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			1.25
4. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + effects of temperature change (T) + wind loads (W)	Extreme Wind	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			1.35
		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		1.35
5. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + vessel collision loads (CO)	Vessel Collision	○	○	○	○	○	○	○	○	○				○	1.50
		○	○	○	○	○	○	○	○	○				○	1.50
6. Principal loads except live loads and impacts + seismic effects (EQ)	Earth-quake	○			○	○	○	○	○	○			○		1.50
		○			○	○	○	○	○	○			○		1.50

出典: JICA 調査団

4.4.7.2 下部工設計用反力

下部工の設計で用いる上部工反力を表 4.4.32 に示す。

表 4.4.31 上部工の作用力(ティラワ側)

Descriptions				Package-1 : PC-Box									
				A1	P1	P2	P3	P4	P5			Total	
Bearing Conditions (M: Movable, F: Fixed, E: Elastic support)				E	E	E	E	E	E	E	M		
Working Height Above Bridge Seat	For Bridge Axis direction		m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	For Transverse Direction		m	-	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	
V	Dead Loads		①	kN	11,600	22,800	22,800	23,200	22,800	11,800	13,700	2,000	27,500
	Live Loads	Max	②	kN	2,800	5,600	5,600	5,600	5,600	2,800	3,500	600	6,900
		Min	③	kN	-400	-600	-1,000	-1,000	-600	-400		-100	-500
H	Influence of dry shrinkage of concrete		④	kN	300	390	160	-160	-390	-350	0	-110	-460
	Influence of creep of concrete		⑤	kN	530	640	270	-270	-640	-620	0	-50	-670
	Effect of temperature change (+)		⑥	kN	-620	-770	-350	350	770	650	750	100	1,500
	Effect of temperature change (-)		⑥	kN	620	770	350	-350	-770	-650	-750	-100	-1,500
	Seismic effects	Longitudinal	⑦	kN	3,050	6,250	7,500	7,450	6,200	3,500	3,900	300	7,700
Transversal		⑧	kN	2,650	7,400	6,700	6,700	7,600	2,650	3,350	750	6,750	
M	Eccentric moment due to Dead Load	Longitudinal	⑨	kN.m	0	0	0	0	0				-400
		Transversal	⑩	kN.m	0	0	0	0	0				-60,900

出典: JICA 調査団

表 4.4.32 上部工の作用力(ヤンゴン側)

Descriptions				Package-2 : PC-Box									
				P20			P21	P22	P23	P24	P25	A2	
				P19side	P21side	Total							
Bearing Conditions (M: Movable, F: Fixed, E: Elastic support)				E	E		E	E	E	E	E	E	
Working Height Above Bridge Seat	For Bridge Axis direction	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	For Transverse Direction	m	2.500	2.500	2.500	2.450	2.450	2.400	2.450	2.500	-		
V	Dead Loads		①	kN	7,650	11,800	19,450	22,600	23,200	22,800	23,000	22,800	11,600
	Live Loads	Max	②	kN	3,400	2,800	6,200	5,600	5,600	5,600	5,600	5,600	2,800
		Min	③	kN	-900	-400	-1,300	-600	-1,000	-1,000	-1,000	-600	-400
H	Influence of dry shrinkage of concrete		④	kN	0	360	360	480	260	0	-260	-420	-340
	Influence of creep of concrete		⑤	kN	0	620	620	870	450	0	-450	-750	-580
	Effect of temperature change (+)		⑥	kN	-110	-620	-730	-1,030	-550	0	550	880	700
	Effect of temperature change (-)		⑥	kN	110	620	730	1,030	550	0	-550	-880	-700
	Seismic effects	Longitudinal	⑦	kN	1,150	3,300	4,450	6,400	6,500	8,050	7,150	6,150	3,250
Transversal		⑧	kN	2,250	2,700	4,950	7,600	6,600	6,950	6,650	7,600	2,650	
M	Eccentric moment due to Dead Load	Longitudinal	⑨	kN.m			5,000	0	0	0	0	0	0
		Transversal	⑩	kN.m			0	0	0	0	0	0	0

出典: JICA 調査団

4.4.7.3 T形橋脚の設計

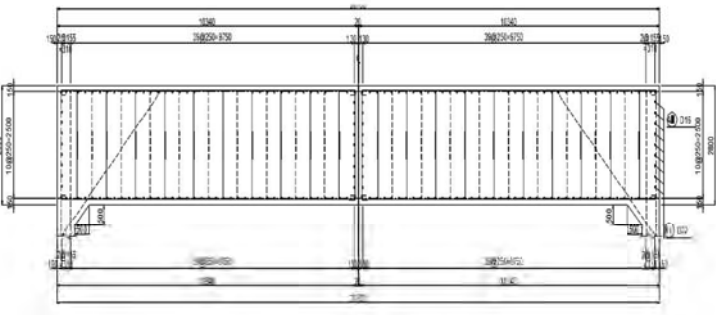
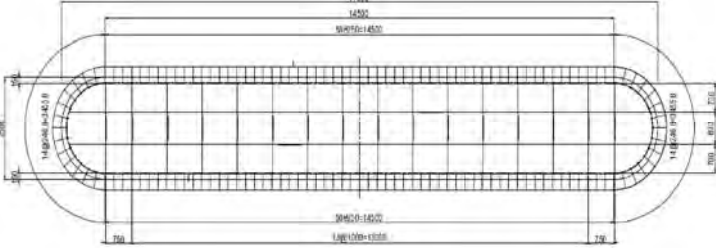
T形橋脚の柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。このとき、もっとも不利となる軸力および曲げモーメントの組み合わせを用いるものとする。

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 4.4.33 から表 4.4.38 に示す。

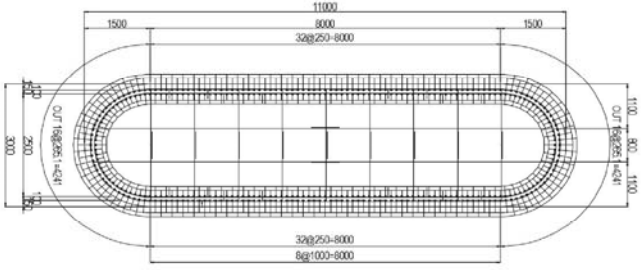
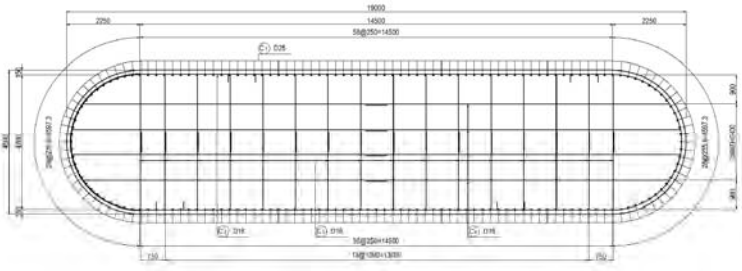
表 4.4.33 橋脚の柱の計算結果(A1,P1~P3)

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	σ_s (N/mm ²)	-2.25	-	-9.04	-	-10.32	-	-10.46	-
		σ_{sa} (N/mm ²)	-200.00	-	-200.00	-	-200.00	-	-200.00	-
		R-ratio	0.01	-	0.05	-	0.05	-	0.05	-
	Seismic	σ_s (N/mm ²)	3.11	-	23.20	-3.94	174.33	-3.57	278.19	-2.86
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	τ_m (N/mm ²)	0.059	-	0.046	-	0.020	-	0.020	-
		τ_a (N/mm ²)	0.145	-	0.129	-	0.129	-	0.137	-
		R-ratio	0.41	-	0.36	-	0.16	-	0.15	-
	Seismic	τ_m (N/mm ²)	0.131	-	0.209	0.201	0.236	0.194	0.244	0.202
		τ_a (N/mm ²)	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 :
 σ_s : Bending Unit Stress
 σ_{sa} : Allowable Unit Stress
 τ_m : Unit Share Force
 τ_a : Allowable Unit Share Force
 R-ratio : Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

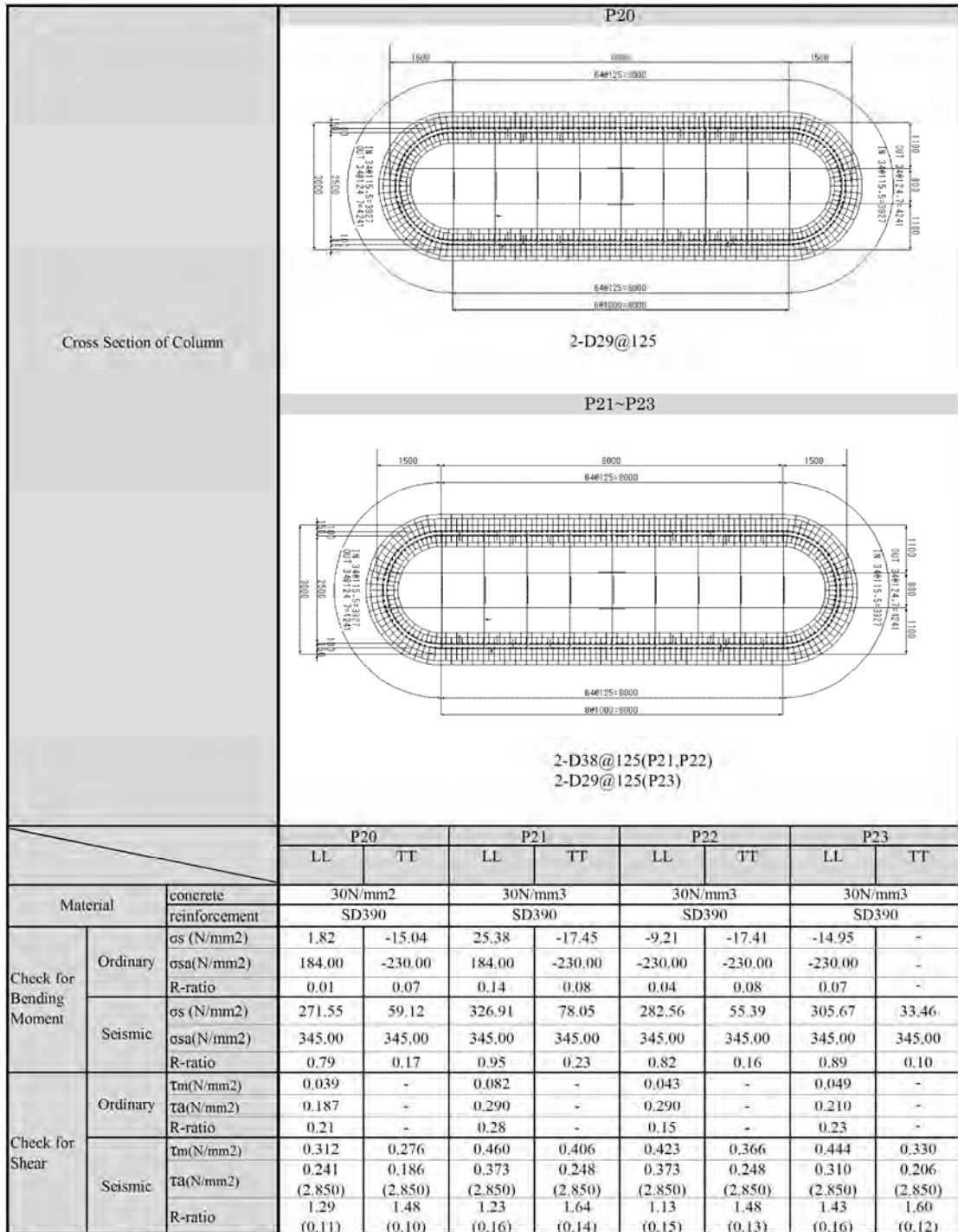
表 4.4.34 橋脚の柱の計算結果(P4~P5)

Cross Section of Column		P4					
							
Cross Section of Column		P5					
							
		P4		P5			
		LL	TT	LL	TT		
Material		concrete reinforcement		30N/mm2 SD390		30N/mm3 SD390	
Check for Bending Moment	Ordinary	σ_s (N/mm ²)	-10.61	-	-4.63	-5.75	
		σ_{sa} (N/mm ²)	-230.00	-	-230.00	-230.00	
		R-ratio	0.05	-	0.02	0.03	
	Seismic	σ_s (N/mm ²)	313.80	10.98	166.92	0.03	
		σ_{sa} (N/mm ²)	345.00	345.00	345.00	345.00	
		R-ratio	0.91	0.03	0.48	0.00	
Check for Shear	Ordinary	τ_m (N/mm ²)	0.061	-	0.014	0.000	
		τ_a (N/mm ²)	0.140	-	0.097	0.076	
		R-ratio	0.44	-	0.14	0.00	
	Seismic	τ_m (N/mm ²)	0.308	0.309	0.182	0.132	
		τ_a (N/mm ²)	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 : σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

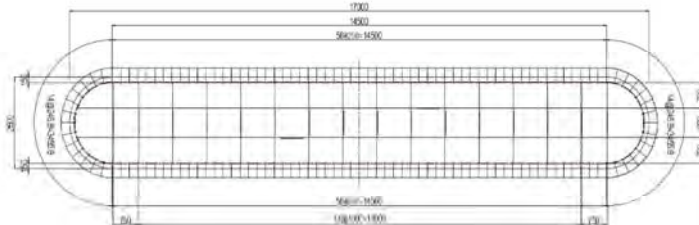
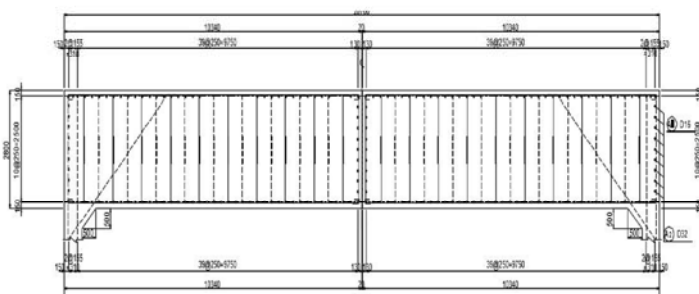
表 4.4.35 橋脚の柱の計算結果(P20~P23)



Note : σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

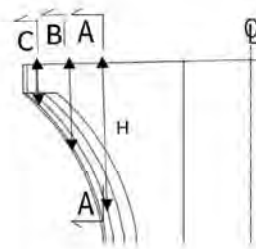
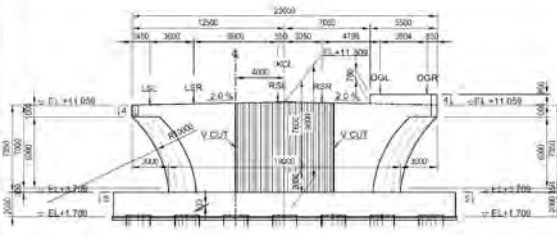
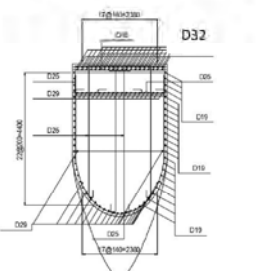
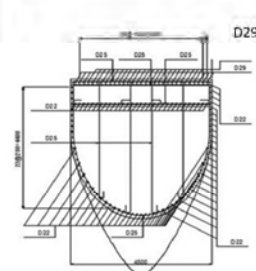
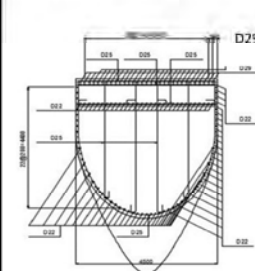
表 4.4.36 橋脚の柱ならびに橋台たて壁の計算結果(P24、P25、A2)

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	σ_s (N/mm ²)	-9.48	-	-8.59	-	-1.69	-	
		σ_{sa} (N/mm ²)	-200.00	-	-200.00	-	-200.00	-	
		R-ratio	0.05	-	0.04	-	0.01	-	
	Seismic	σ_s (N/mm ²)	210.82	-3.48	38.86	-3.58	11.14	-	
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	τ_m (N/mm ²)	0.032	-	0.053	-	0.068	-	
		τ_a (N/mm ²)	0.129	-	0.129	-	0.145	-	
		R-ratio	0.25	-	0.41	-	0.47	-	
	Seismic	τ_m (N/mm ²)	0.236	0.195	0.212	0.208	0.150	-	
		τ_a (N/mm ²)	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 : σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

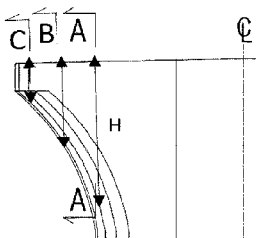
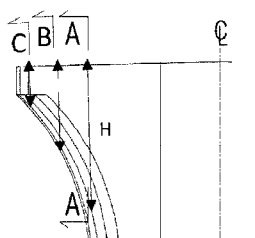
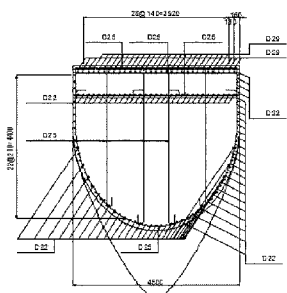
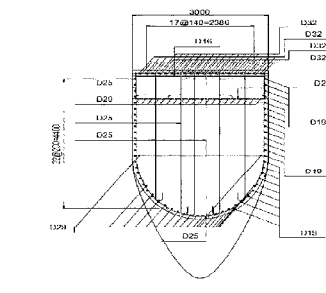
表 4.4.37 はりの計算結果(P4~P5)

		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	σ_s (N/mm ²)	79.360	-	-	72.940	-	-	51.110	-	-
	σ_{sa} (N/mm ²)	100.000	-	-	100.000	-	-	100.000	-	-
	R-ratio	0.794	-	-	0.729	-	-	0.511	-	-
Check for Shear	τ_m (N/mm ²)	-	0.020	1.250	-	0.020	0.620	-	0.210	0.470
	τ_a (N/mm ²)	-	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 : σ_s : Bending Unit Stress
 σ_{sa} : Allowable Unit Stress
 τ_m : Unit Share Force
 τ_a : Allowable Unit Share Force
 R-ratio : Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

表 4.4.38 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			
	 <p style="text-align: center;">2-D29@140</p>			 <p style="text-align: center;">2-D32@140</p>			
	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	B	4.500	4.500	4.500	3.000	3.000	3.000
position	H	5.000	2.016	2.744	5.000	1.800	2.750
Check for Bending Moment	σ_s (N/mm ²)	68.110	-	-	80.660	-	-
	σ_{sa} (N/mm ²)	100.000	-	-	100.000	-	-
	R-ratio	0.681	-	-	0.807	-	-
Check for Shear	τ_m (N/mm ²)	-	0.020	0.680	-	0.020	1.110
	τ_a (N/mm ²)	-	0.249	1.900	-	0.290	1.900
	R-ratio	-	0.080	0.358	-	0.069	0.584
Judgement		OK	OK	OK	OK	OK	

Note :
 σ_s : Bending Unit Stress
 σ_{sa} : Allowable Unit Stress
 τ_m : Unit Share Force
 τ_a : Allowable Unit Share Force
 R-ratio : Design result / Capacity

出典 : JICA 調査団

4.4.7.4 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。

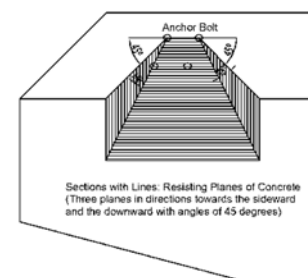
ウィングは、活荷重と土圧に対して安全であることを照査する。ウィングは、壁とフーチングに固定された 2 辺固定版として設計する。

計算結果を表 4.4.36 に示す。

4.4.7.5 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、図 4.4.35 に示すように、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 度の広がり方を考慮した面とする。計算結果を表 4.4.39 に示す。



出典：JICA 調査団

図 4.4.35 コンクリートの抵抗面積の考え方

4.4.7.6 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 4.4.40 から表 4.4.42 に示す。

表 4.4.39 橋座の鉄筋の計算

	Unit	A1	P1	P2	P3	P4	P5		P20	P21	P22	P23	P24	P25	A2	AO1	PO1	PO2	PO3	PO4	(P5)
							P4 Side	P6 Side													
Breadth of Anchor Bars	B	900	900	900	900	900	900	900	P19 Side 1270	900	900	900	900	900	900	2500	2500	2500	2500	2500	2500
Distance from the Center of the Anchor Bar to the Edge of Bridge Seat	da	650	1250	1250	1500	1500	1500	900	1750	900	1500	1500	1250	1250	650	750	750	750	750	450	450
Resisting Area in Concrete	Ac	2,022,325	6,010,408	6,010,408	6,010,408	8,273,149	8,273,149	3,436,539	11,805,148	8,273,149	8,273,149	8,273,149	6,010,408	6,010,408	2,022,325	3,493,107	4,242,641	4,242,641	4,242,641	2,163,747	2,163,747
Design Strength of Concrete	σ _{ck}	24.0	24.0	24.0	24.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	30.0	30.0
Vertical Force of a Bearing	Rd	2,900	5,700	5,700	5,800	5,700	2,950	1,913	2,950	5,650	5,800	5,700	5,750	5,700	2,900	1,000	1,000	1,050	1,050	1,000	1,000
Area of the Bearing Base Plate	Asp	1,166,400	2,016,400	2,016,400	2,016,400	2,016,400	1,166,400	1,470,000	1,166,400	2,016,400	2,016,400	2,016,400	2,016,400	2,016,400	1,166,400	260,400	260,400	260,400	260,400	260,400	260,400
Bearing Stress at the Lower Face of Bearing Support due to Vertical Forces; σ _n = Rd/Asp	σ _n	2.49	2.83	2.83	2.88	2.83	2.53	1.30	2.53	2.80	2.88	2.83	2.85	2.83	2.49	3.84	3.84	4.03	4.03	3.84	3.84
σ _n /√σ _{ck}	-	0.51	0.58	0.58	0.59	0.52	0.46	0.24	0.46	0.51	0.53	0.52	0.58	0.58	0.51	0.78	0.78	0.82	0.82	0.70	0.70
Coefficient to Calculate Pe	α	0.31	0.33	0.33	0.34	0.31	0.30	0.23	0.30	0.31	0.32	0.31	0.34	0.33	0.31	0.40	0.40	0.41	0.41	0.37	0.37
Load Carried by Concrete; P _c = 0.32α _c σ _{ck} Ac	P _c	900	3,151	3,151	3,181	4,566	1,792	4,674	1,792	4,546	4,608	4,566	3,166	3,151	990	2,193	2,664	2,747	2,747	1,419	1,419
Yield Point of Reinforcement	σ _{sy}	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
Modification Coefficient for Load Carried by Reinforcement	β	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Total Cross Sectional Area of Reinforcing Bar *1	ΣAsi	6111	16198	12760	12760	11083	9696	14138	9696	11083	11083	11083	12760	16198	6111	4384	13572	13572	13572	4104	4104
Load Carried by Reinforcement; P _s = Σ[β(1-h1/da)σ _{sy} *Asi]	P _s	1,054	2,794	2,201	2,201	1,912	1,673	2,439	1,673	1,912	1,912	1,912	2,201	2,794	1,054	756	2,341	2,341	2,341	708	708
Strength of the Bridge Seat; P _{bs} = P _c + P _s	P _{bs}	2,044	5,945	5,352	5,382	6,478	3,465	7,113	3,465	6,457	6,520	6,478	5,367	5,945	2,044	2,949	5,005	5,088	5,088	2,127	2,127
Design Horizontal Force	H	2,025	5,850	5,100	5,100	5,850	2,025	431	2,025	5,775	5,100	5,325	5,100	5,850	2,025	810	3,825	1,845	1,350	1,035	1,035
Ratio	R	0.99	0.98	0.95	0.95	0.90	0.58	0.06	0.58	0.89	0.78	0.82	0.95	0.98	0.99	0.27	0.76	0.36	0.27	0.49	0.49

出典: JICA 調査

Calculation of Reinforcing Bar Area (ΣAsi)

	Unit	A1	P1	P2	P3	P4	P5		P20	P21	P22	P23	P24	P25	A2	AO1	PO1	PO2	PO3	PO4	(P5)
							P4 Side	P6 Side													
Diameter of Reinforcing Bar	φ	D16	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D25	D16	D16	D25	D25	D25	D16	D16
Number of Reinforcing Bar	n	20	18	16	16	19	18	24	18	19	19	19	16	18	20	21	23	23	23	15	15
Cross Sectional Area of Reinforcing Bar	As1	3972	9120.6	8107.2	8107.2	9627.3	9120.6	12160.8	9120.6	9627.3	9627.3	9627.3	8107.2	9120.6	3972	4170.6	11654.1	11654.1	11654.1	2979	2979
Depth of Reinforcing Bar from the Surface of the Bridge Seat	h1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
(1-h1/da)	-	0.846	0.920	0.920	0.920	0.933	0.889	0.943	0.889	0.933	0.933	0.933	0.920	0.920	0.846	0.846	0.867	0.867	0.867	0.778	0.778
Diameter of Reinforcing Bar	φ	D16	D25	D22	D22	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D22	D25	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16
Number of Reinforcing Bar	n	20	18	16	16	12	10	15	10	12	12	12	16	18	20	7	23	23	23	15	15
Cross Sectional Area of Reinforcing Bar	As2	3972	9120.6	6193.6	6193.6	2383.2	1986	2979	1986	2383.2	2383.2	2383.2	6193.6	9120.6	3972	1390.2	4567.8	4567.8	4567.8	2979	2979
Depth of Reinforcing Bar from the Surface of the Bridge Seat	h2	200	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	200	250	180	180	180	180	180
(1-h2/da)	-	0.692	0.856	0.856	0.856	0.880	0.800	0.897	0.800	0.880	0.880	0.880	0.856	0.856	0.692	0.615	0.760	0.760	0.760	0.600	0.600
Total Cross Sectional Area of Reinforcing Bar; ΣAsi = Σ[Asi(1-h1/da)]	ΣAsi	6111	16198	12760	12760	11083	9696	14138	9696	11083	11083	11083	12760	16198	6111	4384	13572	13572	13572	4104	4104

表 4.4.40 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	σ_s (N/mm ²)	120.29	47.39	117.83	47.39	142.02	42.43
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	σ_s (N/mm ²)	205.79	47.39	235.02	47.39	262.49	42.43
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	τ_m (N/mm ²)	0.450	—	0.443	—	0.482	—
		τ_a (N/mm ²)	0.566	—	0.566	—	0.341 (1.700)	—
		R-ratio	0.80	—	0.78	—	1.41 (0.28)	—
	Seismic	τ_m (N/mm ²)	0.717	—	0.809	—	0.820	—
		τ_a (N/mm ²)	0.861	—	0.861	—	0.519 (2.550)	—
		R-ratio	0.83	—	0.94	—	1.58 (0.32)	—

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

表 4.4.41 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			Longitudinal					
			Transversal					
			P4		P5			
			LL	TT	LL	TT	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	σ_s (N/mm ²)	142.48	113.89	120.81	148.30		
		σ_{sa} (N/mm ²)	160.00	160.00	160.00	160.00		
		R-ratio	0.89	0.71	0.76	0.93		
	Seismic	σ_s (N/mm ²)	268.55	259.49	268.95	235.88		
		σ_{sa} (N/mm ²)	300.00	300.00	300.000	300.000		
		R-ratio	0.90	0.86	0.90	0.79		
Check for Shear Stress	Ordinary	τ_m (N/mm ²)	0.585	—	0.429	—		
		τ_a (N/mm ²)	0.686	—	0.930	—		
		R-ratio	0.85	—	0.46	—		
	Seismic	τ_m (N/mm ²)	1.038	—	0.870	—		
		τ_a (N/mm ²)	1.044 (2.550)	—	1.415(2.550)	—		
		R-ratio	0.99 (0.41)	—	0.61(0.34)	—		

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force
 R-ratio ; Design result / Capacity

表 4.4.42 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		
Arrangement of reinforcement	①	④	LL	TT	LL	TT	LL	TT	
		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	σ_s (N/mm ²)	115.19	119.20	128.54	47.28	124.04	47.67	
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	σ_s (N/mm ²)	255.46	247.37	244.38	47.28	188.66	47.67	
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	t_m (N/mm ²)	0.556	—	0.456	—	0.642	—	
		t_a (N/mm ²)	0.838	—	0.559	—	1.160	—	
		R-ratio	0.66	—	0.82	—	0.55	—	
	Seismic	t_m (N/mm ²)	1.191	—	0.800	—	0.937	—	
		t_a (N/mm ²)	1.275	—	0.851	—	1.766	—	
		R-ratio	0.93	—	0.94	—	0.53	—	

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 t_m ; Unit Share Force
 t_a ; Allowable Unit Share Force
 R-ratio ; Design result / Capacity

出典: JICA 調査団

4.4.7.7 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。

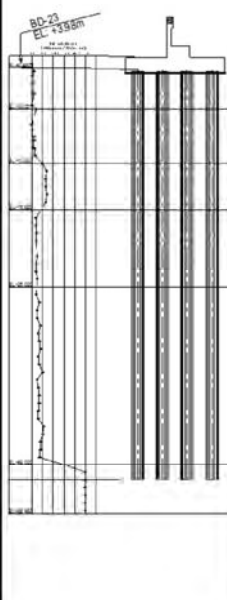
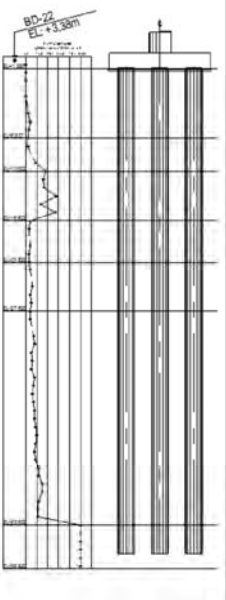
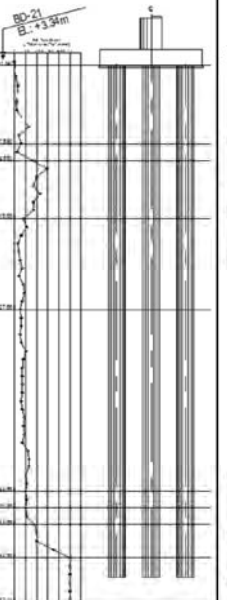
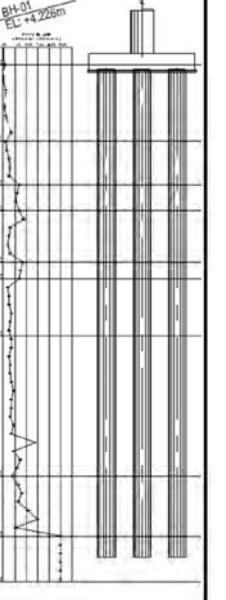
- 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。杭の軸方向許容押し込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限支持力に対し、各荷重状態に対応する安全率を確保した値とする。
- 基礎の水平変位を、残留変位が大きくなり工学的に弾性挙動として評価できる範囲に抑える必要がある。許容水平変位は、多数の載荷試験結果に基づき、原則として基礎幅の 1%とする。ただし、SPSP 基礎のように、基礎幅が 5m を超える大型の弾性体基礎の許容変位に関しては、載荷試験データが少ないこと等から、50mm とし、杭径 1.5m 以下の杭基礎においては過去の実績を考慮して 15mm とする。杭径が 2m 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 4.4.43 から表 4.4.45 に示す。杭の断面計算結果は表 4.4.46 から表 4.4.48 に示す。

また SPSP 基礎の計算結果については、表 4.4.49 から表 4.4.53 に示す。

表 4.4.43 場所打ち杭基礎の安定計算結果 (A1~P3)

	A1	P1	P2	P3	
Boring Log & Pile Length (m)					
	Pile Information				
	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	
Bearing Resistance of Ordinary					
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	
Horizontal Movement of Ordinary					
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	
Bearing Resistance of Seismic					
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	
Horizontal Movement of Seismic					
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	
Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary					
Axial Compression Fordees (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	—	
Judgement of Lateral Movement					
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 4.4.44 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)		
Pile Information		
Diameter of Pile (mm)	2,000	2,000
Number of Piles (Nos.)	12	21
Pile Length (m)	57.9	55.4
Bearing Resistance of Ordinary		
Pile Head Reaction (kN)	4,506	3,415
Bearing Capacity (kN)	6,511	6,127
R-Ratio	0.692	0.557
Horizontal Movement of Ordinary		
Horizontal Movement (mm)	4.2	1.8
Capacity (mm)	20.0	20.0
R-Ratio	0.209	0.088
Bearing Resistance of Seismic		
Pile Head Reaction (kN)	7,090	6,443
Bearing Capacity (kN)	10,386	9,783
R-Ratio	0.683	0.659
Horizontal Movement of Seismic		
Horizontal Movement (mm)	19.1	18.0
Capacity (mm)	20.0	20.0
R-Ratio	0.955	0.901
Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary		
Axial Compression Forces (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

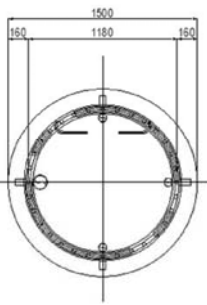
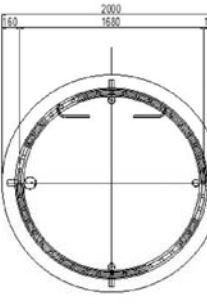
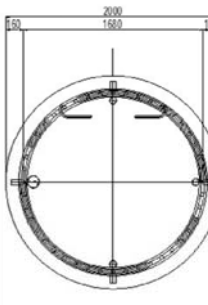
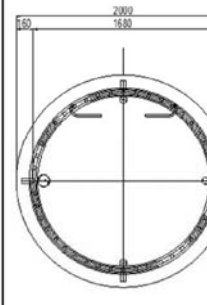
表 4.4.45 場所打ち杭基礎の安定計算結果(P23~P25ならびに A2)

	P23	P24	P25	A2	
Boring Log & Pile Length (m)					
	Pile Information				
	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	
Bearing Resistance of Ordinary					
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	
Horizontal Movement of Ordinary					
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	
Bearing Resistance of Seismic					
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	
Horizontal Movement of Seismic					
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	
Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary					
Axial Compression Forde's (kN)	65,741	45,475	—	39,934	
Bearing Capacity (kN)	460,353	812,083	—	534,902	
R-Ratio	0.143	0.056	—	0.075	
Judgement of Lateral Movement					
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

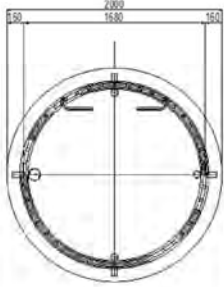
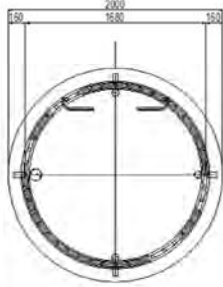
表 4.4.46 場所打ち杭の杭体断面計算結果 (A1~P3)

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

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force

出典: JICA 調査団

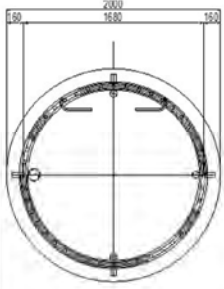
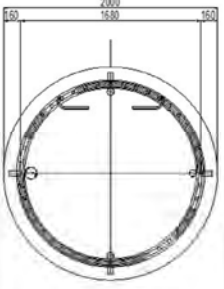
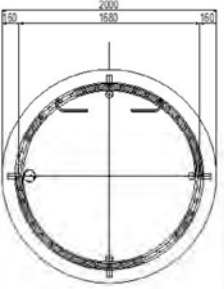
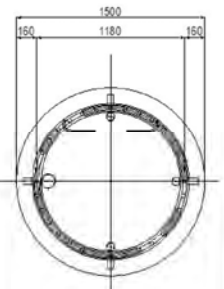
表 4.4.47 場所打ち杭の杭体断面計算結果 (P4 および P5)

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

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force

出典: JICA 調査団

表 4.4.48 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 ²	44-D32@120 AS=349.448cm ²	44-D35@120 AS=420.904cm ²	32-D35@116 AS=306.112cm ²	
	Check for Bending Stress				
	Ordinary				
σ_s (N/mm ²)	—	—	5.88	54.92	
σ_{sa} (N/mm ²)	—	—	184.00	184.00	
R-ratio	—	—	0.03	0.30	
Seismic					
σ_s (N/mm ²)	288.62	271.91	260.33	269.11	
σ_{sa} (N/mm ²)	300.00	300.00	300.00	300.00	
R-ratio	0.96	0.91	0.87	0.90	
Check for Shear Stress					
Ordinary					
τ_m (N/mm ²)	0.035	0.036	0.088	0.164	
τ_a (N/mm ²)	0.636	0.601	0.616	0.474	
R-ratio	0.06	0.06	0.14	0.35	
Seismic					
τ_m (N/mm ²)	0.457	0.355	0.457	0.529	
τ_a (N/mm ²)	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)	

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{sa} ; Allowable Unit Stress
 τ_m ; Unit Share Force
 τ_a ; Allowable Unit Share Force

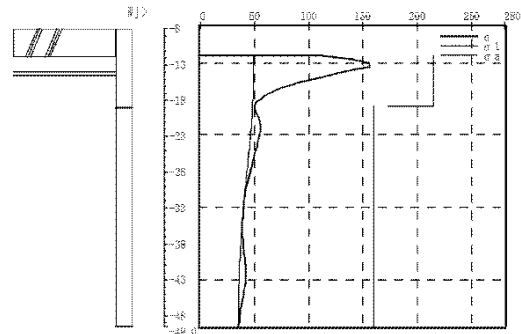
出典: JICA 調査団

表 4.4.49 SPSP の安定計算(橋軸方向)

Item		Unit	P20		P21		P22		
			Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic	
Forces*2	V _o	kN	58,871.1	51,485.3	52,152.5	45,736.5	53,296.9	47,057.5	
	H _o	kN	1,710.0	13,531.0	2,380.0	13,400.6	1,260.0	12,319.8	
	M _o	kN.m	38,174.0	188,271.1	44,744.0	197,122.1	22,554.0	175,437.3	
Displacement*2									
At Top of Top Slab	Displacement	δ _l	cm	0.281	1.971	0.453	2.076	0.185	1.413
	Allowable	δ _a	cm	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
Pile Bearing*2 (P20:L=47.5m, P21:L=56.5m, P22:L=51.5m)									
Vertical Reaction	Max	R _{max}	kN/pile	1,646	1,538	1,639	1,478	1,670	1,516
	Min	R _{min}	kN/pile	1,625	1,322	1,621	1,381	1,661	1,425
	Bearing	R _a	kN/pile	3,760	5,440	4,231	6,286	4,483	6,664
	Pull-out	P _a	kN/pile	-1,672	-2,778	-1,940	-3,375	-1,602	-2,757
Pile Stresses									
Exterior	Thickness	t	mm	14		14		14	
P20,21:SKY 490	After Construction	σ ₁ *2	N/mm ²	44.85	106.40	48.29	127.76	37.71	104.43
	During construction	σ ₂	N/mm ²	107.16	107.16	95.35	95.35	83.11	83.11
P22:SKY400	Combined	σ _{max}	N/mm ²	152.01	213.56	143.64	223.11	120.82	187.54
	Allowable	σ _a	N/mm ²	185.00	280.00	185.00	280.00	140.00	210.00
Bulkhead*2 (SKY400) t=14mm	After Construction	σ ₁	N/mm ²	43.40	112.73	48.50	132.77	—	—
	Allowable	σ _a	N/mm ²	140.00	210.00	140.00	210.00	—	—

*1:Designed by Well Model according

*2:due to after construction loads



Longitudinal Direction – Ordinary Condition
Figure: Stress Diagram of Steel Pipe Sheet Pile for P22

出典: JICA 調査団

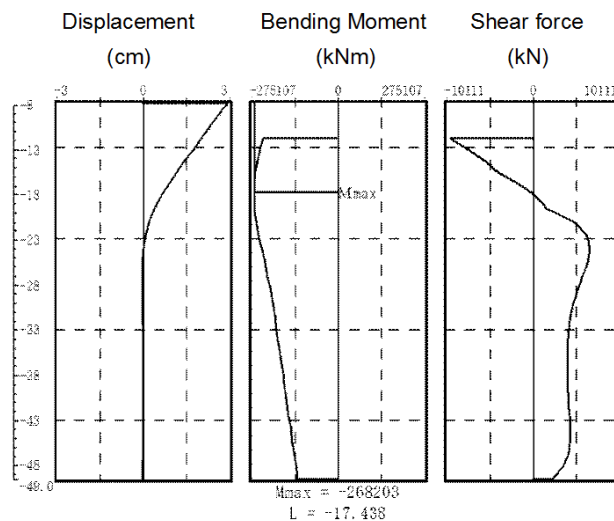
表 4.4.50 SPSP の安定計算(橋軸直角方向)

Item		Unit	P20		P21		P22		
			Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic	
Forces*2	Vo	kN	58,871.1	51,485.3	52,152.5	45,736.5	53,296.9	46,880.9	
	Ho	kN	2.7	12,290.8	1.6	12,430.5	1.0	11,196.3	
	Mo	kN.m	9.6	183,347.3	6.0	209,890.0	4.3	178,441.8	
Displacement*2									
At Top of Top Slab	Displacement	δ_l	cm	0.000	1.521	0.000	1.308	0.000	0.903
	Allowable	δ_a	cm	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
Pile Bearing*2 (P20:L=47.5m, P21:L=56.5m, P22:L=51.5m)									
Vertical Reaction	Max	Rmax	kN/pile	1,635	1,486	1,630	1,557	1,666	1,528
	Min	Rmin	kN/pile	1,635	1,374	1,630	1,301	1,666	1,402
	Bearing	Ra	kN/pile	3,760	5,440	4,231	6,286	4,483	6,664
	Pull-out	Pa	kN/pile	-1,672	-2,778	-1,940	-3,375	-1,602	-2,757
Pile Stresses									
Exterior (SKY490) (P22:SKY400)	Thickness	t	mm	14		16		14	
	After Construction	σ_1^{*2}	N/mm ²	36.64	99.65	36.52	115.76	32.62	91.13
	During construction	σ_2	N/mm ²	102.80	102.80	80.18	79.95	70.37	70.37
	Combined	σ_{max}	N/mm ²	139.45	202.46	116.70	195.70	102.98	161.50
	Allowable	σ_a	N/mm ²	185.00	280.00	185.00	280.00	140.00	210.00
Bulkhead*2 (SKY400) t=14mm	After Construction	σ_1	N/mm ²	36.65	109.72	36.52	122.44	—	—
	Allowable	σ_a	N/mm ²	140.00	210.00	140.00	210.00	—	—

*1:Designed by Well Model according

*2:due to after construction loads

*:Designed by Well Model according



Transversal Direction – Seismic Condition

Figure: calculation results of Steel Pipe Sheet Pile for P22

表 4.4.51 SPSP の頂版の計算結果(橋軸方向)

			P20		P21		P22		
			Unit	Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic
Lower tensile	Bending moment	MA	kN.m	3807.0	7869.0	3494.0	7243.0	2719.0	6729.0
	Necessary reinforcement	Asr	cm ²	72.627	80.397	56.271	72.589	50.456	67.240
	Neutral axis	x	cm	108.5	108.5	100.8	100.8	100.8	100.8
	Stresses	σ_c	N/mm ²	2.13	4.41	2.07	4.30	1.61	4.00
				σ_s	N/mm ²	78.49	162.25	84.62	175.40
	Resultant tensile force	T	kN	1691.9	3497.5	1552.9	3219.0	1208.4	2990.6
Reinforcement requirements	As	cm ²	105.742	116.582	83.943	107.301	75.524	99.685	
Upper tensile	Bending moment	MA'	kN.m	2644.0	-2340.0	1242.0	-3165.0	2075.0	-2578.0
	Necessary reinforcement	Asr	cm ²	0.000	21.104	0.000	28.733	0.000	23.303
	Neutral axis	x	cm	9.3	69.7	9.3	69.7	9.3	69.7
	Stresses	σ_c	N/mm ²	0.00	1.85	0.00	2.51	0.00	2.04
				σ_s	N/mm ²	0.00	125.86	0.00	170.27
	Resultant tensile force	T	kN	0.0	1039.8	0.0	1406.7	0.0	1145.9
Reinforcement requirements	As	cm ²	0.000	34.662	0.000	46.891	0.000	38.197	
Allowable stresses		σ_{ca}	N/mm ²	8.00	12.00	9.20	12.00	8.00	12.00
		σ_{sa}	N/mm ²	160.00	300.00	185.00	300.00	160.00	300.00
Average shearing force		QB	kN	1230.0	2533.0	1525.0	3165.0	1208.0	2975.0
		τ_m	N/mm ²	0.34	0.69	0.41	0.86	0.33	0.81
		τ_{al}	N/mm ²	1.01	1.53	1.16	1.56	1.03	1.56
Average shearing force		S	kN	1214.0	2517.0	1525.0	3165.0	1208.0	2975.0
		τ_m	N/mm ²	0.33	0.69	0.41	0.86	0.33	0.81
		τ_{al}	N/mm ²	1.01	1.53	1.16	1.56	1.03	1.56
Shearing force carried by concrete		Sca	kN	3675.0	5592.0	4261.0	5736.0	3769.0	5736.0
Diagonal tension reinforcement	Shearing force	Sh'	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Longitudinal spacing	s	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
	Reduction coefficient	Cds	—	0.245	0.245	0.171	0.171	0.171	0.171
	Allowable tensile stresses	σ_{sa}	N/mm ²	160.00	200.00	160.00	200.00	160.00	200.00
	Used reinforcement	Aw	cm ²	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
	Necessary reinforcement	Awreq	cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

出典: JICA 調査団

表 4.4.52 SPSP の頂版の計算結果(橋軸直角方向)

			Unit	P20		P21		P22	
				Ordinary+W	Seismic	Ordinary	Seismic	Ordinary	Seismic
Lower tensile	Bending moment	MA	kN.m	2879.0	6672.0	2765.0	7418.0	2825.0	6763.0
	Necessary reinforcement	Asr	cm ²	53.017	66.002	50.862	73.694	51.986	66.953
	Neutral axis	x	cm	101.3	101.3	101.3	101.3	101.3	101.3
	Stresses	σ_c	N/mm ²	1.68	3.90	1.62	4.34	1.65	3.96
		σ_s	N/mm ²	69.07	160.06	66.35	178.00	67.78	162.28
Resultant tensile force	T	kN	1279.7	2965.4	1229.1	3297.0	1255.4	3005.9	
Reinforcement requirements	As	cm ²	79.983	98.847	76.817	109.902	78.463	100.196	
Upper tensile	Bending moment	MA'	kN.m	2879.0	-1745.0	2765.0	-2676.0	2824.0	-1916.0
	Necessary reinforcement	Asr	cm ²	0.000	15.535	0.000	24.014	0.000	17.084
	Neutral axis	x	cm	8.0	70.0	8.0	70.0	8.0	70.0
	Stresses	σ_c	N/mm ²	0.00	1.37	0.00	2.10	0.00	1.50
		σ_s	N/mm ²	0.00	93.16	0.00	142.83	0.00	102.28
Resultant tensile force	T	kN	0.0	775.6	0.0	1189.2	0.0	851.6	
Reinforcement requirements	As	cm ²	0.000	25.854	0.000	39.640	0.000	28.387	
Allowable stresses	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	12.00	8.00	12.00	8.00	12.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	160.00	300.00	160.00	300.00	160.00	300.00	
Average shearing force	QB	kN	1045.0	2338.0	1046.0	2701.0	1079.0	2480.0	
	τ_m	N/mm ²	0.28	0.63	0.28	0.73	0.29	0.67	
	τ_{al}	N/mm ²	0.92	1.40	0.95	1.44	0.95	1.44	
Average shearing force	S	kN	1022.0	2316.0	1031.0	2686.0	1061.0	2462.0	
	τ_m	N/mm ²	0.28	0.62	0.28	0.72	0.29	0.66	
	τ_{al}	N/mm ²	0.92	1.40	0.95	1.44	0.95	1.44	
Shearing force carried by concrete	Sca	kN	3417.0	5199.0	3508.0	5339.0	3508.0	5339.0	
Diagonal tension reinforcement	Shearing force	Sh'	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Longitudinal spacing	s	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
	Reduction coefficient	Cds	—	0.252	0.252	0.239	0.239	0.239	0.239
	Allowable tensile stresses	σ_{sa}	N/mm ²	160.00	200.00	160.00	200.00	160.00	200.00
	Used reinforcement	Aw	cm ²	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
Necessary reinforcement	Awreq	cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

出典: JICA 調査団

表 4.4.53 PSP スタッドの計算結果

Design condition

- Type of stad bars : SD345 (underwater)
- Design strength of concrete : $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)
- Material of sheet pile : SKY490 (P20,P21), SKY400(P22)
- Diameter of sheet pile : D = 1200.0 (mm)
- Section modulus of sheet pile : Z = 13081.0(P20,P21), 15184.5(P22) (cm³)
- Connection method : reinforcement stud welding

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

Case	σ_{s1} (N/mm ²)	σ_{s2} (N/mm ²)	σ_{s3} (N/mm ²)	σ_{s4} (N/mm ²)	no. of bars (nos./layer)	σ_{s5} (N/mm ²)	σ_{s6} (N/mm ²)	σ_{s7} (N/mm ²)
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

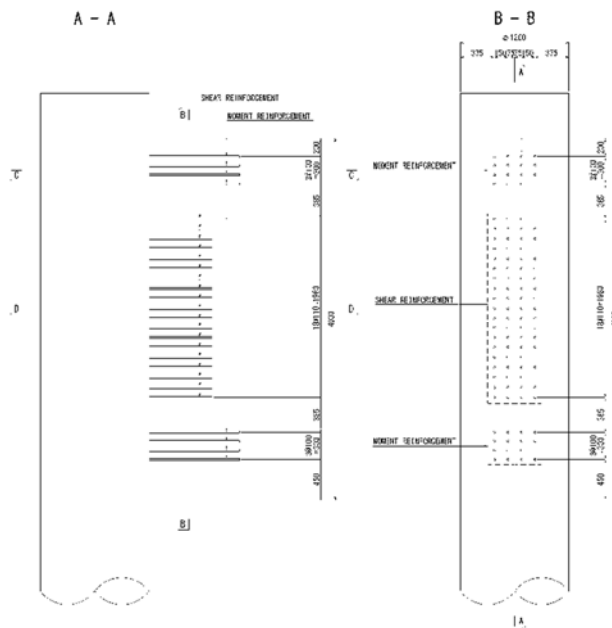


Figure : Detail for Connection between Top Slab and Steel Pipe Sheet Pile

出典: JICA 調査団



4.4.8 橋梁付属物

4.4.8.1 支承

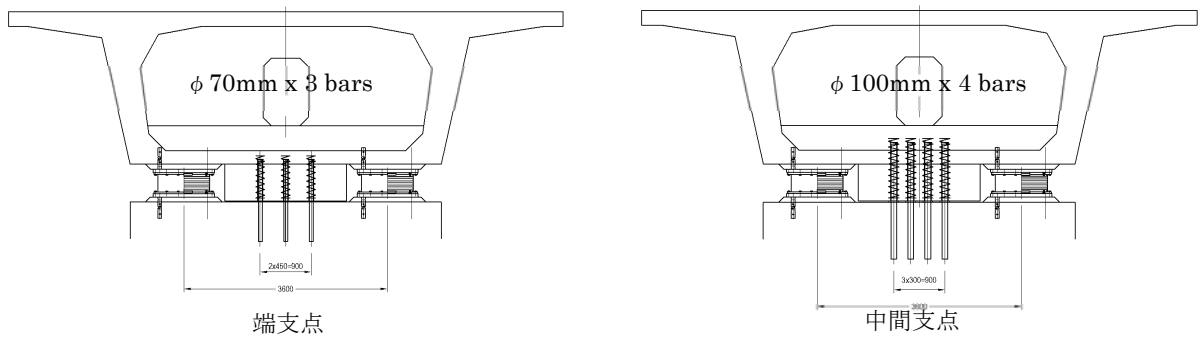
PC 箱桁橋は、Thilawa 側(A1 側)で L=250m、Thanlyin 側(A2)側で L=300m の連続桁であり、常時には、クリープ・乾燥収縮、温度変化による桁の伸縮で生ずる拘束力の影響が大きい。一方で、地震時には上部工からの水平力を複数の下部工に適切に分担させる必要がある。

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 4.4.54 支承条件及び支承タイプの比較

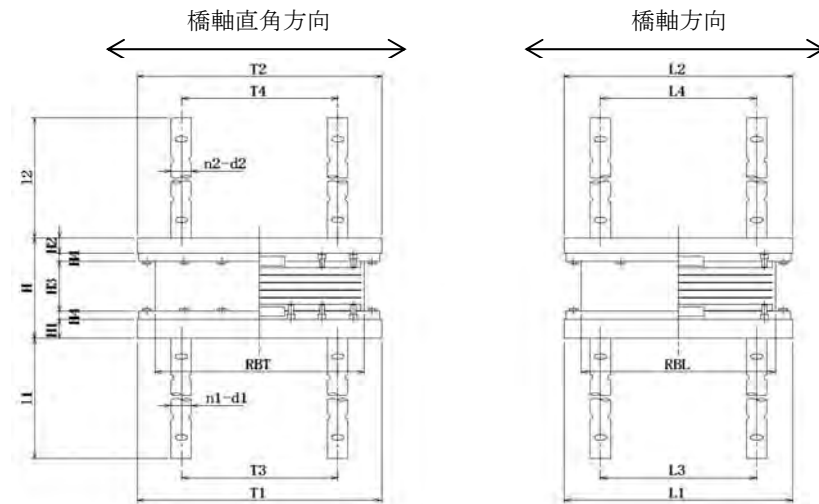
	弾性支持	固定可動支持
適用できる 支承タイプ	積層ゴム支承(分散沓) 	ポット沓 他 
拘束力の影響	<ul style="list-style-type: none"> 上部工は橋軸方向は弾性支持されるため、拘束力の影響は小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> 複数の下部工で上部工が固定されるため、下部工に対する拘束力の影響が大きい。
地震時水平力の 伝達	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向は、水平力は各下部工に弾性的に分散される。 橋軸直角方向は、水平力はアンカーバーによって上部工から下部工に伝達される。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

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.4.36 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

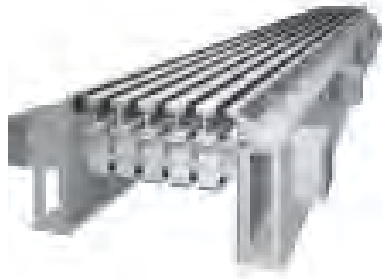
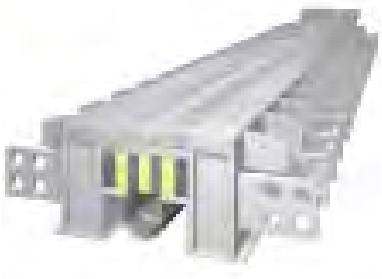
出典: JICA 調査団

図 4.4.37 弾性ゴム支承

4.4.8.2 伸縮装置

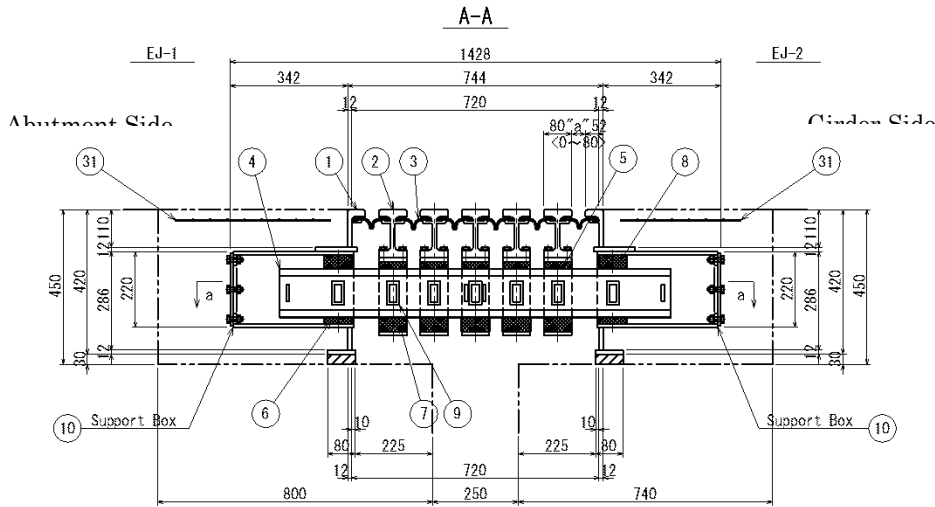
PC 箱桁橋は設計震度が比較的大きい(kh=0.3)ために桁の移動量が大きく、伸縮装置は大きな伸縮量に対処する必要がある。伸縮装置種別の選定では、大伸縮量への対応、止水性、走行性、維持管理性等を総合的に判断し、モジュラー型ジョイントを採用した。

表 4.4.55 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"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 幅広い範囲の伸縮量に対応可能である。
止水性	<ul style="list-style-type: none"> 止水性に優れる。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水性は中程度である。
走行性	<ul style="list-style-type: none"> 走行性は良好である。 	<ul style="list-style-type: none"> 走行性は良好である。
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 鋼部材の耐久性は高い。 部品の交換は比較的容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> 部品の交換は比較的難しい。
評価	◎	

出典：JICA 調査団

設計結果(A1 及び A2)



出典: JICA 調査団

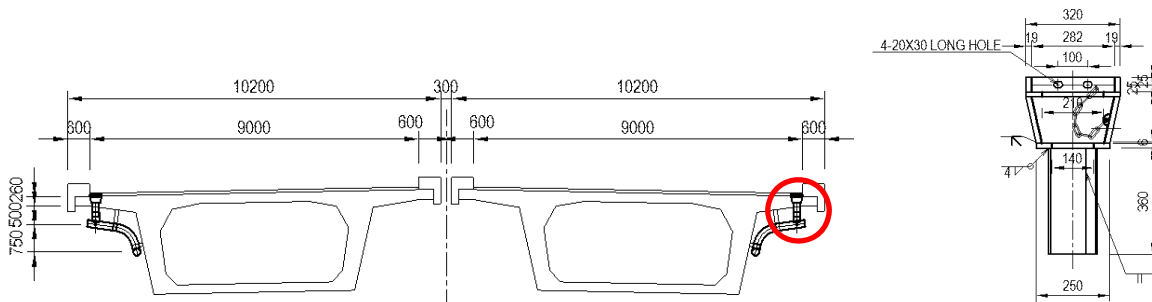
図 4.4.38 伸縮装置 (A1 及び A2)

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 4.4.39 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

B/Dにおけるオンランプ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 4.5.1 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

4.5.1.1 検討方針

オンランプ橋の橋長ならびに支間割は、現地の地形、地質、交差条件、施工性、経済性等を総合的に判断し決定する。

4.5.1.2 検討条件

(1) 地形・地質条件

オンランプ橋はティラワ側の高水敷に計画される。高水敷の標高は MSL+2.50~3.00m 程度の自然地盤である。高水敷地盤高の将来計画はない。また河道としての将来計画も策定されていない。橋梁の支持層は、MSL-50.0~-55.0m 付近に分布する N 値 50 程度の Clayey SAND-II が対象となる。中間層には支持層として適当な土層が存在しない。

(2) 交差条件

架橋位置に存在する交差物件は、現地踏査、既往文献調査ならびに先方政府との協議により確認を行った。確認された交差物件はオンランプ道路の土工区間である。本土工区間はオンランプ橋

の桁下を横断する計画となっている。

交差物件の一覧表を以下に示す。

表 4.5.2 支間割に関する交差条件の一覧

番号	名称	測点	移設可否	コントロールポイント	
				橋台	橋脚
1	オンランプ橋 (本線をアンダーパス)	0+542.5	不可	Yes	Yes
2	本線合流部ノーズ位置	0+654.0	不可	No	Yes
3	オンランプ平面曲線開始位置	0+542.5	不可	Yes	No

出典: JICA 調査団

(3) 施工条件

- 用地:

対象範囲には近接する既存重要構造物はない。

橋脚の底版はオンランプ土工部の道路幅員下を占有させない。

- 水位

地下水位が高いため、締切掘削を行う。

(4) -上部工架設

オンランプの曲線区間は平面半径が小さく、橋梁上部構造で対応すると割高となる。また固定支保工を必要とする上部工形式は軟弱地盤の改良費用により割高となる。これらより、オンランプ橋は曲線区間を避けた位置に計画する。

(5) 基本設計における経済支間長

支間割の検討を行ううえで適用する経済支間長は、NEXCO 設計要領に示される下式を用いて推定する。

$$L = a \times \{h + 1/3(Df)\}$$

ここに、h = 下部構造物高さ

Df = 基礎工根入れ深さ

a = 係数 : 施工環境を踏まえて 1 ~ 1.5 の範囲で設定する。

上式に基づく経済支間は 28.1 ~ 42.2m と推定される。オンランプ橋は陸上橋脚のため施工条件が良く、また橋脚高さも低いためことから一般的に支間長は標準程度として計画することが経済的となる。したがって本検討では係数 a を 1.0 とし、30m を経済支間として検討を行う。なお本経済支間長は F/S で報告された支間長 30 ~ 35.0m と同等となる。

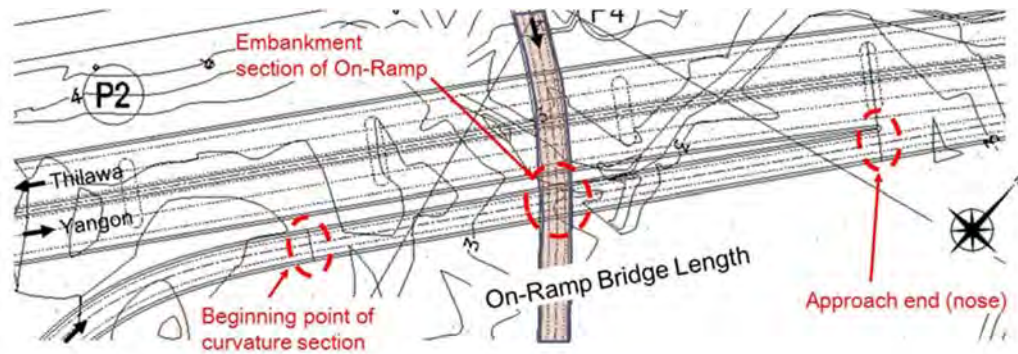
表 4.5.3 経済支間長の推定

項目	A1(ティラワ)側
下部工構造高(平均): h	10.4m
基礎工根入れ深さ(平均): Df	53.1m
$h + 1/3 \times Df$	28.1m
Case 1: a = 1.0	28.1m
Case 2: a = 1.5	42.2m
本検討で用いる経済支間長の目安	30.0m

出典: JICA 調査団

(6) 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

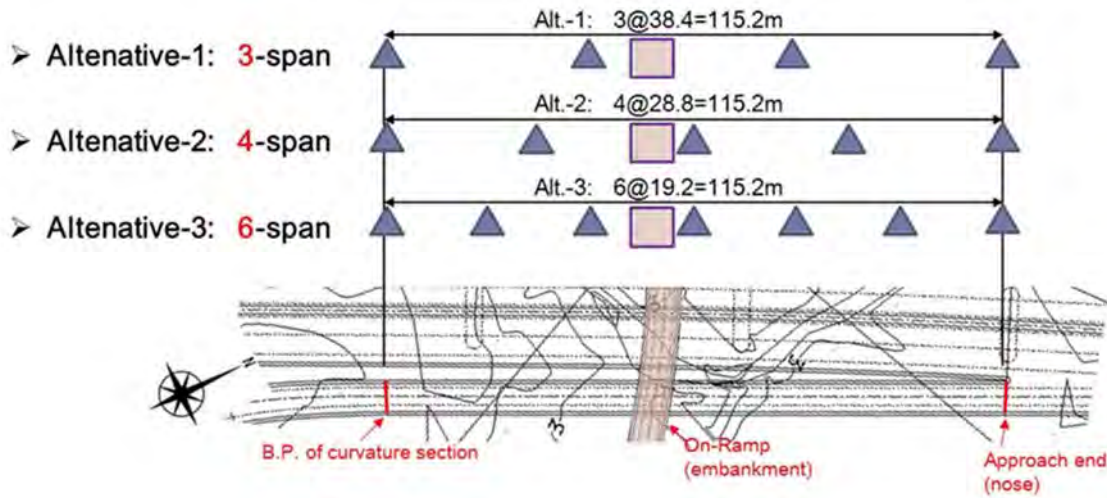
基点: 橋台 : STA No.0+410.000 付近

4.5.1.3 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 4.5.4 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	1.02	○
		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	1.00	◎
		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	1.21	△
		Environmental Aspect	-The amount of excavated soil is the largest.	△
		Evaluation	Less Recommended	

Legend : ◎ Very Good, ○ Good, △ Average

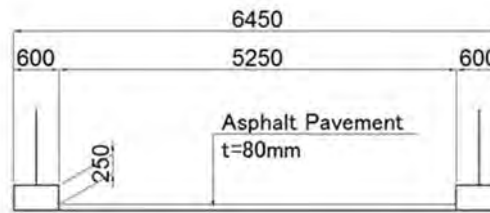
出典: JICA 調査団

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

(1) 基本条件

オンランプ橋は、橋長 115.2m、支間 28.8m の 4 径間橋梁（直線橋）で計画する。幅員構成は、下図のとおりである。



出典：JICA 調査団

図 4.5.3 オンランプ橋の幅員構成

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。

(2) 比較3案

比較案は下記3案とし、施工性（品質確保）、構造的、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。

第1案：PC ホロー橋、 第2案：PC コンポ橋、 第3案：鋼鈹桁橋

第1案 PCホロー橋

ランプ橋の実績の多いPCホロー橋案である。曲線への対応が容易で、桁高を低く抑えられることから、ランプ橋への採用事例が多い。しかしながら、上部工施工において支保工を必要とするため、別途、地盤改良等が必要となる可能性がある。

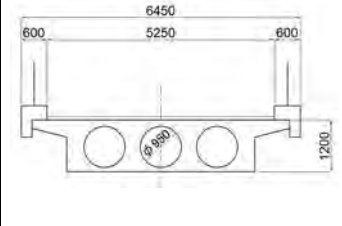
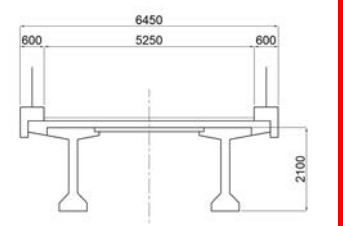
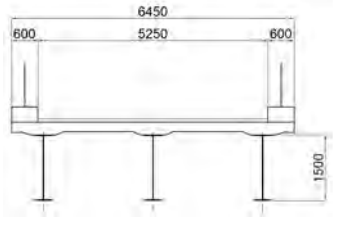
第2案 PCコンポ橋

経済性を重視したPCコンポ桁案である。桁橋であるため曲線橋には適さないが、本橋は直橋として計画されることから、適用には全く問題ない。ただし、現場製作のプレキャスト桁であるため、桁の製作ヤードが必要となる。

第3案 鋼鈹桁橋

RC床版を用いた非合成多主鈹桁案である。鋼桁のため、定期的な塗替塗装が必要となる。

表 4.5.5 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			
Erection 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	

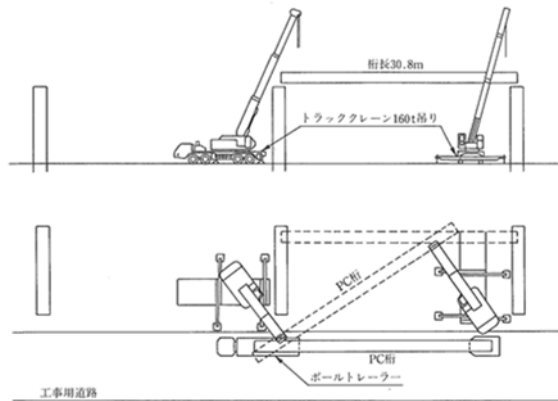
出典: JICA 調査団

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。

4.5.2.2 オンランプ橋の架設工法の検討

PC コンポ桁の上部工施工は、①製作ヤードにて桁製作→②I 桁の架設→③PC 版敷設→④横桁工→⑤床版工→⑥連結工の手順で行う。

桁架設は、架設本数が 8 本と少ないことから、トラッククレーンによる架設を基本とする。桁重量は約 75t である。



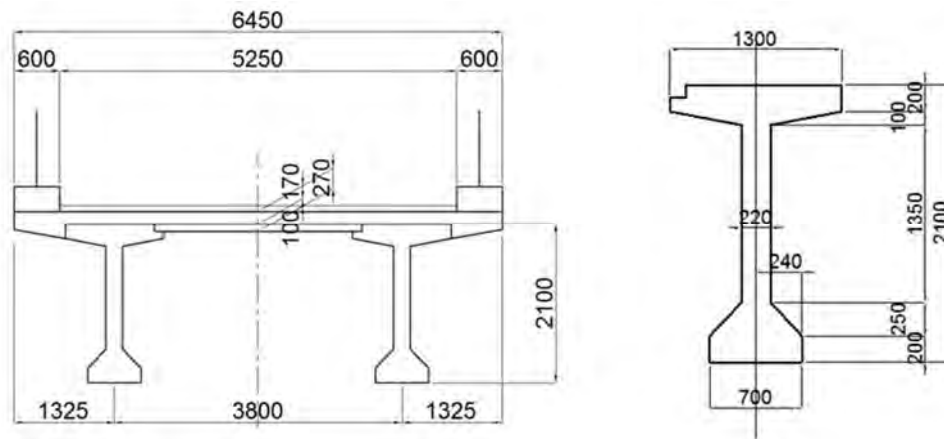
出典：(一社)プレストレストコンクリート建設業協会 「施工計画書」 作成の手引き [単純桁橋・ブロック桁橋編]

図 4.5.4 トラッククレーンによる桁架設図(参考図)

4.5.2.3 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。

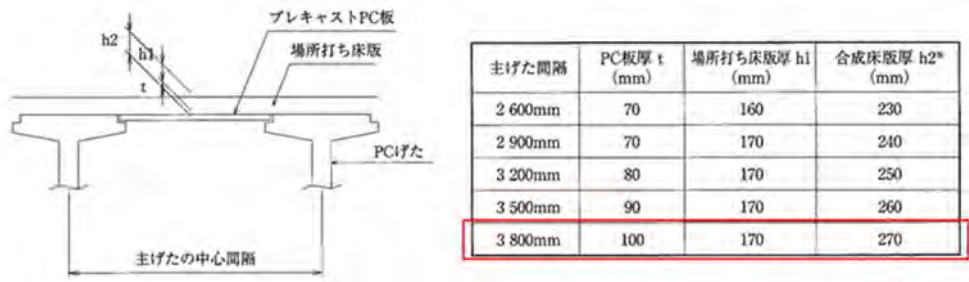


出典：JICA 調査団

図 4.5.5 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 4.5.6 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

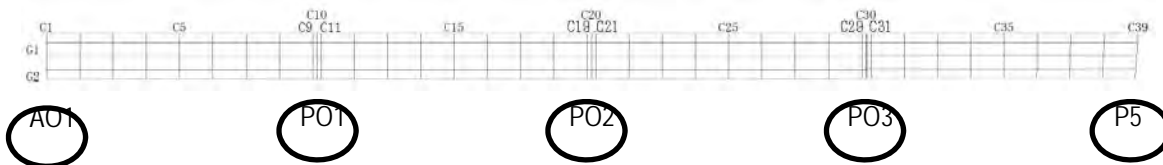
床版のプレキャスト PC 版の PC 鋼材はプレテンション方式とし、プレストレストコンクリート建設業協会「PC コンポ橋 設計・施工の手引き」を参考に、1S9.3mm とする。

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

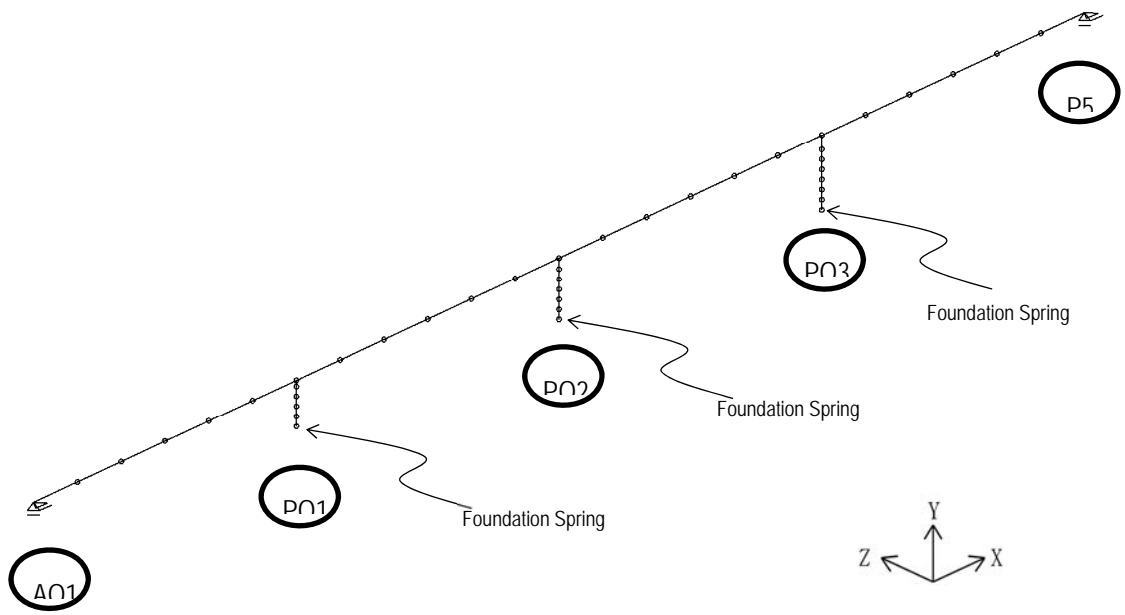
(4) 解析モデル

PC コンポ橋の全体解析では、常時と地震時の断面力の算出に 2 つの異なるモデルを用いた。常時については、断面力の算出は荷重の分配を考慮するため平面格子モデルを用いて行い、上部工・下部工を分けて解析を行った。常時の解析においては架設段階(I 桁の架設、床版及び横桁の施工)を考慮して断面力を算出した。地震については、解析は立体骨組モデルを用いて行い、上部工・下部工一体のモデルで各下部工の水平分担重量を算出した。



出典：JICA 調査団

図 4.5.7 常時の解析モデル(オンランプ橋)



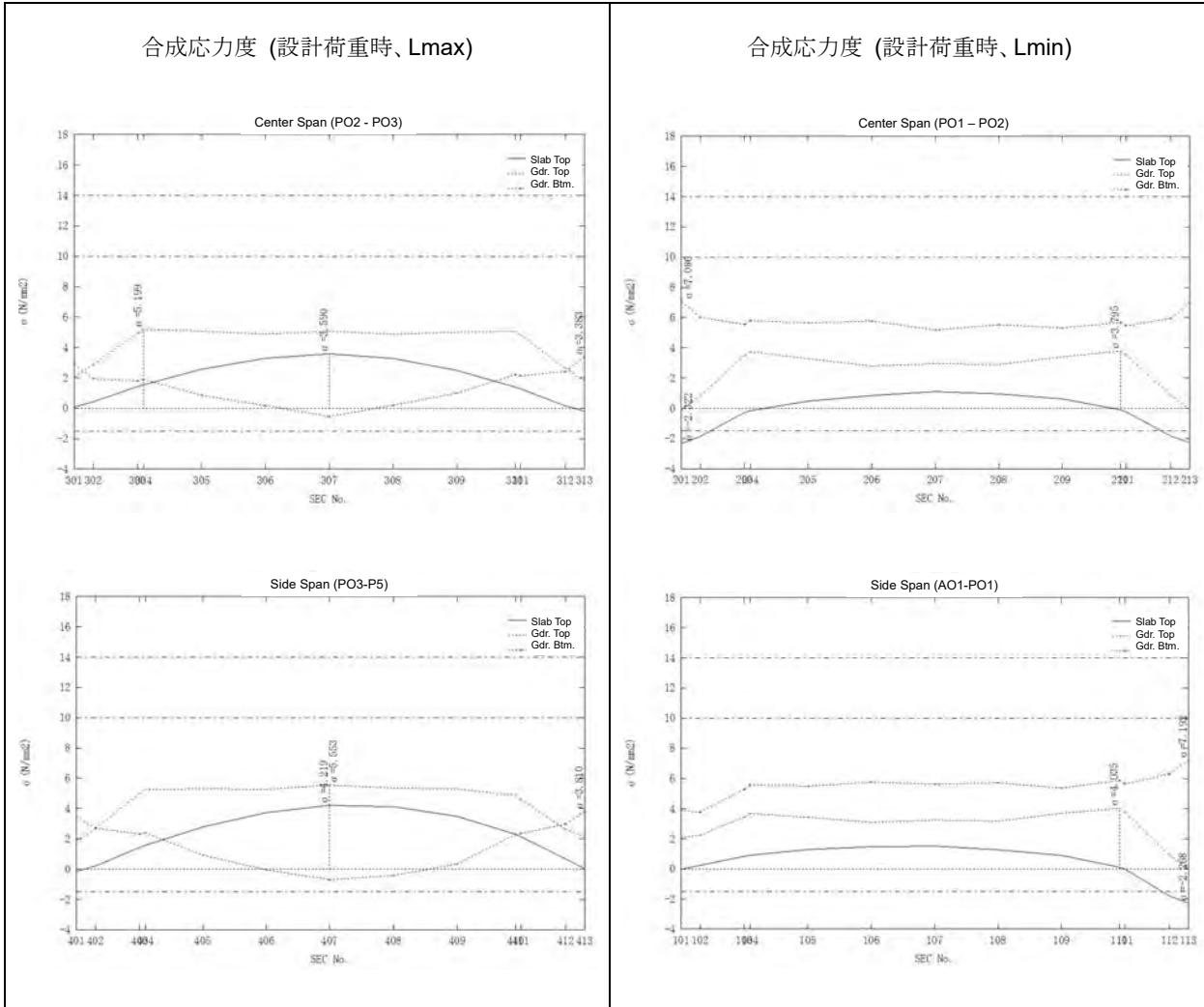
出典: JICA 調査団

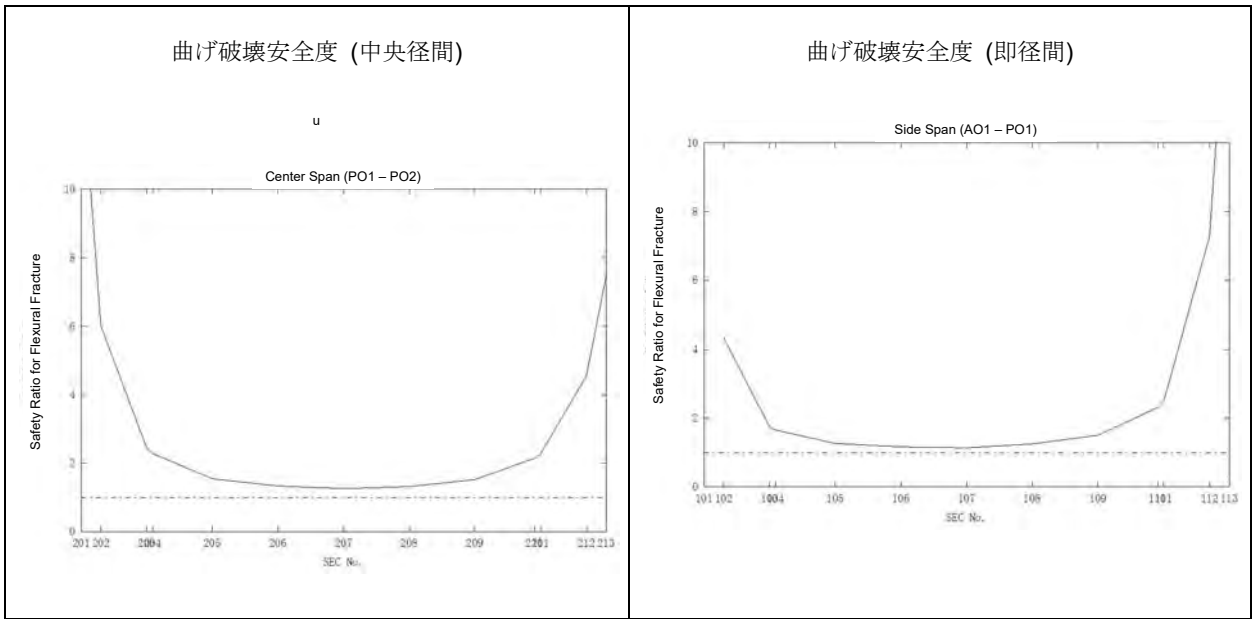
図 4.5.8 地震時の解析モデル(オンランプ橋)

4.5.2.4 上部工の設計結果総括

(1) A1~P5

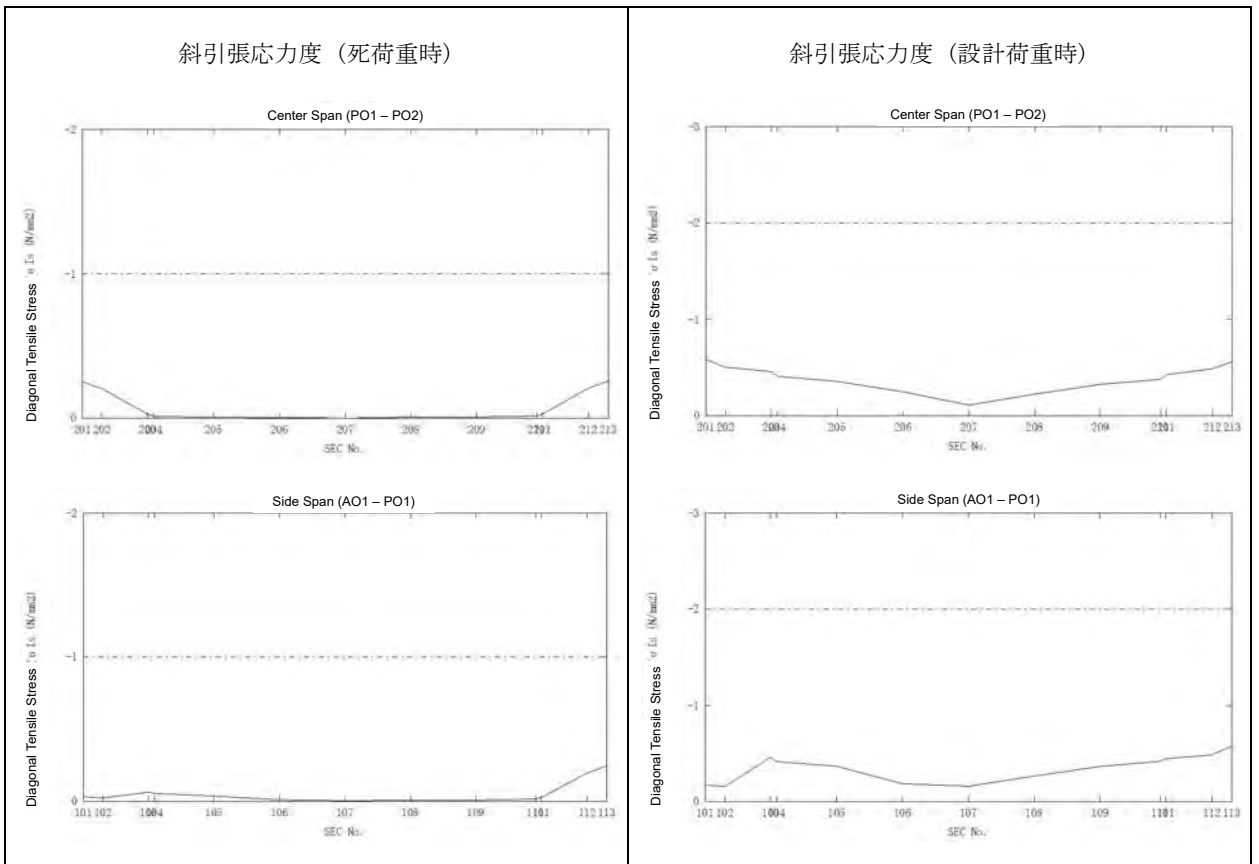
1) 曲げに対し





出典: JICA 調査団

2) せん断に対し



出典: JICA 調査団

4.5.3 オンランプ橋の下部工の検討

4.5.3.1 検討方針

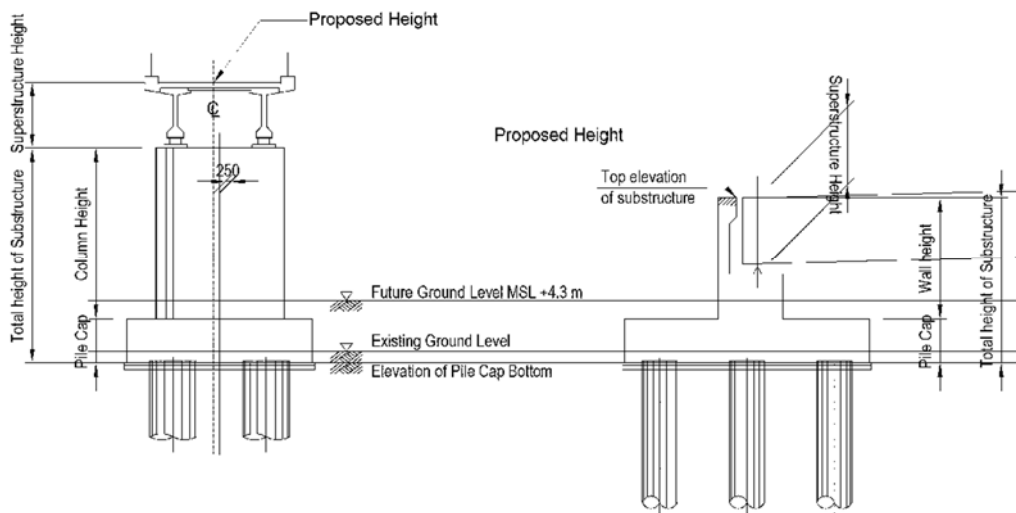
B/Dにおける下部工の検討では、設計水平震度等 FS 時点から変更された設計条件を踏まえて構造物の概略計算を実施し、計画内容の妥当性を検証した。また、経済性や施工性等に配慮して施設の内容や規模の最適化を図った。地形・地質調査や河川解析が橋梁設計と同時期に実施されていたが、これらの調査結果は D/D で橋梁設計に反映することとし、B/D では F/S 時点の調査結果をと並行して調査を実施中であったため F/S 時点の資料を用いることを基本とした。

D/D においては最新の地形・地質条件や河川条件等を考慮して橋梁の全体解析ならびに各下部構造の詳細設計を実施した。

4.5.3.2 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 4.5.9 構造高の設定方法概念図

(2) 杭基礎底版の土被り

B/D においては、地下埋設物調査が完了していなかったため、杭基礎の底版は現地盤高から 1.0m 程度の土被りを確保する計画とした。

架橋位置の公共地下埋設物を調査した結果、現況も将来計画についても配慮すべき公共埋設物がないことが確認された。一方で、底版上に本橋梁の路面排水を流下させるための排水溝を設置

するため、この空間として 50cm 程度の土かぶりを確保する計画とした。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。

(3) 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 4.5.6 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
Total Substructure height	H	m	7.600	6.500	8.100	9.300
EL of Pile cap bottom	FL	m	1.852	1.832	1.791	1.811
Foundation Type	-	-	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile

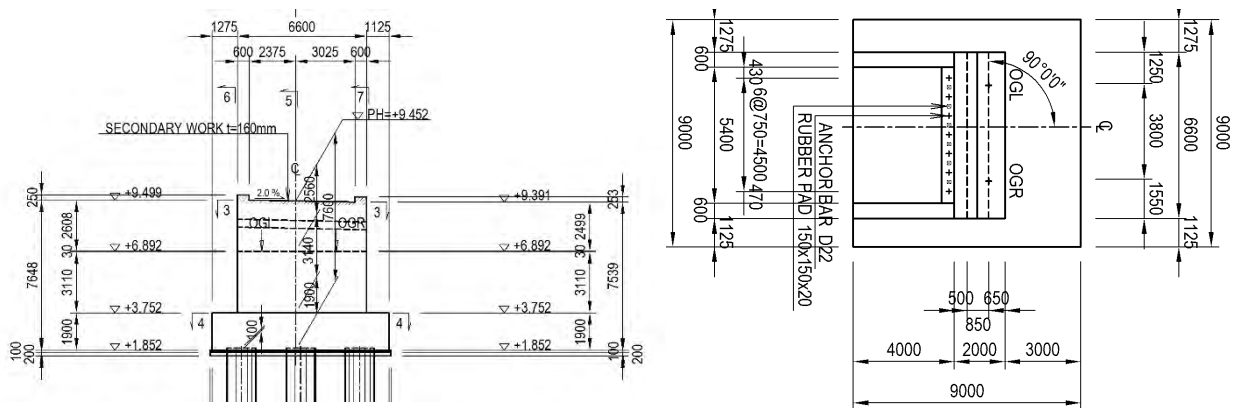
出典: JICA 調査団

4.5.3.3 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。

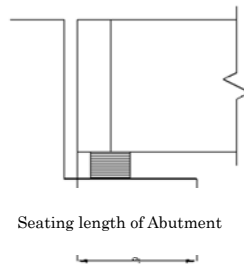


出典: JICA 調査団

図 4.5.10 橋台天端幅

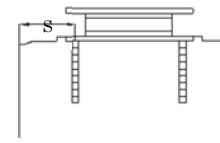
(2) 橋座幅

橋座には上部構造を支持する支承が設置されるため、これに供する平面スペースを確保する。また、極めて大きな地震力が作用し、上部工と下部工の間に支承部が破損するほどの相対変位が生じた場合であっても桁が橋座から脱落することを防ぐ空間が求められる。



出典: JICA 調査団

図 4.5.12 桁かかり長



出典: JICA 調査団

図 4.5.11 支承縁端距離

桁の橋軸方向の移動については、桁かかり長を確保することで桁の脱落を防止する。

桁の橋軸直角方向の移動については、横変位拘束構造としてアンカーバーを設けることで脱落を防止することを基本方針とする。

- 桁かかり長 (SEM) の計算

桁かかり長は道路橋示方書に示される下式により最小桁かかり長を設定する。

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l$$

ここに

l: 支間長(m)で、1 橋脚上に二つの上部構造の端部が支持され両側の桁の支間長が異なる場合には、大きい方の支間長を用いる。(AO1 橋台の支間長 = 28.800m)

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \times 28.800$$

$$= 0.844 \text{ (m)}$$

- 支承縁端距離 (S) の計算

支承縁端距離は道路橋示方書に示される下式により決定する。

$$S \geq 0.2 + 0.005l$$

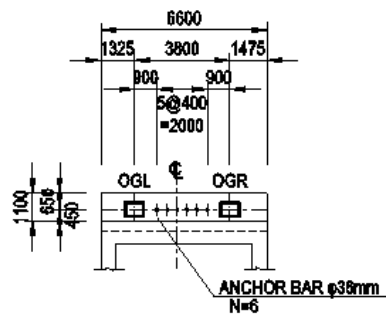
$$= 0.344 \text{ (m)}$$

以上を考慮して決定した橋座幅を表 4.5.7 に、また橋座のレイアウトを図 4.5.13 にそれぞれ示す。

表 4.5.7 オンランプ橋 橋座幅の照査

Unit : mm		AO1	PO1	PO2	PO3	P5
Span Length		28,800	28,800	28,800	28,800	28,800
Width of Bridge Seat		1,100	1,500	1,500	1,500	2,250
		6,450	5,500	5,500	5,500	25,000
Anchor Bolt (Fixing bolts of bearings)	B _{LL}	420	420	420	420	420
	B _{TT}	620	620	620	620	620
	c.t.c.	3,800	3,800	3,800	3,800	3,800
Anchor Bar (Displacement Constraint Structure)	φ	36	75	50	46	36
	nos.	6	6	6	6	6
	c.t.c.	500	500	500	500	500
Edge Distance from "Anchor Bar"	LL	650	750	750	750	450
	TT	1,975	1,500	1,500	1,500	1,501
	Skew	919	1,061	1,061	1,061	636
Minimum Edge Distance		344	344	344	344	344
Seating Length of Girder		1,000	-	-	-	1,000
Minimum Seating Length of Girder		844	844	844	844	844

出典：JICA 調査団

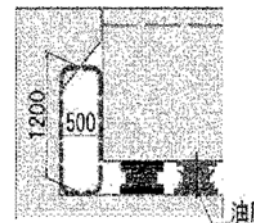


出典：JICA 調査団

図 4.5.13 オンランプ AO1 橋台 橋座レイアウト

(3) 維持管理スペース

橋梁の耐久性向上のための構造細目として、橋台および橋脚の橋座面は伸縮装置からの漏水が溜まり、支承部が腐食・劣化することを防止するために 2%程度の排水勾配を設置する。また、橋台の胸壁前面には支承部の点検や通気のため空間として図 4.5.14 に示す空間を確保する。



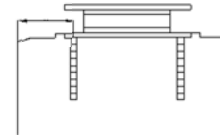
出典：東北地方整備局橋梁設計マニュアル

図 4.5.14 橋台の維持管理スペース

4.5.3.4 橋脚形状の検討

(1) 橋座幅

橋座には上部構造を支持するための支承が設置されるため、これに供する平面スペースを確保する。また、橋座は極めて大きな地震力が作用し、支承が損傷するほどの変位が生じた場合であっても桁が橋座から脱落することを防ぐ空間が求められる。



出典：JICA 調査団

図 4.5.15 支承縁端距離

オンランプ橋の上部構造は 4 径間連結構造のため、橋軸方向に大きな相対変位が生じた場合でも中間橋脚上で橋軸方向の桁の脱落は生じない。桁の橋軸直角方向の移動については、横変位拘束構造としてアンカーバーを設けることで脱落を防止する。

なお、本線と接続する端橋脚（P5 橋脚）については、本線橋脚の章にて検討結果を示す。

- 桁かかり長（SEM）

中間橋脚は上部工が連続構造であるため桁の脱落は生じないことから、照査は行わない。本線と合流する端橋脚（本線 P5 橋脚）本線の下部工検討の項にて計画する。

- 支承縁端距離（S）

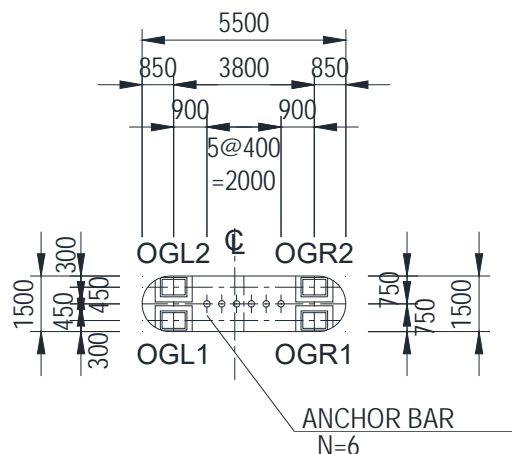
橋脚にはパッド型支承を用いる。このタイプの支承はアンカーボルトを用いずに、水平に整えられた橋座面に直接敷かれる。桁と下部工の間には橋軸方向ならびに橋軸直角方向の変位を固定するためのアンカーバーを用いる。支承縁端距離は道路橋示方書に示される下式により、アンカーバーを対象に決定する。

$$S \geq 0.2 + 0.005l$$

$$= 0.344 \text{ (m)}$$

ここに

l: 支間長(m)で、1 橋脚上に二つの上部構造の端部が支持され両側の桁の支間長が異なる場合においては、大きい方の支間長を用いる。(PO1~PO3 橋脚の支間長=28.800m)



出典：JICA 調査団

図 4.5.16 オンランプ橋脚 橋座レイアウト

以上を考慮して決定した橋座幅を表 4.5.7 に、橋座のレイアウトを図 4.5.16 に示す。

(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 4.5.8 に比較結果を整理する。

表 4.5.8 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"> • Shortening of pier height: Due to reclamation soil depth (up to MSL+4.3m) and minimization of design overburden soil depth pier heights are minimized. Piers heights are shortened by 1.7m comparing with BD. • Design Soil Parameter: Soil parameters for a foundation design was updated. DD's soil parameters is weaker than BD so that a strengthening of foundation is made by means of change of pile diameter from 1.5m to 2.0m. • Optimization of Pile Diameter of CIP Pile: (BD:φ1.5m, 2x2=4nos, DD: PO1 φ2.0m, 3x2=6nos, PO2&3, 3x2=4nos) Based on the updates of the pier height and the soil parameter, pile diameter of 2.0m is selected. 	

出典: JICA 調査団

表 4.5.9 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	1.5m	5.5m
	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 検討方針

B/D における基礎工の検討では、設計水平震度等 FS 時点から変更された設計条件を踏まえて構造物の概略計算を実施し、計画内容の妥当性を検証した。また、経済性や施工性等に配慮して施設の内容や規模の最適化を図った。地形・地質調査や河川解析が橋梁設計と同時期に実施されていたが、これらの調査結果は D/D で橋梁設計に反映することとし、B/D では F/S 時点の調査結果をと並行して調査を実施中であったため F/S 時点の資料を用いることを基本とした。

D/D においては最新の地形・地質条件や河川条件等を考慮して橋梁の全体解析ならびに各下部構造の詳細設計を実施した。

4.5.4.2 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

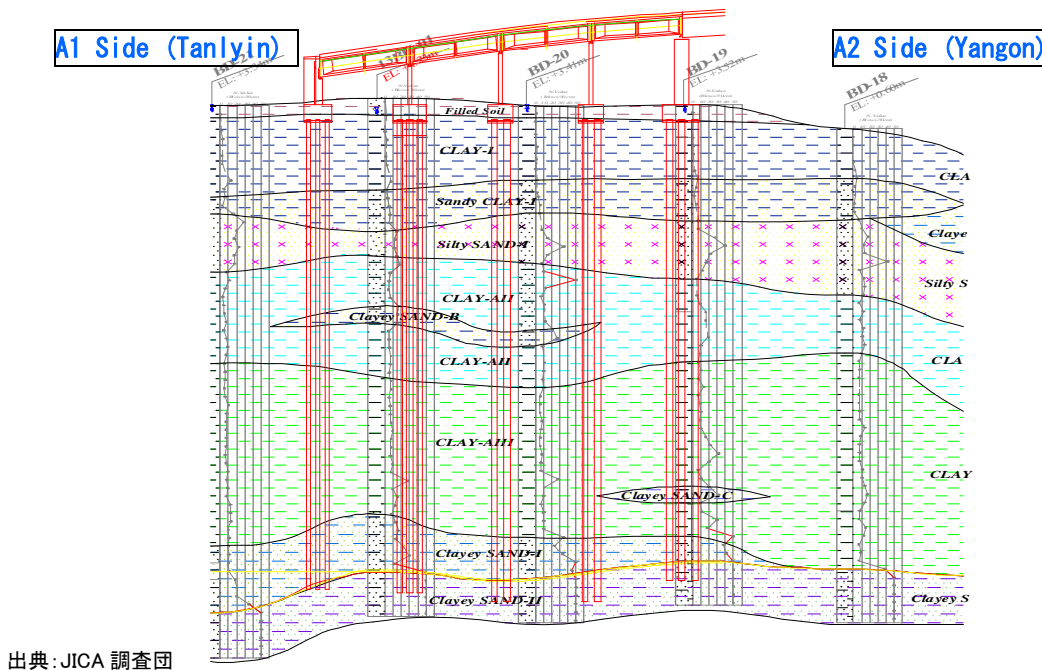


図 4.5.17 想定地質縦断面図と支持層線

(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。

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 4.5.10 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
Foundation Type	-	-	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile
Pile Length	L	m	56.500	57.000	57.500	58.000
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

4.5.4.3 設計に用いる土質定数の評価

プロジェクト範囲全体に対する土質調査結果の評価は、総合的な視点で、地質調査専門家により行われ、本報告書の自然条件調査の項にて詳述している。一方、橋梁設計に用いる土質定数の評価については、地質調査専門家の評価結果に配慮しつつ、橋梁設計者が架橋位置により適合するよう設定する必要がある。ここでは、B/D で実施中であった土質調査結果をレビュー下結果、橋梁基礎の設計に与える影響が大きい土質パラメーターである土の変形係数について、液状化低減係数（DE）とあわせて報告する。

基礎の変位量は、地盤の弱層部分の挙動に大きく支配される。また、基礎頂部に作用する荷重に対して生じる水平変位は、地表面に近い地盤の変形特性に支配される。本業務で実施した土質調査結果によると、F/S 時点の地質調査結果の値に比べて、土の変形係数を全体的に小さく見直す必要性が確認された。特に地表面に近い土層については、土の変形係数をこれまで用いていた値の 50%程度に小さくする必要があった。液状化の評価については、B/D では F/S 時点の評価結果を用いており、A2（ヤンゴン）側に一層だけ土質定数を低減すべき土層が存在した。しかしながら D/D の調査結果によると、全体の傾向として、土質定数を低減すべき土層の数ならびに低減規模ともに増加している。土の変形係数ならびに液状化低減係数を表 4.4.20 ならびに表 4.4.21 整理する。

以上のとおり、D/Dにおける地盤の変形特性に関する評価は F/S~B/D に比べて弱く、その結果、構造物の安定性を保つために杭本数の増加や杭径の拡大で対処する必要が生じていた。

表 4.5.11 土の変形係数と液状化低減係数の整理(オンランプ)

Str. No.	AO1			PO1			PO2			PO3		
	No13BH-01			No13BH-01			BD-20			BD-20		
Br No.	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD	Soil type	BD	DD
1	Filled Soil	N=2 E=1400	N=1 E=700	Filled Soil	N=2 E=1400	N=1 E=700	Filled Soil	N=2 E=1400	N=1 E=700	Filled Soil	N=2 E=1400	N=1 E=700
2		D _E =N/A	D _E =N/A		D _E =N/A	D _E =N/A		D _E =N/A	D _E =N/A		D _E =N/A	D _E =N/A
3												
4												
5	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A	CLAY-I	N=1 E=1800 D _E =N/A	N=1 E=900 D _E =N/A
6												
7												
8												
9												
10												
11	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =N/A	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =N/A	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =N/A	Sandy CLAY-I	N=5 E=2500 D _E =N/A	N=3 E=2000 D _E =N/A
12												
13												
14												
15												
16												
17	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1	Silty SAND-I	N=14 E=9800 D _E =1	N=15 E=6000 D _E =1
18												
19												
20	SaCL-II	D _E =N/A	D _E =N/A	SaCL-II	D _E =N/A	D _E =N/A	CL-II	D _E =N/A	D _E =N/A	CL-II	D _E =N/A	D _E =N/A

出典: JICA 調査団

4.5.4.4 負の周面摩擦力について

調査団の施工計画では、橋梁建設位置の地盤高を施工前に MSL+4.3m まで嵩上げすることで、河川水位の変動による施工ヤードの頻繁な水没を防止する計画となっている。施工時の盛土は建設後も残地される計画であるため、橋梁基礎の設計計算においては盛土荷重によって生じる可能性のある軟弱土層の圧密沈下と負の周面摩擦力の影響を考慮する必要があった。検討結果を表 4.5.12 表 4.4.22 に整理する。

表 4.5.12 盛土荷重による圧密層の検討

3. ON Ramp Bridge: PC-T Girder Bridge							
Item	Mark	Unit	AO1	PO1	PO2	PO3	PO4 (P5)
Station Number	STA	m	0+411.009	0+439.809	0+468.609	0+497.409	0+526.209
Existing Ground EL	GL1	m	3.281	2.936	2.959	3.076	3.149
Future Ground EL	GL	m	4.300	4.300	4.300	4.300	4.300
Foundation Type	-	-	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile	CIP Pile
Pile Length	L	m	56.500	57.000	57.500	58.000	55.500
Downdrag Zone	EL	m	-11.8	-11.8	-9.6	-9.6	-10.5
Reference Boring No.	-	-	BH-01	BH-01	BD20	BD20	BD19
Bearing Stratum	-	-	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II	CS-II

出典: JICA 調査団

4.5.4.5 基礎工形式の比較

(1) 検討方針

F/S ではオンランプ橋の基礎形式は、場所打ち杭 $\phi 1000$ が選定された。B/D においてはオンランプ橋の幅員構成、支間割ならびに上部工形式の変更を反映して基礎形式の選定を行った。

D/D においては、B/D 期間で実施中であった自然条件の調査結果を反映した基礎形式のレビューを実施した。

(2) 検討条件

BD における検討条件を以下に整理する。

- 支持層は代表的な深さとして MSL-50m 程度に分布する砂質土 (Clayey SAND-II)
- 上部工形式は、支間長 30m 程度であり、鉛直荷重の規模は普通。
- 地下水位は地表面に近い。
- 代表的な橋脚構造高は、陸上橋脚は柱高 8m 程度とする
- 橋台の構造高は 9m 程度とする。
- 比較に用いる単価は F/S 単価を元に BD 用に再構成した単価を用いる。

(3) B/D における検討結果

陸上部の基礎工事は現地盤または造成後の地盤高からドライ施工とすることが可能と想定した。

既製杭のうち杭径 600mm 以下の PHC 杭は現地調達が可能であるが、橋梁規模に対して杭径が小さいため適用性が低い。さらに現地調達可能な工法は打撃工法だけであるため、中間層に連続的に分布するやや締まった砂質土層部を打ち抜くことが困難となるため。大口径の PHC 杭および中掘り機を日本調達とする場合については、現地調達可能な場所打ち杭よりも高価となることが明らかであった。以上より、PHC 杭は比較案として採用しないこととした。

鋼管杭については、橋梁の規模を踏まえると杭径 1000mm かつ板厚 22mm 程度が必要となるが、現地の工場での製作実績がないことから海外調達に限定される。上述の中間層の打ち抜きに必要となる中掘り機については PHC 杭のケースと同様に海外調達となるため、場所打ち杭よりコスト面で鋼管杭が場所打ち杭よりも劣ることが明らかであり、比較案に採用しないこととした。

場所打ち杭については、支持層深度が深いことから連続的に掘削を行えるリバースサーキュレーションドリル工法の適用性が高い。比較検討は、橋梁の規模と杭径の実績を踏まえて、 $\phi 1.2\text{m}$ 、 $\phi 1.5\text{m}$ 、 $\phi 2.0\text{m}$ の 3 種類を用いて実施した。検討の結果、B/D では、“場所打ち杭 (リバースサーキュレーション工法) $\phi 1.5\text{m}$ ”を経済性、施工性友に優れる採用案とした。検討結果は表 4.5.14 および表 4.5.15 に整理する。

(4) D/D における基礎形式の検討方針

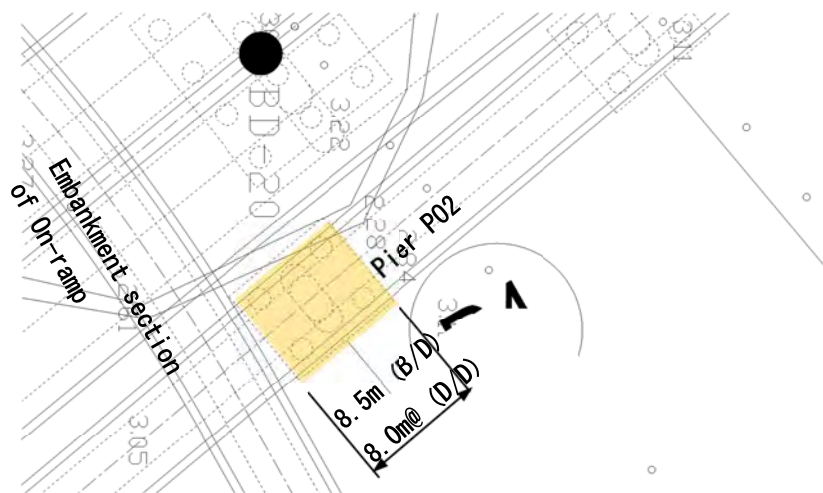
DD では、新たに得られた自然条件（土質試験結果、地盤高）と更新された下部工構造高ならびに上部工反力を用いて基礎計算を行い、BD 採用案の妥当性を確認する。また計画上の配慮事項としてオンランプ橋が同土工部と交差する位置の橋脚に関して、底版の平面形状が土工道路に食い込まないことを確認する。

- 土質定数の更新： 土の変形係数が全般的に小さくなり、また液状化程度が BD 時点に比べて大きい。
- 地盤高等の更新： BD では現地盤高から 1.0m の土かぶりを確保していたが、DD では、施工盛土後の地盤高（MSL+4.300m）から 0.5m 程度の土かぶりを確保する計画に変更した。構造高を 1.5～2.0m 程度縮小できる。
- 上部工反力の更新： 全体解析において上記を更新し、また解析精度を向上させる。
- 底版平面形状の制約： 交差道路（オンランプ土工部）の走行性および施工性に配慮する。

(5) DD における基礎形式結果

上述のとおり設計条件を変更して基礎形式のレビューを実施した。

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 4.5.18 オンランプ土工部と橋梁部の交差状況

表 4.5.13 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 4.5.13 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	8.4m x 8.4m (1.264)	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)	8.0m x 8.0m (1.000)

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 4.5.16 および表 4.5.17 に整理する。

表 4.5.14 オンランプの基礎形式比較結果(橋台)

Pile Diameter		Cast in Place RC Piles $\phi 1.2m$		Cast in Place RC Piles $\phi 1.5m$		Cast in Place RC Piles $\phi 2.0m$	
Outline Drawing							
item	mark	Bridge's Longitudinal Direction		Bridge's Longitudinal Direction		Bridge's Longitudinal Direction	
	unit	Seismic Situation		Seismic Situation		Seismic Situation	
Maximum Pile Reactions	Pmax	1,574.9	2,622.0	2,369.2	3,645.4	4,173.2	4,947.2
	Ra	6,161.0	9,421.0	7,790.0	11,966.0	10,606.0	16,406.0
	σ/oa	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.3
Amount of Displacement	ox	4.9	11.4	4.4	11.7	2.9	11.3
	oxa	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	R	0.3	0.8	0.3	0.8	0.2	0.8
Stress of a Pile	σ	35.7	218.0	21.3	193.6	20.7	183.1
	osa	160.0	300.0	160.0	300.0	160.0	300.0
	σ/oa	0.2	0.7	0.1	0.6	0.1	0.6
Maximum Stress of a Pile		$\sigma_s = 217.96 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sa} = 300 \text{ kN/m}^2$ (OK)		$\sigma_s = 193.63 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sa} = 300 \text{ kN/m}^2$ (OK)		$\sigma_s = 183.11 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sa} = 300 \text{ kN/m}^2$ (OK)	
Constructability		The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of		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 considerably large. (1.5Months)		The amount of pile works including ground excavation is considerably the smallest. (1.3Months)		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller. (1.6Months)	
Environmental Aspect		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 4.5.15 オンランプの基礎形式比較結果(橋脚)

Item	mark	Unit	Cast in Place RC Piles φ1.2m				Cast in Place RC Piles φ1.5m				Cast in Place RC Piles φ2.0m			
			Permanent Situation	Seismic Situation	Permanent Situation	Seismic Situation	Permanent Situation	Seismic Situation	Permanent Situation	Seismic Situation	Permanent Situation	Seismic Situation	Permanent Situation	Seismic Situation
Design Results	Maximum Pile Reaction	Ra	6,041.0	9,245.0	6,041.0	9,245.0	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 Pile Reaction	σ _{oa}	0.3	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
	Displacement	R	0.0	12.9	0.0	9.1	0.0	13.1	0.0	12.6	0.0	11.4	0.0	9.8
	Stress	σ _s	-18.4	236.0	-18.4	188.7	-19.7	222.2	-19.7	192.5	-13.1	165.3	-13.1	205.5
	Maximum Stress of a Pile	σ _{oa}	0.1	0.8	0.1	0.6	0.1	0.7	0.1	0.6	0.1	0.6	0.1	0.7
Maximum Stress of a Pile			σ _{oa} = 255.95 kN/m ² < σ _{allow} = 300kN/m ² (OK)				σ _{oa} = 222.22 kN/m ² < σ _{allow} = 300kN/m ² (OK)				σ _{oa} = 205.53 kN/m ² < σ _{allow} = 300kN/m ² (OK)			
Constructibility			The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructibility.				This alternative entails the smallest 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 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 4.5.16 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			
Design Results	Maximum Pile	P _{max}	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	R _a	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 Displacement	σ _{ra}	-	0.26	0.45	0.26	0.41	0.33	0.45	0.33	0.45	0.35	0.49			
		σ _{ra}	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	σ _{sa}	mm	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	20.0	20.0			
		σ _{sa}	N/mm ²	0.00	0.93	0.00	0.79	0.00	0.93	0.00	0.97	0.00	0.98			
	Maximum Stress of a Pile	σ _{sa}	N/mm ²	-10.6	297.7	-10.6	242.0	-10.7	247.4	-10.7	186.1	-9.2	265.8			
		σ _{sa}	N/mm ²	-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0	-200.0	300.0			
	Constructibility	The amount of number of pile is largest and thus this alternative is the most inferior one in terms of constructibility.			σ _s = 298 kN/m ² < σ _{sa} = 300 kN/m ² (OK)				σ _s = 247 kN/m ² < σ _{sa} = 300 kN/m ² (OK)				σ _s = 266 kN/m ² < σ _{sa} = 300 kN/m ² (OK)			
		The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.			△				○				○			
Construction Period	The amount of pile works including ground excavation is considerably smaller.			◎				◎				◎				
	This alternative entails the smallest amount of excavation works.			◎				◎				◎				
Cost Ratio	1.216			△				1.001				1.000				
	Judge			Unselect (Overlap with embankment section of On-ramp)				◎				◎				

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

表 4.5.17 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	
Maximum Pile Reactions	Fmax Ra σ/σa	kN kN -	Persistent Situation		Seismic Situation	
Design Results	Amount of Displacement	mm	1,211.9 3,403.0 0.36	1,613.2 4,476.0 0.36	2,502.0 7,054.0 0.35	3,604.1 10,091.0 0.36
	Stress of a Pile	N/mm ² N/mm ² -	7.5 15.0 0.50	6.7 15.0 0.45	14.4 15.0 0.96	14.2 15.0 0.95
Maximum Stress of a Pile	σs σsa σ/σa	N/mm ² N/mm ² -	70.3 160.0 0.44	54.3 160.0 0.34	255.9 300.0 0.85	48.2 160.0 0.30
	σs=260 kN/m ² < σsa=300 kN/m ² (OK)		σs=256 kN/m ² < σsa=300 kN/m ² (OK)		σs=264 kN/m ² < σsa=300 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.		This alternative entails 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		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.		This alternative entails the largest 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 荷重の組み合わせ

オンランプ橋の下部工の設計では表 4.5.18 に示す荷重状態を検討する。ただし、風荷重と組み合わせた荷重状態については、オンランプ橋（PC-I 桁橋）では風荷重による水平力が地震時による慣性力に比べて著しく小さく、構造物の安定計算上支配的とならないことが明らかであるため検討を行わない。

表 4.5.18 下部工および基礎工の設計で考慮する荷重状態

Load Combinations	Load Situations	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	Increase Coefficients
		Dead Loads (D)	Live Loads (L)	Impact (I)	Prestress Force (PS)	Influence of Creep of Concrete (CR)	Influence of D dry Shrinkage of Concrete (SH)	Earth Pressure (E)	Water Pressure (HP)	Buoyancy (U)	Wind Loads (W)	Effect of Temperature Change (T)	Seismic Effects (EQ)	Collision of Vessel (CO)	
1. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP)	Ordinary condition	○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
		○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
		○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
		○	○	○	○	○	○	○	○	○					1.00
2. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + effects of temperature change (T)	Ordinary condition	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
		○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
		○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
		○	○	○	○	○	○	○	○	○		○			1.15
3. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + wind loads (W)	Extreme Wind	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				1.25
		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				1.25
4. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + effects of temperature change (T) + wind loads (W)	Extreme Wind	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			1.35
		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		1.35
5. Principal loads (P) + particular loads corresponding to principal loads (PP) + vessel collision loads (CO)	Vessel Collision	○	○	○	○	○	○	○	○	○				○	1.50
		○	○	○	○	○	○	○	○	○				○	1.50
6. Principal loads except live loads and impacts + seismic effects (EQ)	Earthquake	○				○	○	○	○	○			○		1.50
		○				○	○	○	○	○			○		1.50

出典：JICA 調査団

4.5.5.2 下部工設計用反力

下部工の設計で用いる上部工反力を表 4.5.19 に示す。

表 4.5.19 上部工からの作用力(オンランプ橋)

Descriptions				Package-1 : On-Ramp					
				AO1	PO1	PO2	PO3	PO4	
Bearing Conditions (M: Movable, F: Fixed, E: Elastic support)				M	F	F	F	M	
Working Height Above Bridge Seat	For Bridge Axis direction		m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	For Transverse Direction		m	1.900	1.900	1.900	1.900	2.500	
V	Dead Loads		①	kN	2000	4000	4200	4200	2000
	Live Loads	Max	②	kN	600	1200	1100	1200	600
		Min	③	kN	-100	-100	-200	-100	-100
H	Influence of dry shrinkage of concrete		④	kN	110	480	-100	-390	-110
	Influence of creep of concrete		⑤	kN	50	190	-40	-150	-50
	Effect of temperature change (+)		⑥	kN	-100	-440	90	350	100
	Effect of temperature change (-)		⑥	kN	100	440	-90	-350	-100
	Seismic effects	Longitudinal	⑦	kN	300	2650	1250	900	300
Transversal		⑧	kN	550	1300	1300	950	750	
M	Eccentric moment due to Dead Load	Longitudinal	⑨	kN.m	0	0	0	0	0
		Transversal	⑩	kN.m	0	0	0	0	0

出典: JICA 調査団

4.5.5.3 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 4.5.20 に示す。

表 4.5.20 橋脚の柱および橋台たて壁の計算結果(P01~P03 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	σ_s (N/mm2)	13.34	-	51.66	-	-6.56	-	94.87	
		σ_{sa} (N/mm2)	184.00	-	184.00	-	-200.00	-	184.00	
		R-ratio	0.07	-	0.28	-	0.03	-	0.52	
	Seismic	σ_s (N/mm2)	91.47	-	244.12	16.79	260.62	44.67	232.05	23.49
		σ_{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	τ_m (N/mm2)	0.075	-	0.162	-	0.033	-	0.127	-
		τ_a (N/mm2)	0.134	-	0.349	-	0.260	-	0.305	-
		R-ratio	0.56	-	0.46	-	0.13	-	0.42	-
	Seismic	τ_m (N/mm2)	0.154	-	0.522	0.207	0.248	0.218	0.265	0.181
		τ_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 :
 σ_s : Bending Unit Stress
 σ_{sa} : Allowable Unit Stress
 τ_m : Unit Share Force
 τ_a : Allowable Unit Share Force
 R-ratio : Design result / Capacity

出典: JICA 調査

4.5.5.4 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。

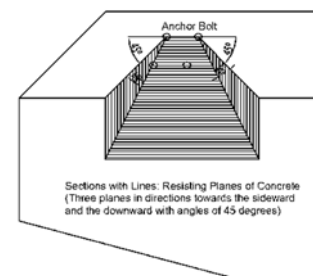
ウィングは、活荷重と土圧に対して安全であることを照査する。ウィングは、壁とフーチングに固定された 2 辺固定版として設計する。計算結果を

表 4.5.20 に示す。

4.5.5.5 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、図 4.4.35 に示すように、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 度の広がり方を考慮した面とする。計算結果を表 4.4.39 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.5.19 コンクリートの抵抗面積の考え方

4.5.5.6 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 4.5.21 に示す。

表 4.5.21 フーチングの計算結果 (P01~P03)

			PIER					
Cross Section of Pile Cap (Longitudinal & Transversal Direction) SD345								
					PO1		PO2	
			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	σ_s (N/mm ²)	131.97	124.07	132.88	69.67	150.20	69.58
		σ_{sa} (N/mm ²)	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	σ_s (N/mm ²)	258.47	124.07	289.50	69.67	214.81	69.58
		σ_{sa} (N/mm ²)	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 ²)	0.366	—	0.339	—	0.441	—
		r_a (N/mm ²)	0.656	—	0.880	—	1.009	—
		R-ratio	0.56	—	0.39	—	0.44	—
	Seismic	r_m (N/mm ²)	0.650	—	0.649	—	0.703	—
		r_a (N/mm ²)	0.868	—	1.339	—	1.536	—
		R-ratio	0.75	—	0.48	—	0.46	—

σ_s ; Bending Unit Stress
 σ_{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

4.5.5.7 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 4.5.22 に示す。杭の断面計算結果は表 4.5.23 に示す。

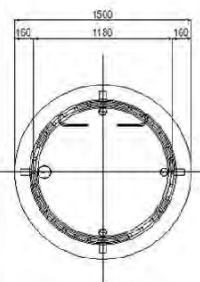
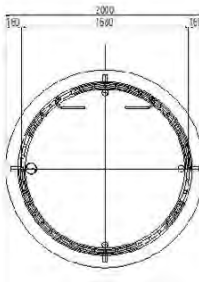
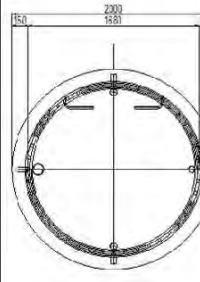
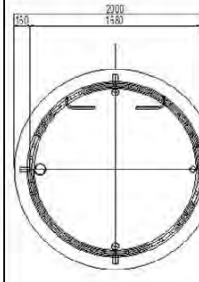
表 4.5.22 場所打ち杭基礎の安定計算結果 (A01~P03)

	A01	P01	P02	P03	
Boring Log & Pile Length (m)					
	Pile Information				
	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	
Bearing Resistance of Ordinary					
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	
Horizontal Movement of Ordinary					
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	
Bearing Resistance of Seismic					
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	
Horizontal Movement of Seismic					
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	
Bearing Capacity of Group Piles of Ordinary					
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	
Judgement of Lateral Movement					
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 4.5.23 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 ²	44-D32@120 AS=349.448cm ²	44-D29@124 AS=282.656cm ²	44-D29@124 AS=282.656cm ²	
	Check for Bending Stress				
	Ordinary				
	σs (N/mm ²)	57.60	39.39	—	50.64
σsa (N/mm ²)	184.00	184.00	—	184.00	
R-ratio	0.31	0.21	—	0.28	
Seismic					
σs (N/mm ²)	251.96	268.69	203.16	227.68	
σsa (N/mm ²)	300.00	300.00	300.00	300.00	
R-ratio	0.84	0.90	0.68	0.76	
Check for Shear Stress					
Ordinary					
τm (N/mm ²)	0.105	0.076	0.020	0.076	
τa (N/mm ²)	0.412	0.349	0.566	0.379	
R-ratio	0.25	0.22	0.04	0.20	
Seismic					
τm(N/mm ²)	0.332	0.336	0.227	0.238	
τa (N/mm ²)	0.438	0.399	0.375	0.375	
R-ratio	0.76	0.84	0.61	0.63	

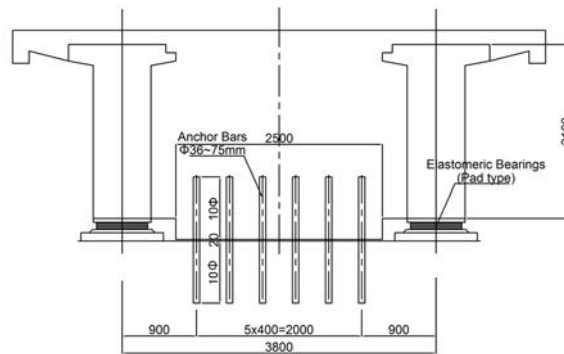
σs ; Bending Unit Stress
 σsa ; Allowable Unit Stress
 τm ; Unit Share Force
 τa ; Allowable Unit Share Force

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。

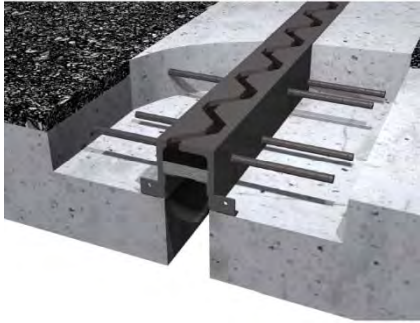
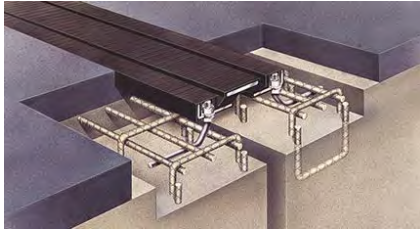


出典：JICA 調査団

図 4.5.20 オンランプ橋の支承及びアンカーバーの配置

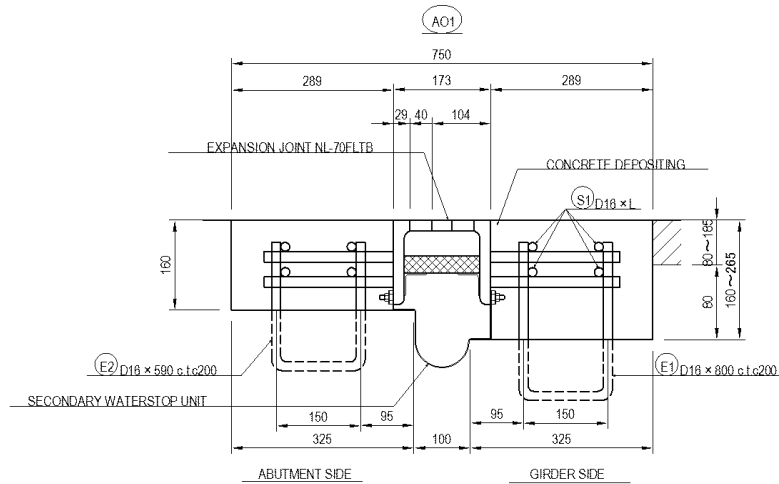
4.5.6.2 伸縮装置

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 4.5.24 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"> 鋼部材のため剛性が高い。 耐久性は高い。 走行性は中程度である。 	<ul style="list-style-type: none"> ゴム部材があり、たわみは大きめである。 ゴム部は紫外線により劣化する。 表面がゴムのため走行性に優れる。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 設置は容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> 設置は容易である。

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

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

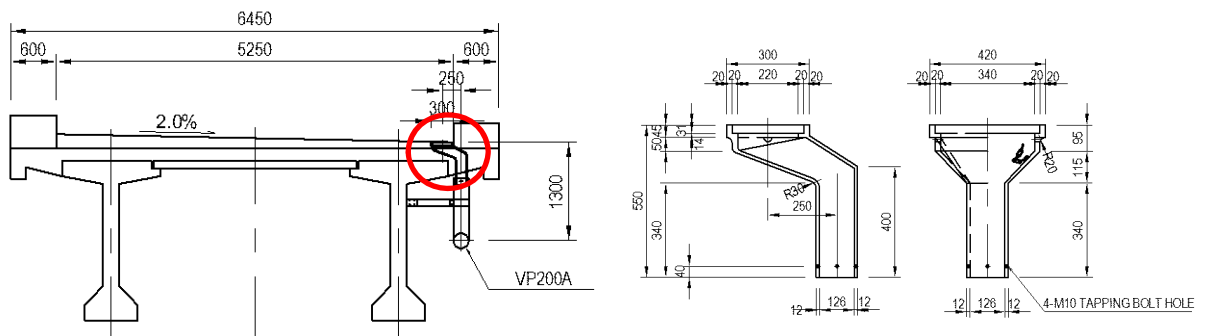
図 4.5.21 オンランプ橋の伸縮装置 (AO1)

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 4.5.22 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/S¹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

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

- 比較案-3：橋長最短案+ 60m
- 比較案-4：橋長最短案+ 90m

(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。

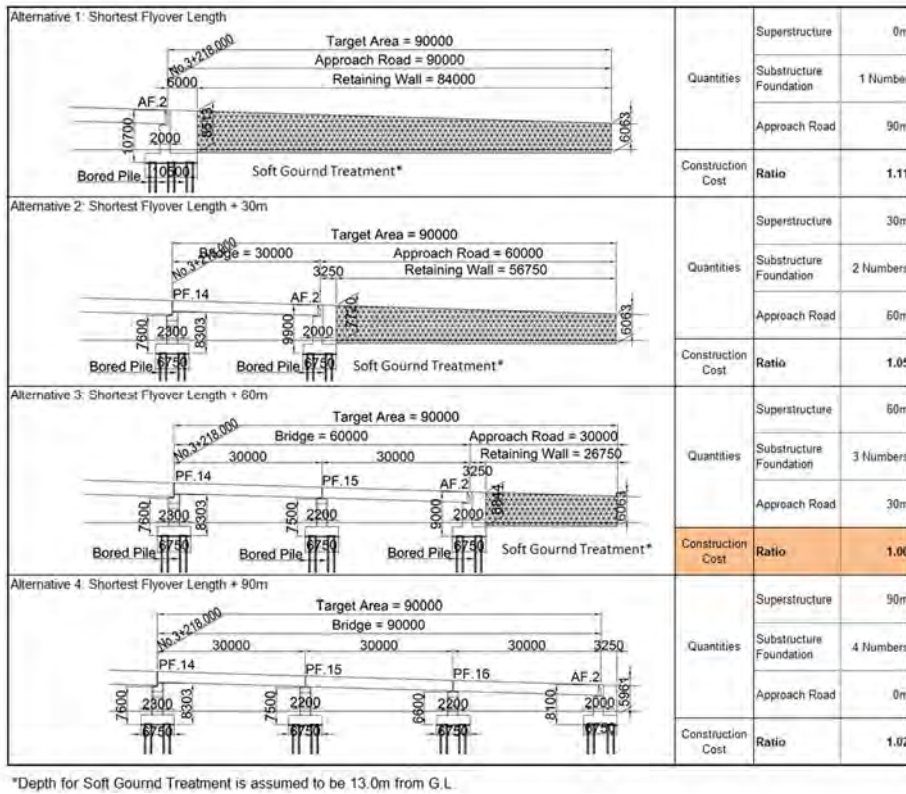
表 4.6.2 橋台位置の比較検討

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"> <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>1.05</td> </tr> </table>	Quantities	Superstructure	0m	Substructure Foundation	1 Number	Approach Road	90m	Construction Cost	Ratio	1.05
Quantities	Superstructure		0m								
	Substructure Foundation		1 Number								
	Approach Road	90m									
Construction Cost	Ratio	1.05									
<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"> <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> </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"> <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> </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 Approach Road = 0m Retaining Wall = 0m</p> <p>Bored Pile</p>	<table border="1"> <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> </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、支間割りにしても下記の点を考慮し、レビューを実施した。

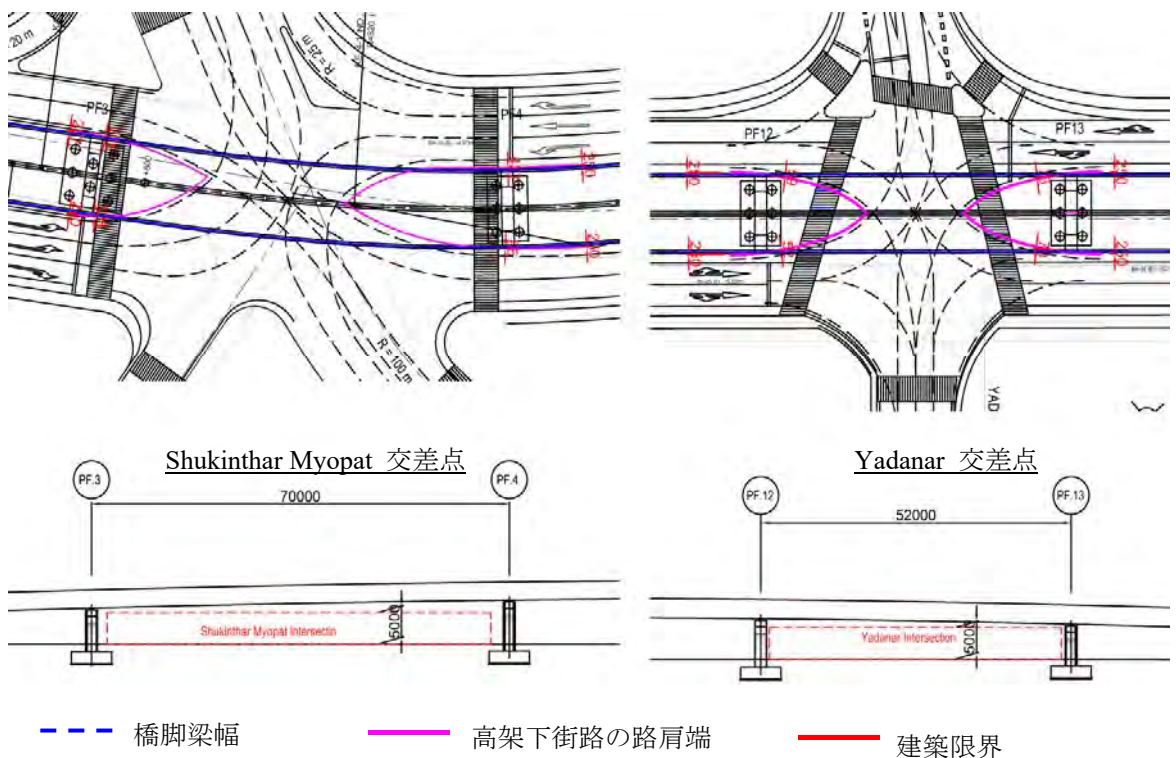
1) 交差点部の必要最小支間長

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に、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

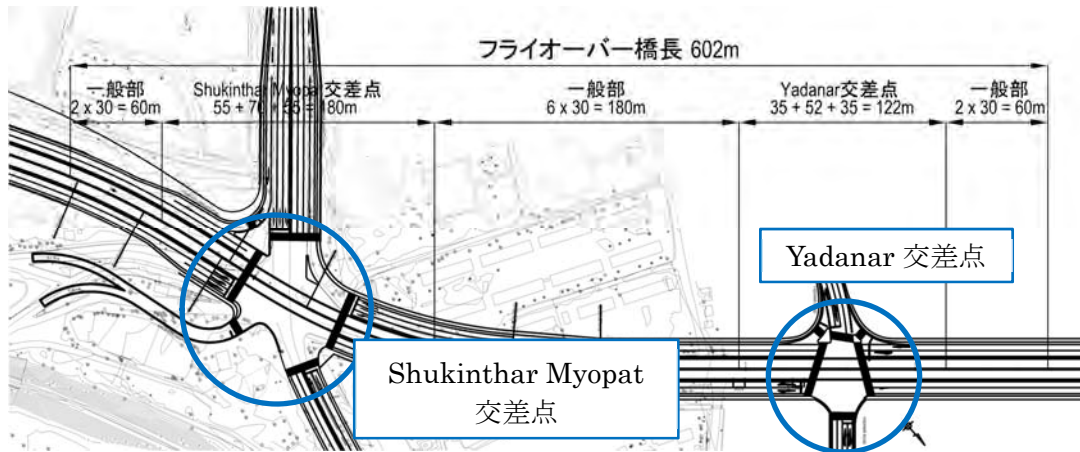
図 4.6.1 Shukinthar Myopat 交差点及び Yadanar 交差点での必要最小支間長

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

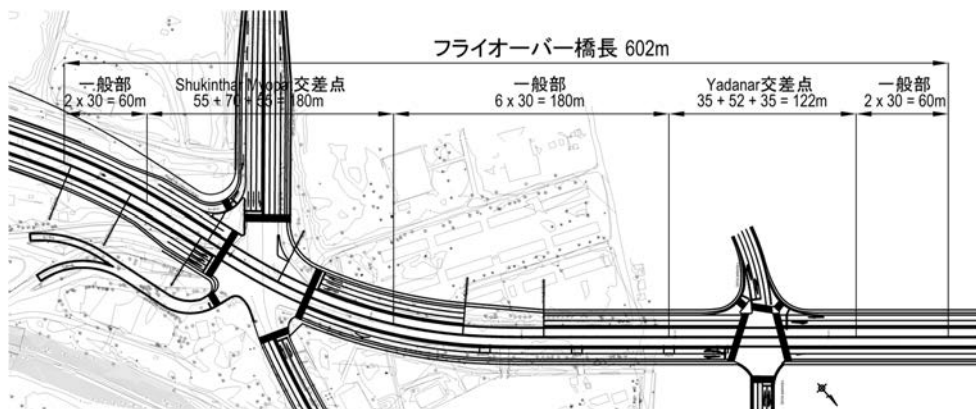
図 4.6.2 フライオーバー区間の支間割

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

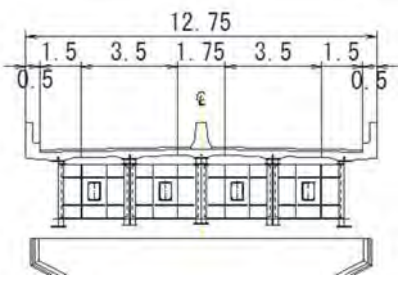
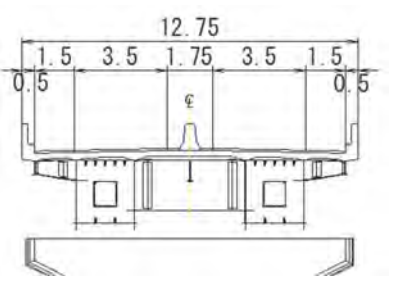
(3) Shukinthar Myopat 交差点部の構造形式

最大支間長は 70m であることから、下記の比較案²により検討を行った。

- 比較案-1 鋼鈹桁橋 (追加 F/S 案)
- 比較案-2 鋼箱桁橋

表 4.6.5 に示す比較検討結果より、経済性、工期、構造性の観点から、“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 鋼鈹桁橋(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"> - 工場製作であるため、品質管理が容易 - 現場作業が単純化される 	◎	<ul style="list-style-type: none"> - 工場製作であるため、品質管理が容易 - 現場作業が単純化される 	◎
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> - 適用支間長：30-60m - 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 - 重量が大きい(956t) 	△	<ul style="list-style-type: none"> - 適用支間長：40-80m - 曲率半径の小さい曲線部に適した構造形式である - 重量が小さい(707t) 	◎
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"> - 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要 	○	<ul style="list-style-type: none"> - 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要 	○

² 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。

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

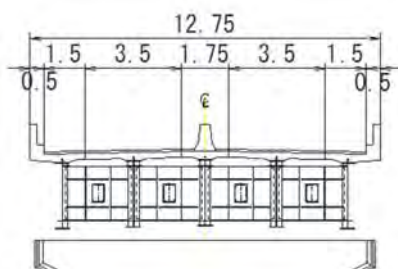
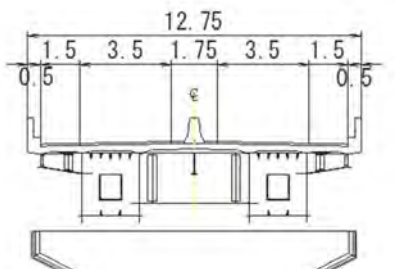
(4) Yadanar 交差点部の構造形式

最大支間長は 70m であることから、下記の比較案³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、構造的観点から、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"> - 工場製作であるため、品質管理が容易 ◎ - 現場作業が単純化される 	<ul style="list-style-type: none"> - 工場製作であるため、品質管理が容易 ◎ - 現場作業が単純化される
構造的	<ul style="list-style-type: none"> - 適用支間長：30-60m ◎ - 重量は小さい(339t) 	<ul style="list-style-type: none"> - 適用支間長：40-80m ○ - 重量は小さい(364t)
建設コスト	比率 = 1.00 ◎	比率 = 1.19 △
工期	9 ヶ月 ◎	9 ヶ月 ◎

³ 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。

維持管理性	- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要	○	- 支承と伸縮装置の取替えに加え、塗り替え塗装が必要	○
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

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 (鋼板桁 /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)

表 4.6.7 より、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。

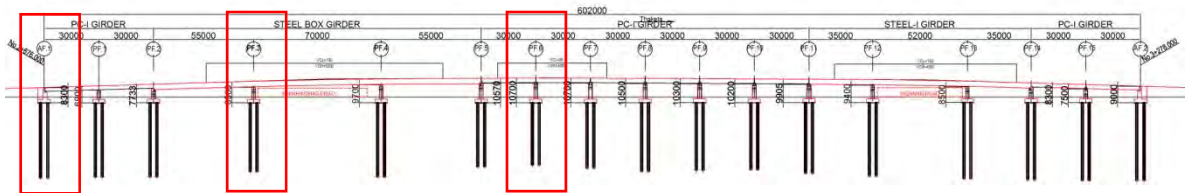
- 比較案-1 PHC 杭
- 比較案-2 場所打ち杭 (追加 F/S 案)
- 比較案-3 鋼管杭

表 4.6.7 フライオーバーに適用可能な基礎形式

適用条件		基礎形式						
		場所打ち杭	PHC / SC 杭	鋼管杭	地中連続壁基礎	鋼管矢板基礎	ケーソン基礎	
施工条件	水上施工	水深 < 5 m	×	△	△	×	○	△
		水深 > 5 m	×	△	△	×	○	△
	建設ヤード	限定的	△	△	△	△	×	△
	周辺環境	振動騒音対策	○	△	△	○	×	○
		隣接構造物に対する影響	○	△	△	○	△	△
		有毒ガスの影響	○	○	○	○	○	○
	荷重レベル	小 (Span<20m)	○	○	○	×	×	○
		普通 (20m≤Span<50m)	○	○	○	○	○	○
		大 (50m<Span)	○	△	○	○	○	○
		鉛直荷重 > 水平荷重	○	○	○	△	△	△
		鉛直荷重 < 水平荷重	○	○	○	○	○	○
地盤条件	地表面からの支持層の深度	< 5 m	△	×	×	×	×	×
		5 ~ 15 m	○	○	○	△	△	○
		15 ~ 25 m	○	○	○	○	○	○
		25 ~ 40 m	○	○	○	○	○	○
		40 ~ 60 m	○	△	○	○	○	○
		≥ 60 m	△	×	×	△	△	△
	陸上部の水位	地下水位がほぼ地表面に等しい	△	○	○	△	○	○
		液状化する地盤がある	○	○	○	○	○	○
	支持層の土質	粘性土 (20 ≤ N)	○	○	○	○	○	○
		砂/砂れき (30 ≤ N)	○	○	○	○	○	△
軟石 / 硬土		○	○	○	○	○	○	
硬土		△	×	×	△	×	×	

凡例：○ 適合性が高い △ 適合性がある × 適合性が低い

出典：JICA 調査団



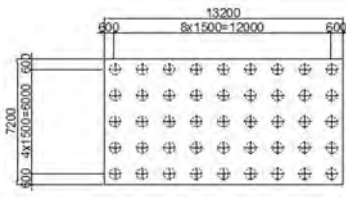
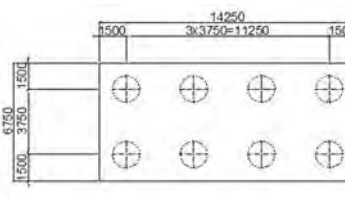
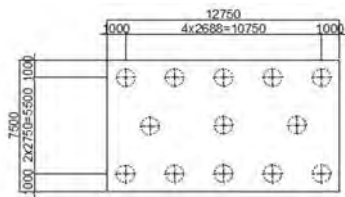
出典：JICA 調査団

図 4.6.4 基礎形式比較検討における代表基

(2) フライオーバーの基礎形式

表 4.6.8 から表 4.6.10 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 4.6.8 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"> - 施工時の杭長変化に対応不可 - 工場製品であるため品質の確保が容易 	<ul style="list-style-type: none"> - 施工時の杭長変化に対応可能 - 場所打ちであるため十分な品質管理が必要 	<ul style="list-style-type: none"> - 施工時の杭長変化に対応不可 - 工場製品であるため品質の確保が容易
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：小 - 適用可能杭長：5m - 40m 	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：大 - 適用可能杭長：5m - 60m 	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：中 - 適用可能杭長：5m - 60m
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"> - 振動、騒音が大きい - 排土処理が必要 	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が小さい - 排土処理が必要 	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が大きい - 排土処理が必要
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 4.6.9 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"> - 施工時の杭長変化に対応不可 - 工場製品であるため品質の確保が容易 <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 施工時の杭長変化に対応可能 - 場所打ちであるため十分な品質管理が必要 <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 施工時の杭長変化に対応不可 - 工場製品であるため品質の確保が容易 <p>○</p>			
構造的	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：小 - 適用可能杭長：5m - 40m <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：大 - 適用可能杭長：5m - 60m <p>◎</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：中 - 適用可能杭長：5m - 60m <p>○</p>			
建設コスト	比率 = 1.15	△	比率= 1.00	◎	比率= 1.09	○
工期	15 日間 / 基	△	14 日間 / 基	○	9 日間 / 基	◎
周辺環境への影響	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が大きい - 排土処理が必要 <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が小さい - 排土処理が必要 <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が大きい - 排土処理が必要 <p>○</p>			
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

表 4.6.10 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"> - 施工時の杭長変化に対応不可 - 工場製品であるため品質の確保が容易 <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 施工時の杭長変化に対応可能 - 場所打ちであるため十分な品質管理が必要 <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 施工時の杭長変化に対応不可 - 工場製品であるため品質の確保が容易 <p>○</p>
構造的性	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：小 - 適用可能杭長：5m - 40m <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：大 - 適用可能杭長：5m - 60m <p>◎</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 杭の支持力：中 - 適用可能杭長：5m - 60m <p>○</p>
建設コスト	比率 = 1.37	比率=1.00	比率=1.85
工期	20 日間 / 基	18 日間 / 基	15 日間 / 基
周辺環境への影響	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が大きい - 排土処理が必要 <p>△</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が小さい - 排土処理が必要 <p>○</p>	<ul style="list-style-type: none"> - 振動、騒音が大きい - 排土処理が必要 <p>○</p>
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

(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 4.6.11 に示すように“比較案-3 D=1500mm”を最適杭径とする。

表 4.6.11 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

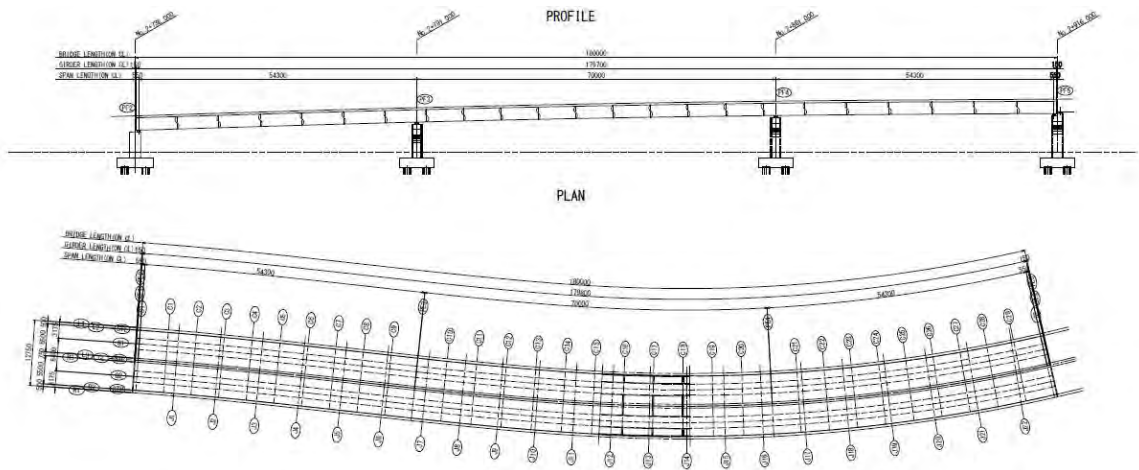
出典: JICA 調査団

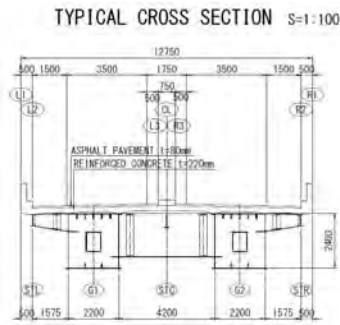
4.6.2 フライオーバー区間の基本設計

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。



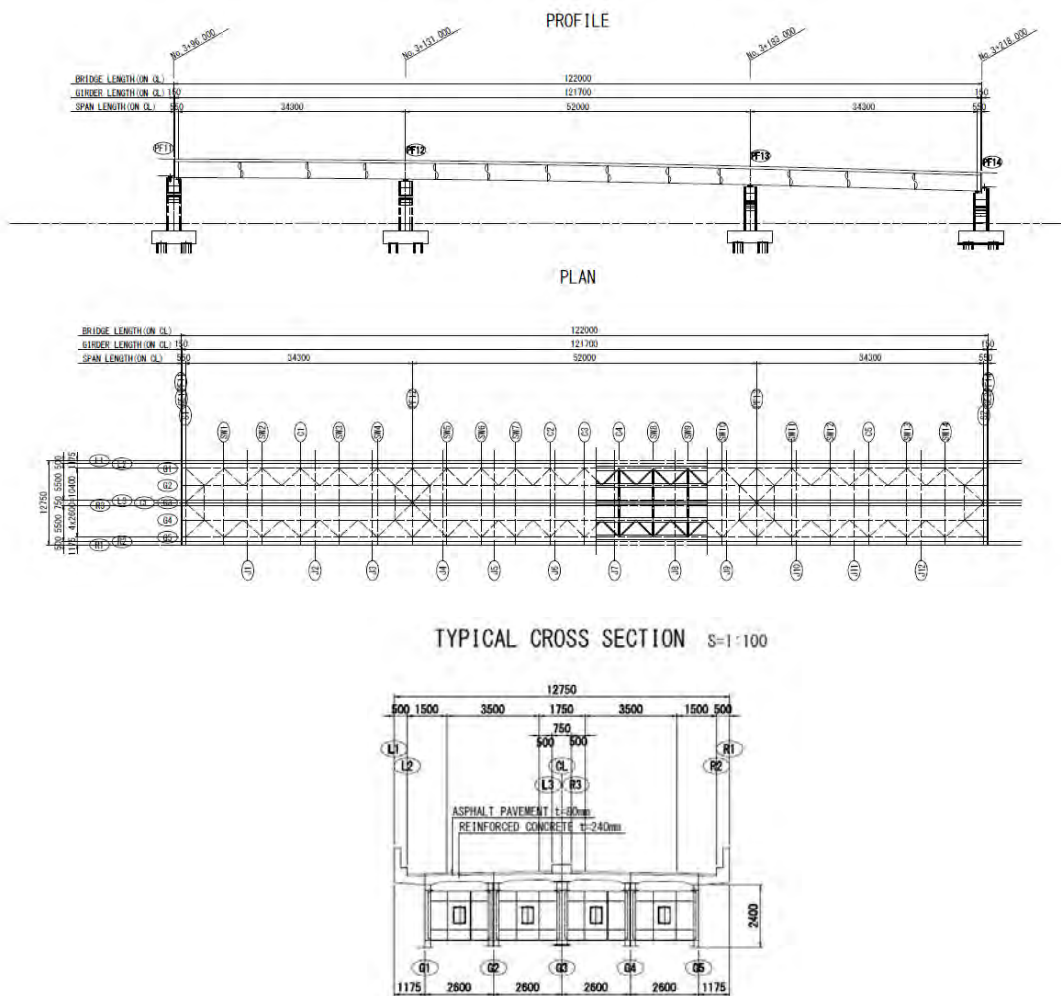


出典: JICA 調査団

図 4.6.5 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。

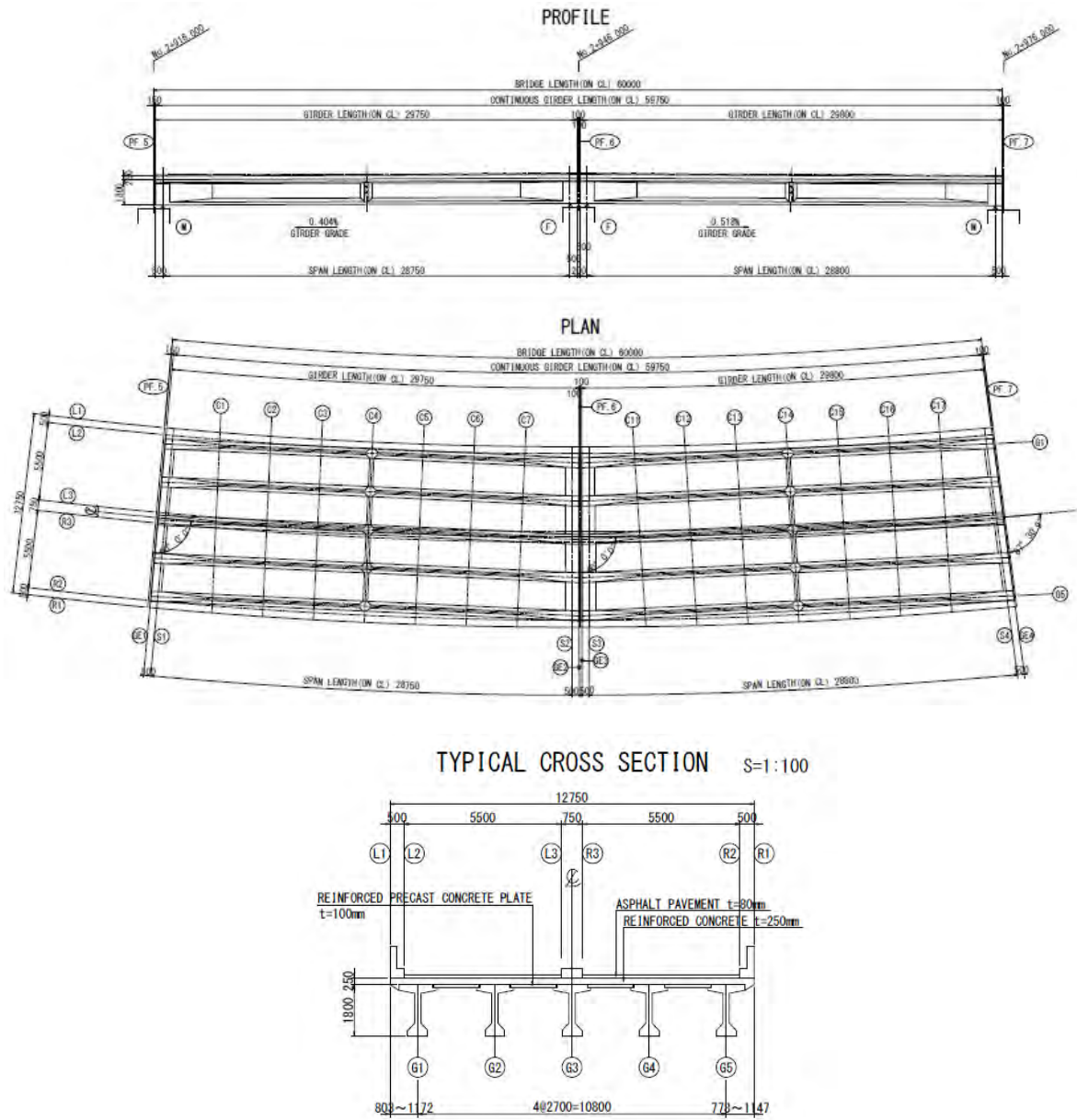


出典: JICA 調査団

図 4.6.6 鋼鈹桁橋の側面図、平面図、断面図(基本設計時)

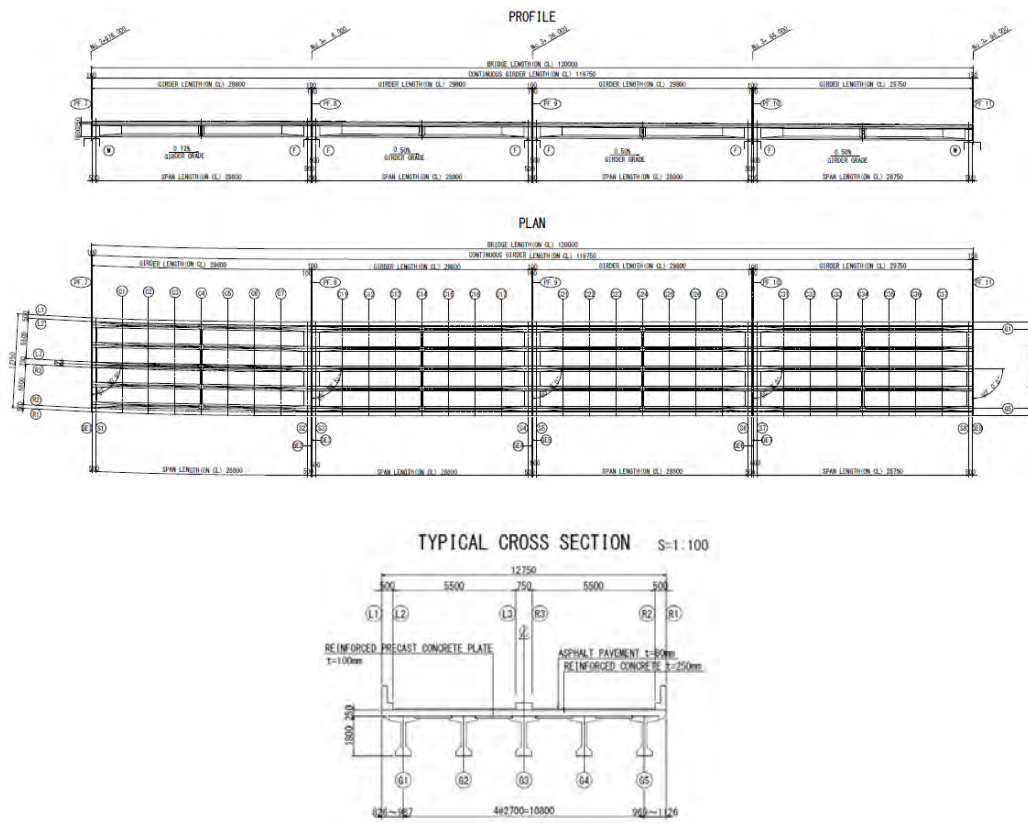
4.6.2.2 PC-I 桁橋

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

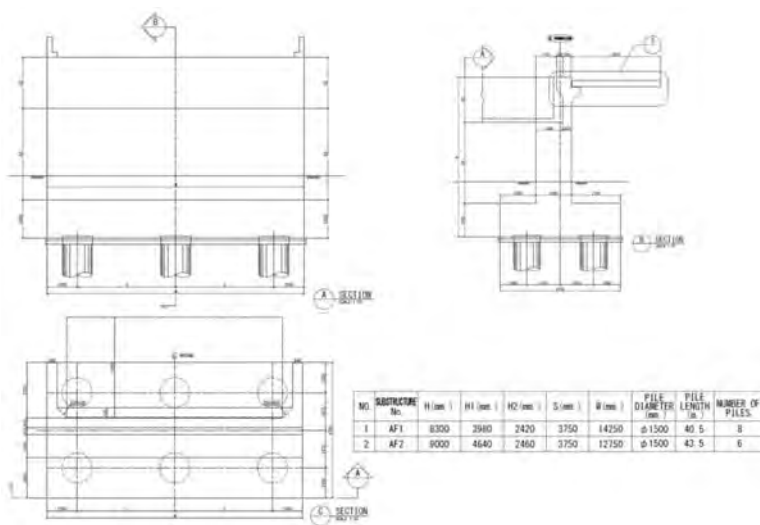


出典: JICA 調査団

図 4.6.8 PC-I 桁橋の側面図、平面図、断面図(基本設計時、PF7-PF11)

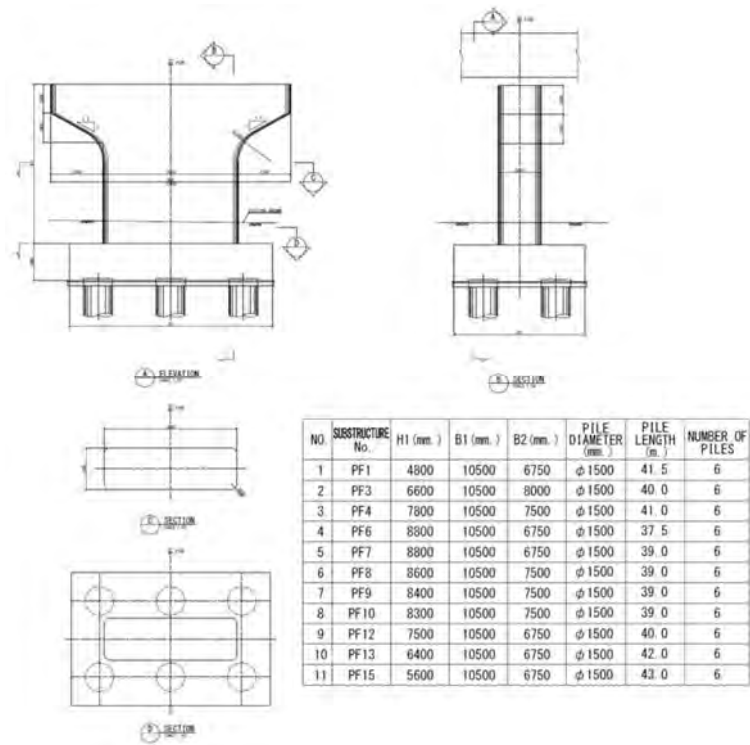
4.6.2.3 下部工・基礎

基本設計時の橋台及び橋脚の構造一般図を下記に示す。



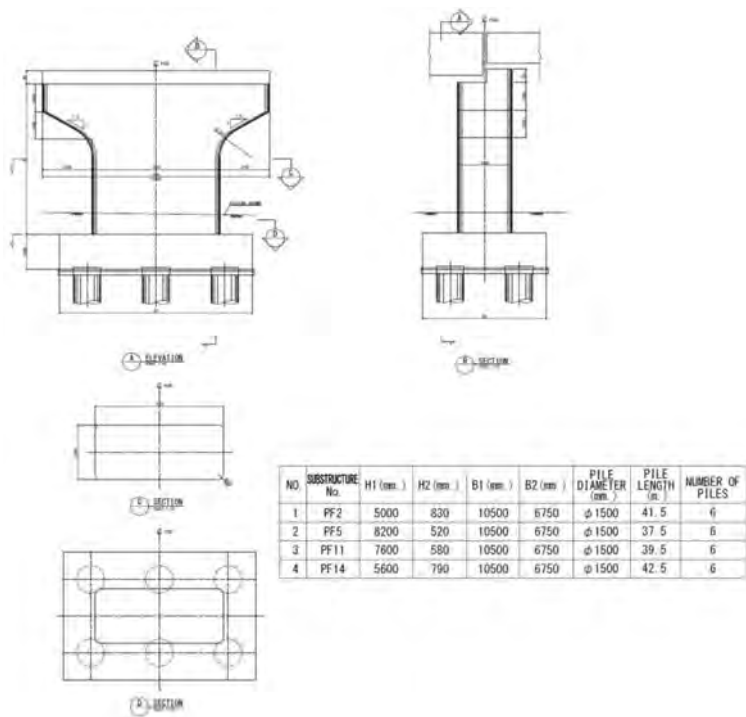
出典: JICA 調査団

図 4.6.9 橋台の構造一般図(基本設計時)



出典: JICA 調査団

図 4.6.10 橋脚の構造一般図(基本設計時、Type A)



出典: JICA 調査団

図 4.6.11 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 4.6.12 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

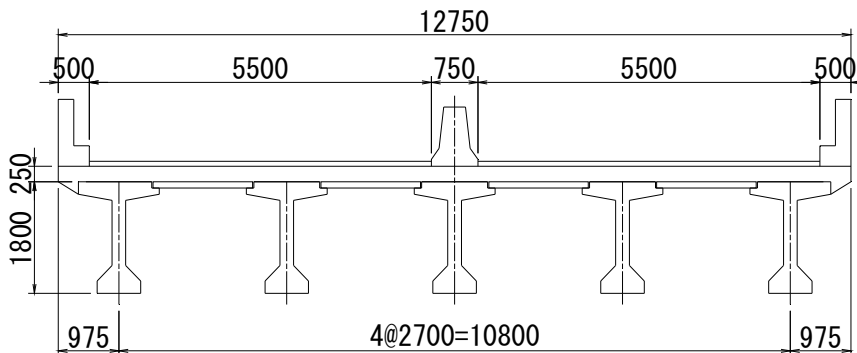
PC-I 桁橋の設計における変更点は下記の通りである。

表 4.6.13 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 4.6.12 に示す。

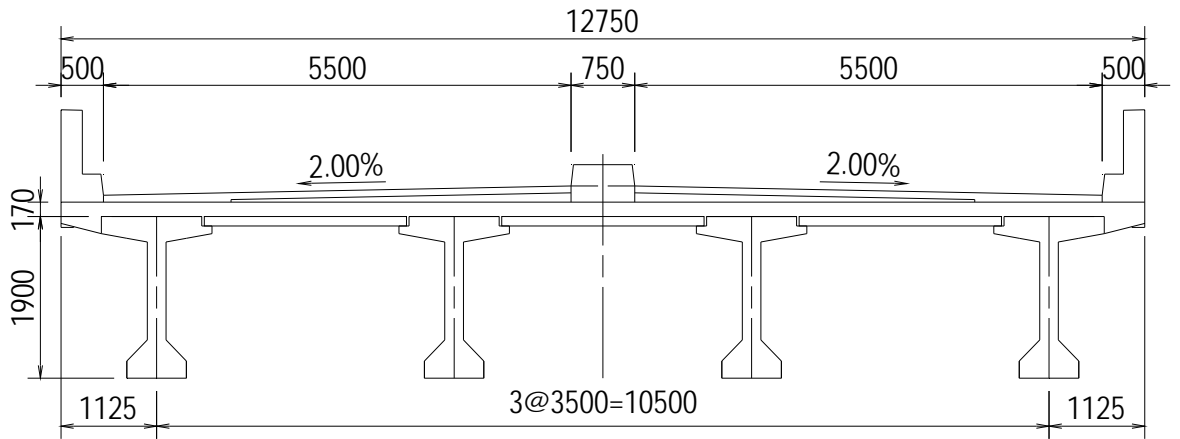


出典: JICA 調査団

図 4.6.12 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 4.6.13 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.13 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 4.6.14 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 ³)	Cohesion "c" (kN/m ²)	Friction Angle "φ" *5 (°)	Modulus of Deformation "E" (kN/m ²)
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 ³)	Cohesion "c" (kN/m ²)	Friction Angle "φ" *5 (°)	Modulus of Deformation "E" (kN/m ²)
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 4.6.15 基本設計と詳細設計における液状化判定結果の比較

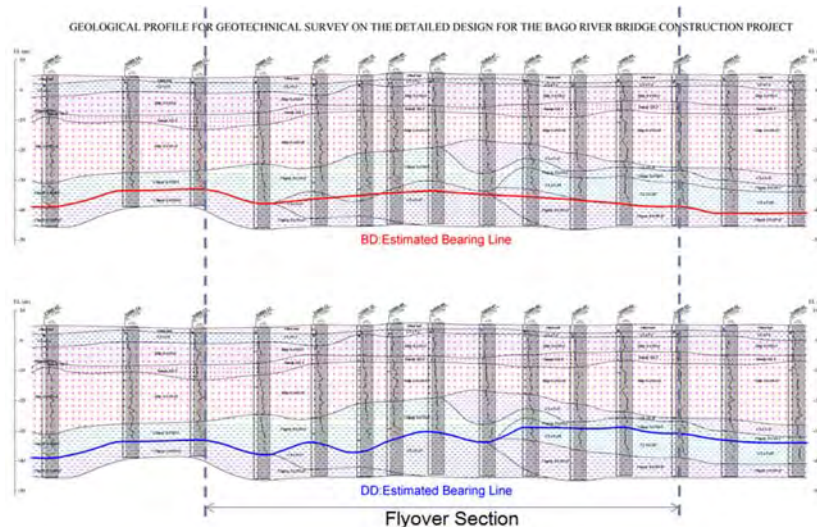
In B/D										In D/D											
(a) $0 \leq x \leq 10$										(a) $0 \leq x \leq 10$											
	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL		FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL		
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II			FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II	
BH-01			6.766	1.465	1.086	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		FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL		
	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	0.266							1.409	0.362	1.071	0.283	
BH-06							1.131	0.289	1.015	0.251							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	0.247	
BH-08					1.360	0.321	1.270	0.307	1.073	0.256					1.128	0.276	1.221	0.301	1.073	0.256	
BH-09					1.121	0.259	1.677	0.390	1.254	0.291					1.089	0.256	1.263	0.301	1.224	0.283	
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	0.218	
BH-13					0.972	0.265	1.033	0.272	1.230	0.301					1.031	0.286	1.007	0.272	1.182	0.302	
BH-14					1.248	0.324	14.509	3.683	1.346	0.333					1.168	0.310	13.839	3.613	1.319	0.336	
BH-5(13)					1.261	0.324	2.873	0.736	1.155	0.283					0.851	0.201			1.386	0.320	
Average					1.261	0.324	2.873	0.736	1.155	0.283				ave	1.035	0.267	2.294	0.594	1.157	0.283	
DE					1		1		1					DE	1		1		1		

出典: JICA 調査団

ー 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。

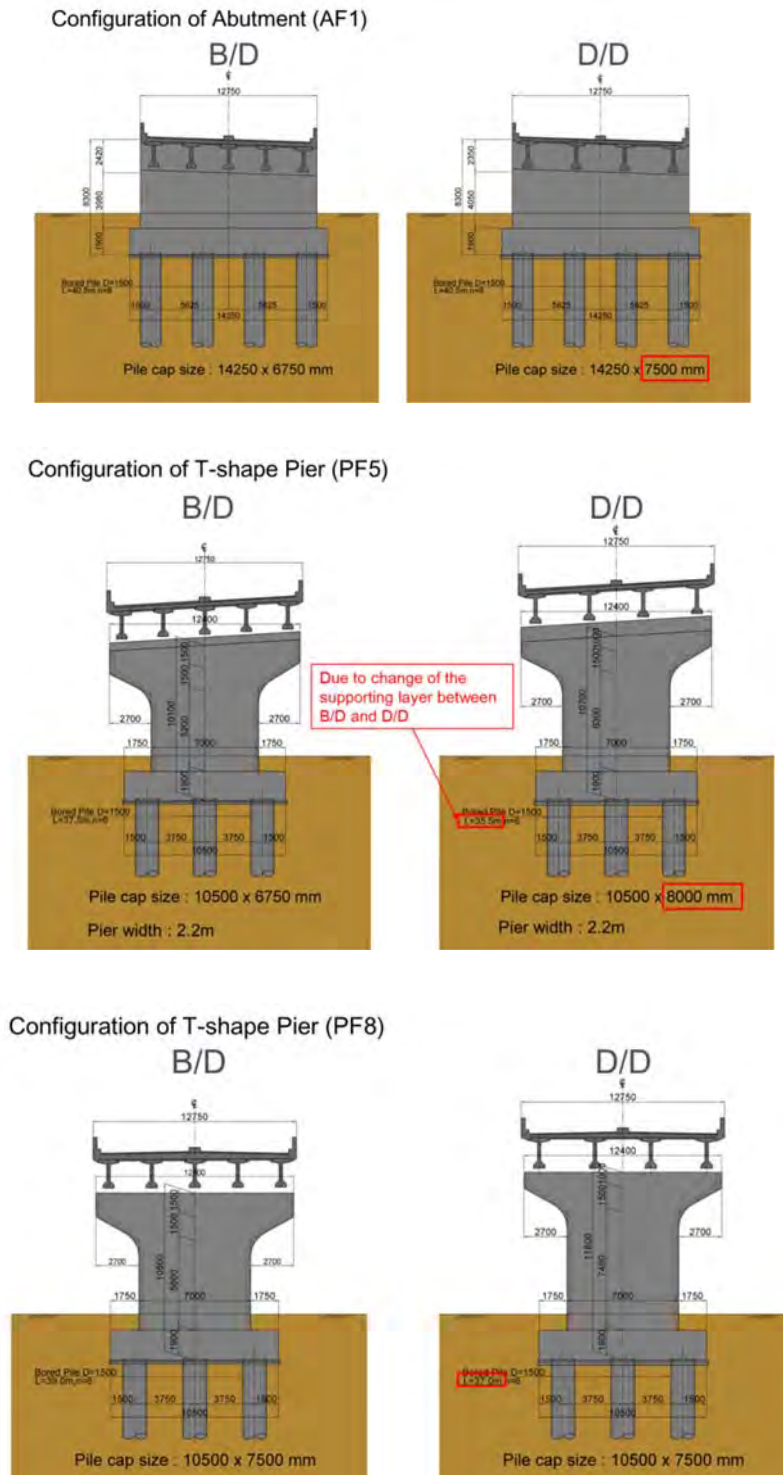


出典: JICA 調査団

図 4.6.14 基本設計と詳細設計における地質縦断図の比較

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 4.6.15 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 フライオーバー区間の詳細設計

4.6.4.1 鋼橋の詳細設計

(1) 設計条件

1) 基本設計条件

鋼箱桁及び鋼鈹桁の一般的な設計条件をそれぞれ表 4.6.16 及び表 4.6.17 に示す。

表 4.6.16 鋼箱桁橋における上部構造の基本設計条件

項目	条件
一般	
橋梁形式	3 径間連続鋼箱桁橋 (Sta. 2+736.000 to Sta. 2+916.000)
橋 長	180m
桁 長	179.4m
支 間 割	55.0m+70.0m+55.0m
総 幅 員	12.75m
有効幅員	11.00m
構造形式	
主 桁	鋼構造
横 桁	鋼構造
床 版	鉄筋コンクリート構造
材料	
コンクリート	設計基準強度: 24 N/mm ² (床版)
鉄 筋	SD345
鋼 材	SM400, SM490Y, SS400, S10T

出典: JICA 調査団

表 4.6.17 鋼鈹桁橋における上部構造の基本設計条件

項目	条件
一般	
橋梁形式	3 径間連続鈹桁橋 (Sta. 3+96.000 to Sta. 3+218.000)
橋 長	122m
桁 長	121.4m
支 間 割	35.0m+52.0m+35.0m
総 幅 員	12.75m
有効幅員	11.00m
構造形式	
主 桁	鋼構造
横 桁	鋼構造
床 版	鉄筋コンクリート構造
材料	
コンクリート	設計基準強度: 24 N/mm ² (床版)
鉄筋	SD345
鋼材	SM400, SM490Y, SS400, S10T

出典: JICA 調査団

2) 上部構造の設計荷重ケースおよび荷重組合せ

設計荷重ケースと荷重の組合せ、荷重係数を表 4.6.18 に示す。

表 4.6.18 設計ケース、荷重組合せおよび割増係数

設計ケース	荷重組合せ	割増
死荷重時	自重+橋面荷重	1.00
設計荷重時	死荷重+活荷重 +衝撃	1.00
風時	死荷重 +風荷重	1.25
	設計荷重 +風荷重	1.25
地震時	死荷重+地震荷重	1.50
衝突時	設計荷重 +衝突荷重	1.50

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

表 4.6.19 各部材の設計ケース

	設計ケース
主桁	死荷重+活荷重 +衝撃
横桁、縦桁、ブラケット	死荷重+活荷重 +衝撃
対傾構	風荷重もしくは地震荷重、細長比
横構	風荷重もしくは地震荷重、細長比

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

3) 材料の設計諸数値

a) 鋼材および鉄筋

構造用鋼材と鉄筋の設計諸数値を表 4.6.20 に示す。

表 4.6.20 構造用鋼材と鉄筋の設計諸数値

材料	タイプ	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏点(N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)
			板厚 16 mm-40mm	板厚 41mm-75mm	
構造用鋼材	SS400/SM400	2.0×10 ⁵	235	215	400 ~ 510
	SM490Y		355	335	490 ~ 610
鉄筋	SD345	2.0×10 ⁵	345 ~ 440		490 以上

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

b) コンクリート

コンクリートの設計諸数値を表 4.6.21 に示す。

表 4.6.21 コンクリートの設計諸数値

材料	設計基準強度	ヤング係数
コンクリート	24 N/mm ²	2.0×10 ⁵ N/mm ²

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

4) 材料の許容応力度

a) 構造用鋼材

i. 許容応力度基本値

構造用鋼の基本的な許容応力度は、降伏応力度に基づいて定義される。構造用鋼材の基本許容応力度と降伏応力度を表 4.6.22 に示す。

表 4.6.22 許容応力度の基本値と構造用鋼材の降伏点

応力度	単位	SM400		SM490Y	
		板厚 40mm 以下	板厚 40mm 超え 100mm 以下	板厚 40mm 以下	板厚 40mm 超え 75mm 以下
許容応力度基本値	N/mm ²	140	125	210	195
降伏点	N/mm ²	235	215	355	335
安全係数	---	1.68	1.72	1.69	1.72

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

ii. 構造用鋼材の軸圧縮許容応力度

許容軸方向圧縮応力度は、局部座屈を考慮した許容圧縮応力度、許容軸方向圧縮応力度の上限値および局部座屈を考慮しない軸方向圧縮応力度に基づいて算出する。

局部座屈のない許容軸圧縮応力度は、不完全さを考慮した強度に基づき道路橋示方書 2012 II 3.2.2 (日本道路協会) 記載された値とする。許容軸圧縮応力度の上限を表 4.6.22 に示す。

iii. 鋼材の許容引張応力度

許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は、表 4.6.22 に示すように、基本引張降伏応力度に対する安全率を考慮した値とする。

iv. 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度

許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジと固定条件によって道路橋示方書 2012 II 3.2.3 (日本道路協会) に規定される。

許容曲げ圧縮応力度は、表 4.6.22 に示す値を基準とし、桁の横屈の影響を考慮した値である。

v. 構造用鋼の局部座屈に対する許容応力度

局部座屈に対する許容応力度は表 4.6.22 に基づいて、支持条件、初期変形、溶接などの初期不規則性などの初期不規則性による残留応力の影響を考慮して決定され、道路橋示方書 2012 II 4.2 の仕様による。

vi. 構造用鋼の許容せん断応力度

許容せん断応力は、基本引張降伏応力 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ に対する von Mises の引張降伏条件を適用

し、さらに安全係数 1.7 を考慮して与えられる。その値を表 4.6.23 に示す。

表 4.6.23 構造用許容せん断応力度

応力度	単位	SM400		SM490Y	
		板厚 40mm 以下	板厚 40mm 超え 75mm 以下	板厚 40mm 以下	板厚 40mm 超え 75mm 以下
許容せん断応力度	N/mm ²	80	75	120	115

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

vii. 鉄筋の許容応力度

床版の鉄筋の許容応力度を 表 4.6.24 に示す。

表 4.6.24 鉄筋の許容応力度

応力度	SD345
引張応力度	140 N/mm ²
圧縮応力度	200 N/mm ²

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

b) コンクリート

コンクリートの許容圧縮応力度を表 4.6.25 に示す。

表 4.6.25 コンクリートの許容圧縮応力度

設計基準強度	許容圧縮応力度
24 N/mm ²	8.0 N/mm ²

出典:道路橋示方書 2012 (日本道路協会)

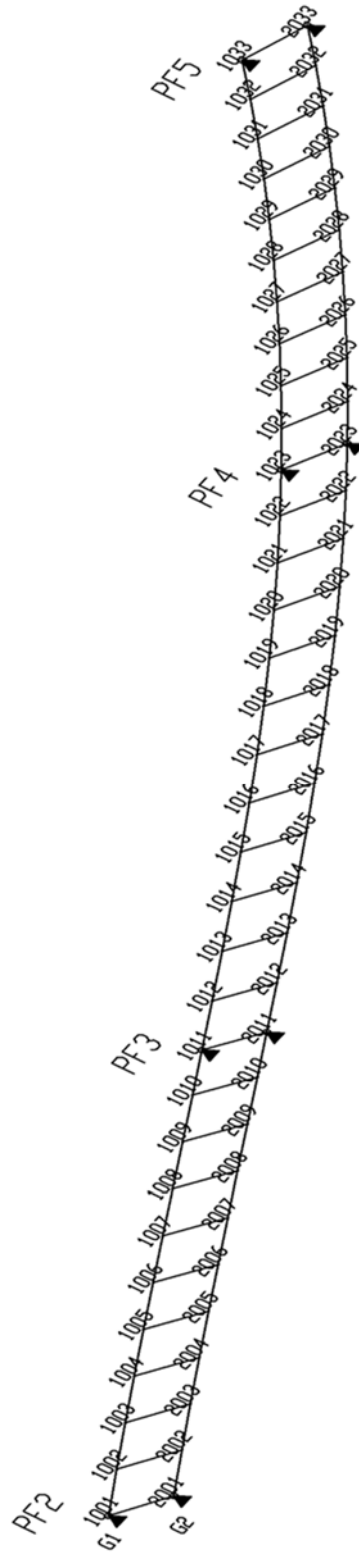
(2) 鋼箱桁橋の設計

1) 解析方法

a) 格子解析

この橋梁は梁構造で構成され、主桁と横桁を図 4.6.16 に示すように 2 次元の線形梁要素としてモデル化される。断面二次モーメントと物性値を線形要素として入力し、格子モデルに死荷重と活荷重を載荷する。荷重は、橋軸方向の部材の間で横桁によって静的に分配される。格子モデルを変位法により解析し、影響点を用いて任意の点における断面力と変位と支点反力を計算する。

b) 格子モデル



出典: JICA 調査団

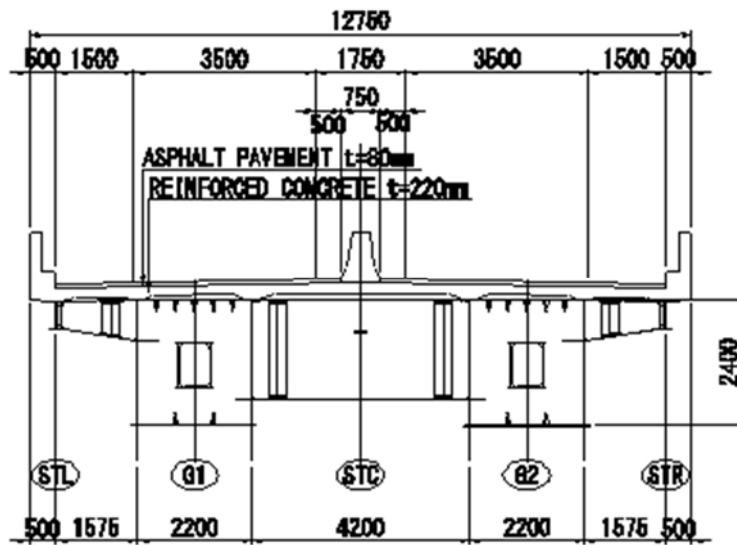
図 4.6.16 格子モデル

2) 主桁の設計

a) 主桁配置

主桁の幅は、最大応力が許容応力以下であり、板厚が 40mm 以下となるように決定される。

主桁の配置は、床版支間によって決定される。床版の張出長は 1.2m 以下が望ましい。主桁の間隔は、縦桁と主桁との剛性の違いによる追加の曲げモーメントの影響が大きくないように定めることとする。以上より主桁の配置が図 4.6.17 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.17 主桁配置

b) 箱桁の補剛材

上下フランジは、補剛のために正曲げ範囲に 2 枚のリブプレート、負曲げ範囲に 5 枚のリブプレートを配置する。主桁フランジの厚さは局部座屈を考慮し、最低板厚以上とする。

c) 部材の連結

主桁の接合方法は、高力ボルトによる摩擦接合とする。ボルトの列の数は 8 以下とする。接続部を設計するときは、母材間の板厚さを調整するためにフィラーを使用する。添接板とボルト接続部の母材接合面は無機ジンクペイントで被覆することとする。

d) 照査項目

主桁は格子解析によって計算された断面力によって設計され、各部材は各荷重組合せの下での許容応力度以下となるように設計する。チェック項目を表 4.6.26 に示す。

表 4.6.26 主桁設計照査項目

部材	チェック項目
フランジ	- 圧縮応力度 - 引張応力度
腹板	- せん断応力度
フランジおよび腹板	- 合成応力度
主桁	- たわみ照査

出典：JICA 調査団

e) 主桁の応力度

主桁フランジは補剛材を配置し、発生応力度が許容応力度以下となるように板厚を設定する。

支間中央においては、正曲げモーメントが最大であり、せん断力は小さい。上フランジは圧縮状態、下フランジは引張状態である。断面 (4)、(17)、(30) は、正曲げモーメントの範囲で、上フランジは 5 枚の補剛材設置し、許容圧縮応力度以下とした。また下フランジは 2 枚の補剛材を設置し、許容引張応力度以下とした。

連続桁の中間支点部は負曲げモーメントが最大となり、せん断力も大きい。上フランジは引張状態であり、下フランジは圧縮状態にある。断面 (10)、(24) は負曲げモーメント範囲にある。上フランジは 2 枚の補剛材を設置し応力度が許容引張応力度以下となることを確認した。下フランジは 5 枚の補剛材を設置し、応力度は許容圧縮応力度以下とした。

腹板の板厚は、水平補剛材を 1 段設ける場合に局所的な座屈が起こらない最小板厚によって決定される。

応力度の計算結果を表 4.6.27 に示す。

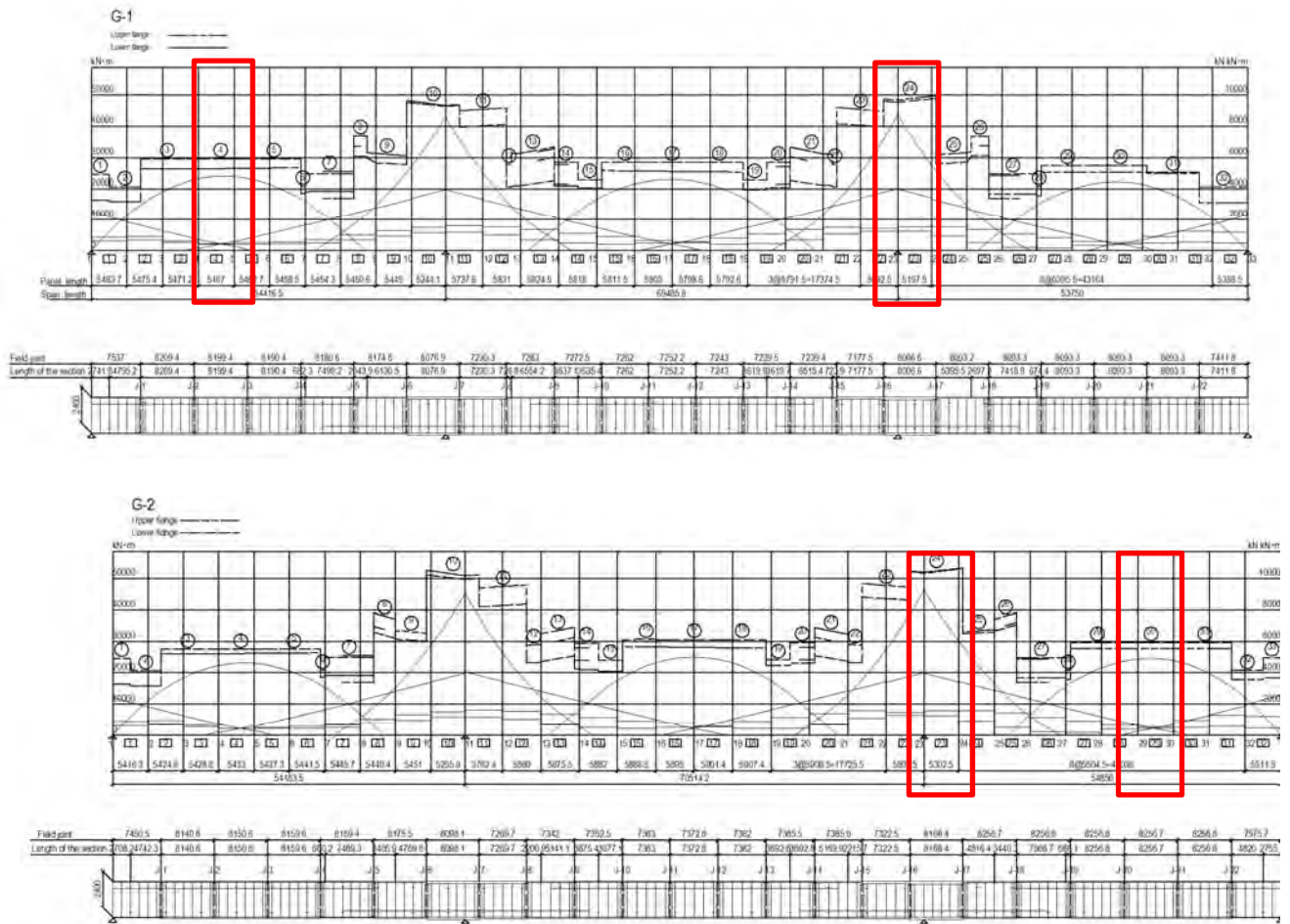
表 4.6.27 主桁応力度照査

G1				G2			
(4)				(30)			
形状		応力度 (N/mm ²)		形状		応力度 (N/mm ²)	
上フランジ	2450x14	-173 < 191	OK	上フランジ	2450x15	-177 < 199	OK
下フランジ	2450x18	171 < 210	OK	下フランジ	2450x22	174 < 210	OK
腹板	2386x12	13 < 120	OK	腹板	2385x12	13 < 120	OK
(24)				(24)			
形状		応力度 (N/mm ²)		形状		応力度 (N/mm ²)	
上フランジ	2450x36	190 < 210	OK	上フランジ	2450x39	188 < 210	OK
下フランジ	2450x27	-192 < 210	OK	下フランジ	2450x31	-186 < 210	OK
腹板	2364x12	66 < 120	OK	腹板	2361x12	66 < 120	OK

出典: JICA 調査団

f) 応力図

図 4.6.18 に主桁の応力図を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.18 応力図

g) 荷重に対する安全性の照査

活荷重たわみは、構造の安定性と安全性を確保するため照査する。活荷重たわみの許容値は、下記方程式によって定義される。

$$L / 500 \quad \text{ここに、L: 支間長 (m)}$$

表 4.6.28 主桁応力度照査

照査位置	主桁	支間長 (m)	たわみ (mm)	許容値 (mm)	判定
第 1 径間	G1	55	66	109	OK
	G2	55	65	108	OK
第 2 径間	G1	70	96	139	OK
	G2	70	101	141	OK
第 3 径間	G1	55	63	108	OK
	G2	55	68	110	OK

出典：JICA 調査団

3) 鉄筋コンクリート床版の設計

a) 床版厚

床版厚は次式による。

$$d=1.25 \times (30L+110) = 220\text{mm} \Rightarrow 220\text{mm}$$

1.25: 大型車交通量に関する係数

b) 床版の設計曲げモーメント

床版は道路橋示方書に従い設計されるが、これは道路橋示方書における車軸の重量である T 荷重が 200kN であるのに対し、AASHTO HL93 では 145kN であり、より大きな荷重に対して設計を行うのが望ましいからである。したがって、床版の曲げモーメントは、道路橋示方書 (2012 II 8.2.4) に規定されており、T 荷重による単位幅 (1m) によって計算される値により算出する。

c) 照査項目

床版の鉄筋の配置は、断面力によって計算した応力度が許容応力度以下となるよう決定する。支点沈下の影響を考慮しない場合、鉄筋の許容応力度は 140N/mm² に対して 20N/mm² 程度の余裕を持たせる。

表 4.6.29 床版照査項目

材料	照査項目
コンクリート	- 圧縮応力度
鉄筋	- 引張応力度

出典：JICA 調査団

d) 床版応力度

床版の応力度の計算結果を 表 4.6.30 に示す。

表 4.6.30 床版応力度

照査位置	主鉄筋			配力筋		
	応力度 (N/mm ²)			応力度 (N/mm ²)		
支間中央	D19@150			D16@125		
	コンクリート	5.0<8.0	OK	コンクリート	5.4<8.0	OK
	鉄筋	112<140	OK	鉄筋	118<140	OK
支点部	D19@150					
	コンクリート	3.3<8.0	OK	---	---	---
	鉄筋	84<140	OK	---	---	---

出典: JICA 調査団

4) 横桁の設計

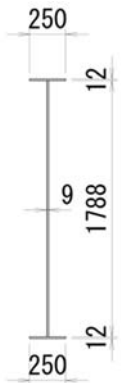
a) 横桁の設計ケース

荷重ケースは、死荷重+活荷重+衝撃である。

b) 横桁の形状と応力度照査

表 4.6.31 に応力度の計算結果を示す。

表 4.6.31 横桁応力度照査

端横桁		中間横桁	
			
	応力度 (N/mm ²)		応力度(N/mm ²)
上フランジ	76 < 140 OK	上フランジ	48 < 140
腹板	24 < 80 OK	腹板	24 < 80
下フランジ	77 < 117 OK	下フランジ	48<103

出典: JICA 調査団

5) 縦桁の設計

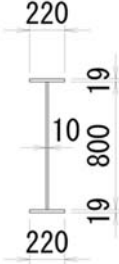
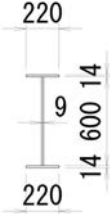
a) 縦桁の設計ケース

荷重ケースは、死荷重+活荷重+衝撃である。

b) 縦桁の形状と応力度照査

表 4.6.32 に応力度の計算結果を示す。

表 4.6.32 縦桁応力度照査

内縦桁		外縦桁	
			
	応力度 (N/mm ²)		応力度(N/mm ²)
フランジ	101 < 136 OK	フランジ	116 < 140 OK
腹板	40 < 80 OK	腹板	30 < 80 OK

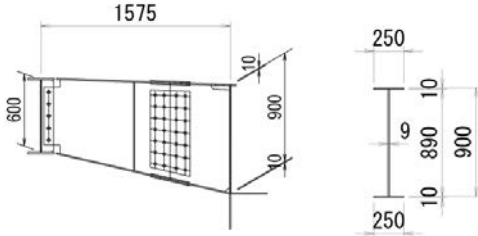
出典: JICA 調査団

6) ブラケットの設計

荷重ケースは死荷重+活荷重+衝撃である。

に応力度の計算結果を示す。

表 4.6.33 ブラケット応力度照査

			
フランジ	250x10	104.7 < 135	OK
腹板	890 x9	28.3 < 80	OK

出典: JICA 調査団

7) 疲労照査

応力度範囲による疲労照査の結果を以下に示す、

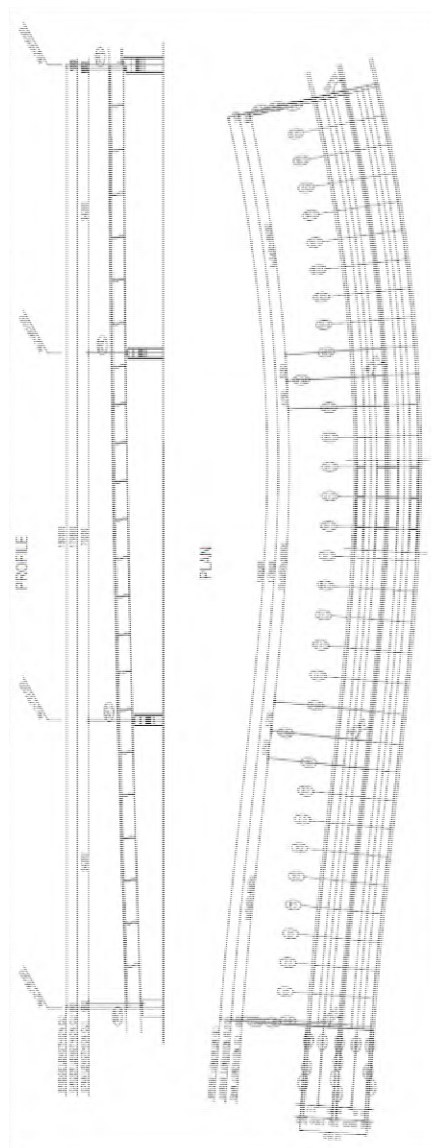
表 4.6.34 疲労照査結果

	Check point Maximum stress range	累積疲労損傷	
フランジ-腹板	43N/mm ² < 46 N/mm ²	---	OK
腹板補剛材	21N/mm ² < 42 N/mm ²	---	OK
腹板ガゼット	27N/mm ² < 32 N/mm ²	---	OK

出典: JICA 調査団

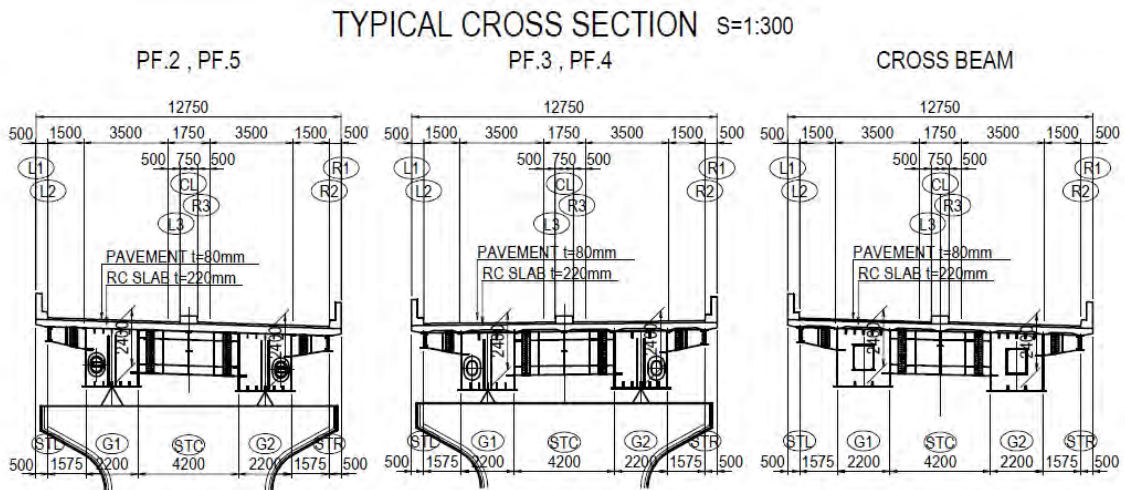
8) 鋼箱桁橋の構造一般図

下図に鋼箱桁橋の縦断面図、平面図、標準横断面図を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.19 鋼箱桁橋の縦断面図及び平面図



出典：JICA 調査団

図 4.6.20 鋼箱桁橋の標準横断面図

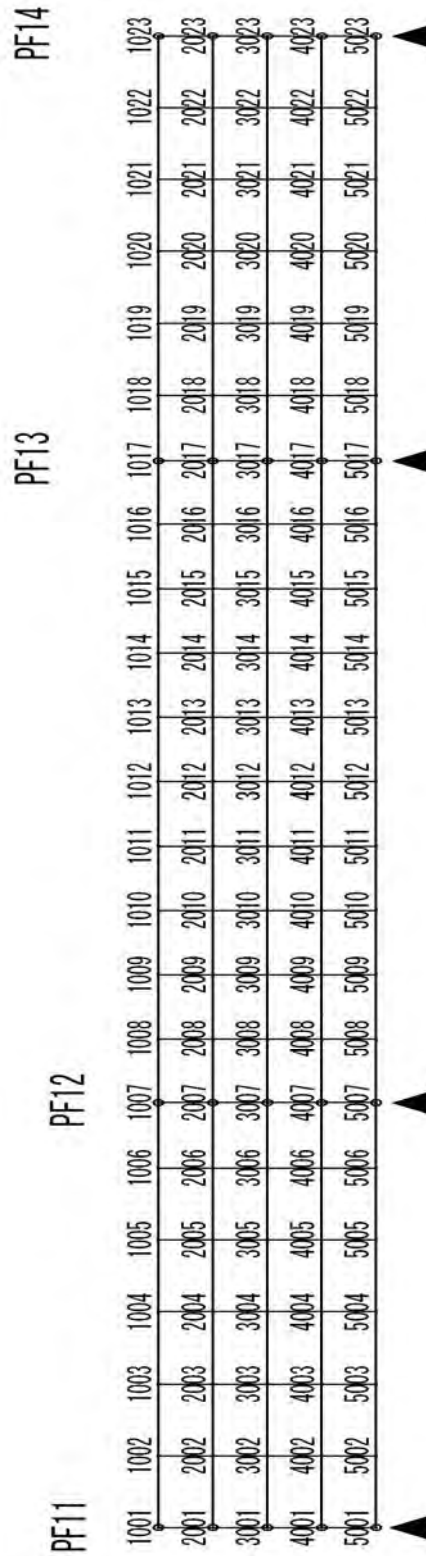
(3) 鋼桁橋の設計

1) 解析方法

a) 格子解析

この橋梁は梁構造で構成され、主桁と横桁を図 4.6.21 に示すように 2 次元の線形梁要素としてモデル化される。断面二次モーメントと物性値を線形要素として入力し、格子モデルに死荷重と活荷重を載荷する。荷重は、橋軸方向の部材の間で横桁によって静的に分配される。格子モデルを変位法により解析し、影響点を用いて任意の点における断面力と変位と支点反応を計算する。

b) 格子モデル



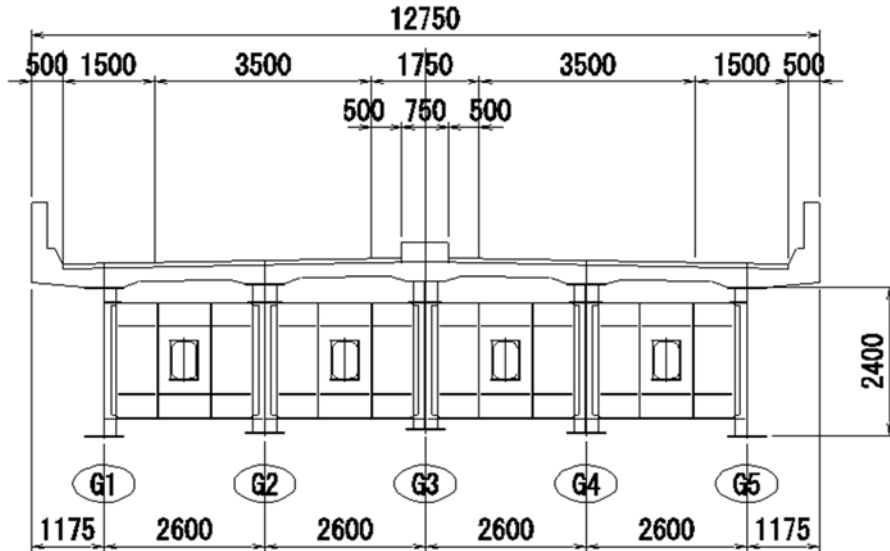
出典: JICA 調査団

図 4.6.21 格子モデル

2) 主桁設計

a) 主桁配置

主桁の配置は床版支間によって決定される。主桁と RC 床版の間隔は 3m 以下程度がよく、張出部は 1.2m 以下がよい。よって、主桁配置は図 4.6.22 に示すとおりとする。



出典: JICA 調査団

図 4.6.22 主桁配置図

b) フランジの許容応力度

圧縮フランジがコンクリート床版に固定されている場合、横倒れ座屈が起こりにくいため、横倒れ座屈は無視できる。しかし下フランジは、横倒れ座屈を考慮した曲げ圧縮応力度によって設計される。

c) 主桁形状

圧縮応力を受けるフランジの厚さは、突出幅の 1/16 とする。フランジの幅は主桁高の 1/4 に設定されている。

d) 部材連結

主桁の接合方法は、高力ボルトによる摩擦接合とする。ボルトの列の数は 8 以下とする。接続部を設計するときは、母材間の板厚さを調整するためにフィラーを使用する。添接板とボルト接続部の母材接合面は無機ジンクペイントで被覆することとする。

e) 照査項目

主桁は、格子解析によって計算された断面力によって設計され、各部材は各荷重組合せの条件で許容応力度以下となるように設計されている。照査項目を表 4.6.35 にしめす。

表 4.6.35 主桁設計照査項目

部材	照査項目
フランジ	- 圧縮応力度 - 引張応力度
腹板	- せん断応力度
主桁	- 合成応力度
主桁	- たわみ

出典: JICA 調査団

f) 主桁の応力度

主桁のフランジ幅は桁高の 1/3 以下が、厚さは 40 mm 以下が望ましい。

連続桁の中間支点部は負曲げモーメントが最大でせん断力も大きい。下フランジは圧縮状態であり、上フランジは引張状態である。断面 (4) は負曲げモーメント範囲であり、上フランジはその応力度が引張応力度以下となるように設計された。下フランジの板厚は、局部座屈と横倒れ座屈を考慮し、許容応力度以下となる板厚に設計された。

支間中央では、正曲げモーメントが最大であり、せん断力は小さい。下フランジは引張状態あり、上フランジは圧縮状態にある。フランジの板厚はその応力度が許容応力度以下となるように決定される。断面(7)は正曲げモーメント範囲であり、下フランジはその応力度が許容引張応力度よりも小さくなるように設定される、さらに上フランジの厚さは、局部座屈を考慮した許容圧縮応力度よりもその応力度が小さくなるように設定される。

腹板の板厚は、水平補剛材を 1 段設置した場合に局部的な座屈が起こらない最小板厚によって決定した。

応力度の計算結果は表 4.6.36 に示す。

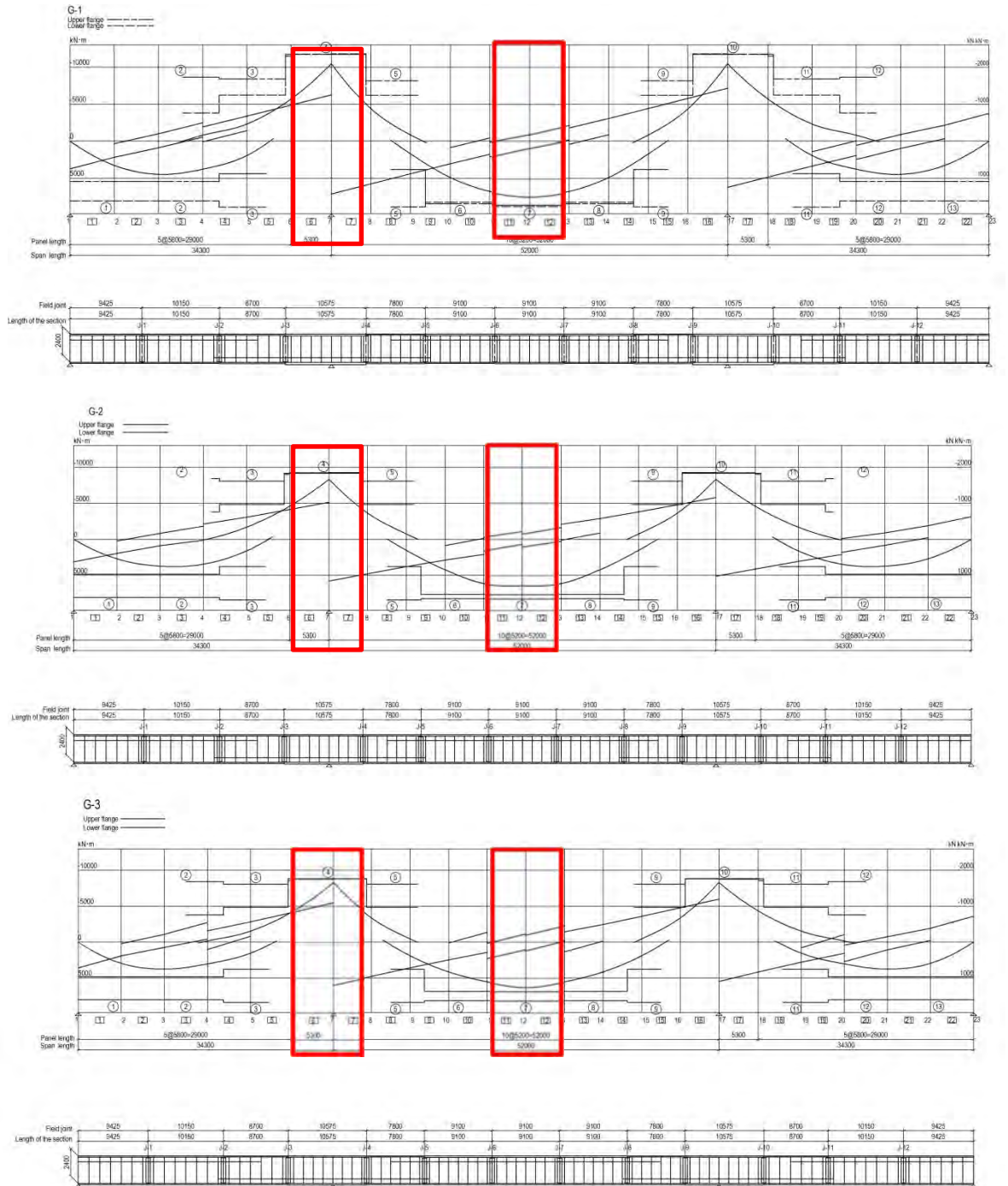
表 4.6.36 主桁応力度照査

主桁	断面	形状	応力度 (N/mm ²)	判定		
G1,G5		(4)	上フランジ	590x32	188<210	OK
			下フランジ	590x39	-165<185	OK
			腹板	2369x12	50<120.0	OK
			合成応力度	---	0.94<1.2	OK
		(7)	上フランジ	590x26	-162<186	OK
			下フランジ	590x21	179<210	OK
			腹板	2374x12	6 <120.0	OK
			合成応力度	---	0.71<1.2	OK
G2,G4		(4)	上フランジ	590x22	191<210	OK
			下フランジ	590x29	-167<185	OK
			腹板	2378x12	41<120.0	OK
			合成応力度	---	0.92<1.2	OK
		(7)	上フランジ	590x25	-144<172	OK
			下フランジ	590x19	164<210	OK
			腹板	2374x12	8<120	OK
			合成応力度	---	0.59<1.2	OK
G3		(4)	上フランジ	590x21	198<210	OK
			下フランジ	590x27	-175<185	OK
			腹板	2379x12	42<120.0	OK
			合成応力度	---	0.98<1.2	OK
		(7)	上フランジ	590x24	-146<159	OK
			下フランジ	590x19	162<210	OK
			腹板	2376x12	8 <120.0	OK
			合成応力度	---	0.58<1.2	OK

出典: JICA 調査団

g) 応力図

下図に主桁の応力図を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.23 応力図

h) 荷重に対する安全性の照査

活荷重たわみは、構造の安定性と安全性を確保するため照査する。活荷重 たわみの許容値は、下記方程式によって定義される。

$$L/(20000/L) \quad (10 < L < 40)$$

$$L/500 \quad (40 < L)$$

ここに、L:支間長 (m)

表 4.6.37 主桁応力度照査

照査位置	主桁	支間長 (m)	たわみ (mm)	許容値 (mm)	判定
第 1 径間	G1,G5	35	23	59	OK
	G2,G4	35	18	59	OK
	G3	35	18	59	OK
第 2 径間	G1,G5	52	54	104	OK
	G2,G4	52	46	104	OK
	G3	52	43	104	OK
第 3 径間	G1,G5	35	23	59	OK
	G2,G4	35	18	59	OK
	G3	35	18	59	OK

出典:JICA 調査団

3) 鉄筋コンクリート床版の設計

a) 床版厚

床版厚は次式による。

$$d=1.25 \times (30L+110) = 235\text{mm} \Rightarrow 240\text{mm}$$

1.25: 大型車交通量に関する係数

b) 床版の設計曲げモーメント

床版は道路橋示方書に従い設計されるが、これは道路橋示方書における車軸の重量である T 荷重が 200kN であるのに対し、AASHTO HL93 では 145kN であり、より大きな荷重に対して設計を行うのが望ましいからである。したがって、床版の曲げモーメントは、道路橋示方書 (2012 II 8.2.4) に規定されており、T 荷重による単位幅 (1m) によって計算される値により算出する。

c) 鉄筋の配置

床版の鉄筋は異形鉄筋を用いその径は D13,D16 および D19 する。鉄筋のかぶりは 30 mm 以上とする。鉄筋の中心間隔は最小 100mm、最小 300mm とする。

d) 照査項目

床版の鉄筋の配置は、断面力によって計算した応力度が許容応力度以下になるように決定する。支点沈下の影響を考慮しない場合、鉄筋の許容応力度を 140N/mm² に対して、20 N/mm² 程度の余裕を持たせる。

表 4.6.38 床版照査項目

部材	照査項目
コンクリート	- 圧縮応力度
鉄筋	- 引張応力度

出典: JICA 調査団

e) 床版応力度

床版の応力度の計算結果を表 4.6.39 に示す。

表 4.6.39 床版応力度

照査位置	主鉄筋			配力筋		
	応力度 (N/mm ²)			応力度 (N/mm ²)		
張出部(端部)	D22@110			---		
	コンクリート	5.7<8.0	OK	---	---	---
	鉄筋	121<140	OK	---	---	---
張出部(標準)	D19@150			D16@150		
	コンクリート	4.1<8.0	OK	コンクリート	2.1<8.0	OK
	鉄筋	120<140	OK	鉄筋	65<140	OK
支間中央	D19@150			D16@150		
	コンクリート	4.4<8.0	OK	コンクリート	-4.4<8.0	OK
	鉄筋	105<140	OK	鉄筋	114<140	OK
支点部	D19@150			---		
	コンクリート	-2.8<8.0	OK	---	---	---
	鉄筋	47<140	OK	---	---	---

出典: JICA 調査団

f) 横桁の設計

- 横桁の設計ケース

荷重ケースは死荷重+活荷重+衝撃である。

- 横桁の形状と応力度照査

表 4.6.40 に計算結果を示す。

表 4.6.40 横桁応力度照査

端横桁		中間横桁	
			
	応力度 (N/mm ²)		応力度(N/mm ²)
フランジ	16 < 140 OK	フランジ	74 < 119
腹板	19 < 80 OK	腹板	12 < 80

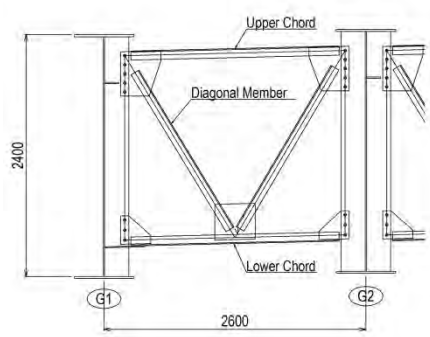
出典: JICA 調査団

4) 対傾構の設計

荷重ケースは風荷重と地震荷重である。

表 4.6.41 に計算結果を示す。

表 4.6.41 対傾構の設計

		
Upper & Lower Chord	細長比	149 < 150 OK
L-90*90*10*10	応力度 (N/mm ²)	16 < 41 OK
Diagonal member	細長比	129 < 150 OK
L-90*90*10*10	応力度 (N/mm ²)	28 < 51 OK

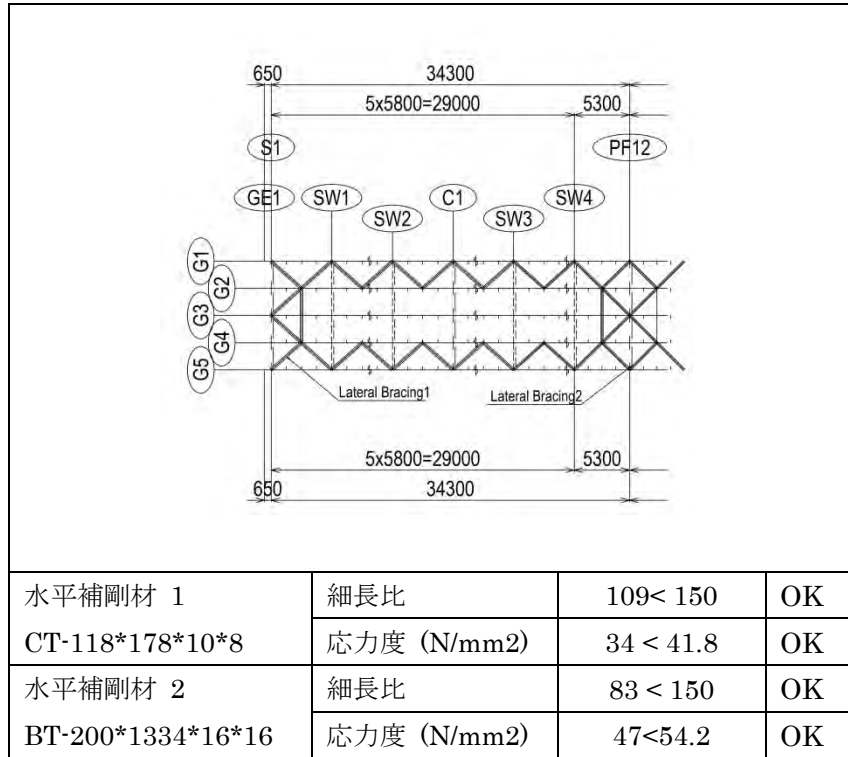
出典: JICA 調査団

5) 横構の設計

荷重ケースは風荷重及び地震荷重である。

表 4.6.42 に計算結果を示す。

表 4.6.42 横構の設計



出典: JICA 調査団

6) 疲労照査

応力度範囲および累積損傷度による疲労照査の結果を示す

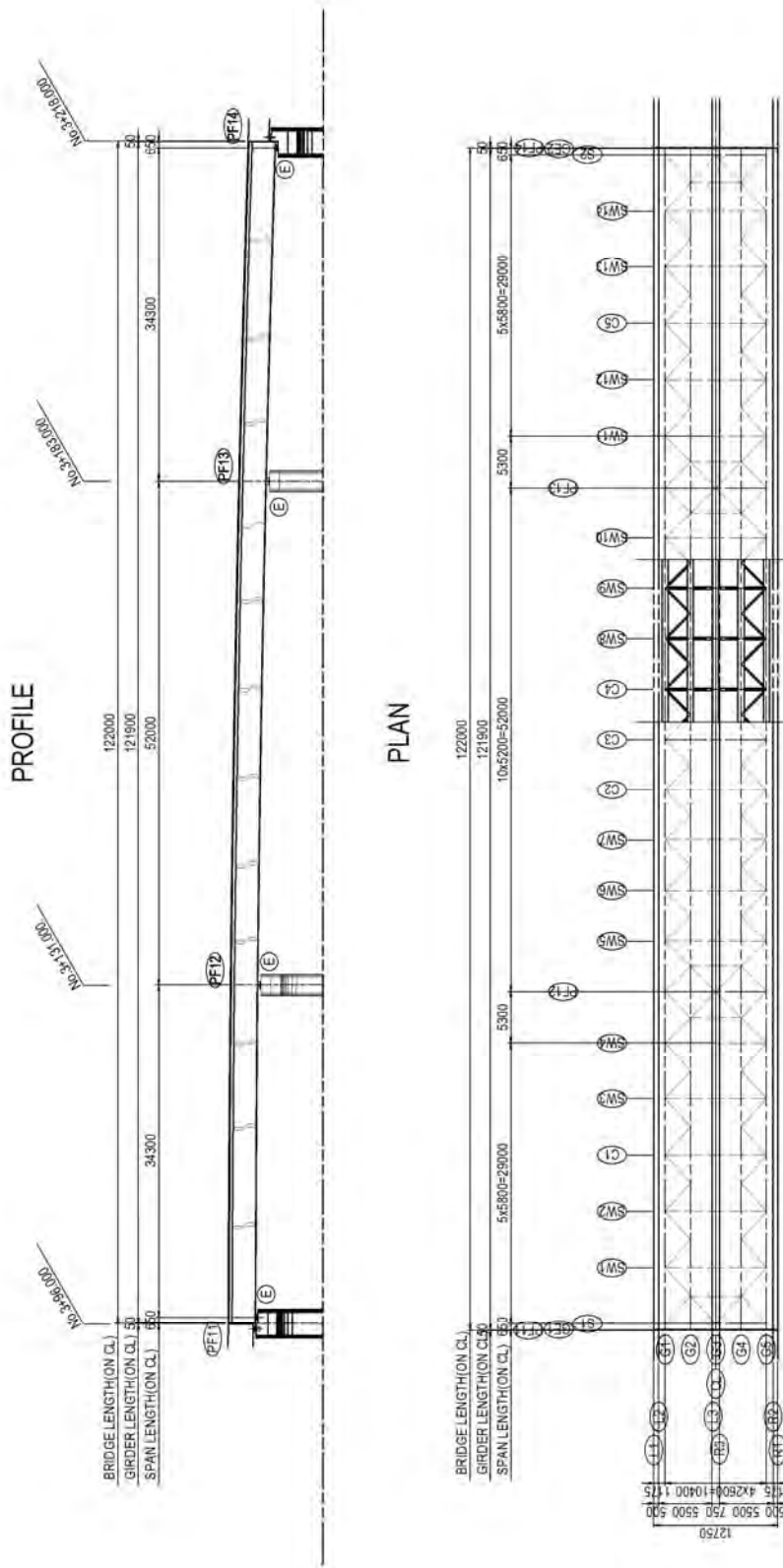
表 4.6.43 疲労照査結果

照査項目	Maximum stress range	Accumulated stress-range cycles	
フランジ - 腹板	52 N/mm ² > 47 N/mm ²	0.54 < 1.0	OK
腹板 - 補剛材	56 N/mm ² > 62 N/mm ²	--	OK
腹板 - ガセット	40 N/mm ² > 32 N/mm ²	0.57 < 1.0	OK

出典: JICA 調査団

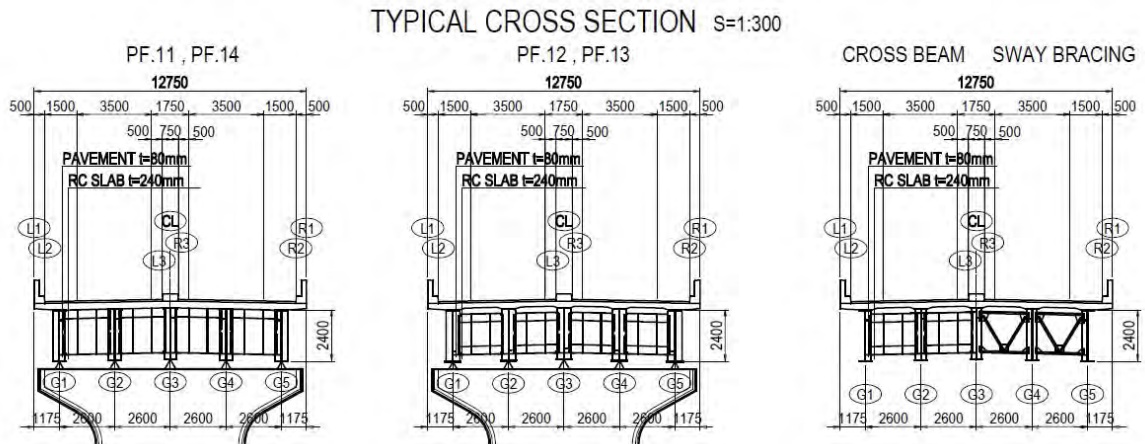
7) 鋼鈹桁橋の構造一般図

下図に鋼鈹桁橋の縦断面図、平面図、標準横断面図を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.24 鋼鈹桁橋の縦断図及び平面図



出典: JICA 調査団

図 4.6.25 鋼鈹桁橋の標準横断図

4.6.4.2 PC-I 桁橋の詳細設計

PC-I 桁橋は、PF14～PF15 間の設計結果を示す。

(1) 設計条件

1) 基本設計条件

PC-I 桁橋の基本設計条件を表 4.6.44 に示す。

表 4.6.44 PC-I 桁橋の基本設計条件

項目	条件
基本情報	
橋種	(1) PC2 径間連結コンポ橋 (Sta. 2+676.000 to Sta. 2+736.000) (2) PC2 径間連結コンポ橋、PC4 径間連結コンポ橋 (Sta. 2+916.000 to Sta. 3+96.000) (3) PC2 径間連結 I 桁橋 (Sta. 3+218.000 to Sta. 3+278.000)
橋長	(1) 60.000m, (2) 180.000m, (3) 60.000m
桁長	(1) 59.85m, (2) 59.90m, 119.80m, (3) 59.85m
支間長	(1)28.80m+28.85m, (2)28.85m+28.85m, 4@28.80m, (3) 28.85m+28.80m
総幅員	12.75m
有効幅員	11.00m
構造形式	
床版	合成床版(PC+RC)
主桁	プレストレスコンクリート構造(PC構造)
横桁	プレストレスコンクリート構造(PC構造)
連結部	鉄筋コンクリート構造(RC構造)
材料	
コンクリート	主桁、PCプレート:40 N/mm ² RC床版、横桁、連結部:30 N/mm ²
鉄筋	SD345
PCケーブル	主桁:SWPR7BL, 7S15.2 横桁:SWPR7BL, 4S15.2 横桁:SWPR7AL, 1S9.3

出典: JICA 調査団

2) 上部工設計照査

a) 設計ケースおよび荷重組み合わせ

PC プレート、主桁および横桁には PC 鋼材を使用しており、設計荷重時において引張応力の設計照査が必要となる。PC 鋼材の設計照査ケースおよび荷重組み合わせを表 4.6.45 に示す。

表 4.6.45 設計荷重時における PC 鋼材の設計照査ケースおよびその荷重組み合わせ

設計照査ケース	荷重状態	荷重組み合わせ
PC 鋼材	プレストレスン グ中	-
	プレストレス導入 直後	-
	有効プレストレス 時	-
	床版施工時 (主桁設計)	自重+床版重量+有効プレストレス +有効プレストレス2次力 +クリープの影響+乾燥収縮の影響
	死荷重時 (主桁設計)	自重+床版重量および橋面荷重+有効プレストレス +有効プレストレス2次力 +クリープの影響+乾燥収縮の影響
	活荷重時 (主桁設計)	死荷重時+活荷重+衝撃

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

設計荷重時において、PC 構造はコンクリート応力度の照査、RC 構造はコンクリート応力度および鉄筋応力度の照査を実施する。PC コンポ橋の設計照査ケースおよび荷重組み合わせを表 4.6.46 に示す。

表 4.6.46 設計荷重時におけるコンクリートおよび鉄筋の設計照査ケースおよびその荷重組み合わせ

荷重状態	荷重組み合わせ
プレストレス導入直後	自重+直後プレストレス+直後プレストレス2次力
床版打設前	自重+有効プレストレス+有効プレストレス2次力 +クリープの影響+乾燥収縮の影響
床版打設時	自重+床版重量+有効プレストレス+有効プレストレス2次力 +クリープの影響+乾燥収縮の影響
死荷重時 (床版設計)	自重+橋面荷重+有効プレストレス+有効プレストレス2次力 +クリープの影響+乾燥収縮の影響
死荷重時 (主桁、横桁、連結部設計)	自重+床版重量+橋面荷重+有効プレストレス+有効プレストレス2次力 +クリープの影響+乾燥収縮の影響
活荷重時	死荷重時+活荷重+衝撃
衝突荷重時	死荷重時+活荷重+衝撃+衝突荷重
風荷重時(活荷重有)	死荷重時+風荷重+活荷重+衝撃
風荷重時(活荷重無)	死荷重時+風荷重
温度荷重時	死荷重時+活荷重+衝撃+温度変化の影響

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

主桁、横桁および連結部は、3 ケースの終局荷重時の設計照査を実施する。設計照査ケースを表 4.6.47 に示す。

表 4.6.47 終局荷重時の設計照査ケースおよびその荷重組み合わせ

設計照査ケース	荷重組み合わせ
ケース 1	1.3x(死荷重時)+2.5x(活荷重+衝撃)
ケース 2	1.0x(死荷重時)+2.5x(活荷重+衝撃)
ケース 3	1.7x(死荷重+活荷重+衝撃)

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

b) 床版の設計照査項目

床版の設計照査について、AASHTO の HL93 の軸重は 145kN であり、道路橋示方書の軸重は 200kN である。床版の設計には、安全性を考慮して、軸重の大きい方を用いることとする。このため、床版の設計には、道路橋示方書の T 荷重を採用する (道路橋示方書 2012, II 8.2.4)。

PC プレート設計照査

PC プレートの設計照査項目を表 4.6.48 に示す。

表 4.6.48 PC プレートの設計照査項目

設計照査ケース	荷重組み合わせ
➤ PC 鋼材の引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレッシング中 • プレストレス直後 • 有効プレストレス時
➤ 合成応力度	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレス導入直後 • 床版打設時

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

合成床版および RC 床版設計照査

合成床版および RC 床版の設計照査項目を表 4.6.49 に示す。

表 4.6.49 合成床版および RC 床版の設計照査項目

位置	方向	床版タイプ	設計照査ケース	荷重組み合わせ
主桁間の床版 (連続構造)	直角方向	合成床版	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 合成応力度 ➤ (引張鉄筋量*) 	• 活荷重時
		RC 床版	<ul style="list-style-type: none"> ➤ コンクリート応力度 ➤ 鉄筋応力度 	• 活荷重時
	橋軸方向	RC 床版	<ul style="list-style-type: none"> ➤ コンクリート応力度 ➤ 鉄筋応力度 	• 活荷重時
主桁外側の床版 (張出床版)	直角方向	RC 床版	<ul style="list-style-type: none"> ➤ コンクリート応力度 ➤ 鉄筋応力度 	<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時 • 衝突荷重時 • 風荷重時 (活荷重有/無)
	橋軸方向			• 活荷重時

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

*1 引張鉄筋量の照査については、合成応力度の照査で引張応力が出ない場合は、最小引張鉄筋量を配置する。もし、合成応力度の照査で引張応力が出た場合は、必要引張鉄筋量を算出し、最小引張鉄筋量もしくは必要引張鉄筋量の大きい鉄筋量を配置する。

c) 主桁の設計照査項目

主桁は、設計荷重時ならびに終局荷重時において、曲げモーメントおよびせん断力の照査を実施する。主桁の設計照査項目を表 4.6.50 に示す。

表 4.6.50 主桁の設計照査項目

作用力	荷重ケース	設計照査ケース	荷重組み合わせ
曲げモーメント	設計荷重作用時	➤ PC 鋼材の引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレッシング中 • プレストレス直後 • 床版打設時 • 活荷重時
		➤ 合成曲げ応力度 (必要引張鉄筋量*1)	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレス直後 • 床版打設時 • 死荷重時 • 活荷重時 • 温度荷重時
	終局荷重作用時	➤ 曲げ破壊安全度	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 1 • ケース 2 • ケース 3
せん断力	設計荷重作用時	➤ 平均せん断応力度 (必要斜引張鉄筋量*2)	<ul style="list-style-type: none"> • 活荷重時 • 温度荷重時
		➤ 斜引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時 • 温度荷重時
	終局荷重作用時	➤ 腹板圧壊耐力	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 1 • ケース 2
		➤ 斜引張破壊耐力*3	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 3

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

*1 引張鉄筋量の照査については、合成応力度の照査で引張応力が出ない場合は、最小引張鉄筋量を配置する。もし、合成応力度の照査で引張応力が出た場合は、必要引張鉄筋量を算出し、最小引張鉄筋量もしくは必要引張鉄筋量の大きい鉄筋量を配置する。

*2 平均せん断応力度照査については、照査を満足する場合は、最小斜引張鉄筋量を配置する。もし、平均せん断応力度の照査を満足しない場合は、必要斜引張鉄筋量を算出し、最小斜引張鉄筋量もしくは必要斜引張鉄筋量の大きい鉄筋量は配置する。

*3 斜引張破壊耐力の照査については、コンクリートの平均せん断応力度が許容値を満足しない場合のみ実施する。

d) 横桁の設計照査項目

端支点横桁の設計照査

端支点横桁は、設計荷重時ならびに終局荷重時において、曲げモーメントおよびせん断力の照査を実施する。端支点横桁の設計照査項目を表 4.6.51 に示す。

表 4.6.51 端支点横桁の設計照査項目

作用力	荷重ケース	設計照査ケース	荷重組み合わせ
曲げモーメント	設計荷重時	➤ PC 鋼材の引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレッシング中 • プレストレス直後 • 有効プレストレス時
		➤ コンクリートの圧縮応力度 (必要引張鉄筋量*1)	<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時
せん断力	設計荷重時	➤ 平均せん断応力度 (必要斜引張鉄筋量*2)	<ul style="list-style-type: none"> • 活荷重時
		➤ 斜引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時
	終局荷重時	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 圧壊耐力 ➤ 斜引張破壊耐力*3 	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 1 • ケース 2 • ケース 3

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

*1 引張鉄筋量の照査については、合成応力度の照査で引張応力が出ない場合は、最小引張鉄筋量を配置する。もし、合成応力度の照査で引張応力が出た場合は、必要引張鉄筋量を算出し、最小引張鉄筋量もしくは必要引張鉄筋量の大きい鉄筋量を配置する。

*2 平均せん断応力度照査については、照査を満足する場合は、最小斜引張鉄筋量を配置する。もし、平均せん断応力度の照査を満足しない場合は、必要斜引張鉄筋量を算出し、最小斜引張鉄筋量もしくは必要斜引張鉄筋量の大きい鉄筋量は配置する。

*3 斜引張破壊耐力の照査については、コンクリートの平均せん断応力度が許容値を満足しない場合のみ実施する。

中間支点横桁の設計照査

中間支点横桁は、設計荷重時ならびに終局荷重時において、曲げモーメントおよびせん断力の照査を実施する。中間支点横桁の設計照査項目を表 4.6.52 に示す。

表 4.6.52 中間支点横桁の設計照査項目

作用力	荷重ケース	設計照査ケース	荷重組み合わせ
曲げモーメント	設計荷重時	➤ PC 鋼材の引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレッシング中 • プレストレス直後 • 有効プレストレス時
		➤ コンクリートの圧縮応力度 (必要引張鉄筋量*1)	<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時
	終局荷重時	➤ 曲げ破壊安全度	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 1 • ケース 2 • ケース 3
	せん断力	設計荷重時	➤ 平均せん断応力度 (必要斜引張鉄筋量*2)
➤ 斜引張応力度			<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時
終局荷重時		<ul style="list-style-type: none"> ➤ 圧壊耐力 ➤ 斜引張破壊耐力 	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 1 • ケース 2 • ケース 3

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

*1 引張鉄筋量の照査については、合成応力度の照査で引張応力が出ない場合は、最小引張鉄筋量を配置する。もし、合成応力度の照査で引張応力が出た場合は、必要引張鉄筋量を算出し、最小引張鉄筋量もしくは必要引張鉄筋量の大きい鉄筋量を配置する。

*2 平均せん断応力度照査については、照査を満足する場合は、最小斜引張鉄筋量を配置する。もし、平均せん断応力度の照査を満足しない場合は、必要斜引張鉄筋量を算出し、最小斜引張鉄筋量もしくは必要斜引張鉄筋量の大きい鉄筋量は配置する。

連結部横桁の設計照査

連結部横桁の設計照査項目を表 4.6.53 に示す。

表 4.6.53 連結部横桁の設計照査項目

設計照査ケース	荷重組み合わせ
➤ PC 鋼材の引張応力度	<ul style="list-style-type: none"> • プレストレッシング中 • プレストレス直後 • 有効プレストレス時
➤ コンクリートの応力度	

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

e) 連結部の設計照査項目

連結部は、設計荷重時において、曲げモーメントの照査を実施する。連結部の設計照査項目を表 4.6.54 に示す。

表 4.6.54 連結部の設計照査項目

作用力	荷重ケース	設計照査ケース	荷重組み合わせ
曲げモーメント	設計荷重時	<ul style="list-style-type: none"> ➢ PC 鋼材の引張応力度 ➢ コンクリートの圧縮応力度 	<ul style="list-style-type: none"> • 死荷重時 • 活荷重時 • 温度荷重時
	終局荷重時	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 曲げ破壊安全度 	<ul style="list-style-type: none"> • ケース 1 • ケース 2 • ケース 3

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

3) 材料強度および許容応力度

a) コンクリート

コンクリートは、床版、主桁、横桁、連結部に使用する。PC プレートおよび主桁の設計基準強度は、40N/mm² であり、RC 床版、横桁、連結部の設計基準強度は、30N/mm² である。設計強度および許容応力度を表 4.6.55 に示す。

表 4.6.55 コンクリートの材料強度および許容応力度

項目		単位	主桁	横桁	床版	連結部
設計基準強度		N/mm ²	40.00	30.00	30.00	30.00
プレストレス中の圧縮強度		N/mm ²	34.00	25.00		25.00
許容曲げ圧縮応力度	プレストレス直後	N/mm ²	19.00	14.00		
	活荷重時	N/mm ²	14.00	11.00	10.00	10.00
	温度荷重時	N/mm ²	16.10			
許容曲げ引張応力度	プレストレス直後	N/mm ²	-1.50	0.00		
	死荷重時	N/mm ²	0.00	0.00		
	活荷重時	N/mm ²	-1.50	0.00		
	温度荷重時	N/mm ²	-2.00			
平均せん断応力度	設計荷重時	N/mm ²	0.55	0.45		
	終局荷重時	N/mm ²	5.30	4.00		
	終局荷重時(せん断+ねじり)	N/mm ²	6.10	4.80		
許容斜引張応力度	死荷重時	せん断またはねじり	N/mm ²	-1.00	-0.80	
		せん断+ねじり	N/mm ²	-1.30	-1.10	
	活荷重時	せん断またはねじり	N/mm ²	-2.00	-1.70	
		せん断+ねじり	N/mm ²	-2.50	-2.20	

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

b) PC 鋼材

PC 鋼材は、PC プレート、主桁および横桁に使用する。主桁および横桁は SWPR7BL を使用し、PC プレートは SWPR7AL を使用する。PC 鋼材の材料強度および許容応力度を表 4.6.56 に示す。

表 4.6.56 PC 鋼材の材料強度および許容応力度

項目		単位	主桁 横桁	PC プレート
PC 鋼材材質			SWPR7BL	SWPR7AL
引張強度		N/mm ²	1850.0	1700.0
降伏点応力度		N/mm ²	1600.0	1450.0
許容引張応力度	プレストレス中	N/mm ²	1440.0	1305.0
	プレストレス直後	N/mm ²	1295.0	1190.0
	床版打設時	N/mm ²	1100.0	1020.0
	活荷重時	N/mm ²	1100.0	1020.0

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

c) 鉄筋

鉄筋は、床版、主桁・横桁・床版・連結部に使用する。鉄筋の材料強度および許容応力度を表 4.6.57 に示す。

表 4.6.57 鉄筋の材料強度および許容応力度

項目		単位	主桁、横桁、連結部	床版
降伏応力度		N/mm ²	345	345
許容引張応力度	死荷重時	N/mm ²	100	100
	活荷重時	N/mm ²	180	140
	衝撃	N/mm ²	200	200

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

4) 設計諸数値

a) コンクリート

コンクリートの設計諸数値を表 4.6.58 に示す。

表 4.6.58 コンクリートの設計諸数値

項目		単位	主桁	床版、横桁、連結部
設計基準強度		N/mm ²	40.00	30.00
プレストレス導入時圧縮強度		N/mm ²	34.00	25.00
ヤング係数	活荷重時	N/mm ²	3.10 x 10 ⁴	2.80 x 10 ⁴
	プレストレス直後	N/mm ²	2.92 x 10 ⁴	2.58 x 10 ⁴
クリープ係数		N/mm ²	2.60	2.60
乾燥収縮度		N/mm ²	20.0 x 10 ⁻⁵	20.0 x 10 ⁻⁵

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

b) PC 鋼材

PC 鋼材の設計諸数値を表 4.6.59 に示す。

表 4.6.59 PC 鋼材の設計諸数値

項目		単位	主桁、横桁	PC プレート
PC 鋼材タイプ		-	15.2mm	9.3mm
PC 鋼材の呼び名		-	SWPR7BL	SWPR7AL
断面積		mm ²	138.7	51.61
ヤング係数		N/mm ²	2.00 x 10 ⁵	2.00 x 10 ⁵
リラクゼーション率		%	1.5	1.5
セット量		mm	6.0	-
摩擦係数	λ	1/m	0.004	-
	μ	1/rad	0.300	-

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

c) 鉄筋

鉄筋の設計諸数値を表 4.6.60 に示す。

表 4.6.60 鉄筋の設計諸数値

項目	単位	鉄筋
鉄筋の種別	-	SD345
ヤング係数	N/mm ²	2.00 x 10 ⁵

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

5) 荷重の組み合わせ

設計荷重時の荷重の組み合わせおよび割増係数を表 4.6.61 に示す。

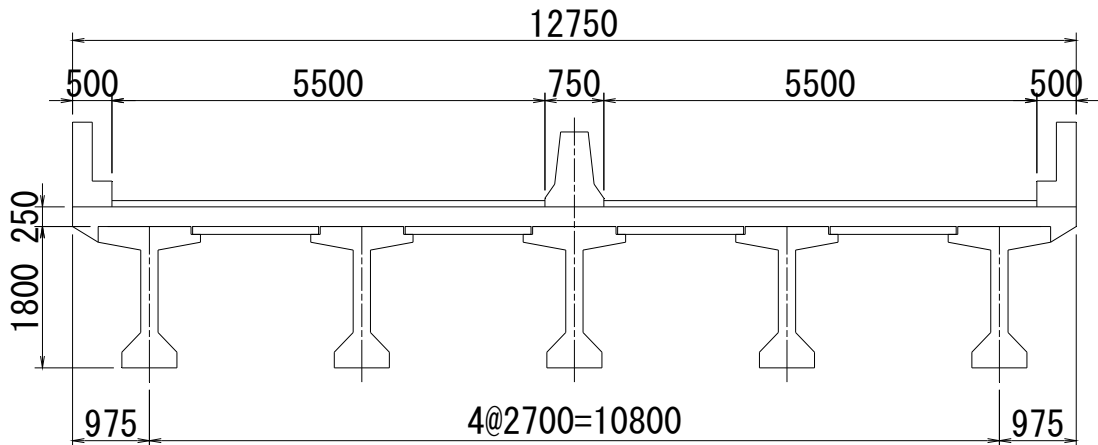
表 4.6.61 設計荷重時の荷重の組み合わせおよび割増係数

荷重の組み合わせ	割増係数
死荷重時／活荷重時	1.00
温度荷重時	1.15
風荷重時	1.25
衝突荷重時	1.50
地震荷重時	1.50
施工時	1.25

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

(2) 格子解析

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。主桁の高さは過去の事例より平均支間長の 1/17 を採用し、その結果、主桁の高さは 1.8m となる。主桁配置の断面図を図 4.6.26 に示す。

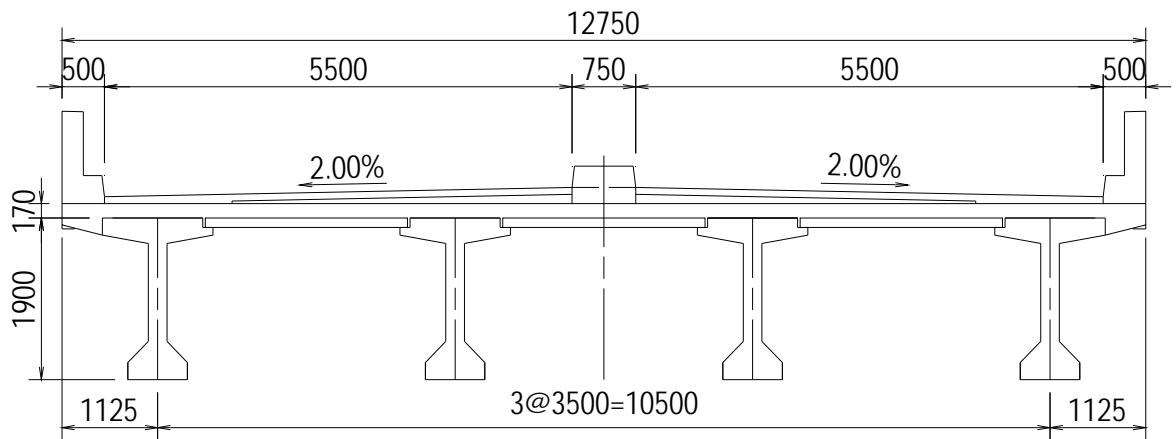


出典: JICA 調査団

図 4.6.26 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 4.6.27 に示す。

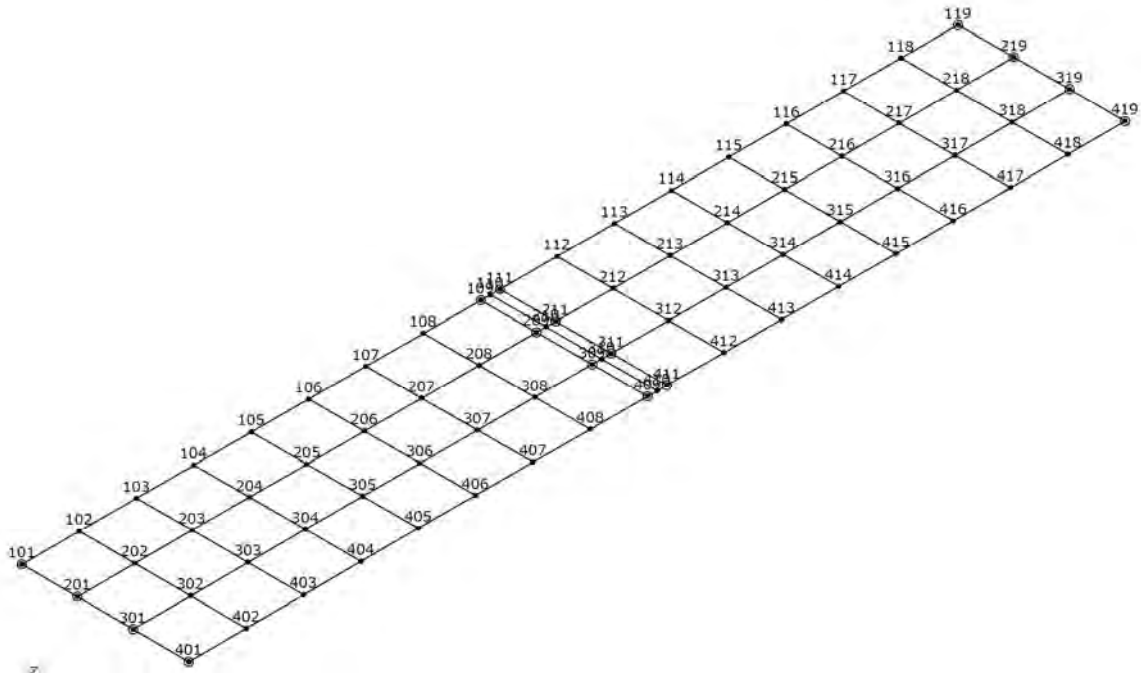


出典: JICA 調査団

図 4.6.27 詳細設計時の PC コンポ橋の主桁配置図

(3) 格子解析モデル図

図 4.6.27 に示すとおり PC コンポ橋の主桁本数は、4 本である。設計を実施する主桁を選定するために、格子解析を実施する。格子解析のモデル図を図 4.6.28 に示すとおりとする。



出典：JICA 調査団

図 4.6.28 格子解析のモデル図

1) 格子解析結果

図 4.6.28 のモデル図に上部工重量、橋面荷重および活荷重を作用させ格子解析を行った結果、G4 主桁が最も大きい断面力を示した。このため、G2 主桁を設計対象主桁とする。G1 から G4 主桁のそれぞれの断面力を表 4.6.62 に示す。

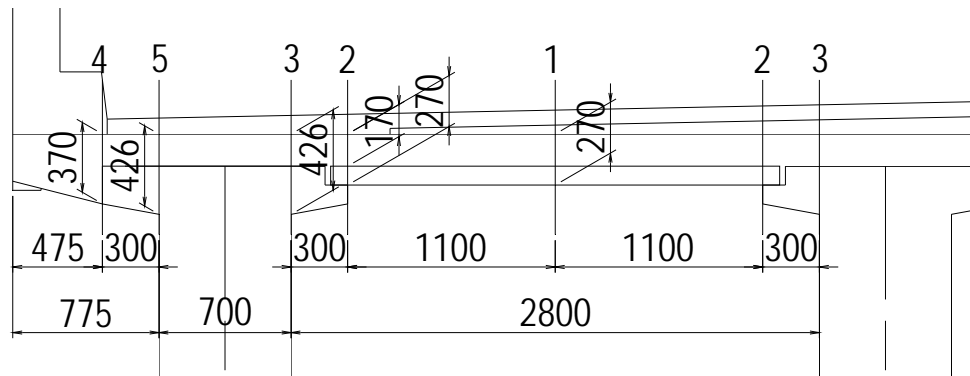
表 4.6.62 主桁の断面力

設計ケース		単位	G1	G2	G3	G4
曲げモーメント	活荷重時	kNm	8047	8317	8317	8047
せん断力	死荷重時	kN	-1110	-1150	-1150	-1110

出典：JICA 調査団

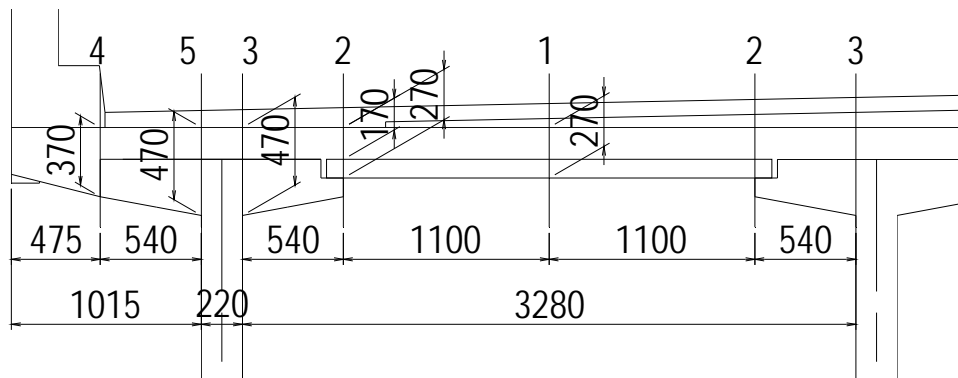
(4) 床版設計

床版設計は、橋軸直角方向・橋軸方向の両方向の設計を実施する。主桁端部の床版断面図を図 4.6.29 に示し、支間中央部の床版断面図を図 4.6.30 に示す。図中の“1～5”断面について、設計照査を実施し、“1”断面は、合成構造として、“2～5”断面は RC 構造として設計を行う。また、橋軸方向は RC 構造として設計を行う。



出典: JICA 調査団

図 4.6.29 主桁端部の床版断面図



出典: JICA 調査団

図 4.6.30 支間中央部の床版断面図

1) PC プレートの設計

PC プレートの設計結果を表 4.6.63 に示す。

表 4.6.63 PC プレートの設計結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	合成応力度		PC 鋼材応力度	
		許容値	計算結果	許容値	計算結果
プレストレッシング中		-	-	1305.0	1225.0
プレストレス直後	PC 板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190.0	1131.1
	PC 板下縁		8.34		
床版打設時 (有効プレストレス時)	PC 板上縁	0.0~15.0	10.58	1020.0	921.9
	PC 板下縁		3.69		

出典: JICA 調査団

2) 主桁間の床版設計

主桁端部の床版設計

主桁端部の主桁間の床版の設計結果を表 4.6.64 から表 4.6.66 に示す。

橋軸直角方向

表 4.6.64 “1”断面の主桁間の床版設計結果(主桁端部)

単位: N/mm²

断面	荷重組み合わせ	照査位置	合成応力度	
			許容値	計算結果
1	活荷重時	RC 床版上縁	11.0	3.53
		RC 床版下縁		-0.81
		PC 板上縁	0.0 ~15.0	8.35
		PC 板下縁		1.31

出典: JICA 調査団

表 4.6.65 “2”および“3”断面の主桁間の床版設計結果(主桁端部)

単位: N/mm²

断面	荷重組み合わせ	曲げモーメントの種類	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	計算結果	許容値	計算結果
2	活荷重時	正曲げ	10.0	3.90	140.0	60.6
		負曲げ		3.79		79.3
3	活荷重時	負曲げ		2.58		74.4

出典: JICA 調査団

橋軸方向

表 4.6.66 橋軸方向の主桁間の床版設計結果(主桁端部)

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
	許容値	計算結果	許容値	計算結果
活荷重時	10.0	8.66	140.0	100.2

出典: JICA 調査団

支間中央の床版設計

支間中央部の主桁間の床版の設計結果を表 4.6.67 から表 4.6.69 に示す。

橋軸直角方向

表 4.6.67 “1”断面の主桁間の床版設計結果(支間中央部)

単位:N/mm²

断面	荷重組み合わせ	照査位置	合成応力度	
			許容値	計算結果
1	活荷重時	RC 床版上縁	11.0	4.23
		RC 床版下縁		-0.97
		PC 板上縁	0.0~15.0	8.17
		PC 板下縁		0.58

出典: JICA 調査団

表 4.6.68 “2”および“3”断面の主桁間の床版設計結果(支間中央部)

単位:N/mm²

断面	荷重組み合わせ	曲げモーメントの種類	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	計算結果	許容値	計算結果
2	活荷重時	正曲げ	10.0	6.71	140.0	104.3
		負曲げ		3.27		68.4
3	活荷重時	負曲げ		2.56		78.6

出典: JICA 調査団

橋軸方向

表 4.6.69 橋軸方向の主桁間の床版設計結果(支間中央部)

単位:N/mm²

荷重組み合わせ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
	許容値	計算結果	許容値	計算結果
活荷重時	10.0	9.96	140.0	115.25

出典: JICA 調査団

3) 張出部の床版設計

主桁端部の床版設計

主桁端部の張出部の床版の設計結果を表 4.6.70 および表 4.6.71 に示す。

橋軸直角方向

表 4.6.70 “4”および“5”断面の張出部の床版設計結果(主桁端部)

単位:N/mm²

断面	荷重組み合わせ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
		許容値	計算結果	許容値	計算結果
4	死荷重時	-	-	100.0	5.39
	活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.39
	衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.54
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.19
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	12.99
5	死荷重時	-	-	100.0	10.21
	活荷重時	10.0	1.14	140.0	32.82
	衝突荷重時	15.0	2.59	300.0	74.65
	風荷重時(活荷重有)	12.5	1.26	175.0	36.16
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.59	175.0	16.90

出典:JICA 調査団

橋軸方向

表 4.6.71 橋軸方向の張出部の床版設計結果(主桁端部)

単位:N/mm²

荷重組み合わせ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
	許容値	計算結果	許容値	計算結果
活荷重時	10.0	1.62	140.0	58.50

出典:JICA 調査団

支間中央の床版設計

支間中央の張出部の床版の設計結果を表 4.6.72 および表 4.6.73 に示す。

橋軸直角方向

表 4.6.72 “4”および“5”断面の張出部の床版設計結果(支間中央部)

単位: N/mm²

断面	荷重組み合わせ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
		許容値	計算結果	許容値	計算結果
4	死荷重時	-	-	100.0	5.39
	活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.39
	衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.54
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.19
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	12.99
5	死荷重時	-	-	100.0	13.78
	活荷重時	10.0	2.10	140.0	64.55
	衝突荷重時	15.0	3.33	300.0	102.54
	風荷重時(活荷重有)	12.5	2.20	175.0	67.62
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.65	175.0	19.90

出典: JICA 調査団

橋軸方向

表 4.6.73 橋軸方向の張出部の床版設計結果(支間中央部)

単位: N/mm²

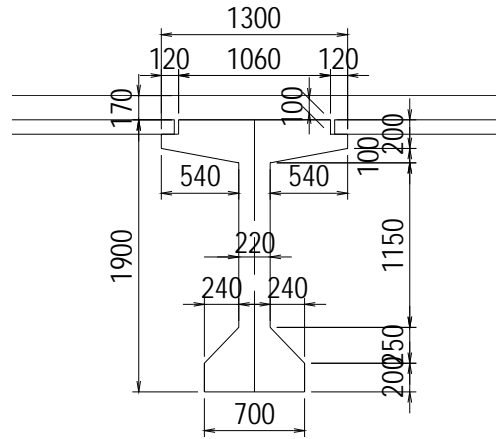
荷重組み合わせ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
	許容値	計算結果	許容値	計算結果
活荷重時	10.0	2.05	140.0	74.25

出典: JICA 調査団

(5) 主桁設計

1) 主桁断面形状

主桁設計にあたり主桁の断面形状を仮定し、その形状を図 4.6.31 に示す。

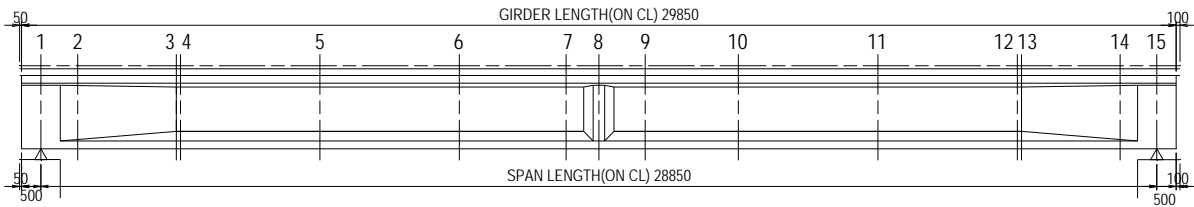


出典：JICA 調査団

図 4.6.31 主桁断面形状

2) 主桁の設計照査位置

主桁設計のための曲げモーメントおよびせん断力の照査は、図 4.6.32 および表 4.6.74 に示す位置で実施するものとする。



出典：JICA 調査団

図 4.6.32 曲げモーメントおよびせん断力照査位置側面図

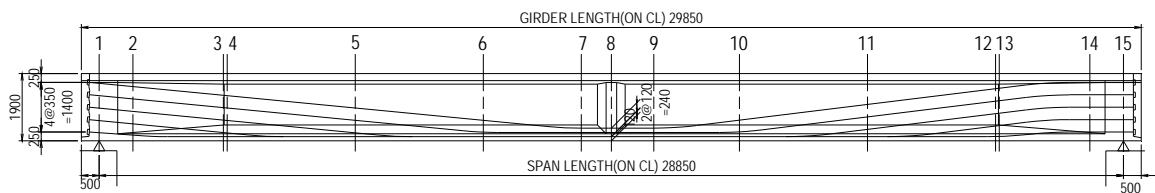
表 4.6.74 曲げモーメントおよびせん断力照査位置

No.	桁端からの距離 (m)	断面位置	No.	桁端からの距離 (m)	断面位置
1	0.500m	支点位置(起点側)	9	16.121m	曲げ上げ開始点(終点側)
2	1.450m	せん断検討位置(起点側)	10	18.531m	支間 5/8 位置
3	4.000m	拡幅開始位置(起点側)	11	22.138m	支間 6/8 位置
4	4.106m	支間 1/8 位置	12	25.744m	支間 7/8 位置
5	7.713m	支間 2/8 位置	13	25.850m	拡幅開始位置(終点側)
6	11.319m	支間 3/8 位置	14	28.400m	せん断検討位置(終点側)
7	14.078m	曲げ上げ開始点(起点側)	15	29.350m	支点位置(終点側)
8	14.925m	支間中央			

出典: JICA 調査団

3) PC 鋼材配置

PC 鋼材は、7S15.2 の SWPR7BL を使用し、その本数は 5 本とした。桁端部の PC 鋼材配置と支間中央部の PC 鋼材配置を図 4.6.33 に示す。PC 鋼材緊張時の鋼材応力度は 1,300N/mm² とした。



出典: JICA 調査団

図 4.6.33 PC 鋼材配置図

4) 曲げモーメント照査

設計荷重時における曲げモーメントの照査は、「PC 鋼材応力度照査」「合成応力度照査（引張鉄筋量照査）」である。また、終局荷重時における照査は、「曲げ破壊安全度の照査」である。

PC 鋼材応力度照査

PC 鋼材応力度の照査結果を表 4.6.76 に示す。照査ケースは「プレストレッシング中」「プレストレス直後」「床版打設時」「活荷重時」である。

表 4.6.75 PC 鋼材応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	許容値	計算結果
プレストレス中	-	1440 以下	1300.00
プレストレス直後	“6”断面	1295 以下	1178.26
床版打設時	“2”断面	1100 以下	1085.92
活荷重時	“1”断面	1100 以下	1013.90

出典: JICA 調査団

合成応力度照査 (引張鉄筋量照査)

合成応力度照査の結果を表 4.6.76 に示す。照査ケースは、「プレストレス直後」「床版打設時」「死荷重時」「活荷重時」「温度荷重時」である。

表 4.6.76 合成応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	照査位置	許容値	計算結果
プレストレス直後	“8”断面 (支間中央)	主桁上縁	-1.5< σ_c <19.0	0.84
		主桁下縁		14.70
床版打設時		主桁上縁	-1.5< σ_c <14.0	6.36
		主桁下縁		6.74
死荷重時		床版上縁	(Deck<10.0)	2.78
		主桁上縁	0.0< σ_c <14.0	5.29
		主桁下縁		2.89
活荷重時		床版上縁	(Deck<10.0)	最大 4.26 最少 2.40
		主桁上縁	-1.5< σ_c <14.0	最大 6.51 最少 4.98
				主桁下縁
	床版上縁	(Deck<11.5)		最大 4.99 最少 3.13
温度荷重時	主桁上縁	-2.0< σ_c <16.10		最大 5.80 最少 4.27
	主桁下縁		最大 -0.85 最少 3.46	

出典: JICA 調査団

引張鉄筋量の計算結果を表 4.6.77 に示す。表 4.6.76 に示すとおり主桁において設計荷重時および温度荷重時で引張応力が確認されており、温度荷重時のほうが引張応力は大きい状況である。このため、温度荷重時にて鉄筋量の照査を実施した。

表 4.6.77 引張鉄筋量の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	最少引張鉄筋量	必要引張鉄筋量
温度荷重時	“8”断面 (支間中央)	8.529	3.518

出典: JICA 調査団

表 4.6.77 の結果、最少鉄筋量を主桁に配置する。

曲げ破壊安全度の照査

曲げ破壊安全度の照査結果を表 4.6.78 に示す。表 4.6.78 に示す終局荷重作用時の曲げモーメントの算出ケースはケース 3 である。

表 4.6.78 曲げ破壊安全度の照査結果

照査位置	破壊抵抗曲げモーメント (kNm)	終局荷重作用時の曲げモーメント (kNm)	曲げ破壊安全度
8 断面 (支間中央部)	15295	12868	1.189

出典: JICA 調査団

5) せん断力照査

設計荷重時におけるせん断力の照査は、「平均せん断応力度照査 (斜引張鉄筋量照査)」、「斜引張応力度照査」である。また、終局荷重時における照査は、「腹板圧壊耐力の照査」「斜引張破壊耐力の照査」である。

平均せん断応力度照査

平均せん断応力度の照査結果を表 4.6.79 に示す。

表 4.6.79 平均せん断応力度の照査結果

単位: N/mm²

照査位置	許容値	計算値
3 断面(支点近傍)	$\tau_m \leq 0.55$	1.276

出典: JICA 調査団

表 4.6.79 に示すとおり、平均せん断応力度は許容値を超える結果となった。このため、必要鉄筋量の計算を実施した。

表 4.6.80 斜引張鉄筋量の照査結果

単位:cm²

照査位置	最小斜引張鉄筋量	必要斜引張鉄筋量
3 断面(支点近傍)	4.40	10.77

出典:JICA 調査団

以上より、必要斜引張鉄筋量を配置する。

斜引張応力度照査

斜引張応力度の照査結果を表 4.6.81 に示す。

表 4.6.81 斜引張応力度の照査結果

単位:N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	照査位置	許容値	計算結果
死荷重時	“3”断面	上フランジ基部	$\sigma I \Rightarrow -1.0$	-0.11
		合成前中立軸		-0.11
		合成後中立軸		-0.12
		下フランジ基部		-0.06
活荷重時	“3”断面	上フランジ基部	$\sigma I \Rightarrow -2.0$	最大 -0.46
				最少 -0.09
		合成前中立軸		最大 -0.48
				最少 -0.09
		合成後中立軸		最大 -0.49
				最少 -0.09
		下フランジ基部		最大 -0.34
				最少 -0.05

出典:JICA 調査団

腹板圧壊耐力照査 (終局荷重時)

腹板圧壊耐力の照査結果を表 4.6.82 に示す。

表 4.6.82 腹板圧壊耐力の照査結果

照査位置	圧壊耐力 (kN)	作用せん断力 (kN)	照査結果
3 断面(支点近傍)	2709.7	1482.1	1.83

出典:JICA 調査団

斜引張破壊耐力照査 (終局荷重時)

斜引張破壊耐力の照査結果を表 4.6.83 に示す。D13 鉄筋を使用した場合、鉄筋配置間隔は 235mm 以下となり、D16 鉄筋を使用した場合、鉄筋配置間隔は 368mm 以下となる。最終的に、D16 鉄筋を 125mm 間隔で配置した。

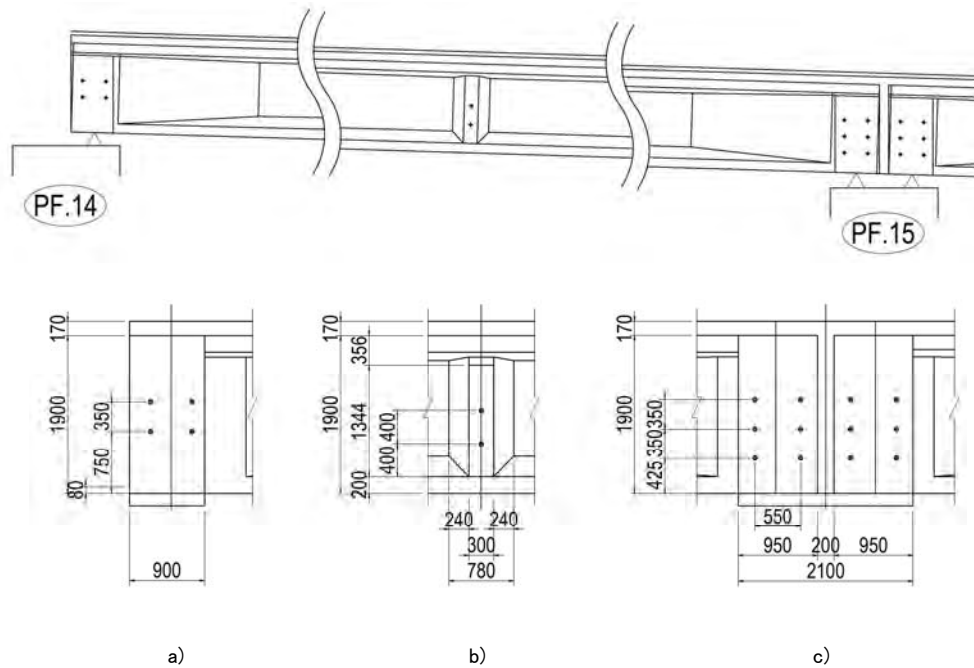
表 4.6.83 作用斜引張破壊力の結果

照査位置	作用斜引張破壊力(kN)
3 断面	1482.1

出典: JICA 調査団

(6) 横桁設計

横桁は、a)端支点横桁、b)中間横桁、c)連結部横桁の3ヶ所存在する。横桁の詳細図を図 4.6.34 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.34 横桁詳細図

1) 端支点横桁

a) 曲げモーメント

設計荷重時における曲げモーメントの照査は、「PC 鋼材応力度照査」「合成応力度照査（引張鉄筋量照査）」である。

PC 鋼材応力度照査

PC 鋼材応力度の照査結果を表 4.6.84 に示す。照査ケースは「プレストレッシング中」「プレストレス直後」「有効プレストレス時」である。

表 4.6.84 PC 鋼材応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	許容値	計算結果
プレストレス中	1440 以下	1250.00
プレストレス直後	1295 以下	1150.60
有効プレストレス時	1100 以下	1056.00

出典: JICA 調査団

合成応力度照査 (引張鉄筋量照査)

合成応力度照査の結果を表 4.6.85 に示す。照査ケースは、「死荷重時」「活荷重時」である。

表 4.6.85 合成応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	許容値	計算結果
死荷重時	横桁上縁	0.0 ~ 12.0	1.17
	横桁下縁		1.58
活荷重時	横桁上縁	0.0 ~ 12.0	最大 1.61
			最少 0.89
	横桁下縁		最大 1.11
			最少 1.88

出典: JICA 調査団

b) せん断力照査

設計荷重時におけるせん断力の照査は、「平均せん断応力度照査 (斜引張鉄筋量照査)」、「斜引張応力度照査」である。また、終局荷重時における照査は、「腹板圧壊耐力の照査」「斜引張破壊耐力の照査」である。

平均せん断応力度照査 (斜引張鉄筋量照査)

平均せん断応力度の照査結果を表 4.6.86 に示す。

表 4.6.86 平均せん断応力度の照査結果

単位: N/mm²

許容値	計算値
$\tau_m \leq 0.45$	0.08

出典: JICA 調査団

斜引張応力度照査

斜引張応力度の照査結果を表 4.6.87 に示す。

表 4.6.87 斜引張応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	許容値	計算結果
死荷重時	$\sigma I \Rightarrow -1.0$	0.000
活荷重時	$\sigma I \Rightarrow -1.70$	-0.005

出典: JICA 調査団

腹板圧壊耐力照査 (終局荷重時)

腹板圧壊耐力の照査結果を表 4.6.88 に示す。

表 4.6.88 腹板圧壊耐力の照査結果

圧壊耐力(kN)	作用せん断力(kN)	照査結果
5688	253	22.5

出典: JICA 調査団

斜引張破壊耐力照査 (終局荷重時)

斜引張破壊耐力の照査結果を表 4.6.89 に示す。

表 4.6.89 斜引張破壊耐力の照査結果

斜引張破壊耐力(kN)	作用せん断力(kN)	照査結果
2133	253	8.43

出典: JICA 調査団

2) 中間支点横桁

a) 曲げモーメント

設計荷重時における曲げモーメントの照査は、「PC 鋼材応力度照査」「合成応力度照査 (引張鉄筋量照査)」である。また、終局荷重時における照査は、「曲げ破壊安全度の照査」である。

PC 鋼材応力度照査

PC 鋼材応力度の照査結果を表 4.6.90 に示す。照査ケースは「プレストレッシング中」「プレストレス直後」「有効プレストレス時」である。

表 4.6.90 PC 鋼材応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	許容値	計算結果
プレストレス中	1440 以下	1250.00
プレストレス直後	1295 以下	1149.10
有効プレストレス時	1100 以下	1026.00

出典: JICA 調査団

合成応力度照査 (引張鉄筋量照査)

合成応力度照査の結果を表 4.6.91 に示す。照査ケースは、「死荷重時」「活荷重時」である。

表 4.6.91 合成応力度の照査結果

単位: N/mm²

荷重組み合わせ	照査位置	許容値	計算結果	
死荷重時	床版上縁	<=10.0	-0.32	
	床版下縁		-0.21	
	横桁上縁	0.0 ~ 11.0	1.92	
	横桁下縁		4.57	
活荷重時	床版上縁	<=10.0	最大 0.55	
			最少 -0.89	
	床版下縁		最大 0.36	
			最少 -0.60	
	横桁上縁		0.0 ~ 11.0	最大 1.90
				最少 1.94
	横桁下縁			最大 2.29
				最少 6.10

出典: JICA 調査団

曲げ破壊安全度の照査

曲げ破壊安全度の照査結果を表 4.6.78 に示す。表 4.6.78 に示す終局荷重作用時の曲げモーメントの算出ケースはケース2である。

表 4.6.92 曲げ破壊安全度の照査結果

破壊抵抗曲げモーメント (kNm)	終局荷重作用時の曲げモーメント (kNm)	曲げ破壊安全度
2383.7	1325.8	1.80

出典: JICA 調査団

b) せん断力照査

設計荷重時におけるせん断力の照査は、「平均せん断応力度照査 (斜引張鉄筋量照査)」、「斜引張応力度照査」である。また、終局荷重時における照査は、「腹板圧壊耐力の照査」「斜引張破壊

耐力の照査」である。

平均せん断応力度照査（斜引張鉄筋量照査）

平均せん断応力度の照査結果を表 4.6.93 に示す。

表 4.6.93 平均せん断応力度の照査結果

単位：N/mm²

許容値	計算値
$\tau_m \leq 0.45$	0.65

出典：JICA 調査団

表 4.6.93 に示すとおり、平均せん断応力度は許容値を超える結果となった。このため、必要鉄筋量の計算を実施した。

表 4.6.94 斜引張鉄筋量の照査結果

単位：cm²

最小斜引張鉄筋量	必要斜引張鉄筋量
6.00	9.66

出典：JICA 調査団

以上より、必要斜引張鉄筋量を配置する。

斜引張応力度照査

斜引張応力度の照査結果を表 4.6.95 に示す。

表 4.6.95 斜引張応力度の照査結果

単位：N/mm²

荷重組み合わせ	許容値	計算結果	
死荷重時	$\sigma_I = > -0.80$	最大	-0.014
		最少	-0.014
活荷重時	$\sigma_I = > -1.70$	最大	-0.18
		最少	-0.18

出典：JICA 調査団

腹板圧壊耐力照査（終局荷重時）

腹板圧壊耐力の照査結果を表 4.6.96 に示す。

表 4.6.96 腹板圧壊耐力の照査結果

圧壊耐力(kN)	作用せん断力(kN)	照査結果
1494.6	529.3	2.82

出典: JICA 調査団

斜引張破壊耐力照査 (終局荷重時)

斜引張破壊耐力の照査結果を表 4.6.97 に示す。D13 鉄筋を使用した場合、鉄筋配置間隔は 262mm 以下となり、D16 鉄筋を使用した場合、鉄筋配置間隔は 400mm 以下となる。最終的に、D13 鉄筋を 250mm 間隔で配置した。

表 4.6.97 作用斜引張破壊力の結果

作用斜引張破壊力(kN)
529.3

出典: JICA 調査団

3) 連結部横桁

連結部横桁における照査は、「PC 鋼材応力度照査」「コンクリートの平均圧縮応力度」である。

「PC 鋼材応力度」および「コンクリートの平均圧縮応力度」の照査結果を表 4.6.98 に示す。照査ケースは「プレストレッシング中」「プレストレス直後」「有効プレストレス時」である。

表 4.6.98 PC 鋼材応力度の照査結果

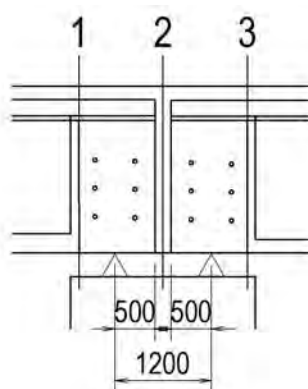
単位: N/mm²

荷重組み合わせ	PC 鋼材応力度		コンクリートの平均圧縮応力度	
	許容値	照査結果	許容値	照査結果
プレストレッシング中	1440 以下	1250.0	1.50 以上	1.61
プレストレス直後	1295 以下	1151.2		
有効プレストレス時	1110 以下	1051.5		

出典: JICA 調査団

(7) 連結部設計

連結部の曲げモーメント照査位置を図 4.6.35 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.35 連結部の照査位置

設計荷重時における曲げモーメントの照査は、「コンクリート応力度」「鉄筋応力度」である。また、終局荷重時における照査は、「曲げ破壊安全度の照査」である。

コンクリート応力度および鉄筋応力度照査

「コンクリート応力度」および「鉄筋応力度」の照査結果を表 4.6.99 に示す。照査ケースは「死荷重時」「活荷重時」「温度荷重時」である。

表 4.6.99 コンクリート応力度および鉄筋応力度の照査結果

単位: N/mm²

断面	荷重組み合わせ	曲げモーメント	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	照査結果	許容値	照査結果
1	死荷重時	負曲げ	-	-	100	0.00
2		正曲げ	-	-		27.25
		負曲げ	-	-		0.00
3		負曲げ	-	-		0.00
1	活荷重時	負曲げ	10.0	3.53	160.0	95.18
2		正曲げ		0.74		43.54
		負曲げ		3.53		95.18
3		負曲げ		3.53		95.18
1	温度荷重時	負曲げ	11.5	3.65	184.0	98.28
2		正曲げ		1.62		95.51
		負曲げ		3.53		95.18
3		負曲げ		3.65		98.02

出典: JICA 調査団

曲げ破壊安全度の照査 (終局荷重時)

曲げ破壊安全度の照査結果を表 4.6.100 に示す。表 4.6.100 に示す終局荷重作用時の曲げモーメントの算出ケースはケース 2 である。

表 4.6.100 曲げ破壊安全度の照査結果

断面	曲げモーメント	破壊抵抗曲げモーメント (kNm)	終局荷重作用時の 曲げモーメント (kNm)	曲げ破壊安全度
1	負曲げ	-5969.78	-5031.28	1.19
2	正曲げ	4561.52	847.72	5.38
	負曲げ	-5969.78	-4783.31	1.25
3	負曲げ		-5022.72	1.20

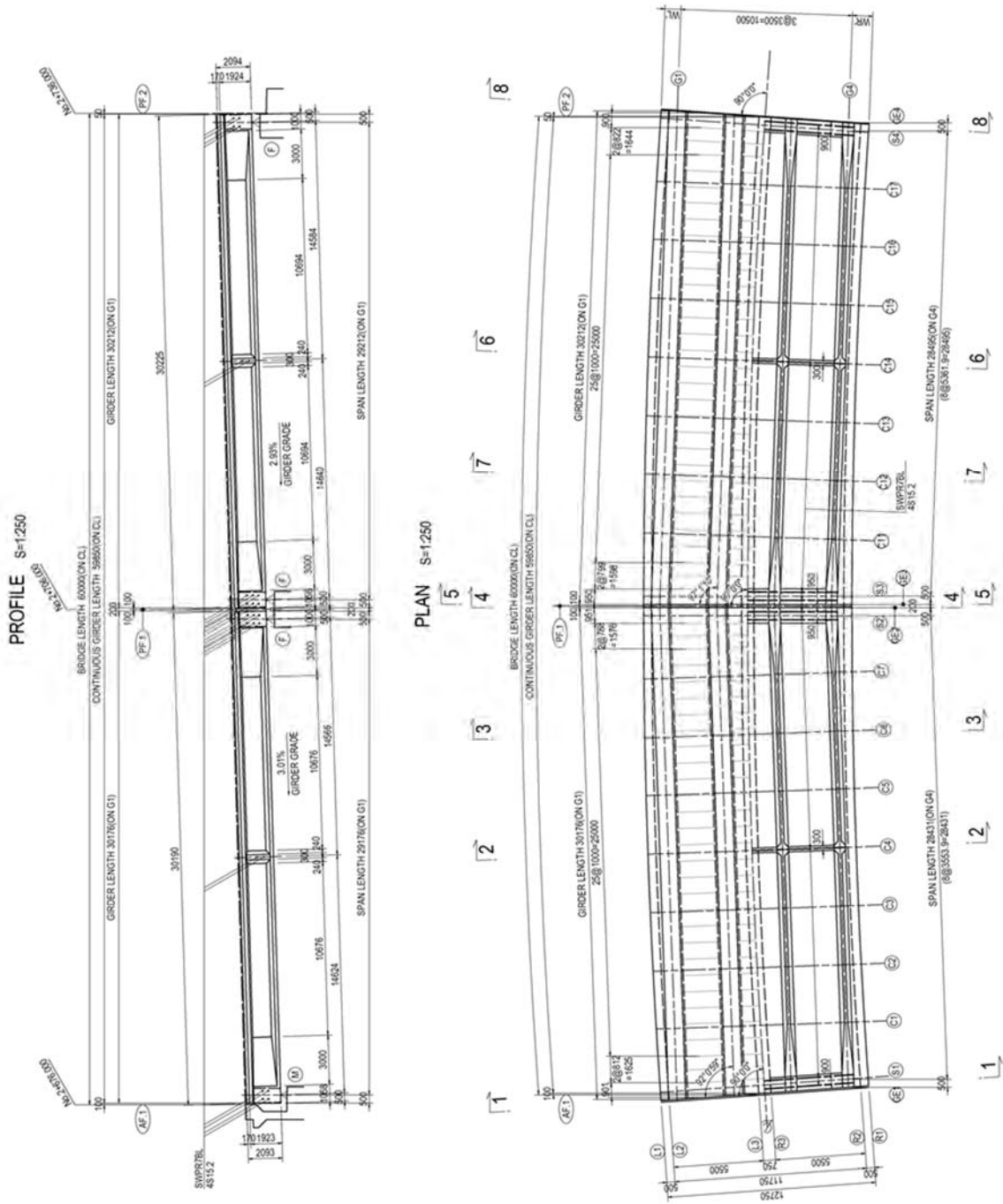
出典：JICA 調査団

(8) その他径間の照査結果

上記では、PF14～PF15 径間の主要部材の計算結果を示した。PF14～PF15 径間以外の結果について以下に示す。

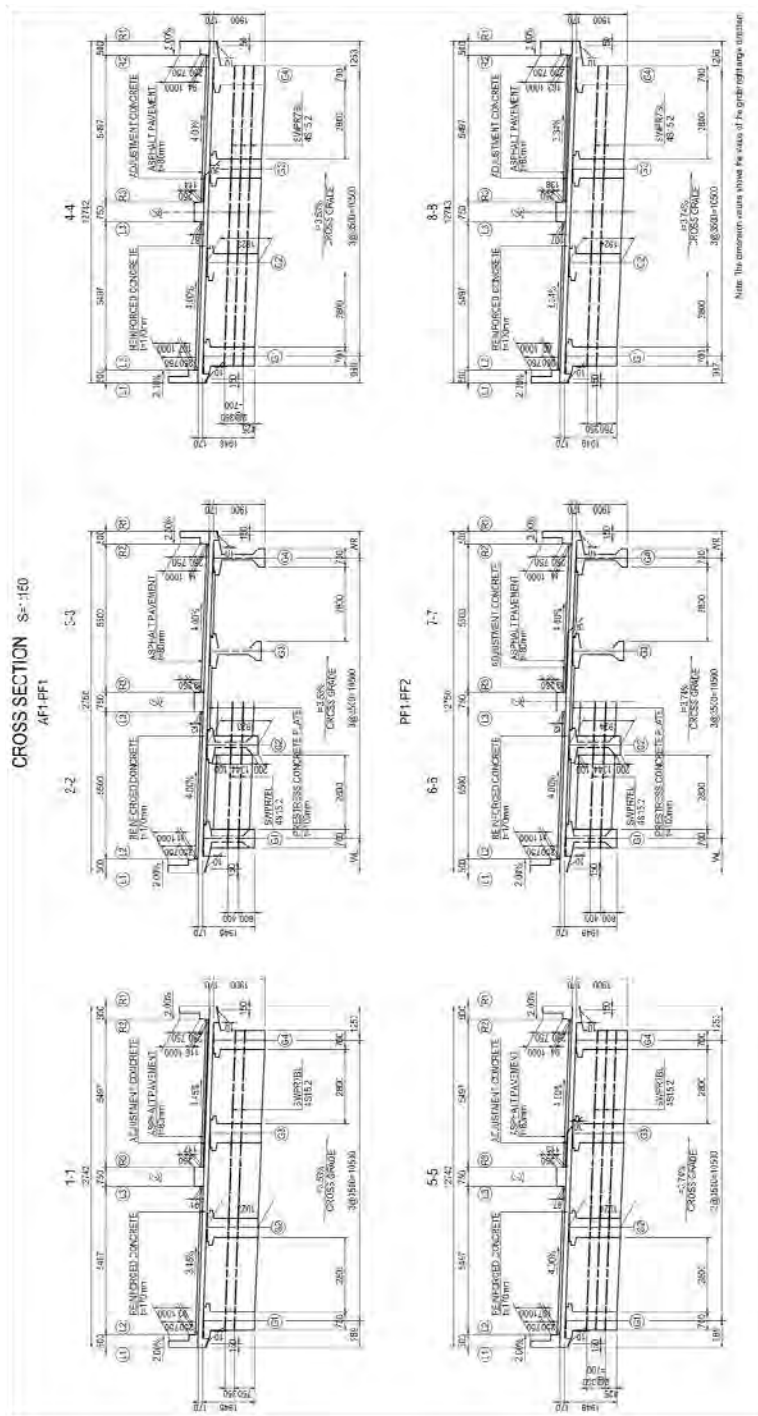
1) AF1～PF2 径間

AF1～PF2 径間の側面図、平面図を図 4.6.36 に示し、断面図を図 4.6.37 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.36 AF1~PF2 径間の側面図・平面図



出典: JICA 調査団

図 4.6.37 AF1~PF2 径間の断面図

a) AF1~PF1 径間の計算結果

AF1~PF1 径間の計算結果を表 4.6.101 から表 4.6.103 に示す。

表 4.6.101 AF1~PF1 径間の計算結果(床版)

PC板の計算結果(単位: N/mm ²)											
桁端部						支間部					
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果
プレストレッシング中	-	-	-	1305	1225	プレストレッシング中	-	-	-	1305	1225
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131
	PC板下縁		8.34				8.34				
床版施工時 (有効プレストレッシング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.58	1020	921	床版施工時 (有効プレストレッシング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.58	1020	921
	PC板下縁		3.69				3.69				

床版の計算結果(単位: N/mm ²)																	
中間床版																	
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)											
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度				
			許容値	結果				許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果	
1	活荷重時	RC床版上縁	11.0	3.48	1	活荷重時	RC床版上縁	11.0	4.15	1	活荷重時	RC床版下縁	11.0	-0.95			
		RC床版下縁		-0.80			RC床版下縁		-0.95								
		PC板上縁	0.0~15.0	8.35			PC板上縁	0.0~15.0	8.19			PC板上縁	0.0~15.0	8.19	PC板上縁	0.0~15.0	8.19
		PC板下縁		1.36			PC板下縁		0.65			PC板下縁		0.65			
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度					
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果				
2	活荷重時	正曲げ	10.0	3.84	140.0	2	活荷重時	正曲げ	10.0	6.60	140.0	2	活荷重時	正曲げ	102.5		
		負曲げ		3.74				78.4		負曲げ				3.23	67.5		
		負曲げ		2.56				73.6		負曲げ				2.52	77.6		
3	活荷重時	正曲げ	10.0	3.84	140.0	3	活荷重時	正曲げ	10.0	6.60	140.0	3	活荷重時	正曲げ	102.5		
		負曲げ		2.56				73.6		負曲げ				2.52	77.6		

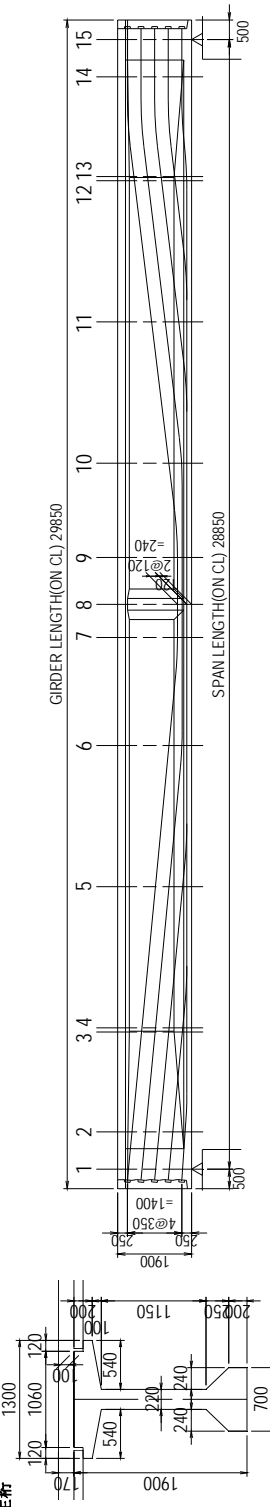
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)					
荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
	許容値	結果	許容値	結果		許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時	10.0	8.66	140.0	100.2	活荷重時	10.0	9.96	140.0	115.3		

片持ち床版											
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)					
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果
4	死荷重時	-	-	100.0	8.2	4	死荷重時	-	-	100.0	8.2
	活荷重時	10.0	0.31	140.0	8.2		活荷重時	10.0	0.31	140.0	8.2
	衝突荷重時	15.0	2.15	300.0	56.4		衝突荷重時	15.0	2.15	300.0	56.4
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.46	175.0	12.0		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.46	175.0	12.0
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.60	175.0	15.8		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.60	175.0	15.8
5	死荷重時	-	-	100.0	13.2	5	死荷重時	-	-	100.0	16.7
	活荷重時	10.0	3.53	140.0	101.5		活荷重時	10.0	2.46	140.0	75.7
	衝突荷重時	15.0	4.98	300.0	143.4		衝突荷重時	15.0	3.70	300.0	113.7
	風荷重時(活荷重有)	12.5	3.64	175.0	104.9		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.56	175.0	78.8
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.69	175.0	19.9		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.74	175.0	22.8

桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)					
荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
	許容値	結果	許容値	結果		許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時	10.0	1.86	140.0	67.2	活荷重時	10.0	2.29	140.0	82.9		

出典: JICA 調査団

表 4.6.102 AF1~PF1 径間の計算結果(主桁)



PC鋼材応力度		PC鋼材応力度(N/mm ²)		引張鉄筋量(cm ²)		必要鉄筋量	
照査断面	照査位置	許容値	結果	照査断面	照査位置	許容値	結果
荷重ケース							
プレストレッシング中		1440	1320				
プレストレッシング直後		1295	1172				
床版施工時		1100	1068				
活荷重時		1100	985				
合成応力度(引張鉄筋量照査)							
荷重ケース							
プレストレッシング直後		-1.5< σ_c <19	0.80				
床版施工時		-1.5< σ_c <14.0	6.36				
死荷重時		(床版<10.0)	3.04				
		0.0< σ_c <14.0	5.51				
		(床版<10.0)	2.45				
			4.54				
			2.65				
			6.75				
		-1.5< σ_c <14.0	5.19				
			-1.05				
			3.35				
		(床版<11.5)	5.27				
			3.38				
			6.05				
		-2.0< σ_c <16.10	4.49				
			-1.36				
			3.04				
引張鉄筋量(cm ²)		最少鉄筋量 12.23	必要鉄筋量 8.05				
曲げ破壊安全度(終局荷重時)		a) 破壊底荷曲げモーメント	b) 終局荷重作用時の曲げ破壊安全度 a)/b)				
照査断面	照査位置	15295 kNm	13176 kNm	1.16			
8断面	主桁下縁						

せん断照査結果		せん断照査結果	
照査断面	照査位置	照査断面	照査位置
3断面	上フランジ付け根	3断面	上フランジ付け根
	床版合成前の中立軸		床版合成前の中立軸
	床版合成後の中立軸		床版合成後の中立軸
	下フランジ付け根		下フランジ付け根
	上フランジ付け根		上フランジ付け根
	床版合成前の中立軸		床版合成前の中立軸
	床版合成後の中立軸		床版合成後の中立軸
	下フランジ付け根		下フランジ付け根
ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)		ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)	
照査断面	照査位置	a) 圧壊耐力	b) 作用せん断力
3断面	3断面	2715 kN	1483 kN
斜引張破壊耐力(終局荷重時)		斜引張破壊耐力(終局荷重時)	
照査断面	照査位置	作用せん断力	配置鉄筋
3断面	3断面	1483 kN	D13@125mm

出典: JICA 調査団

b) PF1~PF2 径間の計算結果

PF1~PF2 径間の計算結果を表 4.6.104 から表 4.6.106 に示す。

表 4.6.104 PF1~PF2 径間の計算結果(床版)

桁端部						支間部							
PC板の計算結果(単位: N/mm ²)													
桁端部						支間部							
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
プレストレス中	-	-	-	1305	1225	プレストレス中	-	-	-	1305	1225		
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131		
	PC板下縁		8.34				8.34						
床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0~15.0	10.58	1020	922	床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	922		
	PC板下縁		3.69				3.69						
床版の計算結果(単位: N/mm ²)													
中間床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度				断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度			
			許容値		結果					許容値		結果	
1	活荷重時	RC床板上縁	11.0		3.50	1	活荷重時	RC床板上縁	11.0		4.19		
		RC床板下縁			-0.81			RC床板下縁			-0.96		
		PC板上縁	0.0~15.0		8.35			PC板上縁	0.0~15.0		8.18		
		PC板下縁			1.33			PC板下縁			0.62		
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果
2	活荷重時	正曲げ	10.0		3.87	60.1	2	活荷重時	正曲げ	10.0		6.65	103.3
		負曲げ			3.76	78.8			負曲げ			3.25	67.9
3	活荷重時	負曲げ			2.57	74.0	3	活荷重時	負曲げ			2.54	78.1
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
活荷重時		許容値	結果	許容値	結果	活荷重時		許容値	結果	許容値	結果		
		10.0	8.66	140.0	100.2			10.0	9.96	140.0	115.3		
片持ち床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
4	死荷重時	-	-	100.0	8.2	4	死荷重時	-	-	100.0	8.2		
	活荷重時	10.0	0.31	140.0	8.2		活荷重時	10.0	0.31	140.0	8.2		
	衝突荷重時	15.0	2.15	300.0	56.3		衝突荷重時	15.0	2.15	300.0	56.3		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.46	175.0	12.0		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.46	175.0	12.0		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.60	175.0	15.8		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.60	175.0	15.8		
5	死荷重時	-	-	100.0	13.1	5	死荷重時	-	-	100.0	16.6		
	活荷重時	10.0	3.52	140.0	101.4		活荷重時	10.0	2.46	140.0	75.6		
	衝突荷重時	15.0	4.97	300.0	143.3		衝突荷重時	15.0	3.69	300.0	113.6		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	3.64	175.0	104.8		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.56	175.0	78.7		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.69	175.0	19.8		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.74	175.0	22.7		
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
活荷重時		許容値	結果	許容値	結果	活荷重時		許容値	結果	許容値	結果		
		10.0	1.86	140.0	67.2			10.0	2.29	140.0	82.9		

出典: JICA 調査団

表 4.6.105 PF1~PF2 径間の計算結果(主桁)

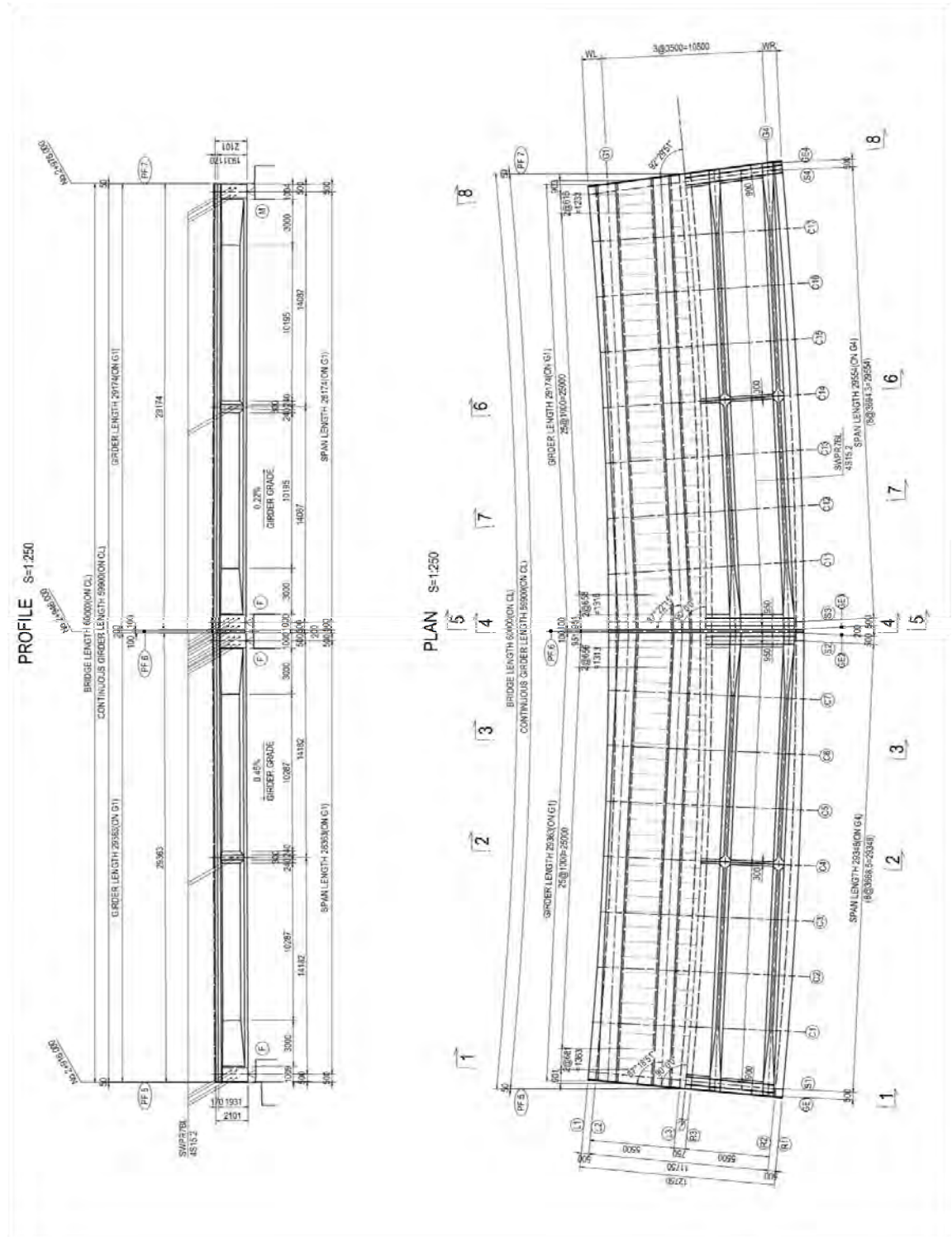
PC鋼材応力度			PC鋼材応力度 (N/mm ²)		
荷重ケース	照査断面	照査位置	許容値	結果	必要鉄筋量 (cm ²)
プレストレッシング中	-	主桁上縁	1440	1320	
プレストレッシング直後	8断面	主桁下縁	1295	1172	
床版施工時	8断面	床版上縁	1100	1068	
活荷重時	8断面	主桁上縁	1100	986	
合成応力度 (引張鉄筋量照査)	照査断面	照査位置	合成応力度 (N/mm ²)	結果	
プレストレッシング直後	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <19	0.82	
		主桁下縁		14.97	
床版施工時	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <14.0	6.39	
		主桁下縁	(床版<10.0)	3.08	
死荷重時	8断面	床版上縁	0.0< σ <14.0	5.55	
		主桁上縁		2.36	
		主桁下縁	(床版<10.0)	最大 4.58	
				最少 2.69	
活荷重時	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <14.0	最大 6.79	
		主桁下縁		最少 5.23	
			(床版<11.5)	最大 1.14	
				最少 3.26	
		床版上縁		最大 5.31	
		主桁上縁		最少 3.42	
		主桁下縁	-2.0< σ <16.10	最大 6.09	
				最少 4.53	
				最大 1.46	
				最少 2.94	
			引張鉄筋量 (cm ²)		
			最少鉄筋量 12.83	必要鉄筋量 9.02	
曲げ破壊安全度 (終局荷重時)	照査断面	照査位置	曲げモーメント	曲げ破壊安全度 a)/b)	
	8断面	主桁上縁	15295 kNm	1.15	
		主桁下縁	13264 kNm		
			b) 終局荷重作用時の曲げモーメント	曲げ破壊安全度 a)/b)	
				1.84	

せん断照査結果			せん断照査結果		
照査断面	許容値	結果	照査断面	照査位置	照査位置
13断面	$\tau_m < 0.55$	1.28	13断面	上フランジ付け根	-0.12
				床版合成前の中立軸	-0.11
				床版合成後の中立軸	-0.12
				下フランジ付け根	-0.06
				上フランジ付け根	最大 -0.10
					最少 -0.47
				床版合成前の中立軸	最大 -0.09
				床版合成後の中立軸	最大 -0.46
					最少 -0.10
				下フランジ付け根	最大 -0.49
					最少 -0.05
					最大 -0.32
					最少 -0.32
ウェブ圧壊耐力 (終局荷重時)	照査断面	照査位置	a) 圧壊耐力	b) 作用せん断力	安全度 a)/b)
	13断面	上フランジ付け根	2715 kN	1476 kN	1.84
		下フランジ付け根			
斜引張破壊耐力 (終局荷重時)	照査断面	照査位置	作用せん断力	配置鉄筋	
	13断面		1476 kN	D13@125mm	

出典: JICA 調査団

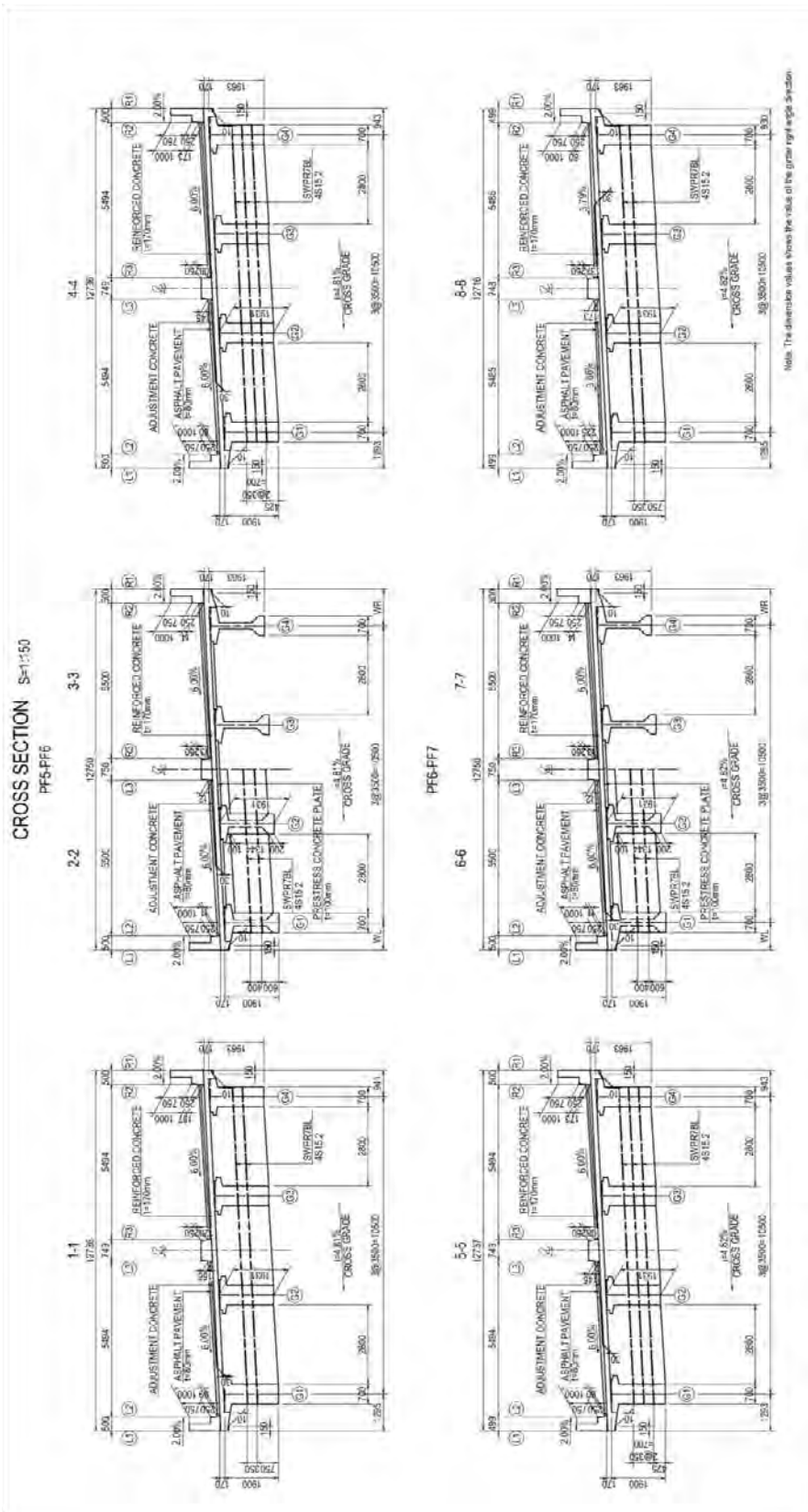
2) PF5~PF7 径間

PF5~PF7 径間の側面図、平面図を図 4.6.38 に示し、断面図を図 4.6.39 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.38 PF5~PF7 径間の側面図・平面図



出典: JICA 調査団

図 4.6.39 PF5~PF7 径間の断面図

a) PF5~PF6 径間の計算結果

PF5~PF6 径間の計算結果を表 4.6.107 から表 4.6.109 に示す。

表 4.6.107 PF5~PF6 径間の計算結果(床版)

桁端部						支間部													
PC板の計算結果(単位: N/mm ²)																			
荷重ケース	照査位置	桁端部				支間部													
		コンクリート応力度		鉄筋応力度		コンクリート応力度		鉄筋応力度											
		許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果								
プレストレッシング中	-	-	-	1305	1225	プレストレッシング中	-	-	-	1305	1225								
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131								
	PC板下縁		8.34				8.34												
床版施工時 (有効プレストレッシング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	922	床版施工時 (有効プレストレッシング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	922								
	PC板下縁		3.70				3.70												
床版の計算結果(単位: N/mm ²)																			
中間床版																			
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)													
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度				断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度									
			許容値		結果					許容値		結果							
1	活荷重時	RC床版上縁	11.0		3.55	1	活荷重時	RC床版上縁	11.0		4.25								
		RC床版下縁			-0.81			RC床版下縁			-0.98								
		PC板上縁	0.0~15.0		8.34			PC板上縁	0.0~15.0		8.17								
		PC板下縁			1.29			PC板下縁			0.56								
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度							
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果						
2	活荷重時	正曲げ	10.0		3.92	60.9	2	活荷重時	正曲げ	10.0		6.74	104.8						
		負曲げ			3.80	79.5			負曲げ			3.28	68.7						
		負曲げ			2.59	74.7			負曲げ			2.57	78.9						
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)													
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度									
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果								
活荷重時		10.0	8.66	140.0	100.2	活荷重時		10.0	9.96	140.0	115.3								
片持ち床版																			
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)													
断面	荷重ケース	コンクリート応力度				鉄筋応力度				断面	荷重ケース	コンクリート応力度				鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果		
4	死荷重時	-	-	100.0	8.9	4	死荷重時	-	-	100.0	8.9								
	活荷重時	10.0	0.34	140.0	8.9		活荷重時	10.0	0.34	140.0	8.9								
	衝突荷重時	15.0	2.18	300.0	57.0		衝突荷重時	15.0	2.18	300.0	57.0								
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.49	175.0	12.7		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.48	175.0	12.7								
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.63	175.0	16.5		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.63	175.0	16.5								
5	死荷重時	-	-	100.0	13.9	5	死荷重時	-	-	100.0	17.2								
	活荷重時	10.0	3.94	140.0	113.6		活荷重時	10.0	2.54	140.0	78.1								
	衝突荷重時	15.0	5.40	300.0	155.4		衝突荷重時	15.0	3.78	300.0	116.1								
	風荷重時(活荷重有)	12.5	4.06	175.0	116.9		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.64	175.0	81.2								
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.71	175.0	20.5		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.76	175.0	23.4								
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)													
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度									
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果								
活荷重時		10.0	1.93	140.0	69.9	活荷重時		10.0	2.37	140.0	85.6								

出典: JICA 調査団

b) PF6~PF7 径間の計算結果

PF6~PF7 径間の計算結果を表 4.6.110 から表 4.6.112 に示す。

表 4.6.110 PF6~PF7 径間の計算結果(床版)

桁端部					支間部									
PC板の計算結果(単位: N/mm ²)														
桁端部					支間部									
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度				
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果			
プレストレス中	-	-	-	1305	1225	プレストレス中	-	-	-	1305	1225			
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131			
	PC板下縁		8.34				8.34							
床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	922	床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	923			
	PC板下縁		3.70				3.70							
床版の計算結果(単位: N/mm ²)														
中間床版														
桁端部(橋軸直角方向)					支間部(橋軸直角方向)									
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度						
			許容値	結果				許容値	結果					
1	活荷重時	RC床板上縁	11.0	3.55	1	活荷重時	RC床板上縁	11.0	4.25					
		RC床板下縁		-0.81			RC床板下縁		-0.98					
		PC板上縁	0.0~15.0	8.34			PC板上縁	0.0~15.0	8.17					
		PC板下縁		1.29			PC板下縁		0.56					
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果	
2	活荷重時	正曲げ	10.0	3.92	140.0	2	活荷重時	正曲げ	10.0	6.74	140.0	104.8		
		負曲げ		3.80				79.5		負曲げ			3.28	68.7
		負曲げ		2.59				74.7		負曲げ			2.57	78.9
桁端部(橋軸方向)					支間部(橋軸方向)									
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度				
活荷重時		許容値	結果	許容値	結果	活荷重時		許容値	結果	許容値	結果			
		10.0	8.66	140.0	100.2			10.0	9.96	140.0	115.3			
片持ち床版														
桁端部(橋軸直角方向)					支間部(橋軸直角方向)									
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度				
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果			
4	死荷重時	-	-	100.0	9.3	4	死荷重時	-	-	100.0	9.3			
	活荷重時	10.0	0.36	140.0	9.3		活荷重時	10.0	0.35	140.0	9.3			
	衝突荷重時	15.0	2.19	300.0	57.4		衝突荷重時	15.0	2.19	300.0	57.4			
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.50	175.0	13.1		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.50	175.0	13.1			
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.65	175.0	16.9		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.64	175.0	16.9			
5	死荷重時	-	-	100.0	14.5	5	死荷重時	-	-	100.0	17.9			
	活荷重時	10.0	3.96	140.0	114.2		活荷重時	10.0	2.56	140.0	78.8			
	衝突荷重時	15.0	5.42	300.0	156.0		衝突荷重時	15.0	3.80	300.0	116.8			
	風荷重時(活荷重有)	12.5	4.08	175.0	117.5		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.66	175.0	81.9			
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.74	175.0	21.2		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.78	175.0	24.0			
桁端部(橋軸方向)					支間部(橋軸方向)									
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度				
活荷重時		許容値	結果	許容値	結果	活荷重時		許容値	結果	許容値	結果			
		10.0	1.93	140.0	69.9			10.0	2.37	140.0	85.6			

出典: JICA 調査団

表 4.6.111 PF6~PF7 径間の計算結果(主桁)

曲げモーメント照査結果			せん断照査結果		
荷重ケース	照査断面	PC鋼材応力度(N/mm ²)	照査断面	コンクリート平均せん断応力度(斜引張鉄筋量照査)	斜引張鉄筋量(cm ²)
プレストレッティング直後	8断面	許容値 1440 結果 1320	照査断面	コンクリート平均せん断応力度(斜引張鉄筋量照査)	必要斜引張鉄筋量
プレストレッティング直後	8断面	1295	13断面	結果	最少斜引張鉄筋量
床版施工時	8断面	1100	13断面	許容値	結果
活荷重時	8断面	990	13断面	結果	11.00
合成応力度(引張鉄筋量照査)					
荷重ケース	照査断面	照査位置	照査断面	照査位置	コンクリート斜引張応力度(N/mm ²)
プレストレッティング直後	8断面	主桁上縁	13断面	上フランジ付け根	許容値
		主桁下縁			結果
床版施工時	8断面	主桁上縁	13断面	床版合成前の中立軸	-0.12
		主桁下縁		床版合成後の中立軸	-0.11
死荷重時	8断面	床版上縁	13断面	床版合成後の中立軸	-0.12
		主桁上縁		下フランジ付け根	-0.07
		主桁下縁			
活荷重時	8断面	床版上縁	13断面	上フランジ付け根	最大 -0.10
		主桁上縁			最少 -0.48
		主桁下縁		床版合成前の中立軸	最大 -0.09
				床版合成後の中立軸	最少 -0.48
				床版合成後の中立軸	最大 -0.10
				下フランジ付け根	最少 -0.50
					最大 -0.05
					最少 -0.33
ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)					
照査断面	照査位置	作用せん断力	作用せん断力	安全性	安全度 a)/b)
13断面	13断面	2716 kN	1513 kN	1.80	
斜引張破砕耐力(終局荷重時)					
照査断面	照査位置	作用せん断力	配置鉄筋		
13断面	13断面	1513 kN	D13@125mm		

荷重ケース	照査断面	照査位置	合成応力度(N/mm ²)	引張鉄筋量(cm ²)	必要鉄筋量
プレストレッティング直後	8断面	主桁上縁	許容値 -1.5< σ <19 結果 0.86	10.67	5.92
		主桁下縁	14.91		
床版施工時	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <14.0 6.47		
		主桁下縁	6.82		
死荷重時	8断面	床版上縁	(床版<10.0) 2.94		
		主桁上縁	5.46		
		主桁下縁	2.71		
活荷重時	8断面	床版上縁	(床版<10.0) 最大 4.46 最少 2.55		
		主桁上縁	6.71		
		主桁下縁	5.14		
			最大 -0.83 最少 3.02		
		床版上縁	(床版<11.5) 最大 5.19 最少 3.28		
		主桁上縁	6.01		
		主桁下縁	4.43		
			最大 -1.15 最少 3.30		
温度時					
	8断面		-2.0< σ <16.10		
			最大 -1.15 最少 3.30		
曲げ破砕安全度(終局荷重時)					
照査断面	照査位置	曲げモーメント	曲げ破砕安全度 a)/b)		
8断面	15295 kNm	13330 kNm	1.15		

出典: JICA 調査団

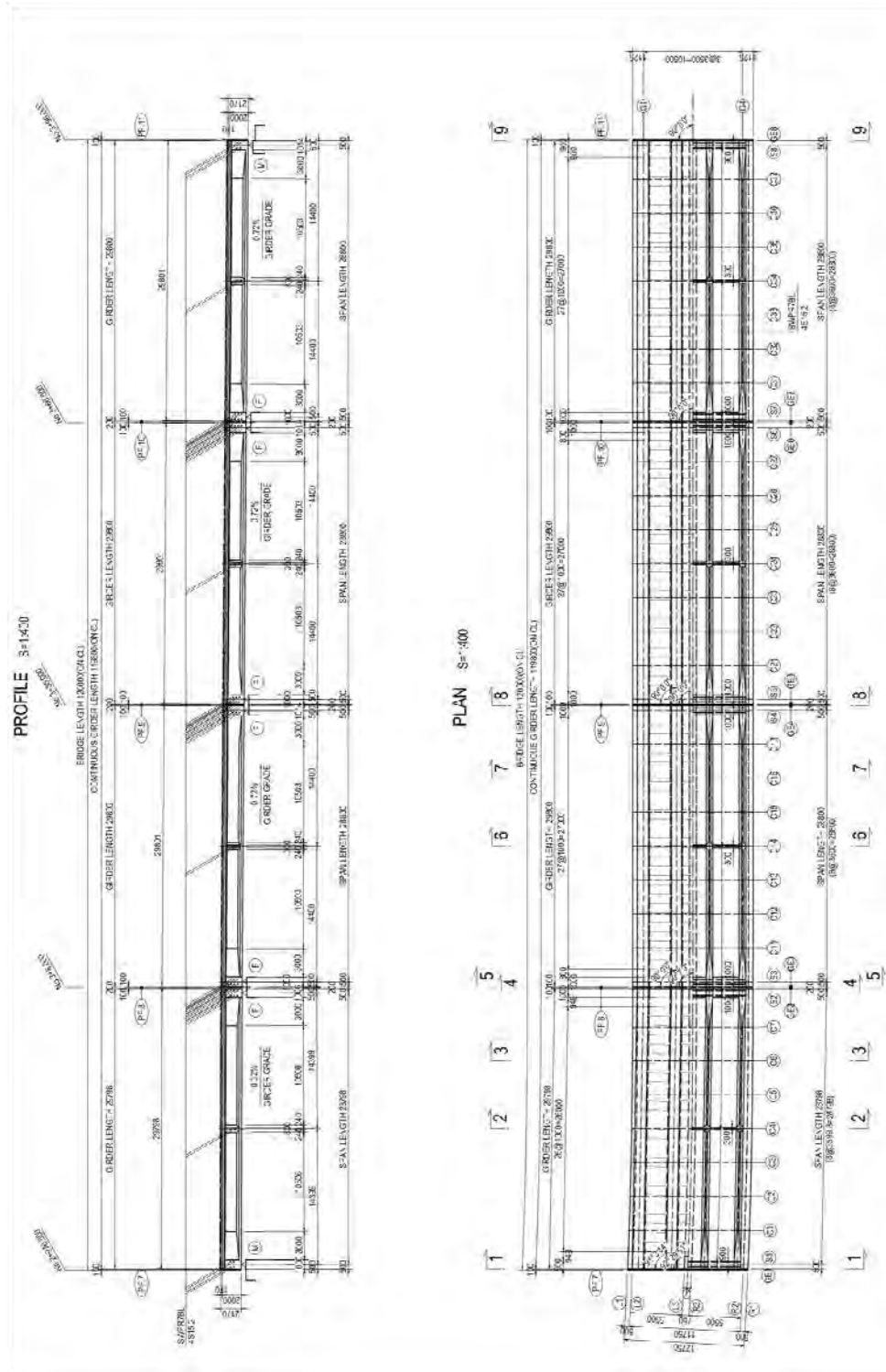
表 4.6.112 PF6~PF7 径間の計算結果(横桁)

横桁および連結部		端支点横桁		横桁の照査結果		連結部横桁	
荷重ケース	照査位置	曲げモーメント照査(N/mm ²)		せん断照査		PC鋼材応力度(N/mm ²)	
		許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果
プレストレストンング中	-	-	-	平均せん断応力度(N/mm ²)	斜引張応力度	プレストレストンング中	1440
		1440	1250	許容値	結果	プレストレストンング直後	1295
床版施工時	-	-	-	死荷重時	$\sigma_t \leq -0.80$	有効プレストレストレス時	1110
		1295	1151	活荷重時	$\sigma_t \leq -1.70$	コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)	結果
死荷重時	横桁上縁	-	-	ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)	安全性	荷重ケース	1.50
		1110	1056	a) 圧壊耐力	a) / b)	有効プレストレストレス時	-
活荷重時	横桁下縁	0.0 ~ 12.0	-	5682 kN	21.94		
		最大 1.59	-	b) 作用せん断力	a) / b)		
		0.0 ~ 12.0	-	259 kN	8.23		
		最大 1.13	-	斜引張破壊耐力(終局荷重時)	安全性		
		最大 0.93	-	a) 斜引張破壊耐力	a) / b)		
		最少 1.84	-	2131 kN	8.23		
			-				
中間横桁							
曲げモーメント照査							
荷重ケース	照査位置	合成応力度(N/mm ²)		せん断照査		コンクリートおよび鉄筋応力度(N/mm ²)	
		許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果
プレストレストンング中	-	-	-	コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)	最少斜引張鉄筋量	1	-
		1440	1250	許容値	結果		
プレストレストンング直後	-	-	-	コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)	必要斜引張鉄筋量	3	-
		1295	1149	許容値	結果		
床版施工時	-	-	-	最少斜引張鉄筋量	必要斜引張鉄筋量	2	-
		1110	1024	結果	結果		
死荷重時	床版上縁	-	-	コンクリート斜引張応力度(N/mm ²)	許容値	1	-
		-0.36	-	許容値	結果		
活荷重時	床版下縁	≤ 10.0	-	死荷重時	$\sigma_t \leq -0.80$	1	-
		0.0 ~ 11.0	-	活荷重時	$\sigma_t \leq -1.70$		
		最大 0.47	-	圧壊耐力(終局荷重時)	安全性	3	-
		最少 -0.85	-	a) 圧壊耐力	a) / b)		
		最大 0.31	-	1494 kN	2.80	2	-
		最少 -0.57	-	作用せん断力	D13@250mm	3	-
		最大 2.19	-	533 kN			
		最少 2.34	-				
		最大 2.34	-				
		最少 5.84	-				
曲げ破壊安全度(終局荷重時)							
a) 破壊抵抗曲げモーメント	2384 kNm	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント		斜引張破壊耐力(終局荷重時)		曲げ破壊安全度 a) / b)	
		1234 kNm	193	作用せん断力	配置鉄筋		
				533 kN	D13@250mm		

出典: JICA 調査団

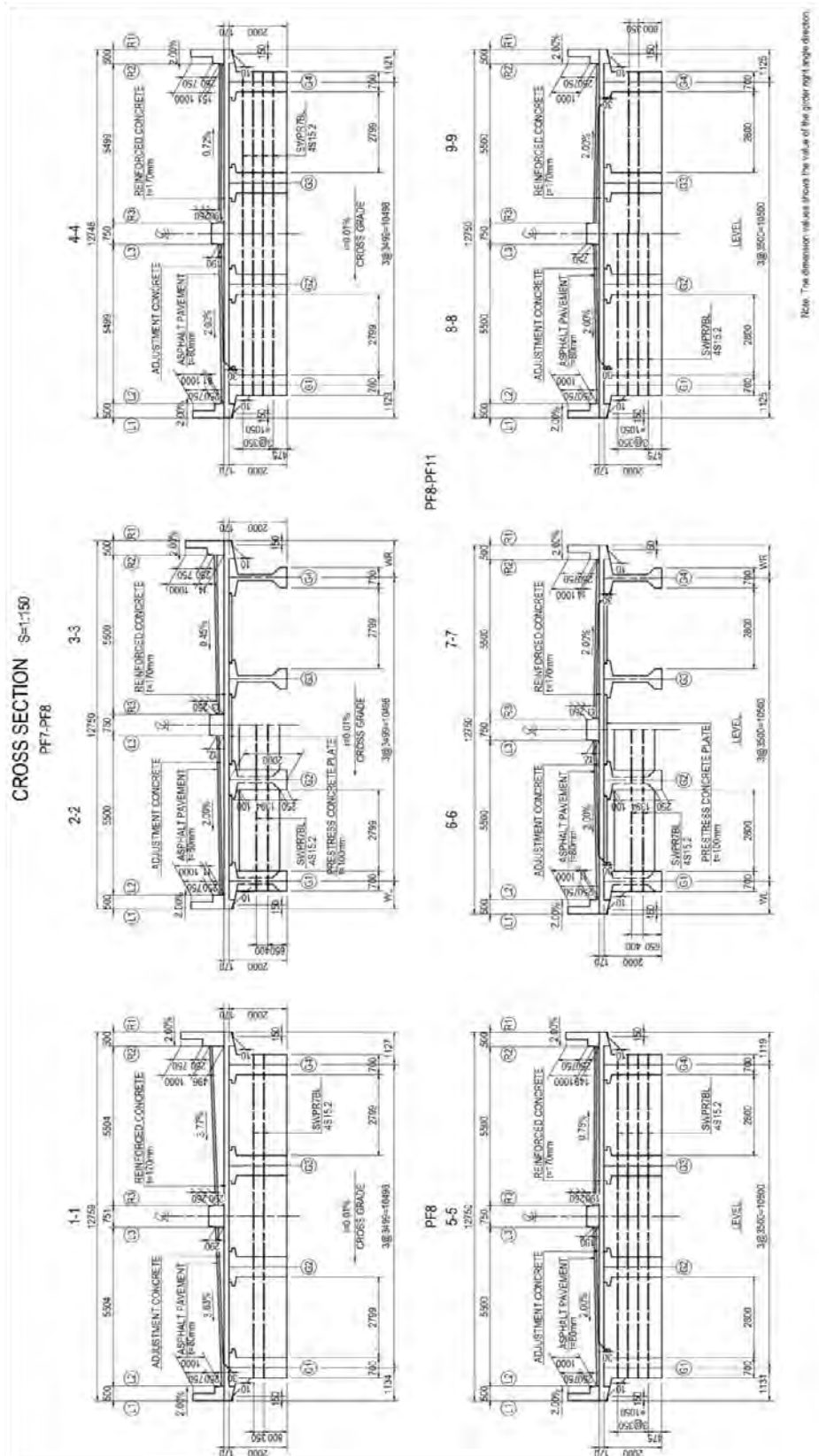
3) PF7~PF11 径間

PF7~PF11 径間の側面図、平面図を図 4.6.40 に示し、断面図を図 4.6.41 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.40 PF7~PF11 径間の側面図・平面図



出典: JICA 調査団

図 4.6.41 PF7~PF11 径間の断面図

a) PF7~PF8 径間の計算結果

PF5~PF6 径間の計算結果を表 4.6.113 から表 4.6.115 に示す。

表 4.6.113 PF7~PF8 径間の計算結果(床版)

桁端部						支間部							
PC板の計算結果(単位: N/mm²)													
桁端部						支間部							
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
プレストレッシング中	-	-	-	1305	1225	プレストレッシング中	-	-	-	1305	1225		
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131		
	PC板下縁		8.34				8.34						
床版施工時 (有効プレストレッシング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.60	1020	924	床版施工時 (有効プレストレッシング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.62	1020	926		
	PC板下縁		3.71				3.73						
床版の計算結果(単位: N/mm²)													
中間床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度				断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度			
			許容値		結果					許容値		結果	
1	活荷重時	RC床版上縁	11.0		3.75	-0.86	1	活荷重時	RC床版上縁	11.0		4.53	
		RC床版下縁			-1.04								
		PC板上縁	0.0~15.0		8.31	8.12			PC板上縁	0.0~15.0		8.12	
		PC板下縁			1.09				0.29				
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果
2	活荷重時	正曲げ	10.0	4.15	140.0	64.4	2	活荷重時	正曲げ	10.0	7.20	140.0	111.8
		負曲げ	3.97	83.0	72.2	負曲げ			3.45	72.2			
		負曲げ	2.71	78.0	83.0	負曲げ			2.70	83.0			
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時		10.0	8.66	140.0	100.2	活荷重時		10.0	9.96	140.0	115.3		
片持ち床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
4	死荷重時	-	-	100.0	5.8	4	死荷重時	-	-	100.0	5.8		
	活荷重時	10.0	0.22	140.0	5.8		活荷重時	10.0	0.22	140.0	5.8		
	衝突荷重時	15.0	2.06	300.0	53.9		衝突荷重時	15.0	2.06	300.0	53.9		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.37	175.0	9.6		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.37	175.0	9.6		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.51	175.0	13.4		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.51	175.0	13.4		
5	死荷重時	-	-	100.0	10.8	5	死荷重時	-	-	100.0	14.4		
	活荷重時	10.0	1.40	140.0	40.3		活荷重時	10.0	2.14	140.0	65.9		
	衝突荷重時	15.0	2.85	300.0	82.2		衝突荷重時	15.0	3.38	300.0	103.9		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	1.52	175.0	43.7		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.24	175.0	69.0		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.61	175.0	17.5		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.67	175.0	20.6		
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時		10.0	1.63	140.0	59.1	活荷重時		10.0	2.07	140.0	74.8		

出典: JICA 調査団

表 4.6.114 PF7~PF8 径間の計算結果(主桁)

主桁		曲げモーメント照査結果		せん断照査結果	
PC鋼材応力度		PC鋼材応力度 (N/mm2)		コンクリート平均せん断応力度 (斜引張鉄筋量照査)	
荷重ケース	照査断面	許容値	結果	許容値	結果
プレストレッシング中	-	1440	1320	コンクリート平均せん断応力度 (N/mm2)	斜引張鉄筋量 (cm2)
プレストレッシング直後	8断面	1295	1172	許容値	最少斜引張鉄筋量
床版施工時	8断面	1100	1071	結果	必要斜引張鉄筋量
活荷重時	8断面	1100	996	3断面	4.40
合成応力度(引張鉄筋量照査)		合成応力度 (N/mm2)		コンクリート斜引張応力度 (N/mm2)	
荷重ケース	照査断面	照査位置	許容値	結果	許容値
プレストレッシング直後	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <19	0.68	上フランジ付け根
		主桁下縁		13.88	床版合成前の中立軸
床版施工時	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <14.0	4.77	床版合成後の中立軸
		主桁下縁	(床版<10.0)	7.86	下フランジ付け根
死荷重時	8断面	床版上縁	0.0< σ <14.0	3.21	上フランジ付け根
		主桁上縁		5.19	床版合成前の中立軸
		主桁下縁	(床版<10.0)	2.44	床版合成後の中立軸
活荷重時	8断面	床版上縁	-1.5< σ <14.0	最大 4.94	下フランジ付け根
		主桁上縁		最少 2.69	上フランジ付け根
		主桁下縁		最大 6.67	床版合成前の中立軸
				最少 4.75	床版合成後の中立軸
				最大 1.27	下フランジ付け根
				最少 3.56	上フランジ付け根
				最大 5.67	床版合成前の中立軸
				最少 3.42	床版合成後の中立軸
				最大 5.97	下フランジ付け根
				最少 4.05	上フランジ付け根
				最大 1.46	床版合成前の中立軸
				最少 3.36	床版合成後の中立軸
引張鉄筋量 (cm2)		最少鉄筋量 13.75		必要鉄筋量 9.70	
曲げ破壊安全度(終局荷重時)		a) 破壊抵抗曲げモーメント		b) 終局荷重作用時の曲げ破壊安全度	
照査断面	16030 kNm	14462 kNm	1.11	作用せん断力	配置鉄筋
8断面				1667 kN	D15@125mm
斜引張破壊耐力(終局荷重時)		照査断面		斜引張破壊耐力 (終局荷重時)	
照査断面	1667 kN	作用せん断力	1667 kN	照査断面	安全度 a)/b)
3断面		2873 kN	1667 kN	3断面	1.72
ウェーブ圧壊耐力(終局荷重時)		照査断面		ウェーブ圧壊耐力(終局荷重時)	
照査断面	2873 kN	照査断面	2873 kN	照査断面	安全度 a)/b)
3断面		3断面	3断面	3断面	1.72

出典: JICA 調査団

表 4.6.115 PF7~PF8 径間の計算結果(横桁)

横桁および連結部		PF.7		PF.8		
横桁の照査結果						
端支点横桁			連結部横桁			
荷重ケース	照査位置	曲げモーメント照査(N/mm ²)		PC鋼材応力度(N/mm ²)		
		許容値	結果	許容値	結果	
プレストレンシング中 プレストレンシング直後	床版上縁	-	-	1440	1250	
	床版下縁	-	-	1295	1151	
	横桁上縁	-	-	1110	1058	
死荷重時	横桁上縁	0.0 ~ 12.0	1.12	-	-	
	横桁下縁	0.0 ~ 12.0	1.49	-	-	
活荷重時	横桁上縁	0.0 ~ 12.0	最大 1.53 最少 1.05	-	-	
	横桁下縁	0.0 ~ 12.0	最大 0.86 最少 1.77	-	-	
せん断照査						
コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)		斜引張応力度(N/mm ²)		PC鋼材応力度(N/mm ²)		
許容値		結果		許容値		
荷重ケース		平均せん断応力度		プレストレンシング中		
死荷重時		$\tau_m \leq 0.45$		1295		
活荷重時		0.08		1110		
ウェーブ圧壊耐力(終局荷重時)		結果		コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)		
a) 圧壊耐力		$\sigma_t \leq 0.80$		1250		
b) 作用せん断力		$\sigma_t \leq 1.70$		1151		
安全度 a)/b)		21.77		1050		
斜引張破壊耐力(終局荷重時)						
コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)		斜引張破壊耐力		安全度 a)/b)		
許容値		結果		安全度 a)/b)		
荷重ケース		a) 斜引張破壊耐力		261 kN		
死荷重時		2131 kN		261 kN		
活荷重時		261 kN		21.77		
連結部の照査結果						
コンクリートおよび鉄筋応力度(N/mm ²)						
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		
		許容値	結果	許容値	結果	
1	死荷重時	負曲げ	-	-	16.0	
			正曲げ	-	-	18.8
			負曲げ	-	-	28.0
2	活荷重時	負曲げ	-	-	17.0	
			正曲げ	4.91	4.91	136.5
			負曲げ	0.77	0.77	46.3
3	温度時	正曲げ	10.00	10.00	136.5	
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
1	温度時	正曲げ	11.50	11.50	137.6	
			負曲げ	4.91	4.91	91.2
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
2	温度時	正曲げ	11.50	11.50	136.5	
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
3	温度時	正曲げ	11.50	11.50	136.5	
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
			負曲げ	4.91	4.91	136.5
曲げモーメント照査						
コンクリート平均せん断応力度(斜引張鉄筋照査)						
断面		許容値		結果		
荷重ケース		最少斜引張鉄筋量		必要斜引張鉄筋量		
死荷重時		0.61		6.00 cm ²		
活荷重時		0.61		8.49 cm ²		
コンクリート斜引張応力度(N/mm ²)						
荷重ケース		許容値		結果		
死荷重時		$\sigma_t \leq 0.80$		最大 -0.02 最少 -0.02		
活荷重時		$\sigma_t \leq 1.70$		最大 -0.19 最少 -0.19		
圧壊耐力(終局荷重時)						
a) 圧壊耐力		作用せん断力		安全度 a)/b)		
1614 kN		524 kN		3.08		
曲げ破壊安全度(終局荷重時)						
a) 破壊抵抗曲げモーメント		終局荷重作用時の曲げモーメント		曲げ破壊安全度 a)/b)		
2575 kNm		1348 kNm		1.91		
曲げ破壊安全度(終局荷重時)						
a) 破壊抵抗曲げモーメント		終局荷重作用時の曲げモーメント		曲げ破壊安全度 a)/b)		
2575 kNm		524 kN		D13@250mm		

出典: JICA 調査団

b) PF8~PF9 径間の計算結果

PF8~PF9 径間の計算結果を表 4.6.116 から表 4.6.117 に示す。

表 4.6.116 PF8~PF9 径間の計算結果(主桁)

せん断照査結果	
照査断面	コンクリート平均せん断応力度(斜引張鉄筋量照査)
3断面	許容値 $\tau_m < 0.55$ 結果 0.79 斜引張鉄筋量 4.40 必要斜引張鉄筋量 8.84
コンクリート斜引張応力度	
荷重ケース	照査位置
死荷重時	上フランジ付け根
	床版合成前の中立軸
	床版合成後の中立軸
活荷重時	下フランジ付け根
	上フランジ付け根
	床版合成前の中立軸
	床版合成後の中立軸
	下フランジ付け根
ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)	
照査断面	照査耐力
3断面	3054 kN
斜引張破壊耐力(終局荷重時)	
照査断面	作用せん断力
3断面	1662 kN
安全性 a)/b)	
1.84	
配筋鉄筋 D13@125mm	

曲げモーメント照査結果	
照査断面	PC鋼材応力度 (N/mm ²)
荷重ケース	許容値 結果
プレストレッシング中	1440 1320
プレストレッシング直後	1295 1121
床版施工時	1100 1025
活荷重時	1100 944
合成応力度(引張鉄筋量照査)	
照査位置	合成応力度 (N/mm ²)
主桁上縁	許容値 結果
主桁下縁	-1.5 < σ < 19 0.83
主桁上縁	5.93
主桁下縁	6.10
床版上縁	2.49
主桁上縁	4.93
主桁下縁	2.83
床版上縁	3.63
主桁上縁	2.16
主桁下縁	5.89
床版上縁	4.64
主桁上縁	0.30
主桁下縁	3.58
床版上縁	4.50
主桁上縁	3.02
主桁下縁	5.31
床版上縁	4.06
主桁上縁	-0.28
主桁下縁	3.00
引張鉄筋量 (cm ²)	
最少鉄筋量 3.45	必要鉄筋量 0.46
曲げ破壊安全度 a)/b)	
a) 破壊抵抗曲げモーメント	16130 kNm
b) 終局荷重作用時の曲げモーメント	12061 kNm
1.34	

出典: JICA 調査団

表 4.6.117 PF8～PF9 径間の計算結果(横桁)

横桁および連結部		端支点横桁		連結部横桁	
荷重ケース	照査位置	合成応力度	PC鋼材応力度	荷重ケース	PC鋼材応力度
		許容値	許容値		許容値
		結果	結果		結果
プレストレッシング中	-	-	1440	プレストレッシング中	1440
プレストレッシング直後	-	-	1295	プレストレッシング直後	1295
床版施工時	-	-	1110	有効プレストレス時	1110
死荷重時	横桁上縁	0.0 ~ 12.0	-	荷重ケース	コンクリート平均せん断応力度 (N/mm ²)
	横桁下縁	-	-		許容値
					結果
活荷重時	横桁上縁	最大	-	有効プレストレス時	1.50
	横桁下縁	最小	-		結果
					1.71
連結部の照査結果					
コンクリートおよび鉄筋応力度 (N/mm ²)					
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度	鉄筋応力度	
			許容値	許容値	結果
1	負曲げ	死荷重時	-	-	0.0
2	正曲げ		-	1000	19.4
3	負曲げ		-	-	0.0
1	負曲げ	活荷重時	3.34	-	0.0
2	正曲げ		0.94	1600	57.0
3	負曲げ		3.34	-	92.7
1	負曲げ	温度時	3.34	-	92.7
2	正曲げ		3.21	1840	89.1
3	負曲げ		3.34	-	92.7
曲げ破壊安全度 (終局荷重時)					
断面	荷重タイプ	a) 破壊抵抗曲げモーメント (kNm)	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント (kNm)	曲げ破壊安全度 a) / b)	
1	正曲げ	-6286	-4306	1.46	
2	負曲げ	4802	1540	3.12	
3	正曲げ	-6286	-4309	1.47	
中間横桁					
中心断照査					
コンクリート平均せん断応力度 (N/mm ²)	斜引張応力度	安全度 a) / b)			
許容値	許容値	結果			
結果	結果	結果			
荷重ケース	平均せん断応力度	安全度 a) / b)			
死荷重時	許容値	結果			
活荷重時	τ _{av} ≤ 0.45	σ _t ≤ 0.80			
ウェブ圧壊耐力 (終局荷重時)	b) 作用せん断力	安全度 a) / b)			
a) 圧壊耐力	KN	結果			
b) 作用せん断力 (終局荷重時)	KN	結果			
斜引張破壊耐力 (終局荷重時)	b) 作用せん断力	安全度 a) / b)			
a) 斜引張破壊耐力	KN	結果			
b) 作用せん断力	KN	結果			
曲げモーメント照査					
合成応力度およびPC鋼材応力度照査 (N/mm ²)	照査位置	PC鋼材応力度	必要斜引張鉄筋量		
		許容値	許容値		
		結果	結果		
荷重ケース	床版上縁	1440	1250		
プレストレッシング中	床版下縁	1295	1149		
プレストレッシング直後	横桁上縁	1110	1028		
床版施工時	横桁下縁	-	-		
死荷重時	床版上縁	≤ 10.0	0.25		
	床版下縁	-	-0.17		
	横桁上縁	0.0 ~ 11.0	1.56		
	横桁下縁	-	4.51		
活荷重時	床版上縁	最大	0.52		
	床版下縁	最小	-0.78		
	横桁上縁	最大	0.36		
	横桁下縁	最小	-0.54		
温度時	床版上縁	最大	1.54		
	床版下縁	最小	1.58		
	横桁上縁	最大	2.54		
	横桁下縁	最小	5.88		
曲げ破壊安全度 (終局荷重時)					
断面	荷重タイプ	a) 破壊抵抗曲げモーメント (kNm)	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント (kNm)	曲げ破壊安全度 a) / b)	
1	正曲げ	2575	1292	1.99	
2	負曲げ	-	-	-	
3	正曲げ	-	-	-	
配置鉄筋					
作用せん断力				483 KN	
配置鉄筋				D13@250mm	

出典: JICA 調査団

c) PF9~PF10 径間の計算結果

PF9~PF10 径間の計算結果を表 4.6.118 から表 4.6.119 に示す。

表 4.6.118 PF9~PF10 径間の計算結果(主桁)

せん断照査結果			
コンクリート平均せん断応力度(斜引張鉄筋量照査)	コンクリート平均せん断応力度(N/mm ²)	斜引張鉄筋量 (cm ²)	必要斜引張鉄筋量
照査断面	許容値	結果	最少斜引張鉄筋量
3断面	τm<=0.55	0.75	4.40
コンクリート斜引張応力度	照査断面	照査位置	コンクリート斜引張応力度(N/mm ²) 結果
荷重ケース	3断面	上フランジ付け根	0.00
死荷重時	3断面	床版合成前の中立軸	0.00
		床版合成後の中立軸	0.00
活荷重時	3断面	下フランジ付け根	0.00
		上フランジ付け根	最大 -0.17 最少 0.00
		床版合成前の中立軸	最大 -0.18 最少 0.00
		床版合成後の中立軸	最大 -0.18 最少 0.00
		下フランジ付け根	最大 -0.15 最少 0.00
ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)			
照査断面	照査位置	a) 圧壊耐力	安全度 a)/b)
3断面	上フランジ付け根	1618 kN	1.89
斜引張破断耐力(終局荷重時)			
照査断面	作用せん断力	配置鉄筋	
3断面	1618 kN	D13@125mm	

曲げモーメント照査結果			
PC鋼材応力度	照査断面	PC鋼材応力度(N/mm ²)	結果
荷重ケース	照査断面	許容値	結果
プレストレッティング中		1440	1320
プレストレッティング直後	8断面	1295	1121
床版施工時	8断面	1100	1025
活荷重時	8断面	1100	946
合成応力度(引張鉄筋量照査)			
照査位置	照査断面	合成応力度(N/mm ²)	結果
主桁上縁	8断面	許容値	0.83
主桁下縁	8断面	-1.5<σ<19	13.09
主桁上縁	8断面	-1.5<σ<14.0	5.93
主桁下縁	8断面	(床版<10.0)	6.10
床版上縁	8断面	0.0<σ<14.0	2.60
主桁上縁	8断面	(床版<10.0)	5.01
主桁下縁	8断面	0.0<σ<14.0	2.62
床版上縁	8断面	(床版<10.0)	3.74
主桁上縁	8断面	-1.5<σ<14.0	最大 2.25 最少 5.98
主桁下縁	8断面	(床版<11.5)	最大 4.72 最少 0.09
床版上縁	8断面	0.0<σ<14.0	最大 4.61 最少 3.12
主桁上縁	8断面	-2.0<σ<16.10	最大 5.39 最少 4.13
主桁下縁	8断面	引張鉄筋量 (cm ²)	最大 -0.48 最少 2.83
引張鉄筋量 (cm ²)			
最少鉄筋量 5.74		必要鉄筋量 1.33	
曲げ破壊安全度(終局荷重時)			
照査断面	a) 破壊抵抗曲げモーメント	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント	曲げ破壊安全度 a)/b)
8断面	16130 kNm	12287 kNm	1.31

出典: JICA 調査団

表 4.6.119 PF9~PF10 径間の計算結果(横桁)

横桁および連結部		端支点横桁		横桁の照査結果		連結部横桁	
荷重ケース	照査位置	合成応力度	PC鋼材応力度	中心断照査		荷重ケース	
		許容値	許容値	平均せん断応力度 (N/mm ²)	斜引張応力度	許容値	結果
プレストレッシング中	-	-	1440	許容値	結果	1440	1250
プレストレッシング直後	-	-	1295	結果	許容値	1295	1151
床版施工時	-	-	1110	σ _t ≤ 0.80	-	1110	1080
死荷重時	横桁上縁	0.0 ~ 12.0	-	σ _t ≤ 0.45	-	許容値	結果
	横桁下縁	-	-	σ _t ≤ 1.70	-	1.50	1.71
活荷重時	横桁上縁	最大	-	ウェブ圧壊耐力(終局荷重時)		有効プレストレス時	
	横桁下縁	最小	-	a) 圧壊耐力	安全度	有効プレストレス時	
		最大	-	b) 作用せん断力	a) / b)		
		最小	-	斜引張破断耐力(終局荷重時)	安全度		
		最大	-	a) 斜引張破断耐力	a) / b)		
		最小	-	b) 作用せん断力	安全度		
		最大	-	-	a) / b)		
		最小	-	中間横桁			
		最大	-	曲げモーメント照査			
		最小	-	合成応力度およびPC鋼材応力度照査 (N/mm ²)			
荷重ケース	照査位置	合成応力度	PC鋼材応力度	コンクリート平均せん断応力度 (N/mm ²)			
プレストレッシング中	-	-	1440	許容値	結果	許容値	結果
プレストレッシング直後	-	-	1295	結果	許容値	1295	1149
床版施工時	-	-	1110	1110	1028	1110	1028
死荷重時	床版上縁	≤ 10.0	-0.25	コンクリート斜引張応力度 (N/mm ²)			
	床版下縁	0.0 ~ 11.0	-0.17	許容値	結果	許容値	結果
活荷重時	横桁上縁	最大	0.52	荷重ケース	許容値	11.50	184.0
	横桁下縁	最大	0.36	死荷重時	結果	3.30	94.7
	床版上縁	最小	-0.78	活荷重時	許容値	3.30	91.7
	床版下縁	最小	-0.54	温度時	結果	3.30	94.7
	横桁上縁	最大	1.54	曲げ破壊安全度(終局荷重時)			
	横桁下縁	最大	1.58	荷重タイプ	a) 破壊抵抗曲げモーメント (kNm)	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント (kNm)	曲げ破壊安全度 a) / b)
	横桁上縁	最小	2.55	1	-6286	-4683	1.34
	横桁下縁	最小	5.88	2	4802	1264	3.80
				3	-6286	-4607	1.37
曲げ破壊安全度(終局荷重時)		2575 kNm		1291 kNm		1.99	
a) 破壊抵抗曲げモーメント		2575 kNm		作用せん断力		配置鉄筋	
b) 終局荷重作用時の曲げモーメント		1291 kNm		483 kN		D13@250mm	

出典: JICA 調査団

d) PF10~PF11 径間の計算結果

PF10~PF11 径間の計算結果を表 4.6.120 から表 4.6.122 に示す。

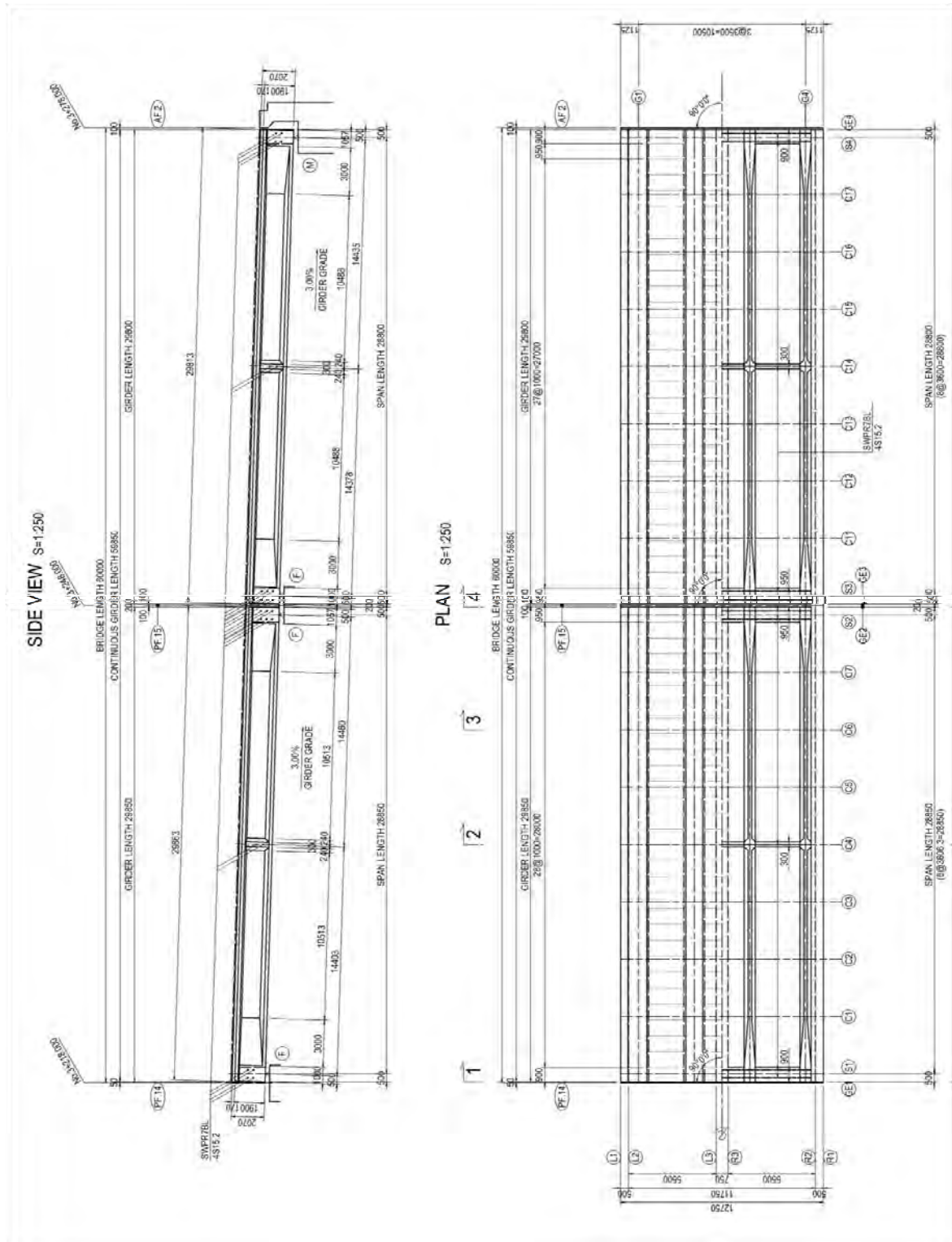
表 4.6.120 PF10~PF11 径間の計算結果(床版)

桁端部					支間部						
PC板の計算結果(単位: N/mm ²)											
桁端部					支間部						
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果
プレストレスング中	-	-	-	1305	1225	プレストレスング中	-	-	-	1305	1225
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131
	PC板下縁		8.34				8.34				
床版施工時 (有効プレストレスング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.58	1020	922	床版施工時 (有効プレストレスング)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	923
	PC板下縁		3.69				3.70				
床版の計算結果(単位: N/mm ²)											
中間床版											
桁端部(橋軸直角方向)					支間部(橋軸直角方向)						
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度			
			許容値	結果				許容値	結果		
1	活荷重時	RC床板上縁	11.0	3.53	1	活荷重時	RC床板上縁	11.0	4.23		
		RC床板下縁		-0.81			RC床板下縁		-0.97		
		PC板上縁	8.35	PC板上縁			8.17				
		PC板下縁	1.31	PC板下縁			0.58				
2	活荷重時	正曲げ	3.90	60.6	2	活荷重時	正曲げ	6.71	104.3		
		負曲げ	3.79	79.3			負曲げ	3.27	68.4		
3	活荷重時	負曲げ	2.58	74.4	3	活荷重時	負曲げ	2.56	78.6		
桁端部(橋軸方向)					支間部(橋軸方向)						
荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
	許容値	結果	許容値	結果		許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時	10.0	8.66	140.0	100.2	活荷重時	10.0	9.96	140.0	115.3		
片持ち床版											
桁端部(橋軸直角方向)					支間部(橋軸直角方向)						
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果
4	死荷重時	-	-	100.0	5.4	4	死荷重時	-	-	100.0	5.4
	活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.4		活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.4
	衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.5		衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.5
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.2		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.2
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	13.0		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	13.0
5	死荷重時	-	-	100.0	10.2	5	死荷重時	-	-	100.0	13.8
	活荷重時	10.0	1.14	140.0	32.8		活荷重時	10.0	2.10	140.0	64.6
	衝突荷重時	15.0	2.59	300.0	74.7		衝突荷重時	15.0	3.33	300.0	102.5
	風荷重時(活荷重有)	12.5	1.26	175.0	36.2		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.20	175.0	67.6
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.59	175.0	16.9		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.65	175.0	19.9
桁端部(橋軸方向)					支間部(橋軸方向)						
荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
	許容値	結果	許容値	結果		許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時	10.0	1.62	140.0	58.5	活荷重時	10.0	2.05	140.0	74.2		

出典: JICA 調査団

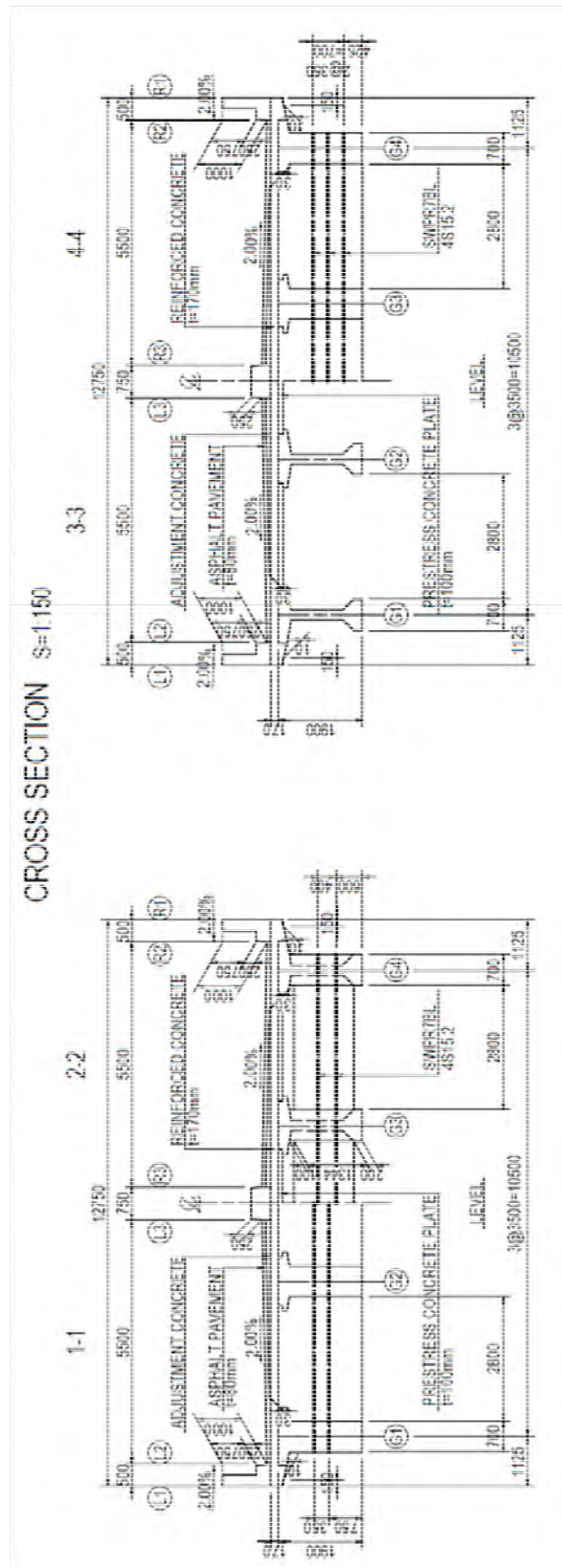
4) PF14～AF2 径間

PF14～AF2 径間の側面図、平面図を図 4.6.42 に示し、断面図を図 4.6.43 に示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.42 PF14～AF2 径間の側面図・平面図



出典: JICA 調査団

図 4.6.43 PF14~AF2 径間の断面図

a) PF14~PF15 径間の計算結果

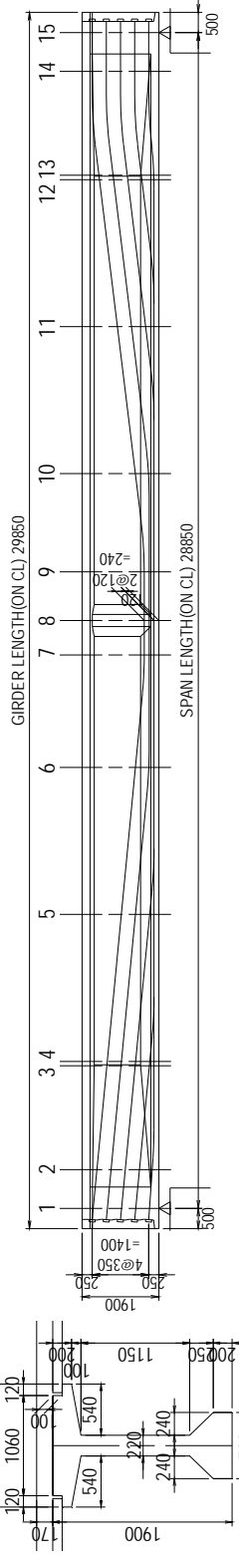
PF14~PF15 径間の計算結果を表 4.6.123 から表 4.6.125 に示す。

表 4.6.123 PF14~PF15 径間の計算結果(床版)

PC板の計算結果(単位: N/mm ²)													
桁端部						支間部							
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
プレストレス中	-	-	-	1305	1225	プレストレス中	-	-	-	1305	1225		
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5~19.0	9.17	1190	1131		
	PC板下縁		8.34				8.34						
床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0~15.0	10.58	1020	922	床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0~15.0	10.59	1020	923		
	PC板下縁		3.69				3.70						
床版の計算結果(単位: N/mm ²)													
中間床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度					
			許容値	結果				許容値	結果				
1	活荷重時	RC床版上縁	11.0	3.53	1	活荷重時	RC床版上縁	11.0	4.23				
		RC床版下縁		-0.81			RC床版下縁		-0.97				
		PC板上縁	0.0~15.0	8.35			PC板上縁	0.0~15.0	8.17				
		PC板下縁		1.31			PC板下縁		0.58				
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果
2	活荷重時	正曲げ	10.0	3.90	140.0	60.6	2	活荷重時	正曲げ	10.0	6.71	140.0	104.3
		負曲げ		3.79		79.3			負曲げ		3.27		68.4
		負曲げ		2.58		74.4			負曲げ		2.56		78.6
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時		10.0	8.66	140.0	100.2	活荷重時		10.0	9.96	140.0	115.3		
片持ち床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
4	死荷重時	-	-	100.0	5.4	4	死荷重時	-	-	100.0	5.4		
	活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.4		活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.4		
	衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.5		衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.5		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.2		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.2		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	13.0		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	13.0		
5	死荷重時	-	-	100.0	10.2	5	死荷重時	-	-	100.0	13.8		
	活荷重時	10.0	1.14	140.0	32.8		活荷重時	10.0	2.10	140.0	64.6		
	衝突荷重時	15.0	2.59	300.0	74.7		衝突荷重時	15.0	3.33	300.0	102.5		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	1.26	175.0	36.2		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.20	175.0	67.6		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.59	175.0	16.9		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.65	175.0	19.9		
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
活荷重時		10.0	1.62	140.0	58.5	活荷重時		10.0	2.05	140.0	74.2		

出典: JICA 調査団

表 4.6.124 PF14~PF15 径間の計算結果(主桁)



PC鋼材応力度		PC鋼材応力度 (N/mm ²)		せん断照査結果	
照査断面	照査位置	許容値	結果	照査断面	照査位置
荷重ケース	プレストレッシング中	1440	1300	コンクリート平均せん断応力度 (斜引張鉄筋量照査)	コンクリート平均せん断応力度 (N/mm ²)
	プレストレッシング直後	1295	1155	許容値	結果
	床版施工時	1100	1052	tm <= 0.55	1.28
	活荷重時	1100	973	必要斜引張鉄筋量	10.77
合成応力度 (引張鉄筋量照査)		合成応力度 (N/mm ²)		コンクリート斜引張応力度 (N/mm ²)	
照査断面	照査位置	許容値	結果	許容値	結果
荷重ケース	プレストレッシング直後	-1.5 < σ < 19	0.84	上フランジ付け根	-0.11
	床版施工時	-1.5 < σ < 14.0 (床版 < 10.0)	14.70	床版合成前の中立軸	-0.11
	死荷重時	0.0 < σ < 14.0	6.36	床版合成後の中立軸	-0.12
	活荷重時	(床版 < 10.0)	6.74	下フランジ付け根	-0.06
			2.78	上フランジ付け根	-0.46
			2.89	床版合成前の中立軸	-0.09
			4.26	床版合成後の中立軸	-0.48
			2.40	下フランジ付け根	-0.09
			6.51	床版合成後の中立軸	-0.49
			4.98	下フランジ付け根	-0.09
			-0.54	上フランジ付け根	-0.34
			3.77	床版合成後の中立軸	-0.05
			4.99		
			3.13		
			5.80		
			4.27		
			-0.85		
			3.46		
引張鉄筋量 (cm ²)		必要鉄筋量 3.52		ウエブ圧壊耐力 (終局荷重時)	
最少鉄筋量 8.53				照査断面	照査耐力
				3断面	2710 kN
				3断面	1482 kN
				斜引張破壊耐力 (終局荷重時)	
				照査断面	作用せん断力
				3断面	1482 kN
				照査断面	配置鉄筋
				3断面	D13@125mm
曲げ破壊安全度 (終局荷重時)		曲げ破壊安全度		安全度 a) / b)	
照査断面	a) 破壊抵抗曲げモーメント	b) 終局荷重用時の曲げモーメント	1.19	照査断面	a) 圧壊耐力
8断面	15295 kNm	12868 kNm		3断面	b) 作用せん断力
				3断面	1482 kN

出典: JICA 調査団

b) PF15~AF2 径間の計算結果

PF15~AF2 径間の計算結果を表 4.6.126 から表 4.6.128 に示す。

表 4.6.126 PF15~AF2 径間の計算結果(床版)

桁端部						支間部							
PC板の計算結果(単位: N/mm²)													
		桁端部				支間部							
荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース	照査位置	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
プレストレス中	-	-	-	1305	1225	プレストレス中	-	-	-	1305	1225		
プレストレス直後	PC板上縁	-1.5-19.0	9.17	1190	1131	プレストレス直後	PC板上縁	-1.5-19.0	9.17	1190	1131		
	PC板下縁		8.34				8.34						
床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0-15.0	10.58	1020	922	床版施工時 (有効プレストレス)	PC板上縁	0.0-15.0	10.59	1020	923		
	PC板下縁		3.69				3.70						
床版の計算結果(単位: N/mm²)													
中間床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		結果	断面	荷重ケース	照査位置	合成応力度		結果		
			許容値	結果					許容値	結果			
1	活荷重時	RC床板上縁	11.0	3.53	11.0	1	活荷重時	RC床板上縁	11.0	4.23	11.0		
		RC床版下縁		-0.81				-0.97					
		PC板上縁	8.35	8.17									
		PC板下縁	1.31	0.58									
断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	荷重タイプ	コンクリート応力度		鉄筋応力度	
			許容値	結果	許容値	結果				許容値	結果	許容値	結果
2	活荷重時	正曲げ	10.0	3.90	140.0	60.6	2	活荷重時	正曲げ	10.0	6.71	140.0	104.3
		負曲げ		3.79					79.3		68.4		
		負曲げ		2.58					74.4		2.56		78.6
3	活荷重時	負曲げ	2.58	74.4	74.4	3	活荷重時	負曲げ	2.56	78.6	78.6		
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
活荷重時		許容値	結果	許容値	結果	活荷重時		許容値	結果	許容値	結果		
		10.0	8.66	140.0	100.2			10.0	9.96	140.0	115.3		
片持ち床版													
桁端部(橋軸直角方向)						支間部(橋軸直角方向)							
断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度		断面	荷重ケース	コンクリート応力度		鉄筋応力度			
		許容値	結果	許容値	結果			許容値	結果	許容値	結果		
4	死荷重時	-	-	100.0	5.4	4	死荷重時	-	-	100.0	5.4		
	活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.4		活荷重時	10.0	0.21	140.0	5.4		
	衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.5		衝突荷重時	15.0	2.04	300.0	53.5		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.2		風荷重時(活荷重有)	12.5	0.35	175.0	9.2		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	13.0		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.50	175.0	13.0		
5	死荷重時	-	-	100.0	10.2	5	死荷重時	-	-	100.0	13.8		
	活荷重時	10.0	1.14	140.0	32.8		活荷重時	10.0	2.10	140.0	64.6		
	衝突荷重時	15.0	2.59	300.0	74.7		衝突荷重時	15.0	3.33	300.0	102.5		
	風荷重時(活荷重有)	12.5	1.26	175.0	36.2		風荷重時(活荷重有)	12.5	2.20	175.0	67.6		
	風荷重時(活荷重無)	12.5	0.59	175.0	16.9		風荷重時(活荷重無)	12.5	0.65	175.0	19.9		
桁端部(橋軸方向)						支間部(橋軸方向)							
荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度		荷重ケース		コンクリート応力度		鉄筋応力度			
活荷重時		許容値	結果	許容値	結果	活荷重時		許容値	結果	許容値	結果		
		10.0	1.62	140.0	58.5			10.0	2.05	140.0	74.2		

出典: JICA 調査団

表 4.6.127 PF15～AF2 径間の計算結果(主桁)

PC鋼材応力度			せん断照査結果		
照査断面	照査位置	PC鋼材応力度 (N/mm ²)	照査断面	照査位置	コンクリート平均せん断応力度 (斜引張鉄筋量照査)
荷重ケース		許容値	結果	許容値	結果
プレストレッシング中		1440	1300		斜引張鉄筋量 (cm ²)
プレストレッシング直後	8断面	1295	1155		最少斜引張鉄筋量
床版施工時	8断面	1100	1052		必要斜引張鉄筋量
活荷重時	8断面	1100	972		10.54
合成応力度 (引張鉄筋量照査)					
荷重ケース	照査断面	照査位置	合成応力度 (N/mm ²)	照査位置	コンクリート斜引張応力度 (N/mm ²)
			許容値		結果
プレストレッシング直後	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <19	上フランジ付け根	-0.11
		主桁下縁			
床版施工時	8断面	主桁上縁	-1.5< σ <14.0	床版合成前の中立軸	-0.10
		主桁下縁			
死荷重時	8断面	床版上縁	(床版<10.0)	床版合成後の中立軸	-0.11
		主桁上縁	0.0< σ <14.0		
		主桁下縁			
活荷重時	8断面	床版上縁	(床版<10.0)	下フランジ付け根	-0.06
		主桁上縁	最大 4.24		
		主桁下縁	最少 2.39		
			最大 6.48		
			最少 4.96		
			最大 -0.49		
			最少 3.82		
			最大 4.97		
			最少 3.12		
温度時	8断面	主桁上縁	(床版<11.5)	上フランジ付け根	-0.09
		主桁下縁	-2.0< σ <16.10	床版合成前の中立軸	-0.47
			最大 4.25	床版合成後の中立軸	-0.09
			最少 -0.81		
			最大 3.50	下フランジ付け根	-0.49
			最少 3.19		
引張鉄筋量 (cm ²)					
			最少鉄筋量 8.16	必要鉄筋量 3.19	
曲げ破壊安全度(終局荷重時)					
照査断面	a) 破壊抵抗曲げモーメント	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント	曲げ破壊安全度 a)/b)		
8断面	15295 kNm	12828 kNm	1.19		
コンクリート平均せん断応力度 (斜引張鉄筋量照査)					
照査断面	照査位置	照査断面	照査位置	照査位置	結果
13断面		13断面		a) 圧縮耐力	安全度 a)/b)
	mm<=0.55	1.27		b) 作用せん断力	1.83
コンクリート斜引張応力度 (終局荷重時)					
照査断面	照査位置	照査断面	照査位置	照査位置	結果
13断面		13断面		作用せん断力	1479 KN
				配置鉄筋	D13@125mm

出典: JICA 調査団

表 4.6.128 PF15～AF2 径間の計算結果(横桁)

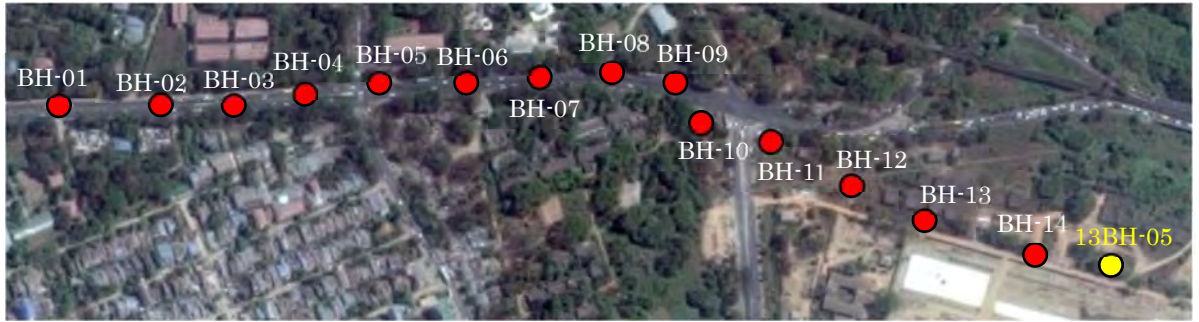
横桁および連結部		端支点横桁		横桁の照査結果		中間横桁		連結部横桁				
荷重ケース	照査位置	曲げモーメント照査(N/mm ²)	PC鋼材応力度	せん断照査		せん断照査		せん断照査				
	許容値	結果	許容値	結果	平均せん断応力度(N/mm ²)	斜引張応力度	斜引張応力度	平均せん断応力度(N/mm ²)	斜引張応力度			
プレストレストンク中	-	-	1440	1250	許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果		
プレストレストンク直後	-	-	1295	1151	死荷重時	$\sigma_f \leq -0.45$	0.08	$\sigma_f \leq -0.80$	0.00	プレストレストンク直後	1295	
床版施工時	-	-	1110	1056	活荷重時	$\tau_c \leq -0.45$	0.08	$\sigma_f \leq -1.70$	-0.01	有効プレストレス時	1110	
死荷重時	横桁上縁	0.0~12.0	1.17	-	ウェーブ圧壊耐力(終局荷重時)	-	-	安全度	-	荷重ケース	許容値	結果
	横桁下縁	-	1.58	-	a) 圧壊耐力	b) 作用せん断力	安全度	a) / b)	22.48	有効プレストレス時	1.50	-
活荷重時	横桁上縁	0.0~12.0	最大 1.61 最少 1.11	-	斜引張破壊耐力	b) 作用せん断力	安全度	a) / b)	8.43	連結部の照査結果		
	横桁下縁	-	最大 0.89 最少 1.88	-	2133 kN	253 kN	-	-	-	コンクリートおよび鉄筋応力度(N/mm ²)		
		曲げモーメント照査		せん断照査		せん断照査		せん断照査		コンクリート応力度		
荷重ケース	照査位置	合成応力度	PC鋼材応力度	合成応力度		合成応力度		合成応力度		許容値		
プレストレストンク中	-	-	1440	1250	許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果	許容値	結果
プレストレストンク直後	-	-	1295	1149	死荷重時	最大 0.55 最少 -0.89	4.57	最大 0.55 最少 -0.89	10.00	-	100.0	-
床版施工時	-	-	1110	1026	活荷重時	最大 0.36 最少 -0.60	1.92	最大 0.36 最少 -0.60	11.50	-	160.0	-
死荷重時	床版上縁	<=10.0	-0.32	-	横桁上縁	最大 1.90 最少 1.94	6.00 cm ²	9.65 cm ²	-	-	-	-
	床版下縁	-	-0.21	-	横桁下縁	最大 2.29 最少 6.10	-	-	-	-	-	-
活荷重時	床版上縁	0.0~11.0	最大 0.55 最少 -0.89	-	横桁上縁	最大 1.90 最少 1.94	-	-	-	-	-	-
	床版下縁	-	最大 0.36 最少 -0.60	-	横桁下縁	最大 2.29 最少 6.10	-	-	-	-	-	-
曲げ破壊安全度(終局荷重時)		曲げモーメント照査		せん断照査		せん断照査		せん断照査		曲げ破壊安全度		
a) 破壊抵抗曲げモーメント	2384 kNm	1325 kNm	180	180	作用せん断力	529 kN	529 kN	2.83	2.83	a) / b)		
b) 終局荷重作用時の曲げモーメント	-	-	-	-	配置鉄筋	D13@250mm	D13@250mm	-	-	b) 終局荷重作用時の曲げモーメント		

出典: JICA 調査団

4.6.4.3 下部工・基礎の詳細設計

(1) 地盤条件

基本設計において、フライオーバー区間の地盤条件は追加 F/S で実施されたボーリング試験の結果に基づき決定された。詳細設計では、F/S で得られた図の黄色で示すもう 1 本のボーリング結果が加えられ、土質定数を再度決定した。ボーリングの位置と座標値をそれぞれに示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.44 フライオーバー区間のボーリング位置図

表 4.6.129 ボーリング位置の座標図

ボーリング No.	東経(E)	北緯(N)	標高 MSL: (m)
BH-01	203871.632	1860013.429	+5.02
BH-02	203939.419	1859955.273	+5.05
BH-03	203988.555	1859910.930	+5.21
BH-04	204044.248	1859862.131	+5.26
BH-05	204091.678	1859823.064	+5.00
BH-06	204138.122	1859780.059	+5.18
BH-07	204182.001	1859742.035	+5.27
BH-08	204231.206	1859651.127	+5.76
BH-09	204264.719	1859651.489	+5.66
BH-10	204261.084	1859612.551	+4.97
BH-11	204288.053	1859558.128	+5.20
BH-12	204312.961	1859485.491	+4.37
BH-13	204341.023	1859405.546	+4.01
BH-14	204384.785	1859326.929	+4.52
13BH-05	204429.640	1859229.371	+4.96

出典: JICA 調査団

基本設計においては、土質定数は追加 F/S の最終報告書より、ボーリング調査から得られた地盤条件に基づき決定した。決定した土質定数は、追加のボーリング結果により、詳細設計で見直された。表 4.6.59 に基本設計と詳細設計で用いられた土質定数を示す。

表 4.6.130 フライオーバー区間の設計土質定数(基本設計時)

土層	平均 N 値 *1	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ *5 (°)	変形係数 E (kN/m ²)
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

*1 最大値を N=50 とした。

*2 各試験で得られた試験値の平均値。

*3 NEXCO 土工(2014.07, P.1-48)による。

*4 C=6N (土工指針,平成 24 年度版, p64) より算出。ただし、砂質土は 0 とする。

*5 N 値から有効上載圧を利用して算出。ただし、粘性土は 0 とする。

*6 一軸圧縮試験結果による値。

*7 孔内水平載荷試験相当の値として、E=700N より算出。

出典: JICA 調査団

表 4.6.131 フライオーバー区間の設計土質定数(詳細設計時)

土層	平均 N 値 *1	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ *5 (°)	変形係数 E (kN/m ²)
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

*1 最大値を N=50 とした。

*2 各試験で得られた試験値の平均値。

*3 NEXCO 土工(2014.07, P.1-48)による。

*4 C=6N (土工指針,平成 24 年度版, p64) より算出。ただし、砂質土は 0 とする。

*5 N 値から有効上載圧を利用して算出。ただし、粘性土は 0 とする。

*6 一軸圧縮試験結果による値。

*7 孔内水平載荷試験相当の値として、E=700N より算出。

*8 孔内水平載荷試験相当の値として、E=500N より算出。

注) 赤字は基本設計時からの変更点である。

出典: JICA 調査団

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。図と図に、それぞれ基本設計時と詳細設計時の地質縦断図を示す。

(2) 液状化の検討

道路橋示方書耐震設計編 2012（以下、道示）により、下記の条件に基づいて液状化の検討を行った。

- i. 地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ、地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- ii. 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- iii. 50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である

フライオーバー区間の液状化判定の必要条件を下記に示す。

- 飽和土層：GL 0m～20m に沖積層がある（上記 i. に該当）
- 地下水位：GL 1.5m～3.6m（上記 i. に該当）
- 細粒分含有率 FC：FC の値は 8.7%以上で分布（上記 ii. に該当）
- 平均粒径 D_{50} ：GL-20m までの最大値は 0.73mm（上記 iii. に該当）

道示に示される液状化の判定方法により、表 4.6.132 に示すように土質定数の低減係数 DE を決定した。各ボーリングについて層ごとの FL、R を算出し、それらの値を平均したものから低減係数 DE を求めた。

表 4.6.132 土質定数の低減係数

FL の範囲	地表面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$FL \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < FL \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < FL \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

出典：道路橋示方書 2012(日本道路協会)

基本設計において、DE は各ボーリングについて層ごとの FL、R を算出し、それらの値を平均したものから求めたが、詳細設計において 13BH-05 の結果が新たに追加された。表 4.6.133 及

び表 4.6.134 に基本設計時と詳細設計時の液状化判定の結果を示す。表 4.6.133(a)及び表 4.6.134(a)に示すように、地表から-10m までの SANDY SILT 層のみ液状化の可能性がある層と判定され、土質定数を低減する必要があるという結果となった。一方、他の地層では低減する必要はないという結果となり、これは基本設計も詳細設計も結果は同様であった。

図 4.6.45 及び図 4.6.46 に基本設計と詳細設計における、推定地質縦断図と液状化判定結果を示す。

表 4.6.133 液状化判定結果(基本設計時)

(a) $0 \leq x \leq 10$

	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II	
BH-01			6.766	1.465	1.086	0.274				
BH-02	3.771	0.689	1.910	0.433	1.093	0.308				
BH-03			4.483	0.894	1.039	0.253	0.898	0.236		
BH-04	2.281	0.424	2.807	0.612	2.146	0.566				
BH-05			0.943	0.189	1.501	0.357	0.896	0.237		
BH-06					1.132	0.272				
BH-07	1.130	0.200	0.979	0.189	1.203	0.305				
BH-08					1.360	0.295				
BH-09			1.441	0.272	1.280	0.278				
BH-10					1.189	0.252				
BH-11			0.922	0.192	1.138	0.261				
BH-12					3.551	0.953				
BH-13			11.587	2.565	7.754	2.149				
BH-14			2.213	0.464	1.453	0.377				
Average	2.394	0.438	3.405	0.728	1.923	0.493	0.897	0.237		
DE	1.00		1.00		1.00		0.667		-	

(b) $10 < x \leq 20$

	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II	
BH-01							0.963	0.254	1.168	0.292
BH-02							2.964	0.847	1.488	0.396
BH-03							1.167	0.307	1.149	0.288
BH-04									1.106	0.284
BH-05							7.336	1.923	1.068	0.266
BH-06							1.131	0.289	1.013	0.251
BH-07					1.884	0.494	0.994	0.259	0.962	0.234
BH-08					1.300	0.321	1.270	0.307	1.073	0.256
BH-09					1.121	0.259	1.677	0.390	1.254	0.291
BH-10							2.044	0.472	1.221	0.285
BH-11							1.232	0.290	1.254	0.294
BH-12					1.040	0.280	1.025	0.269	0.869	0.218
BH-13					0.972	0.265	1.033	0.272	1.200	0.301
BH-14					1.248	0.324	14.509	3.683	1.346	0.333
Average					1.261	0.324	2.873	0.736	1.155	0.285
DE	-		-		1.00		1.00		1.00	

出典: JICA 調査団

表 4.6.134 液状化判定結果(詳細設計時)

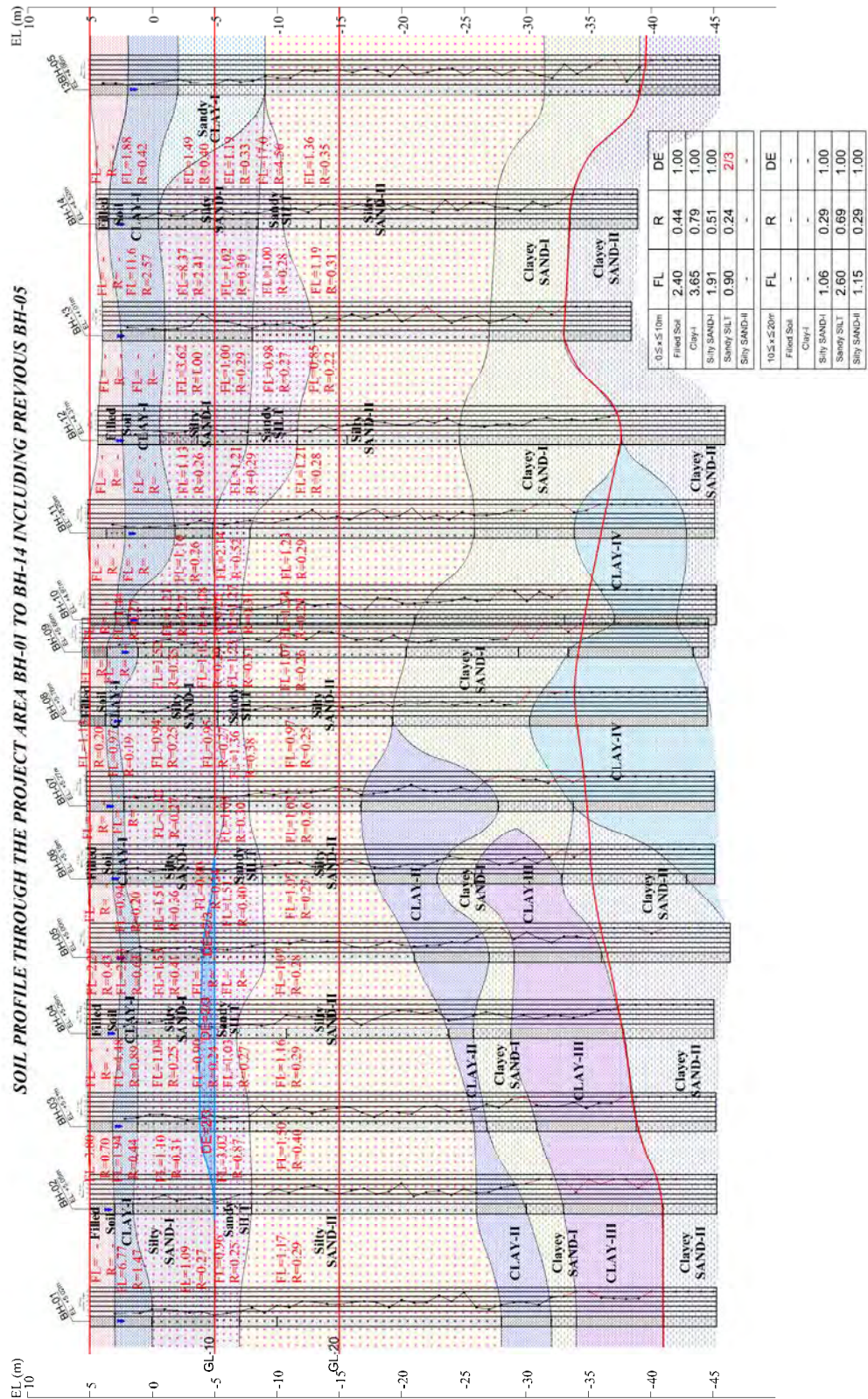
(a) $0 \leq x \leq 10$

	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II	
BH-01			5.922	1.263	1.093	0.269				
BH-02	3.393	0.617	1.827	0.407	1.078	0.293				
BH-03			3.953	0.780	1.044	0.247	0.910	0.231		
BH-04	2.111	0.395	2.517	0.548	1.432	0.365				
BH-05			0.942	0.186	1.396	0.324	0.912	0.232		
BH-06					1.103	0.267				
BH-07	1.109	0.197	0.968	0.186	0.953	0.242				
BH-08					1.425	0.315				
BH-09			1.433	0.269	1.207	0.264				
BH-10					1.155	0.248				
BH-11					1.130	0.257				
BH-12					3.210	0.859				
BH-13			10.138	2.207	6.886	1.920				
BH-14			1.832	0.407	1.400	0.366				
BH-5(13)					0.991	0.225				
ave	2.204	0.403	3.281	0.695	1.700	0.431	0.911	0.232		
DE	1		1		1		2/3		-	

(b) $10 < x \leq 20$

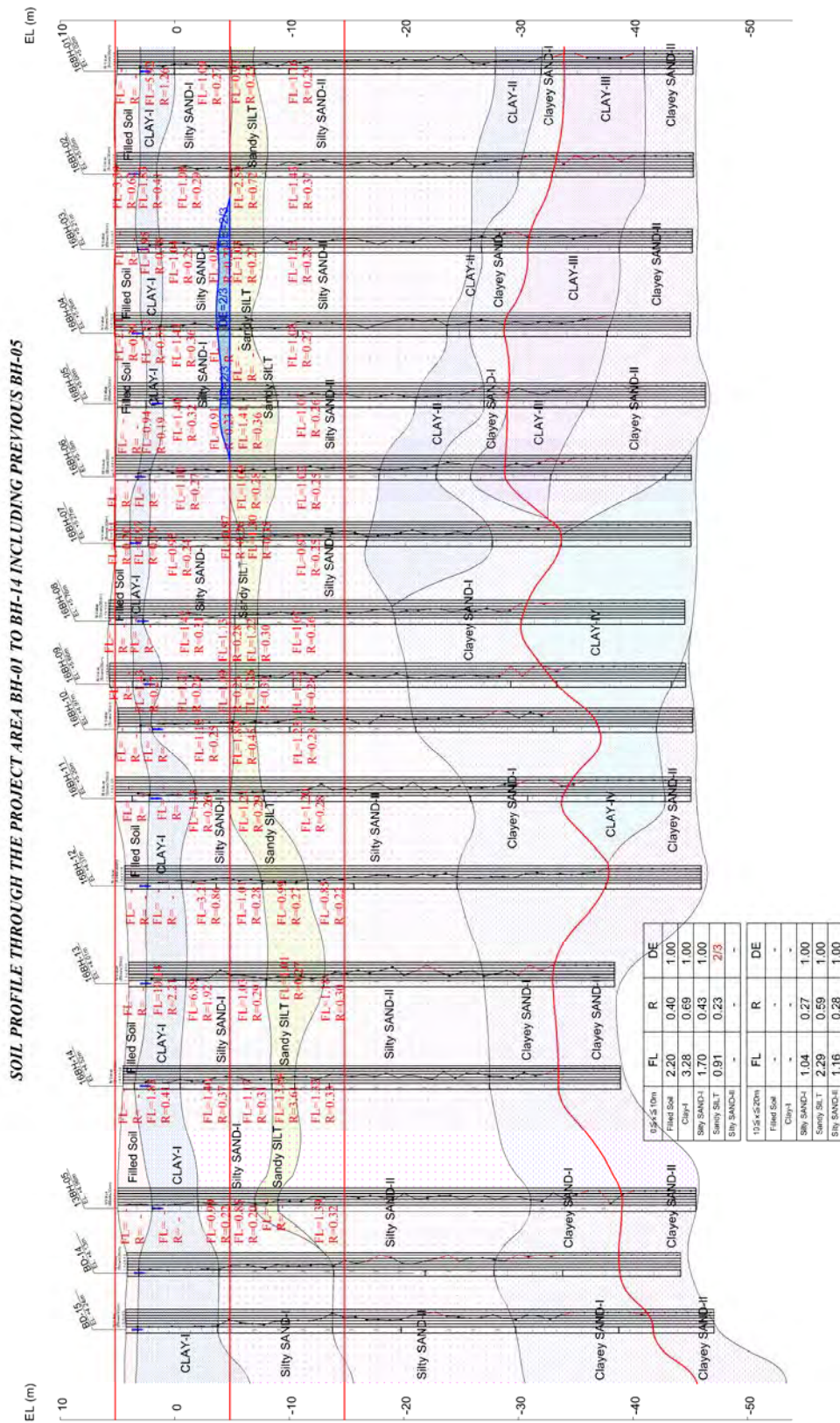
	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R	FL	R
	FILLED SOIL		CLAY-I		SILTY SAND-I		SANDY SILT		SILTY SAND-II	
BH-01							0.975	0.250	1.163	0.286
BH-02							2.588	0.717	1.434	0.374
BH-03							1.034	0.266	1.147	0.283
BH-04									1.076	0.272
BH-05							1.409	0.362	1.071	0.263
BH-06							1.089	0.285	1.021	0.255
BH-07					0.970	0.261	1.301	0.348	0.974	0.247
BH-08					1.128	0.276	1.221	0.301	1.075	0.256
BH-09					1.089	0.256	1.263	0.301	1.224	0.283
BH-10							1.888	0.447	1.228	0.285
BH-11							1.214	0.287	1.200	0.277
BH-12					1.010	0.278	0.995	0.268	0.854	0.218
BH-13					1.031	0.286	1.007	0.272	1.182	0.302
BH-14					1.168	0.310	13.839	3.613	1.319	0.330
BH-5(13)					0.851	0.201			1.386	0.320
ave					1.035	0.267	2.294	0.594	1.157	0.283
DE	-		-		1		1		1	

出典: JICA 調査団



出典: JICA 調査団

図 4.6.45 推定地質縦断図と液状化検討結果(基本設計時)



出典: JICA 調査団

図 4.6.46 推定地質縦断面図と液状化検討結果(詳細設計時)

(3) 支持層の選定

支持層選定の N 値の条件を以下に示す。

- 粘性土 : N 値 20 以上
- 砂質土 : N 値 30 以上

CLAY-III、CLAY-IV に関して、N 値 20 以上の地層は支持層とみなすことができる。これらの層は粘性土であるが一軸圧縮強度が確認されていないため、NEXCO 設計要領橋梁建設編 4-3 に従い杭先端支持力の最大値を 60N とし、CLAY-III を 2100 kN/m²、CLAY-IV を 3000kN/m² とした。

基本設計においてボーリング調査結果に基づき決定した支持層を図 4.6.45 に示す。支持層は基本的に CLAYEY SAND-II の下端までとしているが、一部 N 値 50 以上の CLAY-IV の下端までとしている。一方、詳細設計において新たな結果が考慮されたため、支持層も図 4.6.46 に示すように修正された。支持層は基本的に CLAYEY SAND-II 及び CLAY-IV の下端までとしているが、一部 N 値 20 以上の CLAY-III の下端までとしている。

(4) 下部構造と基礎の設計

表 4.6.135 に下部構造の基本設計条件を、表 4.6.136 に支承条件を示す。支承条件は、詳細設計において下部工の高さと地盤条件を考慮し、水平力をそれぞれの下部工にバランス良く分配させるため、基本設計で決定した条件が見直され、修正された。修正されたのは PF5、PF6 間及び PF14、PF15 間のみである。

表 4.6.135 下部構造の基本設計条件

項目	設計条件	
一般		
下部構造形式	橋台	逆 T 型橋台
	橋脚	T 型橋脚
	杭基礎	場所打ち杭
使用材料		
コンクリート	橋台及び橋脚	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
	場所打ち杭	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (呼び強度)
鉄筋	SD345	
裏込土	$\gamma=19\text{kN/m}^3, C=0, =30$	
上載土	$\gamma=18\text{kN/m}^3$	
基礎		
直径	$\varphi=1500\text{mm}$	
土質定数	4.6.4.3(1)参照	
液状化	4.6.4.3(2)参照	

出典: JICA 調査団

表 4.6.136 支承条件

下部構造	上部構造	支承条件 (基本設計時)	支承条件 (詳細設計時)
AF1	2@PC-I	M (可動支承)	同左
PF1		F (固定支承)	同左
PF2		F	同左
PF3	3@Steel box	E (弾性支承)	同左
PF4		E	同左
PF5		E	同左
PF6		M	F
PF7	2@PC-I	F	同左
PF8	4@PC-I	M	同左
PF9		M	同左
PF10		F	同左
PF11		F	同左
PF12		M	同左
PF13	3@Steel-I	E	同左
PF14		E	同左
PF15		E	同左
AF2	2@PC-I	M	F
		F	同左
		M	同左

出典: JICA 調査団

1) 材料強度及び許容応力度

a) コンクリート

橋台、橋脚及び基礎に使用されるコンクリートの設計基準強度及び許容応力度を表 4.6.137 に示す。

表 4.6.137 コンクリートの設計基準強度及び許容応力度

項目		単位	橋台及び橋脚	基礎
設計基準強度		N/mm ²	24.00	30.00
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	N/mm ²	8.00	8.00
	軸圧縮応力度	N/mm ²	6.50	6.50
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合	N/mm ²	0.23	0.23
	斜引張達筋と共同して負担する場合	N/mm ²	1.70	1.70
	押抜きせん断応力度	N/mm ²	0.90	-
付着応力度		N/mm ²	1.6	1.2

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

b) 鉄筋

橋台、橋脚及び基礎に使用される鉄筋の降伏応力度及び許容応力度を表 4.6.138 に示す。

表 4.6.138 鉄筋の設計降伏応力度及び許容応力度

項目			単位	橋台及び橋脚	基礎
降伏応力度			N/mm ²	345	345
引張応力度	死荷重時		N/mm ²	100	100
	活荷重時	一般の部材	N/mm ²	180	180
		水中部材	N/mm ²	160	160
	衝撃荷重時		N/mm ²	200	200

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

2) 設計諸数値

a) コンクリート

設計計算に用いるコンクリートの設計諸数値を表 4.6.139 に示す。

表 4.6.139 コンクリートの設計諸数値

項目	単位	橋台及び橋脚	基礎
設計基準強度	N/mm ²	24.00	30.00
ヤング係数	N/mm ²	2.5 x 10 ⁴	2.5 x 10 ⁴
クリープ係数	N/mm ²	2.60	2.60
乾燥収縮度	-	20.0 x 10 ⁻⁵	20.0 x 10 ⁻⁵

出典: 道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

b) 鉄筋

設計計算に用いる鉄筋の設計諸数値を表 4.6.140 に示す。

表 4.6.140 鉄筋の設計諸数値

	単位	鉄筋
種類	-	SD345
ヤング係数	N/mm ²	2.00 x 10 ⁵

出典:道路橋示方書 2012(日本道路協会)を基に JICA 調査団作成

c) 荷重条件

表 4.6.141 に、基本設計における各橋台及び橋脚の上部工反力を示す。詳細設計において上部工の設計が見直されたため、上部工反力も表に示すように更新された。

表 4.6.141 荷重条件(基本設計時)

反力	単位	下部構造							
		AF1	PF1	PF2		PF3	PF4	PF5	
死荷重 Rd	kN	4300	1000 0	4300	3100	11100	11100	3100	4300
活荷重 Rl	kN	1200	2100	1200	1600	3200	3200	1600	2100
橋軸方向の水平反力	kN	650	1000	1300		3200	3200	1800	
橋軸直角方向の水平反力	kN	-	3000	2300		3400	3400	2300	

反力	単位	下部構造							
		PF6	PF7		PF8	PF9	PF10	PF11	
死荷重 Rd	kN	10000	4300	4300	9700	9300	9700	4300	1900
活荷重 Rl	kN	2100	1200	1200	2100	2000	2100	1200	1300
橋軸方向の水平反力	kN	2900	3500		3800	3800	3800	1500	
橋軸直角方向の水平反力	kN	3000	2600		2800	2800	3000	1900	

反力	単位	下部構造					
		PF12	PF13	PF14		PF15	AF2
死荷重 Rd	kN	8000	8000	1900	4300	10000	4300
活荷重 Rl	kN	2500	2500	1300	1200	2100	1200
橋軸方向の水平反力	kN	2100	2100	1000		1000	650
橋軸直角方向の水平反力	kN	2500	2500	1900		3000	-

出典: JICA 調査団

表 4.6.142 荷重条件(詳細設計時)

反力	単位	下部構造							
		AF1	PF1	PF2		PF3	PF4	PF5	
死荷重 Rd	kN	3800	7000	3900	3200	11100	11200	3200	3800
活荷重 Rl	kN	1100	2000	1100	1600	3100	3200	1600	1100
橋軸方向の水平反力	kN	600	3200	1300	1700	3200	2600	1400	2600
橋軸直角方向の水平反力	kN	-	2000	2300		3500	3100	2100	

反力	単位	下部構造							
		PF6	PF7		PF8	PF9	PF10	PF11	
死荷重 Rd	kN	7700	3900	4300	8400	7900	7800	3900	1900
活荷重 Rl	kN	2000	1100	1100	1900	1800	1900	1100	1200
橋軸方向の水平反力	kN	2100	600	700	3200	2800	3800	600	1100
橋軸直角方向の水平反力	kN	3000	1600		2900	2600	3000	1500	

反力	単位	下部構造					
		PF12	PF13	PF14		PF15	AF2
死荷重 Rd	kN	7800	7800	1900	3800	7700	3800
活荷重 Rl	kN	2500	2500	1200	1100	2000	1100
橋軸方向の水平反力	kN	1700	1900	1300	1200	3500	600
橋軸直角方向の水平反力	kN	2200	2300	1700		2800	-

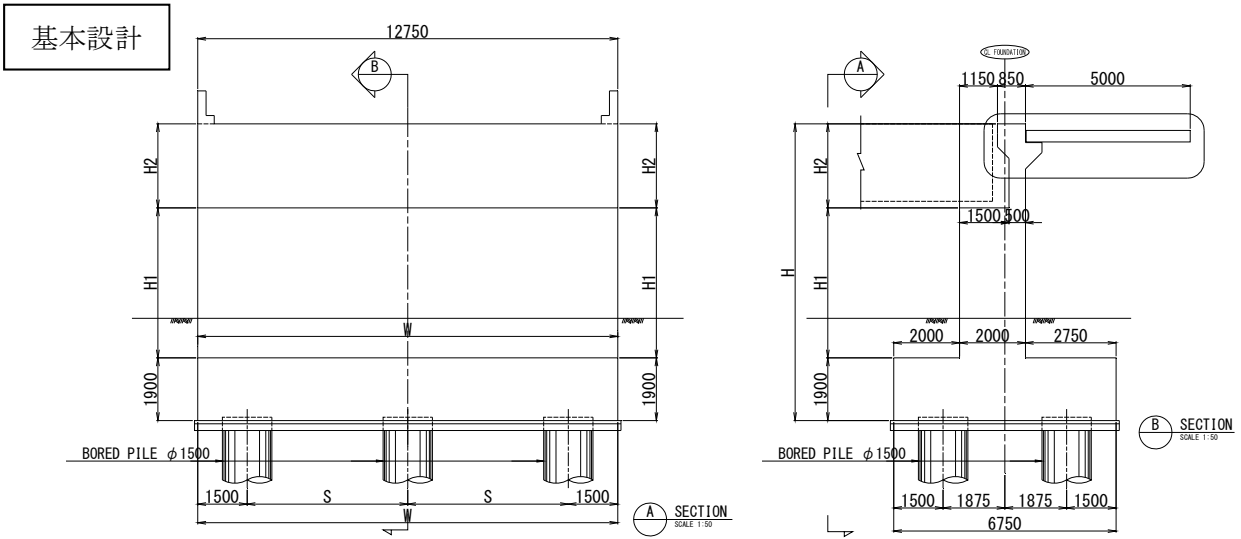
出典: JICA 調査団

基本設計においては、上記の設計反力を用い、AF1、PF3、PF5、PF8、PF12 の代表橋台及び橋脚に対して構造計算を行い、その他の下部構造の形状は、代表下部構造の計算結果に基づき決定した。一方詳細設計では、下部工全基に対して計算を行った。

(5) 逆 T 型橋台の設計

図 4.6.47 に基本設計時の逆 T 型橋台の形状を示す。上部構造から作用する鉛直荷重及び橋台背面から作用する土圧等の水平荷重を考慮して設計を行った。また地表載荷荷重として 11.6 kN/m² を考慮した。

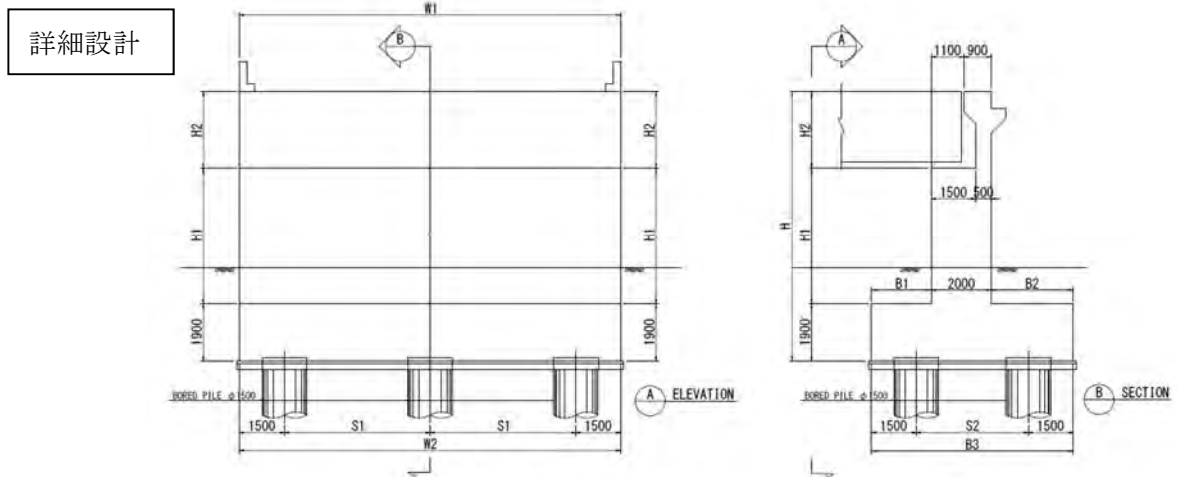
詳細設計において設計し直された逆 T 型橋台の形状を図 4.6.48 に示す。これは上記の通り、土質定数と支持層が詳細設計において見直されたためである。設計は基本設計と同様に行われた。



項目	寸法		備考
	AF1	AF2	
H (mm)	8300	9000	橋台高
H1 (mm)	3980	4640	壁高
H2 (mm)	2420	2460	胸壁高
S (mm)	3750	3750	杭の中心間隔 : 2.5 x 杭径 (=1.5m) 以上
W (mm)	14250	12750	橋軸直角方向のフーチング幅
杭長 (m)	40.5	43.5	
杭本数	8	6	地震時の杭頭変位により決定

出典: JICA 調査団

図 4.6.47 逆 T 型橋台の形状(基本設計時)

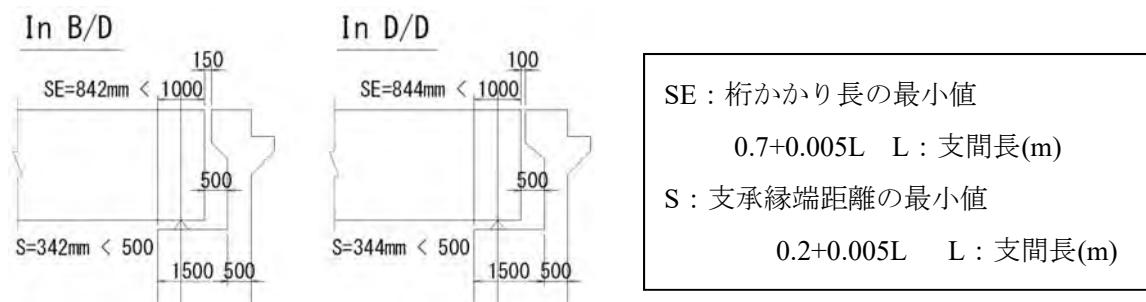


項目	寸法		備考
	AF1	AF2	
H (mm)	8300	9600	橋台高
H1 (mm)	4050	5290	壁高
H2 (mm)	2350	2410	胸壁高
S1 (mm)	3750	4875	杭の中心間隔 (橋軸直角方向) : 2.5 x 杭径 (=1.5m) 以上
S2 (mm)	4500	4000	杭の中心間隔 (橋軸方向) : 2.5 x 杭径 (=1.5m) 以上
W1(mm)	12770	12750	橋軸直角方向の橋台幅
W2 (mm)	14250	12750	橋軸直角方向のフーチング幅
B1 (mm)	2500	2000	橋軸方向の後趾幅
B2 (mm)	3000	3000	橋軸方向の前趾幅
B3 (mm)	7500	7000	橋軸方向のフーチング幅
杭長(m)	40.5	34.0	
杭本数	8	6	地震時の杭頭変位により決定

出典: JICA 調査団

図 4.6.48 逆 T 型橋台の形状 (詳細設計時)

図 4.6.49 に示すように橋台の壁幅は、配筋、地震時に桁が下部構造から逸脱することを防止するための桁かかり長 (SE)、橋座部のせん断破壊を防止するための支承縁端距離 (S) を考慮し、2.0m とした。詳細設計において伸縮装置が変更となり支間長が見直されたため、SE 及び S も修正された。図 4.6.49 に基本設計と詳細設計時の SE と S を示す。



出典: JICA 調査団

図 4.6.49 橋台の壁幅の決定

表 4.6.143 に詳細設計での AF1 及び AF2 の計算結果を示す。

表 4.6.143 橋台の計算結果

AF1

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
常時	2972 < 7610		2288 > 0		5.3 < 15.0	
地震時	4511 < 11592		255 > -7931		13.9 < 15.0	

部材計算結果

部材		胸壁		堅壁	底版		杭体
位置		前面	背面	背面	前趾下面	後趾上面	--
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	68.16	59.36	1012.41	688.79	772.17	2881.8
	N (kN)	—	—	540.37	—	—	254.8
	S (kN)	—	50.39	314.07	1196.39	312.77	1019.6
鉄筋量 (mm ²)		前面 D22@250 背面 D22@250		前面 D16@250 背面 D22@250	D32@250	D25@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	4.07	3.55	3.99	2.55	3.15	10.91
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	8.00	12.00	12.00
	σ _s	139.95	121.87	206.52	141.47	230.75	263.79
	σ _{sa}	160.00	300.00	300.00	160.00	300.00	300.00
	τ	—	0.144	0.170	0.725	0.179	0.641
	τ _a	—	0.548	0.204	1.647	0.405	0.499
せん断補強筋	Awreq, Aw	—	—	—	—	—	1.091 < 5.730

AF2

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
常時	4206 < 6169		2937 > 0		6.20 < 15.0	
地震時	6236 < 9331		219 > 6595		14.3 < 15.0	

部材計算結果

部材		胸壁		縦壁	底版		杭体
位置		前面	背面	背面	前趾下面	後趾上面	--
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	68.16	62.43	1382.95	405.22	1022.44	2673.2
	N (kN)	—	—	602.33	—	—	-59.3
	S (kN)	—	52.00	419.52	—	468.95	1590.4
鉄筋量 (mm ²)		前面 D22@250 背面 D22@250		前面 D25@250 背面 D25@250	D25@250	D29@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	4.07	3.73	4.85	1.81	3.77	10.09
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	8.00	12.00	12.00
	σ _s	139.95	128.18	249.62	128.65	242.66	253.36
	σ _{sa}	160.00	300.00	300.00	160.00	300.00	300.00
	τ	—	0.148	0.227	—	0.268	1.000
	τ _a	—	0.548	0.220	—	0.669	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	—	—	0.165 < 1.986	—	—	3.909 < 5.730

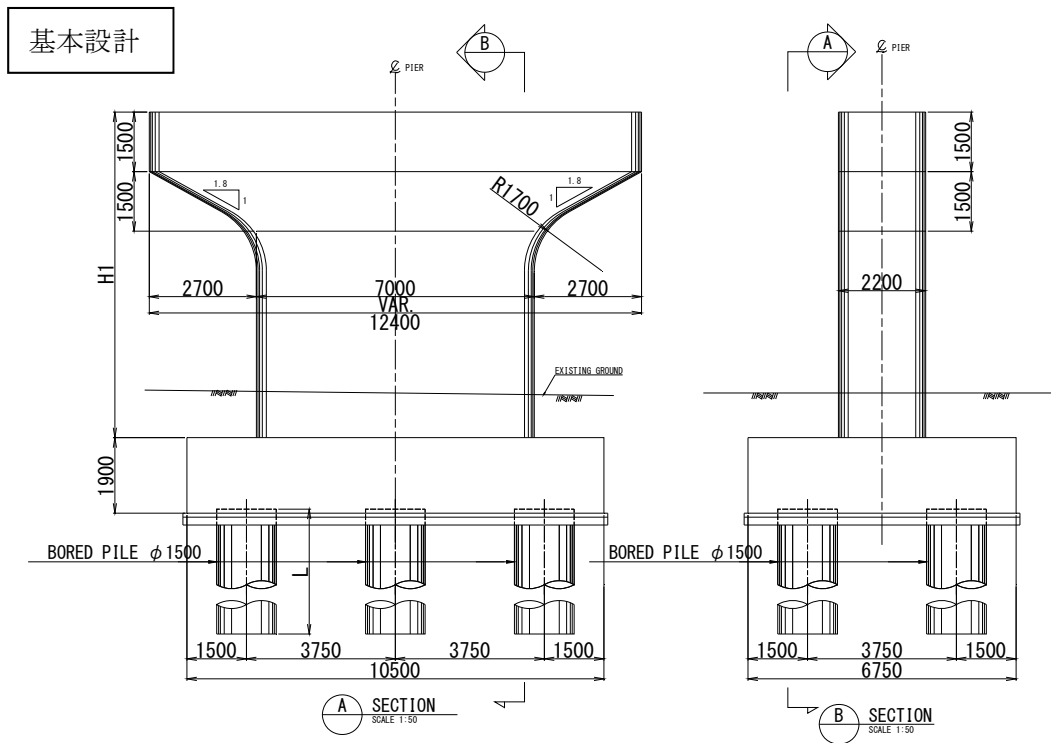
出典: JICA 調査団

- ここで、
- M : 曲げモーメント (kN・m)
 - N : 軸力 (kN)
 - S : せん断力(kN)
 - σ_c : 圧縮応力度 (N/mm²)
 - σ_{ca} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)
 - σ_s : 引張応力度 (N/mm²)
 - σ_{sa} : 許容引張応力度 (N/mm²)
 - τ : せん断応力度 (N/mm²)
 - τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

(6) T型橋脚の設計

図 4.6.50、図 4.6.53 に基本設計時の T 型橋脚の形状を示す。景観を考慮し、サークルハンチを設けた。橋脚は一般部の橋脚と掛け違い橋脚の 2 種類があり、橋台と同様に、柱幅は配筋、桁かかり長 (SE)、および支承縁端距離 (S) により決定した。表 4.6.144 及び図 4.6.52、図 4.6.55 に示すように、一般部の橋脚の柱幅を PF8 の計算結果から 2.2m、掛け違い橋脚の柱幅を PF5 の計算結果から 3.0m とした。

図 4.6.51、図 4.6.54 に詳細設計で修正された T 型橋脚の形状を示す。基本設計と同様、一般部の橋脚の柱幅を 2.2m、掛け違い橋脚の柱幅を 3.0m とした。

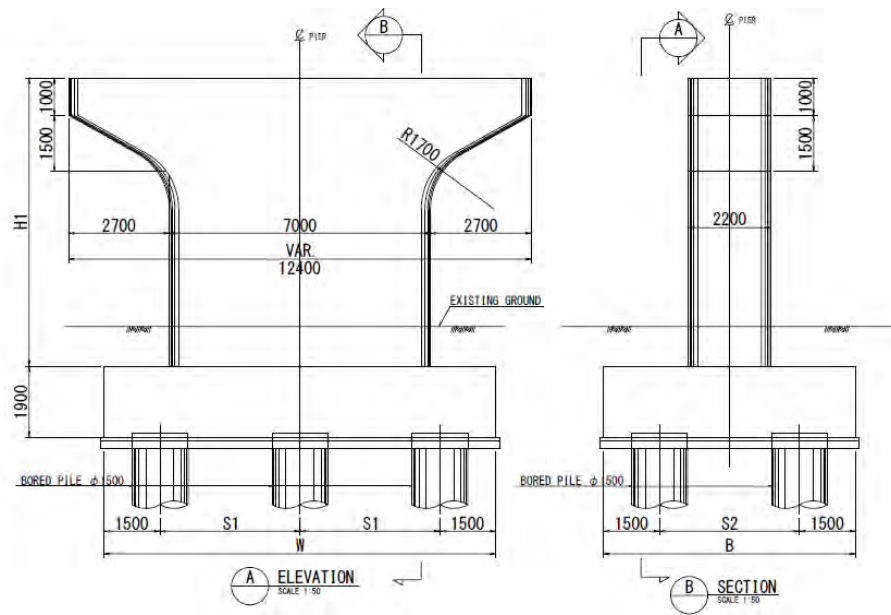


項目	寸法											備考
	PF1	PF3	PF4	PF6	PF7	PF8	PF9	PF10	PF12	PF13	PF15	
H1 (mm)	4800	6600	7800	8800	8800	8600	8400	8300	7500	6400	5600	柱高
L (m)	41.5	40.0	41.0	37.5	39.0	39.0	39.0	39.0	40.0	42.0	43.0	杭長
杭本数	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	地震時の杭頭変位により決定

出典：JICA 調査団

図 4.6.50 T 型橋脚の形状(一般部の橋脚、基本設計時)

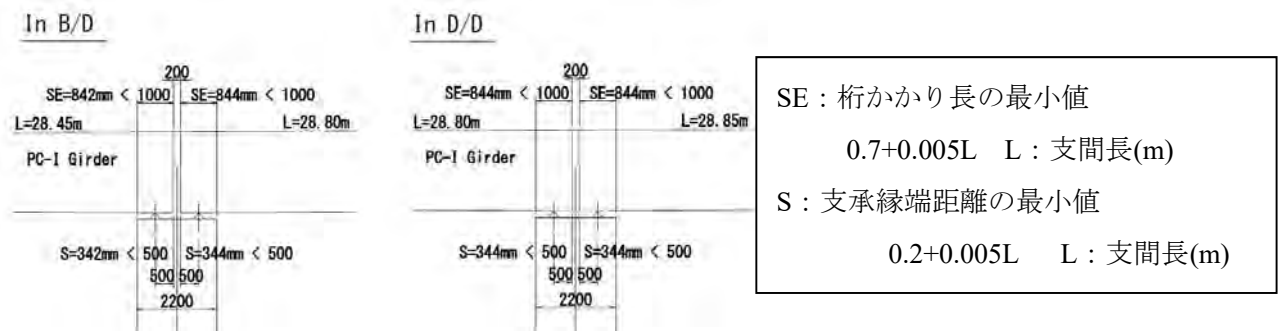
詳細設計



項目	寸法											備考
	PF1	PF3	PF4	PF6	PF7	PF8	PF9	PF10	PF12	PF13	PF15	
H1 (mm)	5000	6400	7900	10000	9900	9900	9500	9100	7300	6400	5900	柱高
S1 (mm)	3750	3750	3750	3750	5000	3750	3750	3750	5000	5000	3750	橋軸直角方向の杭の中心間隔
S2 (mm)	5500	3750	3750	3750	3750	4500	3750	4500	3750	3750	4500	橋軸方向の杭の中心間隔
W (mm)	10500	10500	10500	10500	8000	10500	10500	10500	8000	8000	10500	橋軸直角方向のフーチング幅
B (mm)	8500	10500	6750	6750	6750	7500	6750	7500	6750	6750	7500	橋軸方向のフーチング幅
L (m)	41.5	38.0	40.5	33.5	37.0	37.0	35.5	32.5	33.0	32.5	34.0	杭長
杭本数	6	9	6	6	4	6	6	6	4	4	6	地震時の杭頭変位により決定

出典: JICA 調査団

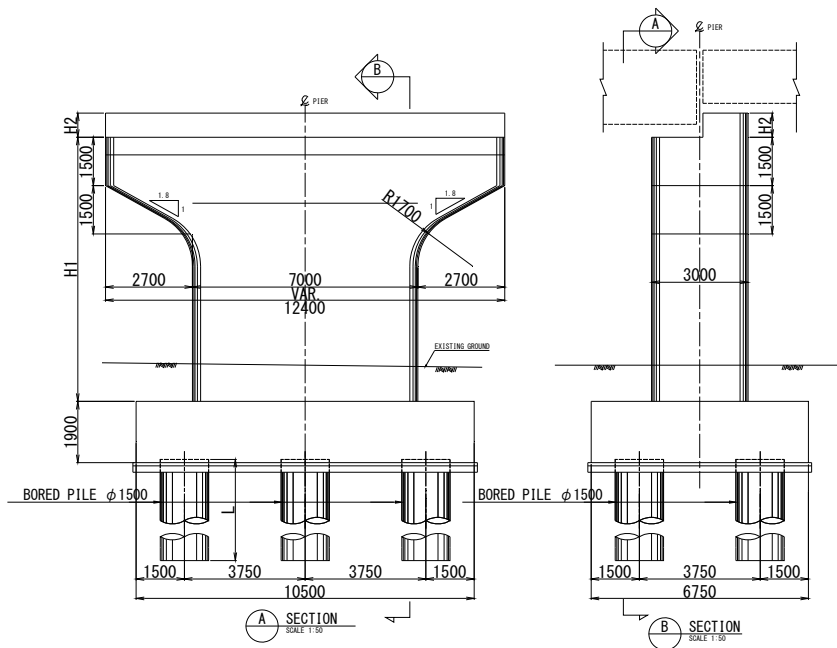
図 4.6.51 T型橋脚の形状(一般部の橋脚、詳細設計時)



出典: JICA 調査団

図 4.6.52 一般部の橋脚の柱幅の決定

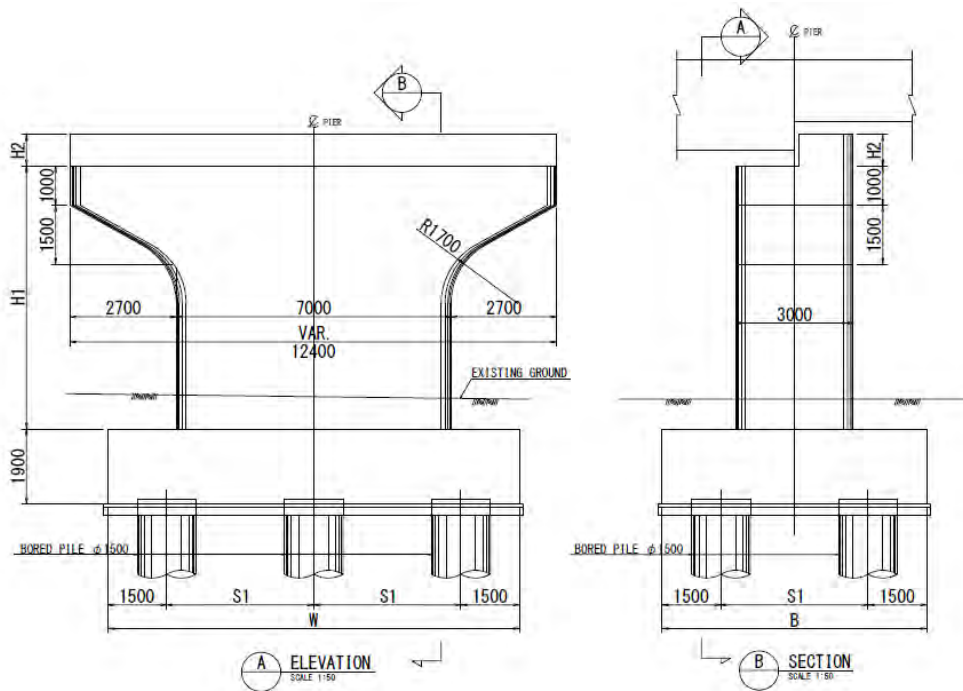
基本設計



項目	寸法				備考
	PF2	PF5	PF11	PF14	
H1 (mm)	5000	8200	7600	5600	柱高
H2 (mm)	830	520	580	790	沓座段差
L (m)	41.5	37.5	39.5	42.5	杭長
杭本数	6	6	6	6	杭体鉄筋応力度により決定

出典: JICA 調査団

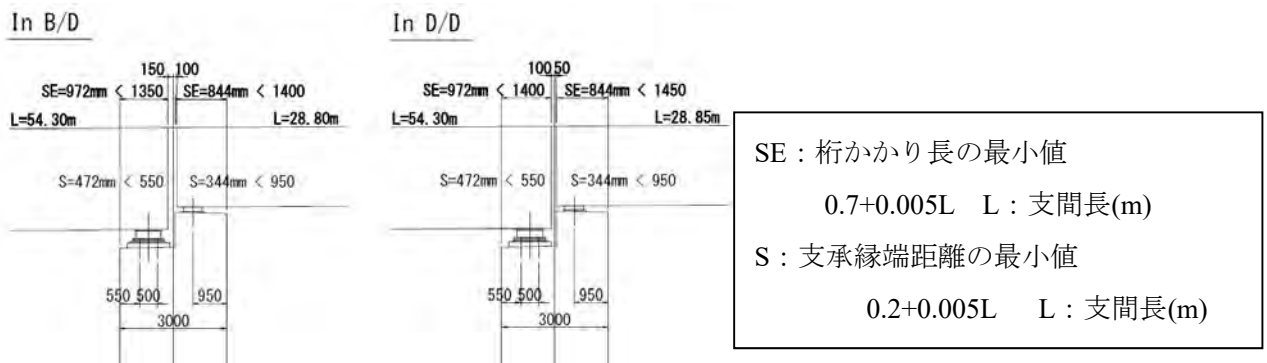
図 4.6.53 T型橋脚の形状(掛け違い橋脚、基本設計時)



項目	寸法				備考
	PF2	PF5	PF11	PF14	
H1 (mm)	5000	8800	7900	5700	柱高
H2 (mm)	960	950	790	790	杓座段差
S1 (mm)	3750	3750	5000	5000	橋軸直角方向の杭の中心間隔
S2 (mm)	5500	5000	3750	5000	橋軸方向の杭の中心間隔
W(mm)	10500	10500	8000	8000	橋軸直角方向のフーチング幅
B(mm)	8500	8000	6750	8000	橋軸方向のフーチング幅
L (m)	41.5	35.5	32.5	33.5	杭長
No. of Pile	6	6	4	4	杭体鉄筋応力度により決定

出典: JICA 調査団

図 4.6.54 T型橋脚の形状(掛け違い橋脚、詳細設計時)



出典: JICA 調査団

図 4.6.55 掛け違い橋脚の柱幅の決定

全橋脚の構造計算結果を表 4.6.144 に示す。

表 4.6.144 橋脚の計算結果

PF1(PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	5598 < 12253		-505 > -8407		13.5 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	4680 < 12253		413 > -8407		8.4 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	3376.90	1881.69	29017.02	-6552.70	24065.22	2652.0
	N (kN)	---	---	9395.86	---	---	-787.6
	S (kN)	2785.21	976.56	4518.76	-3539.71	15691.70	960.9
鉄筋量(mm ²)		上面:D32×14 D32×14 側面:D22×13		D32@125	D29@250	D32@125	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σc	2.13	2.31	7.82	2.76	6.60	9.90
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	75.69	187.82	273.19	177.74	244.74	283.53
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	1.000	0.318	0.315	0.193	0.906	0.604
	τα	0.305	0.190	0.301	0.590	1.365	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	1464.4 <2322.6	107.4<972.8	55.7<397.2	---	---	0.882<5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	16237.02	-703.86	1535.38	1824.02
	N (kN)	---	---	9395.86	---	---	130.53
	S (kN)	---	---	2718.76	-475.66	-475.66	660.86
鉄筋量(mm ²)		---		D32@250	D19@250	D29@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	1.56	0.93	1.07	-6.90
	σca	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	---	---	6.06	96.38	66.16	168.17
	σsa	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.180	0.032	0.033	0.416
	τα	---	---	0.198	0.783	1.077	0.497
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	---	---	---	---

PF2 (鋼箱桁橋とPC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	6109 < 12380		-592 > -8460		14.0 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	5434 < 12380		83.7 > -8460		9.8 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	2400.05	1062.33	33640.10	-5301.56	11239.22	2736.6
	N (kN)	---	---	10801.08	---	---	-874.3
	S (kN)	1333.98	1049.66	4810.32	-3585.90	17226.07	1009.5
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×17 側面 D16×14		D29@125	D25@250	D29@125	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σc	1.47	1.03	5.92	2.47	3.34	10.20
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	8.00	12.00
	σs	81.41	136.37	235.57	181.06	140.03	295.07
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	160.00	300.00
	τ	0.335	0.152	0.241	0.195	0.994	0.635
	τα	0.229	0.145	0.227	0.543	1.644	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	406.5 < 1548.4	11.5 < 972.8	55.2 < 397.2	---	---	1.116 < 5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	22058.75	-868.60	1912.48	2104.05
	N (kN)	---	---	10801.08	---	---	-198.94
	S (kN)	---	---	3410.32	-475.66	-475.66	776.12
鉄筋量 (mm ²)		---		D29@250	D16@250	D25@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	1.57	1.10	1.32	7.92
	σca	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	---	---	11.83	134.97	95.49	207.84
	σsa	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.166	0.032	0.033	0.488
	τα	---	---	0.175	0.734	0.990	0.493
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	---	---	---	---

PF3 (鋼箱桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	4884 < 11021		-134 > -7338		9.6 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	5063 < 11021		-313 < -7338		10.1 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	852.7	248.41	34194.20	-7518.66	32500.48	1814.39
	N (kN)	---	---	14024.08	---	---	-366.27
	S (kN)	109.63	868.50	4077.22	-2810.73	13549.32	624.1
鉄筋量 (mm ²)		上面 D22×15 側面 D16×14		D32@125	D32@250	D32@125 D32@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σ _c	0.89	0.40	9.26	2.90	7.96	7.81
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	66.18	44.29	290.94	166.07	234.12	235.20
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	0.023	0.173	0.284	0.153	0.799	0.393
	τ _a	0.170	0.179	0.301	0.387	0.895	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	---	---	---	---
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	37104.20	-1359.45	2803.65	1911.3
	N (kN)	---	---	14024.08	---	---	-313.0
	S (kN)	---	---	4377.22	-587.58	-587.58	657.4
鉄筋量 (mm ²)		---		D32@250	D25@250	D29@125 D29@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	4.10	1.39	1.63	8.23
	σ _{ca}	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	---	---	73.07	106.43	72.57	243.95
	σ _{sa}	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.290	0.031	0.034	0.414
	τ _a	---	---	0.198	0.907	1.363	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	116.8 < 397.2	---	---	---

PF4 (鋼箱桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	6457 < 13382		-28 > -9003		10.2 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6699 < 13382		-270 > -9003		7.9 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	858.70	218.41	33717.38	-1971.48	13112.28	1893.7
	N (kN)	---	---	14690.03	---	---	-252.5
	S (kN)	109.63	718.50	3647.01	-973.18	-973.18	772.8
鉄筋量 (mm ²)		上面 D22×15 側面 D16×14		D32@125	D19@250	D32@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σc	0.89	0.35	9.13	1.18	4.64	8.16
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	66.65	38.94	278.03	117.47	250.84	238.69
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	0.023	0.143	0.254	0.053	0.056	0.486
	τα	0.170	0.179	0.301	1.139	1.188	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	---	---	---	0.289 < 5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	39317.38	-857.94	2710.67	1434.20
	N (kN)	---	---	14690.03	---	---	-494.33
	S (kN)	---	---	4147.01	-377.73	-377.73	856.13
鉄筋量 (mm ²)		---		D32@250	D16@250	D19@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	4.38	1.35	2.69	6.60
	σca	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	---	---	81.01	169.00	257.22	196.70
	σsa	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.275	0.032	0.033	0.539
	τα	---	---	0.198	0.731	0.843	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	97.4 < 397.2	---	---	0.690 < 5.730

PF5 (鋼箱桁橋とPC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	7866 < 11610		-1857 > -7638		13.6 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6104 < 11610		-95 > -7638		7.5 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	2480.09	1660.24	61262.59	-8040.90	21304.05	2140.7
	N (kN)	---	---	12643.78	---	---	-2123.0
	S (kN)	1347.67	779.30	6093.13	-7198.31	22497.57	1211.0
鉄筋量(mm ²)		上面 D32×17 側面 D16×14		D32@125 D32@250	D29@250	D32@125	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σc	1.52	1.61	8.27	3.39	5.84	7.58
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	84.13	213.13	293.35	218.10	216.66	289.96
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	0.344	0.187	0.309	0.392	1.299	0.762
	τα	0.231	0.142	0.270	0.675	2.011	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	435.3<1548.4	49.6<972.8	159.2<397.2	---	---	2.085<5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	33719.64	-904.26	2294.93	1386.73
	N (kN)	---	---	12643.78	---	---	-360.74
	S (kN)	---	---	3793.13	-447.68	-447.68	827.70
鉄筋量(mm ²)		---		D32@250	D19@250	D29@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	2.70	0.97	1.43	5.18
	σca	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	---	---	47.68	97.87	90.83	146.19
	σsa	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.185	0.032	0.033	0.521
	τα	---	---	0.206	0.784	1.078	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	---	---	---	0.242<5.730

PF6 (PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	6107 < 10984		-580 > -7146		10.7 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6485 < 10984		-958 > -7146		8.4 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	3824.50	1233.21	36085.67	-3255.48	12297.83	2069.9
	N (kN)	---	---	11982.35	---	---	-804.8
	S (kN)	3002.08	615.62	3684.71	-973.18	-973.18	779.1
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D22×13		D29@125 D29@125	D19@250	D32@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.41	1.51	8.22	1.94	4.35	7.69
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	85.72	123.09	229.45	193.97	235.26	229.01
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	1.097	0.204	0.263	0.053	0.056	0.490
	τ _a	0.308	0.191	0.357	1.139	1.188	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	1664.1 < 2322.6	10.4 < 972.8	---	---	---	0.008 < 5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	43345.67	-1202.17	2603.62	1473.0
	N (kN)	---	---	11982.35	---	---	-1182.8
	S (kN)	---	---	4284.71	-377.73	-377.73	879.1
鉄筋量 (mm ²)		---		D29@250	D16@250	D19@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	6.69	1.89	2.58	6.29
	σ _{ca}	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	---	---	291.89	236.81	247.06	187.99
	σ _{sa}	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.284	0.032	0.033	0.553
	τ _a	---	---	0.229	0.731	0.843	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	69.4 < 397.2	---	---	0.489 < 5.730

PF7 (PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	7372 < 12276		596 > -8139		11.0 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	7307 < 12276		661 > -8139		9.7 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	4030.06	698.48	23270.62	-530.96	5638.51	2017.8
	N (kN)	---	---	12519.03	---	---	301.9
	S (kN)	2758.92	350.68	2595.71	-741.47	-741.47	837.5
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D22×13		D25@125	D19@250	D32@250	D32×24
応力度 (N/mm ²)	σc	2.54	0.86	7.56	0.34	2.58	9.42
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	8.00	12.00
	σs	90.32	69.72	252.84	33.58	140.52	257.85
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	160.00	300.00
	τ	0.922	0.110	0.181	0.053	0.056	0.527
	τα	0.298	0.196	0.258	1.141	1.192	0.456
せん断補強筋	Awreq, Aw	1316.3 < 2322.6	---	---	---	---	0.545 < 5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	26498.74	-59.02	---	1528.64
	N (kN)	---	---	12519.03	---	---	367.27
	S (kN)	---	---	2895.71	---	---	912.46
鉄筋量 (mm ²)		---	---	D25@125	D16@250	D19@250	D32×24
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	2.64	0.09	---	7.12
	σca	---	---	12.00	8.00	---	12.00
	σs	---	---	23.45	11.63	---	187.07
	σsa	---	---	300.00	160.00	---	300.00
	τ	---	---	0.192	---	---	0.574
	τα	---	---	0.175	---	---	0.628
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	21.2 < 397.2	---	---	---

PF8 (PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜き力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	7084 < 12076		-1153 > -8009		12.3 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6603 < 12076		-673 > -8009		8.2 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	3969.10	1838.91	46517.77	-6741.36	21860.04	1998.5
	N (kN)	---	---	12644.63	---	---	-1438.4
	S (kN)	3095.13	1019.54	5273.39	-5176.45	20149.56	1062.2
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D22×13		D32@125 D32@125	D29@250	D32@125	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.50	2.26	9.51	2.84	5.99	7.26
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	88.96	183.55	257.46	182.85	222.31	248.19
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	1.051	0.317	0.377	0.282	1.163	0.668
	τ _a	0.296	0.195	0.378	0.782	1.862	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	1591.3 <2322.6	107.2 < 972.8	---	---	---	1.369 < 5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	41717.77	-1139.58	2604.81	1472.28
	N (kN)	---	---	12644.63	---	---	-958.08
	S (kN)	---	---	4173.39	-419.7	-419.70	878.85
鉄筋量 (mm ²)		---		D32@250	D19@250	D29@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	5.60	1.51	1.82	6.31
	σ _{ca}	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	---	---	183.86	156.05	112.24	178.66
	σ _{sa}	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.277	0.032	0.033	0.553
	τ _a	---	---	0.245	0.784	1.079	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	40.1 < 573.0	---	---	0.488 < 5.730

PF9 (PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	6121 < 11459		-591 > -7657		11.1 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	5998 < 11459		-467 > -7657		7.5 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向

部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	3567.20	1383.41	33967.47	-3279.97	12330.26	2011.1
	N (kN)	---	---	11993.71	---	---	-825.8
	S (kN)	2794.72	759.42	4128.11	-973.18	-973.18	853.0
鉄筋量(mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D22×13		D29@125 D29@250	D19@250	D32@250	D32×32
応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.25	1.70	8.62	1.96	4.37	7.98
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	79.95	138.09	265.45	195.43	235.88	250.04
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	0.953	0.237	0.293	0.053	0.056	0.537
	τ _a	0.297	0.195	0.323	1.139	1.188	0.469
せん断補強筋	Awreq, Aw	1382.9 <2322.6	36.2<972.8	---	---	---	0.519<5.730

橋軸直角方向

位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	36577.47	-956.62	2363.82	1345.94
	N (kN)	---	---	11993.71	---	---	-702.57
	S (kN)	---	---	3828.11	-377.73	-377.73	802.98
鉄筋量(mm ²)		---		D29@250	D16@250	D19@250	D32×32
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	4.78	1.50	2.35	5.31
	σ _{ca}	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	---	---	138.10	188.44	224.31	174.27
	σ _{sa}	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.254	0.032	0.033	0.505
	τ _a	---	---	0.209	0.731	0.843	0.469
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	56.5<397.2	---	---	0.279<5.730

PF10 (PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	7172 < 9365		-1542 > -6567		13.4 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6313 < 9365		-683 > -6567		8.2 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	3514.70	2153.41	48705.28	-8059.90	22166.83	2183.1
	N (kN)	---	---	11742.78	---	---	-1791.7
	S (kN)	2834.72	1199.42	5882.84	-6284.65	20416.34	1163.8
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D22×13		D32@125 D32@125	D29@250	D32@125	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.21	2.64	9.90	3.40	6.08	7.86
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	78.77	214.94	277.81	218.62	225.43	280.23
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	0.966	0.374	0.420	0.342	1.178	0.732
	τ _a	0.297	0.195	0.378	0.782	1.862	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	1411.7 <2322.6	156.7<972.8	169.4<573.0	---	---	1.858<5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	39835.28	-1145.02	2447.03	1475.33
	N (kN)	---	---	11742.78	---	---	-932.74
	S (kN)	---	---	4182.84	-419.7	-419.70	880.43
鉄筋量 (mm ²)		---		D32@250	D19@250	D29@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	5.40	1.51	1.71	5.40
	σ _{ca}	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	---	---	185.62	156.79	105.44	178.01
	σ _{sa}	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.278	0.032	0.033	0.554
	τ _a	---	---	0.245	0.784	1.079	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	40.9<573.0	---	---	0.495<5.730

PF11 (PC-I 桁橋と鋼鉄桁橋)
安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	7271 < 9281		-175 > -6510		13.5 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6739 < 9281		357 > -6510		10.5 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	2895.92	787.68	23169.77	-1115.55	4545.11	2240.6
	N (kN)	---	---	10906.33	---	---	-432.3
	S (kN)	2171.92	406.57	3231.90	-517.63	-517.63	996.5
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×15 D32×8 側面 D19×13		D25@250	D16@250	D22@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σc	1.60	0.67	5.57	0.85	2.81	9.64
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σs	75.99	75.88	258.67	101.02	227.52	289.39
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	0.516	0.090	0.162	0.037	0.039	0.627
	τa	0.249	0.147	0.175	0.864	0.921	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	1026.3 <1548.4	---	---	---	---	1.365 < 5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	23442.01	-59.02	---	1777.70
	N (kN)	---	---	10906.33	---	---	99.3
	S (kN)	---	---	3031.90	---	---	946.50
鉄筋量 (mm ²)		---		D25@250	D16@250	D16@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	1.71	0.08	---	7.67
	σca	---	---	12.00	8.00	---	12.00
	σs	---	---	15.87	9.19	---	206.64
	σsa	---	---	300.00	160.00	---	300.00
	τ	---	---	0.148	---	---	0.595
	τa	---	---	0.135	---	---	0.465
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	20.8 < 397.2	---	---	0.997 < 5.730

PF12 (鋼板桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	6603 < 8980		637 > -6329		12.0 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	7234 < 8980		6.3 > -6329		12.2 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	3405.70	666.41	16399.54	-467.78	5131.84	1806.53
	N (kN)	---	---	11063.65	---	---	378.72
	S (kN)	2568.87	360.66	2679.09	-741.47	-741.47	858.3
鉄筋量 (mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D19×13		D25@250	D19@250	D32@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.15	0.93	6.60	0.30	2.35	7.8
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	8.00	8.00	12.00
	σ _s	76.33	89.23	249.48	29.58	127.89	195.80
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	160.00	300.00
	τ	0.857	0.110	0.187	0.053	0.056	0.540
	τ _a	0.293	0.182	0.218	1.141	1.192	0.897
せん断補強筋	Awreq, Aw	1188.3 < 1548.4	---	---	---	---	---
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	26869.54	-59.02	---	2069.6
	N (kN)	---	---	11063.65	---	---	-252.2
	S (kN)	---	---	3179.09	---	---	983.3
鉄筋量 (mm ²)		---		D25@250	D16@250	D19@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	2.89	0.09	---	8.92
	σ _{ca}	---	---	12.00	8.00	---	12.00
	σ _s	---	---	41.86	11.63	---	259.63
	σ _{sa}	---	---	300.00	160.00	---	300.00
	τ	---	---	0.211	---	---	0.619
	τ _a	---	---	0.144	---	---	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	85.2 < 397.2	---	---	1.301 < 5.730

PF13 (鋼鉄桁橋)
安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	6410<8808		661>-6190		11.6<15.0	
橋軸直角方向地震時	6956<8808		115>-6190		11.5<15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	3405.70	734.41	15314.20	-431.23	5000.26	1772.7
	N (kN)	---	---	10724.08	---	---	402.3
	S (kN)	2568.87	400.66	2777.22	-741.47	-741.47	882.8
鉄筋量(mm ²)		上面 D32×14 D32×14 側面 D19×13		D25@250	D19@250	D32@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σc	2.15	1.03	6.11	0.28	2.29	7.65
	σca	8.00	12.00	12.00	12.00	8.00	12.00
	σs	76.33	98.34	221.78	27.27	124.61	190.58
	σsa	100.00	300.00	300.00	300.00	160.00	300.00
	τ	0.857	0.123	0.194	0.053	0.056	0.555
	τα	0.293	0.182	0.218	1.141	1.192	0.897
せん断補強筋	Awreq, Aw	1188.3<1548.4	---	---	---	---	---
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	25004.20	-59.02	---	1973.5
	N (kN)	---	---	10724.08	---	---	-143.7
	S (kN)	---	---	3177.22	---	---	982.8
鉄筋量(mm ²)		---		D25@250	D16@250	D19@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σc	---	---	2.61	0.09	---	8.51
	σca	---	---	12.00	8.00	---	12.00
	σs	---	---	32.79	11.63	---	242.52
	σsa	---	---	300.00	160.00	---	300.00
	τ	---	---	0.211	---	---	0.618
	τα	---	---	0.144	---	---	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	85.1<397.2	---	---	1.299<5.730

PF14 (鋼板桁橋とPC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	7275 < 9151		-420 > -6456		14.2 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	6304 < 9151		551 > -6456		10.3 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底版		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	常時	地震時
断面力	M (kN・m)	2893.00	1437.55	26367.70	-2122.68	9221.99	2632.8
	N (kN)	---	---	9724.03	---	---	-727.3
	S (kN)	2165.92	777.78	4407.21	-727.48	13716.63	1325.2
鉄筋量 (mm ²)		Top D32×15 D32×8 Side D19×13		D32@250	D29@250	D32@125	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	1.60	1.22	5.50	0.97	3.28	9.83
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	8.00	12.00
	σ _s	75.91	138.48	249.11	61.12	123.44	279.27
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	160.00	300.00
	τ	0.515	0.172	0.221	0.052	1.039	0.834
	τ _a	0.249	0.147	0.203	1.169	1.760	0.489
せん断補強筋	Awreq, Aw	1020.1 <1548.4	29.9 <972.8	72.3<397.2	---	---	2.634<5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	常時	---	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	18970.18	-69.95	---	1887.81
	N (kN)	---	---	9724.03	---	---	244.58
	S (kN)	---	---	2907.21	---	---	950.24
鉄筋量 (mm ²)		---		D32@250	D19@250	D29@250	D32×36
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	1.33	0.08	---	7.15
	σ _{ca}	---	---	12.00	8.00	---	12.00
	σ _s	---	---	8.26	7.57	---	169.76
	σ _{sa}	---	---	300.00	160.00	---	300.00
	τ	---	---	0.141	---	---	0.598
	τ _a	---	---	0.156	---	---	0.512
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	---	---	---	0.632<5.730

PF15 (PC-I 桁橋)

安定計算結果

荷重ケース	押込力 (kN)		引抜力 (kN)		変位 (mm)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
橋軸方向地震時	5410 < 9245		-215 > -6537		10.7 < 15.0	
橋軸直角方向地震時	5216 < 9245		-21 > -6537		7.3 < 15.0	

部材計算結果

橋軸方向							
部材		梁		柱	底板		杭体
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		死荷重時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	3462.20	1908.41	26919.74	-2470.30	21400.44	1903.2
	N (kN)	---	---	10435.42	---	---	-467.0
	S (kN)	2974.72	1059.42	4920.63	-973.18	15134.94	1903.4
鉄筋量 (mm ²)		Top D32×14 D32×14 Side D22×13		D32@125	D25@250	D29@125	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.18	2.34	7.28	1.15	6.36	8.18
	σ _{ca}	8.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	77.60	190.49	235.32	84.37	266.62	251.06
	σ _{sa}	100.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	1.014	0.330	0.343	0.053	0.874	0.631
	τ _a	0.297	0.195	0.301	1.324	1.389	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	1512.8 <2322.6	118.3<972.8	168.4<397.2	---	---	1.398<5.730
橋軸直角方向							
位置		鉛直	水平	基部	上面	下面	土中
決定荷重ケース		常時	地震時	地震時	地震時	地震時	地震時
断面力	M (kN・m)	---	---	25129.74	-814.84	1898.96	1492.20
	N (kN)	---	---	10435.42	---	---	-272.39
	S (kN)	---	---	3620.63	-419.70	-419.70	786.73
鉄筋量 (mm ²)		---		D32@250	D16@250	D25@250	D32×28
応力度 (N/mm ²)	σ _c	---	---	2.60	1.24	1.50	6.42
	σ _{ca}	---	---	12.00	12.00	12.00	12.00
	σ _s	---	---	34.20	150.38	107.78	191.92
	σ _{sa}	---	---	300.00	300.00	300.00	300.00
	τ	---	---	0.240	0.032	0.033	0.495
	τ _a	---	---	0.198	0.734	0.992	0.448
せん断補強筋	Awreq, Aw	---	---	53.8<397.2	---	---	0.356<5.730

出典: JICA 調査団

4.6.4.4 橋梁付属物

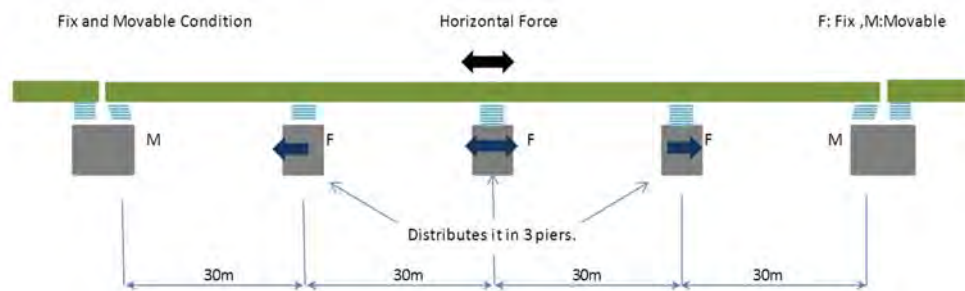
(1) 支承条件と支承形式

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

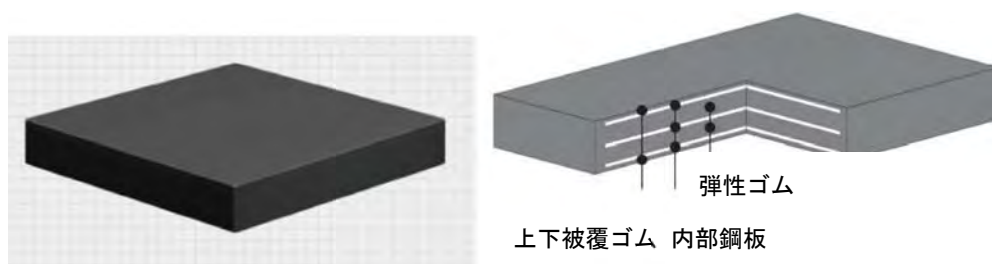
PC - I 桁橋は、支間 30m の小規模な橋梁に該当するため、3 径間の PC - I 桁橋に“可動固定”支持条件を適用した場合でも、固定脚に水平力が集中することによる下部・基礎形状への影響は小さい。したがって、PC - I 桁橋には、“可動固定支持”を適用し、図 4.6.56、図 4.6.57 に示すように経済的な“パッド式ゴム支承”を使用する。



出典: JICA 調査団

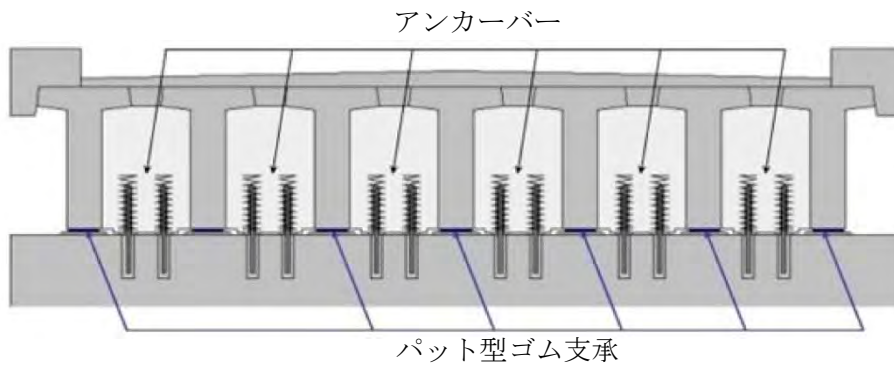
図 4.6.56 水平力の分配

“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 4.6.58 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 4.6.57 パッド式ゴム支承



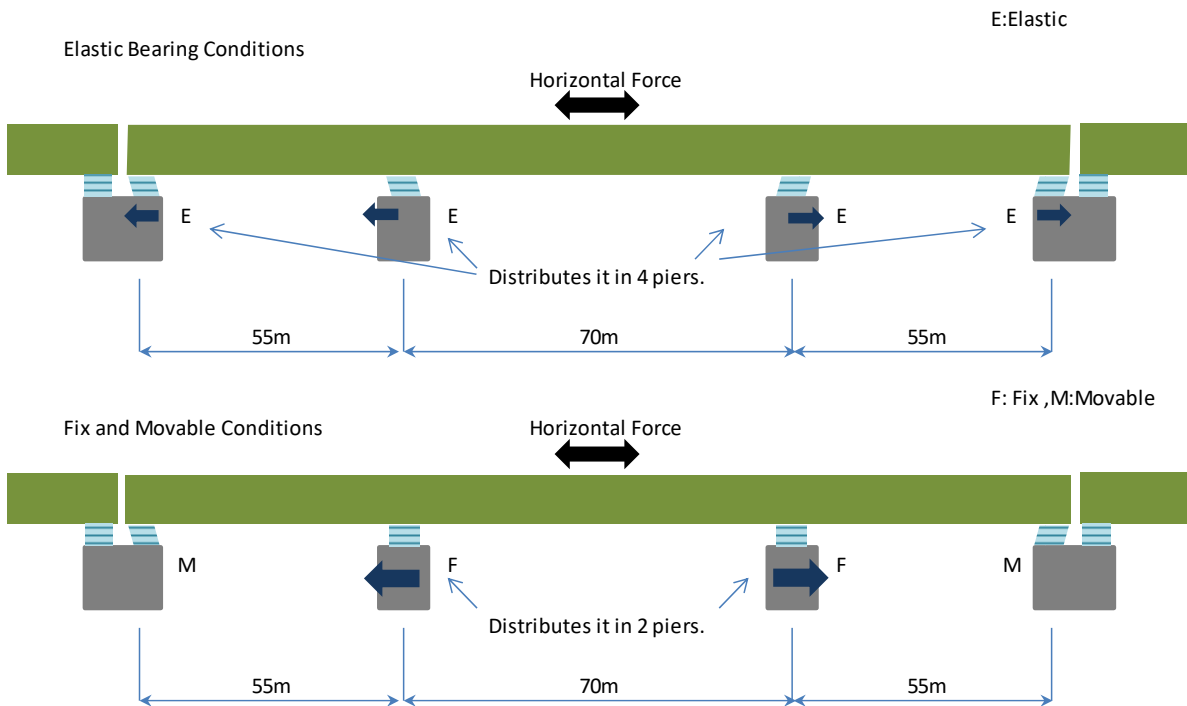
出典: JICA 調査団

図 4.6.58 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 4.6.59 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。

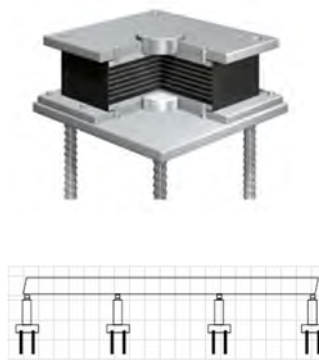
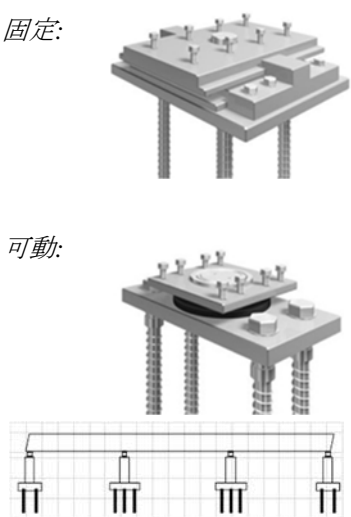
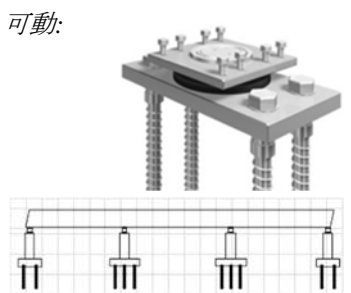
比較検討の結果、経済性から、鋼橋の支持条件は“ゴム支承”とする。



出典: JICA 調査団

図 4.6.59 支持条件による水平力の分担

表 4.6.145 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"> ➢ 地震時慣性力が全橋脚にほぼ等価に分配される ➢ 支承剛性が大きいため、桁端変位は第2案より小さい 	<ul style="list-style-type: none"> ➢ 地震時慣性力が固定橋脚に集中し、基礎が肥大化する。 ➢ 桁端変位は最小である。
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

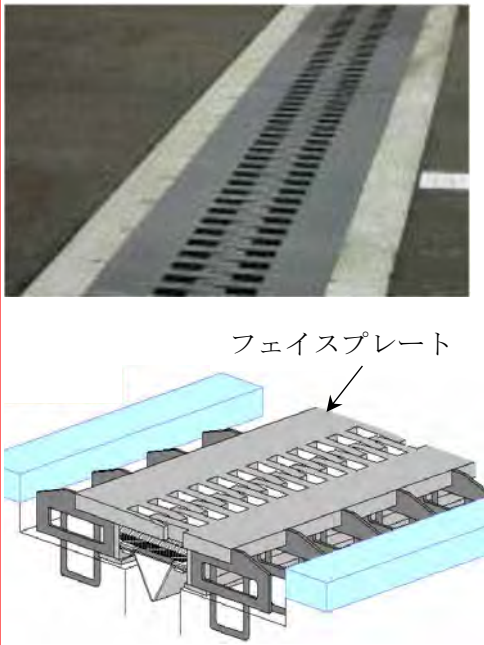
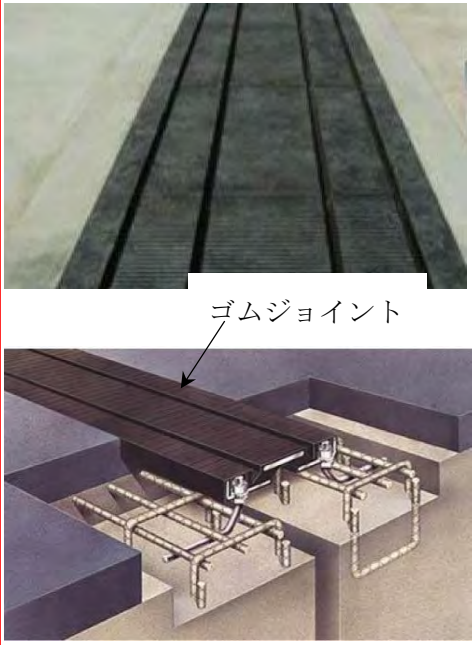
(2) 伸縮装置

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

出典:JICA 調査団

(3) 落橋防止構造

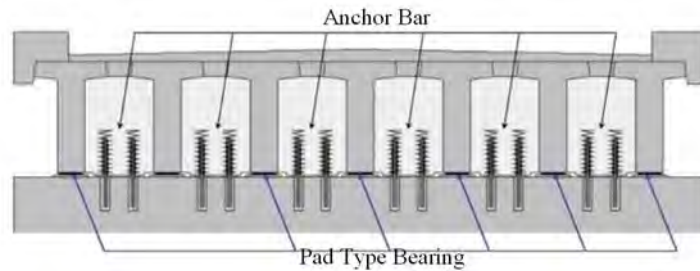
落橋防止システムは、桁かかり長と地震時の落橋防止構造で構成されている。これらの構造は橋梁の種類、支点条件および地盤条件に応じて適切に設置される。

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 4.6.147 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 4.6.147 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
鋼板桁	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



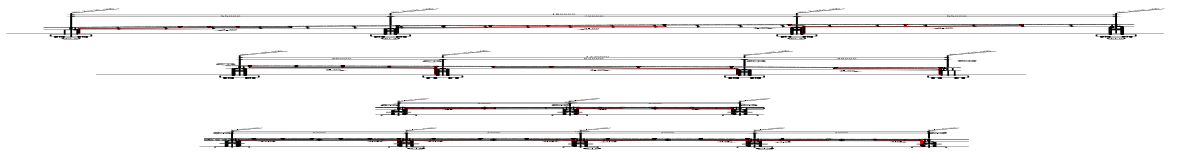
出典: JICA 調査団

図 4.6.60 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 4.6.61 から図 4.6.63 に示す。

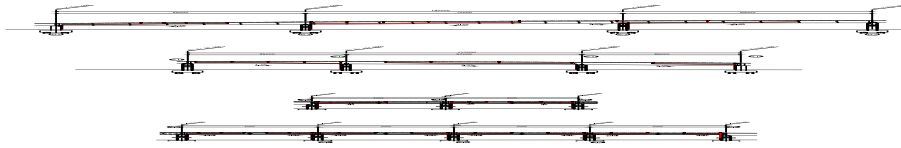
ー 鋼箱桁橋



出典: JICA 調査団

図 4.6.61 鋼箱桁橋の排水系統図

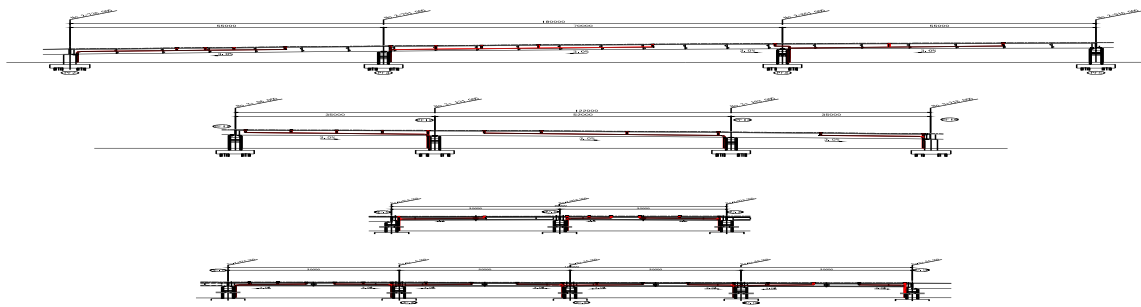
－ 鋼板桁橋



出典：JICA 調査団

図 4.6.62 鋼桁橋の排水系統図

－ PC-I 桁橋



出典：JICA 調査団

図 4.6.63 PC-I 桁橋の排水系統図