

6. ポンツーン方式案の試設計

6. 1 試設計概要

ポンツーン方式による水中橋梁とは、トンネル状の水中橋梁本体を水面上に設置した浮体構造物（ポンツーン）で支持する構造である。

水中橋梁端部は、接続する陸上構造物と剛結合とし、波力等の水平方向荷重に対しては、水中橋梁本体の剛性と橋梁端部の結合部で受持ち、また、自重、浮力等の鉛直方向荷重に対しては、ポンツーンの浮力を利用した鉛直バネで支持する構造である。

本試設計においては、下記の要領で検討を行った。なお、試設計は、全体構造系の検討結果により、実現可能性のあるアーチ形状案を対象として行った。

なお、橋長は $L=3.5\text{km}$ として検討を行った。

1) 全体構造系の検討

①基本構造の抽出

②アーチ形状案と直線案の比較

2) ポンツーン設置基数及び設置位置の検討

3) 函本体の断面構造検討

4) 端部基礎の検討

5) 製作・施工

6) 今後の課題

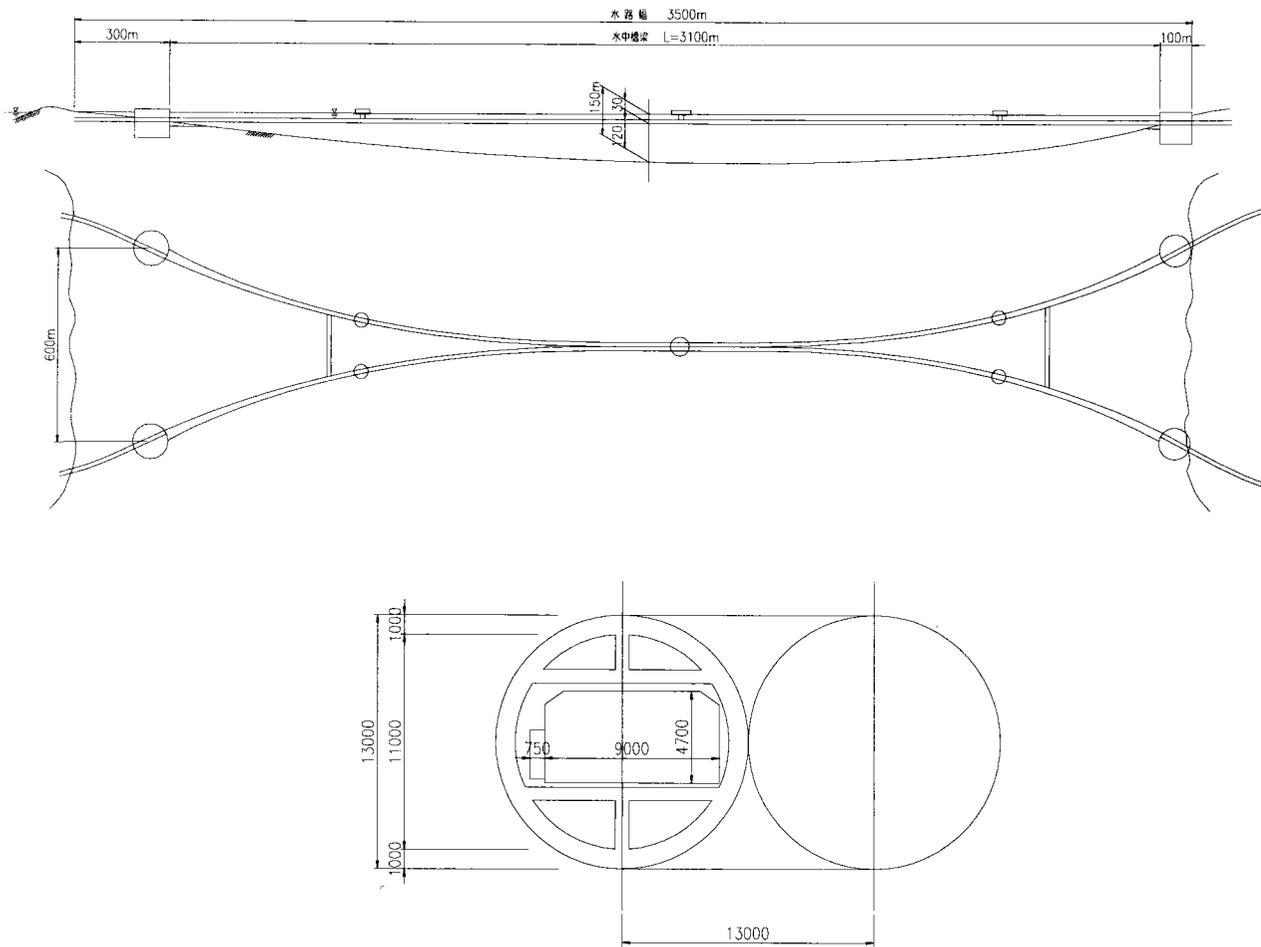


图 6. 1 全体一般図

6. 2 全体構造系の検討

6. 2. 1 基本構造の抽出

ポンツーンを有する水中橋梁として考えられる基本構造案を抽出した。

延長3.5kmもある長大水中橋梁を対象に、波力等の外力に対して抵抗できる構造として、下記の案を考えた。(図6.2参照)

- ①人工島設置による水中橋梁の中間固定案
- ②アーチ形状案
- ③ケーブル併用案

①案は、中間部に換気塔兼用の人工島を設置することにより、スパンを短くし外力に抵抗させる案である。当案の場合、水深が深い箇所に設置される人工島の規模はかなり大きくなり、水中橋梁とするメリットが小さい。

②案は、平面的にアーチ形状を背中合せとした案であり、上下線それぞれの交通をそれぞれのアーチリブ内を通すものである。波力等の水平外力に対しては、アーチ効果により抵抗するものである。

③案は、直線に設置した水中橋梁本体を、鉛直方向に懸垂されたケーブルにより支持する構造、または、ステイケーブルで固定する案である。

本検討では、実現性の高い構造として、②案のアーチ形状案を対象として検討することとした。

水中橋梁の基本構造 (案)

	平面図および側面図		断面図	特徴	
基本構造案				<ul style="list-style-type: none"> ・面本体は剛と仮定する。 ・面本体構造を固定する人工島 (換気口兼用) を設置する。 	
アーチ形状案	側面図				<ul style="list-style-type: none"> ・面本体構造を平面的にアーチ形状と剛性を高める。 ・中間部に連結通路を兼ねたストラットを設け、剛性を高める。 ・端部は基礎と剛結構造とし、充実部を拡大して、曲げモーメントに抵抗する。 ・非常脱出口、換気口兼、浮力調節用のポンツーンを5基設置する。
	平面図				
ケーブル併用案	側面図	平面図		<ul style="list-style-type: none"> ・吊橋のケーブルを利用し引張力に抵抗するようにする。 ・線形はまっすぐであるためどちら方向の潮流にも抵抗できる。 ・3.5km 程度であれば換気塔は必要ないと思われるが2カ所ほどポンツーンで浮力を持たせた。 	
	側面図	平面図			
水平ケーブル併用案	側面図	平面図		<ul style="list-style-type: none"> ・潮流による影響 (水平方向に作用する力) を低減するため、吊橋という耐風策のようなものを設置する。 ・面本体形状を楕円形とし抗力を低減する。 	

図 6 - 2 水中橋梁 基本構造案

6. 2. 2 アーチ形状案と直線構造案の比較

この章では、アーチ形状案に対する予備検討として、概略断面検討を行うものとし、直線構造案と比較することにより、アーチ形状とすることの有位性の確認を行うものとした。

検討ケースは、下記の4ケースとし、断面計算はコンクリート断面 ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$) として計算を行った。(図6. 3参照)

Model-1	直線 (架台付き案)
Model-2	アーチ形状案
Model-3	直線 (ポツーン無し案)
Model-4	直線 (ポツーン有り案)

表6. 1に検討結果を示す。この結果をまとめると以下のとおりである。

- ①各案とも水中橋梁本体の断面は直径 $\phi 15\text{m}$ 、部材厚 $d=1.0\text{m}$ としているが、端部応力度に着目すると、直線構造案は70倍程度許容値を大きく超過するが、アーチ形状案は4倍程度の超過に抑えられる。ただし、アーチ形状案の応力度は、中央部が大きく12倍程度超過する。
- ②変位に着目すると、水平方向変位については、直線構造案については現実的ではない変位が発生することとなるが、アーチ形状案は8m程度となる。一方、鉛直変位は、直線形状 (ポツーン無し) 案も現実的でない変位が発生するが、アーチ案及び直線構造案 (ポツーン有り) 案は、20m程度である。

以上より、アーチ形状案を採用することにより、直線構造案と比較して、断面力 (応力度) 及び水平変位を大きく低減できる効果があることが確認された。また、ポツーンを利用しての水中橋梁をバネ支持することにより、有る程度、鉛直変位を抑えることができるものと推測される。

検討ケース	形 状
直線(架台付き)案 (MODEL-1)	
アーチ形状案 (MODEL-2)	
直線(ポンツーン無し)案 (MODEL-3)	
直線(ポンツーン有り)案 (MODEL-4)	

図 6. 3 アーチ形状案と直線案の比較

表 6. 1 アーチ形状案と直線案の断面力等比較表

検討ケース	形 状	水中橋梁本体応力度 (N/mm ²)				変位量 (m)		
		照査箇所	応力度	許容値	決定ケース	照査箇所	中央部	
直線(梁台付き)案		端 部	曲げ圧縮応力度	118	17	暴風時	水平変位	58.7
			せん断応力度	5	0.65	暴風時	鉛直変位	24.7
		梁台部	曲げ圧縮応力度	264	17	暴風時		
			せん断応力度	6	0.65	暴風時		
		中央部	曲げ圧縮応力度	133	17	暴風時		
			せん断応力度	0	0.65	暴風時		
アーチ形状案		基 部	曲げ圧縮応力度	66	17	暴風時	水平変位	7.8
			せん断応力度	14	0.65	暴風時	鉛直変位	26.2
		L/4部	曲げ圧縮応力度	100	17	暴風時		
			せん断応力度	16	0.65	暴風時		
		中央部	曲げ圧縮応力度	201	17	暴風時		
			せん断応力度	3	0.65	暴風時		
直線(ポンツーン無し)案		端 部	曲げ圧縮応力度	1276	17	暴風時	水平変位	1680.1
			せん断応力度	13	0.65	暴風時	鉛直変位	710.2
		中央部	曲げ圧縮応力度					
			せん断応力度					
			曲げ圧縮応力度	640	17	暴風時		
			せん断応力度	0	0.65	暴風時		
直線(ポンツーン有り)案		端 部	曲げ圧縮応力度	1315	17	暴風時	水平変位	2160.6
			せん断応力度	17	0.65	暴風時	鉛直変位	21.9
		L/4 ポンツーン部	曲げ圧縮応力度	183	17	暴風時		
			せん断応力度	10	0.65	暴風時		
		中央部	曲げ圧縮応力度	711	17	暴風時		
			せん断応力度	2	0.65	暴風時		

MODEL-1 直線(架台付き)案 コンクリート断面としての断面計算

断面力 ピックアップ

単位(kN,kN・m)

照査箇所		軸力 Nx	せん断力 Sy 水平方向	せん断力 Sz 鉛直方向	ねじりM Mx	曲げM My 水平軸廻	曲げM Mz 鉛直軸廻	決定ケース
端部 節点 1		90695	85776	18822	63189	-3043838	14295191	暴風時 CASE-18
		-93068	85776	-29897	63189	4911468	14295191	暴風時 CASE-15
架台部 節点 11		95484	128672	-45189	0	11290449	32166334	暴風時 CASE-17
		-92319	128672	28666	0	-7162356	32166334	暴風時 CASE-16
中央部 節点 19		95484	0	0	0	-5655380	-16085746	暴風時 CASE-17
		-92319	0	0	0	3587647	-16085746	暴風時 CASE-16

コンクリート断面としての断面計算

コンクリート強度 $\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$

1) 端部

断面 外径 ϕ 15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{93068 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{4911468 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{14295191 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 34 + 82 \\ &= 118 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力度

外径 ϕ 15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8 \times 11.8 \times 1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{85776 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{63189 \times 10^6}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 4 + 0 + 1 \\ &= 5 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度}) \end{aligned}$$

2) 架台部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{92319 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{11290449 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{32166334 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 1 + 78 + 185 \\ &= 264 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{128672 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 6 + 0 + 0 \\ &= 6 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度})\end{aligned}$$

3) 中央部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{92319 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{5655380 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{16085746 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 39 + 92 \\ &= 133 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 0 + 0 + 0 \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度})\end{aligned}$$

MODEL-2 アーチ案 コンクリート断面としての断面計算

断面力 ピックアップ

単位(kN,kN・m)

照査箇所		軸力 Nx	せん断力 Sy 水平方向	せん断力 Sz 鉛直方向	ねじりM Mx	曲げM My 水平軸廻	曲げM Mz 鉛直軸廻	決定ケース
基部 節点101	単独部	923250	-62	29753	-4430621	7144207	613475	暴風時 CASE-7
		-923250	-62	29753	-4430621	7144207	613475	暴風時 CASE-7
ストラット部 節点107	単独部	874079	23636	16376	1933854	-3599183	-6562855	暴風時 CASE-10
アーチ中央 節点118	一体部	36896	27807	-62956	0	-9899146	-24246490	暴風時 CASE-18
		-36896	27807	-62526	0	-9723275	-27246490	暴風時 CASE-17

コンクリート断面としての断面計算

コンクリート強度 $\sigma_{ck}=50$ N/mm²

1) 基部

断面 外径 ϕ 15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{923250 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{7144207 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{613475 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 13 + 49 + 4 \\ &= 66 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力度

外径 ϕ 15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{23636 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{1933854 \times 10^6}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 1 + 0 + 13 \\ &= 14 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度}) \end{aligned}$$

2) ストラット部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{874079 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{3599183 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{6562855 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 13 + 49 + 38 \\ &= 100 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{23636 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{1933854 \times 10^6}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 1 + 0 + 14 \\ &= 15 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度})\end{aligned}$$

3) アーチ中央

断面 外径φ15m×2、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{36896 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{9899146 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{24246490 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 13 + 49 + 139 \\ &= 201 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m×2、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×34.0×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned}\tau_1 &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{27807 \times 10^3}{2 \times 34000 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{34000 \times 11800 \times 1000} \\ &= 1 + 0 + 0 \\ &= 1 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度}) \\ \tau_2 &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{0}{2 \times 34000 \times 1000} + \frac{62956 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{34000 \times 11800 \times 1000} \\ &= 0 + 3 + 0 \\ &= 3 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度})\end{aligned}$$

MODEL-3 直線(ポンツーン無し)案 コンクリート断面としての断面計算

断面力 ピックアップ

単位(kN,kN・m)

照査箇所		軸力 Nx	せん断力 Sy 水平方向	せん断力 Sz 鉛直方向	ねじりM Mx	曲げM My 水平軸廻	曲げM Mz 鉛直軸廻	決定ケース
端部 節点 1		86778	300235	66888	0	-39018516	175137200	暴風時 CASE-18
		-86778	300235	66888	0	-39018516	175137200	暴風時 CASE-16
中央部 節点 19		86778	0	0	0	19509258	-87568600	暴風時 CASE-18
		-86778	0	0	0	19509258	-87568600	暴風時 CASE-16

コンクリート断面としての断面計算

コンクリート強度 $\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$

1)端部

断面 外径 ϕ 15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{86778 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{39018516 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{175137200 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 269 + 1005 \\ &= 1276 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力度

外径 ϕ 15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8 \times 11.8 \times 1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{300235 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 13 + 0 + 0 \\ &= 13 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度}) \end{aligned}$$

2)中央部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{86778 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{19509258 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{87568600 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 135 + 503 \\ &= 640 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 0 + 0 + 0 \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度}) \end{aligned}$$

MODEL-4 直線(ポンツーン有り)案 コンクリート断面としての断面計算

断面力 ピックアップ

単位(kN,kN・m)

照査箇所		軸力 Nx	せん断力 Sy 水平方向	せん断力 Sz 鉛直方向	ねじりM Mx	曲げM My 水平軸廻	曲げM Mz 鉛直軸廻	決定ケース	
端部 節点 1		86778	383657	8964	0	-1211398	227116944	暴風時	CASE-18
		-86778	383657	7872	0	-777682	227116944	暴風時	CASE-16
1/4位置 節点 7	ポンツーン	86778	225104	20110	0	-2713179	27804062	暴風時	CASE-18
		-86778	225104	20399	0	-2934649	27804062	暴風時	CASE-16
中央部 節点 19	ポンツーン	86778	27807	-23845	0	-4860550	-117620336	暴風時	CASE-18
		-86778	27807	-23845	0	-4749819	-117620336	暴風時	CASE-16

コンクリート断面としての断面計算

コンクリート強度 $\sigma_{ck}=50$ N/mm²

1) 端部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_x}{A} + \frac{M_y}{I_y} \times y + \frac{M_z}{I_z} \times z \\ &= \frac{86778 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{1211398 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{227116944 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 9 + 1304 \\ &= 1315 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_y}{2 \times b \times t} + \frac{S_z}{2 \times b \times t} + \frac{M_x}{b \times b \times t} \\ &= \frac{383647 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 17 + 0 + 0 \\ &= 17 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度}) \end{aligned}$$

2) 1/4位置ポンツーン部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{Nx}{A} + \frac{My}{I_y} \times y + \frac{Mz}{I_z} \times z \\ &= \frac{86778 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{2934649 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{27804062 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 21 + 160 \\ &= 183 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{Sy}{2 \times b \times t} + \frac{Sz}{2 \times b \times t} + \frac{Mx}{b \times b \times t} \\ &= \frac{225104 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 10 + 0 + 0 \\ &= 10 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度})\end{aligned}$$

3) 中央部

断面 外径φ15m、外壁厚1.0m

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{Nx}{A} + \frac{My}{I_y} \times y + \frac{Mz}{I_z} \times z \\ &= \frac{86778 \times 10^3}{71 \times 10^6} + \frac{4860550 \times 10^6}{1086 \times 10^{12}} \times 7500 + \frac{117620336 \times 10^6}{1306 \times 10^{12}} \times 7500 \\ &= 2 + 34 + 675 \\ &= 711 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ck}/3 = 17 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力度

外径φ15m、外壁厚1.0mの断面を、断面積が同じ矩形(11.8×11.8×1.0m)に換算して照査する。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{Sy}{2 \times b \times t} + \frac{Sz}{2 \times b \times t} + \frac{Mx}{b \times b \times t} \\ &= \frac{27807 \times 10^3}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{2 \times 11800 \times 1000} + \frac{0}{11800 \times 11800 \times 1000} \\ &= 2 + 0 + 0 \\ &= 2 \text{ N/mm}^2 > \tau_a = 0.65 \text{ N/mm}^2 (\text{平均せん断応力度})\end{aligned}$$

6. 3 ポンツーン設置基数及び設置位置の検討

本章では、アーチ形状案を対象として、ポンツーン設置基数及び配置の検討結果を示す。

検討は下記のとおり行った。

(1) 死荷重と浮力のバランスから決定される

最初に、水中橋梁本体断面を建築限界から決定される直径 $\phi 13\text{m}$ に対して、死荷重と浮力のバランスから決定されるポンツーンの基数を算出した。その結果、ポンツーン基数が15基必要となった。

一方、水中橋梁本体断面の直径を $\phi 15\text{m}$ に変更し、同様にポンツーン基数を算出した結果、5基必要との結果を得た。(図6. 4参照)

なお、各ケースのポンツーン間隔は下記のとおりとなる。

5基配置案	ポンツーン間隔	800m程度
15基配置案	ポンツーン間隔	400m程度

(2) 上記の結果を踏まえ、ポンツーン基数を5, 15の3ケースについて、応力度検討を行った。(図6. 5参照)

その結果を、表6. 2に示す。

同条件の荷重状態での比較において、両者に際立った応力度の差は見られない結果となった。

以上の検討結果を踏まえ、経済性及び、航路幅の制約を考慮し、ポンツーン基数を5基とし、平面配置は延長方向にほぼ均等配置となるよう設定した。

なお、検討に用いたポンツーン形状は下記の寸法を想定した。

小判型ポンツーン	25.0×45.0×10.5m (深)
支柱	$\phi 10.0 \times 0.5\text{ m}$ (厚)

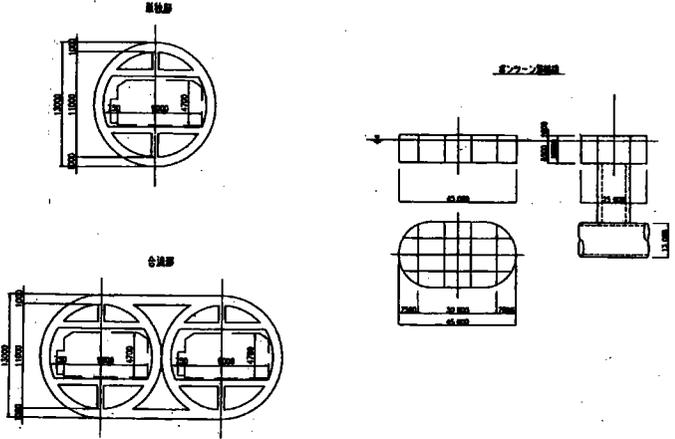
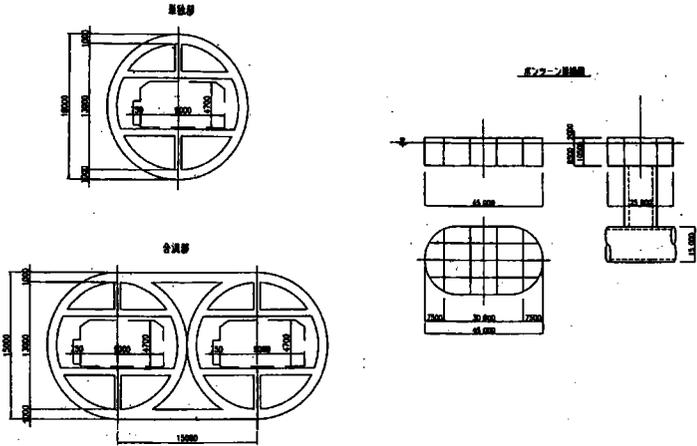
	形状寸法	概要																		
<p>(A案)</p> <p>水中橋梁径φ13.0m (建築限界から決定される最小径)</p>		<p>1) 水中橋梁と浮力の釣り合い(全長あたり)</p> <table border="0"> <tr> <td>死+活荷重</td> <td>1143674</td> <td></td> </tr> <tr> <td>浮力</td> <td>-1012919</td> <td></td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>130755</td> <td>tf</td> </tr> </table> <p>2) ポンツーンの浮力との釣り合い(1基あたり)</p> <table border="0"> <tr> <td>死荷重</td> <td>3503</td> <td></td> </tr> <tr> <td>浮力</td> <td>-12536</td> <td></td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>-9033</td> <td>tf/基</td> </tr> </table> <p>3) ポンツーンの必要基数</p> $N = \frac{130755}{9033} = 15 \text{ 基必要}$ <p>(多すぎるため、下表の検討を行う)</p>	死+活荷重	1143674		浮力	-1012919		合計	130755	tf	死荷重	3503		浮力	-12536		合計	-9033	tf/基
死+活荷重	1143674																			
浮力	-1012919																			
合計	130755	tf																		
死荷重	3503																			
浮力	-12536																			
合計	-9033	tf/基																		
<p>(B案)</p> <p>水中橋梁径をφ15.0m に変更</p>		<p>1) 水中橋梁と浮力の釣り合い(全長あたり)</p> <table border="0"> <tr> <td>死+活荷重</td> <td>1368232</td> <td></td> </tr> <tr> <td>浮力</td> <td>-1348586</td> <td></td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>19646</td> <td>tf</td> </tr> </table> <p>2) ポンツーンの浮力との釣り合い(1基あたり)</p> <table border="0"> <tr> <td>死荷重</td> <td>3503</td> <td></td> </tr> <tr> <td>浮力</td> <td>-12536</td> <td></td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>-9033</td> <td>tf/基</td> </tr> </table> <p>3) ポンツーンの必要基数</p> $N = \frac{19646}{9033} = 2.1 \text{ 基}$ <p>→ 5基 配置</p>	死+活荷重	1368232		浮力	-1348586		合計	19646	tf	死荷重	3503		浮力	-12536		合計	-9033	tf/基
死+活荷重	1368232																			
浮力	-1348586																			
合計	19646	tf																		
死荷重	3503																			
浮力	-12536																			
合計	-9033	tf/基																		

図 6. 4 鉛直方向の釣り合いから算出されるポンツーン基数の比較

	平面図	荷重ケース	調査箇所	変位置(mm)		断面力 (kN × 1000, kN・m × 1000)	
				船置方向	ねじりM M _x	曲げM M _y 水平軸廻り	
ポンツーン基数 5基		死+浮力	基部 (節点101)		-1498.8	3805.6	
			ストラット部 (節点107)	9378	-1396.4	-993.4	
			アーチ中央 (節点119)	8477	0.0	3133.9	
		活荷重	基部 (節点101)		1470.0	-1496.6	
			ストラット部 (節点107)	3737	1375.6	-2835.7	
			アーチ中央 (節点119)	8488	0.0	8213.3	
ポンツーン基数 11基		死+浮力	基部 (節点101)		-379.8	2279.0	
			ストラット部 (節点107)	7068	-303.9	-8137.5	
			アーチ中央 (節点119)	3771	0.0	-3883.9	
		活荷重	基部 (節点101)		332.1	-1446.6	
			ストラット部 (節点107)	1971	323.5	388.1	
			アーチ中央 (節点119)	3482	0.0	-1371.3	
ポンツーン基数 15基		死+浮力	基部 (節点101)		-289.2	1588.6	
			ストラット部 (節点107)	6367	-235.0	-4025.6	
			アーチ中央 (節点119)	2522	0.0	-2911.0	
		活荷重	基部 (節点101)		169.6	-411.9	
			ストラット部 (節点107)	1600	169.6	-109.9	
			アーチ中央 (節点119)	2049	0.0	-917.3	

図 6. 5 ポンツーン基数及び配置検討

表 6. 2 ポンツーン基数及び配置検討 応力度総括表

数字はピックアップ値(暴風時)を示す。

検討ケース	解析結果ピックアップ	部位	変位量(mm)			単位(kN×1000, kN・m×1000)						単位(N/mm ²)			
			標軸方向	直角方向	鉛直方向	軸力 Nx	せん断力 Sy 水平方向	せん断力 Sz 鉛直方向	ねじりM Mx	曲げM My 水平軸廻	曲げM Mz 鉛直軸廻	コンクリート断面としての応力度		せん断応力度	
												曲げ応力度 σ	許容圧縮応力度	τ	許容平均せん断応力度
ケース1 ポンツーン基数 5基	鉛直波力を含む全て	基部 (節点101)				-923.3	0.1	29.8	-4430.6	7144.2	613.5	66		14	0.65
		ストラット部 (節点107)	1176	3327	14608	874.1	23.6	16.4	1933.9	-3599.2	-6562.9	100	17	15	
		アーチ中央 (節点119)	0	7816	26239	-36.9	27.8	-62.5	0.0	-9723.3	-27246.5	201		3	
ケース2 ポンツーン基数 15基	鉛直波力を含む全て	基部 (節点101)				-923.9	-0.1	-14.4	-740.8	3884.5	611.5	44		7	0.65
		ストラット部 (節点107)	1131	3319	11531	-874.7	23.6	-16.8	-659.9	-5934.8	-6554.1	92	17	6	
		アーチ中央 (節点119)	0	7828	7610	0.0	30.0	-28.3	0.0	-8027.2	-26198.5	191		1	
ケース3 ポンツーン基数 15基	鉛直波力を除く全て	基部 (節点101)				923.9	-0.1	-1.6	-251.4	1338.6	611.5	26		8	0.65
		ストラット部 (節点107)	19	449	5213	-600.5	0.4	-22.6	-86.2	-4456.0	-1145.3	47	17	6	
		アーチ中央 (節点119)	0	5813	702	0.0	1.7	-43.7	0.0	-5692.4	-11232.6	104		1	

水中橋梁径φ13.0mの場合の必要ポンツーン基数

水中橋梁の浮力との釣合い

ポンツーン部を除いた水中橋梁本体部のみで、浮力との釣合いを検討する。

1. 単独部の鉛直方向荷重強度

直径13.0m, 延長6273m

1) 死荷重

断面積

$$\pi/4*(13.0^2-11.0^2) = 37.7$$

$$1.0*8.5 = 8.5$$

$$0.8*1.7 = 1.4$$

$$1.0*9.5 = 9.5$$

$$0.8*2.5 = 2.0$$

$$\text{断面積合計} = 59.1 \quad \text{m}^2$$

単重 2.5 tf/m³

$$\text{橋体重量} = 147.8$$

$$\text{諸設備} = 3.0$$

$$\text{合計} = 150.8 \quad \text{tf/m}$$

2) 活荷重

$$0.35*9.0+0.35*1.0 = 3.5 \quad \text{tf/m}$$

3) 死活荷重合計

$$= 154.3 \quad \text{tf/m}$$

4) 浮力

$$-\pi/4*13.0^2*1.03 = -136.7 \quad \text{tf/m}$$

2. 一体部の鉛直方向荷重強度

直径13.0m * 2, 延長500m

1) 死荷重

断面積

$$\pi/4*(13.0^2-11.0^2)*2 = 75.4$$

$$1.0*8.5*2 = 17.0$$

$$0.8*1.7*2 = 2.8$$

$$1.0*9.5*2 = 19.0$$

$$0.8*2.5*2 = 4.0$$

$$1.0*10.0*2 = 20.0$$

$$\text{断面積合計} = 138.2 \quad \text{m}^2$$

単重 2.5 tf/m³

$$\text{橋体重量} = 345.5$$

$$\text{諸設備} = 6.0$$

合計	=	351.5	tf/m
2)活荷重			
(0.35*9.0+0.35*1.0)*2	=	7.0	tf/m
3)死活荷重合計	=	358.5	tf/m
4)浮力			
$-(\pi/4*13.0^2+13.0*13.0)*1.03$	=	-310.8	tf/m

3. 水中橋梁と浮力の釣り合い

死荷重+活荷重 合計			
154.3*6273	=	967924	tf
351.5*500	=	175750	
合計	W1	=	114367 tf
浮力 合計			
-136.7*6273	=	-57519	tf
-310.8*500	=	-55400	
合計	W2	=	-1012919 tf
総合計	W	=	130755 tf

以上より、上記Wに見合う浮力をもつポンツーンを必要とする。

4. ポンツーン形状, 個数の検討

(1). 小判型 25.0 * 45.0 * 10.5m
(支柱断面 φ10.0m * 0.5m)

1) 自重			
ポンツーン自重	$(\pi/4 * 25.0^2 + 20.0 * 25.0) * 0.5 * 2.5$	=	1239 tf/基
	$0.3 * 190.0 * 10.0 * 2.5$	=	1425
支柱自重	$\pi/4 * (10.0^2 - 9.0^2) * 22.5 * 2.5$	=	839 tf/基
合計		=	3503 tf/基
2) 浮力			
ポンツーン	$-(\pi/4 * 25^2 + 20 * 25) * 10.5 * 1.03$	=	-10716 tf/基
支柱自重	$-\pi/4 * 10.0^2 * 22.5 * 1.03$	=	-1820 tf/基
合計		=	-12536 tf/基
3) 合計			-9033 tf/基

よって、当ポンツーン形状での必要個数は、下記のとおりとなる。

$$n = 130755 / 9033 = \underline{\underline{15 \text{ 基}}}$$

水中橋梁径φ15.0mの場合の必要ポンツーン基数

水中橋梁の浮力との釣合い

ポンツーン部を除いた水中橋梁本体部のみで、浮力との釣合いを検討する。

1. 単独部の鉛直方向荷重強度

直径15.0m, 延長6273m

1) 死荷重

断面積			
$\pi/4*(15.0^2-13.0^2)$	=	44.0	
1.0*10.5	=	10.5	
0.8*2.7	=	2.2	
1.0*11.5	=	11.5	
0.8*3.5	=	2.8	
断面積合計	=	71.0	m ²
単重 2.5 tf/m ³			
橋体重量	=	177.5	
諸設備	=	3.0	
合計	=	180.5	tf/m

2) 活荷重

$$0.35*9.0+0.35*1.0 = 3.5 \text{ tf/m}$$

3) 死活荷重合計

$$= 184.0 \text{ tf/m}$$

4) 浮力

$$-\pi/4*15.0^2*1.03 = -182.0 \text{ tf/m}$$

2. 一体部の鉛直方向荷重強度

直径15.0m * 2, 延長500m

1) 死荷重

断面積			
$\pi/4*(15.0^2-13.0^2)*2$	=	88.0	
1.0*10.5*2	=	21.0	
0.8*2.7*2	=	4.4	
1.0*11.5*2	=	23.0	
0.8*3.5*2	=	5.6	
1.0*12.0*2	=	24.0	
断面積合計	=	166.0	m ²
単重 2.5 tf/m ³			
橋体重量	=	415.0	

諸設備	=	6.0	
合計	=	421.0	tf/m
2)活荷重			
(0.35*9.0+0.35*1.0)*2	=	7.0	tf/m
3)死活荷重合計	=	428.0	tf/m
4)浮力			
$-(\pi/4*15.0^2+15.0*15.0)*1.03$	=	-413.8	tf/m

3. 水中橋梁と浮力の釣り合い

死荷重+活荷重 合計			
184.0*6273	=	1154232	tf
428.0*500	=	214000	
合計	W1 =	1368232	tf
浮力 合計			
-182.0*6273	=	-1141686	tf
-413.8*500	=	-206900	
合計	W2 =	-1348586	tf
総合計	W =	19646	tf

以上より、上記Wに見合う浮力をもつポンツーンを必要とする。

4. ポンツーン形状, 個数の検討

(1). 小判型 25.0 * 45.0 * 10.5m
 (支柱断面 ϕ 10.0m * 0.5m)

1) 自重

ポンツーン自重

$$(\pi / 4 * 25.0^2 + 20.0 * 25.0) * 0.5 * 2.5 = 1239 \text{ tf/基}$$

$$0.3 * 190.0 * 10.0 * 2.5 = 1425$$

支柱自重

$$\pi / 4 * (10.0^2 - 9.0^2) * 22.5 * 2.5 = 839 \text{ tf/基}$$

合計

$$= 3503 \text{ tf/基}$$

2) 浮力

ポンツーン

$$-(\pi / 4 * 25^2 + 20 * 25) * 10.5 * 1.03 = -10716 \text{ tf/基}$$

支柱自重

$$-\pi / 4 * 10.0^2 * 22.5 * 1.03 = -1820 \text{ tf/基}$$

合計

$$= -12536 \text{ tf/基}$$

3) 合計

$$-9033 \text{ tf/基}$$

よって、当ポンツーン形状での必要個数は、下記のとおりとなる。

$$n = 19646 / 9033 = \underline{\underline{2.1 \text{ 基}}}$$

5基を配置する。

6. 4 函本体の断面構造検討

6. 4. 1 検討概要

函本体として使用する材料は、前項までの検討結果より、RC構造物では応力的に厳しいことから、函本体断面として鋼・コンクリート合成断面を適用するものとして検討を行うものとする。

材料条件は下記のとおりとした。

コンクリート $\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$

鋼材 SM570材まで使用可とする。

(最大板厚を $t=100\text{mm}$ とする)

上記の材料条件により、合成断面構造について検討した結果、前項までの検討に用いた水中橋梁本体径 $\phi 15\text{m}$ では断面を構成することが困難であるため、径を $\phi 18\text{m}$ まで拡大することとした。

径を拡大した後の検討結果を表6. 3に示す。

同表に示すとおり、本材料条件で許容値を満足する断面構造は、円筒状の鋼殻内にコンクリートを充填した合成構造であり、鋼殻を構成する板厚は全て $t=100\text{mm}$ である。

表 6. 3 函本体断面構造に関する比較表

〈材料諸元〉

項 目	諸 値
コンクリート設計基準強度	50 N/mm ²
コンクリートの弾性係数	33000 N/mm ²
鋼材との弾性係数比	15

〈断面力〉

軸力	0 KN
曲げモーメント	2.028E+7 KNm

	断 面	応 力 度
RC断面 外鋼板 t=100mm		$\sigma_c = 37 > 17 \text{ N/mm}^2$ OUT $\sigma_{s'} = 555 > 255 \text{ N/mm}^2$ OUT $\sigma_s = 745 > 255 \text{ N/mm}^2$ OUT
合成断面 外内鋼板 t=100mm リブ t=100mm (56本)		$\sigma_c = 18 > 17 \text{ N/mm}^2$ OUT $\sigma_{s'} = 256 > 255 \text{ N/mm}^2$ OUT $\sigma_s = 287 > 255 \text{ N/mm}^2$ OUT
合成断面 外内、中間鋼板 t=100mm リブ t=100mm (56本)		$\sigma_c = 14 < 17 \text{ N/mm}^2$ Ok $\sigma_{s'} = 199 < 255 \text{ N/mm}^2$ Ok $\sigma_s = 217 < 255 \text{ N/mm}^2$ Ok

6. 4. 2 断面力の解析

水中橋梁（ポンツーン形式） 静的断面力算出時荷重及び荷重組合せ

1. 構造諸元

1) コンクリート設計基準強度

50N/mm²

E = 3.300E+07 (kN/m²)

G = 1.435E+07 (kN/m)

2) 函本体断面定数

a) 単独部

A = 87.8 (m²)

I_y = 1939.0 (m⁴)

I_z = 2395.0 (m⁴)

J = 3872.0 (m⁴)

※水平軸回り

※鉛直軸回り

b) 一体部

A = 176.0 (m²)

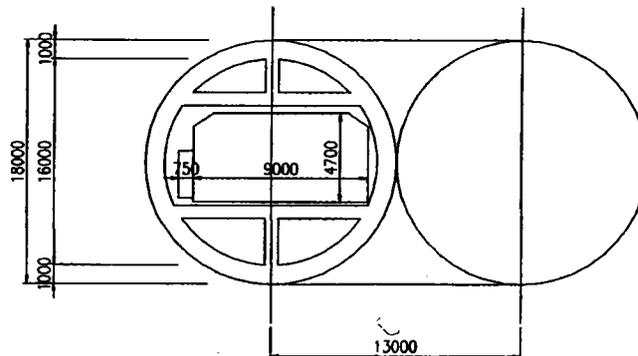
I_y = 3878.0 (m⁴)

I_z = 20094.0 (m⁴)

J = 7744.0 (m⁴)

※水平軸回り

※鉛直軸回り



3) ポンツーンの鉛直バネ定数

K = 排水重量 / 喫水

$$K = (\pi/4 \times 25^2 + 20 \times 25) \times 8.5 \times 1.03 \times 9.81 / 8.5$$
$$= 10012.1 \text{ (kN/m)}$$

水中橋梁（ポンツーン形式）
静的断面力算出時荷重及び荷重組合せ

2. 荷重

- 1) 自重
- 2) 浮力
- 3) 活荷重
 $W=3.5$ (kN/m²)
- 4) 潮位差
+0.63m
-0.85m
- 5) 潮流力
 $V=3.5$ (m/s)
- 6) 波力
 - ・モリソン式による波力の算出
 - ・ポンツーン部および柱部： $P=w*H*Ld$
 $34784.0528 + 36830.1735 = 71614.23$ (kN)
- 7) 風荷重
(道示を準用： $W=3.0$ (kN/m²))
- 8) 温度変化（水中部材）
(±5℃)

※SI単位系への変換は10倍する

3. 荷重組合せ

- 1) 常時 (許容応力度の割増係数1.00)
死+浮+活+潮流力+潮位差
- 2) 暴風時 (許容応力度の割増係数1.25)
死+浮+潮流力+潮位差+風+波力
- 3) 暴風時+温度 (許容応力度の割増係数1.35)
死+浮+潮流力+潮位差+風+波力+温度

4. 荷重組合せケース番号

組合せ 番号	組合せ名	基本荷重 ケース の個数	換算係数
1	常時(死+浮+活+潮+潮差↑)	5	1.00
2	常時(死+浮+活+潮+潮差↓)	5	1.00
3	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑)	6	1.25
4	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↓)	6	1.25
5	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↑)	6	1.25
6	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓)	6	1.25
7	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波⇒)	6	1.25
8	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波⇒)	6	1.25
9	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波⇒)	6	1.25
10	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波⇒)	6	1.25
11	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑+温↑)	7	1.35
12	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↓+温↑)	7	1.35
13	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↑+温↓)	7	1.35
14	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓+温↓)	7	1.35
15	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+温↑+波⇒)	7	1.35
16	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+温↑+波⇒)	7	1.35
17	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+温↓+波⇒)	7	1.35
18	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+温↓+波⇒)	7	1.35
19	死荷重時(函本体+浮力)	2	1.00
20	活荷重時	1	1.00
21	潮流力	1	1.00
22	潮位差↑	1	1.00
23	潮位差↓	1	1.00
24	波力(鉛直)	1	1.00
25	波力(水平)	1	1.00
26	風荷重	1	1.00
27	温度(+)	1	1.00
28	温度(+)	1	1.00

波力, 潮流力の算出

(φ18 水中橋梁部 単独部)

参考資料: 水中トンネル (社) 水中トンネル研究調査会

□ モリソン式による波力の算出

$$F = 1/2 * W/g * CD * u * |u| * A + W/g * CM * u' * V$$

x方向	W=	1.03	海水単位重量 (tf/m ³)
	g=	9.8	重力加速度 (m/sec ²)
	CD=	1	抗力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	CM=	2	慣性力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	u=	0.847636	波による水粒子速度 (m/sec)
	u' =	-0.532590	波による水粒子加速度 (m/sec ²)
	A=	18	流水方向の投影面積 (m ² /m)
	V=	254	部材体積 (m ³ /m)

F=	-27.76	単位長さあたりの波力 (tf/m)
	-272.29	単位長さあたりの波力 (kN/m)

z方向(↑+)	W=	1.03	海水単位重量 (tf/m ³)
	g=	9.8	重力加速度 (m/sec ²)
	CD=	2	抗力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	CM=	2	慣性力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	u=	0.841633	波による水粒子速度 (m/sec)
	u' =	-0.528810	波による水粒子加速度 (m/sec ²)
	A=	18	流水方向の投影面積 (m ² /m)
	V=	254	部材体積 (m ³ /m)

F=	-26.89	単位長さあたりの波力 (tf/m)
	-263.83	単位長さあたりの波力 (kN/m)

□ 潮流力の算出

$$FD = 1/2 * W/g * CD * u(z)^2 * A$$

$$FL = 1/2 * W/g * CL * u(z)^2 * A$$

CD=	1.2	抗力係数
CL=	1.2	揚力係数
u(z)=	4.14	海底面からZ(m)の位置での流速 (m/sec)
A=	18	流れ方向の投影面積 (m ² /m)
W=	1.03	海水の単位体積重量 (tf/m ³)
g=	9.8	重力加速度 (m/sec ²)
u(z)=us*(Z/h)^(1/7)		
Z=	130	海底面からの高さ (m)
us=	3.5	海表面における流速 (m/sec)
h=	40	水深 (m)

FD=	19.47	抗力 (tf/m)	191.03	抗力 (kN/m)
FL=	19.47	揚力 (tf/m)	191.03	揚力 (kN/m)

波力, 潮流力の算出

(水中橋梁部 一体部)

参考資料: 水中トンネル (社) 水中トンネル研究調査会

モリソン式による波力の算出

$$F = 1/2 * W / g * CD * u * |u| * A + W / g * CM * u' * V$$

x方向	W=	1.03	海水単位重量 (tf/m ³)
	g=	9.8	重力加速度 (m/sec ²)
	CD=	1	抗力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	CM=	2	慣性力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	u=	0.847636	波による水粒子速度 (m/sec)
	u'=	-0.532590	波による水粒子加速度 (m/sec ²)
	A=	18	流水方向の投影面積 (m ² /m)
	V=	254	部材体積 (m ³ /m)
	F=	-27.76	単位長さあたりの波力 (tf/m)
		-272.29	単位長さあたりの波力 (kN/m)

z方向(↑+)	W=	1.03	海水単位重量 (tf/m ³)
	g=	9.8	重力加速度 (m/sec ²)
	CD=	2	抗力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	CM=	2	慣性力係数 (参考資料 P126 のグラフ参照)
	u=	0.841633	波による水粒子速度 (m/sec)
	u'=	-0.528810	波による水粒子加速度 (m/sec ²)
	A=	36	流水方向の投影面積 (m ² /m)
	V=	508	部材体積 (m ³ /m)
	F=	-53.79	単位長さあたりの波力 (tf/m)
		-527.66	単位長さあたりの波力 (kN/m)

潮流力の算出

$$FD = 1/2 * W / g * CD * u(z)^2 * A$$

$$FL = 1/2 * W / g * CL * u(z)^2 * A$$

CD=	1.2	抗力係数	
CL=	1.2	揚力係数	
u(z)=	4.14	海底面からZ(m)の位置での流速 (m/sec)	
A=	18	流れ方向の投影面積 (m ² /m)	
W=	1.03	海水の単位体積重量 (tf/m ³)	
g=	9.8	重力加速度 (m/sec ²)	
u(z)=us*(Z/h)^(1/7)			
Z=	130	海底面からの高さ (m)	
us=	3.5	海表面における流速 (m/sec)	
h=	40	水深 (m)	
FD=	19.47	抗力 (tf/m)	191.03 抗力 (kN/m)
FL=	19.47	揚力 (tf/m)	191.03 揚力 (kN/m)

6. 4. 3 断面計算

<p>断面番号-6</p> <p>形状図</p>	<p>荷重名称[SW2]</p> <p>〈材料諸元〉</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>名称</th> <th>記号</th> <th>単位</th> <th>諸値</th> </tr> <tr> <td>コンクリートの基準強度</td> <td>σ_{ck}</td> <td>N/mm²</td> <td>50.00</td> </tr> <tr> <td>ヤング係数</td> <td>E_c</td> <td>N/mm²</td> <td>33000.00</td> </tr> <tr> <td>鉄筋とのヤング係数比</td> <td>n_1</td> <td>—</td> <td>15.00</td> </tr> <tr> <td>P.C鋼材とのヤング係数比</td> <td>n_2</td> <td>—</td> <td>6.06</td> </tr> </table> <p>〈断面力〉</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>軸力</td> <td>N</td> <td>kN</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>曲げモーメント</td> <td>M</td> <td>kN·m</td> <td>2.028E+07</td> </tr> </table> <div style="text-align: right;"> <p>軸力 → ⊕ ←</p> <p>曲げ ⌒ ⊕ ⌒</p> </div>	名称	記号	単位	諸値	コンクリートの基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	50.00	ヤング係数	E_c	N/mm ²	33000.00	鉄筋とのヤング係数比	n_1	—	15.00	P.C鋼材とのヤング係数比	n_2	—	6.06	軸力	N	kN	0.0	曲げモーメント	M	kN·m	2.028E+07
名称	記号	単位	諸値																										
コンクリートの基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	50.00																										
ヤング係数	E_c	N/mm ²	33000.00																										
鉄筋とのヤング係数比	n_1	—	15.00																										
P.C鋼材とのヤング係数比	n_2	—	6.06																										
軸力	N	kN	0.0																										
曲げモーメント	M	kN·m	2.028E+07																										

鋼材 種別番号	鋼材名称	本数 (本)	鋼材量 (mm ²)	鋼材張力 (N/mm ²)	Xo (m)	Yo (m)	開始角度 (rad)	終了角度 (rad)	半径 (m)
鉄筋	鋼板100	100	5654800.0	0.000	9.000	9.000	0.000	360.000	9.000
鉄筋	鋼板100	100	5654800.0	0.000	9.000	9.000	0.000	360.000	8.000
鉄筋	Rib	56	2800000.0	0.000	9.000	9.000	0.000	360.000	8.000
鉄筋	Rib	56	2800000.0	0.000	9.000	9.000	0.000	360.000	9.000
鉄筋	鋼板100	100	5654800.0	0.000	9.000	9.000	0.000	360.000	8.500

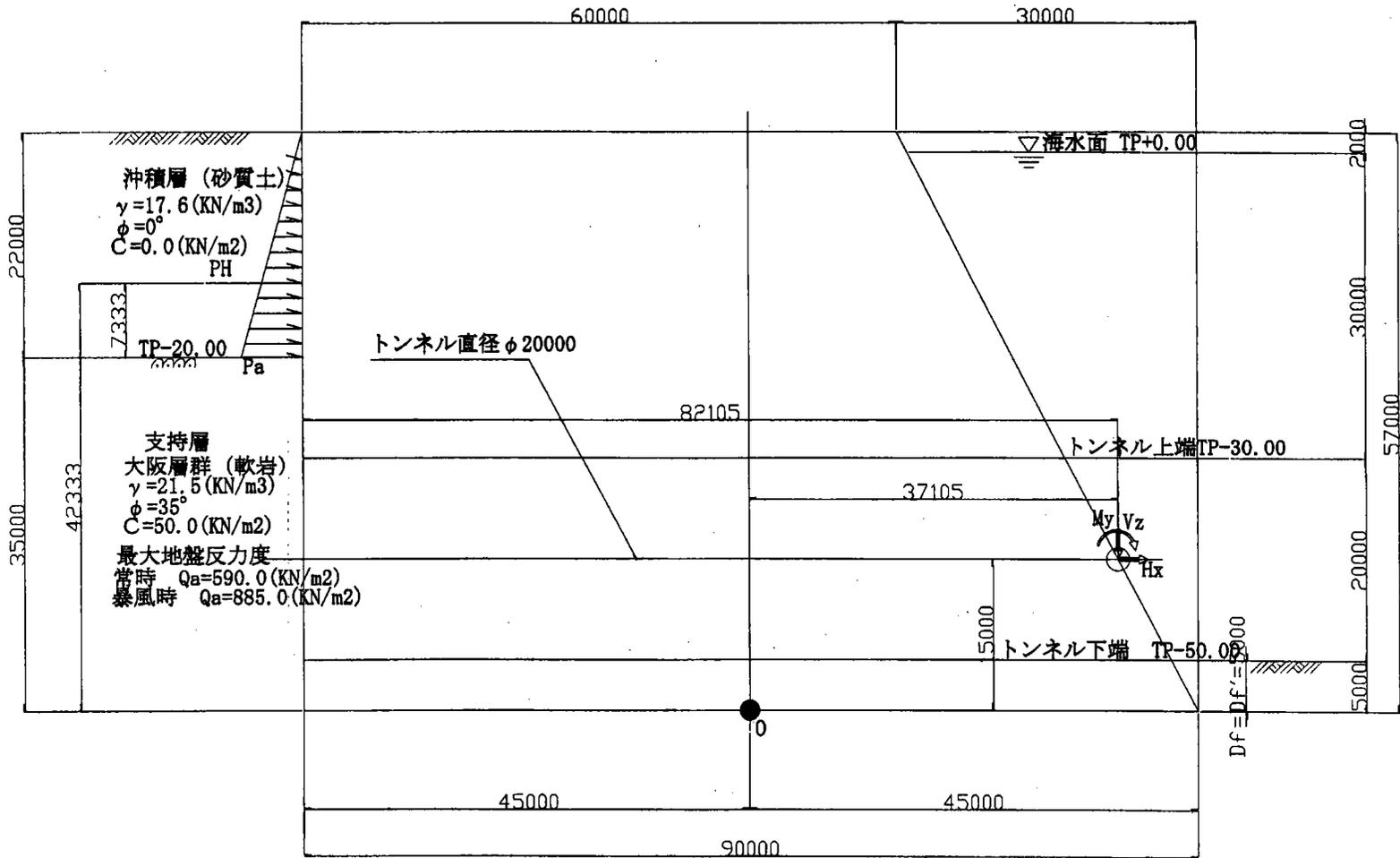
〈断面諸値〉				
名称	記号	単位	総断面	換算断面
断面積	A	m ²	53.40656	391.87344
上縁～図心	Yu	m	9.00086	9.00093
下縁～図心	YL	m	-9.00006	-8.99999
断面2次モーメント	I	m ⁴	1.9360E+03	1.41948E+04
上縁断面係数	Wu	m ³	215.06801	1.5770E+03
下縁断面係数	WL	m ³	-215.10721	-1.577E+03

〈応力度〉				
名称	単位	実応力度	判定	許容応力度
σ_c	N/mm ²	13.25	≤	17.00
σ_s'	N/mm ²	-198.69	≤	255.00
σ_s	N/mm ²	217.01	≤	255.00
σ_c'	N/mm ²	—	≤	17.00

中立軸	X	m	8.604
圧縮力	C	kN	206672.5
引張力	T	kN	1.52E+06
圧縮力	T'	kN	1.31E+06

記号説明図

2) 橋軸方向



6. 5. 3 設計条件

(1) フレーム解析時の荷重組合せケース

組合せ番号	組合せ名	基本荷重ケースの個数	換算係数
1	常時(死+浮+活+潮+潮差↑)	5	1
2	常時(死+浮+活+潮+潮差↓)	5	1
3	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑)	6	1.25
4	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↓)	6	1.25
5	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↑)	6	1.25
6	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓)	6	1.25
7	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑+波⇒)	7	1.25
8	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↓+波⇒)	7	1.25
9	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↑+波⇒)	7	1.25
10	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓+波⇒)	7	1.25
11	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑+温↑)	7	1.35
12	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↓+温↑)	7	1.35
13	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↑+温↓)	7	1.35
14	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓+温↓)	7	1.35
15	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑+温↑+波⇒)	8	1.35
16	暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↓+温↑+波⇒)	8	1.35
17	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↑+温↓+波⇒)	8	1.35
18	暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓+温↓+波⇒)	8	1.35
19	死荷重時(函本体+浮力)	2	1
20	活荷重時	1	1
21	潮流力	1	1
22	潮位差↑	1	1
23	潮位差↓	1	1
24	波力(鉛直)	1	1
25	波力(水平)	1	1
26	風荷重	1	1
27	温度(+)	1	1
28	温度(+)	1	1

(2) フレーム解析による部材断面力

トンネルの4つの支点(部材番号(1i, 37i, 36j, 66j))の最大断面力はフレーム解析より以下に示す。基礎の安定計算は101支点に対してもっとも厳しいケースで行う。
単位(kN,kN・m)

断面力の抽出結果PICKCASE
 節点 部材 着目 着目 抽出荷重 軸力 せん断力 せん断力 ねじりモ 曲げモーメ 曲げモーメ
 番号 番号 位置 成分 CASE番号
 トンネルの4つの支点(部材番号(1i, 37i, 36j, 66j))の最大断面力はフレーム解析より以下に示す。基礎の安定計算は101支点に対してもっとも厳しいケースで行う。
 単位(kN,kN・m)

断面力の抽出結果PICKCASE
 トンネルの4つの支点(部材番号(1i, 37i, 36j, 66j))の最大断面力はフレーム解析より以下に示す。基礎の安定計算は101支点に対してもっとも厳しいケースで行う。
 単位(kN,kN・m)

断面力の抽出結果PICKCASE
 節点 部材 着目 着目 抽出荷重 軸力 せん断力 せん断力 ねじりモ 曲げモーメ 曲げモーメ
 番号 番号 位置 成分 CASE番号
 トンネルの4つの支点(部材番号(1i, 37i, 36j, 66j))の最大断面力はフレーム解析より以下に示す。基礎の安定計算は101支点に対してもっとも厳しいケースで行う。
 単位(kN,kN・m)

断面力の抽出結果PICKCASE					軸力	せん断力	せん断力	ねじりモ	曲げモーメ	曲げモーメ	
節点	部材	着目	着目	抽出荷重	橋軸方向水平力	直交方向水平力	鉛直力	直角方向 M	橋軸方向 M	ねじり Mj	
番号	番号	位置	成分	CASE番号	Hx	Hy	Vz	MX	My	Mz	
101	1	I-MAX	N	14	0	-455315.6	3332.6	9880	1905579.6	-1326048.1	-115282.2
		MIN	N	10	*	-923249.6	-61.6	10670.4	2058026	-1432132	613475.2
		直角方向照査ケース1	MAX	Sy	14	-455315.6 *	3332.6	9880	1905579.6	-1326048.1	-115282.2
		MIN	Sy	16		-874974.1 *	-1308.9	8913.4	1733416.6	-941068.1	427230.4
		MAX	Sz	10		-923249.6	-61.6 *	10670.4	2058026	-1432132	613475.2
		MIN	Sz	7		-923249.6	-61.6 *	-29752.8	-4430621	7144206.5	613475.2
		MAX	T	10		-923249.6	-61.6	10670.4 *	2058026	-1432132	613475.2
		直角方向照査ケース2	MIN	T	7	-923249.6	-61.6	-29752.8 *	-4430621	7144206.5	613475.2
		橋軸方向照査ケース	MAX	My	7	-923249.6	-61.6	-29752.8	-4430621 *	7144206.5	613475.2
		MIN	My	10		-923249.6	-61.6	10670.4	2058026 *	-1432132	613475.2
		MAX	Mz	18		-834747.4	1194.8	9880	1905579.6	-1326048.1 *	708834.8
		MIN	Mz	12		-495542.2	828.9	8913.4	1733416.6	-941068.1 *	-396886.7

(2) 土質条件

直接基礎は良好な支持地盤上に設置される。紀淡海峡(由良瀬戸)の地質縦断図を見ると、区間A、Cは和泉層(岩盤)が露出しているが区間B、Dでは堆積層が分布している。特に表層の沖積層は直接基礎の支持地盤としては不向きであると考えられる。従って、直接基礎とする場合、沖積層はすべて掘削し段丘相当層以上の層に支持させるものとする。

ここでは段丘相当層、大阪層群、和泉層の各層に対して直接基礎の安定計算を行い、それぞれの層に対する基礎寸法を算出する。

表-2 由良瀬戸地盤定数モデル

地層	物理特性				強度特性		変形特性
	γ (tf/m ³)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	νD	C (tf/m ²)	ϕ (度)	E_s (tf/m ²)
沖積層	1.76	180	1,300	0.49	0	0	8,400
段丘相当層	1.96	360	1,700	0.48	0	30	11,000
大阪層群	2.15	450	1,800	0.47	5	35	46,000
和泉層群	2.35	1,200	4,000	0.45	10	37	90,000

表- 許容地盤反力度 (qa) 一覧

	常時	暴風時	備考
段丘相当層	390kN/m ²	585kN/m ²	砂地盤相当と仮定
大阪層群	590kN/m ²	885kN/m ²	軟岩相当と仮定
和泉層	980kN/m ²	1470kN/m ²	亀裂の多い岩相当と仮定

6. 5. 4 安定計算結果

(1). 橋軸方向 CASE7: 暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑+波→) 浮力考慮

直接基礎安定計算

		算 式	Vz(KN)	Hx(KN)	X(m)	h(m)	付加モーメントMy	Vz×X (KNm)	Hx×h+My(KNm)
トンネル部作用力			29752.80	923249.60	-37.11	15.00	7144206.50	-1104126.41	20992950.50
軀 体	①	$-\pi \times 20.00 \times 20.00 \times 1/4 \times 14.50 \times 82.11$	-374036.45	0.00	-3.95	0.00		1477443.98	0.00
	②	$60.00 \times 57.00 \times 40.00 \times 14.50$	1983600.00	0.00	15.00	0.00		29754000.00	0.00
	③	$30.00 \times 57.00 \times 1/2 \times 40.00 \times 14.50$	495900.00	0.00	-25.00	0.00		-12397500.00	0.00
土 圧									
	水平土圧	$1.00 \times 8.60 \times 22.00 \times 22.00 \times 40.00 \times 1/2$		83248.00		42.33			3523887.84
合 計			2135216.35	1006497.60				17729817.57	24516838.34

B= 90.00 m L= 40.00 m

1). 転倒に対する安定

$$\text{偏心量 } e = ((Hx \times h + My) - Vz \times X) / Vz = 3.18 \text{ m} \leq \text{許容値 } 30.00 \text{ m}$$

2). 地盤反力度

$$\begin{aligned} \text{底版中心回転モーメント } M &= Vz \cdot e = 6789988.0 \text{ KNm} \\ \text{底面反力の作用幅 } x &= 3(B/2 - e) = 125.5 \text{ m} \quad \text{台形分布} \\ \text{地盤反力度 } q_{\max} &= Vz/LB \pm 6M/LB^2 = 719 \text{ KN/m}^2 \\ q_{\min} &= 467 \text{ KN/m}^2 \leq Qa = 835 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

3). 滑動に対する安定

$$\text{滑動に対する安全率 } F = Vz \cdot \tan \phi B / Hx = 1.27 > Fa = 1.2$$

4). 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

荷重の偏心傾斜を考慮した極限支持力より算出するものとする。

$$q_d = \alpha \kappa C N_c + \kappa q N_q + 1/2 \gamma l \beta B_e N_r \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$Q_u = 1/n (q_d \cdot A_e) \quad (\text{KN})$$

荷重状態		地震時
V (KN)		2135216.35
H (KN)		1006497.60
底版幅 (橋軸) B (m)		90.00
底版幅 (直角) D (m)		40.00
偏心量 (橋軸) e b (m)		3.18
偏心量 (直角) e d (m)		2.08
基礎の有効根入れ D f (m)		5.00
支持地盤への根入れ D f' (m)		5.00
地盤の粘着力 C (KN/m ²)		50.00
地盤の内部摩擦角 φ (度)		35.00
支持地盤の単位重量 γ 1 (KN/m ³)		12.50
Be (m)	B-2e b	83.64
De (m)	D-2e d	35.84
α	1+0.3Be/De	1.70
β	1-0.4Be/De	0.07
κ	1+0.3Df'/Be	1.02
上載荷重 q (KN/m ²)	γ 2 D f	62.50
tan θ	HB/V	0.47
	Nc	15
支持力係数	Nq	9
	Nr	3.5
第1項	α κ C Nc	1298
第2項	κ q Nq	573
第3項	1/2 γ 1 β B_e N_r	18
極限支持力度 q d (KN/m ²)		1889
有効載荷面積 A e (m ²)	Be · De	2998
偏心を考慮した極限支持力 (KN)		5661758
安全率 n	地震時 (暴風時)	2
許容鉛直支持力 (KN)		2,830,879
判定		OK

直角ケース 2

水中重量

示方書グラフより

≧ 2,135,216 KN

(2). 橋軸直角方向照査ケース1 CASE14:暴風時(死+浮+潮+潮差↓+風+波↓+温↓) 浮力考慮

直接基礎安定計算

		算 式	Vz(KN)	Hx(KN)	X(m)	h(m)	付加モーメントMy	Vz×X (KNm)	Hx×h+My(KNm)
トンネル部作用力			9880.00	3332.60	0.00	15.00	1905579.60	0.00	1955568.60
軀体	①	$-\pi \times 20.00 \times 20.00 \times 1/4 \times 14.50 \times 82.11$	-374036.45	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
	②	$60.00 \times 57.00 \times 40.00 \times 14.50$	1983600.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
	③	$30.00 \times 57.00 \times 1/2 \times 40.00 \times 14.50$	495900.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
土圧									
合 計			2115343.55	3332.60				0.00	1955568.60

B= 40.00 m L= 90.00 m

1). 転倒に対する安定

$$\text{偏心量 } e = ((Hx \times h + My) - Vz \times X) / Vz = 0.92 \text{ m} \leq \text{許容値 } 13.33 \text{ m}$$

2). 地盤反力度

$$\begin{aligned} \text{底版中心回転モーメント } M &= Vz \cdot e = 1946116.1 \text{ KNm} \\ \text{底面反力の作用幅 } x &= 3(B/2 - e) = 57.2 \text{ m} \quad \text{台形分布} \\ \text{地盤反力度 } q_{\max} &= Vz/LB \pm 6M/LB^2 = 669 \text{ KN/m}^2 \\ q_{\min} &= 507 \text{ KN/m}^2 \leq Q_a = 835 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

3). 滑動に対する安定

$$\text{滑動に対する安全率 } F = Vz \cdot \tan \phi B / Hx = 380.80 > F_a = 1.2$$

4). 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

荷重の偏心傾斜を考慮した極限支持力より算出するものとする。

$$q_d = \alpha \kappa C N_c + \kappa q N_q + 1/2 \gamma l \beta B e N_r \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$Q_u = 1/n (q_d \cdot A_e) \quad (\text{KN})$$

荷重状態		地震時
V(KN)		2115343.55
H(KN)		3332.60
底版幅(直角) B(m)		40.00
底版幅(橋軸) D(m)		90.00
偏心量(直角) e _b (m)		0.92
偏心量(橋軸) e _d (m)		3.18
基礎の有効根入れ D _f (m)		57.00
支持地盤への根入れ D _f '(m)		35.00
地盤の粘着力 C(KN/m ²)		50.00
地盤の内部摩擦角 φ(度)		35.00
根入れ地層の単位重量 γ ₂ (KN/m ²)		8.60
支持地盤の単位重量 γ ₁ (KN/m ²)		12.50
Be(m)	B-2e _b	38.16
De(m)	D-2e _d	83.64
α	1+0.3Be/De	1.14
β	1-0.4Be/De	0.82
κ	1+0.3D _f '/Be	1.28
上載荷重 q(KN/m ²)	γ ₂ D _f	626.70
tan θ	HB/V	0.0016
	N _c	50
支持力係数	N _q	30
	N _r	35
第1項	α κ C N _c	3624
第2項	κ q N _q	23974
第3項	1/2 γ ₁ β B e N _r	2235
極限支持力度 q _d (KN/m ²)		29834
有効載荷面積 A _e (m ²)	Be・De	3192
偏心を考慮した極限支持力 (KN)		95220674
安全率 n	地震時(暴風時)	2
許容鉛直支持力 (KN)		47,610,337
判定		OK

水中重量
水中重量

示方書グラフより

≥ 2,115,344 KN

(3). 橋軸直角方向照査ケース2 CASE7:暴風時(死+浮+潮+潮差↑+風+波↑+波→) 浮力考慮

直接基礎安定計算

		算 式	Vz(KN)	Hx(KN)	X(m)	h(m)	付加モーメントMy	Vz×X (KNm)	Hx×h+My(KNm)
トンネル部作用力			29752.80	61.60	0.00	40.00	4430621.00	0.00	4433085.00
躯体	①	$-\pi \times 20.00 \times 20.00 \times 1/4 \times 14.50 \times 82.11$	-374036.45	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
	②	$60.00 \times 57.00 \times 40.00 \times 14.50$	1983600.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
	③	$30.00 \times 57.00 \times 1/2 \times 40.00 \times 14.50$	495900.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
土 圧									
合 計			2135216.35	61.60				0.00	4433085.00

B= 40.00 m L= 90.00 m

1). 転倒に対する安定

$$\text{偏心量 } e = ((Hx \times h + My) - Vz \times X) / Vz = 2.08 \text{ m} \leq \text{許容値 } 13.33 \text{ m}$$

2). 地盤反力度

$$\begin{aligned} \text{底版中心回転モーメント } M &= Vz \cdot e = 4441250.0 \text{ KNm} \\ \text{底面反力の作用幅 } x &= 3(B/2 - e) = 53.8 \text{ m} \quad \text{台形分布} \\ \text{地盤反力度 } q_{\max} &= Vz/LB \pm 6M/LB^2 = 778 \text{ KN/m}^2 \\ q_{\min} &= 408 \text{ KN/m}^2 \leq Q_a = 835 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

3). 滑動に対する安定

$$\text{滑動に対する安全率 } F = Vz \cdot \tan \phi B / Hx = 20797.60 > F_a = 1.2$$

4). 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

荷重の偏心傾斜を考慮した極限支持力より算出するものとする。

$$q_d = \alpha \kappa C N_c + \kappa q N_q + 1/2 \gamma l \beta B e N_r \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$Q_u = 1/n(q_d \cdot A_e) \quad (\text{KN})$$

荷重状態		地震時
V(KN)		2135216.35
H(KN)		61.60
底版幅(直角) B(m)		40.00
底版幅(橋軸) D(m)		90.00
偏心量(直角) eb(m)		2.08
偏心量(橋軸) ed(m)		3.18
基礎の有効根入れ Df(m)		57.00
支持地盤への根入れ Df'(m)		35.00
地盤の粘着力 C(KN/m ²)		50.00
地盤の内部摩擦角 φ(度)		35.00
根入れ地層の単位重量 γ ₂ (KN/m ²)		8.60
支持地盤の単位重量 γ ₁ (KN/m ²)		12.50
Be(m)	B-2eb	35.84
De(m)	D-2ed	83.64
α	1+0.3Be/De	1.13
β	1-0.4Be/De	0.83
κ	1+0.3Df'/Be	1.29
上載荷重q(KN/m ²)	γ ₂ Df	626.70
tan θ	HB/V	0.0000
支持力係数	N _c	50
	N _q	30
	N _r	35
第1項	α κ C N _c	3648
第2項	κ q N _q	24309
第3項	1/2 γ ₁ β B e N _r	2266
極限支持力度 q _d (KN/m ²)		30223
有効載荷面積A _e (m ²)	Be・De	2998
偏心を考慮した極限支持力 (KN)		90597480
安全率 n	地震時(暴風時)	2
許容鉛直支持力 (KN)		45,298,740
判定		OK

水中重量

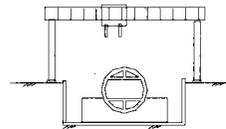
水中重量

示方書グラフより

≧ 2,135,216 KN

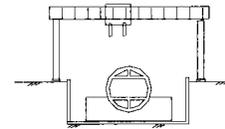
函体施工要領図1

① 躯体製作1: 鋼殻製作



既存ドック内で、鋼殻を製作。

① 躯体製作2: コンクリート工



鋼殻内にコンクリートを打設し、バルクヘッドを取り付ける。
また、中壁に函体の結合に用いる治具(ジャッキ等)を取り付ける。

結合用治具
中壁に鉛直・水平方向にくさびを設け、位置の調整はくさび内のジャッキにて行う。

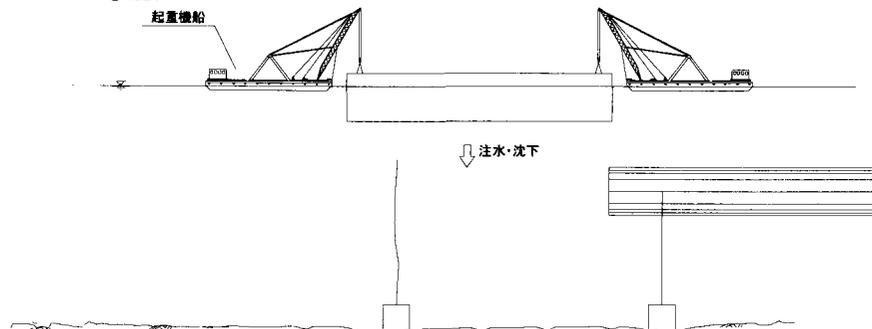
③ 曳航工



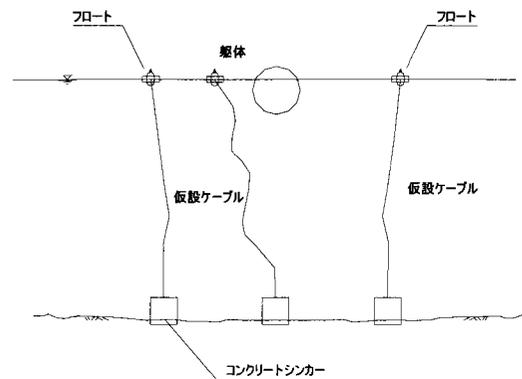
ドックで製作した後、海上に出し、曳船、警戒船で船団を組み、設置位置まで運搬する。

函体施工要領図2

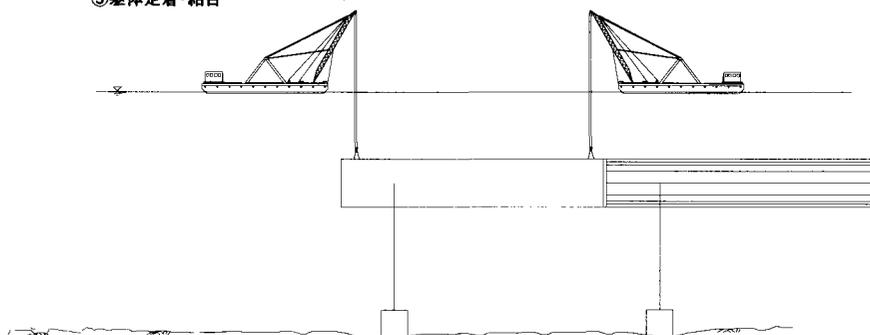
④沈設工



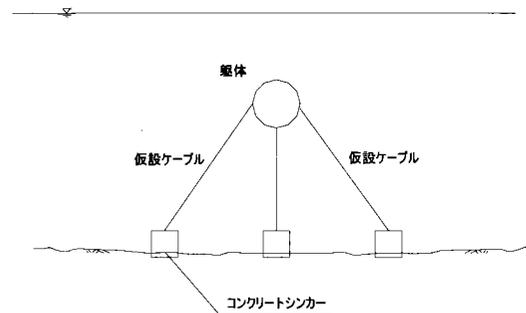
バラスト水を注入し、所定の位置に沈設する。



⑤躯体定着・結合

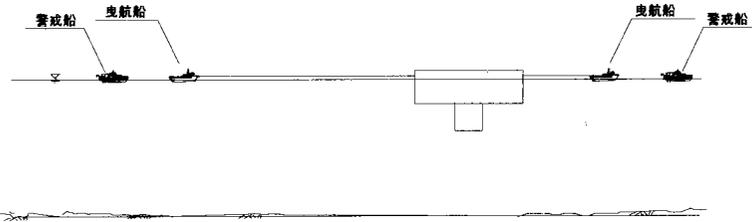


中壁に装着しているガイド治具によって躯体を仮結合し、架設ケーブルを定着させる。
その後、水圧接合で躯体同士を連結し、バルクヘッドを撤去する。



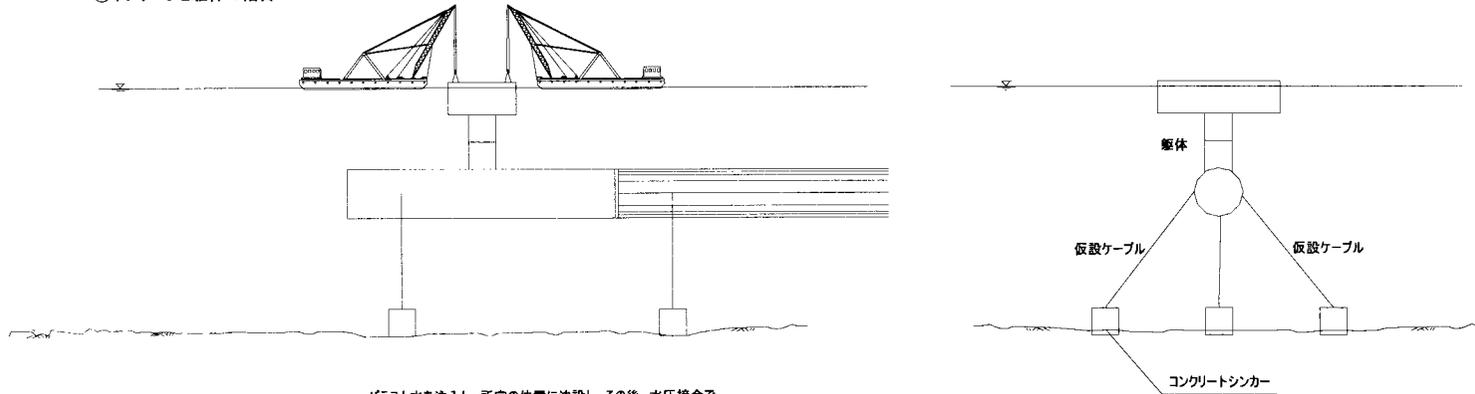
函体施工要領図3

⑥ ポンツーン曳航工



ドックで製作した後、海上に出し、曳船、番成船で船団を組み、設置位置まで運搬する。

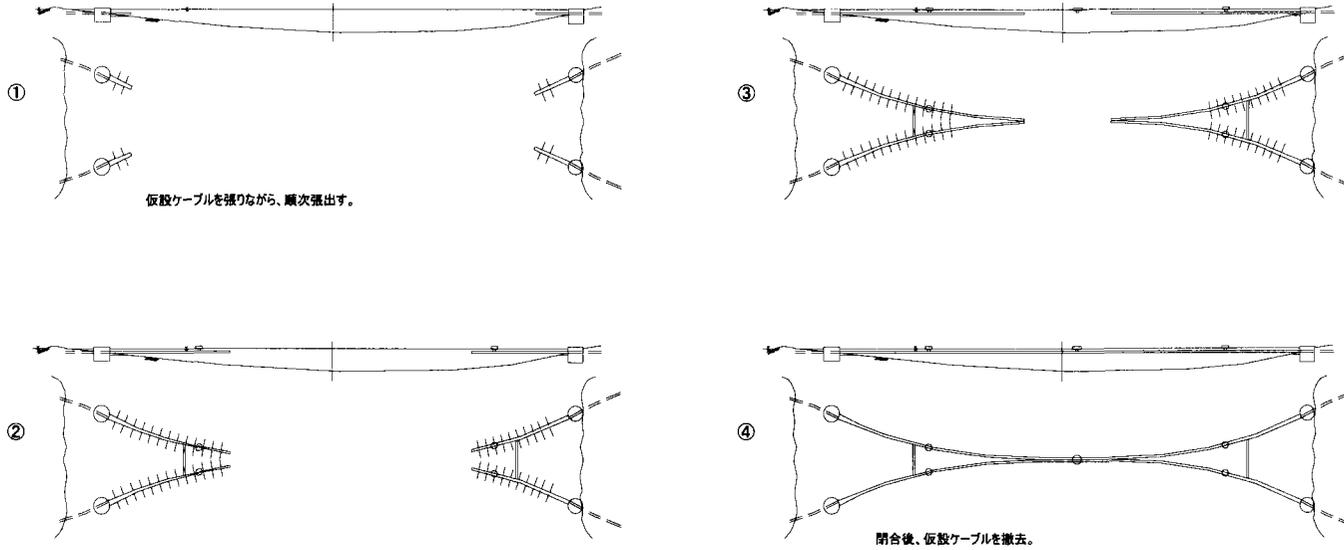
⑦ ポンツーンと躯体の結合



バラスト水を注入し、所定の位置に沈設し、その後、水圧接合で躯体同士を連結し、バルクヘッドを撤去する。

函体施工要領図4

(施工ステップ図)



6. 7 まとめ及び今後の課題

橋長3.5kmの水中橋梁を対象として、水中橋梁本体を水面上に設置したポンツーンで支持する構造で試設計を行った結果、以下のことが分かった。

- ①水中橋梁本体の設置水深を40mとしたが、モリソン式によって算出される波力の影響が大きく、本検討結果での水中橋梁本体の必要断面はφ18mと大きな断面が必要となった。
ただし、本体構造としては、円筒状の鋼殻内にコンクリートを充填した合成構造となり、鋼殻を構成する板厚は100mmが必要となる。
- ②橋長3.5kmに対して、水中橋梁の全体構造をアーチ形状とすることにより、断面力、変位を大きく低減できる。
- ③両端の基礎は、堅固な地盤であれば重力式基礎で対応可能である。

また、今回の試設計で取り上げていない事項を含め、今後の課題として検討すべき事項は、以下のとおりである。

- ①波力の影響が大きいことから、実現可能な架橋地の選定
- ②使用材料を含めた合理的な水中橋梁本体構造
- ③本体の架設工法と継手構造、本体とポンツーンの接続方法
- ④動的挙動に対する検討
- ⑤端部の地震に対する検討
- ⑥疲労に対する検討
- ⑦緊急時の避難施設、維持管理施設、監視施設 等