

5. テンションレグ方案の試設計

5. 1 基本構造の検討

5. 1. 1 基本構造概略計算結果

水中橋梁（テンションレグ方式）の一般部は大きく3つの構造部に分けることができる。

- ① 躯体
- ② テンションレグ
- ③ 基礎

ここでは今後の検討における基礎資料とする事を目的に、ある仮定した基本ケースで概略計算を行った。

基本ケース：設置水深 100m

(1) 荷重条件

検討で考慮する荷重状態は常時及び暴風時とする。荷重の組み合わせは以下の通り。

常時：死荷重＋浮力＋活荷重＋潮流力

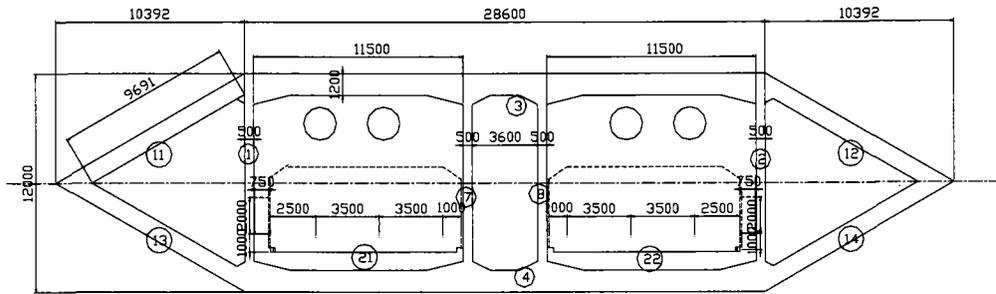
暴風時：死荷重＋浮力＋活荷重＋潮流力＋波力

函体1セグメントの長さは輸送面などを考慮して100mとすることから、テンションレグ一箇所当たりの函体の分担長は100mとする。潮流力、波力は別途設定された自然条件より算出する。

・躯体重量

躯体	底辺 (m)	高さ (m)	奥行き (m)	1が四角形、2が三角形		体積V (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	重量 (kN)
				形状	個数 (個)			
1	0.500	12.000	100.00	1	1	600	24.50	14700.00
2	0.500	12.000	100.00	1	1	600	24.50	14700.00
3	28.600	1.200	100.00	1	1	3432	24.50	84084.00
4	28.600	1.200	100.00	1	1	3432	24.50	84084.00
7	0.500	9.600	100.00	1	1	480	24.50	11760.00
8	0.500	9.600	100.00	1	1	480	24.50	11760.00
				1	1	0		0.00
1	0.500	12.000	100.00	1	1	600	0.50	300.00
2	0.500	12.000	100.00	1	1	600	0.50	300.00
3	28.600	1.200	100.00	1	1	3432	0.50	1716.00
4	28.600	1.200	100.00	1	1	3432	0.50	1716.00
7	0.500	9.600	100.00	1	1	480	0.50	240.00
8	0.500	9.600	100.00	1	1	480	0.50	240.00
				1	1	0		0.00
11	10.850	0.800	100.00	1	1	868	24.50	21266.00
12	10.850	0.800	100.00	1	1	868	24.50	21266.00
13	10.850	0.800	100.00	1	1	868	24.50	21266.00
14	10.850	0.800	100.00	1	1	868	24.50	21266.00
				1	1	0		0.00
11	10.850	0.800	100.00	1	1	868	0.50	434.00
12	10.850	0.800	100.00	1	1	868	0.50	434.00
13	10.850	0.800	100.00	1	1	868	0.50	434.00
14	10.850	0.800	100.00	1	1	868	0.50	434.00
21	11.500	1.000	100.00	1	1	1150	24.50	28175.00
22	11.500	1.000	100.00	1	1	1150	24.50	28175.00
合計						27,292		368,750

この他にハンチ部や付属物の合計として函体死荷重の5%程度を見込む。



・テンションレグ重量

156.3kg/m (1本あたり。NEW-PWS 7φ×499程度を想定)

・浮力

躯体	底辺 (m)	高さ (m)	奥行き (m)	1が四角形、2が三角形		体積V (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	重量 (kN)
				形状	個数			
1	28.600	12.000	100.00	1	1	34320	10.00	343200.00
2	10.392	12.000	100.00	2	1	6235	10.00	62352.00
3	10.392	12.000	100.00	2	1	6235	10.00	62352.00
合計						46,790		467,904

・活荷重

概略であるため P2 荷重 (300kgf/m²) のみを考慮するが、1割増して載荷させる。

道路幅 2.5m+3.5m+3.5m+1.0m=10.5m (片側あたり)

$$L=(0.3 \times 5.5 + 0.3 \times 1/2 \times (10.5 - 5.5)) \times 2 \times 1.1 \times 100 = 528 \text{tf} (=5174 \text{kN})$$

・潮流力

$$C_L : \text{揚力係数} = 1.2 \text{ と仮定}$$

$$C_D : \text{抗力係数} = 0.0 \text{ と仮定}$$

$$z : \text{海底面からの高さ} = 69 \text{m}$$

$$u_s : \text{海面における流速} = 3.5 \text{m/sec}$$

$$h : \text{水深} = 100 \text{m}$$

$$A : \text{投影面積} = 12 \text{m}^2/\text{m}$$

$$u(z) = 3.5 \left(\frac{69}{100} \right)^{\frac{1}{7}} = 3.32 \text{m/sec}$$

$$F_D = \frac{1}{2} \times \frac{1.03}{9.8} \times 1.2 \times 3.32^2 \times 12 = 8.34 \text{tf/m}$$

従って 抗力 $P_{FD} = 8.34 \times 100 = 834 \text{tf} (=8173 \text{kN})$

・波力

波高 $H=9.0\text{m}$

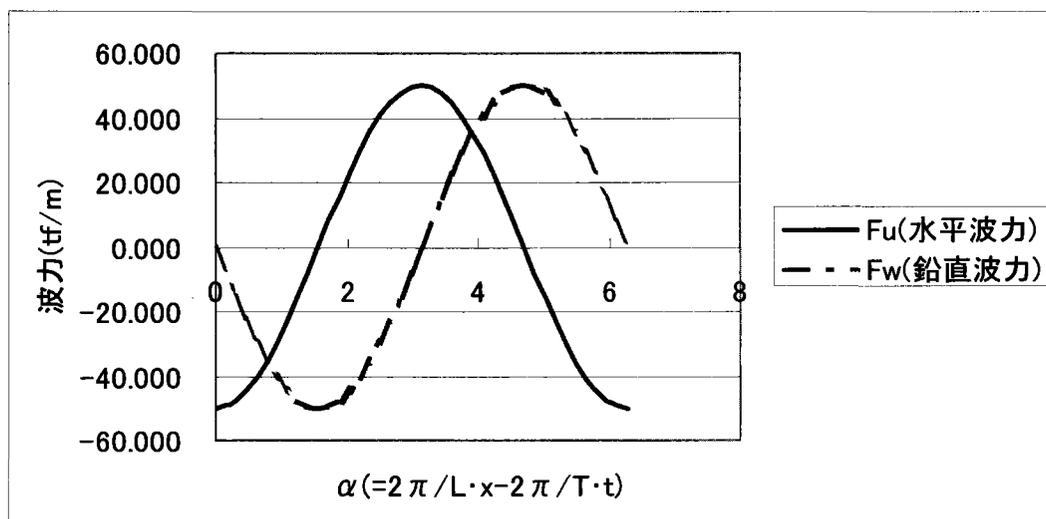
周期 $T=10.0\text{sec}$

小口径水中部材に作用する波力として、以下のモリソン式により算出する。

波力(tf/m)

C_D : 抗力係数	=1.0 と仮定
C_M : 慣性力係数	=2.0 と仮定
A : 投影面積	= $12\text{m}^2/\text{m}$
V : 単位長さあたりの体積	= $467.9\text{m}^3/\text{m}$
z : 鉛直方向部材中心位置	= -31.0m
h : 水深	= 100m
L : 波長	= 155.97m (周期、水深より求まる)
T : 周期	= 10.0sec
x : 波の進行方向 (水平方向) の座標	
t : 時間	

これらは水平方向の座標と時間の関数として表されているが、正弦波や余弦波として規則的な性状を示している。ここでは最大値を静的な載荷荷重とする。



よって波力は以下の通りとなる。

水平波力 $F_u = \pm 50.33 \times 100 = \pm 5033\text{tf} (= \pm 49323\text{kN})$

鉛直波力 $F_w = \pm 49.94 \times 100 = \pm 4994\text{tf} (= \pm 48941\text{kN})$

(2) 計算モデル

計算モデルは以下の通りとする。

設置位置の水深 : 100m

躯体形状 : 六角形

テンションレグ配置 : 30度の傾斜を持たせ、横断面方向には2本配置

支点条件 : 固定

(3) 概略計算結果①

簡易的に、力のつり合いよりテンションレグの最大張力を求め、本数を算出する。

躯体に作用する荷重 100m当たり

	V (kN)	H (kN)
D	387,188	0
U	-467,904	0
L	5,174	0
WP	-49,322	-48,944
TC	0	-8,171
合計	-124,864	-57,115

D : 死荷重 (付属物等 (躯体死荷重の5%) を含む)
 U : 浮力
 L : 活荷重 (p2荷重の1.1倍を仮定)
 WP : 波力
 TC : 潮流力

テンションレグの張力 (力のつり合いより 傾斜角= 30°)

	V (kN)	H (kN)	T1 (kN)	T2 (kN)
D+U	-40,358	0	-46,602	-46,602
D+U+L	-37,771	0	-43,614	-43,614
D+U+L+TC	-37,771	-4,085	-51,785	-35,443
D+U+L+TC+WP→	-37,771	-28,557	-100,729	13,500
D+U+L+TC+WP↓	-13,110	-4,085	-23,309	-6,967
D+U+L+TC+WP↑	-62,432	-4,085	-80,261	-63,920

(片側当たり)

※テンションレグの死荷重は無視している。

ケーブル本数の算出 (片側当たり)

Tmax= 100,729 kN
 安全率= 2.5 ←斜張橋と同様
 破断荷重 251,822 kN
 NEW-PWS
 破断荷重 30,150 kN ←標準強度 [1570N/mm²]
 7φ× 499
 直径 D= 192 mm
 本数 n= 9 本

(4) 概略計算結果②

上記の簡易計算ではテンションレグに圧縮力が生じるケースがあった。しかし、完成系の水中橋梁ではテンションレグには浮力による初期張力が作用していることになる。ここでは初期張力を考慮した計算結果を示す。

1) テンションレグ初期張力の算出

初期張力は死荷重と浮力との関係より以下の通りである。(計算の簡略化のためテンションレグの死荷重及び浮力は無視している)

函体死荷重 D=368,800×1.05=387,200kN (付属物等死荷重の5%を考慮)

函体浮力 U=467,900kN

テンションレグ傾斜角 θ=30°

テンションレグ片側当たりの張力 $T_p=1/2 \times (D-U)/\cos \theta$
 $=1/2(387200-467900)/\cos 30^\circ =46,600\text{kN}$

2) 計算結果

テンションレグの張力（初期張力を考慮）

	T1 (kN)	T2 (kN)
D+U+L+TC	-46,096	-42,011
D+U+L+TC+WP→	-58,417	-29,691
D+U+L+TC+WP↓	-17,873	-13,788
D+U+L+TC+WP↑	-74,319	-70,235

上表よりすべてのケースにおいて引張力となっている。

(5) 計算結果

概略計算結果より、初期張力を考慮することでテンションレグには圧縮力が作用しないことが確認できた。今後はこれらの結果より得られた作用荷重や張力を基に各構造部（函体、テンションレグ、基礎）の選定を行う。

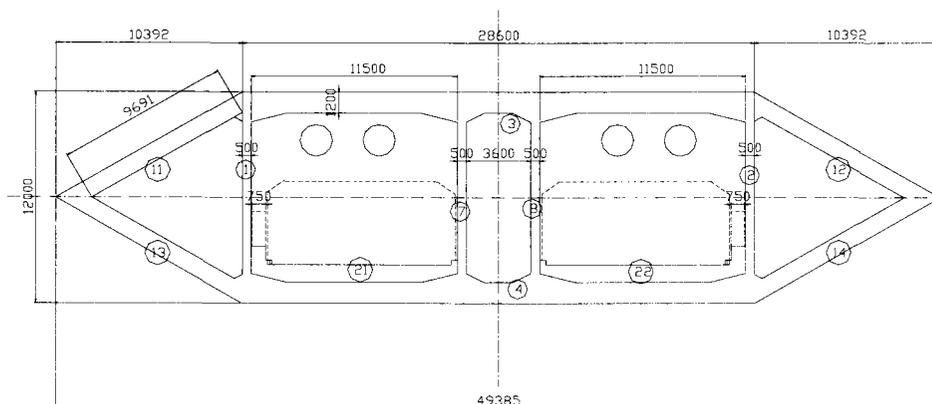
5. 1. 2 函体断面の検討

主に製作性を考慮した六角形断面と、外力に対して有効である円形の2種類について比較検討を行った。次頁の比較表に示すとおり、様々な面から円形断面が有利であると考えられるため、これを検討対象とした。

躯体質量

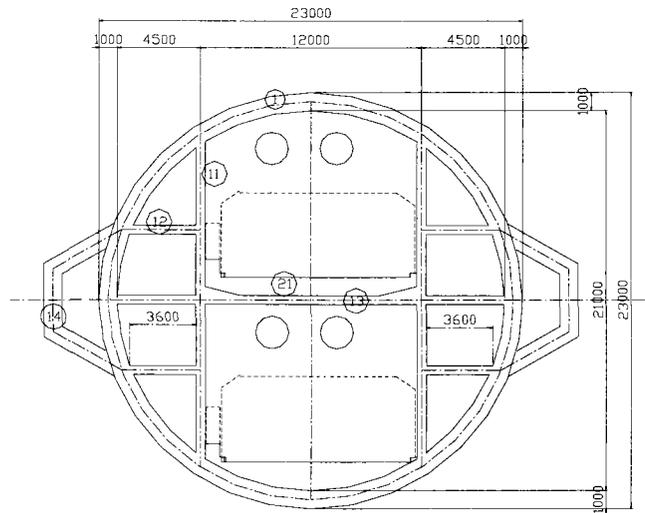
六角形

	底辺 (m)	高さ (m)	個数	断面積 (m ²)	単位質量 (kN/m ³)	単位長さ質量 (kN/m)
1	0.5	12.0	1	6.0	24.5	147.0
2	0.5	12.0	1	6.0	24.5	147.0
3	28.6	1.2	1	34.3	24.5	840.8
4	28.6	1.2	1	34.3	24.5	840.8
7	0.5	9.6	1	4.8	24.5	117.6
8	0.5	9.6	1	4.8	24.5	117.6
1	0.5	12.0	1	6.0	0.5	3.0
2	0.5	12.0	1	6.0	0.5	3.0
3	28.6	1.2	1	34.3	0.5	17.2
4	28.6	1.2	1	34.3	0.5	17.2
7	0.5	9.6	1	4.8	0.5	2.4
8	0.5	9.6	1	4.8	0.5	2.4
11	10.85	0.8	1	8.7	24.5	212.7
12	10.85	0.8	1	8.7	24.5	212.7
13	10.85	0.8	1	8.7	24.5	212.7
14	10.85	0.8	1	8.7	24.5	212.7
11	10.85	0.8	1	8.7	0.5	4.3
12	10.85	0.8	1	8.7	0.5	4.3
13	10.85	0.8	1	8.7	0.5	4.3
14	10.85	0.8	1	8.7	0.5	4.3
21	11.5	1.0	1	11.5	24.5	281.8
22	11.5	1.0	1	11.5	24.5	281.8
合計						3688



円形

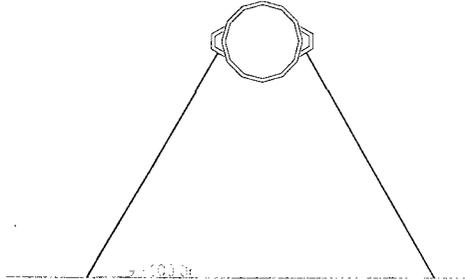
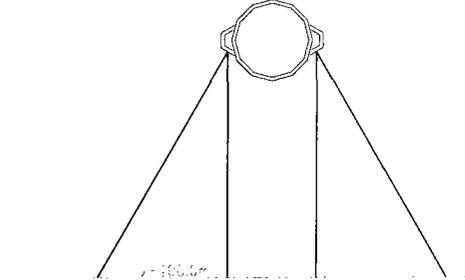
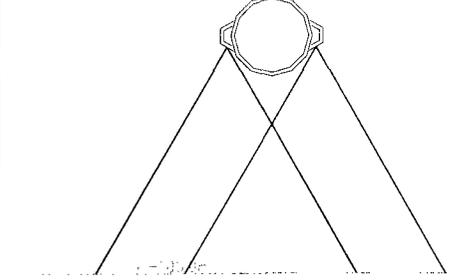
	長さ (m)	幅 (m)	個数	断面積 (m ²)	単位質量 (kN/m ³)	単位長さ質量 (kN/m)
	1	φ 23-φ 21	1	69.1	24.5	1693.3
	1	φ 23-φ 21	1	69.1	0.5	34.6
11	8.4	0.5	4	16.8	24.5	411.6
12	3.5	0.5	4	7.0	24.5	171.5
13	21.0	0.5	1	10.5	24.5	257.3
14	9.4	1.0	2	18.7	24.5	459.1
11	8.4	0.5	4	16.8	0.5	8.4
12	3.5	0.5	4	7.0	0.5	3.5
13	21.0	0.5	1	10.5	0.5	5.3
14	9.4	1.0	2	18.7	0.5	9.4
21	11.5	1.0	2	23.0	24.5	563.5
					合計	3617



5. 1. 3 テンションレグの検討

ケーブル本数とケーブルの張り方を変化させて比較検討を行った結果を比較表に示す。定着部の構造がやや複雑になるが、テンションレグの張力が平均化され、構造的に安定すると考えられるため、CASE 3の形状を検討対象とする。

表-5. 1. 2 テンションレグ形状比較表

CASE	CASE1	CASE2	CASE3
基礎形式	2本	4本 (内2本は鉛直方向)	4本
概念図			
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・直角方向の変位が大きすぎて構造系として安定しない。 ・軸方向のケーブル本数が増える (またはケーブルが太くなる)。 ・定着部の構造は比較的単純となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・直角方向の変形が小さくなる。 ・張力抜けが起こる。 ・軸方向のケーブルの数が少なくなる。 ・ケーブル角度が変わるため定着部の構造に工夫が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・直角方向の変形が最も少なくなる。 ・テンションレグの張力が平均化される。 ・軸方向のケーブルの数が少なくなる。 ・ケーブル角度が変わるため定着部の構造に工夫が必要。
評価	△	○	◎

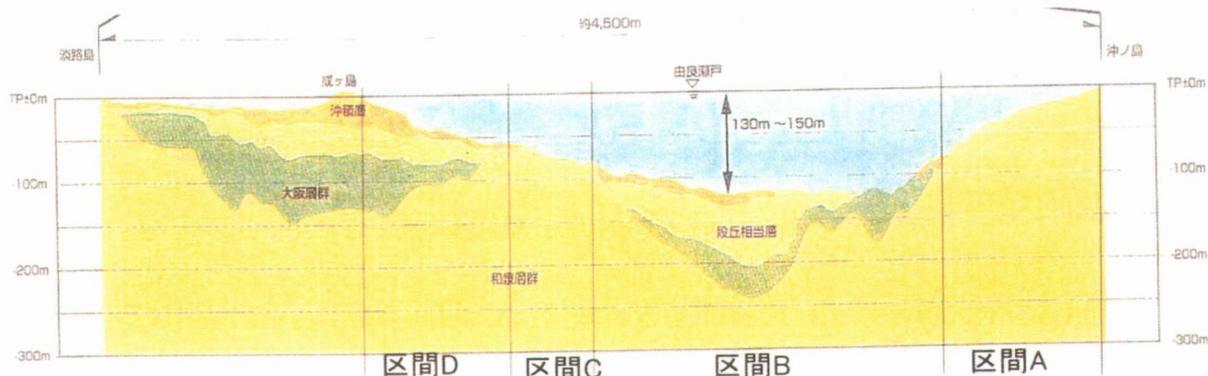
5. 1. 4 基礎形式の検討

(1) はじめに

テンションレグ方式の水中橋梁はテンションレグを海底に固定する基礎が必要である。ここでは先に行われた「概略計算結果（設置水深 100m の場合）」を基に基礎形式の選定を行う。

想定架橋位置である紀淡海峡（由良瀬戸）を地形・地質別に分けると概ね以下の通りに分類できる。

	沖ノ島からの距離	水深(m)	平均水深(m)	地質
区間A	0～700m	0～80m	40m	和泉層群
区間B	700～2300m	70～130m	100m	段丘相当層等
区間C	2300～2600m	50～80m	70m	和泉層群
区間D	2600～3300m	0～50m	30m	沖積層、段丘相当層等



基礎形式の選定は設置位置の地形・地質条件に大きく左右される。そこで地質条件毎に基礎の安定照査を行い、それぞれの区間で最適な形式を選定する。

(2) 荷重条件

荷重状態は常時および暴風時の橋軸直角方向を対象とする。

1) テンションレグ張力（上部工反力）

テンションレグ張力は、別途検討済みの「概略計算結果」より算出された値を用いる（水深 100m とした場合の値）。検討では張力の大きい T1 側を対象とする。テンションレグには 30° の傾斜を持たせていることから、鉛直及び水平の分力は以下の通りとなる。

	T1 (kN)	V1 (kN)	H1 (kN)	
D+U+L+TC	-46,096	-39,921	-23,048	← 常時荷重
D+U+L+TC+WP→	-58,417	-50,590	-29,208	
D+U+L+TC+WP↓	-17,873	-15,479	-8,937	← 暴風時荷重
D+U+L+TC+WP↑	-74,319	-64,362	-37,160	

常時は最上段の値を、暴風時は最も大きくなっている最下段の値を用いる。

2) 潮流力

概略計算結果と同様に算出する。ここで、基礎は海底面に着底していることから揚力は作用しないと判断し考慮しない事とする。

3) 波力

z 軸方向の水粒子速度や水粒子加速度は、ほぼ海底に近い場所であることから水平方向の値に比べて非常に小さくなるためここでは考慮しないこととする。

(3) 重力式基礎の検討

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。

1) 安定照査

直接基礎の安定照査方法による。

・支持力の照査

支持力の照査は最大地盤反力度が許容地盤反力度値以下であることを確認する。

$$q_{max} < q_a$$

q_{max} : 最大地盤反力度(kN/m²)

q_a : 許容地盤反力度(kN/m²)

表 - 5. 1. 3 許容地盤反力度 (q_a) 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

・滑動の照査

以下の式によりせん断抵抗力を算出する。

$$H_u = c \cdot A' + V_B \tan \phi$$

H_u : せん断抵抗力(kN)

c : 支持地盤の粘着力(kN/m²)

A' : 有効載荷面積(m²)

V_B : 基礎底面に作用する鉛直力(kN)

ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (°)

安全率 常時 : 2.0 暴風時 : 1.2

・転倒の照査

基礎底面に作用する荷重の合力作用位置は、常時は基礎中心より底面幅の 1/6 以内、暴風時は 1/3 以内とする。

$$e = M_B / V_B < B/6 : \text{常時}, \quad B/3 : \text{暴風時}$$

e : 偏心量(m)

M_B : 底面に作用するモーメント(kNm)

V_B : 底面に作用する鉛直力(kN)

B : 基礎幅(m)

2) 安定照査結果

a) 段丘相当層の場合

①重量及び重心位置の算出

基礎幅	38
奥行き	38
高さ	10

	断面積 (m ²)	高さ (m)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	W (kN)	y (m)	W・y
立方体部分	1,444	7.0	10,108	22.5	227,430	3.5	796,005
ボリカ部分			2,452	22.5	55,170	1.2	63,855
合計			12,560		282,600		859,860

						yG=	3.0
a	a1	b	b1	h	V (m ³)	ZG (m)	
38	18	38	18	3	2,452	1.2	

②常時安定計算

橋軸直角方向	
基礎幅	38 m
奥行き	38 m
粘着力	0 kN/m ²
せん断抵抗角	30°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	NX	HY	M (kNm)
基礎自重	282,600	0	0.0	3.0	0	0	
上部工反力	-39,921	23,048	0.0	10.0	0	230,481	0
浮力	-125,600	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	0	0.0	3.0	0	0	
潮流力	0	5,374	0.0	3.0	0	16,350	
	117,079	28,422					246,832

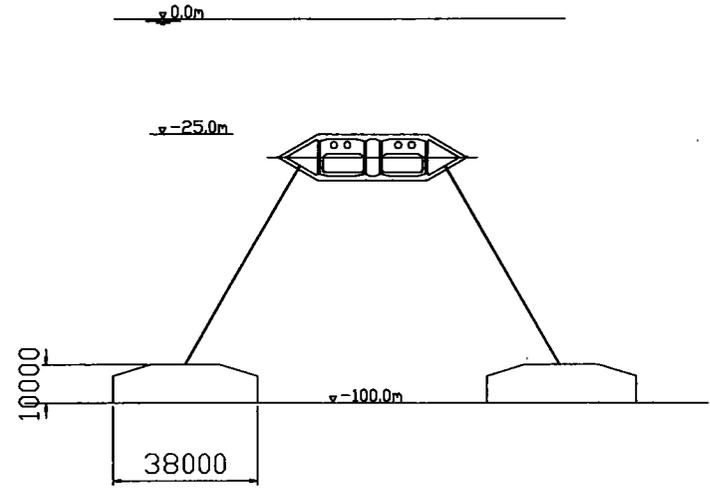
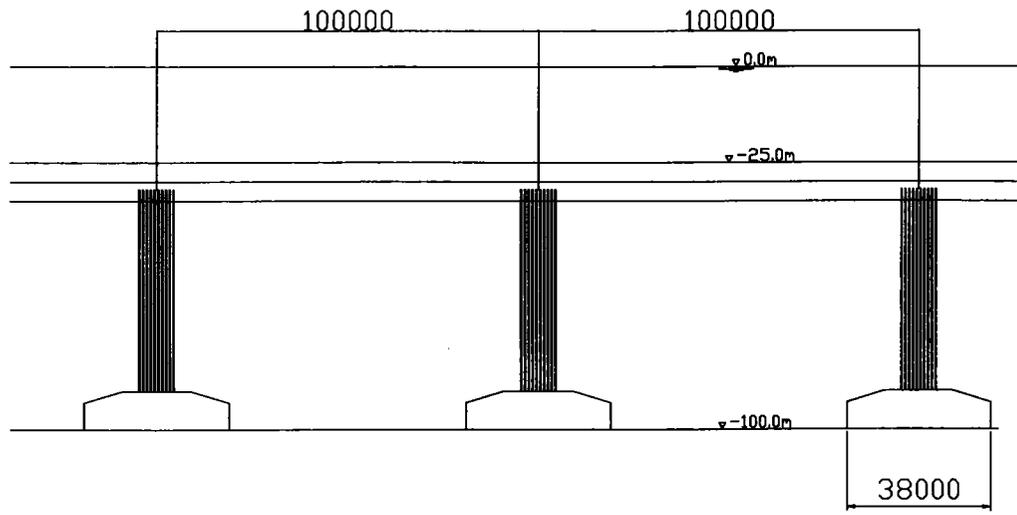
e (m) =	2.11	<	6.33	OK
x (m) =	50.68	>	38.00	台形分布
A' (m ²) =	1283.773654			
q max (kN/m ²)	108.07	<	392.00	OK ← 軟岩 (常時40tf/m ²) 相当と仮定 (40*9.8=392)
q min (kN/m ²)	54.09			
Hu (kN) =	67,596			
滑動安全率 =	2.38	>	2.00	OK

③暴風時安定計算

橋軸直角方向
 基礎幅 38 m
 奥行き 38 m
 粘着力 0 kN/m²
 せん断抵抗角 30°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	N X	H Y	M (kNm)
基礎自重	282,600	0	0.0	3.0	0	0	
上部工反力	-64,362	37,160	0.0	10.0	0	371,596	0
浮力	-125,600	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	1,744	0.0	3.0	0	5,308	
潮流力	0	5,374	0.0	3.0	0	16,350	
	92,638	44,278					393,255

e (m) = 4.25 < 12.67 OK
 x (m) = 44.26 > 38.00 台形分布
 A' (m²) = 1121.373394
 q max (kN/m²) 107.15 < 588.00 OK ←軟岩 (常時40tf/m²) 相当と仮定
 q min (kN/m²) 21.15 (40*1.5*9.8=392)
 Hu (kN) = 53,484
 滑動安全率= 1.21 > 1.20 OK



b) 大阪層群の場合

①重量及び重心位置

基礎幅	32
奥行き	32
高さ	10

	断面積 (m ²)	高さ (m)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	W (kN)	y (m)	W · y
立方体部分	1,024	7.0	7,168	22.5	161,280	3.5	564,480
パリス部分			1,552	22.5	34,920	1.1	37,530
合計			8,720		196,200		602,010

$yG = 3.1$

a	a1	b	b1	h	V (m ³)	ZG (m)
32	12	32	12	3	1,552	1.1

②常時安定計算

橋軸直角方向	
基礎幅	32 m
奥行き	32 m
粘着力	49 kN/m ²
せん断抵抗角	35°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	NX	HY	M (kNm)
基礎自重	196,200	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-39,921	23,048	0.0	10.0	0	230,481	0
浮力	-87,200	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	0	0.0	3.1	0	0	
潮流力	0	3,820	0.0	3.1	0	11,721	
	69,079	26,868					242,202

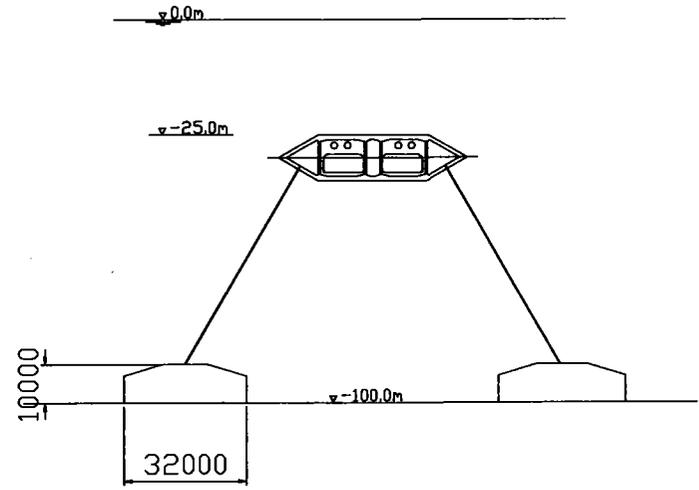
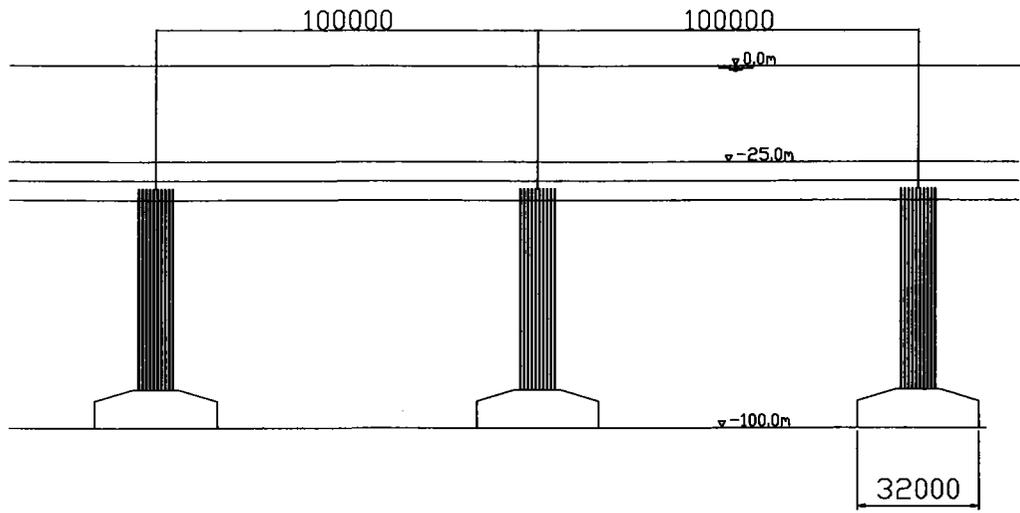
e (m) =	3.51	<	5.33	OK	
x (m) =	37.48	>	32.00	台形分布	
A' (m ²) =	799.6072676				
q max (kN/m ²)	111.81	<	588.00	OK	← 軟岩 (常時60tf/m ²) 相当と仮定 (60*9.8=588)
q min (kN/m ²)	23.11				
Hu (kN) =	87,551				
滑動安全率 =	3.26	>	2.00	OK	

③暴風時安定計算

橋軸直角方向
 基礎幅 32 m
 奥行き 32 m
 粘着力 49 kN/m²
 せん断抵抗角 35°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	N X	H Y	M (kNm)
基礎自重	196,200	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-64,362	37,160	0.0	10.0	0	371,596	0
浮力	-87,200	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	1,020	0.0	3.1	0	3,130	
潮流力	0	3,820	0.0	3.1	0	11,721	
	44,638	42,000					386,447

e (m) = 8.66 < 10.67 OK
 x (m) = 22.03 < 32.00 三角形分布
 A' (m²) = 469.9246191
 q max (kN/m²) 126.65 < 882.00 OK ←軟岩 (常時60tf/m²) 相当と仮定
 q min (kN/m²) 0.00 (60*1.5*9.8=882)
 Hu (kN) = 54,282
 滑動安全率 = 1.29 > 1.20 OK



c) 和泉層の場合

①重量及び重心位置

基礎幅	31
奥行き	31
高さ	10

	断面積 (m ²)	高さ (m)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	W (kN)	y (m)	W・y
立方体部分	961	7.0	6,727	22.5	151,358	3.5	529,751
円錐部分			1,423	22.5	32,018	1.1	33,851
合計			8,150		183,375		563,603

yG= 3.1						
a	a1	b	b1	h	V (m ³)	ZG (m)
31	11	31	11	3	1,423	1.1

②常時安定計算

橋軸直角方向	
基礎幅	31 m
奥行き	31 m
粘着力	98 kN/m ²
せん断抵抗角	37°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	NX	HY	M (kNm)
基礎自重	183,375	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-39,921	23,048	0.0	10.0	0	230,481	0
浮力	-81,500	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	0	0.0	3.1	0	0	
潮流力	0	3,587	0.0	3.1	0	11,023	
	61,954	26,635					241,505

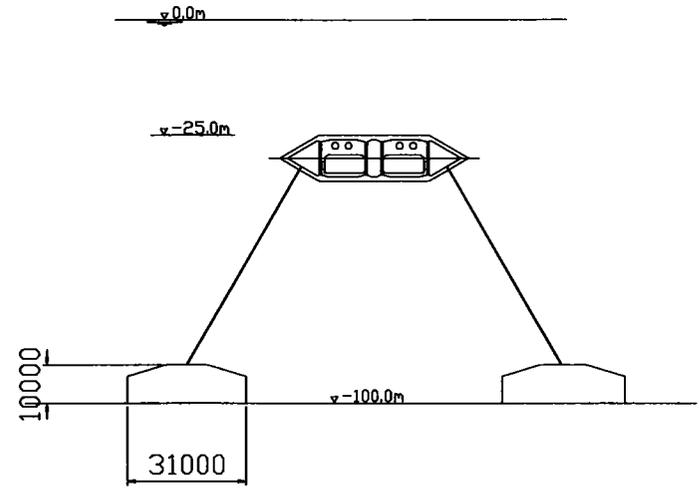
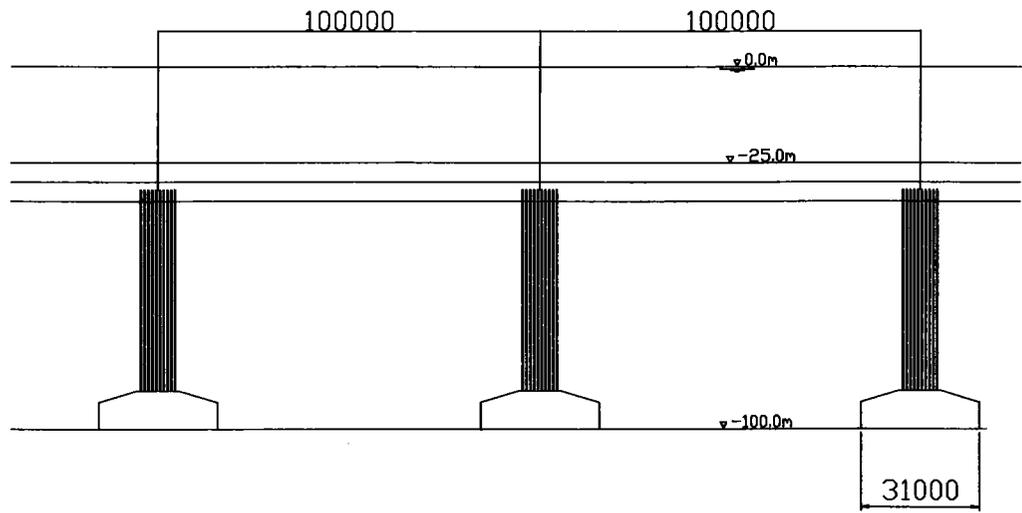
e (m) =	3.90	<	5.17	OK	
x (m) =	34.81	>	31.00	台形分布	
A' (m ²) =	719.3178368				
q max (kN/m ²)	113.11	<	980.00	OK	←硬岩 (常時100tf/m ²) 相当と仮定 (100*9.8=980)
q min (kN/m ²)	15.83				
Hu (kN) =	117,179				
滑動安全率 =	4.40	>	2.00	OK	

③暴風時安定計算

橋軸直角方向
 基礎幅 31 m
 奥行き 31 m
 粘着力 98 kN/m²
 せん断抵抗角 37°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	N X	H Y	M (kNm)
基礎自重	183,375	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-64,362	37,160	0.0	10.0	0	371,596	0
浮力	-81,500	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	924	0.0	3.1	0	2,839	
潮流力	0	3,587	0.0	3.1	0	11,023	
	37,513	41,670					385,458

e (m) = 10.28 < 10.33 OK
 x (m) = 15.67 < 31.00 三角形分布
 A' (m²) = 323.9231026
 q max (kN/m²) 154.41 < 1470.00 OK ←硬岩 (常時100tf/m²) 相当と仮定
 q min (kN/m²) 0.00 (100*1.5*9.8=1470)
 Hu (kN) = 60,012
 滑動安全率 = 1.44 > 1.20 OK



(4) 杭基礎の検討

杭基礎は岩盤以外に有効となる。そこで沖積層及び段丘相当層が厚く分布している区間B, Dに対して杭基礎の検討を行う事とする。

検討に当たって地盤のモデル化を行う。概略の比較検討であるためおおよそ平均的な層厚を算出する。

	区間B	区間D	検討用地盤モデル
沖積層	0~15m	3~24m	10m
段丘相当層	16~75m	8~32m	32m
大阪層群	16~36m	20~56m	32m

※ 各層の層厚は地質断面図よりスケールアップで求めた。

(1) 安定照査

安定照査は最外縁の押込み杭と引抜き杭に作用する軸力がそれぞれ許容値以内であることを確認する。また、常時においては全部の杭に対して引抜きが生じないようにする。

①基礎寸法及び重量

杭径 $\phi = 2 \text{ m}$
 幅 本数 $n1 = 6 \text{ 本}$
 奥行き本数 $n2 = 6 \text{ 本}$
 杭長 $L = 16 \text{ m}$

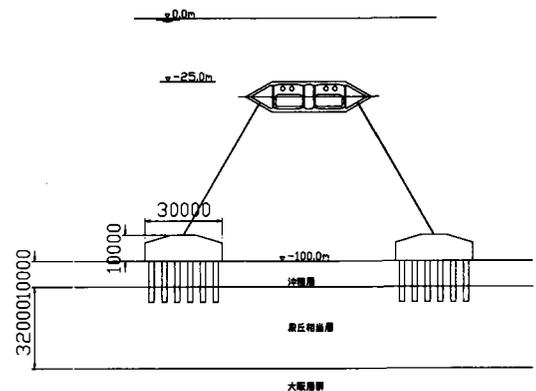
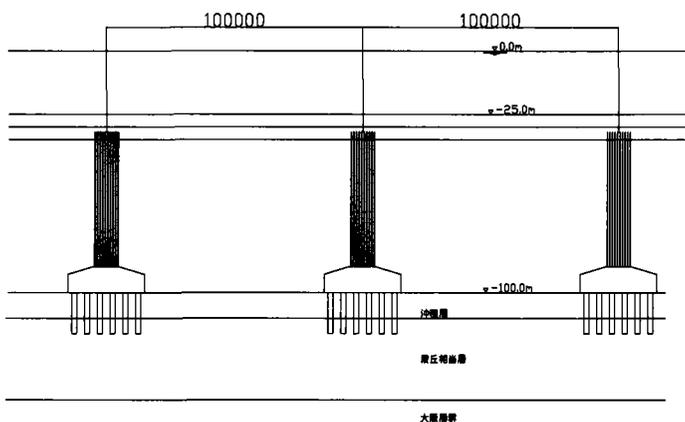
フーチング寸法

基礎幅 30
 奥行き 30
 高さ 10

	断面積 (m ²)	高さ (m)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	W (kN)	y (m)	W · y
立方体部分	900	7.0	6,300	22.5	141,750	3.5	496,125
ハリス部分			1,300	22.5	29,250	1.0	30,375
合計			7,600		171,000		526,500

a	a1	b	b1	h	V (m ³)	ZG (m)
30	10	30	10	3	1,300	1.0

$yG = 3.1$



②常時安定計算結果
②-1 常時外力集計

橋軸直角方向
基礎幅 30 m
奥行き 30 m

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	NX	HY	M (kNm)
基礎自重	171,000	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-39,921	23,048	0.0	10.0	0	230,481	0
浮力	-76,000	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	0	0.0	3.1	0	0	
潮流力	0	3,361	0.0	3.1	0	10,347	
	55,079	26,409					240,829

フーチング端での反力

	押込み側 (kN/m)	引抜き側 (kN/m)	
vmax	3,442	230	55,079
作用長さ	32.15	-2.15	30.00

フーチング底面での反力分布

縁端距離 (m)	押込み側 (kN/m)	引抜き側 (kN/m)
0	3,442	230
5	2,906	766

Vmax= 2,645 kN 最外縁杭1本当たりの押込み力
Vmin= 415 kN 最外縁杭1本当たりの引張り力

②-2 支持力の算出 (打ち込み杭として仮定)

最大周面摩擦力の算出 (N値40と仮定)

	層厚 (m)	抵抗長 (m)	最大周面摩 擦力度	周長 (m)	摩擦抵抗 力 (kN)	杭重量 (kN)
沖積層	10	10	0	6.28	0	393
段丘相当層	32	6	78.4	6.28	2,956	236
大阪層群	32	0	78.4	6.28	0	0
和泉層	100	0	78.4	6.28	0	0
合計		16			2,956	628

杭で置き換えられる部分の土の有効重量, 杭体の重量の算出

	層厚 (m)	抵抗長 (m)	単位体積重 量 (kN/m ³)	置換重量 Ws (kN)	杭体重量 W (kN)
沖積層	10	10	7.25	228	393
段丘相当層	32	6	9.21	174	236
大阪層群	32	0	11.07	0	0
和泉層	100	0	13.03	0	0
合計		16		401	628

杭先端の極限支持力度の算出

コンクリート打設による杭先端処理を行うことから場所打ち杭と同様とする。
qd= 11,760 kN/m² (=30N)

軸方向許容支持力度の算出

押込み Ra= 9,648 kN
引抜き Pa= 1,121 kN

②-3 安定照査

	押込み側	引抜き側
作用外力	2,645	415
許容値	9,648	-1,121
判定	OK	OK

③暴風時安定計算結果
 ③-1 暴風時外力集計

橋軸直角方向
 基礎幅 30 m
 奥行き 30 m

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	N X	H Y	M (kNm)
基礎自重	171,000	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-64,362	37,160	0.0	10.0	0	371,596	0
浮力	-76,000	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	833	0.0	3.1	0	2,566	
潮流力	0	3,361	0.0	3.1	0	10,347	
	30,638	41,354					384,510

フーチング端での反力

	押込み側 (kN/m)	引抜き側 (kN/m)	
vmax	3,585	-1,542	30,638
作用長さ	20.98	9.02	30.00

フーチング底面での反力分布

縁端距離 (m)	押込み側 (kN/m)	引抜き側 (kN/m)
0	3,585	-1,542
5	2,730	-688

Vmax= 2,631 kN 最外縁杭1本当たりの押込み力
 Vmin= -929 kN 最外縁杭1本当たりの引張り力

③-2 支持力の算出 (打ち込み杭と仮定)

最大周面摩擦力の算出 (N値40と仮定)

	層厚 (m)	抵抗長 (m)	最大周面摩 擦力度	周長 (m)	摩擦抵抗 力 (kN)	杭重量 (kN)
沖積層	10	10	0	6.28	0	393
段丘相当層	32	6	78.4	6.28	2,956	236
大阪層群	32	0	78.4	6.28	0	0
和泉層	100	0	78.4	6.28	0	0
合計		16			2,956	628

杭で置き換えられる部分の土の有効重量, 杭体の重量の算出

	層厚 (m)	抵抗長 (m)	単位体積重 量 (kN/m ³)	置換重量 Ws (kN)	杭体重量 W (kN)
沖積層	10	10	7.25	228	393
段丘相当層	32	6	9.21	174	236
大阪層群	32	0	11.07	0	0
和泉層	100	0	13.03	0	0
合計		16		401	628

杭先端の極限支持力度の算出

N値40として計算
 qd= 11,760 kN/m² (=30N)

軸方向許容支持力度の算出

押込み Ra= 12,939 kN
 引抜き Pa= 1,614 kN

③-3 安定照査

	押込み側	引抜き側
作用外力	2,631	-929
許容値	12,939	-1,614
判定	OK	OK

(5) グランドアンカー基礎の検討

既存資料（水中トンネル 財団法人水中トンネル研究調査会）によると、グランドアンカー式基礎は水中に設置されることから、①実績が乏しく永久構造物としての信頼性が不明、②維持管理が困難等の理由により、重力式基礎とグランドアンカーの複合構造としている。すなわち重力式基礎として滑動及び転倒に対して安全率 1.0 を確保し、それ以上の安全性に対してアンカーの引張抵抗に期待することになる。また、良質な岩盤上に設置することを原則としていることから区間AおよびCの和泉層区間での適用が可能である。

ここでは支持地盤を和泉層に限定してグランドアンカー式基礎の安定照査を行う。

(1) 安定照査

上述の通りフーチング（直接基礎）のみで滑動安全率 1.0、転倒については偏心量が B/6 以内とする事から、まずは直接基礎の安定照査を行う。その後それ以上の安定性の確保のためにアンカーを考慮した計算を行う。

1) 直接基礎のみでの安定照査

支持力、滑動、転倒に対して照査を行う。ただし、滑動については安全率を 1.0 とし、転倒に対しては常時暴風時に限りなく $e < B/6$ となるようにする。

①重量及び重心位置

基礎幅	35
奥行き	35
高さ	10

	断面積 (m ²)	高さ (m)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	W (kN)	y (m)	W · y
立方体部分	1,225	7.0	8,575	22.5	192,938	3.5	675,281
ハコ部分			1,975	22.5	44,438	1.1	49,781
合計			10,550		237,375		725,063

a	a1	b	b1	h	V (m ³)	ZG (m)
35	15	35	15	3	1,975	1.1

$yG = 3.1$

②常時安定計算

橋軸直角方向	
基礎幅	35 m
奥行き	35 m
粘着力	98 kN/m ²
せん断抵抗角	37°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	NX	HY	M (kNm)
基礎自重	237,375	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-39,921	23,048	0.0	10.0	0	230,481	0
浮力	-105,500	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	0	0.0	3.1	0	0	
潮流力	0	4,564	0.0	3.1	0	13,940	
	91,954	27,612					244,421

e (m) =	2.66	<	5.83	OK	
x (m) =	44.53	>	35.00	台形分布	
A' (m ²) =	1038.935114				
q_{max} (kN/m ²)	109.27	<	980.00	OK	←硬岩（常時100tf/m ² ）相当と仮定（100*9.8=980）
q_{min} (kN/m ²)	40.86				
H_u (kN) =	171,108				
滑動安全率 =	6.20	>	1.00	OK	

③暴風時安定計算

橋軸直角方向
 基礎幅 35 m
 奥行き 35 m
 粘着力 98 kN/m²
 せん断抵抗角 37°

	N (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	N X	H Y	M (kNm)
基礎自重	237,375	0	0.0	3.1	0	0	
上部工反力	-64,362	37,160	0.0	10.0	0	371,596	0
浮力	-105,500	0	0.0	0.0	0	0	
波力	0	1,350	0.0	3.1	0	4,123	
潮流力	0	4,564	0.0	3.1	0	13,940	
	67,513	43,073					389,659

e (m) = 5.77 < 5.83 OK
 x (m) = 35.19 > 35.00 台形分布
 A' (m²) = 820.9845496
 q max (kN/m²) 109.64 < 1470.00 OK ←硬岩 (常時100tf/m²) 相当と仮定 (100*1.5*9.8=1470)
 q min (kN/m²) 0.58
 Hu (kN) = 131,331
 滑動安全率= 3.05 > 1.00 OK

この時点で重力式基礎の寸法よりも大きくなっている。明らかに重力式基礎よりも数量及び工費が多くなることから検討を終了する。

(6) 基礎形式の選定

各区間に対応する基礎形式を選定する。各区間は水深と地質の関係から下表にまとめられる。

地質	岩盤	洪積層相当
水深		
浅い	区間A	区間D
深い	区間C	区間B

比較表より、直接基礎は構造的にも施工面を考慮しても最も現実的な形式であるといえる。また架橋地点は岩盤が露出しているところ以外でも比較的良好な地盤と判断できるため直接基礎も十分選択できるものとする。杭基礎については、テンションレグ張力によって長期間引抜き力が作用したり、繰り返し荷重を受けるため、杭の支持力に対して実験等の十分な検討が必要である。グラウンドアンカー式基礎については、基本的に基礎底面に引張領域を生じさせないこと（荷重作用位置が中心から B/6 以内）としているために、この条件がクリティカルとなってフーチングの大きさが直接基礎と同等かそれ以上の躯体寸法になってしまう。さらにアンカーに対する繰り返し荷重に対する検討や腐食の問題等、解決すべき問題が多い。

以上より現時点ではどの場所に対しても設置する事ができ、設計・施工上問題の少ない重力式基礎を選定する。

—参考 重力式基礎について—

テンションレグは斜めに配置されていることから基礎には上向きの力に加え大きな水平力が作用することになる。これは滑動や転倒に対して不利な条件である。これに対して基礎底面に傾斜を付けたり、せん断キーを設ける等によりせん断抵抗力を大きくすることで基礎寸法を小さくすることが可能であると考えられる。

表一5. 1. 4 基礎形式比較表

基礎形式	重力式基礎 (直接基礎)	杭基礎	グラウンドアンカー式基礎	
概念図				
構造特性	<ul style="list-style-type: none"> ・張力に対して基礎の重量で抵抗する形式である。 ・支持機構は単純であり、信頼性が大きい。 ・支持地盤の良い場所に有効である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・張力に対して杭の引抜き力、押し込み力で抵抗する。 ・長期の引抜き荷重が作用する様な基礎形式の実績が少ない ・支持層が深い場合に有利となる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・張力に対してフーチングの重量とアンカーの引抜き力で抵抗する。 ・水中に設置するため、アンカーの腐食に注意する必要がある。 ・プレストレスを導入するため岩盤に適用するのが好ましい。 	
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・大水深下への設置に対しては課題も多いが3案中最も容易であると考えられる。 ・実績も多く、特に問題はない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・大水深下での施工となるために困難である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・同左 ・グラウトの注入、強度の確認、プレストレスの導入等、工種が煩雑である。 ・水中への実績が少ない。 	
評価	区間A	◎	△	○
	区間B	△	○	×
	区間C	◎	△	○
	区間D	△	◎	×
	総合	◎	○	△

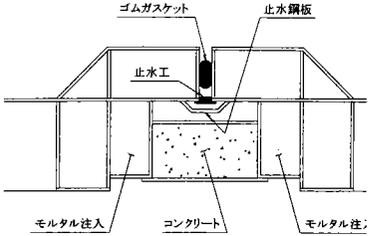
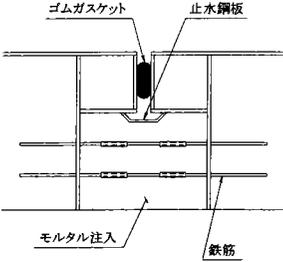
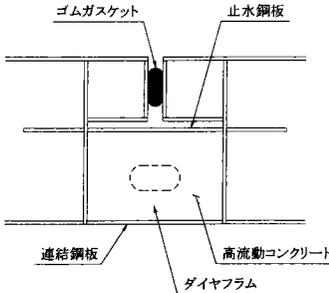
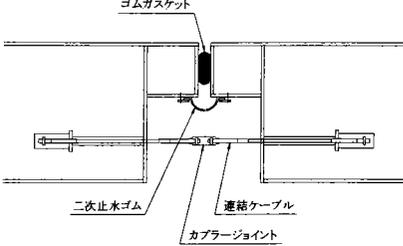
5. 2 継手構造

継手には、止水性と応力の流れがスムーズであることが必要であり、これまで、沈埋函では、さまざまなタイプが考案・検討されてきた。次ページにその主なものの特徴をまとめた。

継手構造には、大きくは剛継手と可撓継手とに分類できる。剛継手は、一般部と同等の断面性能を有し、かつ止水の信頼性を高めた継手構造である。一方、可撓継手は全体系での断面力低減のため、継手の変形（伸縮）を許容する継手である。下表に、それぞれの一般的な特徴を示す。

当橋梁の設置位置は、潮流・波力ともに大きいことから、剛継手の場合には、断面力が非常に大きくなり、陸上－函体との接合部において、構造が成立しにくくなることも考えられる。そこで、陸上－函体との接合部の構造を考慮し、中間部の継手は可撓継手とする。

表-5.2.1 主な継手構造の一覧表

種類	剛継手①	剛継手②	剛継手③	可撓性継手
概念図				
止水性	ゴムガスケットで1次止水、鋼とコンクリートで2次止水を行い、止水性は極めて高い	同左	同左	1次・2次止水ともにゴムによる。想定を越える変形が生じた場合に、浸水の危険性がある。
断面剛性	本体一般部と同等である。	同左	同左	一般部とは、変形性能が異なる。
その他特徴	継手部が拡幅されているため、施工性が良くない。	継手部は、一般部と同幅のため、施工性がよい。	継手部は、一般部と同幅のため、施工性がよい。 フルソウリッチ構造に見合った構造である。	採用実績は最も多い。 施工性がよい。
採用実績	衣浦港トンネル	扇島海底トンネル	那覇港トンネル	東京港第2航路トンネル 東京港臨海道路トンネル 多摩川・川崎航路トンネル 新潟港トンネル 新衣浦トンネル 大阪南港トンネル 神戸港島トンネル

5. 3 テンションレグ定着構造

橋梁におけるケーブル定着構造の一例として、斜張橋のケーブル定着構造が挙げられる。表 8-1 に示すように斜張橋における主桁側の定着構造には様々なものがある。

基本的な構造としては、水中橋梁の係留索の定着構造としてこれらと類似した構造を適用できると考えられるが、水中に設置されるという水中橋梁の特殊性を考慮した場合、定着部の止水性や施工性に関して課題が残る。

現時点で実際に採用されている構造としては、浮体形式の石油掘削リグに用いられている定着構造が挙げられる。その一例として、北海 Hutton 油田のプラットホームに採用されている構造を示す。ただし、Hutton 油田のプラットホームは係留索に厚肉鋼管（φ 260mm）を採用しているため、水中橋梁の係留索（ケーブル）とは若干異なるが、定着構造の参考になるものとして記載する。

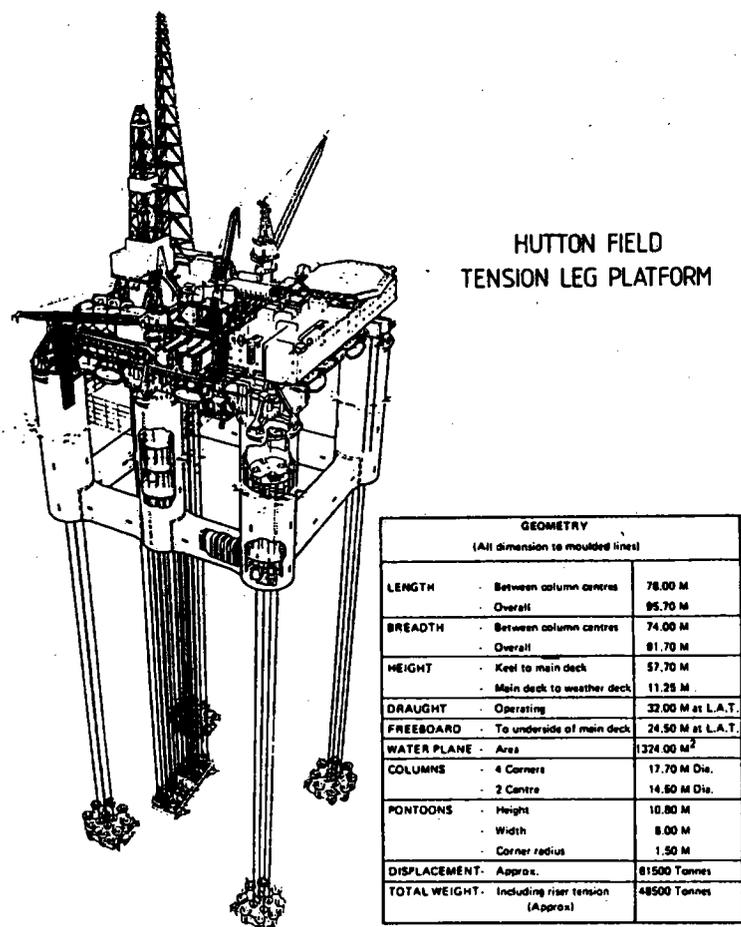
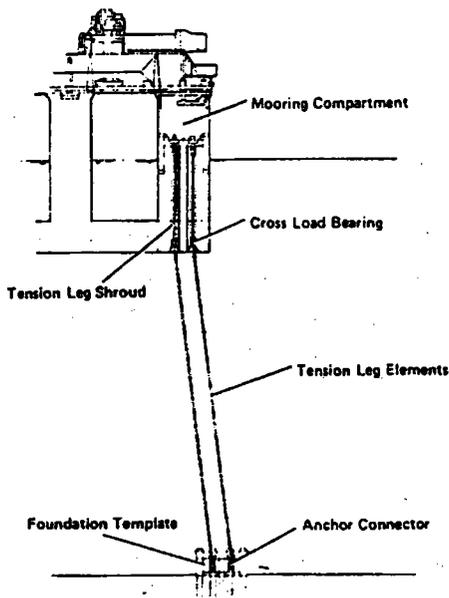
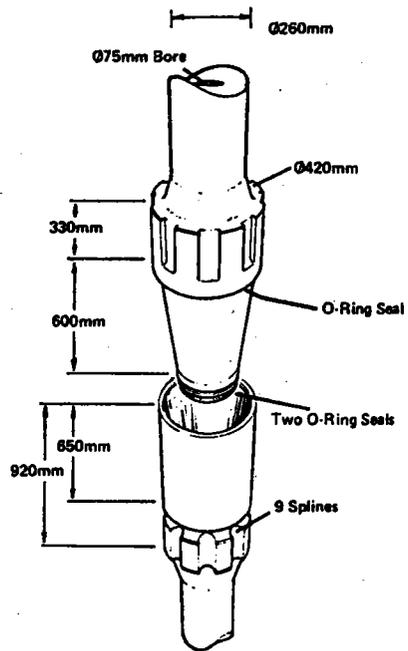


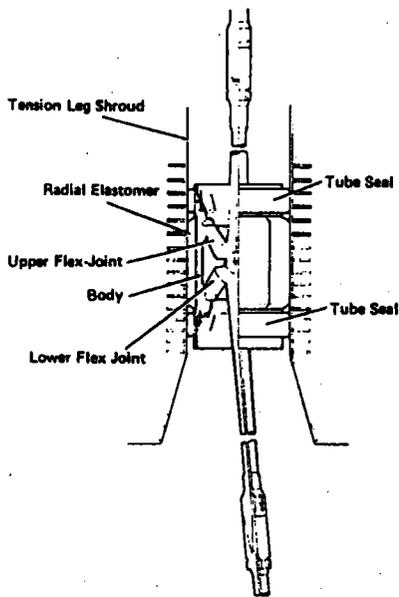
図-5. 3. 1 Hutton テンションレグプラットホーム (TLP)
(出典：係留システム設計指針 日本海事協会 1983)



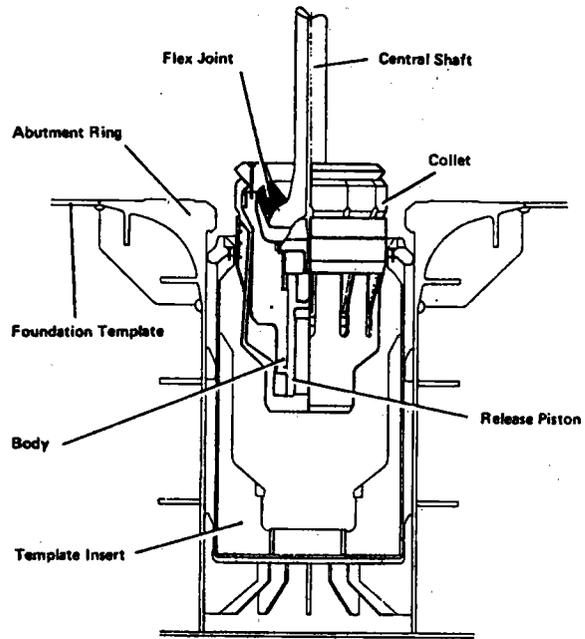
(a) テンション・レグ全体図



(b) レグ要素 (Rotary Shouldered Screwed Coupling)



(c) クロスロード・ベアリング(レグ上部)



(d) アンカー結合部(レグ開放状態)

図-5.3.2 Hutton TLP の継手 (出典:係留システム設計指針 日本海事協会 1983)

表-5. 3. 1 斜張橋定着部構造形式の分類 (出典：鋼斜張橋-技術とその変遷- 土木学会)

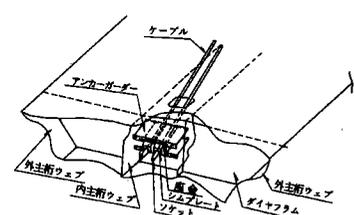
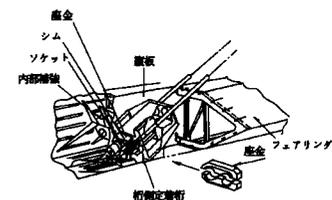
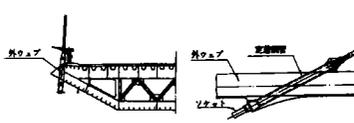
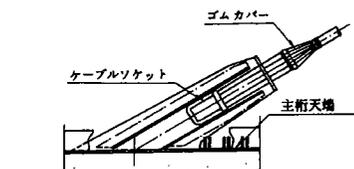
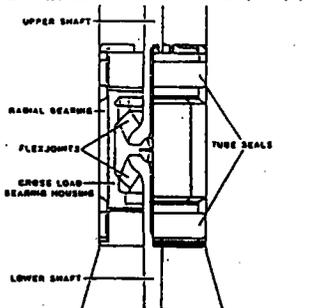
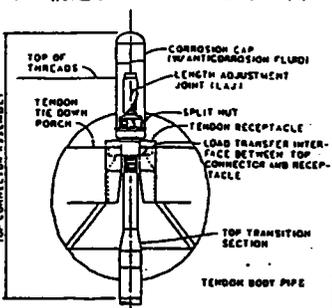
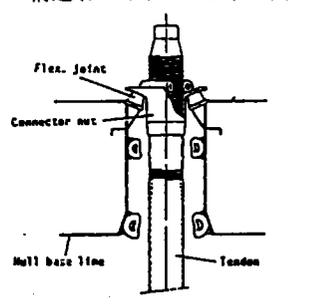
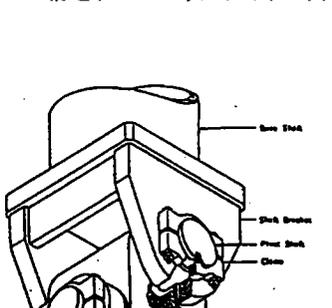
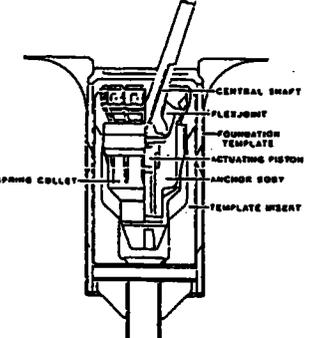
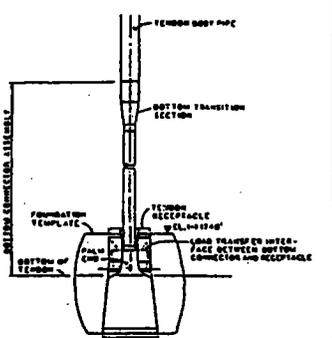
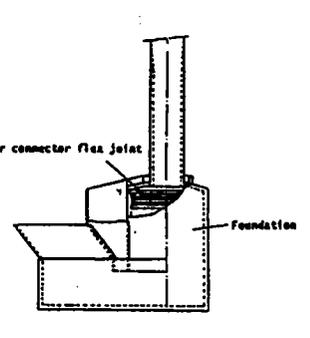
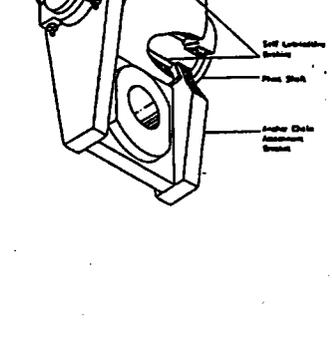
定着部形式	アンカーガーダー形式	ブラケット形式	パイプアンカー形式	ガセット形式
概念図	 <p>(c) アンカーガーダー形式 (幸魂橋)</p>	 <p>(e) ブラケット形式 (横浜ベイブリッジ)</p>	 <p>(f) パイプアンカー形式 (名港西大橋)</p>	 <p>(h) ガセット形式 (Alex Fraser 橋)</p>
構造の概要	主桁内に組み込んだアンカーガーダーに定着させる。	主桁側方のブラケットに定着させる。	主桁または縦桁の腹板に組み込んだパイプに定着させる。	主桁または縦桁の腹板上方にガセットプレートを出し、これに定着させる。
力の伝達	アンカーガーダーから主桁の腹板にせん断力で伝達される。	ブラケットの付け根の断面力が主桁に伝達されるため、主桁内部の補強が必要になる。	パイプから直接腹板に伝達される。	がセットから直接伝達される。
適用例	六甲大橋、荒津大橋、櫃石大橋、幸魂橋	秩父橋、十勝中央大橋、横浜ベイブリッジ	名港西大橋、猪名川大橋、生口大橋	St.Nazaire、Alex Fraser

表-5. 3. 2 テンションレグ連結装置 (出典: 水中トンネル (社) 水中トンネル研究調査会)

名称	HUTTON TLP (CONOCO)	JOLLIET TLP (CONOCO)	GVA15,000TLP	BERGA SALM (EXXON)
施工年	1984	1989		1969
概略	ピン構造(フレックスジョイント) 	ピン構造(フレックスジョイント) 	ピン構造(フレックスジョイント) 	ピン構造(ユニバーサルジョイント) 
	下部 	下部 	下部 	下部 
出典	The Design Substantiation of Anchor Connectors and Cross-Load Bearings for the Hutton TLP OTC4947 (1985)	Designing the TLWP OTC6360 (1990)	A New and Cost-Beneficial Approach to TLP Tethering OTC5722 (1988)	SIX YEARS EXPERIENCE WITH THE BERGA SINGLE ANCHOR LEG HOORING OTC2824 (1977)
備考	ドライ施工	水中作業を伴う	止水後ドライ施工	

5. 4 端部構造（陸上－函体との接合部）

水中橋梁は、一般部ではテンションレグで支持されているため、波力等の外力により非常に大きな変位が生じ、陸上－函体との接合部では、函体に非常に大きな断面力が発生することとなる。また、地震時においては、水中橋梁と陸上－函体とは、挙動が違うと考えられ、構造的にはこの接合部では縁を切っておいた方がよいと考えられる。

以上の2点から、陸上－函体との接合部は、函体間継手と同様、可撓性のある継手構造とする。

函体同士の継手は、水中橋梁も沈埋函と同様の構造で構成でき、水圧接合を利用した施工となるが、最終継手については、これまでの沈埋函では、止水パネル方式・ターミングブロック方式・Vブロック方式等が採用されている。当橋梁では、水中橋梁の設置水深が深いことから、潜水作業がほとんどないVブロック方式を採用することとする。

なお、陸上－函体との接合部は、可撓継手とはいえ非常に大きな断面力が発生する。また連結ケーブルの施工スペースも必要となる。そのため、断面耐荷力や施工性の面から、必要に応じて函体の拡幅を行うこととする。

次ページに、陸上－函体との接合部の概略図を示す。

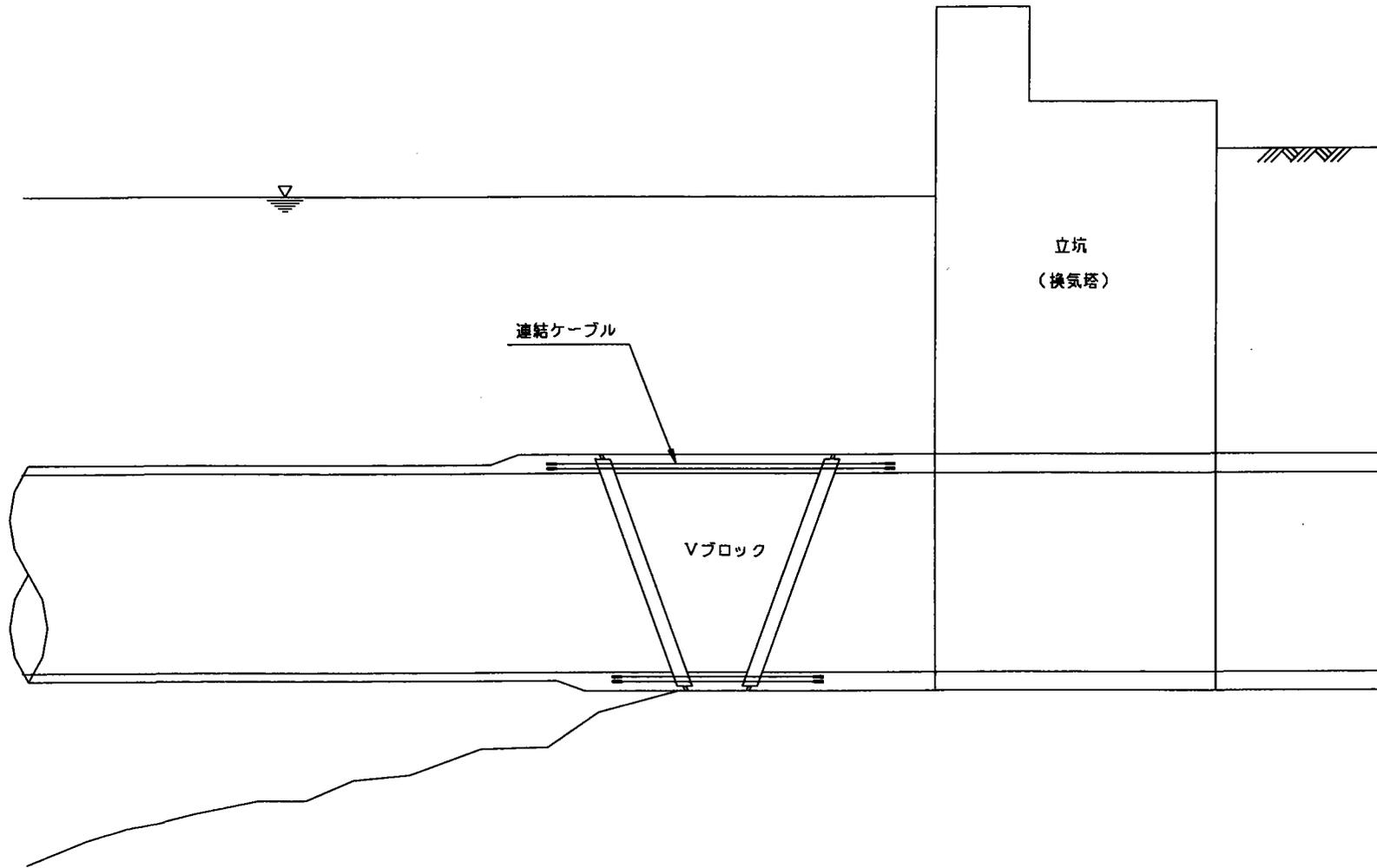


図-5.4.1 陸上-函体との接合部 概略図

5. 5 防食

(1) 内空

耐薬品性に優れ、明色にすることができる変性エポキシ樹脂塗料を使用することとする。仕様は以下の通り。

前処理	素地調整	塗 装	
無機ジンクリッチ プライマー 15□	動力工具 処理 SIS.St3	変性エポキシ 樹脂塗料 120□	変性エポキシ 樹脂塗料 120□

(2) 函体外面

外面は、全面、電気防食とする。ここで、防食方法は、流電陽極方式とし、陽極にはアルミニウムを用いることとする。また、陽極は、取り替えが困難であることから、耐久性のあるものとし、0.5 A109 年型とする。なお、100 年後の陽極の取替が困難であること、そして、潜水艦等の衝突による損傷が起きた時を考慮して、外部電源方式での切り替えも可能なようにしておく。

(3) テンションレグ

テンションレグも函体外面と同様に、電気防食とする。そのため、陸上のケーブルでは一般的な被覆は行わないこととする。

(4) 基礎外面

基礎外面の鋼材露出部については、電気防食を行うこととする。

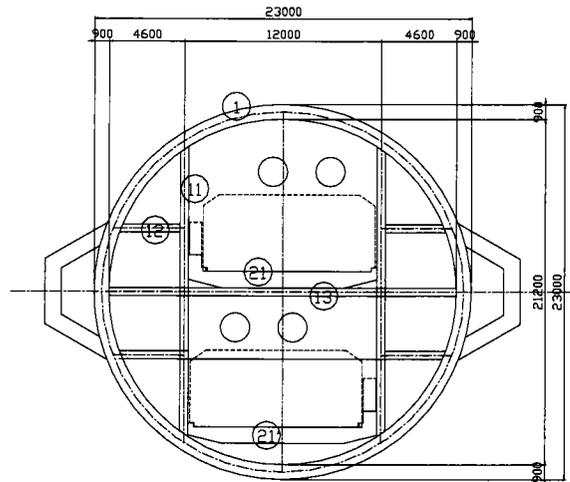
5. 6 試設計

5. 6. 1 荷重条件

(1) 死荷重

・ 躯体

	高さ (m)	幅 (m)	個数	断面積 (m ²)	単位重量 (kN/m ³)	w (kN/m)	yG (m)	w・yG (kNm/m)
1	23.0	0.9	1	62.5	24.5	1530.9	0.0	0.0
1	23.0	0.9	1	62.5	0.5	31.2	0.0	0.0
11	8.5	0.5	4	17.0	24.5	415.9	0.0	0.0
12	0.5	3.6	4	7.2	24.5	177.0	0.0	0.0
13	0.5	21.2	1	10.6	24.5	259.7	0.0	0.0
11	8.5	0.5	4.0	17.0	0.5	8.5	0.0	0.0
12	0.5	3.6	4.0	7.2	0.5	3.6	0.0	0.0
13	0.5	21.2	1.0	10.6	0.5	5.3	0.0	0.0
21	1	11.5	1	11.5	24.5	281.8	0.8	211.3
21'	1	11.5	1	11.5	24.5	281.8	-10.0	-2817.5
total			12.0	120.3		2995.7	-0.9	-2606.2



・ テンションレグ

NEW-PWS7φ×499 相当を仮定。

$$w' = 156.3 \text{ kgf/m/本}$$

定着部 1箇所当たり 4本 (片側) とする。

$$w = 156.3/1000 \times 10 \times 4 = 6.3 \text{ kN/m/箇所}$$

(2) 浮力

・ 躯体

寸法 $\phi 23\text{m}$ $U_b = \pi \times 23.02/4 \times 10.0 = 4155\text{kN/m}$

・ テンションレグ

NEW-PWS7 $\phi \times 499$ ($\phi 192\text{mm}$) を 4 本 (片側当たり)

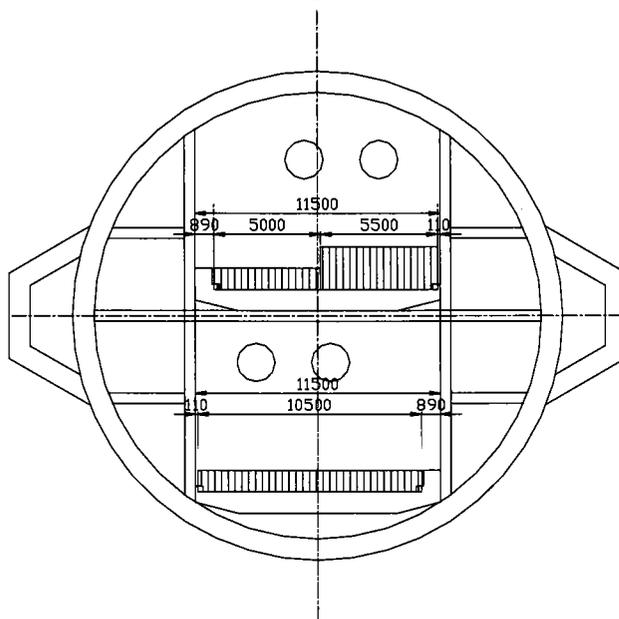
$U_t = \pi \times 0.192^2/4 \times 10 \times 4 = 1.16 \text{ kN/m/箇所}$

(3) 活荷重

道路橋示方書B活荷重を適用する。p1 荷重については「せん断力を算出する場合」の値を用いることとする。

$p_1 = 1,200 \text{ kgf/m}^2 = 12.0 \text{ kN/m}^2$

$p_2 = 430 - 100 \text{ kgf/m}^2 = 330 \text{ kgf/m}^2 = 3.3 \text{ kN/m}^2$ (80m < 100m < 130m)



$P_1 = 12.0 \times 5.5 + 6.0 \times 5.0 + 6.0 \times 10.5 = 159.0 \text{ kN/m}$

$P_2 = 3.3 \times 5.5 + 1.65 \times 5.0 + 1.65 \times 10.5 = 43.7 \text{ kN/m}$

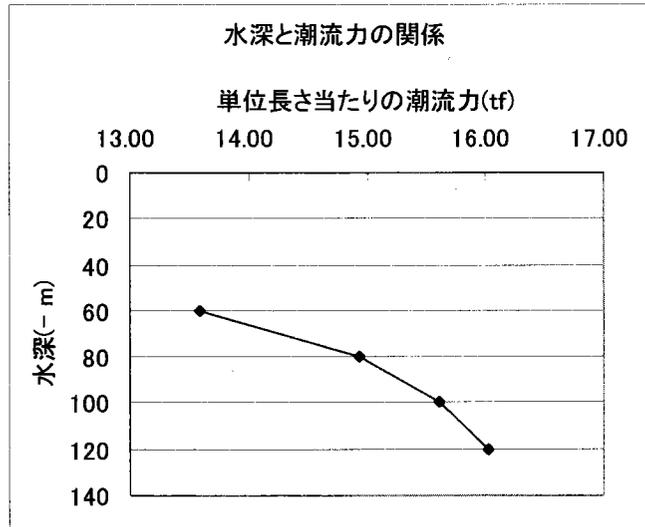
$TP_1 = 12.0 \times 5.5 \times (11.5/2 - 0.110 - 5.5/2) - 6.0 \times 5.0 \times (11.5/2 - 0.89 - 5.0/2)$
 $- 6.0 \times 10.5 \times (11.5/2 - 0.110 - 10.5/2)$
 $= 190.74 - 70.80 - 24.57 = 95.37 \text{ kNm/m}$

$TP_2 = 3.3 \times 5.5 \times (11.5/2 - 0.110 - 5.5/2) - 1.65 \times 5.0 \times (11.5/2 - 0.89 - 5.0/2)$
 $- 1.65 \times 10.5 \times (11.5/2 - 0.110 - 10.5/2)$
 $= 52.45 - 19.47 - 6.76 = 26.22 \text{ kNm/m}$

(4) 潮流力

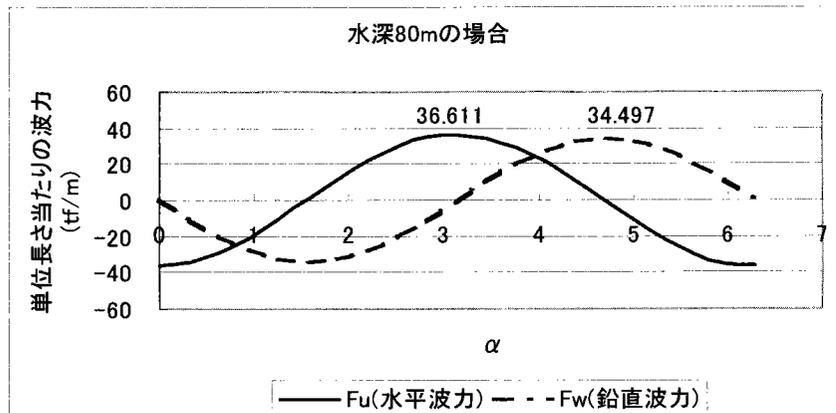
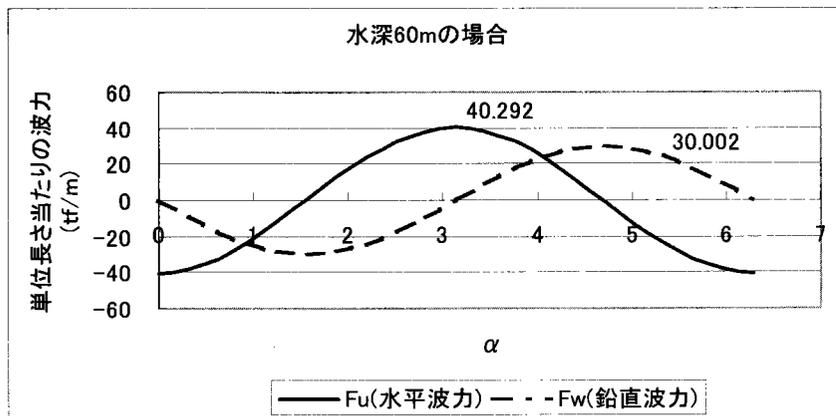
潮流力は水深によって異なるため、ここでは橋梁を3つの水深区間に分け、それぞれの水深に対応する潮流力を実作用させる。

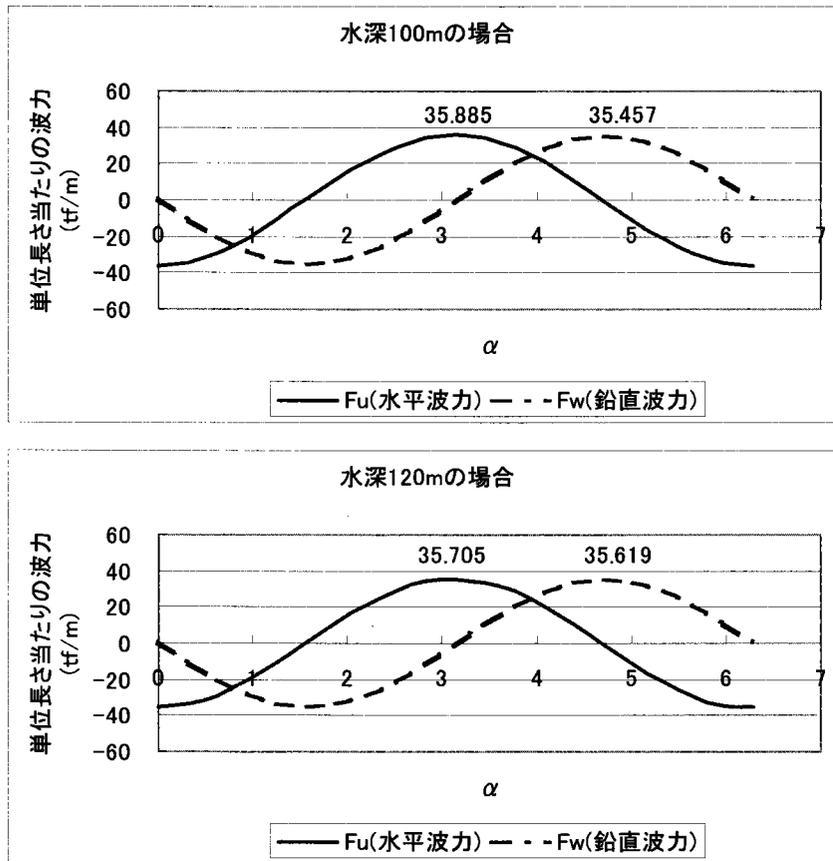
CD=	CL=	u(z)=	A=	A'=	W=	g=	Z=	us=	h=	FD	FL
1.2	0	3.06	23	23	1.03	9.8	23.5	3.5	60	13.59	0.00
1.2	0	3.21	23	23	1.03	9.8	43.5	3.5	80	14.93	0.00
1.2	0	3.28	23	23	1.03	9.8	63.5	3.5	100	15.61	0.00
1.2	0	3.32	23	23	1.03	9.8	83.5	3.5	120	16.02	0.00



(5) 波力

潮流力と同様に3つの水深区間に分け、それぞれの水深に対応する波力を実作用させる。





6) 荷重組み合わせ

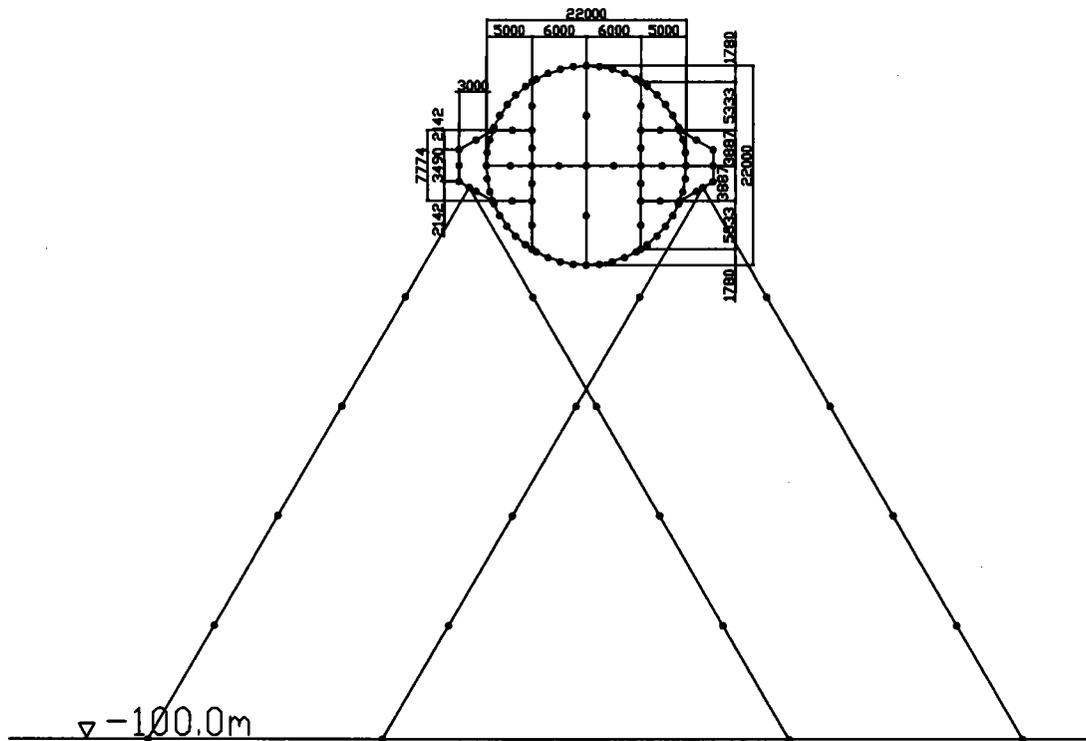
試設計における荷重の組み合わせは以下の通りとする。地震力及び津波力については断面決定においてクリティカルとならないと考え、組み合わせから外している。

荷重状態	許容値の割増
① 常時 : 死荷重+活荷重+潮流力	1.0
② 暴風時 1 : 死荷重+活荷重+潮流力+波力 (→)	1.35
③ 暴風時 2 : 死荷重+活荷重+潮流力+波力 (↑)	1.35
④ 暴風時 3 : 死荷重+活荷重+潮流力+波力 (↓)	1.35

5. 6. 2 面内方向平面骨組み解析

(1) 解析モデル

下図に示す平面骨組みモデルによって応答計算を行う。初期張力などの影響も考慮するため、テンションレグもモデル化する。テンションレグの張り方は、「テンションレグ形状の検討」より選定された case3 とする。テンションレグは両端をピン結合とし、初期軸力を考慮する。



(2) 断面定数

外壁厚 = 1.0 m、内壁厚 = 0.6 m、テンションレグ = NEW-PWS7φ × 499 と仮定して算出する。

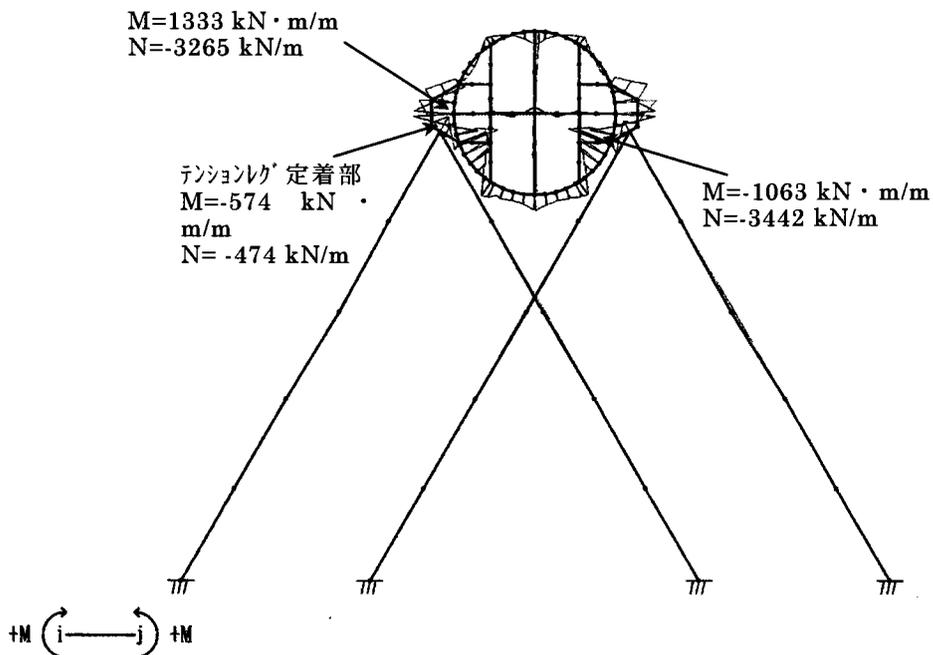
	A	Iz
	m ² /m	m ⁴ /m
外壁	1.0	8.33 × 10 ⁻²
中壁	0.6	1.8 × 10 ⁻²
テンションレグ	0.0661	3.47 × 10 ⁻⁴

(3) 解析結果

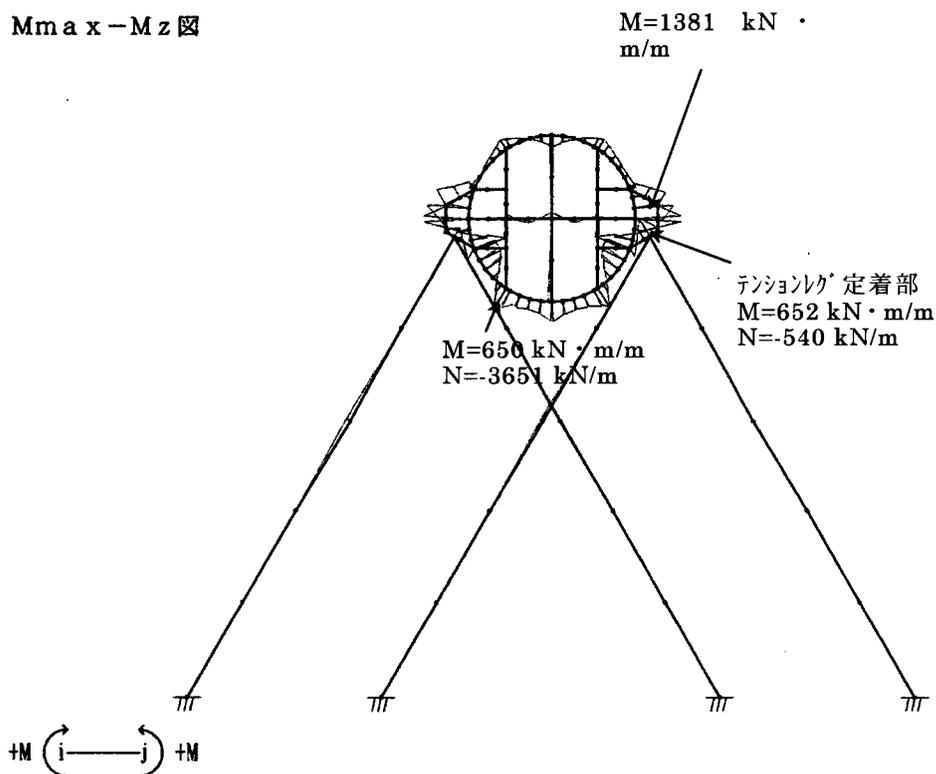
前述のモデルで解析した断面力を以下に示す。

テンションレグの定着部と定着部より下側の応力が大きくなるが、問題となるほどの値ではない。本構造で十分断面を構成できるものと思われる。

Mmin-Mz 図



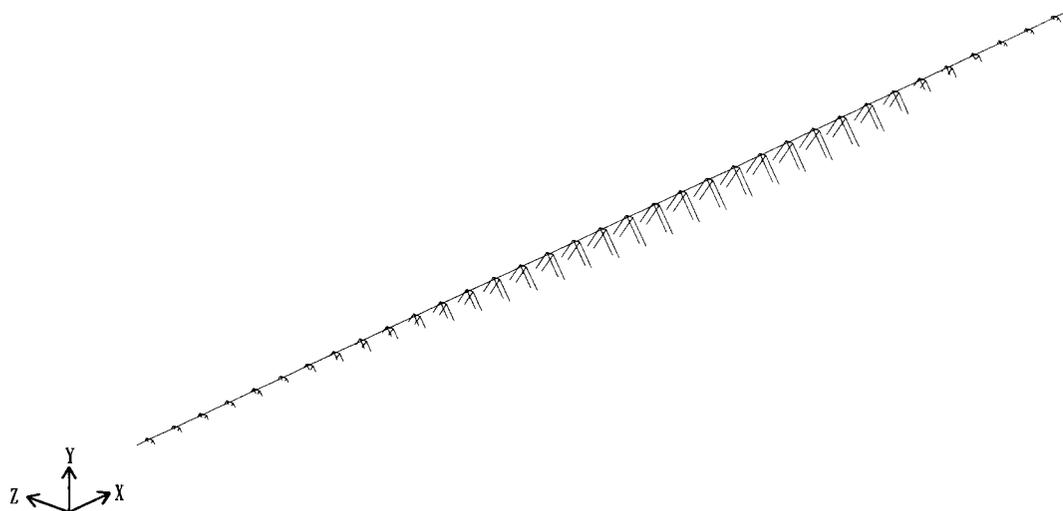
Mmax-Mz 図



5. 6. 3 立体骨組みモデルによる全体系解析

(1) 解析モデル

下図に示す立体骨組みモデルによって応答計算を行う。

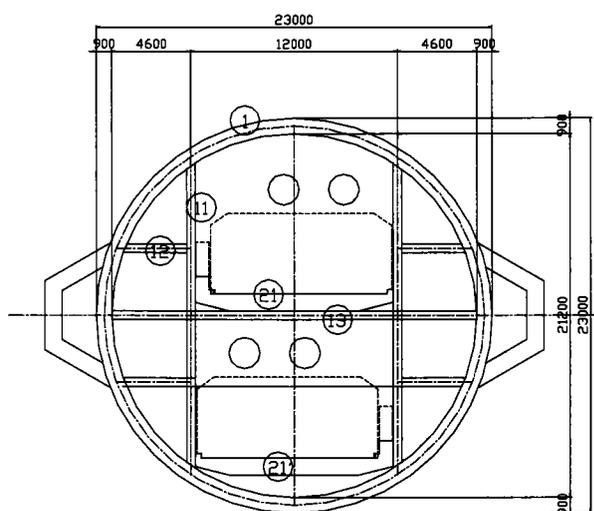


1) 解析条件

- ① 函体・テンションレグは棒部材とする。
- ② 函体の剛性： A 、 I_z 、 I_y
- ③ テンションレグは両端をピン結合とし、断面積、初期軸力を考慮する。
- ④ テンションレグ端部（基礎側）は固定端
- ⑤ 函体－函体間の継手部はバネ部材とする。
- ⑥ 函体端部－縦坑間の継手はバネ部材としてモデル化する。

2) 函体断面諸元

	高さ (m)	幅 (m)	個数	断面積 (m ²)	yG (m)	xG (m)	Iz (m ⁴)	Iy (m ⁴)
1	23	0.9	1	62.5	0.0	0.0	3821.2	3821.2
11	8.5	0.5	4	17.0	4.5	6.0	439.0	612.4
12	0.5	3.612	4	7.2	3.9	7.8	110.0	441.7
13	0.5	21.2	1	10.6	0.0	0.0	0.2	397.0
21	1	11.5	1	11.5	0.8	0.0	7.4	126.7
21'	1	11.5	1	11.5	10.0	0.0	1151.0	126.7
total			12.0	120.3			5528.8	5525.8



断面 2 次モーメントは外郭部のみを考慮する。従って躯体の断面諸元は以下の通りとする。

断面積 $A=120.3\text{m}^2$ 断面 2 次モーメント $I_z=I_y=3821.2\text{m}^4$

3) テンションレグ断面諸元

NEW-PWS7φ×499相当を仮定

$A' = 19,204 \text{ mm}^2/\text{本}$

定着部 1 箇所当たり 4 本とする

$A = 0.076816 \text{ m}^2/\text{片側/箇所}$

4) 継手バネの設定

函体－函体間の結合部はバネとしてモデル化する。バネ定数は「東京港トンネル工事誌」に記載されている値を基に断面積または断面2次モーメント比で補正して算出する。

	東京港トンネル	水中橋梁	断面性能比率
断面積A (m ²)	126.5	120.3	0.95
断面2次モーメントI _z (m ⁴)	1496.0	3821.2	2.55

東京港トンネル工事誌P541表4.7.13より
水中橋梁の断面2次モーメントは内部隔壁を除いた値

東京港トンネル	軸方向バネ定数 (kN/m)	せん断バネ定数 (kN/m)	回転バネ定数 (kNm/rad)
軸方向	1.30E+07	—	—
鉛直方向	—	1.09E+06	2.90E+07
水平方向	—	4.97E+06	3.00E+08
水中橋梁継手バネ定数の算出に採用する値	1.30E+07	3.03E+06 平均値を採用	2.90E+07 鉛直方向を採用

東京港トンネル工事誌P534表4.7.10およびP541表4.7.14より

水中橋梁	軸方向バネ定数 (kN/m)	せん断バネ定数 (kN/m)	回転バネ定数 (kNm/rad)
換算前 K ₀	1.30E+07	3.03E+06	2.90E+07
換算係数 α	0.95	0.95	2.55
採用値 K (= α · K ₀)	1.24E+07	2.88E+06	7.41E+07

・ 函体端部－縦坑間バネの設定

函体－函体間バネと同様に東京港トンネル工事誌を基に設定する。

	東京港トンネル	水中橋梁	断面性能比率
断面積A (m ²)	126.5	120.3	0.95
断面2次モーメントI _z (m ⁴)	1496.0	3821.2	2.55

東京港トンネル工事誌P541表4.7.13より
水中橋梁の断面2次モーメントは内部隔壁を除いた値

東京港トンネル	軸方向バネ定数 (kN/m)	せん断バネ定数 (kN/m)	回転バネ定数 (kNm/rad)
軸方向	1.20E+06	—	—
鉛直方向	—	3.00E+05	2.80E+08
水平方向	—	—	—
水中橋梁継手バネ定数の算出に採用する値	1.20E+06	3.00E+05	2.80E+08

東京港トンネル工事誌P534表4.7.10およびP541表4.7.14より

水中橋梁	軸方向バネ定数 (kN/m)	せん断バネ定数 (kN/m)	回転バネ定数 (kNm/rad)
換算前 K ₀	1.20E+06	3.00E+05	2.80E+08
換算係数 α	0.95	0.95	2.55
採用値 K (= α · K ₀)	1.14E+06	2.85E+05	7.15E+08

5) 使用材料

・ヤング率

躯体 $E_c=2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 相当と仮定)

テンションレグ $E_s=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

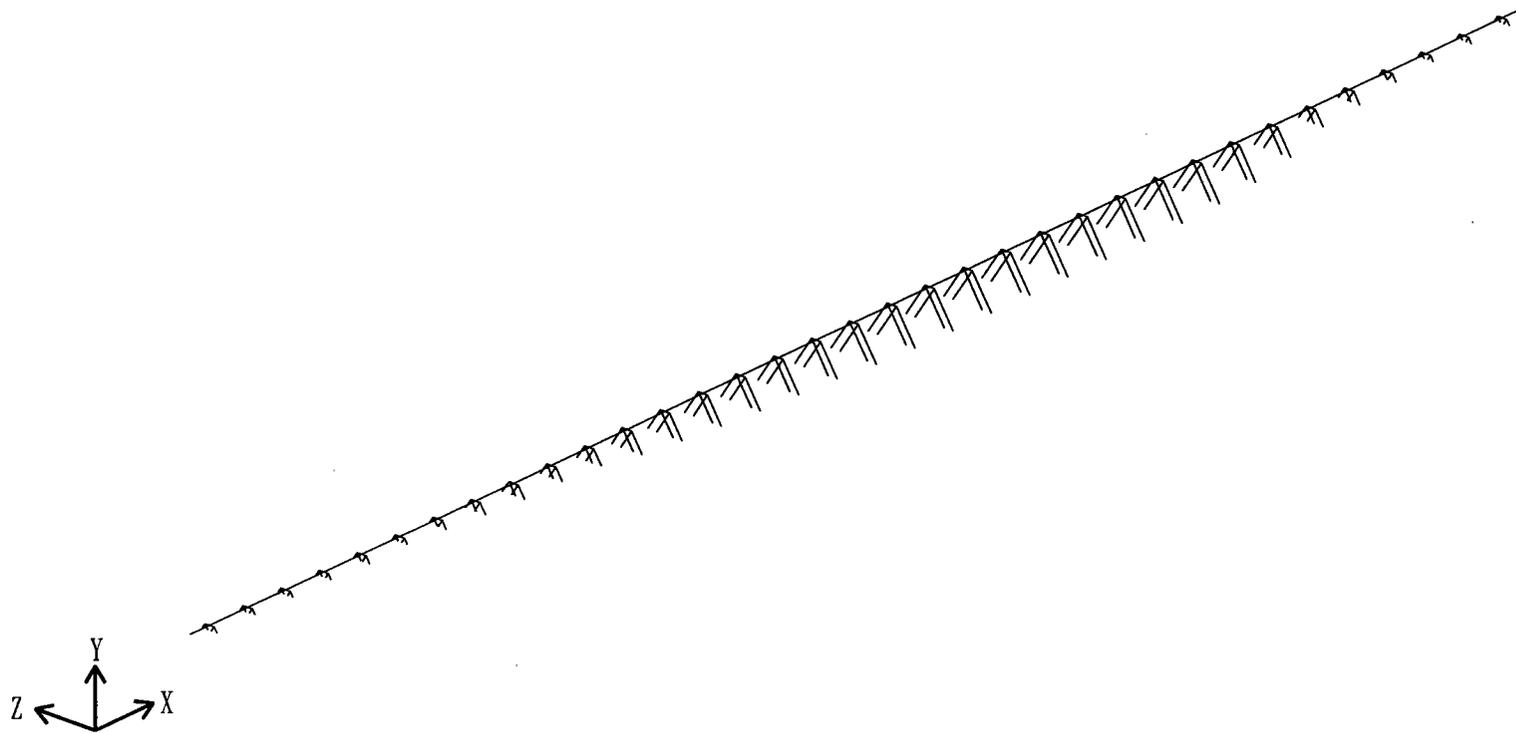
・単位体積重量

死荷重に表示。

(2) 解析結果

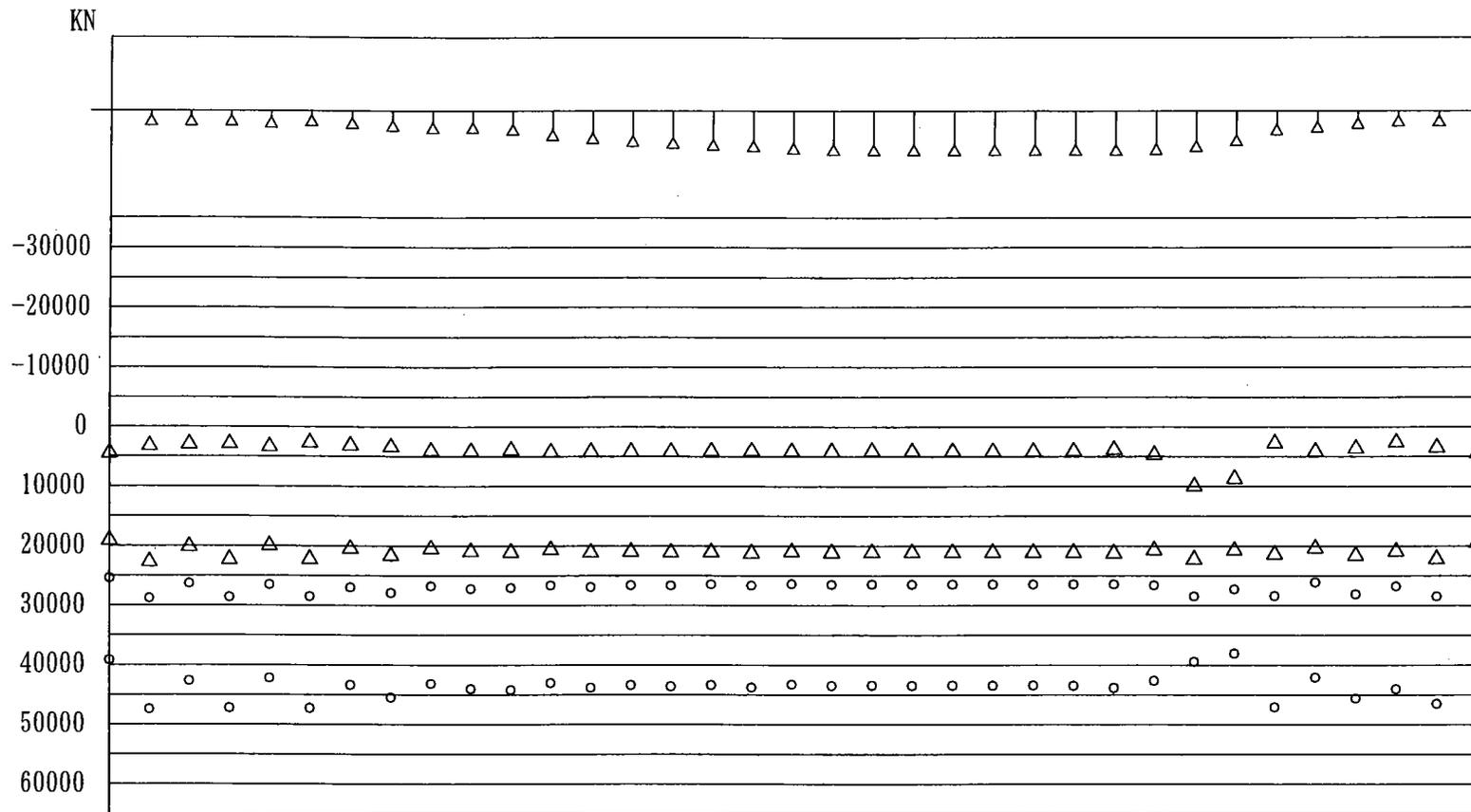
次頁以降にモデル図、断面力図（常時換算値）、変形図を示す。

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM



SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

T-LEG1 AXIAL FORCE

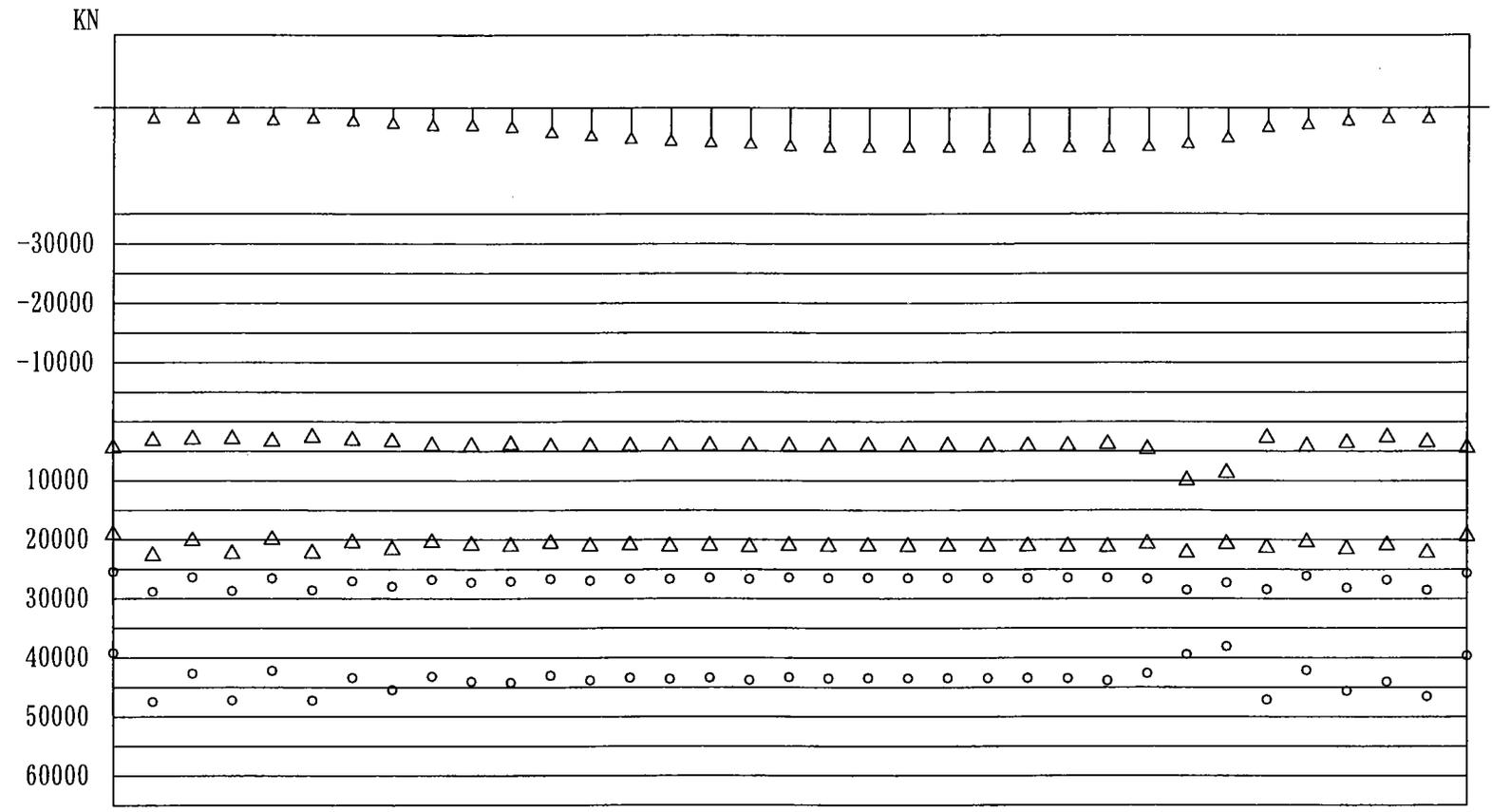


MAX 47429.49
MIN 2627.34

o ** MAXIMUM SUMMA
△ ** MINIMUM SUMMA

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

T-LEG2 AXIAL FORCE



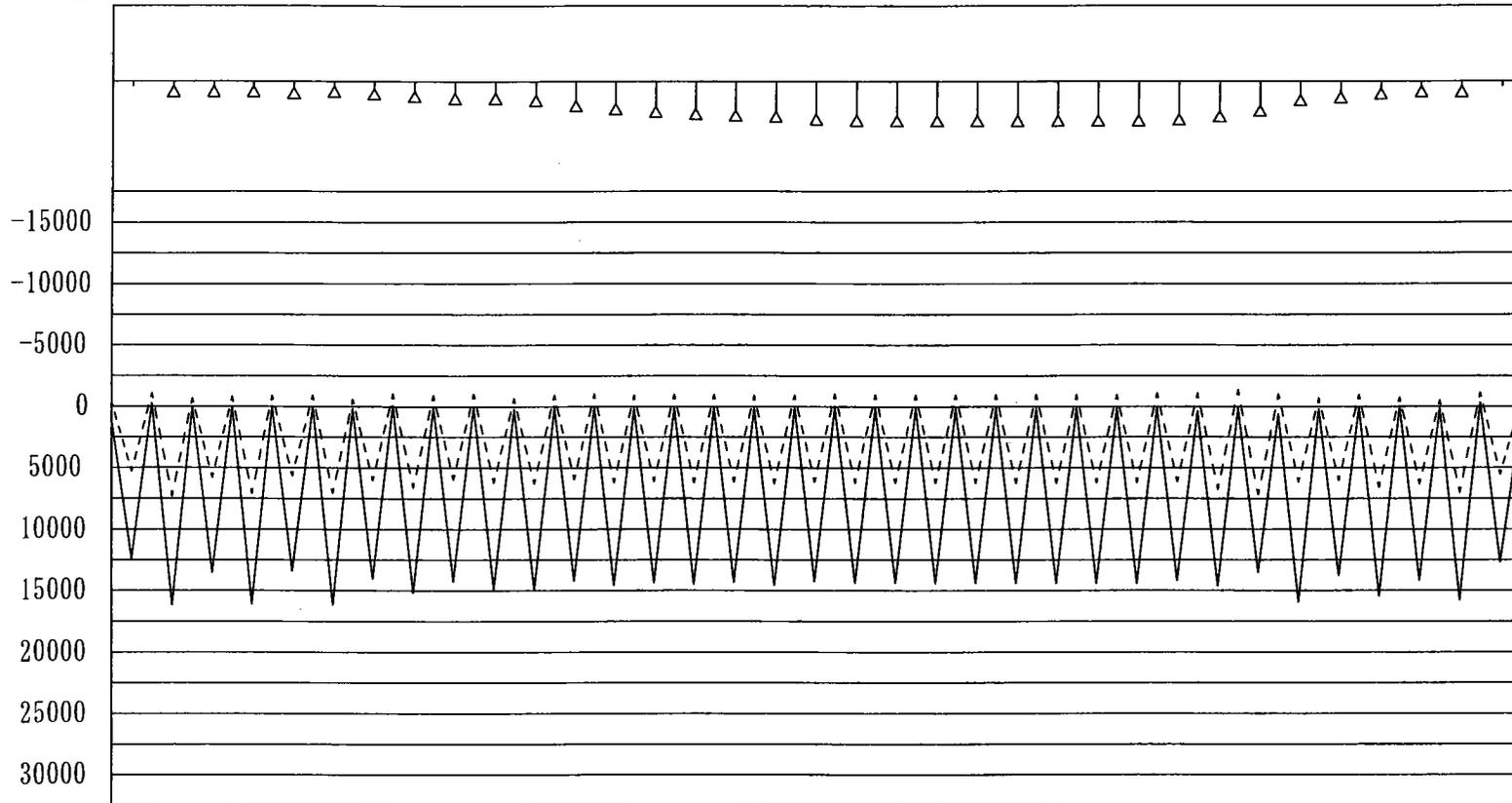
MAX 47429.49
MIN 2627.34

○ ** MAXIMUM SUMMA
△ ** MINIMUM SUMMA

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

GIRDER MOMENT- MZ

KNM x10²



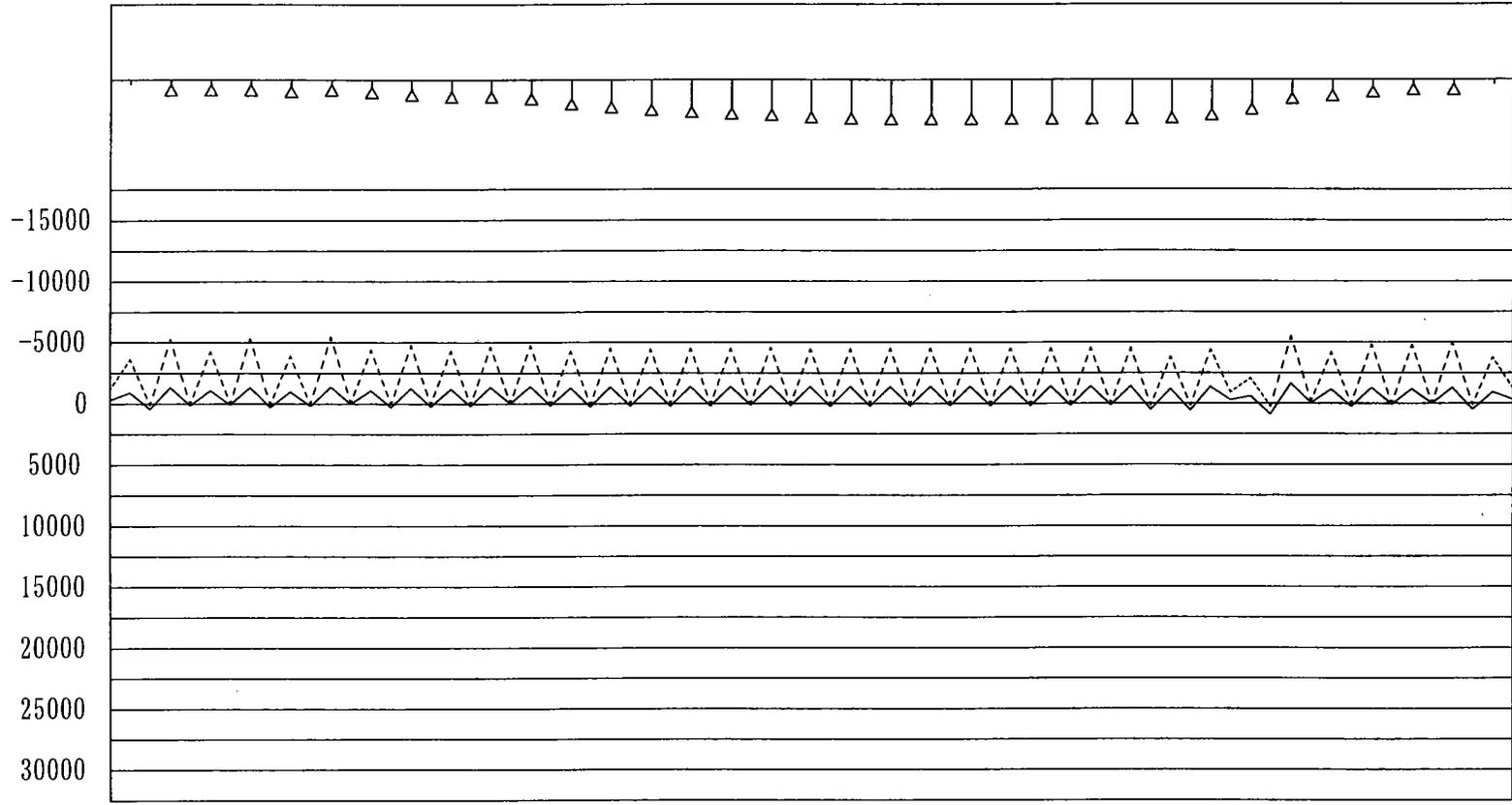
MAX 1619507.8
MIN -139563.1

—— ** MAXIMUM SUMMA
----- ** MINIMUM SUMMA

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

GIRDER MOMENT- MY

KNM X10²

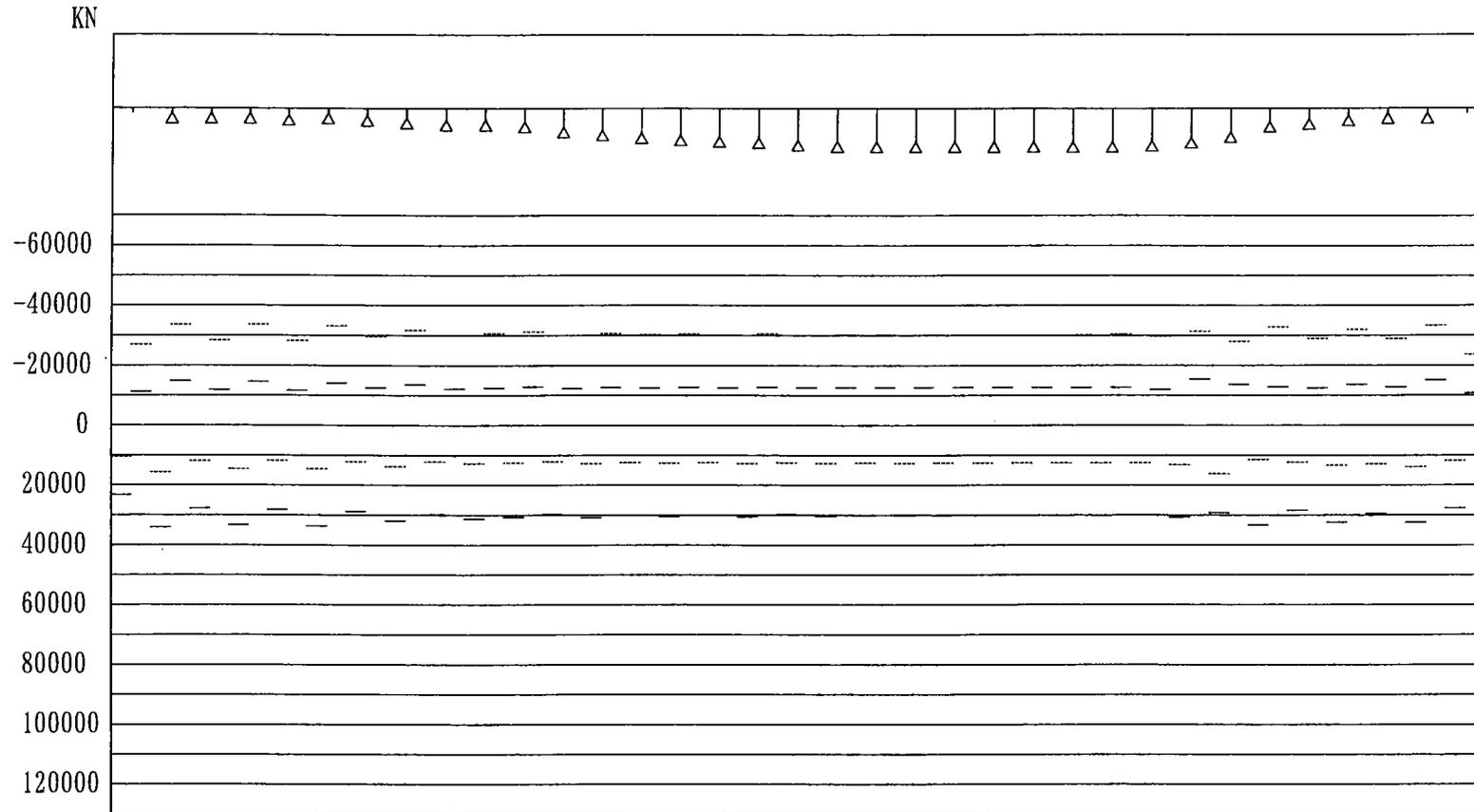


MAX 88417.63
MIN -550768.19

— ** MAXIMUM SUMMA
- - - ** MINIMUM SUMMA

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

GIRDER SHEAR F. QY

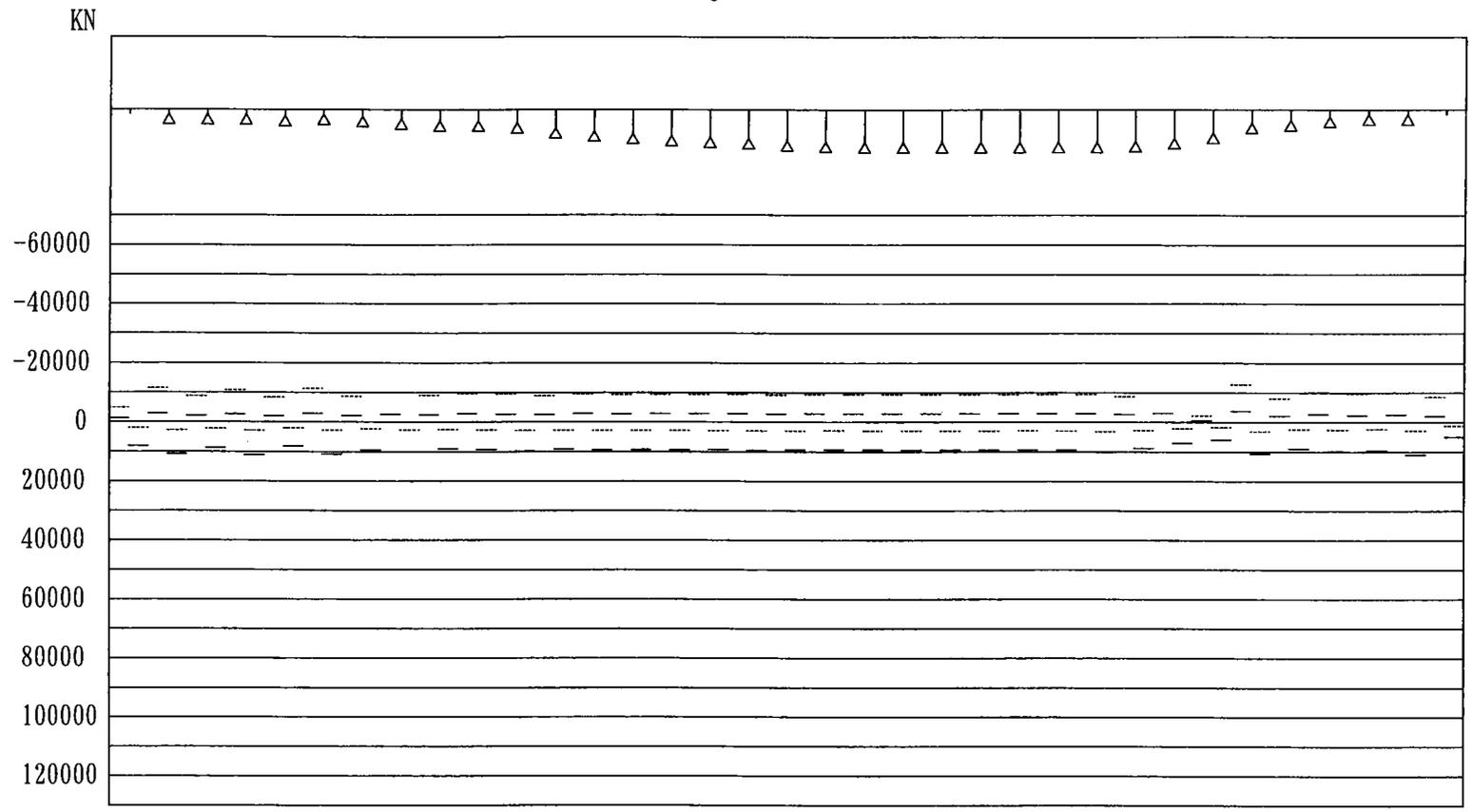


MAX 33999.39
MIN -33651.01

—— ** MAXIMUM SUMMA
- - - - ** MINIMUM SUMMA

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

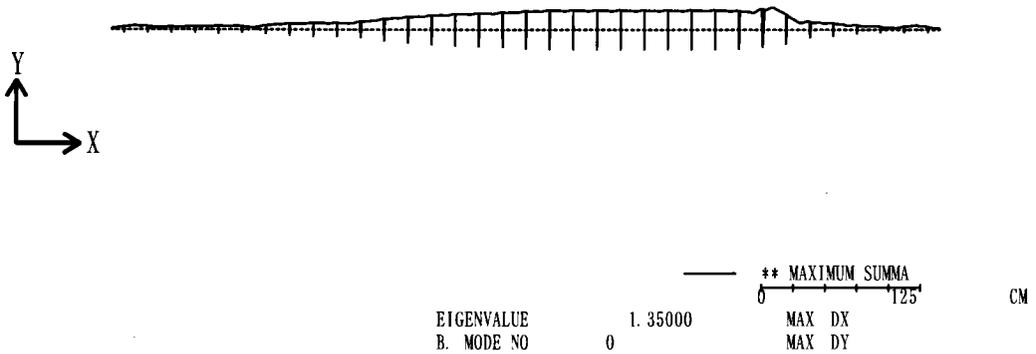
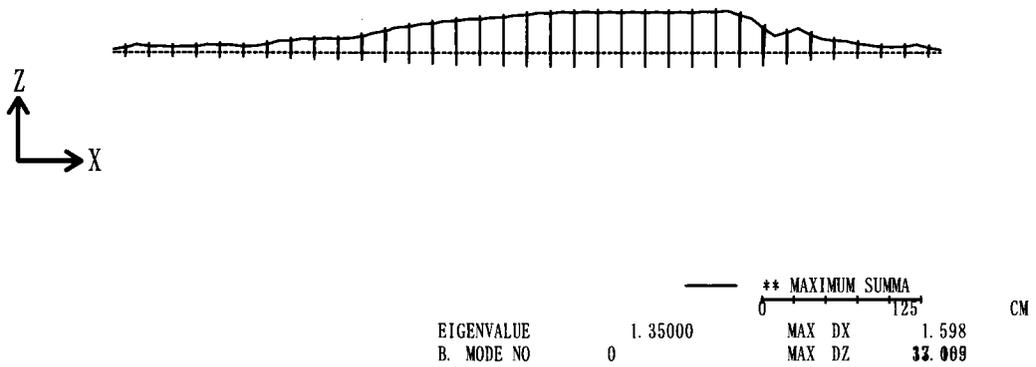
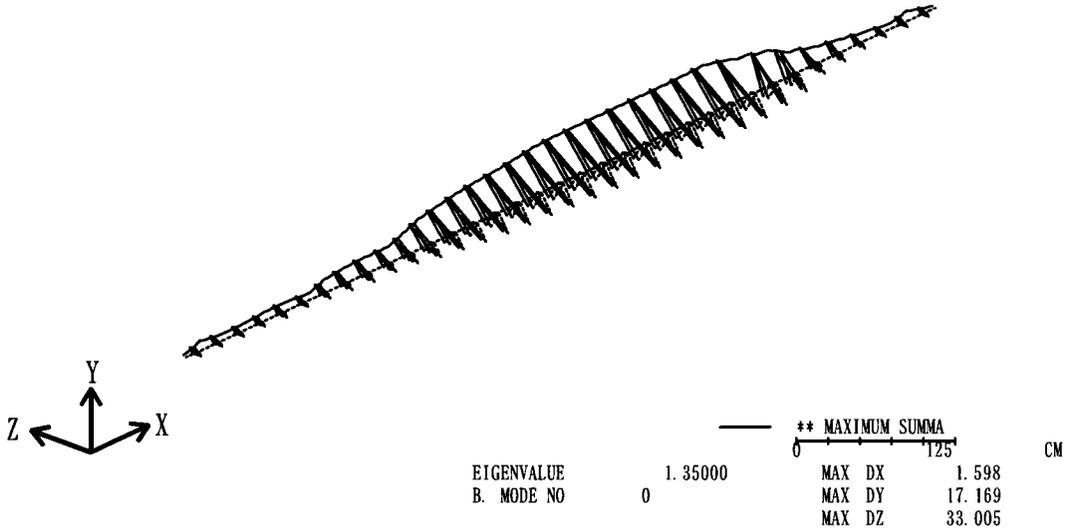
GIRDER SHEAR F. QZ



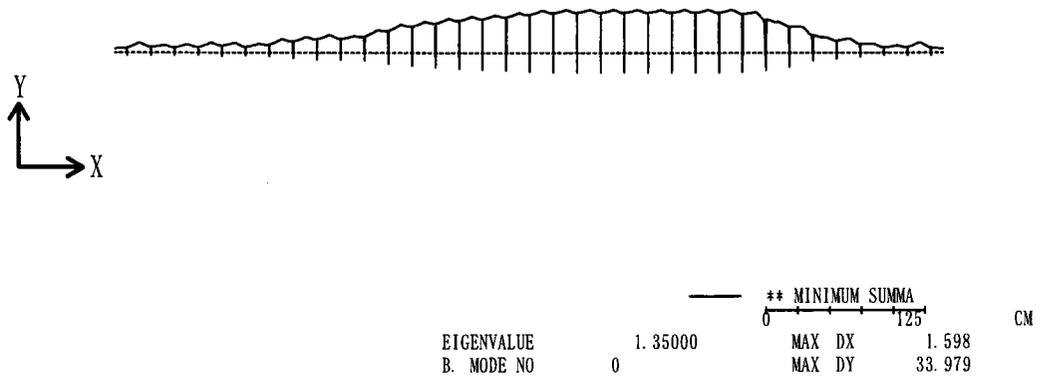
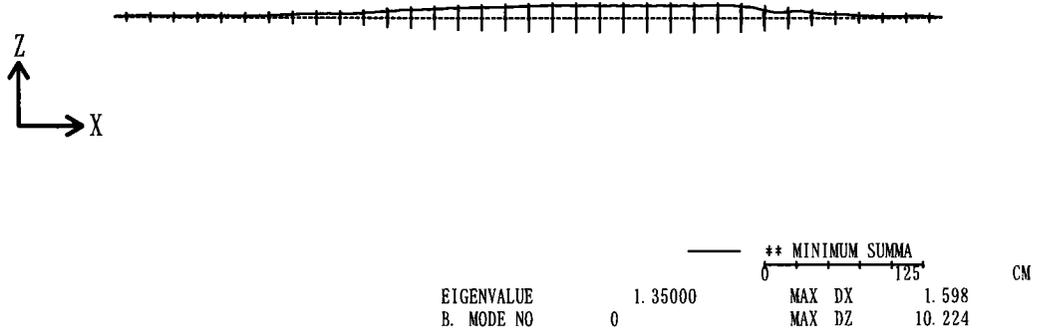
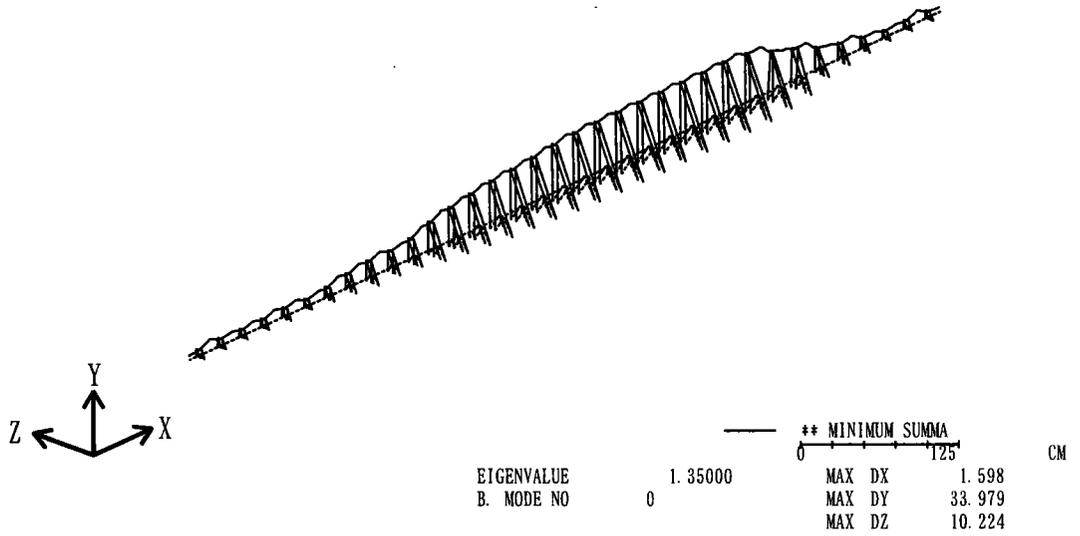
MAX 11204.12
MIN -12783.71

— ** MAXIMUM SUMMA
- - - ** MINIMUM SUMMA

DEFORMATION

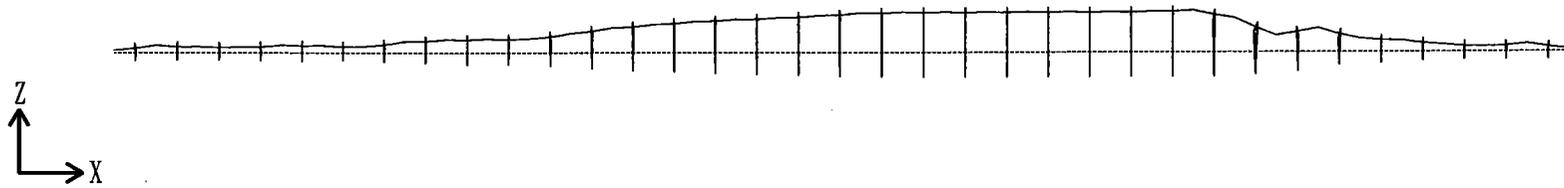


DEFORMATION



SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

DEFORMATION



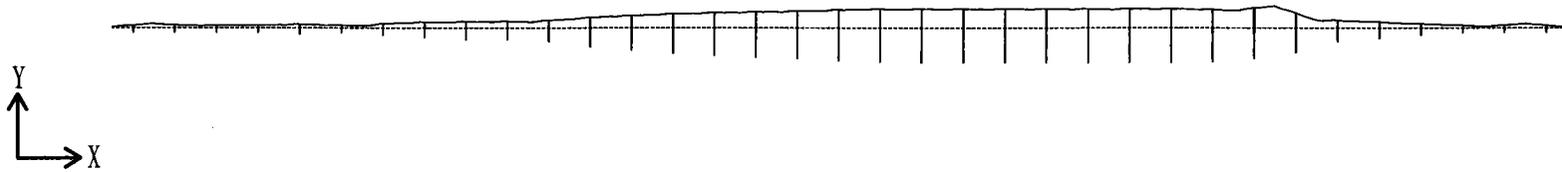
5 - 56

EIGENVALUE 1.35000
B. MODE NO 0

—— 3) D+L (+) +TU+W (>)
0 125 CM
MAX DX 1.598
MAX DZ 33.005

SFB 4-TENSION LEG TYPE 3D-MODEL RTL. D T=90CM

DEFORMATION



5 - 57

EIGENVALUE 1.35000
B. MODE NO 0

7) D+L (+) +TU+W (V)
0 125 CM
MAX DX 0.505
MAX DY 17.169

(3) 変形量

- ・ 継手部の変形

函体－函体間相対変位集計

荷重ケース	鉛直方向相対変位 δv (cm)	水平方向相対変位 δh (cm)	面外方向回転角差 $\theta 1$ (1/1000rad)	面内方向回転角差 $\theta 2$ (1/1000rad)
①	0.18	0.10	0.508	1.214
①'	0.14	0.10	0.508	1.272
②	0.18	0.33	1.669	1.214
②'	0.14	0.33	1.669	1.272
③	0.26	0.10	0.508	1.514
③'	0.24	0.10	0.508	1.571
④	0.17	0.10	0.508	1.924
④'	0.19	0.10	0.508	1.964
最大値	0.26	0.33	1.669	1.964

※荷重ケースの○' は活荷重(-)時を示す。

継手部に生じる相対変位の最大値は以下の通りである。

函体－函体間のせん断方向の相対変位は最大でも 0.3cm 程度となる。また回転角差による継手部の函体軸方向開口量は±2.3cm 程度となる。



縦坑－函体間相対変位集計

荷重ケース	鉛直方向相対変位 δv (cm)	水平方向相対変位 δh (cm)	面外方向回転角差 $\theta 1$ (1/1000rad)	面内方向回転角差 $\theta 2$ (1/1000rad)
①	1.58	0.59	0.060	0.172
①'	2.67	0.59	0.060	0.152
②	1.58	2.32	0.241	0.172
②'	2.67	2.32	0.241	0.152
③	2.14	0.59	0.060	0.184
③'	3.23	0.59	0.060	0.164
④	1.01	0.59	0.060	0.161
④'	2.10	0.59	0.060	0.139
最大値	3.23	2.32	0.241	0.184

※荷重ケースの○' は活荷重(-)時を示す。

端部のせん断方向の相対変位は 3.2cm 程度、回転角差による函体軸方向開口量は±0.3cm 程度となる。

- ・ 函体の変形

函体は上下方向にほぼ並行に変位しているため、函体軸周りの回転変位は非常に小さく、走行に支障を来すような変位は生じていないと推測される。

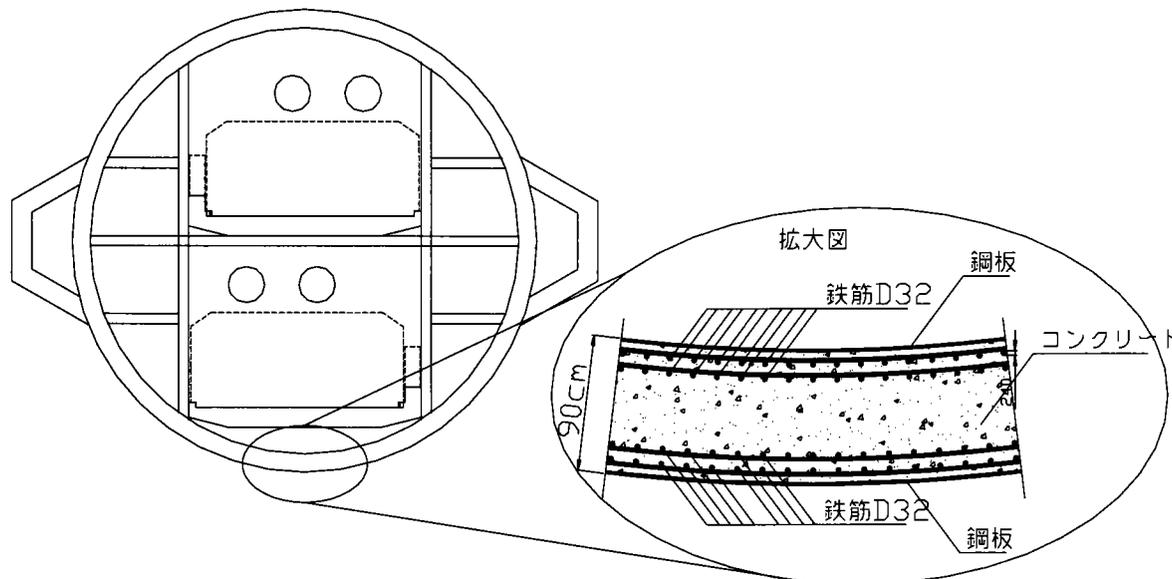
5. 6. 4 函体の設計

躯体断面は鋼材とコンクリートの複合構造を想定しているが、ここでは RC 断面として計算を行う。

・使用材料

コンクリート	:	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	
		許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}=8.0\text{N/mm}^2$
		許容せん断応力度	$\tau_{ca}=0.39\text{N/mm}^2$
鉄筋	:	SD345	
		許容引張応力度	$\sigma_{sa}=180\text{N/mm}^2$
		許容圧縮応力度	$\sigma_{sc}=200\text{N/mm}^2$

断面計算の結果、鉄筋は D32ctc150 程度を外側、内側それぞれ 2 段配筋することになった。



決定断面：D32ctc150 2 段配筋（内外の鋼板を無効にして算出）

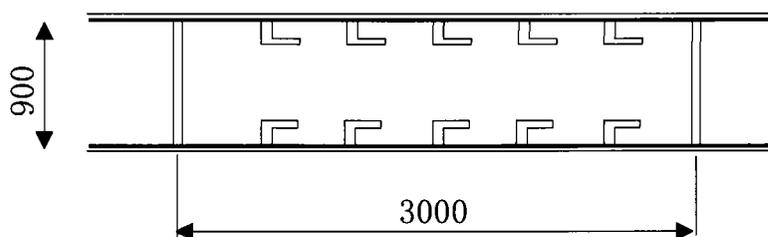
この結果より内外の鋼板を有効として、鋼板とコンクリートの合成構造とした場合の板厚を算出する。

鉄筋 D32ctc150-4 段と同等の鋼板厚を求めると以下の通りとなる。

$$\text{鉄筋断面積 } A_s = 2 \times 1000 / 150 \times 7.94 = 105.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{必要鋼板厚 } t_{\text{req}} = 105.9 / 100 \times 10 = 10.6 \text{ mm} \rightarrow t = 12 \text{ mm} \text{ とする。}$$

また、コンクリート打設圧に抵抗するものとしてリブを設ける。



タイトル								
				A (㎡)		62.4863		
				A' (㎡)		352.9893		
				y _u (m)		11.5000		
				y _l (m)		-11.5000		
				I _z (m ⁴)		3821.19214		
				I _y (m ⁴)		3821.19214		
				W _u (m ³)		332.27759		
				W _l (m ³)		-332.27759		
				J (m ⁴)		7629.73096		
				A _o (㎡/m)		72.2566		
A _i (㎡/m)		66.6018						
ウェブ幅 bw (m)	1.5952			鋼種	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A _s (cm ²)
有効高 d (m)	20.1401			D0	0.100	32	430.000	3415.060
鋼材 σ _{pe} (N/mm ²)	-----			D0	0.200	32	430.000	3415.060
外ケーブル σ _{pe} (N/mm ²)	-----			D0	0.700	32	430.000	3415.060
断面力 M (kN·m)	1619500.000			D0	0.800	32	430.000	3415.060
N (kN)	0.000							
S (kN)	34000.000							
Pe1 Pe2 (kN)	-----							
Mpe1 Mpe2 (kN·m)	-----							
外ケーブル Pe (kN)	-----							
" Mpe (kN·m)	-----							
応力度 σ _c σ _{ca}	5.1 < 8.0							
N/mm ² σ _s σ _{sa}	179.0 < 180.0							
σ _{s'} σ _{sa'}	-75.6 < 200.0							
σ σ _a	-----							
σ' σ _{a'}	-----							
σ _{cf} σ _{dfa}	-----							
中立軸 x (m)	6.8730							
ヤング係数比	n = 15.00							
必要鉄筋量 A _{sreq}	13580.800							
最小鉄筋量 A _{smin}	-----							
終局モーメント M _u (kN·m)	4804973.000							
破壊モード	-----							
初降伏 My ₀ (kN·m)	3193150.836							
ひび割れ Mc (kN·m)	745543.938							
抵抗モーメント M _r ' (kN·m)	-----							
平均 τ _m (N/mm ²)	1.06 > 0.39							
τ _{max} (N/mm ²)	1.09							
σ _l σ _{la} (N/mm ²)	-1.09 > -0.80							
V _o (m)	11.5000							
A _{w100} (cm ²)	68.108							
Ce, Cpt, CN	-----							
周長総和 U (mm)	-----							
付着 τ _o (N/mm ²)	-----							
				鉄筋量の合計 Σ 13660.240				
				《鋼種の説明》 D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維 0:全周かぶり				

5. 6. 5 テンションレグの設計

解析結果より求めた張力より、テンションレグの必要本数を算出する。

NEW-PWS7φ×499 相当を仮定

外側ケーブル(T-LEG1)

ケーブル本数の算出 (片側当たり)

$$T_{\max} = 47,400 \text{ kN}$$

$$\text{安全率} = 2.5 \quad \leftarrow \text{斜張橋と同様}$$

$$\text{破断荷重} = 118,500 \text{ kN}$$

$$\text{NEW-PWS} \quad 7\phi \times 499$$

$$\text{破断荷重} = 30,150 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{標準強度}[1570\text{N}/\text{mm}^2]$$

$$\text{必要本数} \quad n = 118500 / 30150 \doteq 4 \text{ 本}$$

内側ケーブル(T-LEG2)

ケーブル本数の算出 (片側当たり)

$$T_{\max} = 47,400 \text{ kN}$$

$$\text{安全率} = 2.5 \quad \leftarrow \text{斜張橋と同様}$$

$$\text{破断荷重} = 118,500 \text{ kN}$$

$$\text{NEW-PWS} \quad 7\phi \times 499$$

$$\text{破断荷重} = 30,150 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{標準強度}[1570\text{N}/\text{mm}^2]$$

$$\text{必要本数} \quad n = 118500 / 30150 \doteq 4 \text{ 本}$$

5. 6. 6 基礎の設計

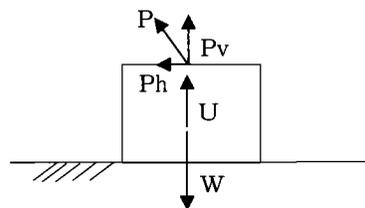
基礎は、設置水深が非常に深いことから、直接基礎とする。その形式としては、鋼とコンクリートの合成構造とし、水平力作用時においても、滑動安全率は、1.20を満足するものとする。

テンションレグからの力

テンションレグ張力	P=	47400 kN
テンションレグ傾斜角	$\theta =$	30°
鉛直力	Pv=	41,050 kN
水平力	Ph=	23,700 kN

基礎の重力

幅	B=	22.0 m
長さ	L=	20.0 m
高さ	H=	15.0 m
単重	$\gamma =$	25.0 kN/m ³
重量	W=	165,000 kN



基礎の浮力

海水の単重	$\gamma_w =$	10.1 kN/m ³
浮力	U=	66,660 kN

滑動安全率の照査

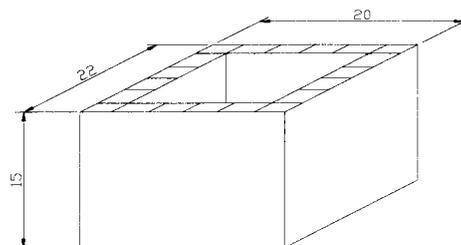
$$\mu = 0.5 \quad (\text{地盤と鋼またはコンクリート})$$

$$F = \frac{\mu \times (W - U - P_v)}{P_h}$$

$$= 1.21 > 1.20$$

施工フロー

- 鋼殻製作
- ↓
- 外側区画にコンクリート打設
- ↓
- 進水、据付位置まで浮遊曳航
- ↓
- 内側区画に注水し、据付
- ↓
- 内側区画に水中コンクリート打設



5. 7 施工

水中橋梁の施工は、沈埋トンネルの施工方法を参考に出来ると考えられる。しかし、テンションレグの定着やそれと同時に行われることになる函体の接合等の特殊な工種があるため、今後はより詳細な検討が必要である。

現段階ではアイデアの域を脱していないが、概略の施工手順を以下に示す。

[基礎の施工手順]

- ① グラブ船による設置位置の海底掘削を行う。
- ② 掘削と平行して、ドライドックで鋼殻ケーソンを製作する。テンションレグを定着させる。
- ③ 浮体の安定確保のため外側区画にコンクリートを打設する。
- ④ 出渠・曳航。
- ⑤ 設置位置で注水・沈設。このときテンションレグの函体側定着端部はフロート等によって海上付近に停留させておく。
- ⑥ 着底後水中コンクリートを打設。

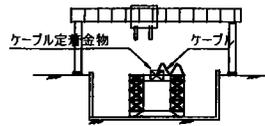
[函体の施工手順]

- ① ドライドックで鋼殻を製作する。浮体の安定確保のためコンクリートを打設。
- ② 出渠・曳航。
- ③ 設置位置で注水・沈設。
- ④ 函体断面に設置したガイド治具によって位置調整・仮結合を行う。
- ⑤ テンションレグを定着する。
- ⑥ 水圧接合・バルクヘッド除去。

次頁に概略の施工要領図を示す。

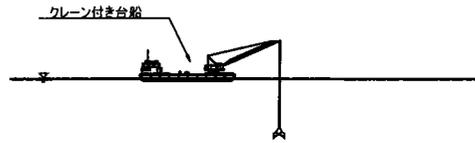
基礎施工要領図

①鋼殻ケーソン製作工



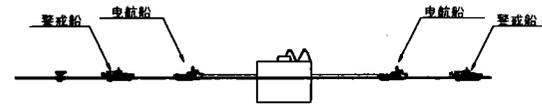
既存ドック内で、鋼殻ケーソンを製作。ケーブルも定着する。
外側区画にコンクリートを打設し、浮体の安定性を改善する。

②海底掘削



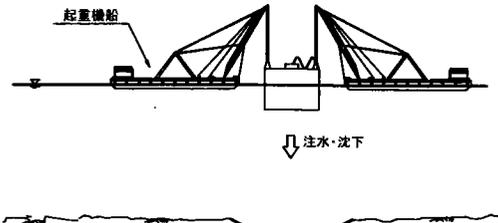
グラブ船により海底掘削を行う。

③ケーソン曳航工



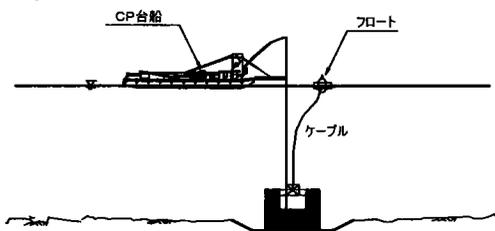
ドックで製作した後、海上に出し、曳船、警戒船で船団を組み、設置位置まで運搬する。

④ケーソン沈設工



バラスト水を注入し、所定の位置に沈設する。

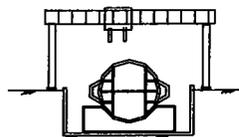
⑤コンクリート打設



CP船により水中コンクリートを打設しブロック内にコンクリートを充填する。

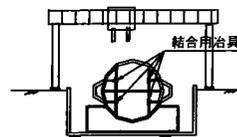
函体施工要領図1

① 躯体製作1: 鋼殻製作



既存ドック内で、鋼殻を製作。

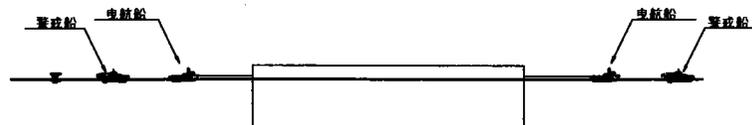
① 躯体製作2: コンクリート工



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。

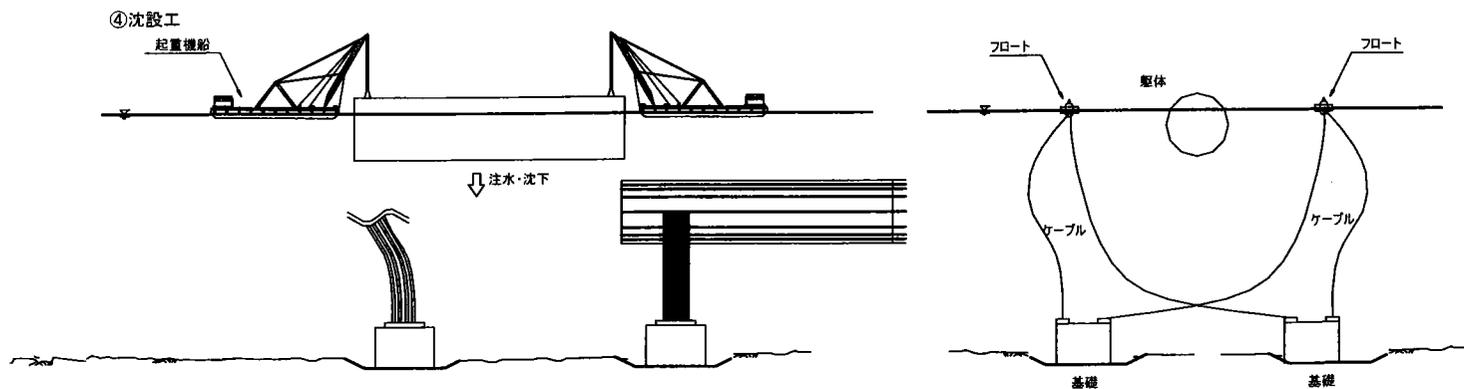
結合用治具
中壁に鉛直・水平方向にくさびを設け、位置の微調整はくさび内のジャッキにて行う。

③ 曳航工

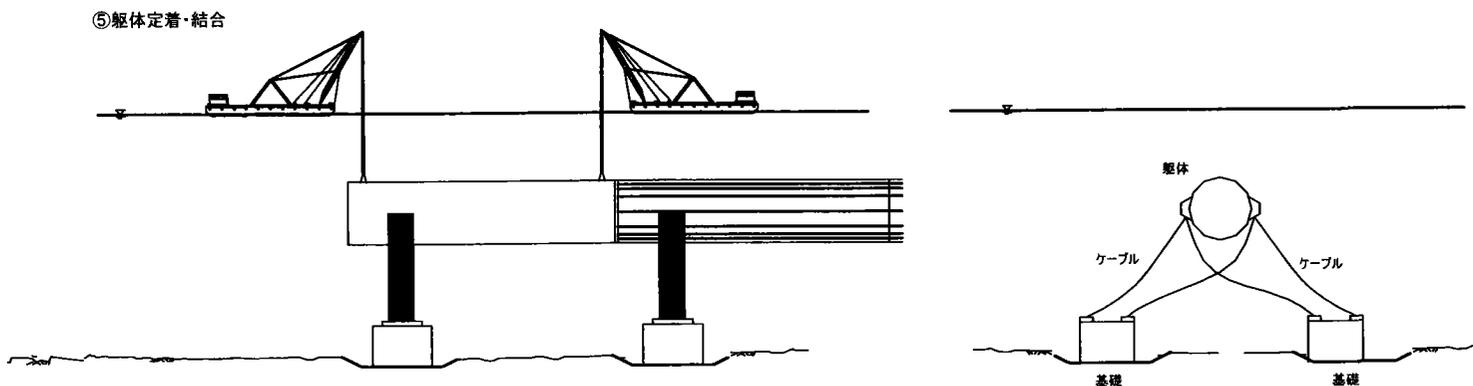


ドックで製作した後、海上に出し、曳船、警戒船で船団を組み、設置位置まで運搬する。

函体施工要領図2



バラスト水を注入し、所定の位置に沈設する。



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、テンションレグを定着させる。
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。

5. 8 まとめ

今回の検討でわかったことを以下に示す。

- 函体の形状は、外力に対する安定性や経済性の面から円形が適している。
- テンションレグの張り方は、水平変位を最も小さくできることから「テンションレグ形状の検討」で示される case3 が適している。
- 函体同士や函体と陸上の接合を剛結合とすると非常に大きな断面力が発生するため、可撓継手を採用する必要がある。
- 基礎は重力式がよいが、水深が深い場合は基礎そのものの浮力が大きくなるため、基礎形状が大きくなる。
- 水深が深く海上区間が長い水中橋梁が今回の検討対象であったが、問題となるような断面力の発生は認められず、これまでの沈埋トンネルなどの施工例と同等の断面で構成できることがわかった。コスト面の確認と下記課題をクリアすることにより、水中橋梁も比較設計の対象になり得るものと考えられる。

5. 9 今後の課題

今後の水中橋梁の検討において必要と考えられる項目を列挙する。

- テンションレグ定着部の細部構造
- 施工方法
- 維持管理
- 周辺海域への影響（植物、水棲動物等への影響）
- 安全対策
- 新素材の開発 等

