

7209

9546

No. 3

マイクロ  
フイルム作成

# ビルマ国ツワナ橋梁 建設計画詳細設計 報告書

昭和55年 3 月

## 国際協力事業団

80・56

80-56

ビルマ国ツワナ橋梁建設計画詳細設計 報告書

昭和五十五年三月

国際協力事業団  
1982  
LIBRARY



JICA LIBRARY



1067598C13



ビルマ国ツワナ橋梁  
建設計画詳細設計  
報告書

昭和55年3月

18731

国際協力事業団

國際協力事業團  
情報部編輯部

資料



資料

國際協力事業團

日本国政府はビルマ国政府の要請に応じて昨年7月よりビルマ橋梁技術訓練センターに対する技術協力を実施しているが、更に将来上記センターで教材となる橋梁詳細設計図書を作成するべく調査を実施することとした。

事業団は日本道路公団技術部構造技術課長、宮本潔氏を団長とする調査団を昭和54年8月19日より約2週間、現地へ派遣した。

現地に於てはビルマ政府機関の絶大な協力により調査は極めて円滑に行われ国内作業も派遣されたカウンターパートとの討議と協力を得て、順調に進み昭和55年1月に現地において最終報告書案の説明、協議を行ないここに報告書提出の運びとなった。

この調査結果が橋梁技術者の技術能力の向上に資することとなり、もってビルマ国の経済的社会的発展の一助となるとともに日本ビルマ両国の友好親善に寄与することが出来れば我々の大きな喜びである。

終わりに本件調査に御協力と御支援いただいた関係各位に対して、深甚なる感謝の意を表わすものである。

昭和55年3月

国際協力事業団

総裁 有田 圭 精





ビルマは南北に長い国土（南北約2,100km、東南約900km）で、これがほぼ北から南に流れる3つの大河川によって分断されている。そのため東西の交通に大きな支障があり、経済発展のためにこれ等の河川の架橋が切望されている。当国では、セメントは自国で生産されているが、鋼材はすべて輸入に頼っている。そこで、外貨事情および国内資源の活用という面から、コンクリート長大橋の建設技術の修得が重要な課題となっている。

この必要に応ずるべく、JICAは、ビルマ国建設公社のツワナ橋梁技術訓練センターに、コンクリート長大橋建設技術の専門家を派遣し、実際の橋梁を建設しながら実習指導を行なうことにより、ビルマ国の技術者養成に協力することとなった。

ツワナ(Thurwanna)橋は、タケダ(Thketa)地区とラングーン(Rangoon)市中心部を結ぶ主要道路の1環として、橋梁技術センター所在地に近いナモイエ(Ngamoyeik)運河に架設される。本橋は近い将来に予想されるこの路線の急速な交通需要の増大に対処すると同時に、橋梁技術訓練センターにおける実習橋梁としての役割を持っている。この役割に則り、本橋の設計業務では、特に下記の事項が考慮されている。

- (1) 大河川での架橋技術の訓練が目的であるから、中央スパンが100m以上のプレストレストコンクリート長大橋とする。
- (2) プレストレストコンクリート長大橋の架設には、河川の航行や流水に関係なく施工出来るカンチレバー工法が最適である。特にディビダーク工法は、安全確実でしかも作業が容易であるため、上部工にはこれを採用する。
- (3) カンチレバー工法に最も適した構造形式として、スパン中央にヒンジを有する三径間連続ラーメン構造を採用する。
- (4) 河川内の基礎は、主構ラーメンの橋脚の基礎となり、橋脚からの反力が大きいので、これをケーソンとする。
- (5) 河川は感潮域内にあり、水位差が6m、流速も3~4m/secであるから、安全性と確実性を重視してケーソンの構築には、築島および棧橋を用いたオープンケーソン工法を採用する。
- (6) 兩岸の橋脚の基礎工に、現在ビルマで用いられているプレキャスト鉄筋コンクリートの終ぎ杭を使用することは、耐震上好ましくないので、大口径場所打ちコンクリート杭を採用する。この工法は、本橋以外の各種建造物にも有効に利用される。
- (7) 出来るだけ国内資源や保有機材が利用出来ることを考慮する。特に国産セメントによるコンクリート強度は $\delta_{11}=350\text{kg/cm}^2$ であるから、 $\delta_{ck}=350\text{kg/cm}^2$ として上部工を設計する。
- (8) 本橋の設計々算法は、橋梁技術センターにおける講義内容として利用されるので、出来るだけ平易で汎用性のあるものを採用する。



# I 設 計



# 目 次

ま え が き	1- 1
第1章 計 画 条 件	1- 2
第2章 主橋のスパン割りと橋脚の寸法	1- 8
第3章 単純桁のスパン長と構造型式	1- 11
第4章 下部工の構造型式	1- 13
1. ま え が き	1- 13
2. 基礎杭の型式の決定	1- 13
3. ケーソン基礎の型式の決定	1- 20
4. ケーソンの設計に用いる基礎地盤の諸特性値	1- 22
第5章 P.C. 3径間連続桁の設計	1- 33
1. ま え が き	1- 33
2. 設 計 条 件	1- 31
3. 主桁形状の決定	1- 38
4. 主方向の設計	1- 45
5. 横方向の設計	1- 73
6. 施工時の検討	1- 82
第6章 P.C. 単純合成桁の設計	1- 84
1. ま え が き	1- 84
2. 設 計 条 件	1- 87
3. 構 造 図	1- 89
4. 設 計 計 算	1- 90
第7章 下部工の設計	1-101
1. 設 計 条 件	1-101
2. 橋台の設計	1-107
3. 橋脚の設計	1-111
第8章 付属物の設計	1-120
1. 支 承	1-120
2. 伸縮装置	1-123
第9章 主 要 材 料	1-126



## ま え が き

ビルマ国、ツワナ橋の設計業務は国際協力事業団（J.I.C.A.）が、海外技術協力の一環として、ビルマ国ラングーン市内、ツワナ地区のNGAMOYEIK CREEK に架けるプレストレストコンクリート橋の設計である。

また、本業務ではビルマ国に設立される橋梁技術訓練センターの on - the - job Training 用橋梁としての設計を行なう。したがって、村来の長大橋の設計、施工技術の訓練のために、中央スパンを100m以上にする事が決められている。

# 第1章 計 画 条 件

## 1. 設 計 条 件

設計を行うに当って、現地調査を実施し、ビルマ国当局との打合せにより、次の事項が確認された。

### (1) 構 造 型 式

主橋の上部工は、カンチレバー工法によるPC橋。

アプローチ部は、ポストテンションT桁橋、また下部工型式はオープンケーソン及びコンクリート杭基礎とする。

### (2) 幅 員

車道部8.0m、歩道1.5mで、歩道は車道の両側に設けるものとする。

### (3) 縦 断 勾 配

3%以下

### (4) 横 断 勾 配

車道、歩道とも2.0%とする ( Fig. 1-1 )。

車道の横断勾配は、既存の橋の視察により、アプローチ部の土が橋面に持ち込まれ、排水孔の機能が損なわれている現状、縦断勾配が3%で比較的ゆるやかな事等を考慮し、2%にした。

### (5) 平 面 線 形

橋梁区間は直線、アプローチ部(土工区間)は現地で決定する。

### (6) 航 路 限 界

桁下線高9.5m RL以上、幅33.0mを確保する。( Fig. 1-2 )

### (7) 舗 装

アスファルト舗装で、最小厚5.0cmとする。

### (8) 高 欄

コンクリート壁式高欄( $h=80cm$ )とし、それ以上はフェンスとする。フェンス部は現地で設計する。( Fig. 1-1 )



(9) 添 加 物

φ300 2本 水道管用

φ100 2本 電話、電気用

00 遠 示 方 書

日本の示方書を適用

01 活 荷 重

日本の道路換示方書によるTL-20。

02 地 震 震 度

土建の「ビルマにおける耐震設計基準案」(1973年)により、 $K_h=0.12$ とする。

03 温 度 変 化

$\Delta T = \pm 15^\circ$

04 風 荷 重

10分間平均風速 40 m/sec。

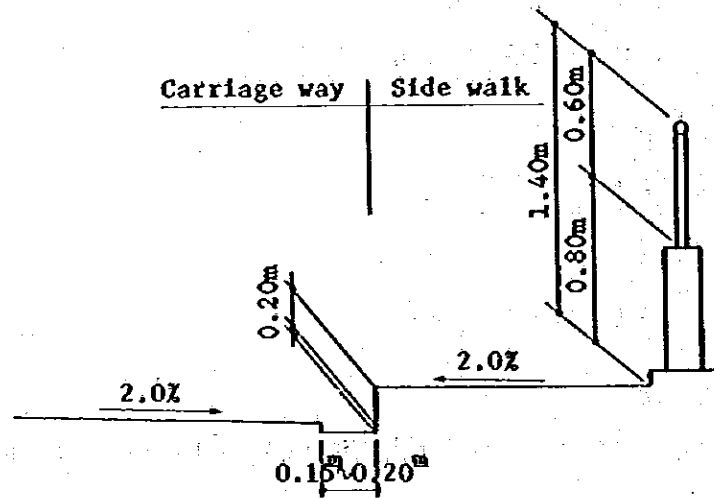


Fig. 1-1

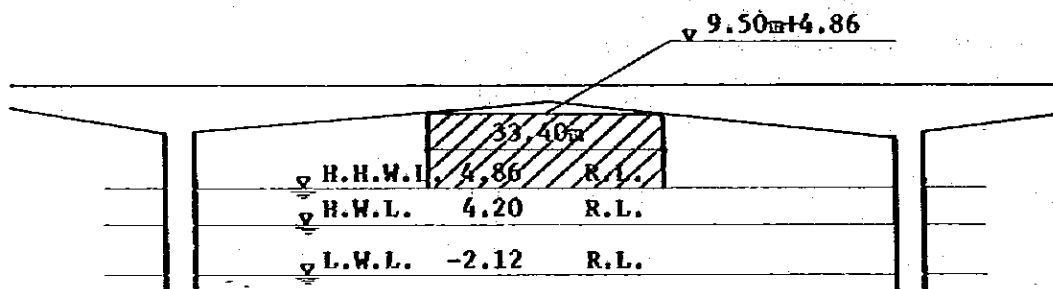


Fig. 1-2

## 2. 自然条件

### (1) 河川断面と橋梁区間

河川断面は一般図 ( Fig.1 - 6 ) に示す通りとする。

橋梁区間長は既存の橋梁とはほぼ等しくなるよう 300m とする。

### (2) 水位の変動

水位は ( Fig.1 - 2 ) に示すように、

$$H \cdot H \cdot W \cdot L = 4.86 \text{ RL}$$

$$H \cdot W \cdot L = 4.26 \text{ RL}$$

$$L \cdot W \cdot L = -2.12 \text{ RL}$$

### (3) 土質

本橋架橋地点の土質調査資料がないので、本橋から若干離れた当初の計画架橋地点の資料を採用することにした。[ Report on Subsurface Investigation of NGA-MOE-YEIK CHAUNK BRIDGE Site TSUWANA, RANGOON, BURMA. SB 1, 79]

## 3. 構造概要

### (1) 主橋の構造形式

カンチレバー工法で施工される PC 桁橋の場合には、施工上、桁と橋脚が剛に結合されたラーメン橋が合理的である。また、温度変化や乾燥収縮およびプレストレスによって桁が伸縮するので、これによる拘束を無くすため、中間スパンに水平方向可動のヒンジを設けることが望ましい。

訓練用橋梁として、中央スパンを 100m 以上にするには既に決定されているので、結局、中央スパンの中央に水平可動のヒンジを有する 3 径間連続のラーメン橋を採用することにした。( Fig.1 - 3 )

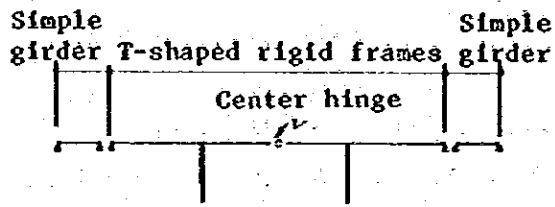


Fig. 1-3

(2) Road Section

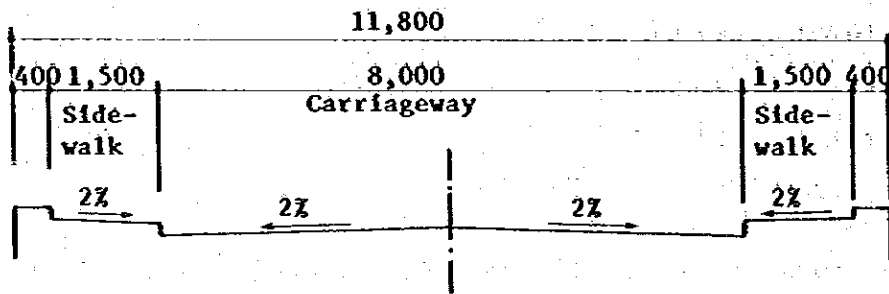


Fig. 1-4

(3) Profile of Bridge Pavement

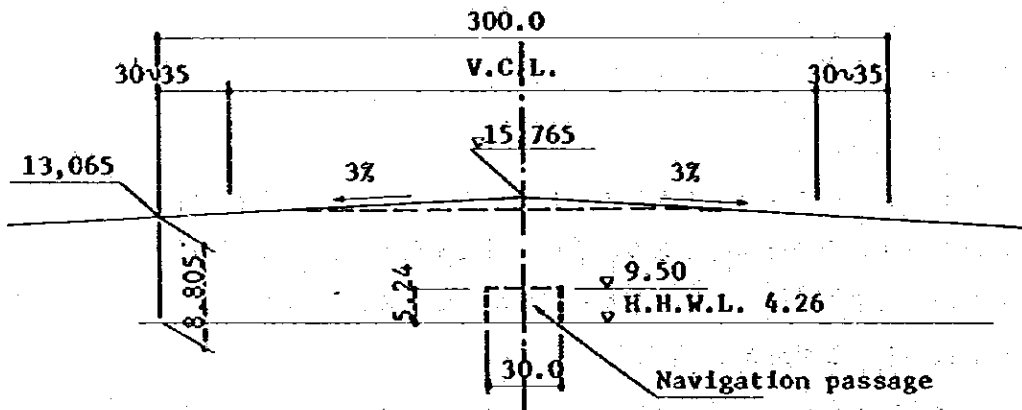
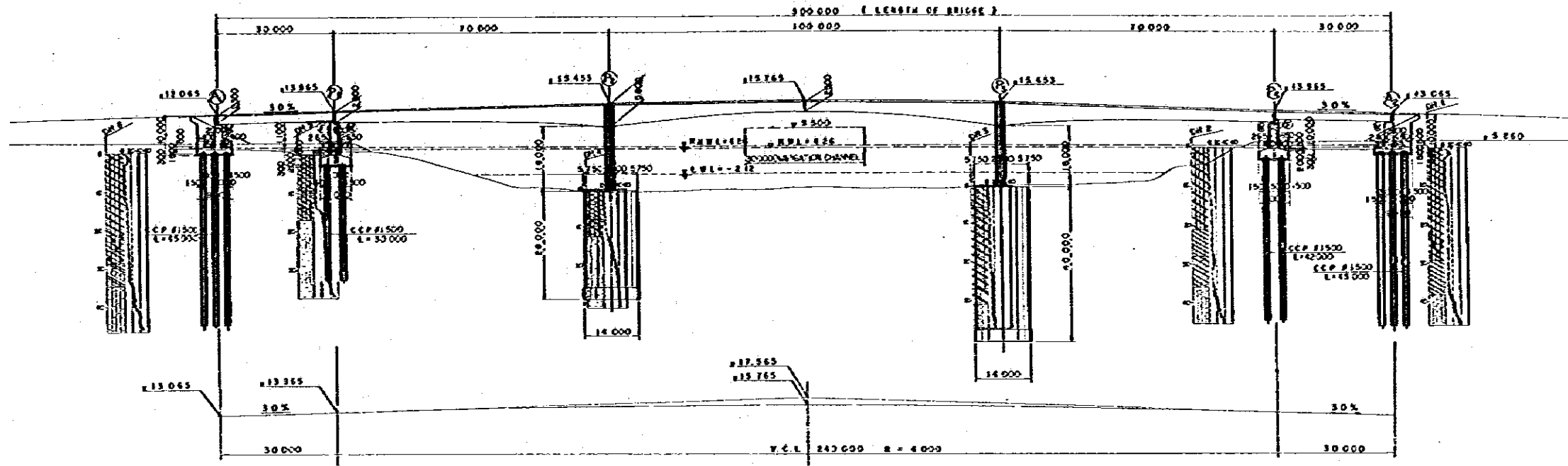


Fig. 1-5

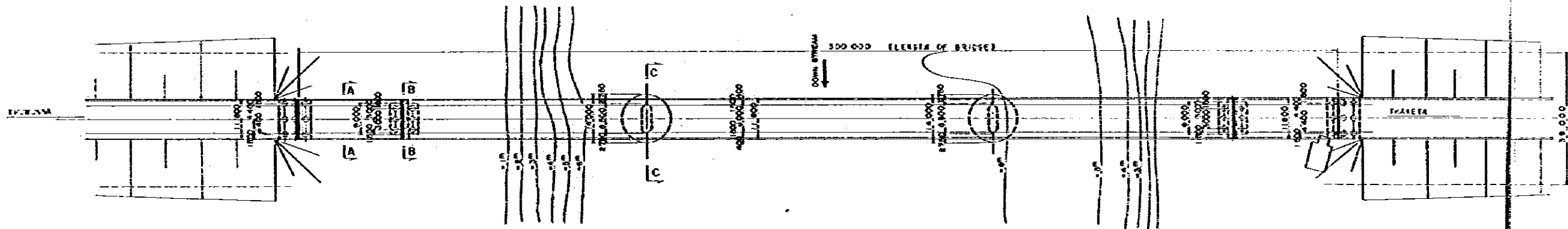


GENERAL VIEW

PROFILE 1:500

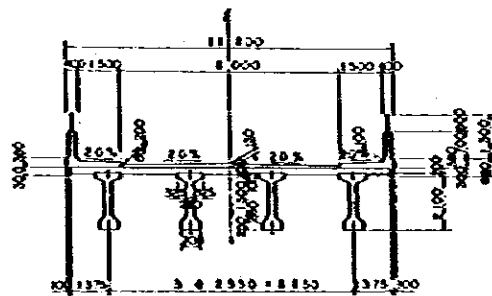


PLAN 1:500

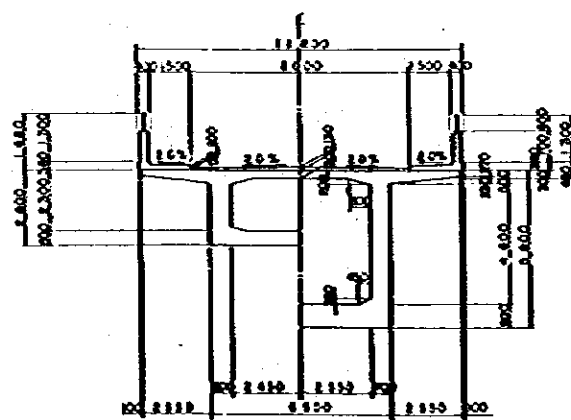


CROSS SECTION 1:100

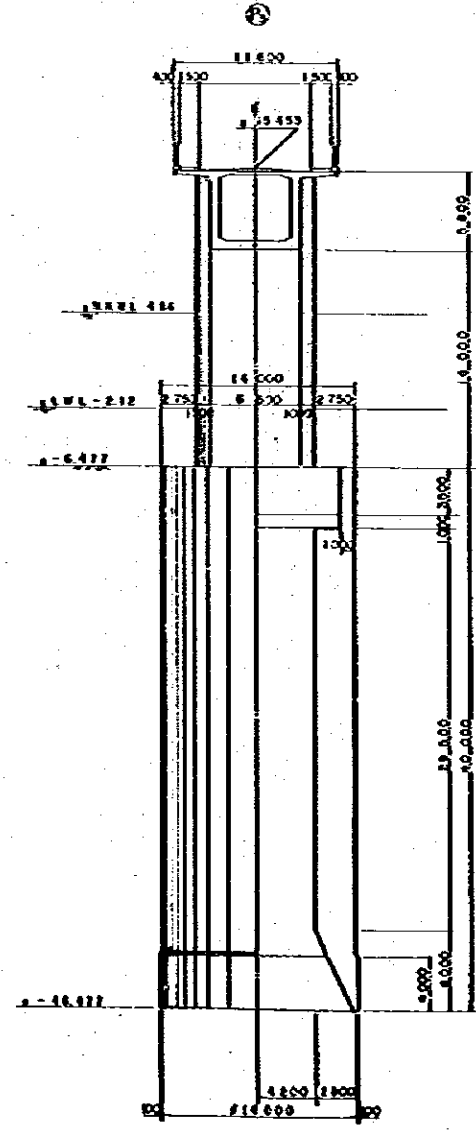
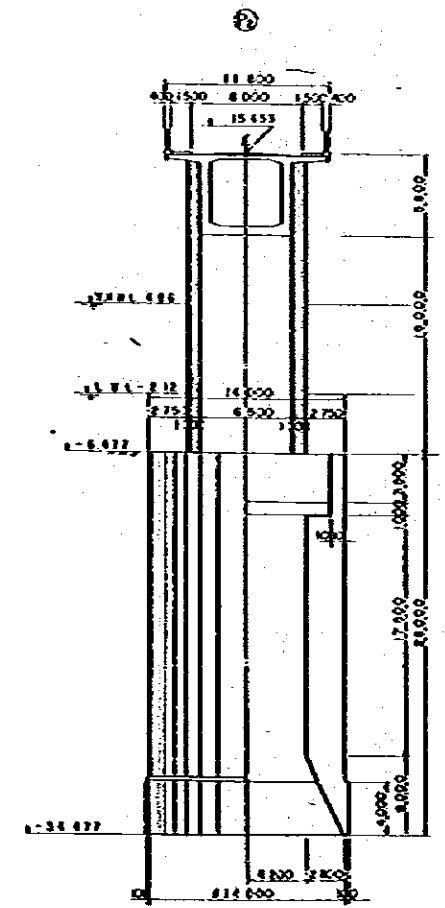
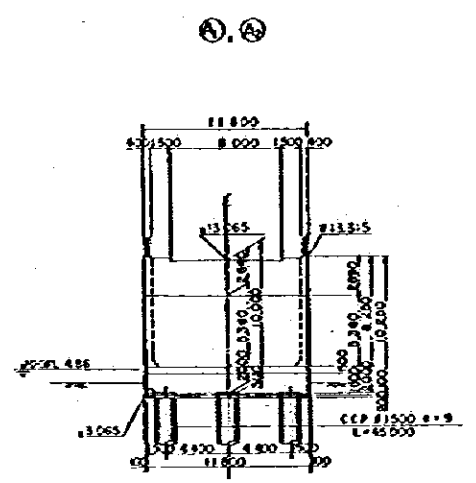
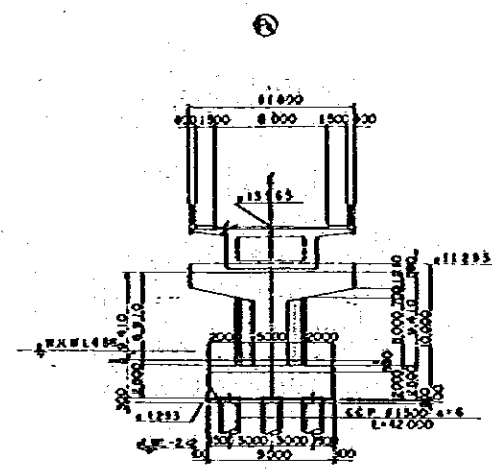
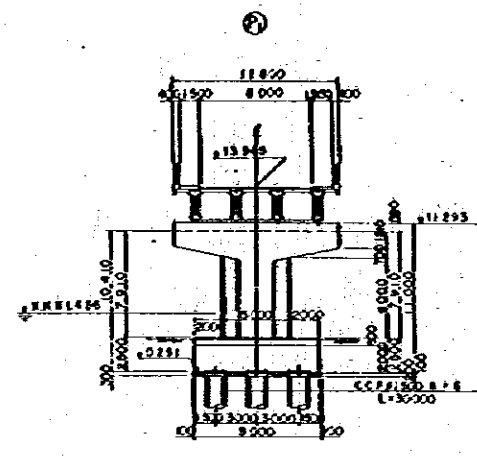
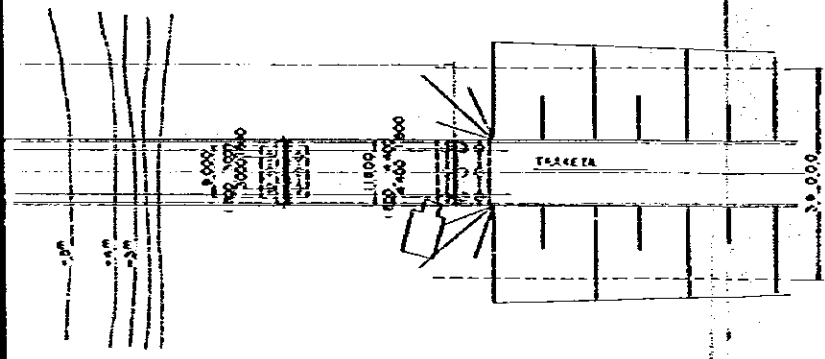
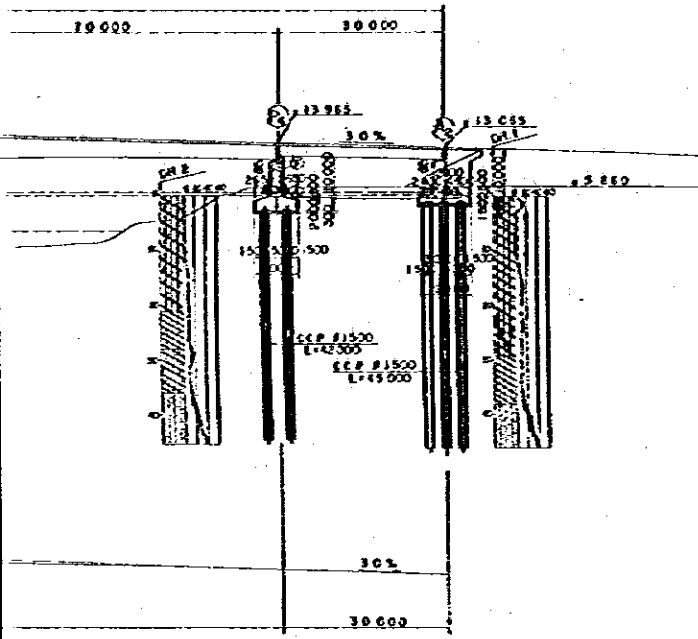
A - A



B - B C - C



CROSS SECTION 5 : 1:200



DESIGN DATA

LENGTH OF BRIDGE	TOTAL LENGTH 300M
SPAN LENGTH	20.000 + 10.000 = 30.000
LIVE LOAD	TL - 20
TYPE OF STRUCTURE	PRESTRESSING CONCRETE BRIDGE BY CANTILEVER CONSTRUCTION METHOD PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE
SPAN	20.000 + 10.000 = 30.000 M
WIDTH OF BRIDGE	11.800 M
TRANSVERSE GRADIENT	FOR CANTILEVER 2.0% FOR SPECIAL 2.0%
LONGITUDINAL GRADIENT	3.0%
DESIGN SEISMIC COEFFICIENT	2.1 = 0.12
STRENGTH OF CONCRETE MAIN BRIDGE	35/21 MPa

THU WUNNA BRIDGE  
 DETAIL ENGINEERING SERVICE  
 GENERAL VIEW  
 Scale: 1/200 (S.P. No. 10) (1/200) (1/200)  
 Drawn by: CHITRA CONSULTANT CO., LTD.  
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY





## 第2章 主橋のスパン割りと橋脚の寸法

### 1. スパン割り

橋梁設計区間長を前記概要に述べた通り300m、主橋の中央スパンを100m、その両サイドに30m程度の単純桁を設けることとしたので、主橋のスパン割りの選定は限られた範囲内で行なわれることになる。

スパン割り選定の主要なる条件は次の通りである。

- a) 経済性；長スパン構造の全長を短かくすること。
- b) 施工性；側径間が中央径間に比べて長い場合には、その端部はステーシング上で施工されなければならないので、ステーシング区間を出来るだけ短かくすること。ただし、両端のピアーは陸上部で施工出来ることが必要。
- c) 構造特性；橋脚に常時生じている曲げモーメントを出来るだけ小さくすること。

それぞれの条件に適したスパン割りを選ぶと次のようになる。

- ①  $67+100+67=234\text{ m}$
- ②  $75+100+75=250\text{ m}$
- ③  $70+100+70=240\text{ m}$

各案の特徴は次の通りである。

- ① 両端橋脚は陸上部で施工可能であり、全橋長は短かく、しかも支保工は不要である。しかし、橋脚には死荷重により、常時かなり大きな曲げモーメントが生じている。
- ② 死荷重によって、橋脚に曲げモーメントが生じない。しかし、ステーシングを必要とする区間が長く、全橋長も長い。
- ③ 前二者の中間的特性を持っている。

これ等の特性を考慮して、③案を選ぶことにした。( Fig.2-1 )

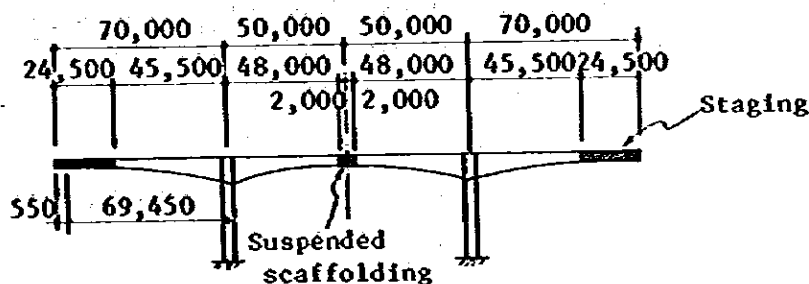


Fig. 2-1

## 2. 橋脚の長さ と 断面

ケーソン天端高をH.W.L.と等しくすれば施工が容易になるが、L.W.L.の時には著しく美観を損うし、また、基礎工の重量が大きき特に地震荷重に対して不利となる。そこで、ケーソンの天端高はほぼ河床面と等しくすることにした。

前節1.で述べたように、死荷重により橋脚に若干の曲げモーメントが生じるけれども、③案を採用することにした。この曲げモーメントは、橋脚の剛度（断面2次モーメント/部材長）を小さくすれば、小さくなる。そこで次のように橋脚断面を変えて、これらの曲げモーメントを求めて見た。

Variety	Height of pier	Thickness of pier	Moment of inertia of section	Rigidity
A	15,690	2.5m	9,277	0.591
B	15,690	3.0m	15,134	0.965
C	15,690	4.0m	34,308	2.187
D	4,200	4.0m	33,070	7.874

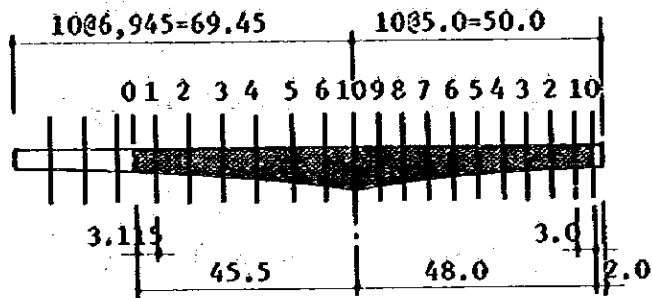
(t.m.)

Alternative	At completion				During construction
	Dead load	Live load	Total	Under seismic force	
A	1,446.7	1,667.7	3,114.4	5,267.3 -3,904.9	2,872.0
B	2,047.1	2,360.3	4,407.7	5,478.0 -3,624.3	2,872.0
C	3,160.9	3,643.9	6,804.8	5,878.0 -3,502.5	2,872.0
D	2,960.9	5,357.4	8,318.3	3,232.0 1,365.9	3,286.0

## 結 論

タイプ④の場合橋脚に生じる曲げモーメントが最も小さくし、美観的にもすぐれているので、このタイプを採用することにした。

3. Imbalance moment during Construction



	A	W	H	S	S. X	Mg	Kw	M
0	8,444	21.11	65.8	65.8	205.0	0		
1	8,697	21.74	151.1	216.9	1,506.4	205		
2	9,030	22.58	156.9	373.8	2,596.0	1,711		
3	9,434	23.59	164.8	538.6	3,740.6	4,307	41.5x50	
4	10,488	26.22	183.3	721.9	5,013.6	8,048	= 2,075	
5	12,360	30.90	214.4	936.3	6,502.6	13,062		
6	14,073	35.18	243.7	1,180.1	8,195.8	19,564		
7	15,371	38.43	129.9	1,309.9	9,097.3	27,760	2,075	29,835
10	15,371	38.43	93.9	1,195.2	5,976.0	24,788	2,175	26,963
9	14,319	35.80	178.9	1,101.3	5,506.5	19,281		
8	13,205	33.01	164.4	922.4	4,612.0	14,669		
7	11,498	28.75	143.7	758.0	3,790.0	10,879	435x50	
6	9,764	24.41	122.2	614.3	3,071.5	7,808	= 2,175	
5	8,178	20.45	102.4	492.1	2,460.5	5,347		
4	6,979	17.45	88.3	389.7	1,948.5	3,399		
3	6,817	17.04	85.2	301.4	1,507.0	1,892		
2	6,698	16.75	83.8	216.2	1,081.0	811		
1	6,625	16.56	82.9	132.4	662.0	149		
0	6,601	16.50	49.5	49.5	148.5	0		

Imbalance moment

M = 2,872.0 t.m

### 第3章 単純桁のスパン長と構造型式

橋梁区間が300.0mで主橋の全長が240.0mであるから、両サイドの単純桁の長さは必然的に30.0mとなる。(Fig.3-1)

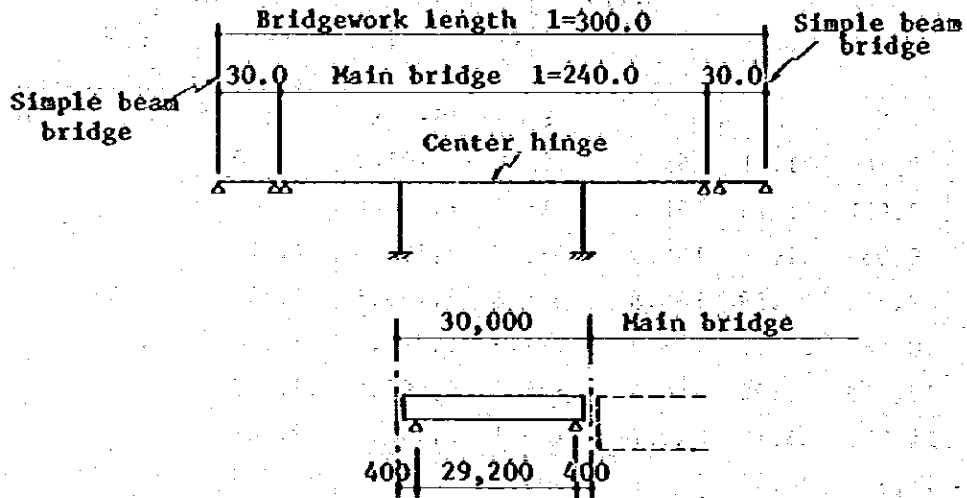


Fig. 3-1

スパン30mのプレストレストコンクリート単純桁橋に用いられる型式は、

- ① 単純PCT桁
- ② 単純PC合成桁

であるが、最近の傾向として、PCT桁より、PC合成桁の方が美観も考慮して施工が容易であるため多く用いられている。

一般的な主桁高は(スパン長  $l=29.2$ )

単純PCT桁      1/18       $h=1.620m$

単純PC合成桁      1/16~15       $h=1.825\sim 1.950m$

程度であるが、経済的にはやや高めの方が良いので、本設計ではPC合成桁を用い、桁高

$h=2.100m$ とした。したがってスパン比は  $\alpha = \frac{29.2}{2.1} = 1/13.9$ となる。

(1) Simply Supported P.C. Composite Beam Bridge

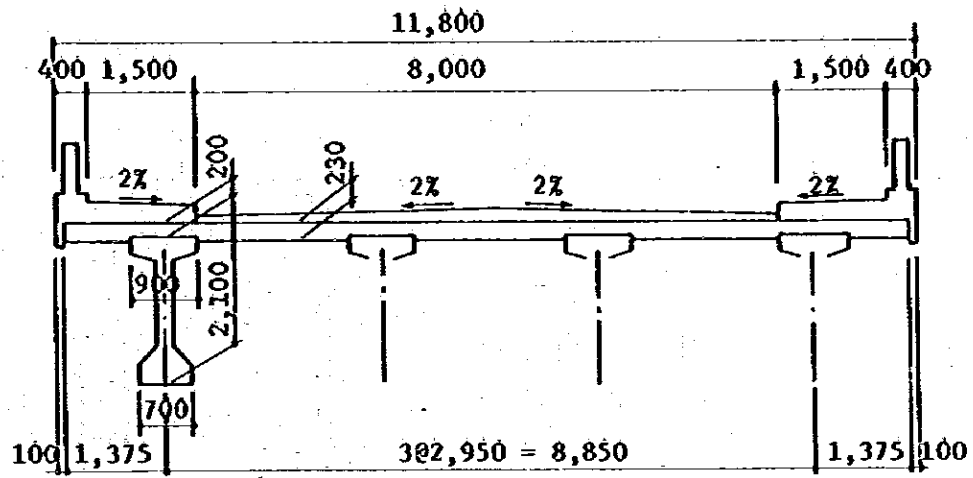


Fig. 3-2

(2) Simply Supported P.C. T-beam Bridge

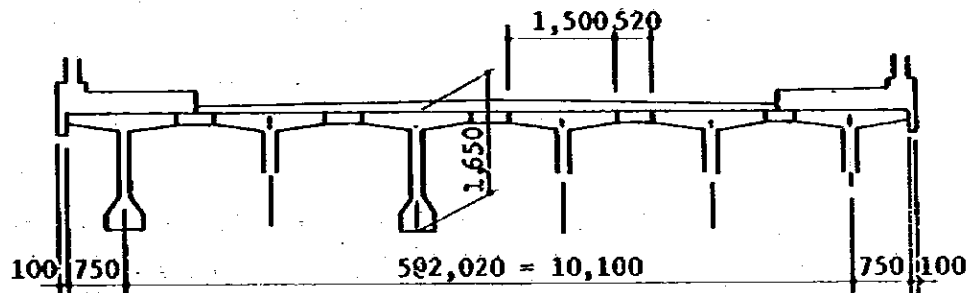


Fig. 3-3

## 第4章 下部工の構造型式

1 ま え が き

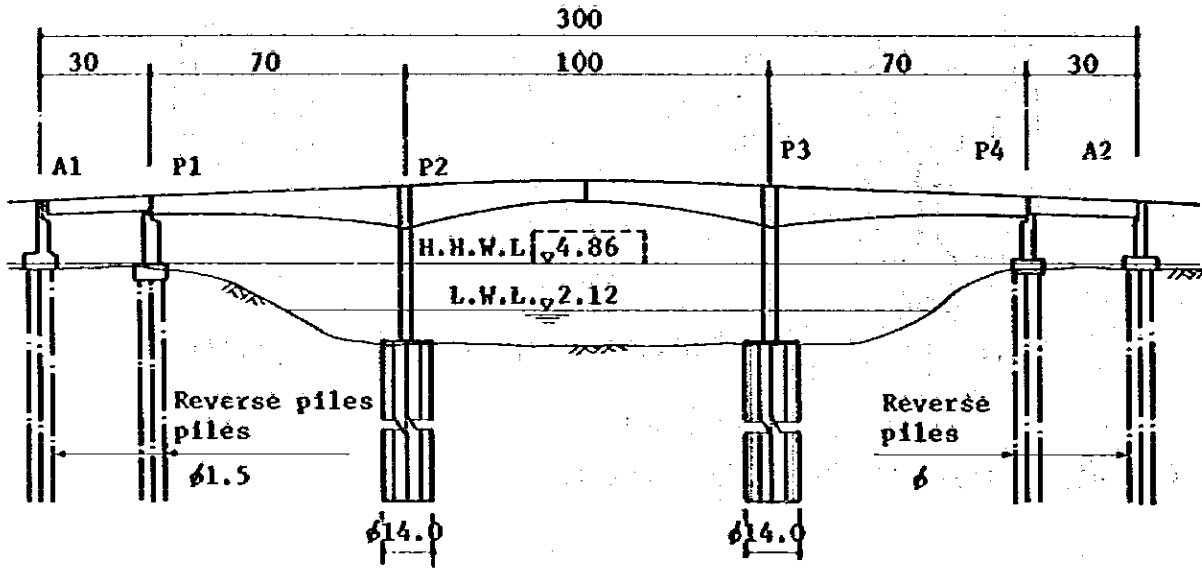


Fig. 4-1

A<sub>1</sub>、A<sub>2</sub>、P<sub>1</sub>、P<sub>2</sub>の基礎は杭、またP<sub>2</sub>、P<sub>3</sub>の基礎はオープンケーソンとすることはすでに与えられた条件である。本節では、杭の種類、基礎工の根入れを決定し、ケーソンの設計に用いる基礎地盤の特性値の求め方について述べる。基礎の根入れ長は、その下端がN値40以上の地層に達するよう決定している。

### 2. 基礎工の形式の決定

#### (1) 検討する杭の種類と設計条件

正方形断面(400×400)のプレキャスト鉄筋、コンクリート杭、φ1.500およびφ1.200の場所打鉄筋コンクリート杭について、比較設計を行ない、本橋に採用する杭の種類を決定する。

比較設計のための設計条件は次の通りである。



c) 鉄筋配置

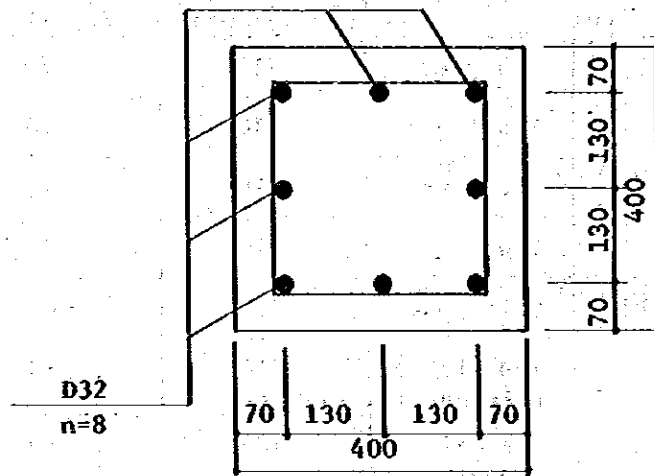


Fig. 4-2

d) 許容支持力

杭長  $\ell = 4200\text{m}$  とする。

常時  $q_a = 89.8 = 80.0 \text{ t/本}$

地震時  $q_a = 119.7 \approx 110.0 \text{ t/本}$

e) 杭本数の決定

$p_4$  橋脚で検討すれば杭配置は次の通り。

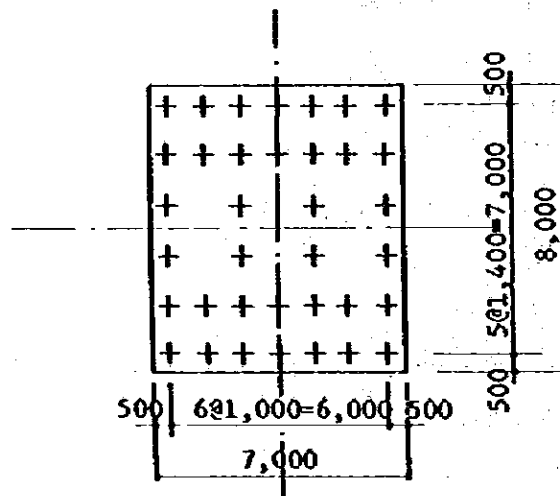


Fig. 4-3



Item		Unit	Design value	Allowable value	Remarks
Verticle reaction	R max	t/pile	62.9	80.0	Determined based on normal condition
	R min		25.8		"
Horizontal force	Rh	t	4.1		
Displacement	$\delta$	mm	4.0	10	
Pile head moment	Mt	tm	5.27		
Stresses in the pile	M	"	5.27		
	N	t	62.9		
	H	"	4.1		
	As	cm <sup>2</sup>	63,536		
	$\delta c$	kg/cm <sup>2</sup>	67.41	70	
	$\sigma s$	"	8.73	1600	
	$\tau$	"	23	6.5	

(3) 場所打鉄筋コンクリート杭  $\phi 1.2m$

a) 断面 1,200 $\phi$

b) コンクリート強度  $\delta ck=300kg/cm^2$   
 $\delta ck=80$

c) 許容支持力

杭長  $\ell=42000m$

常時  $qa=287.9 \div 2801/本$   
 地震時  $qe=431.9 \div 480$

支持力計算は道路協会指針による。

杭先端N値  $N=80$ 以上

周面摩擦力

砂質土  $\frac{N}{2}$  ( $\leq 12$ )

粘性土  $\frac{C}{2}$ または $\frac{N}{2}$  ( $\leq 12$ )

d) 杭本数の決定

杭本数は常時温度変化時で決定するため温度変化時で検討する。

杭配置は2.0の間隔まで許容するものとした。

p: 橋脚で検討すれば杭配置は下図の通り

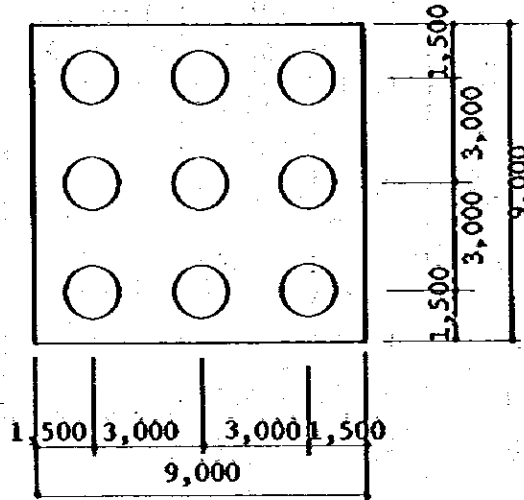


Fig. 4-4

Item		Unit	Design value	Tolerable value	Remarks
Verticle reaction	R max	t/pile	286.4	288.0	Determined based on normal condition
	R min		91.3		
Horizontal force	Rh	t	16.4		
Displacement	$\delta$	mm	6.2	10	
Pile head moment	Mt	tm	27.6		
Stress in the pile	H	"	27.6		
	N	t	91.3		
	H	"	16.4		
	As	cm <sup>2</sup>	0.79 n=12 46.45		Determined based on the min. reinforcement
	$\sigma_c$	kg/cm <sup>2</sup>	26.1	80	
	$\sigma_s$	"	142	1600	
	$\tau$	"	0.5	8	

(4) 場所打鉄筋コンクリート杭  $\phi 1.5m$

a) 断面  $1,500\phi$

b) コンクリート強度  $\delta_{ck} = 30.0 \text{ kg/cm}^2$   
 $\delta_{ck} = 80$

c) 許容支持力

杭長  $\ell = 42.000m$

常時  $q_a = 395.6 \div 395.1 / \text{本}$

地震時  $q_e = 593.4 \div 590$

支持力計算は道路協会指針による。

杭先端N値  $N = 30$  以上

周面摩擦力

砂質土  $\frac{N}{2}$  ( $\leq 12$ )

粘性土  $\frac{e}{2}$  または  $\frac{N}{2}$  ( $\leq 12$ )

d) 杭本数の決定

杭本数は常時温度変化時で決定するため温度変化時で検討する。

$p_4$  橋脚で検討すれば杭配置は下図の通り。

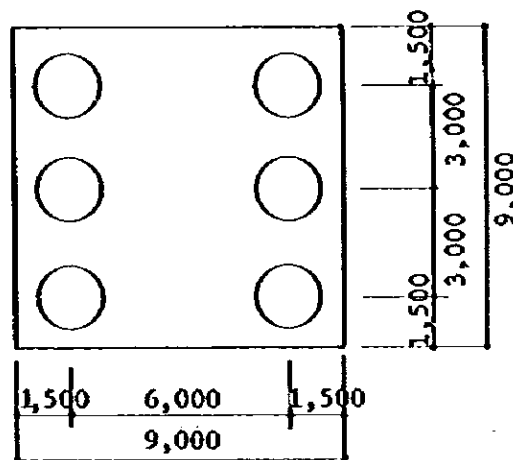


Fig. 4-5

Item		Unit	Design value	Tolerable value	Remarks
Vertical reaction	R max	t/pile	383.68	395.0	Determined based on normal condition
	R min		182.85		
Horizontal force	Rh	t	24.62		
Displacement		mm	6.3	10	
Pile head moment	Mt	tm	50.07		
Stress in the pile	M	"	50.07		
	N	t	182.85		
	H	"	24.62		
	As	cm <sup>2</sup>	0.22 n=20 77.42		
	$\sigma_c$	kg/cm <sup>2</sup>	24.2	80	
	$\sigma_s$	"	35.2	1600	
	$\tau$	"	0.2	8	

## (5) 結 論

上記比較設計の結果から、それぞれの特徴を列記すれば次のようになる。

### a) RC杭

杭長  $l=42.000$  の打込が難しい。

継手 (3~4ヶ所) の信頼性に疑問がある。

杭の1本の耐力が小さい。

### b) 場所打杭 1,200φ

杭本数が1,500φの50%増となる。

支持力に対して1,500φに比べて余裕がない。

### c) 場所打杭 1,500φ

ケーシングの単価が多少高価となる。

コンクリート体積が多少多い。

それぞれに上記のような欠点があるが、RC杭は、工学上の不安が多いため好ましくない。

場所打杭の場合、同様の地質条件における他工時への杭打機の転用性は、φ1,500の方が高いと思われるので、場所打杭1,500φを選定することにした。

## 3. ケーソン基礎の型式の決定

### (1) 施工方法の仮定

ケーソンの主要な施工方法には、

a) 築島方式 (棧橋架設)

b) フローテング方式 (そい杭式)

の2つがある。

両者共に、長所・短所を持っているが、フローテング式の場合には、

a) 河川の流速が早いのでセットが難しい。

b) 多数の専門職人を必要とする。

c) 刃口部の金物が非常に多くなる。

等のため、工期・施工費の面で不利であると考えられるので、設計では築島方式を仮定する。

### (2) ケーソン形状

ケーソン形状はケーソン天端の位置によって断面および断面形状が変わる。(Fig. 4-6)

- a) ケーソン天端をH.W.L.より上に上げた場合  
柱下端モーメント (アンバランスモーメント)

$$M_o = 8,318.33 \text{ t}\cdot\text{m}$$

必要断面 (矩形と仮定)

$$18.00 \times 22.00 \text{ m}$$

- b) ケーソン天端を河床まで下げた場合

柱下端モーメント

$$M_o = 5,935.22 \text{ t}\cdot\text{m}$$

必要断面 (矩形)

$$14.00 \times 15.00 \text{ m}$$

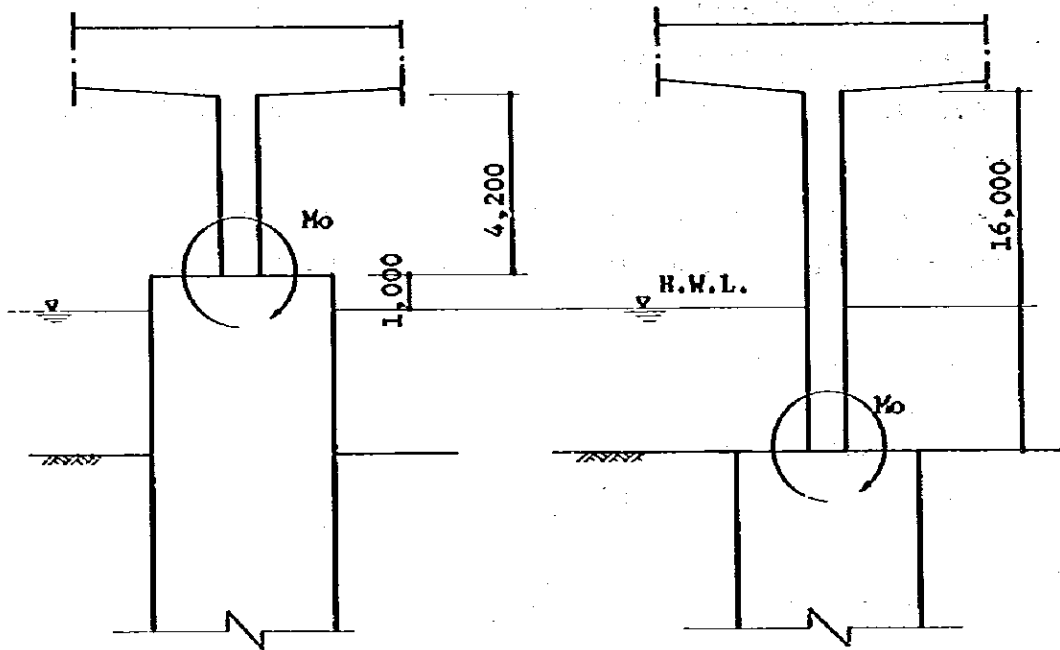


Fig. 4-6

(a)		(b)	
Section:	18.00 x 22.00	Section	14.00 x 15.00
Ground reaction	60.7 t/m <sup>2</sup> < 70 t/m <sup>2</sup>	Ground reaction	48.3 t/m <sup>2</sup> < 70 t/m <sup>2</sup>
Lateral reaction	5.6 t/m <sup>2</sup> < 15 t/m <sup>2</sup>	Lateral reaction	13.4 t/m <sup>2</sup> < 15 t/m <sup>2</sup>

上表のように(a)案の方が著しく不経済であるから、ケーソン天端は河床位置として計画し、また施工方法が築島方式のため沈下作業の容易な円形断面を採用することにした。

#### 4. ケーソンの設計に用いる基礎地盤の特性値

##### (1) 設計条件

###### a) 土質常数

土質常数は土質試験データが不足しているため、すべて標準貫入試験より推定する。

$$\text{変形係数} \quad E_0 = 28 \cdot N$$

$$\text{内部摩擦角} \quad \phi = \sqrt{15N + 15}$$

###### b) ケーソン天端の許容変位量

$$\text{常時} \quad \delta = 10 \text{ mm}$$

$$\text{地震時} \quad \delta = 20 \text{ mm}$$

水平支持力を検討する時、粘着力を無視する等、相当安全をみこんでいるため、地震時の許容変位量を多少大きめに見込むことにした。

###### c) 沈下に対する摩擦抵抗力

沈下に対する摩擦抵抗力は通常、指針に示されている周面摩擦力の2～2.5倍の値を想定してケーソン断面を決定した。理由は、沈下深さが深いので、不測の沈下抵抗によって沈下が困難になった場合、載荷々重、沈下を速進するための機材、専門職人が不足すると判断し設計上多少の余裕を考慮したものである。

###### d) 河床の洗堀を考慮し5.00の地盤を無視する。( Fig.4 - 7 )

###### e) 支持層は細砂層のN=40以上にセットする。

###### f) 水平方向許容地盤反力度算出時の粘着力は無視する。

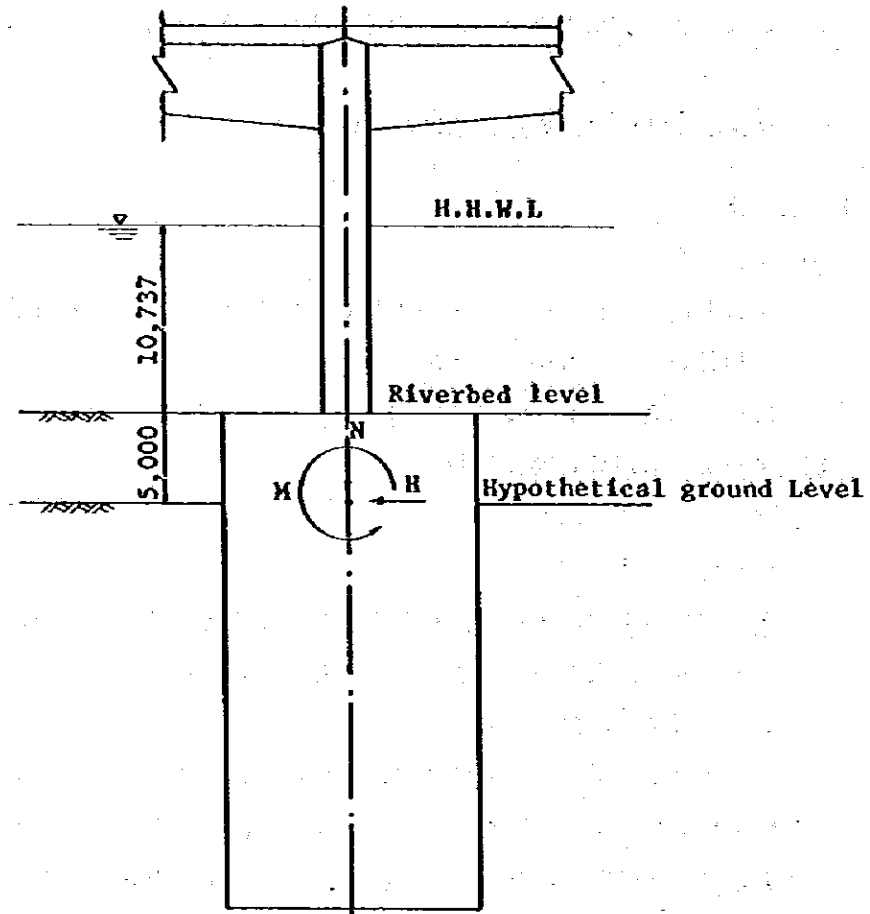


Fig. 4-7

(2) 地盤反力係数

土質試験データが不足しているため、標準貫入試験（N値）を基礎として設計する。

a) 水平方向の地盤力係数

$$K_h = K_{h0} \left( \frac{B_b}{30} \right)^{-\frac{2}{4}} = 1.28_{sc} B_b^{\frac{3}{4}}$$

ここに、

$K_h$  : 水平方向の地盤反力係数 ( $K_g/cd$ )

$K_{h0}$  : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 ( $K_g/cd$ ) で、側面の分担分 20% を含めて次式で表わされる。

$$K_{h0} = \frac{1.2}{30} a E_0 = 0.040 a E_0$$

$B_b$  : 基礎の換算載荷幅 (cm) で、次式より求める。

$$B_b = \sqrt{A_b}$$



$E_0$  : 表-4に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤  
変形係数 ( $K_0/cd$ )

$a$  : 常時、地震時に用いる係数で表-4に示す。

$A_n$  : ケーソン前面の面積 ( $cd$ )

Method of which the modulus of deformation $E_0$ is obtained $E_0$ ( $kg/cm^2$ )	$a$	
	Under normal condition	Under seismic load
1/2 of the modulus of deformation obtained by using formula (1) based on the curve of results of repeated plate bearing tests using a rigid disc of 30 cm diameter	1	2
Obtained from bore holes	4	8
Obtained through unconfined compression test or triaxial compression test of test sample	4	8
Estimated by substituting the $N$ value of standard penetration test result into the formula $E_0 = 28N$	1	2

b) 鉛直方向の地盤反力係数

$$K_v = K_{v0} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 1.28 K_{v0} B_v^{-\frac{3}{4}}$$

ここに、

$K_v$  : 鉛直方向の地盤反力係数 ( $K_0/cd$ )

$K_{v0}$  : 直径 30  $cm$  の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 ( $K_0/cd$ ) で、次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{30} a E_0 = 0.033 a E_0$$

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 ( $cm$ ) で、次式により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

c) 水平方向のせん断ばね係数

$$K_h = \lambda \cdot K_v$$

$K_h$  : 水平方向のせん断ばね係数 ( $K_0/cd$ )

$\lambda$  : 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね係数の比で、この値は

1/2~1/5の間に実測されている。しかし、変位を検討する計算体系を考えると、 $K_s$ の値を安全側に見込んで、変位が大きめに計算されるように $\lambda$ の値を決めることとし、 $\lambda = \frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ とする。

(3) ケーソン支持地盤の許容鉛直支持力度

- ケーソン底面地盤の許容鉛直支持力度は静力学公式で求められた底面地盤の極限支持力度をつぎの安全率で除した値とする。

常時	3
時震時	2

- 静力学公式で求められる底面地盤の許容支持力度は次式による。

$$q_a = \frac{1}{n} (q_d - r_2 Df) + r_2 Df$$

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta r_1 B N_\gamma + r_2 Df N_q$$

ここに、

$q_a$  : ケーソン底面地盤の許容支持力度 (t/m<sup>2</sup>)

$q_d$  : ケーソン底面地盤の極限支持力度 (t/m<sup>2</sup>)

$c$  : ケーソンの底面より下にある地盤の粘着力 (t/m<sup>2</sup>)

$r_1$  : ケーソンの底面より下にある地盤の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

$r_2$  : ケーソンの底面より上にある周面地盤の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

$\alpha, \beta$  : ケーソン底面の形状係数で、次表の値とする。

Shape factor of the caisson bottom	Narrow strip	Square	Oblong or oval	Circle
$\alpha$	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
$\beta$	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$	0.6

$B$  : ケーソンの側面幅 (m)で、円の場合は直径とする。

$Df$  : 仮定地表面からケーソン底面までの有効な根入れ深さ (m)で、将来地盤の沈下など地表面の変動が予想される場合には、それらを考慮に入れた将来の地盤線に対する根入れ深さである。

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 支持力係数で次図の値とする。

n : 安全率

$\phi$  : 内部摩擦角

#### (4) 水平支持力度

水平支持力はその位置における地盤の受働土圧強度を下記安全率で除した値を採用する。

○ 安全率

常時	1.5
地震時	1.1

○ 土圧公式

i) 砂質土の場合

$$P_p = rK_p x + K_p q$$

ii) 粘性土の場合

$$P_p = rK_p x + 2c\sqrt{K_p} + K_p q$$

iii) 地震時の場合

$$P_p = (1 + K_v) r x K_{\alpha} + 2c\sqrt{K_{\alpha}}$$

ここに、

$P_p$  : 深さ  $x$  の点における受働土圧強度 ( $t/m^2$ )

$q$  : 常時の地表載荷重 ( $t/m^2$ )

$c$  : 土の粘着力 ( $t/m^2$ )

$r$  : 土の単位体積重量 ( $t/m^3$ ) で、地下水位以下の場合には水中単位体積重量とする。

$x$  : 地表面からの深さ (m)

○ 土圧係数

$K_p$  : クーロン土圧による受働土圧係数で次式により求める。

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left( 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta} \right)^2}$$

$K_{\alpha}$  : 地震時の受働土圧係数で次式により求める。

$$K_{\alpha} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos (\theta_0 - \delta) \left( 1 - \frac{\sin(\phi - \theta_0) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\theta_0 - \delta)} \right)^2}$$

$K_v$  : 鉛直震度で、鉛直下方に作用する場合を正とする。

$K_h$  : 水平震度

$\phi$  : 土の内部摩擦角

$\delta$  : クーロン界面と土との間の摩擦角

$$\theta_0 : \tan \theta_0 = \frac{K_h}{1 + K_v}$$

(5) 許容鉛直支持力

(t/m<sup>2</sup>)

	Design value	Maximum value given in reference literature	Adopted value	Remarks
Under normal condition	301.9	100	80	
During earthquake	442.6	150	120	

ボーリングデータNo.1～No.6までの間で支持層の深さ、および細砂層のN値に相当のバラツキが見られるため、80%程度を目安として余裕を見込むことにした。

※許容支持力に関する参考文献は(3)項参照のこと。

(6) ケーソンの設計用底面支持力度について(道路橋下部工指針ケーソン基礎の施工篇より)

砂質系地盤におけるケーソン基礎の設計用地盤支持力度(常時の値)の求め方を提案してゐることとする。

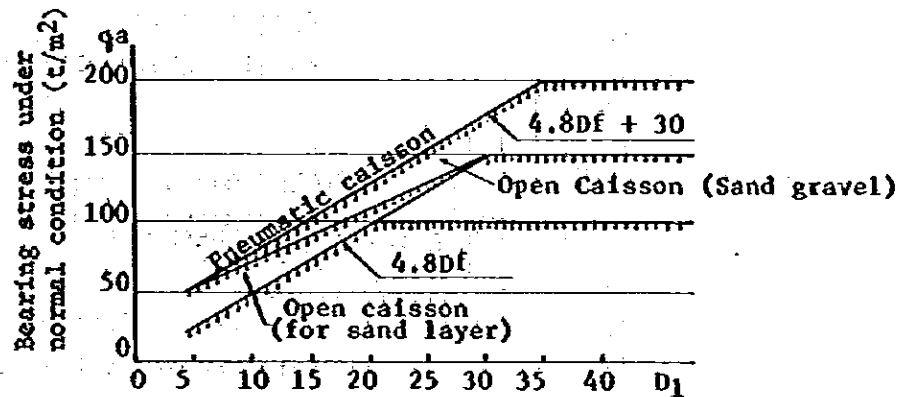
基本的には、

No.	Normal bearing stress	0	100	200	300(t/m <sup>2</sup> )
1	Type of caisson	<u>Open caisson</u> <u>Pneumatic caisson</u>			
2	Plate bearing test in pneumatic caisson	<u>q<sub>d</sub>'(Effect of embedment accounted)</u> <u>q<sub>l</sub>(no effect of embedment)</u>			
3	Allowable bearing stress given in the "Section on the design" of spread foundations.	<u>Gravel layer</u> <u>Sand layer</u>			
4	Bearing stress of cast-in-situ pile stipulated in "Section on the design of pile foundation."	<u>Sand layer and sand gravel with 30&lt;N&lt;40</u> <u>Sand gravel with 40&lt;N&lt;50</u> <u>Sand gravel with N≥50</u>			

① 表-2の番号3と2より、平板載荷試験値(q<sub>l</sub>)の下限値が浅い基礎の設計用支持力度に対応していることを考えると、ケーソン基礎に対する支持力の上限值は q<sub>d</sub>' の下限値である 150~200 t/m<sup>2</sup> の範囲にあると推定するのが妥当である。

- ② 先端支持力度に対する根入れ効果としては、本篇 4.9 の解説で採用している  $18rDf$  において根入れ部の土の平均単位重量を  $\gamma=0.8 \text{ t/m}^3$  として  $4.8Df (\text{t/m}^2)$  を常時における根入れ効果による支持力度と考える。
- ③ ニューマチックケーソンについては、 $4.8Df (\text{t/m}^2)$  に平板載荷試験値の下限値  $30 \text{ t/m}^2$  を上積みする。
- ④  $Df$  の小さい場合には、直接基礎に対する値をすり付けて考える。
- ⑤ オープンケーソンの砂地盤に対する支持力度は、場所打ちくいの場合の  $100 \text{ t/m}^2$  に整合させるのが妥当である。

以上を考慮して、砂質系地盤におけるケーソン基礎の設計用支持力度の上限値を Fig. 4-8 のように設定することができる。



注) 砂れき型と砂層の区分は綿密な土質調査結果に基づいて慎重に行なうのがよい。また、れき混り砂層は砂層とみなすのが望ましい。

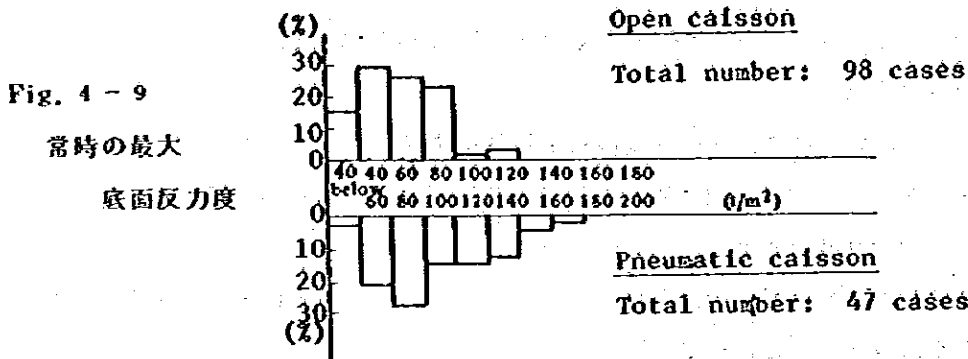
Fig. 4-8 砂質系地盤に対するケーソンの設計用支持力度の上限値 (ただし、常時の値)

Fig. 4-8 はかなり大胆な仮定の基に提案したものであるが設計上この程度の値を目安としておけば大きな過ちはないであろうという一つの技術的判断であり、ケーソンの竣工に際して綿密な施工管理や支持力の確認をするといった手段を特別に講ずる場合は、これに左右される必要はなく、独自の判断によってよい。

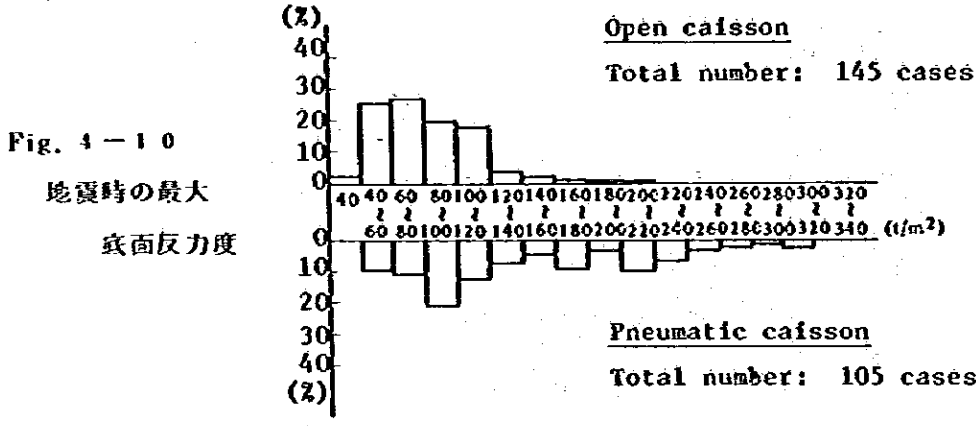
Fig. 4-9、4-10 は、「ケーソン基礎の設計値」(昭和 45 年 3 月)の発刊後施工された道路橋のケーソンに関する底面反力度の設計値を収集したものであり、以下のような条件で整理したものである。

- ① ケーソン底面地盤の土質は、砂れき、砂等の砂質系地盤であり、 $N \geq 40$  という砂れきがほとんどである。

② 資料の関係で必ずしも常時と地震時の反力が対応していない(常時のみの反力および地震時のみの反力といったように一方しか判明していない資料が多い)。



Note) All cases are of sandy subsoil (sand gravel and sand)



Note) All cases are of sandy subsoil (sand gravel and sand)

③ 底面反力度の最大値としては、常時および地震時とも極給および縦給直角方向のうちの大きい方を採用している。

① ケーソン底面積は最大のもので

円形……直径13m(133㎡) : オープンケーソン

小判形……24×8m(178㎡) : ニューマチックケーソン

となっている。

⑤ ケーソン根入れ長さの最大は、オープンケーソンで57m、ニューマチックケーソンで40mである。

収集したデータは、土質の状態やケーソンの形状寸法などの点で必ずしも同一比較はできないが、大局的にみてつぎのことがいえそうである。

オープンケーソンとニューマチックケーソンとでは、明らかに底面反力度の最大値に差が見られ、前者が小さい、その値は、常時についてみるとデータの90%以上が、

オープンケーソンでは100 t/㎡以下、ニューマチックケーソンでは140 t/㎡以下となっている。同様に地震時についてもオープンケーソンでは120 t/㎡以下、ニューマチックケーソンでは240 t/㎡以下となっている。

以上から判断して、砂質系地盤を支持層とする道路橋のケーソン底面反力度の常時における最大値は、

オープンケーソン.....	100 t/㎡以下
ニューマチックケーソン.....	150 t/㎡以下

としているのが過去の実態といえる。

Examples of Plate Bearing Test

No.	N value of bearing soil	Caisson		Design value		Plate bearing test data			Corrected ultimate bearing stress			Remarks			
		Base area (m <sup>2</sup> )	Embedment Df (m)	During earthquake (t/m <sup>2</sup> )	Under normal condition (kg/cm <sup>2</sup> )	Size of plate (cm)	Max. load (t/m <sup>2</sup> )	Settlement (cm)	Ultimate result	q (t/m <sup>2</sup> )	Amount of cor. fng. (t/m <sup>2</sup> )		q <sub>d</sub> = k <sub>s</sub> Amount q <sub>u</sub> /D <sup>1/2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	K <sub>v</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	Coarse sand above 50	Oval 7.2x20.2	38	223	3.0	33	260	1.52	C	390	547	937	49	2.8	O.K.
2	Fine sand above 50	Oval 8.2x24.2	36	232	2.7	"	310	2.53	A	310	518	828	44	2.2	"
3	Coarse sand above 50	Oval 10.2x18.2	32	244	2.9	"	260	2.68	B	225	460	685	52	2.9	"
4	Coarse sand above 50	Oval 10.2x17.2	32	240	3.0	"	280	3.08	"	375	460	835	46	2.7	"
5	Coarse sand above 50	Oval 10.2x17.2	32	263	3.0	"	280	1.84	"	300	460	760	38	2.2	"
6	Coarse sand above 50	Oval 8.2x24.2	34	209	2.7	"	300	2.31	"	255	489	744	46	2.3	"
7	Fine sand above 50	Oval 8.2x17.2	32	219	8.1	"	260	2.05	"	270	460	780	44	2.7	"
8	Fine sand above 50	Oval 8.2x17.2	34	224	3.1	"	280	1.15	"	360	483	849	34	2.1	"
9	Coarse sand above 50	Oval 8.2x22.2	33	179	2.8	"	260	2.15	"	330	475	805	40	2.1	"
10	Coarse sand above 50	Oval 7.2x22.2	34	164	2.9	"	240	1.70	"	255	489	744	54	3.1	"
11	Fine sand with gravel mixture	Oval 8x12	20	291	4.5	"	300	2.64	"	210	280	493	49	4.4	Inadequate bearing strength
12	Fine sand with gravel mixture	Oval 8x12	20	311	4.5	"	280	2.80	"	150	288	488	30	2.7	"
13	Sand gravel	Oval 8x12	22	315	4.5	"	280	2.61	A	280	316	596	41	3.5	"
14	Fine sand above 50	Circular D=3.2	27	301	3.9	"	190	5.14	"	190	388	578	7	0.6	Amount of settlement to be studied
15	Fine sand Over 50	Circular D=3.2	30	192	3.9	33	150	3.46	B	180	431	612	10	0.8	"
16	Fine sand Over 40	Oval 7.5x10	40	75	3.2	45	345	1.00	"	420	576	806	97	10.3	O.K.
17	Fine sand 40	Oval 7.5x10	40	91	3.2	"	320	0.91	"	390	576	966	78	8.2	"
18	Sand gravel 50	Oval 10x14	34	66	3.1	33	222	1.22	"	215	489	704	125	7.9	"
19	Sand gravel	Rectangular 10.2x22.2	20	160	2.5	75	470	6.8	A	470	288	753	66	5.1	"
20	Sand gravel	"	20	215	2.5	33	425	9.0	B	450	288	788	16	0.7	Settlement to be studied
21	Sand gravel	"	20	215	2.5	75	420	9.5	A	420	288	708	40	3.1	O.K.
22	Sand gravel	"	20	200	2.5	33	520	8.5	"	520	288	908	16	0.7	Settlement to be studied
23	Not identified	Rectangular 7.7x15.2	30	165	Not id.	30	Not id.	Not id.	B	475	432	907	67	3.8	O.K.
24	"	"	30	117	"	"	"	"	"	250	432	682	33	3.6	"
25	"	Circular D=6	21	133	"	Not id.	"	"	"	105	302	407	27	2.7	"

Note: The cases of which q<sub>d</sub> satisfied the safety factor and which have satisfactory settlement characteristics (K<sub>v</sub>) are marked with "OK" in the "Remarks" column.





(7) 受働土圧の計算

土圧係数は下表による。

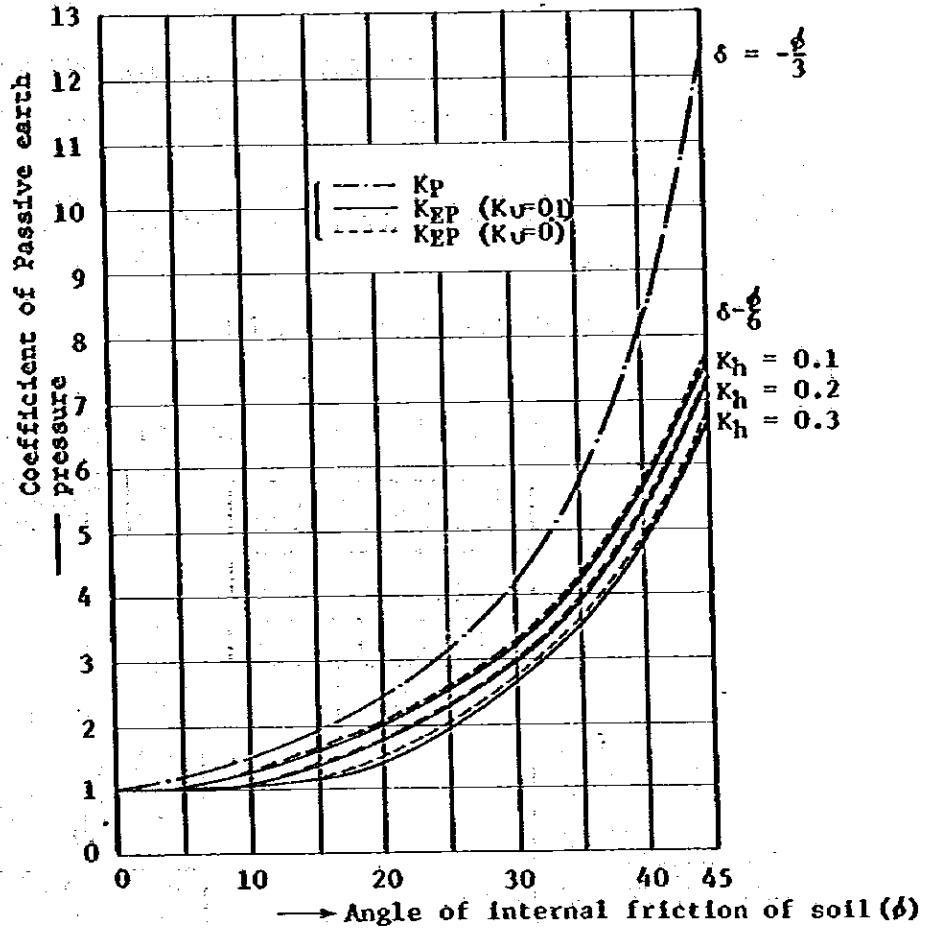


Fig. 4-11

※  $P_s$  ケーソンの根入れの推定

$P_s$  はボーリングデータのN値が不足したまま貫入試験が終っているため附近のボーリングデータの地層、地質を検討の結果、砂層、上層より8.0~9.0m程度根入れすれば、N値=40程度にセットできるものと推定し、 $l=10.00m$ とする。

## 第5章 P.C 3径間連続箱桁橋の設計

### 1. ま え が き

- (1) 型式は3径間連続有 ラーメン箱桁橋であり、中間支点は橋脚と剛結構造となる。
- (2) 施工方法は作業車を使用した、現場打張出し工法(ディビダーク工法)である。設計では施工手順に従った計算を行なう。
- (3) 使用P.C鋼棒は主鋼棒、斜鋼棒(せん断鋼棒)床版横締め鋼棒共、SBPR95/120 B種2号、 $\phi 32$ mmを用いる。
- (4) 主桁のコンクリート強度は $\sigma_{ck}=350\text{kg/cm}^2$ とする。
- (5) 設計手順

スパン長および構造型式を決定した後、上部工の設計はFig.5-1の手順で行なう。

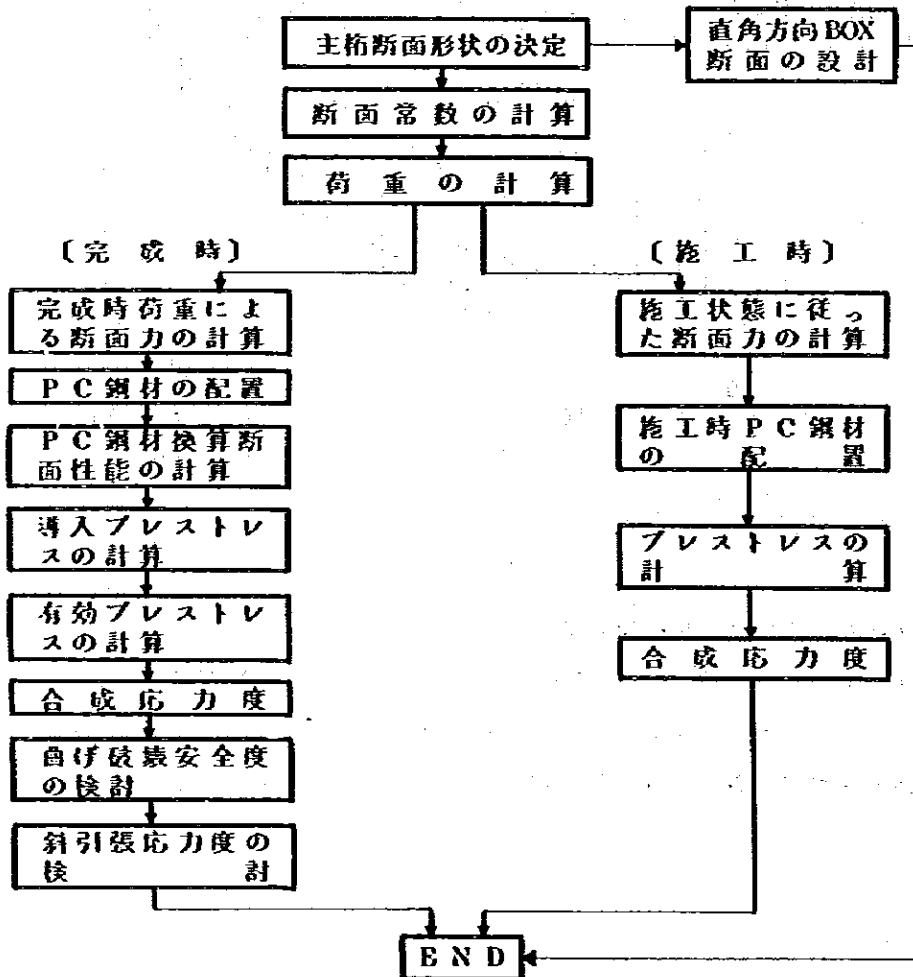


Fig. 5 - 1

## 2. 設計条件

### (1) 形式および荷重

橋種	プレストレストコンクリート橋
橋長	240.0m
支間	69.5m+100.0m+69.5m
型式	3径間連続PC箱桁 ダイビダーク工法

### 道路構成規格

幅員	歩車歩	1.500m+8.000m+1.500m
活荷重	TL-20	
衝撃係数	主桁	$\frac{10}{25+l}$
	床版	$\frac{20}{50+l}$
設計震度	水平震度	Kh=0.12
温度変化		±15℃

### (2) 主要材料の許容応力度

#### a) コンクリート

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		300	350	400	
プレスト レッシング 直後	曲げ圧縮応力度	(1) 長方形断面の場合	150	170	190
		(2) T形および箱形断面の場合	140	150	180
その他	曲げ圧縮応力度	(3) 軸圧縮応力度	110	127.5	145
		(4) 長方形断面の場合	120	135	150
		(5) T形および箱形断面の場合	110	125	140
	(6) 軸圧縮応力度	83	97.5	110	

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		300	350	400	
曲げ引張 応力度	(1) プレストレッシング直後	12	13.5	15	
	(2) 活荷重および衝撃以外の主荷重	0	0	0	
	(3) 床版およびブロック工におけるブロッ ク継目部の場合		0	0	0
		(4) その他の場合	12	13.5	15
(5) 軸引張応力度		0	0	0	

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度		
		300	350	400
(1) せん断応力度		4.5	5	5.5
斜引張 応力度	(2) せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	8	9	10
	(3) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	11	12	13

コンクリートの許容付着応力度 (Kg/cm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度		
	300	350	400
(1) 普通丸鋼	9	9.5	10
(2) 異形棒鋼	28	19	20

b) PC鋼棒 (B種2号SBPR 95/120 φ32)

PC鋼材の許容応力度は表3.3.5の値とする。

表3.3.5 PC鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備考
(1) 最初に引張力を与える場合	0.80σ <sub>ps</sub> あるいは0.90σ <sub>ps</sub> のうち小さい方の値	PC鋼材の引張強さ (Kg/cm <sup>2</sup> )
(2) ポストテンション方式の場合のプレストレスング直後	0.7σ <sub>ps</sub> あるいは0.85σ <sub>ps</sub> のうち小さい方の値	PC鋼材の降伏点 (Kg/cm <sup>2</sup> )
(3) その他	0.6σ <sub>ps</sub> あるいは0.75σ <sub>ps</sub> のうち小さい方の値	

				(1)	(2)	(3)
鋼 棒	丸棒 A種	1号	SBPR 80/95	720	665	570
		2号	SBPR 80/105	720	680	600
	丸棒 B種	1号	SBPR 95/110	855	770	660
		2号	SBPR 95/120	835	807	712

本橋に使用する鋼棒に対して

主鋼棒 SBPR 95/120 φ32mm

セム断鋼棒 SBPR 95/120 φ32mm

引張強度

主鋼棒  $\sigma_{pu} = 120 \text{ Kg/cm}^2$

セム断鋼棒  $\sigma_{pu} = 120 \text{ Kg/cm}^2$

降伏点応力度

主鋼棒  $\sigma_{py} = 95 \text{ Kg/cm}^2$

セム断鋼棒  $\sigma_{py} = 95 \text{ Kg/cm}^2$

許容引張力 (一本当り)

主鋼棒  $P_t = 63.7 \text{ t/本}$

セム断鋼棒  $P_t = 63.7 \text{ t/本}$

設計荷重時

主鋼棒  $P_e = 56.2 \text{ t/本}$

セム断鋼棒  $P_e = 56.2 \text{ t/本}$

c) 鉄筋

鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表3.2.3の値とする。

表 3.2.3 鉄筋の許容応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類			
		SR24 SE24	SD30	SD33	
引 張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	(1) 一般の部材	1,400	1,800	2,000
		(2) 床版および支間10m以下の床版様	1,400	1,800	2,000
		(3) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	1,400	1,800	2,000
	(4) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値	1,400	1,800	2,000	
	(5) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合	1,400	1,800	2,000	
(6) 圧縮応力度		1,400	1,800	2,000	

(3) 終局荷重作用時の荷重の組合せ

- 1.3 × (死荷重) + 2.5 × (活荷重 + 衝撃)
- 1.0 × (死荷重) + 2.5 × (活荷重 + 衝撃)
- 1.7 × (死荷重 + 活荷重 + 衝撃)
- 1.3 × (死荷重 + 地震の影響)
- 1.0 × (死荷重) + 1.3 × (地震の影響)

(4) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮

Age of concrete under continuous load (Days)		4 - 7	14	28	90	365
Creep coefficient	High early strength portland cement	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	Normal portland cement	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

Rate of drying shrinkage of concrete

Age of concrete undergoing prestressing (Days)	4 - 7	28	90	365
Rate of drying shrinkage	$20 \times 10^{-5}$	$18 \times 10^{-4}$	$16 \times 10^{-4}$	$12 \times 10^{-4}$

(5) PC鋼材のリラクゼーション

プレストレスの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクゼーション率は、下表の値を標準とする。

ただし、PC鋼材が高温の影響を受ける場合のPC鋼材の見かけのリラクゼーション率は、表2.3.2の値に2%を加算するのを原則とする。

Type of PC steel material	Rate of relaxation (%)
PC steel wire, PC strand	5
PC steel bar	3

(6) ヤング係数

(kg/cm<sup>2</sup>)

Design standard stressing	210	240	270	300	3.50	400
Young's modulus	2.6x10 <sup>4</sup>	2.7x10 <sup>4</sup>	2.85x10 <sup>4</sup>	3.0x10 <sup>4</sup>	3.25	3.5x10

Young modulus of steel

(kg/cm<sup>2</sup>)

Type of steel material	Young modulus
Reinforcing bar	2.1 x 10 <sup>6</sup>
PC steel wire, PC strand PC steel bar	2.0 x 10 <sup>6</sup>

(7) 荷重の組合せによる許容応力度の割増

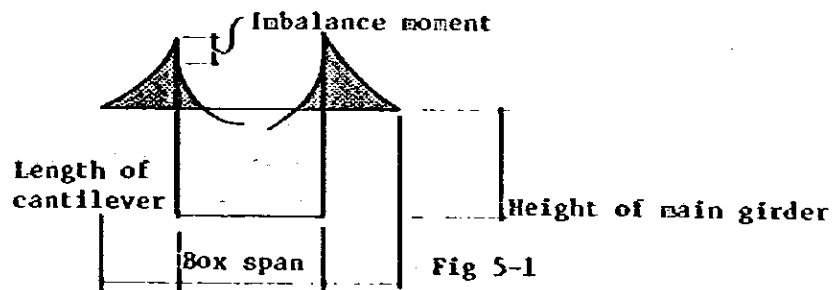
従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のコンクリートの許容引張応力度は、下の値とする。ただし、架設時荷重に架設中の風荷重または地震の影響を考慮する場合の許容応力度は、表の値にかかわらず、架設時点の条件、架設中の構造系などを考慮して、別途に定めるものとする。

Design standard strengtn Combination of Load	(kg/cm <sup>2</sup> )		
	300	350	400
(1) Main load (P) + Special load equivalent to main load + effect of temperature change (T)	17	18.5	20
(2) Main load (P) + Special load equivalent to main load + Wind load (w)	22	23.5	25
(3) Main load (P) + Special load equivalent to main load + effect of temperature change (T) + wind load (w)	22	23.5	25
(4) Main load (P) + Special load equivalent to main load + Braking load (BK)	22	23.5	25
(5) Main load (P) + Special load equivalent to main load + Collision load (CO)	-	-	-
(6) Live load and main loads other than impact load + Effect of earthquake (EQ)	-	-	-
(7) Live load and main loads other than impact load + Effect of earthquake (EQ) + Effect of temperature change (T)	-	-	-
(8) Wind load (W) only	20	21.5	23
(9) Loads during erection (ER)	22	23.5	25

### 3. 主桁断面形状の決定

#### (1) BOX ラーメン形状の決定

BOX ラーメンの形状は、曲げモーメントのバランスを考えて決定する。

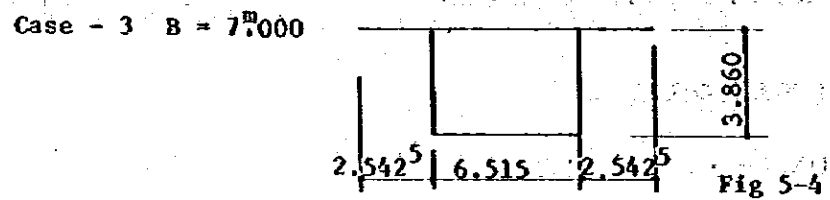
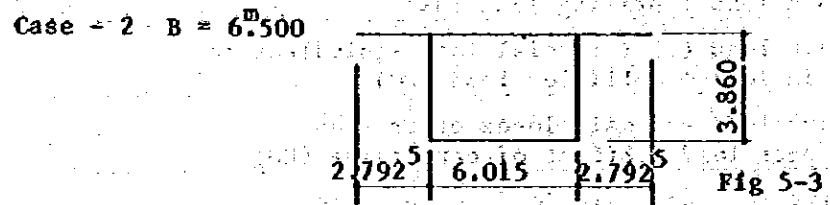
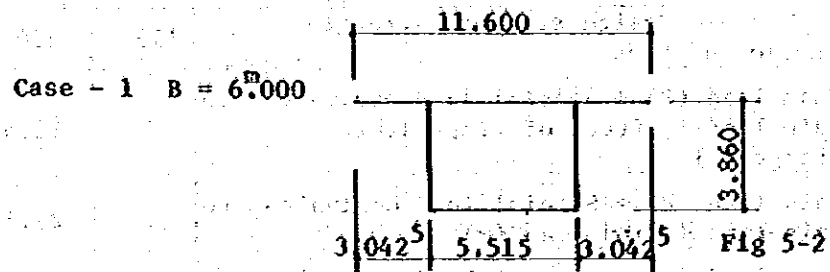


断面条件として、主桁高は、平均的な高さを用いて検討を行なう。

$$H = 4.210 \text{ m} \begin{cases} \text{上スラブ厚} & t = 300 \\ \text{ド} & t = 100 \\ \text{ウェブ厚} & t = 185 \end{cases}$$



BOX中を、6.00m、6.50m、7.00m、の3-caseについて行う。



上スラブ、ウェブ付根の曲げモーメント

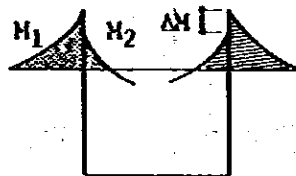


Fig. 5.5

			M1	M2	M
Case - 1 B = 6.0	1	Dead load	-4.051	-2.657	
	2	Static load	-4.980	-1.090	
		1 + 2	-9.031	-3.747	
	3	Live load	-6.958	-7.524	
		1 + 2 + 3	-15.989	-11.271	-4.718
Case - 2 B = 6.5	1	Dead load	-3.413	-2.948	
	2	Static load	-4.433	-1.092	
		1 + 2	-7.846	-4.040	
	3	Live load	-5.611	-8.256	
		1 + 2 + 3	-13.457	-12.296	-1.161
Case - 3 B = 7.0	1	Dead load	-2.829	-3.292	
	2	Static load	-3.900	-3.779	
		1 + 2	-6.729	-7.071	
	3	Live load	-1.250	-8.986	
		1 + 2 + 3	-7.979	-16.057	8.078

以上の結果より設計時（死荷重+活荷重）において、ウェブ付根で曲げモーメントがバランスする事が最適断面となる。よって、Case-2を詳細断面とする。

(2) 桁下曲線形状

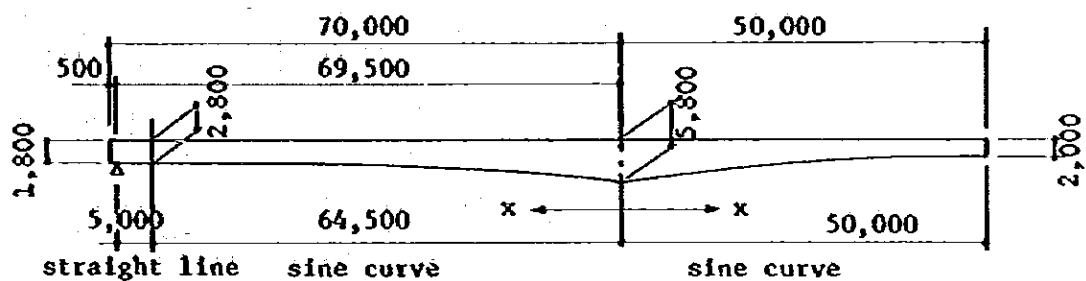


Fig. 5-6

本設計に於いて sin 曲線を用いる。

銅径間

(180°)

$$H_x = H_p - (H_p - H_0) \sin\left(\frac{R_x}{2\ell}\right)$$

$$Hx = 5.8 - (5.8 - 2.8) \sin\left(\frac{180^\circ X x}{2 \times 64.5}\right)$$

中央径間

$$Hx = 5.8 - (5.8 - 2.5) \sin\left(\frac{180^\circ x}{2 \times 50.0}\right)$$

又桁下曲線形状については、

1) sin 曲線

2) 1.5 次曲線  $y = ax^{1.5}$

3) 2 次曲線  $y = ax^2$

4) 3 次曲線  $y = ax^3$

等が用いられている。

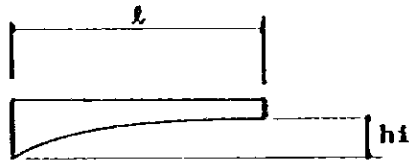
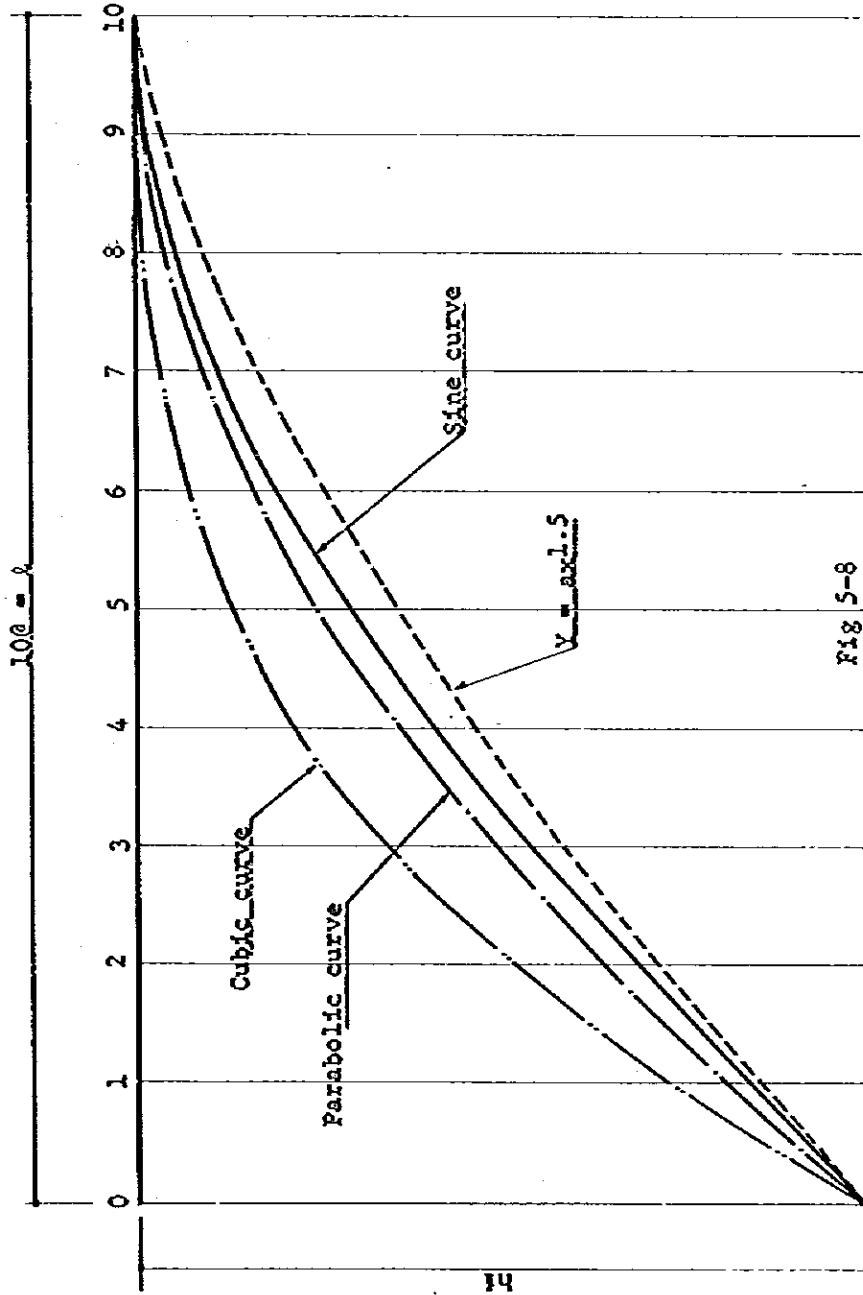


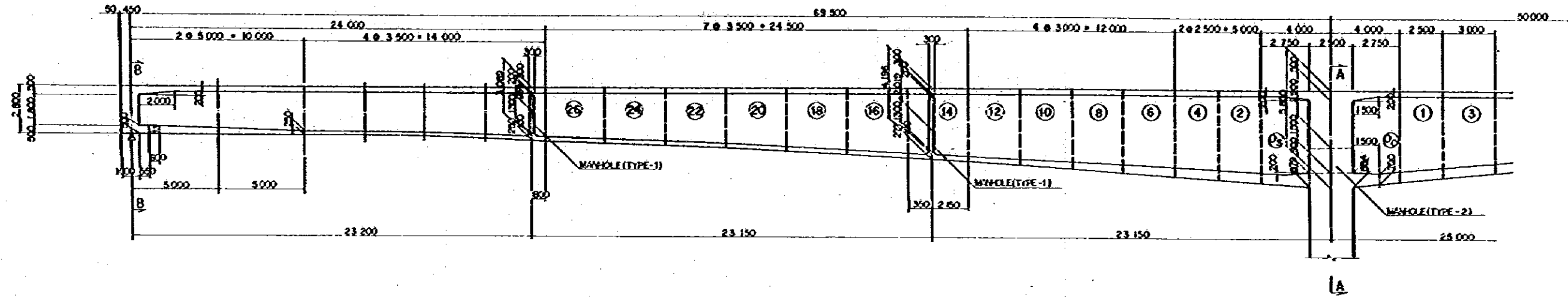
Fig. 5-7



Sine curve is the most common form used in continuous girder with central hinge

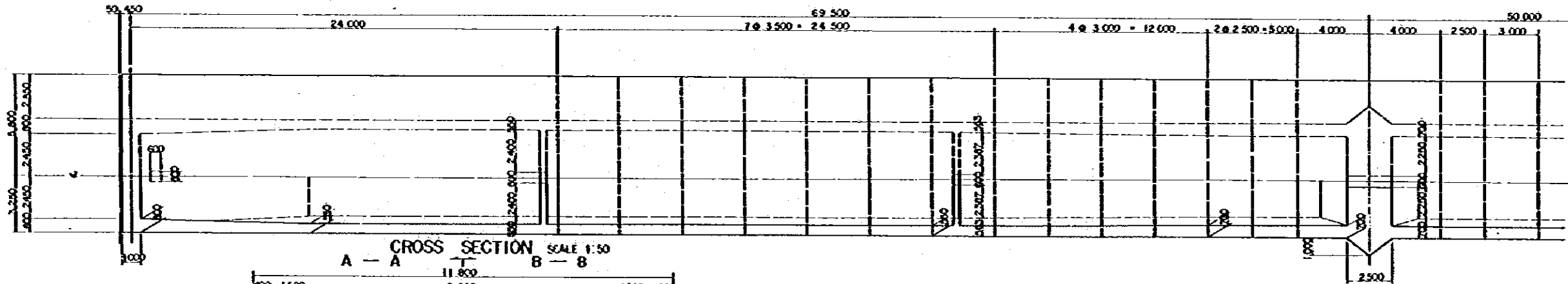
(3) Dimension of Main Girder

LONGITUDINAL SECTION OF GIRDER (1) SCALE 1:100  
SIDE ELEVATION

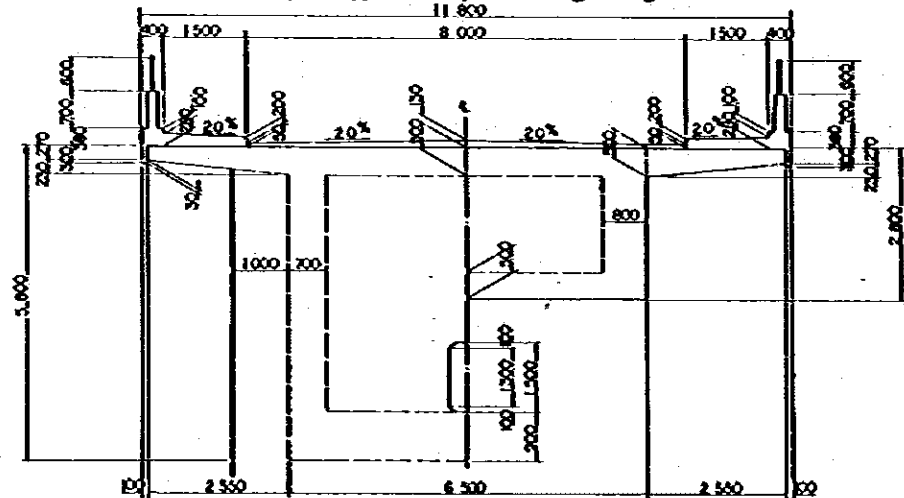


DEPTH OF GIRDER	WEBS	LOWER SLAB	UPPER SLAB
2 800	600	600	300
2 800	675	375	300
2 822	580	280	300
2 864	680	250	300
2 827	580	250	300
3 011	580	250	300
3 115	580	250	300
3 239	680	250	300
3 382	680	250	300
3 541	680	250	300
3 718	680	280	300
3 909	680	250	300
4 114	680	250	300
4 332	584	320	300
4 527	613	380	300
4 728	642	440	300
4 936	671	500	300
5 148	700	550	300
5 327	700	582	300
5 508	700	633	300
5 709	700	679	300
5 800	700	900	300
5 670	700	884	300
5 386	700	648	300
5 131	700	616	300
4 830	700	577	300

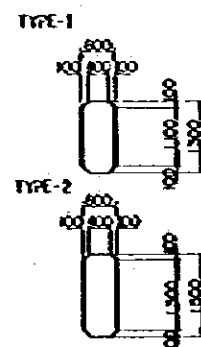
PLAN SCALE 1:100



A - A CROSS SECTION SCALE 1:50  
B - B



DETAIL OF MANHOLE SCALE 1:50



LOCATION MAP





4. 主方向の設計

(1) 設計断面及び断面性能

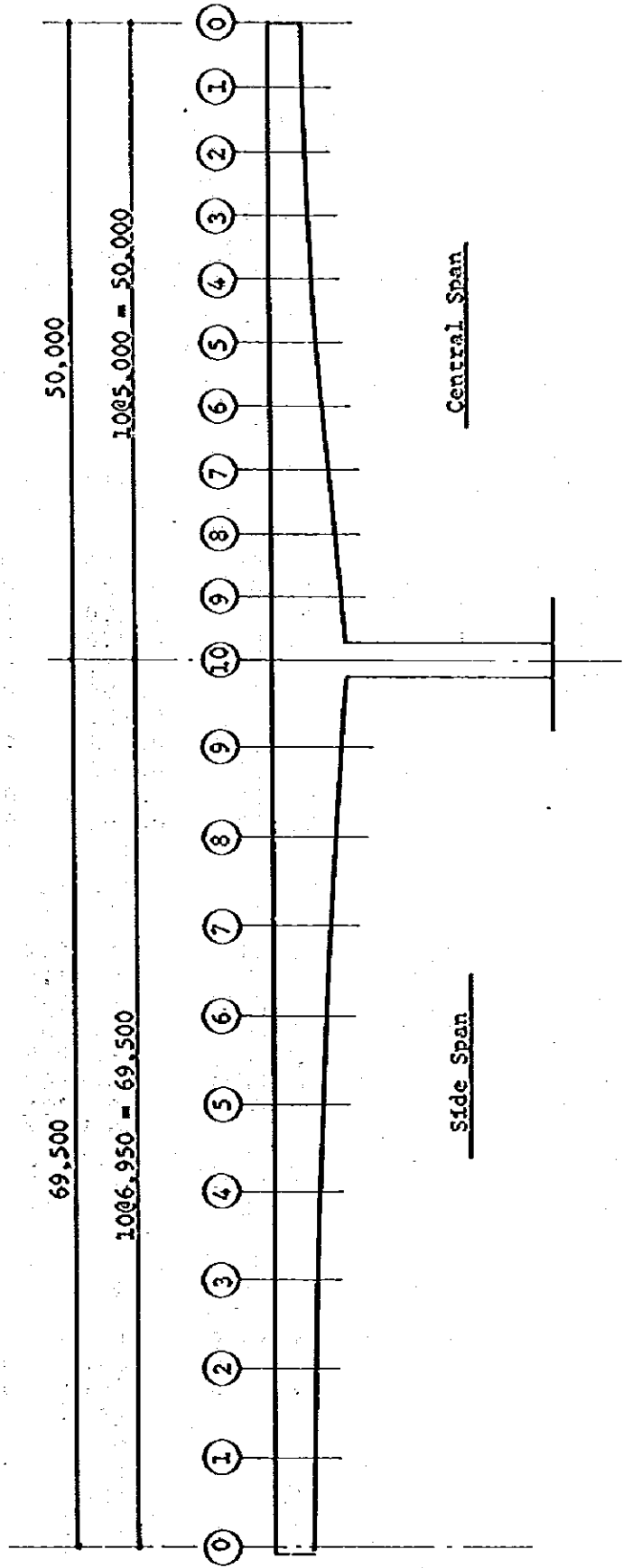


FIG. 5-9



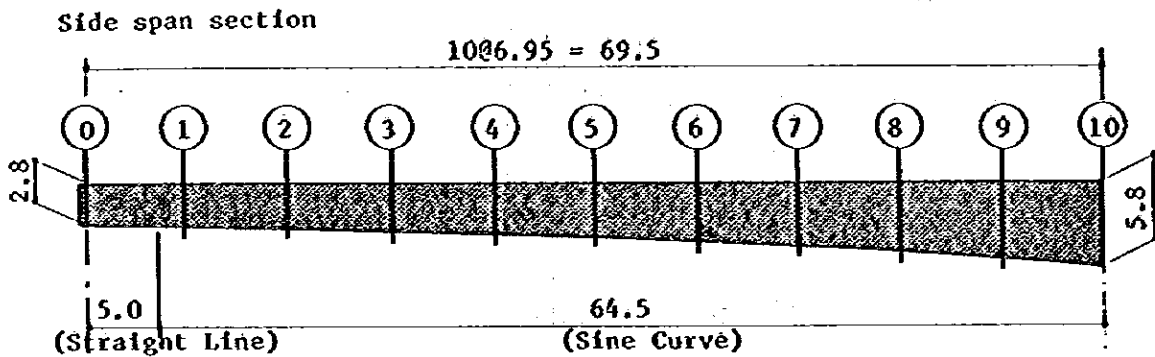


Fig. 5-10

CANTILEVER NO. 1

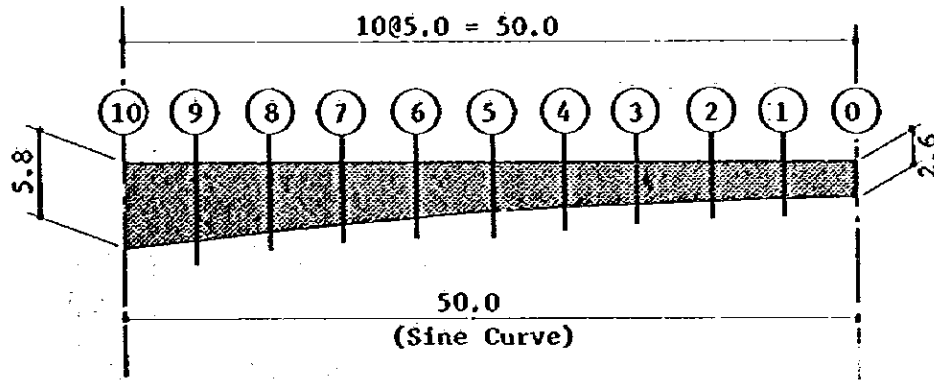
NO	Height of girder H	Thickness of web TW	Thickness of upper slab TU	Thickness of lower slab TL	HH
0	2.800	0.800	0.300	0.500	0.000
1	2.803	0.626	0.300	0.326	0.000
2	2.870	0.550	0.300	0.250	0.000
3	3.021	0.550	0.300	0.250	0.000
4	3.251	0.550	0.300	0.250	0.000
5	3.554	0.550	0.300	0.250	0.000
6	3.921	0.550	0.300	0.250	0.000
7	4.341	0.585	0.300	0.323	0.000
8	4.804	0.653	0.300	0.462	0.000
9	5.295	0.700	0.300	0.584	0.000
10	5.800	0.700	0.300	0.700	0.000

NO	Sectional area A	Centroid location YU YL		Moment of inertia of area I	Section modulus ZU ZL	
0	10.5910	1.2595	1.5405	11.4014	9.0521	7.4013
1	8.9885	1.1448	1.6586	9.9410	8.6839	5.9935
2	8.3182	1.0941	1.7761	9.5145	8.6959	5.3571
3	8.4838	1.1554	1.8653	10.7837	9.3331	5.7812
4	8.7368	1.2501	2.0006	12.9028	10.3216	6.4494
5	9.0699	1.3764	2.1771	16.0363	11.6505	7.3659
6	9.4736	1.5320	2.3886	20.3791	13.3026	8.5318
7	10.5933	1.8108	2.5305	28.5204	15.7503	11.2705
8	12.4191	2.1745	2.6293	41.1496	18.9241	15.6505
9	14.1128	2.5168	2.7778	56.1527	22.3110	20.2145
10	15.4110	2.8566	2.9434	73.3764	25.6868	24.9290

NO	Geometric moment of area O1 O2			Thickness of web OB	Length of section OL	Curve of girder soffit) SL
0	5.1269	4.6654	4.4926	0.8000	0.0000	0.000000
1	4.3697	4.1093	3.4942	0.6263	6.9500	0.003468
2	4.0635	3.8693	3.0220	0.5500	6.9500	0.015712
3	4.3687	4.1325	3.1878	0.5500	6.9500	0.027506
4	4.8483	4.5388	3.4392	0.5500	6.9500	0.038515
5	5.5039	5.0814	3.7669	0.5500	6.9500	0.049422
6	6.3348	5.7491	4.1598	0.5500	6.9500	0.062946
7	7.9718	6.9661	5.4939	0.5853	6.9500	0.063842
8	10.4102	8.5805	7.7546	0.6526	6.9500	0.068914
9	12.9518	10.1046	10.0282	0.7000	6.9500	0.072016
10	15.4712	11.5837	12.4035	0.7000	6.9500	0.073060



CANTILEVER NO. 2

NO	H	TW	TU	TL	HH
0	2.500	0.300	0.300	0.200	0.000
1	2.541	0.300	0.300	0.200	0.000
2	2.662	0.300	0.300	0.200	0.000
3	2.860	0.300	0.300	0.200	0.000
4	3.130	0.300	0.300	0.200	0.000
5	3.467	0.322	0.300	0.283	0.000
6	3.860	0.485	0.300	0.400	0.000
7	4.302	0.587	0.300	0.506	0.000
8	4.780	0.690	0.300	0.571	0.000
9	5.284	0.700	0.300	0.635	0.000
10	5.800	0.700	0.300	0.700	0.000

NO	A	YU	YL	I	ZU	ZL
0	6.6410	0.8391	1.6609	5.7727	6.8798	3.4756
1	6.6654	0.8528	1.6878	5.9998	7.0352	3.5548
2	6.7379	0.8940	1.7675	6.7048	7.4996	3.7934
3	6.8568	0.9624	1.8972	7.9568	8.2672	4.1939
4	7.0191	1.0575	2.0727	9.8640	9.3273	4.7590
5	8.2176	1.3402	2.1264	14.9294	11.1847	7.0493
6	9.8041	1.6571	2.2032	22.2954	13.4544	10.1196
7	11.5378	1.9697	2.3321	31.7882	16.1383	13.6307
8	13.2451	2.2545	2.5257	43.3921	19.2467	17.1801
9	14.8592	2.5506	2.7331	57.0584	22.3703	20.8766
10	15.4110	2.8566	2.9434	73.3764	25.6868	24.9290

NO	ON	O1	O2	OE	OL	SL
0	2.7647	2.7303	2.2492	0.3000	0.0000	0.000000
1	2.8253	2.7879	2.2824	0.3000	5.0000	0.016218
2	3.0073	2.9607	2.4045	0.3000	5.0000	0.032037
3	3.3118	3.2476	2.5936	0.3000	5.0000	0.047066
4	3.7397	3.6464	2.8493	0.3000	5.0000	0.060937
5	5.1322	4.8625	4.0443	0.3221	5.0000	0.073308
6	6.9024	6.2535	5.5779	0.4846	5.0000	0.083873
7	8.9204	7.6520	7.2717	0.5872	5.0000	0.092373
8	11.0783	8.9551	8.9317	0.6897	5.0000	0.098598
9	13.1954	10.2518	10.5401	0.7000	5.0000	0.102396
10	15.4712	11.5837	12.4035	0.7000	5.0000	0.103673

(2) 荷重の計算

Static load:

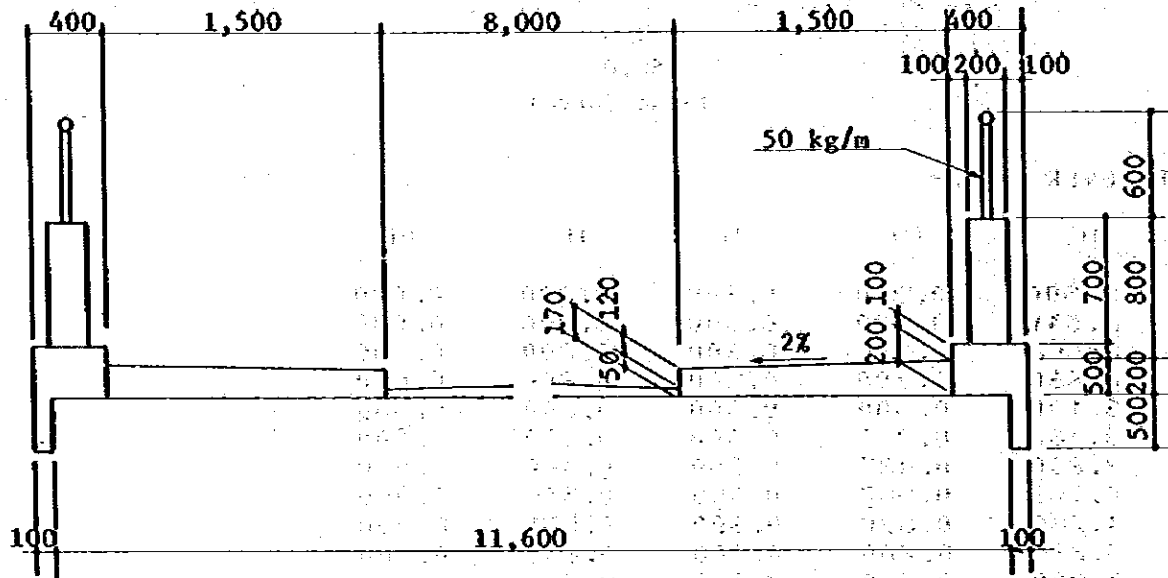


Fig. 5-12

Surfacing and railing

$$\begin{aligned}
 & [(0.20 \times 0.70) + (0.40 \times 0.30) + (0.30 + 0.10) \\
 & + 1/2 (0.17 + 0.20) \times 1.5] \times 2.5 \times 2 = 2.838 \text{ t/m} \\
 & 0.050 \times 2 \approx 0.100 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Pavement

$$1/2 (0.050 + 0.130) \times 8.0 \times 2.3 = 1.656 \text{ t/m}$$

---


$$\text{Total} = 4.594 \text{ t/m}$$

Live load (TL - 20)

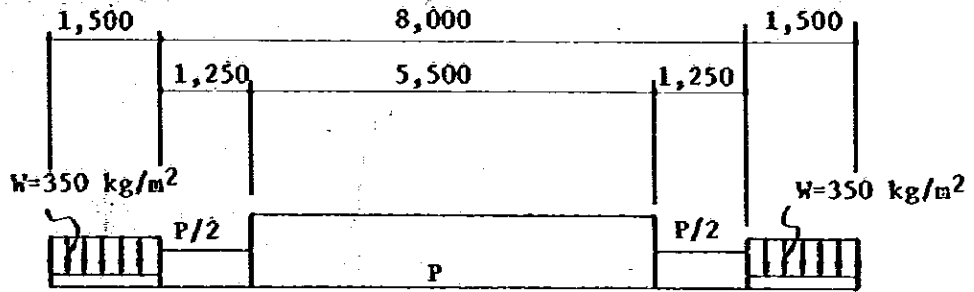


Fig. 5-13

Uniform load:

$$W = \left[ 5.5 + \frac{(8.0 - 5.5)}{2} \right] \times 0.350 = 2.363 \text{ t/m}$$

Linear load:

$$P \left[ 5.5 + \frac{(8.0 - 5.5)}{2} \right] \times 5.0 = 33.750 \text{ t}$$

Side walk load

$$W' = 0.350 \times 1.5 \times 2 = 1.050 \text{ t/m}$$

Impact coefficient

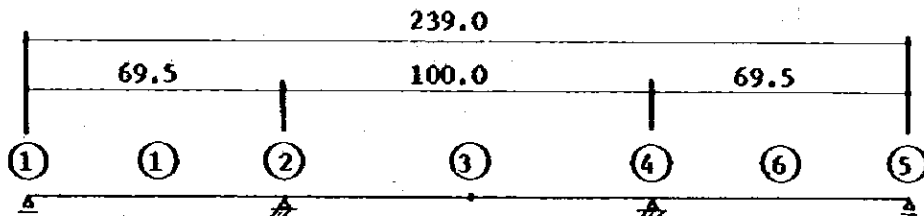


Fig. 5-14

$$i = \frac{10}{25 + L}$$

Item \ Position	1	2	3	4	5
L	69.5	84.75	100.0	84.75	69.5
Impact coefficient	0.1058	0.0911	0.0800	0.0911	0.1058

(3) 荷重による断面力の算出

構造基本系と反力影響線

本橋の基本構造系は、下図に示すように、3次の不静定構造であって、不静定力を図のように  $X_1$ 、 $X_2$ 、 $X_3$  ととる。

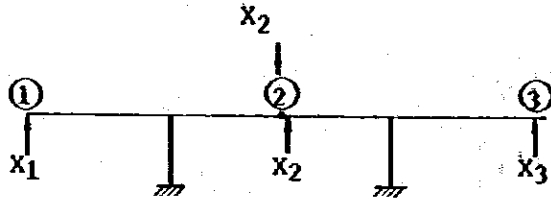


Fig. 5-15

上図の基本系に対して、弾性方程式をたてると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 + \delta_{13} \cdot X_3 + \delta_{10} \\ \delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 + \delta_{23} \cdot X_3 + \delta_{20} \\ \delta_{31} \cdot X_1 + \delta_{32} \cdot X_2 + \delta_{33} \cdot X_3 + \delta_{30} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)式$$

ここに、 $\delta_{11}$ 、 $\delta_{21}$ 、 $\delta_{31}$  は1点に単位荷重  $X = 1$  ton 載荷したときの1、2、3点のたわみ、 $\delta_{12}$ 、 $\delta_{22}$ 、 $\delta_{32}$  は2点に単位荷重  $P = 1$  ton 載荷したときの1、2、3点のたわみを示す。Betti-Maxwellの相反定理と構造物の対称条件を入れると、

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_{11} &= \delta_{33} \\ \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{23} = \delta_{32} \\ \delta_{13} &= \delta_{31} = 0 \\ \delta_{30} &= 0 \end{aligned} \right.$$

したがって(1)式は

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 + \delta_{10} &= 0 \\ \delta_{12} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 + \delta_{23} \cdot X_3 + \delta_{20} &= 0 \\ \delta_{12} \cdot X_2 + \delta_{11} \cdot X_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)式$$

(2)式3項より

$$X_3 = - \frac{\delta_{12} \cdot X_2}{\delta_{11}}$$

これを(2)式の2項に代入すると

$$\delta_{12} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 + \left( - \frac{\delta_{12} \cdot X_2}{\delta_{11}} \right) = - \delta_{20}$$

$$\delta_{12} \cdot X_1 + \left( \delta_{22} - \frac{\delta_{12}^2}{\delta_{11}} \right) X_2 = - \delta_{20}$$

計算書( )より

$$\begin{cases} \delta_{11} = 4.5145 \times 10^{-3} \\ \delta_{12} = 2.4064 \times 10^{-3} \\ \delta_{22} = 2.1898 \times 2 = 4.3795 \times 10^{-3} \end{cases}$$

以上より ( $10^{-3}$ を省略して記すと)

$$4.5145X_1 + 2.4064X_2 = -\delta_{10} \dots\dots\dots(3)$$

$$2.4064X_1 + \left(4.3795 - \frac{2.4064^2}{4.5145}\right)X_2 = -\delta_{20} \dots\dots\dots(4)$$

(4)式を整理すると

$$2.4064X_1 + 3.0968X_2 = -\delta_{20} \dots\dots\dots(4-1)$$

(3)(4)式から

$$X_1 = \frac{0.7771\delta_{20} - \delta_{10}}{2.6446}$$

$$X_2 = \frac{\delta_{10} - 1.876\delta_{10}}{3.4033}$$

TABLE 24. CASPAR 49.5-100.0-49.5 PIER 14, 1977

SEMI-MOMENT

	5	55	0	0	0	0	0	0	0	0
1--0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1--1	2487.93	655.70	272.36	-67.52	517.51	-234.35	-31.35	231.94	0.00	0.00
1--2	4181.63	731.67	375.18	-135.63	839.63	-472.72	-62.72	357.15	-184.49	0.00
1--3	6714.02	731.55	452.52	-202.55	1143.05	-719.18	-74.05	659.65	-291.76	0.00
1--4	9184.17	535.73	455.15	-279.07	1272.75	-965.44	-125.04	519.04	-348.03	0.00
1--5	2534.17	110.71	481.85	-339.59	1275.43	-1181.84	-150.01	522.50	-361.20	0.00
1--6	-172.47	-527.31	452.75	-435.10	1151.83	-1418.16	-170.16	452.45	-503.47	0.00
1--7	-4118.55	-1372.43	355.81	-472.52	952.85	-1654.51	-210.52	302.48	-641.73	0.00
1--8	-6354.71	-2475.96	274.15	-545.14	624.22	-1707.85	-251.84	259.44	-837.42	0.00
1--9	-14149.53	-3797.37	134.74	-547.56	459.34	-2581.96	-282.24	155.16	-1051.70	0.00
1--10	-24519.34	-5317.72	119.01	-535.17	327.51	-3357.60	-313.60	174.77	-1357.20	0.00
1--11	-25310.64	-5742.59	114.26	-511.25	376.49	-3787.84	-423.25	231.96	-1544.55	0.00
1--12	-18756.27	-4531.43	147.64	-520.13	527.25	-5113.10	-544.93	212.77	-1275.31	0.00
1--13	-15438.75	-3475.20	148.01	-729.11	477.03	-2539.57	-534.61	231.44	-1544.54	0.00
1--14	-11726.04	-2311.51	139.33	-539.54	477.54	-2441.67	-298.27	192.60	-1151.33	0.00
1--15	-843.83	-1487.32	139.47	-545.75	451.62	-1810.14	-253.65	156.60	-651.10	0.00
1--16	-5435.83	-1435.83	136.22	-555.83	492.76	-1249.28	-211.63	179.49	-569.52	0.00
1--17	-3525.86	-818.50	152.23	-354.59	412.67	-922.07	-149.31	147.40	-377.43	0.00
1--18	-2454.13	-519.83	154.13	-279.33	351.35	-645.46	-124.97	147.01	-251.14	0.00
1--19	-915.41	-223.76	127.36	-182.25	249.37	-417.07	-84.65	114.25	-164.75	0.00
1--20	-249.21	-57.43	77.43	-91.13	161.07	-193.77	-42.33	65.65	-79.17	0.00
1--0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TABLE 24. CASPAR 49.5-100.0-49.5 PIER 14, 1977

SEMI-MOMENT

	63	63	53	0	0	0	0	0	0
1--0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1--1	0.00	-175.67	45.70	222.35	-67.52	459.26	-142.11	152.14	-75.65
1--2	0.00	-355.14	73.41	375.18	-135.63	786.76	-282.63	254.88	-148.14
1--3	0.00	-525.22	119.10	452.52	-202.55	1010.72	-432.62	325.74	-219.53
1--4	0.00	-787.27	174.51	455.15	-279.07	1174.24	-602.94	325.50	-289.14
1--5	0.00	-1073.35	233.52	481.85	-339.59	1365.40	-851.41	299.37	-373.13
1--6	0.00	-1429.43	299.22	487.73	-435.10	1545.33	-1109.55	249.44	-444.64
1--7	0.00	-1825.52	370.42	385.58	-545.14	1679.92	-1429.11	219.11	-524.91
1--8	0.00	-2251.57	373.61	255.15	-679.92	1561.35	-1829.32	159.24	-602.63
1--9	0.00	-2727.65	428.33	134.74	-847.03	1417.43	-2321.43	117.98	-679.12
1--10	0.00	-3253.72	457.64	133.81	-1040.14	1227.51	-3152.49	117.79	-754.23
1--11	0.00	-3829.79	356.26	0.00	-1249.28	976.49	-4147.44	231.96	-834.55
1--12	0.00	-4455.86	167.53	45.14	-1549.51	529.43	-5110.77	211.77	-914.67
1--13	0.00	-5131.93	147.71	51.41	-1949.54	459.24	-6230.07	165.44	-994.79
1--14	0.00	-5858.00	119.37	119.37	-2449.57	369.54	-7423.63	135.29	-1074.91
1--15	0.00	-6634.07	119.47	139.47	-3049.60	289.24	-8544.66	109.12	-1155.03
1--16	0.00	-7460.14	154.27	154.27	-3749.63	219.74	-9749.69	89.43	-1235.15
1--17	0.00	-8336.21	179.27	179.27	-4549.66	159.24	-11049.72	79.74	-1315.27
1--18	0.00	-9262.28	194.27	194.27	-5449.69	109.74	-12449.75	79.74	-1395.39
1--19	0.00	-10238.35	179.27	179.27	-6449.72	59.24	-13949.78	79.74	-1475.51
1--20	0.00	-11264.42	154.27	154.27	-7549.75	9.74	-15549.81	79.74	-1555.63
1--0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TABLE 24. CASPAR 49.5-100.0-49.5 PIER 14, 1977

SEMI-MOMENT

	5	55	0	0	0	0	0	0	0	0
1--0	459.34	83.13	37.32	-7.74	62.18	-34.91	-4.53	32.69	-13.69	0.00
1--1	249.24	51.24	32.43	-7.74	65.22	-35.28	-4.51	28.21	-11.52	0.00
1--2	147.41	19.27	26.11	-10.33	59.85	-39.87	-4.51	20.43	-10.03	0.00
1--3	1.74	-22.54	22.23	-15.12	39.84	-45.27	-4.51	15.62	-10.52	0.00
1--4	-157.87	-44.57	19.51	-19.51	29.15	-53.47	-4.51	11.71	-11.03	0.00
1--5	-312.35	-75.51	13.87	-23.45	21.44	-64.15	-4.51	6.61	-12.10	0.00
1--6	-473.65	-113.64	10.33	-26.34	15.54	-78.41	-4.51	0.74	-13.63	0.00
1--7	-642.27	-169.37	7.31	-31.91	10.24	-95.24	-4.51	0.52	-15.63	0.00
1--8	-818.10	-242.55	4.01	-37.71	5.34	-115.52	-4.51	3.35	-18.73	0.00
1--9	-1012.43	-334.23	2.14	-43.13	0.45	-139.43	-4.51	2.40	-22.84	0.00
1--10	-1244.17	-447.16	1.59	-47.32	0.15	-167.84	-4.51	2.47	-28.45	0.00
1--11	-1524.53	-589.70	3.73	-50.45	11.54	-199.14	-4.47	4.44	-34.16	0.00
1--12	-1864.53	-764.73	3.73	-55.47	11.71	-234.55	-4.47	4.71	-41.66	0.00
1--13	-2264.53	-974.74	3.73	-61.41	12.23	-274.51	-4.47	4.62	-49.42	0.00
1--14	-2734.11	-1224.79	3.73	-67.14	13.14	-324.48	-4.47	5.30	-58.45	0.00
1--15	-3284.72	-1524.52	4.65	-73.42	14.54	-384.11	-4.47	5.87	-68.77	0.00
1--16	-3924.71	-1884.55	6.25	-79.20	16.45	-454.25	-4.47	6.64	-80.91	0.00
1--17	-4674.15	-2314.54	8.11	-85.34	18.84	-534.40	-4.47	7.69	-94.97	0.00
1--18	-5544.15	-2814.54	10.23	-91.19	21.85	-624.55	-4.47	9.02	-110.97	0.00
1--19	-6544.79	-3384.74	12.31	-97.22	25.41	-724.70	-4.47	10.67	-128.97	0.00
1--20	-7684.11	-4034.77	15.42	-103.45	31.14	-844.84	-4.47	12.70	-148.95	0.00
1--0	0.00	-7.42	15.22	-19.23	37.83	-37.63	-4.47	15.12	-15.12	0.00

Bending Moment Diagram

Dead Load of Girder

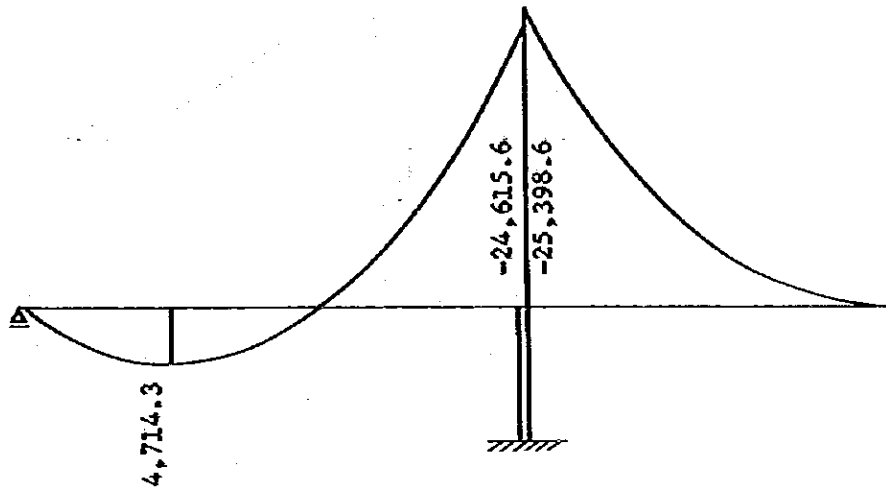


Fig. 5-16



Static Load

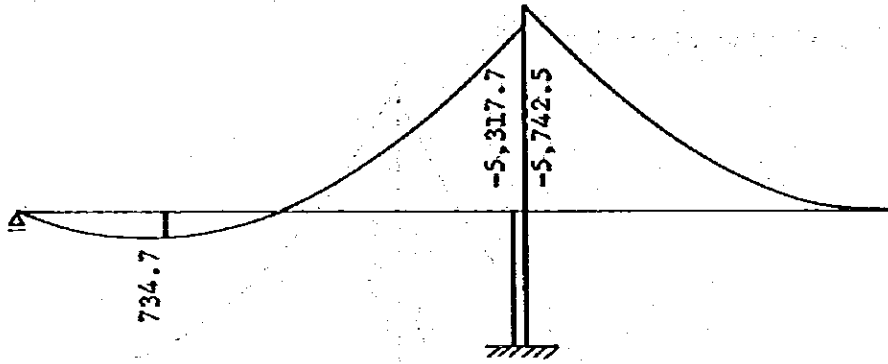


Fig. 5-17

Live Load

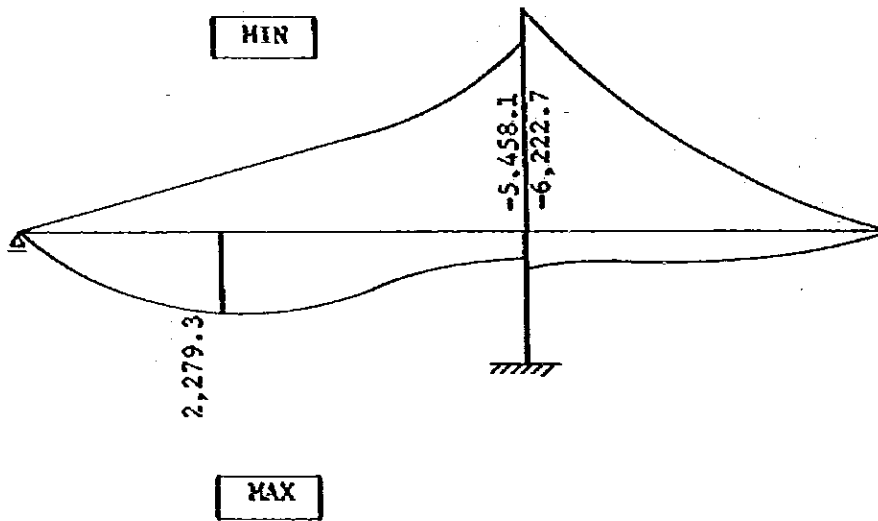


Fig. 5-18

(4) 導入時プレストレス

a) 平均導入緊張力の決定

摩擦によるPC鋼棒の引張力の減少

$$P_0 = P \times e^{-(\mu\alpha + \lambda\ell)}$$

ここに  $P_0$  : 設計断面におけるPC鋼棒の引張力

$P$  : ジャッキ位置

$\mu$  : 角変化1ラジアン当りの摩擦係数

$\alpha$  : 角変化(ラジアン)

$\lambda$  : PC鋼棒の長さ1m当りの摩擦係数

$\ell$  : PC鋼棒の長さ

使用鋼棒 (SBPR 95/120  $\phi$ 32)

$\mu=0.30$ 、 $\lambda=0.003$ 、 $P=67.5$  t、 $\alpha=30^\circ=0.523$  60ラジアン.....

曲げ上げ鋼棒

加工図より長さとお本数及び引張力は以下の通り

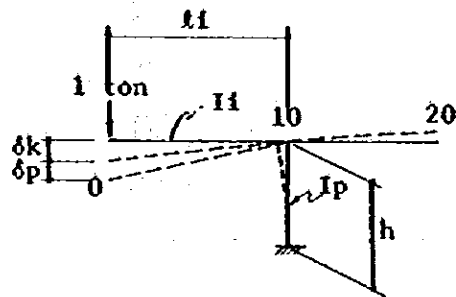
	$\ell$ (m)	N (piece)	$P_0$ (t)
Straight bars	Below 10	6	8 m 65.9
	From 10 above and below 20	12	15 64.5
	20 - 30	9	25 62.6
	30 - 40	12	35 60.8
	40 - 50	7	45 59.0
	50 - 60	7	55 57.2
	60 - 70	8	65 55.5
	70 - 80	9	75 53.9
	Above 80	7	80 53.1
Bent up bars		16	50 49.7
Average value			57.7

GOMSEI ORYOKUDDO INPUT DATA

EP# = 2.00E+07 EC# = 3.25E+06 ES# = 2.00E-04 AP# = 7.80E-04 PH# = 2.00E+00 XI# = 3.00E+02

SECTION	PT	YP	N
1	0	57.70	0
1	1	2.181	66
1	2	2.358	70
1	3	2.573	70
1	4	2.725	68
1	5	2.853	76
1	6	1.757	98
1	7	0.805	104
1	8	0.503	128
1	9	0.275	164
1	10	0.321	198
1	10	0.371	140
1	10	0.371	158
1	10	0.296	140
1	10	0.262	114
1	10	0.219	68
1	10	0.208	74
1	10	0.174	62
1	10	0.168	38
1	10	0.163	26
1	10	0.163	26
1	10	0.164	10
1	10	0.000	0
2	0	57.70	0
2	1	0.000	10
2	2	0.164	26
2	3	0.163	38
2	4	0.160	62
2	5	0.174	74
2	6	0.208	98
2	7	0.219	114
2	8	0.262	140
2	9	0.296	158
2	10	0.371	198
2	10	0.371	198
2	10	0.321	164
2	10	0.275	128
2	10	0.263	104
2	10	0.605	98
2	10	1.757	76
2	10	2.553	68
2	10	2.725	70
2	10	2.573	70
2	10	2.358	66
2	10	2.181	0

b) プレストレス偏心による二次反力



$E_k$  : Young's modulus of main girder

$E_p$  : Young's modulus of pier

Fig. 5-19

$\delta k$  (deflection of main girder)

Section	$I_i$	$\bar{M}$	$M_p$	$n$	$n \cdot \bar{M}^2 / I$	$n \bar{M} M_p / I$
0	⋮	0	⋮	1	⋮	⋮
1	⋮	$1 \cdot \Delta x$	⋮	4	⋮	⋮
2	⋮	$2 \cdot \Delta x$	⋮	2	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	4	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	4	⋮	⋮
10	⋮	$10 \cdot \Delta x$	⋮	1	⋮	⋮

$\bar{M}$  : Moment incurred by unit load  
 $M_p$  : Eccentric moment of prestress  
 $n$  : Simpson modulus

単位荷重による主桁のたわみ  $\delta k = \frac{\Delta x}{3} \sum n \cdot M^2 / I$

プレストレスによる  $\delta k_p = \frac{\Delta x}{3} \sum n \cdot \bar{M} \cdot M_p / I$

単位荷重による橋脚からの主桁のたわみ

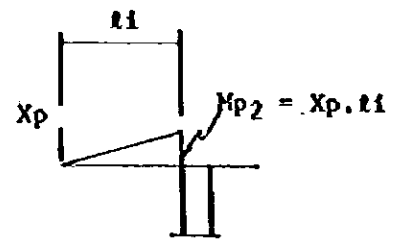
$\theta_p = \frac{\bar{M}_{10}}{I_p} \cdot h \cdot \frac{E_u}{E_p}$  — 橋脚のわたり角

$\delta_p = \theta_p \cdot l_i$  — 橋脚の変位による主桁のたわみ

プレストレスによる橋脚の変化は生じない。

※ プレストレス2次反力 プレストレスによるたわみ

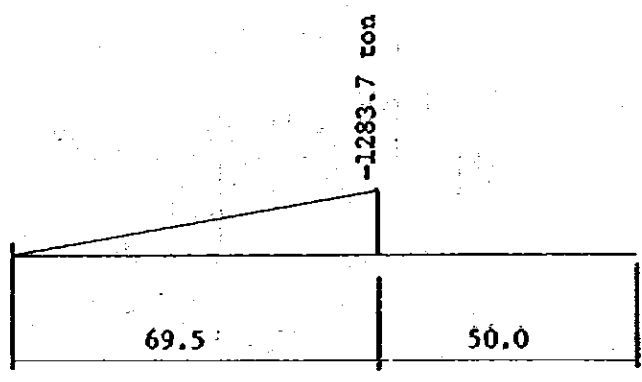
$X_p = \frac{\delta k_p}{\delta k + \delta_p}$  — 単位荷重によるたわみ



DOHNYU PRE-STRESS NI YORU JIKURYOKU, HENSHIN MOMENT, 2-JI MOMENT

SECTION	PT	MPT1	MPT2
1 L 0	0.000	0.000	0.000
1 L 1	3608.200	-4620.271	-128.368
1 L 2	4039.000	-5973.118	-256.735
1 L 3	3923.600	-6339.699	-355.103
1 L 4	4355.200	-5112.141	-513.471
1 L 5	5077.600	-1668.807	-641.838
1 L 6	6000.800	3691.235	-770.206
1 L 7	7385.600	9047.890	-898.574
1 L 8	9462.800	14028.671	-1026.942
1 L 9	10847.600	20779.565	-1155.309
1 L 10		26962.618	-1293.677

Diagram of Secondary Moment incurred by Prestressing



SECTION	XXP2
1 L	XXP2 = -18.470
1 R 10	10847.600
1 R 9	9116.600
1 R 8	8078.000
1 R 7	6577.800
1 R 6	5654.800
1 R 5	4269.800
1 R 4	3577.400
1 R 3	2192.600
1 R 2	1500.200
1 R 1	577.000
1 R 0	0.000
1 R	XXP2 = 0.000

(5) 換算断面性能 ( Section 10 )

P C 鋼材換算による断面積増加分

$$\begin{aligned}
 A &= N_p \cdot A_p \left( \frac{E_p}{E_c} - 1 \right) \\
 &= 188 \times 0.000789 \times \left( \frac{20E6}{3.25E6} - 1 \right) \\
 &= 0.7645 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

	A (m <sup>2</sup> )	y (m)	Ay (m <sup>3</sup> )	Ay <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (m <sup>4</sup> )
Total section	15.4110		44.02279	176.20010	22.93086
Section of steel material	0.7645	0.3710	0.28363	0.10523	
Converted equivalent area	16.1755		44.30642	176.30333	22.93086

$$y_o = \frac{44.30642}{16.1755} = 2.7391 \text{ m}$$

$$y_u = 5.800 - 2.7391 = 3.0609$$

$$I = 176.30533 + 22.93086 - 16.1755 \times 2.7391^2 = 77.8768 \text{ m}^4$$

$$Z_o = \frac{77.8768}{2.7391} = 28.4315 \text{ m}^3$$

$$Z_u = \frac{77.8768}{3.0603} = 25.4425 \text{ m}^3$$

KANZAN DAM-PEN SETA

SECTION	4C	1C	30C	YUC	23C	20C
1 L 0	19.5910	11.4314	1.2535	-1.5455	9.4521	-7.4813
1 L 1	9.2559	10.3215	1.1799	-2.4234	8.1552	-9.3557
1 L 2	9.5529	10.1144	1.1651	-1.7271	8.8552	-9.8576
1 L 3	9.7655	11.4572	1.2364	-1.8144	9.5113	-9.3175
1 L 4	9.8133	13.3575	1.2791	-2.4517	10.3355	-9.8129
1 L 5	9.3733	10.8753	1.2379	-2.1655	11.3755	-9.4224
1 L 6	9.9315	79.5113	1.5355	-2.4155	15.4574	-9.5125
1 L 7	11.6152	59.4448	1.7529	-2.5564	16.7079	-11.3757
1 L 8	12.9535	42.4528	2.4791	-2.7457	20.4723	-15.8747
1 L 9	14.7276	59.2231	2.6177	-2.9769	24.4553	-20.3454
1 L 10	14.8754	77.9762	2.7391	-3.8669	25.4312	-25.4421
1 R 10	14.8754	77.9762	2.7391	-3.8669	25.4312	-25.4421
1 R 9	15.8217	89.1315	2.4543	-2.8297	24.5233	-21.2659
1 R 8	15.9111	45.5393	2.1724	-2.8071	29.9713	-17.4781
1 R 7	12.0619	59.1144	1.9921	-2.3072	17.4592	-13.8151
1 R 6	14.2924	29.1335	1.5185	-2.2588	14.4326	-10.2110
1 R 5	8.5155	15.1042	1.2398	-2.1674	11.0433	-10.4435
1 R 4	7.2713	49.1355	1.8247	-2.1835	9.7951	-4.7861
1 R 3	7.0113	0.4533	0.9149	-1.9149	0.5238	-4.2857
1 R 2	4.9458	6.7814	1.3827	-1.7285	2.4555	-3.8268
1 R 1	1.7659	6.8119	0.5156	-1.6421	7.0421	-3.5373
1 R 0	0.5411	5.7727	0.5391	-1.6519	0.6739	-3.4755

DOVNA PEE-STRESS NI VORI DAKRADO

SECTION	CP13	CP19	CP23	CP27	CP3	CP7
1 L 0	0.0000	0.0000	0.0289	0.0168	0.0000	0.0000
1 L 1	-119.3717	119.5523	-14.7522	21.4177	-121.1539	121.0790
1 L 2	-221.3329	167.8510	-27.5238	47.9243	-239.8533	140.4761
1 L 3	-221.1559	157.8531	-41.2621	66.8129	-244.4231	163.9260
1 L 4	-19.1975	124.7494	-43.7476	79.0158	-95.8455	132.1347
1 L 5	19.2512	718.8891	-55.4929	97.1369	105.1819	737.1839
1 L 6	813.4549	125.3258	-57.5399	48.2745	156.5559	193.8925
1 L 7	1143.7274	-234.3281	-57.8531	71.7270	183.9714	-156.5565
1 L 8	1334.0121	-331.8749	-54.2555	65.6472	181.7456	-234.8137
1 L 9	1631.9378	-352.3443	-51.7520	57.1524	158.0441	-339.2537
1 L 10	1753.5539	-377.6189	-49.8749	51.4354	1703.5815	-326.1459
1 R 10	1753.5539	-377.6189	0.0000	0.0000	1703.5815	-326.1459
1 R 9	1593.7255	-349.6341	0.0000	0.0000	1593.7255	-349.6341
1 R 8	1443.1574	-326.6536	0.0000	0.0000	1443.1574	-326.6536
1 R 7	1293.5913	-276.7443	0.0000	0.0000	1293.5913	-276.7444
1 R 6	1153.7425	-226.9721	0.0000	0.0000	1153.7425	-226.9721
1 R 5	944.0527	-151.7674	0.0000	0.0000	944.0527	-151.7674
1 R 4	659.5359	-159.8142	0.0000	0.0000	659.5359	-159.8142
1 R 3	551.7342	-84.4974	0.0000	0.0000	551.7342	-84.4974
1 R 2	349.3833	-54.4526	0.0000	0.0000	349.3833	-54.4526
1 R 1	143.1012	-25.2426	0.0000	0.0000	143.1012	-25.2426
1 R 0	0.1033	0.4929	0.0000	0.0000	0.1033	0.4929

YKON KEISU AND ETA

SECTION	CCP	CCP	CCP	CCP	CCP	ETA
1 R 0	0.0000	33139.5459	0.0000	0.0000	4349.0000	0.0155
1 R 1	1917.2171	33139.5459	839.4252	-372.5437	11797.4411	0.0287
1 R 2	1453.4010	33139.5459	711.5275	-742.3548	12249.0771	0.0454
1 R 3	1454.9439	33139.5459	855.8937	-749.7655	11174.1041	0.0184
1 R 4	1117.1842	33139.5459	555.0549	-450.4133	14019.4018	0.0222
1 R 5	538.3935	33139.5459	473.2749	-50.8449	11547.4213	-0.0255
1 R 6	441.5715	33139.5459	448.0110	-31.5485	12221.3451	0.0220
1 R 7	337.2932	33139.5459	409.0221	-237.3761	12739.7959	0.0754
1 R 8	1114.9559	33139.5459	145.8456	-549.0164	11031.0012	0.0110
1 R 9	1437.9749	33139.5459	181.2144	-774.6549	11019.4294	0.0149
1 R 10	1573.7453	33139.5459	587.5914	-1178.1574	11027.2842	0.0329
1 R 10	1517.2253	33139.5459	587.9355	-1049.3288	8544.8449	0.0337
1 R 9	1447.6179	33139.5459	489.0178	-949.8313	9182.1871	0.0447
1 R 8	1349.0751	33139.5459	435.3169	-822.4152	9342.4559	0.0429
1 R 7	1224.3559	33139.5459	627.9437	-774.3336	8719.8954	0.0459
1 R 6	1119.3451	33139.5459	465.4427	-643.0445	9158.7431	0.0449
1 R 5	818.3849	33139.5459	358.1223	-548.0124	8273.4514	0.0549
1 R 4	735.6377	33139.5459	304.8543	-431.0334	8092.1313	0.0458
1 R 3	475.8855	33139.5459	231.3912	-264.4964	7827.7718	0.0738
1 R 2	342.2216	33139.5459	249.7913	-153.4924	6589.7591	0.0758
1 R 1	172.1972	33139.5459	82.5317	-39.4584	5343.7175	0.0760
1 R 0	0.0000	33139.5459	0.0000	0.0000	4269.3818	0.0155

(6) 有効プレストレスの計算

有効係数の計算

$$\eta = 1 - \left( \frac{\delta_{p\varphi}}{\delta_{p\lambda}} + r \right)$$

ここに、 $\eta$  : 有効係数

$\delta_{p\lambda}$  : PC鋼材の引張応力度

$\delta_{p\varphi}$  : クリープ・乾燥収縮による鋼材応力度減少量

$$\delta_{p\varphi} = \frac{\eta \varphi \cdot \delta_{cp} + E_p \cdot Z_s}{1 + \eta \frac{\delta_{cpt}}{\delta_{pl}} \left( 1 + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$\eta$  : ヤング係数比 ( $E_p/E_c = 2.0 \times 10^6 / 3.25 \times 10^4$ )

$\varphi$  : クリープ係数 (2.6)

$Z_s$  : 乾燥収縮度 ( $2.0 \times 10^{-4}$ )

$\delta_{cp}$  : PC鋼材図心位置での死荷重時応力度

$\delta_{cpt}$  : PC鋼材図心位置での導入プレストレス応力度

$r$  : レラクゼーション (0.03)





3. クリープ・乾燥収縮による鋼材応力度減少量

$$\begin{aligned}\delta_{p\varphi} &= \frac{6.154 \times 2.6 \times 567 + 20 \times 10^6 \times 2.0 \times 10^{-4}}{1 + 6.154 \times \frac{1.574}{73.131} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} \\ &= \frac{9.072 + 4.000}{1 + 0.305} \\ &= 10.0171 / \mu^2\end{aligned}$$

4. 有効係数

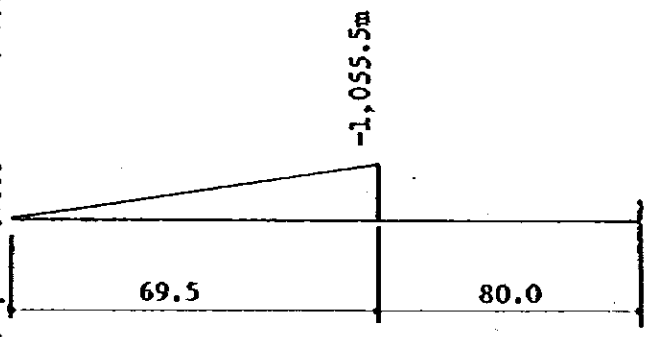
$$\eta = 1 - \left(\frac{10.017}{73.131} + 0.003\right) = 0.8330$$

有効プレストレスによる応力度  
YUKOH PRE-STRESS NY YORU STRESS  
有効プレストレスの 軸心モーメント 2次モーメント による応力度 軸心モーメント による応力度  
SECTION PE MPE1 MPE2 SPEG1 SPEG2 CPEU1 CPEU2 CPEU3 CPEU4

L	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
L	1	3079.531	-3736.215	-105.546	-87.636	965.984	-12.154	17.610	-99.790	983.594	-99.790	983.594	0.000
L	2	3254.734	-4815.299	-211.091	-162.237	1289.768	-24.273	39.404	-186.512	1329.172	-186.512	1329.172	0.000
L	3	3273.665	-5137.309	-316.437	-164.639	1274.423	-33.926	54.770	-198.563	1329.193	-198.563	1329.193	0.000
L	4	3225.878	-4203.065	-422.183	-37.982	1020.953	-40.903	65.461	-78.885	1086.394	-78.885	1086.394	0.000
L	5	3619.970	-1377.599	-527.720	280.877	586.143	-45.297	71.644	235.581	657.788	235.581	657.788	0.000
L	6	4076.583	2963.531	-633.274	653.087	82.937	-47.605	74.225	605.482	157.183	605.482	157.183	0.000
L	7	4775.404	7200.261	-739.820	907.944	-188.064	-46.908	65.523	861.036	-122.511	861.036	-122.511	0.000
L	8	5989.394	11376.630	-844.366	1083.447	-244.645	-44.619	53.921	1036.628	-190.694	1036.628	-190.694	0.000
L	9	7703.099	16914.586	-949.912	1303.953	-390.927	-42.576	46.992	1261.379	-243.933	1261.379	-243.933	0.000
L	10	9034.805	22456.764	-1055.437	1460.513	-314.571	-41.099	42.339	1419.424	-272.233	1419.424	-272.233	0.000

I L XPE2 = -15.186

I	R	10	9043.770	22478.989	0.000	1461.956	-314.685	0.000	1461.956	-314.685	0.000	1461.956	-314.685
I	R	9	7700.925	17362.777	0.000	1312.458	-295.383	0.000	1312.458	-295.383	0.000	1312.458	-295.383
I	R	8	6803.670	13556.424	0.000	1218.023	-275.403	0.000	1218.023	-275.403	0.000	1218.023	-275.403
I	R	7	5589.211	9785.225	0.000	1090.763	-233.453	0.000	1090.763	-233.453	0.000	1090.763	-233.453
I	R	6	4776.711	6921.972	0.000	1001.694	-196.803	0.000	1001.694	-196.803	0.000	1001.694	-196.803
I	R	5	3658.524	4266.487	0.000	826.664	-160.029	0.000	826.664	-160.029	0.000	826.664	-160.029
I	R	4	3030.495	2703.747	0.000	722.903	-135.105	0.000	722.903	-135.105	0.000	722.903	-135.105
I	R	3	1916.115	1531.824	0.000	464.736	-85.806	0.000	464.736	-85.806	0.000	464.736	-85.806
I	R	2	1213.981	960.549	0.000	323.094	-58.203	0.000	323.094	-58.203	0.000	323.094	-58.203
I	R	1	517.529	356.484	0.000	128.316	-22.639	0.000	128.316	-22.639	0.000	128.316	-22.639
I	R	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



(7) Composite stress

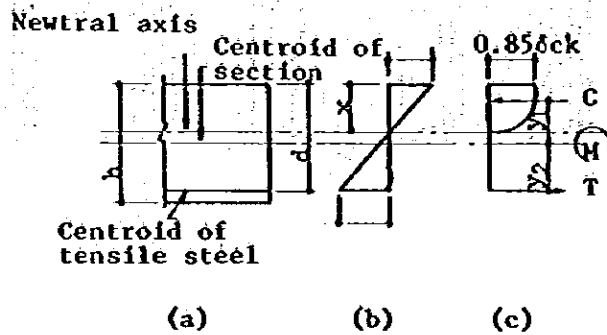
SUM OF STRESS	SECTION	設計荷重 (MAX) 時応力度				設計荷重 (MIN) 時応力度		地震 (→) 時応力度	
		設計荷重 (MAX)		設計荷重 (MIN)		設計荷重 (MIN)		地震 (→)	
		CSJNO 10	CSJNO 10	CSJNO 11	CSJNO 11	CSJNO 12	CSJNO 12	CSJNO 12	CSJNO 12
1 L 0		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
1 L 1		351.859	325.420	219.221	535.420	235.055	590.975	590.975	
1 L 2		552.354	159.335	270.345	573.123	329.031	495.034	495.034	
1 L 3		591.732	85.702	207.597	603.665	319.973	496.722	496.722	
1 L 4		554.259	45.386	209.153	617.642	266.515	494.322	494.322	
1 L 5		445.449	10.310	270.133	549.949	373.768	437.689	437.689	
1 L 6		459.256	21.553	353.119	544.734	452.429	355.425	355.425	
1 L 7		411.517	239.557	337.700	623.637	431.931	439.535	439.535	
1 L 8		454.645	531.554	245.919	709.657	349.976	659.370	659.370	
1 L 9		412.620	714.452	199.310	957.576	350.357	929.463	929.463	
1 L 10		297.239	939.345	69.354	1151.451	199.779	1035.135	1035.135	
1 R 10		293.721	607.520	35.056	1191.219	336.029	555.793	555.793	
1 R 9		257.919	447.443	0.419	1134.733	315.653	732.003	732.003	
1 R 8		201.524	734.559	35.051	1079.714	329.291	727.217	727.217	
1 R 7		262.471	755.185	14.924	1065.493	359.571	597.615	597.615	
1 R 6		279.311	749.353	49.616	1149.899	337.614	659.739	659.739	
1 R 5		253.959	742.164	9.172	1102.297	272.655	639.949	639.949	
1 R 4		304.707	575.235	32.957	1101.704	327.328	649.145	649.145	
1 R 3		223.413	359.171	0.424	927.933	227.456	339.525	339.525	
1 R 2		227.035	129.931	69.913	455.035	229.115	144.229	144.229	
1 R 1		122.139	11.444	27.854	177.035	111.766	9.716	9.716	
1 R 0		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

SUM OF STRESS	SECTION	地震 (←) 時応力度		支点沈下 (MAX) 時応力度		支点沈下 (MIN) 時応力度		
		地震 (←)		支点沈下 (MAX)		支点沈下 (MIN)		
		CSJNO 13	CSJNO 13	CSJNO 14	CSJNO 14	CSJNO 15	CSJNO 15	
1 L 0		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
1 L 1		275.071	445.918	347.153	319.079	243.024	563.763	563.763
1 L 2		493.757	376.378	592.910	143.449	247.972	549.647	549.647
1 L 3		429.529	329.369	618.479	03.724	232.651	025.647	025.647
1 L 4		431.778	279.745	632.311	19.565	191.147	444.443	444.443
1 L 5		520.979	202.917	655.621	-17.125	255.952	421.275	421.275
1 L 6		610.255	139.145	749.772	-11.351	342.601	579.548	579.548
1 L 7		577.813	274.075	620.779	218.423	318.237	457.374	457.374
1 L 8		477.033	491.916	432.644	455.349	227.019	314.443	314.443
1 L 9		435.016	575.025	419.753	651.643	191.155	377.024	377.024
1 L 10		322.033	569.513	393.716	037.403	52.654	1170.200	1170.200
1 R 10		173.421	1437.491	314.553	093.929	20.971	1207.428	1207.428
1 R 9		139.092	997.621	273.427	027.162	-7.493	1152.614	1152.614
1 R 8		132.044	939.311	297.443	745.249	19.532	1199.664	1199.664
1 R 7		123.715	031.248	299.441	734.775	-2.448	1189.922	1189.922
1 R 6		145.039	951.499	313.053	723.559	29.649	1125.053	1125.053
1 R 5		97.634	1014.624	270.799	712.335	-0.049	1192.085	1192.085
1 R 4		139.544	1929.935	325.463	612.441	45.711	1219.135	1219.135
1 R 3		64.728	710.594	238.655	559.429	-0.048	659.075	659.075
1 R 2		99.391	597.582	238.449	145.265	49.076	439.414	439.414
1 R 1		43.655	139.659	128.157	22.924	21.976	159.014	159.014
1 R 0		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(8) 曲げ破壊に対する検討

破壊抵抗曲げモーメントの算出方法は次の通りである。

- ① 中立軸の位置を仮定し、これと部材圧縮線の終局ひずみ  $\epsilon_c = 0.0035$  とを結ぶ線を延長として、鋼材図心位置でのひずみ量を得る。鉄筋の場合はこれを鋼材のひずみ  $E$  としてよいが、PC鋼材の場合は、これに有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ  $E_p$  を加えて、鋼材のひずみ  $E$  を求める。



- (a) 部材寸法  
 (b) ひずみ分布  
 (c) 応力度の分布

破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみの分布および応力度の分布

- ② 鋼材のひずみ  $E$  に対応した応力度を鋼材の応力度-ひずみ曲線図 2.4.3 から求め、式(解 2.4.1.4)により鋼材引張力の合力を算出する。

$$T = A_s \cdot \rho_s$$

ここに、 $T$ ：鋼材引張力の合力 ( $K_f$ )

$A_s$ ：引張鋼材の全断面積 ( $cm^2$ )

$\rho_s$ ：引張鋼材の合計ひずみ、 $E$  に対応する応力度 ( $K_f/cm^2$ )

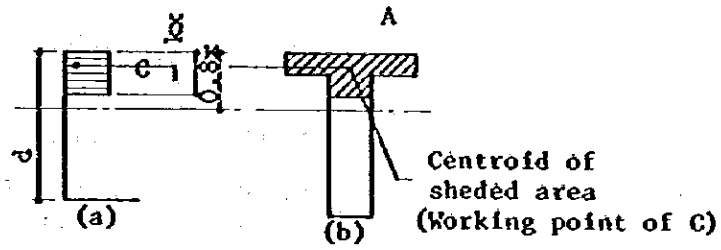
- ③ またコンクリートの圧縮応力度の合力  $C$  は次式により算出できる。

$$C = 0.85 \rho_{ck} \cdot A_e$$

ここに、 $C$ ：コンクリートの圧縮応力度の合力 ( $K_f$ )

$\rho_{ck}$ ：コンクリートの設計基準強度 ( $K_f/cm^2$ )

$A_e$ ：圧縮応力が分布している部分の断面積



Area (working point of C)

(a) 応力度分布

(b) 部材断面

コンクリートの圧縮応力度の合力の作用位置

- ④ 力のつり合い条件式  $T = C$  が成立しない場合は、中立軸の位置を仮定しなおして①～③の計算を行う。このようにして、 $T = C$  が成立するまで試算をくり返す。
- ⑤  $T = C$  が成立した場合、次式により破壊抵抗曲げモーメントを算出する。

$$M = C \cdot y_1 + T \cdot y_2$$

ここに、 $y_1$ 、 $y_2$  : 断面図心よりCおよびTまでの距離 (cm)

f) Calculation of the Failure Resistant Moment and the Safety Factor

SFC	圧縮応力度の合力 =引張力の合力	中立軸 の位置	引張力の合 力の作用点	圧縮応力度の 合力の作用点	破壊抵抗 モーメント	最大破壊 モーメント	決 定 ケース	破 壊 安定度
	C=T(T)	YX(M)	YT(M)	YC(M)	MR(TM)	MU(TM)	KD	SF
0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1	4999.1	0.181	2.358	0.072	11424.2	6724.6	1.7	1.70
	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
2	5302.1	0.192	2.573	0.077	13233.0	10773.8	1.7	1.23
	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
3	5302.1	0.192	2.725	0.077	14038.6	12299.0	1.7	1.14
	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
4	4962.9	0.180	2.643	0.072	12762.0	11229.2	1.7	1.14
	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
5	4924.9	0.178	2.026	0.071	9626.8	8386.7	1.3	1.15
	4667.8	-0.302	-2.187	-0.121	-9643.3	-3049.5	1.0	3.16
6	5061.2	0.183	1.007	0.073	4725.1	3576.7	1.0	1.32
	6066.3	-0.706	-3.411	-0.179	-19607.0	-7831.2	1.3	2.50
7	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	7877.4	-0.917	-4.038	-0.234	-29969.8	-15237.0	1.7	1.97
8	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	9695.2	-0.758	-4.529	-0.254	-41446.3	-27121.7	1.7	1.53
9	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	12422.0	-1.009	-4.975	-0.328	-57724.3	-42501.0	1.7	1.36
10	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	14239.9	-1.028	-5.429	-0.370	-72031.1	-61733.4	1.7	1.17

Side span

Central span

SEC	C=T (T)	YX (M)	YT (M)	YC (M)	MR (TM)	MU (TM)	KD	SF
0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1	757.4	0.027	0.600	0.011	446.2	416.5	1.0	1.07
	757.4	-0.049	-1.941	-0.020	-1455.4	-1360.0	1.3	1.07
2	1969.3	0.071	0.163	0.029	264.7	75.1	1.0	3.53
	1969.3	-0.127	-2.499	-0.051	-4821.1	-3491.1	1.3	1.38
3	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	2872.3	-0.186	-2.697	-0.074	-7548.6	-6522.7	1.7	1.16
4	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	4696.1	-0.690	-2.962	-0.143	-13237.1	-10674.1	1.7	1.24
5	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	5605.1	-0.365	-3.293	-0.145	-17645.2	-15897.7	1.7	1.11
6	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	7422.9	-0.480	-3.652	-0.192	-25683.7	-22407.7	1.7	1.15
7	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	8634.8	-0.558	-4.083	-0.223	-33328.1	-30313.2	1.7	1.10
8	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	10604.2	-0.686	-4.518	-0.274	-45001.5	-39803.1	1.7	1.13
9	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	11967.6	-0.774	-4.988	-0.309	-55990.7	-51064.3	1.7	1.10
10	0.0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	14239.9	-1.028	-5.429	-0.370	-72037.8	-64237.9	1.7	1.12



(9) せん断力に対する検討

a) 平均せん断応力度及び斜引張応力度の計算  
設計手順

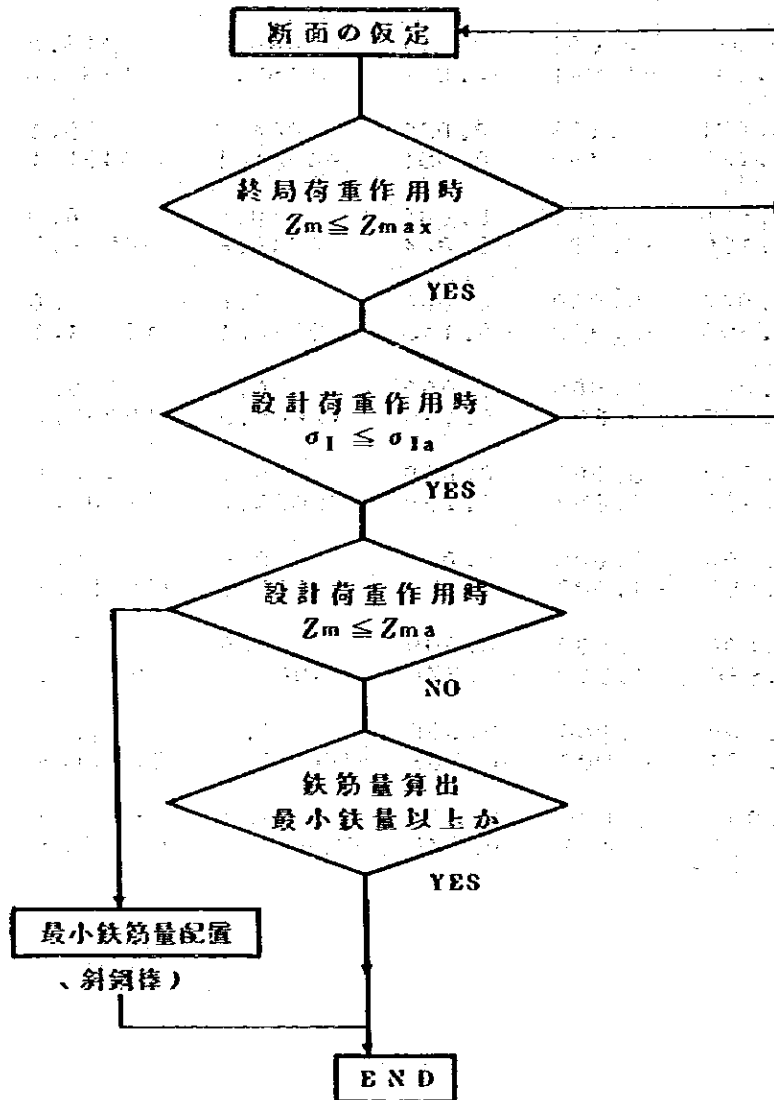
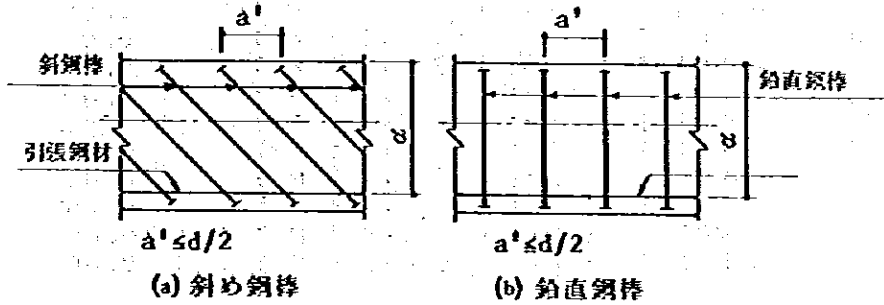


Fig -5.25

b) 斜鋼棒の設計

斜め鋼棒、鉛直鋼棒の設計について

式により算出した斜引張鉄筋量が多くなり、設計、施工上配置が不可能か、または困難な場合には、部材軸と45°以上の傾きを有する斜め鋼棒または鉛直鋼棒を部材有効高の1/2以下の間隔で、ウェブに配置することで対処することができる。この場合の鋼棒の量は式(解2.5.4)により算出してよい。



$$A_p = \frac{1.15 S_{hp}' \cdot a'}{d \cdot \sigma_s (\sin \theta' + \cos \theta')}$$

$$\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{ay} \leq \sigma_{py}$$

$$S_{hp}' = S_h - S_p - S_c - S_s$$

ここに、 $S_{hp}'$ ：間隔  $a'$  および角度  $\theta'$  で配置される斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒が負担するせん断力 (Kg)

$\sigma_{ps}$ ：斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の有効引張応力度 (Kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ay}$ ：斜引張鉄筋の降伏点 (Kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{py}$ ：斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の降伏点 (Kg/cm<sup>2</sup>)

$S_p$ ：軸方向に配置された P C 鋼材の有効プレストレス力のせん断力方向の分力 (Kg) (斜め鋼棒の有効プレストレス力のせん断力方向分力は含まない)

$S_h$ ：終局荷重作用時の部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (Kg)

$S_s$ ：斜引張鉄筋が負担するせん断力 (Kg)

$a'$ ：斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の部材軸方向の間隔 (cm)

$\theta'$ ：斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の部材軸となす角度

Required Pitch of Diagonal Steel Bars under Ultimate and Design Load

◆◆◆ NEED PITCH ◆◆◆ (Side span)  
 ピッチ 決まっている状態

SECT	PITCH	SENDAN NO	REMARK	AL (P)	AL (S)	REMARK
		JOOTAI		±2-4	±2-4	
A <sub>1</sub> 0*	0.5766	- HAKAIJI	[ F=1 C=5 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
1	1.2037	- HAKAIJI	[ F=1 C=5 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
2	1.4350	- HAKAIJI	[ F=1 C=1 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
3	1.5105	- HAKAIJI	[ F=1 C=2 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
4	1.4173	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
5	1.1187	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
6	0.8633	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
7	0.6018	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
8	0.5346	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
9	0.4933	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
P <sub>10</sub> *	0.4694	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P

KAJU CASE NUMBER

HAKAIJI

JOOJI

1.3D+2.5L ( 1:MAX 2:MIN )  
 1.0D+2.5L ( 3:MAX 4:MIN )  
 1.7D+1.7L ( 5:MAX 6:MIN )

1.0D+1.0L ( 1:MAX 2:MIN )

◆◆◆ NEED PITCH ◆◆◆ (Central span)

SECT	PITCH	SENDAN NO	REMARK	AL (P)	AL (S)	REMARK
		JOOTAI		±2-4	±2-4	
E 0	1.2500	- HAKAIJI	[ F=1 C=2 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
1	1.2705	- JOOJI	[ F=1 C=2 UPPER ]	0.00	0.00	S+P
2	0.8770	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
3	0.5050	- JOOJI	[ F=1 C=2 UPPER ]	0.00	0.00	S+P
4	0.5141	- JOOJI	[ F=1 C=2 UPPER ]	0.00	0.00	S+P
5	0.4871	- JOOJI	[ F=1 C=2 UPPER ]	0.00	0.00	S+P
6	0.6932	- JOOJI	[ F=1 C=2 UPPER ]	0.00	0.00	S+P
7	0.7504	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
8	0.8003	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
9	0.7518	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P
P <sub>10</sub> *	0.7445	- HAKAIJI	[ F=1 C=6 C,S & P ]	0.00	0.00	S+P

KAJU CASE NUMBER

HAKAIJI

JOOJI

1.3D+2.5L ( 1:MAX 2:MIN )  
 1.0D+2.5L ( 3:MAX 4:MIN )  
 1.7D+1.7L ( 5:MAX 6:MIN )

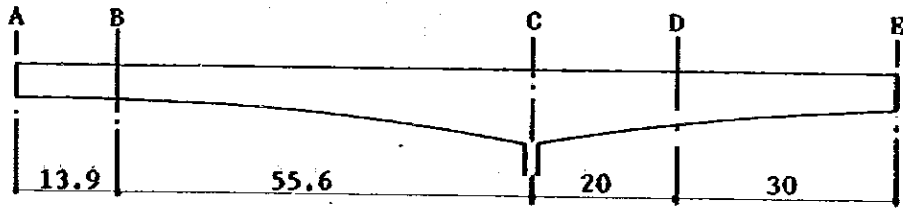
1.0D+1.0L ( 1:MAX 2:MIN )

(5) 横方向の設計

橋軸直角方向の検討は、張出し床版については片持ちばり、BOX内は一室箱桁断面のラーメン構造である。ラーメン計算において、曲げモーメントの計算にはG・Kaniのモーメント分配法を用いる。上スラブはP.C.部材、下スラブはRC部材として曲げ応力度の検討を行う。

主桁断面が桁高の変化する変断面形状となっているため、数ケースの断面検討を行う。

(a) 検討する断面位置



a) Shape of each Section.

	Depth of girder H	Thickness of upper slab t1	Thickness of lower slab t2	Width of web W
A	2,800	0.300	0.500	0.800
B	2,870	"	0.250	0.550
C	5,800	"	0.700	0.700
D	3,860	"	0.400	0.485
E	2,500	"	0.250	0.300

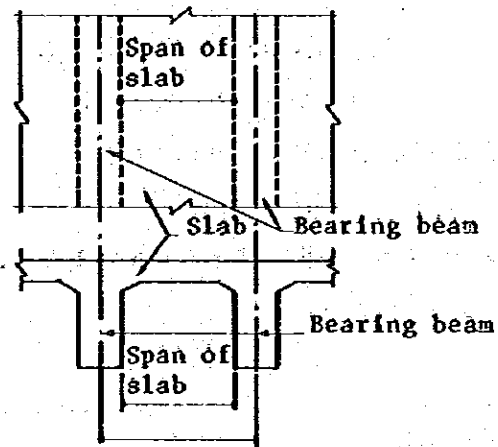
(b) 活荷重の割増し

計画交通量のうち大型車両が1日1方向1,000台以上の橋の床版のT荷重(衝突を含む)による設計曲げモーメントは、設計曲げモーメントに下表の割増し係数を乗じた値とするものとする。

床版の支間 $l$ (m)	割増し係数
$l \leq 4.0$	1.2
$4.0 < l \leq 6.0$	$1.2 - (l - 4) / 30$

(c) スパン

単純版および連続版のT荷重に対する支間は、次図のとおりである。



Spacing (Center-to-Center distance) of bearing beam  
Fig. 5-28

片持版のT荷重および死荷重に対する支間は、下図のとおりとする。

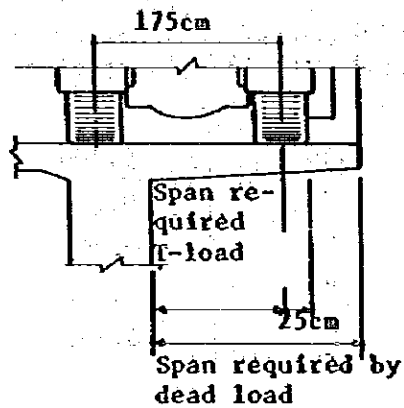


Fig. 5-29

(d) 曲げモーメントの算式

T荷重(衝撃を含む)による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは下表の式により算出するものとする。

Type of slab	Type of bending moment	Structure	Direction of slab span	Perpendicular to vehicle traffic		Parallel with vehicle traffic direction	
			Direction of bending moment	Direction of span	Perpendicular direction to span	Direction of span	Perpendicular direction to span
Simple plate	Bending moment of span	RC	$0 < l < 4$	$+(0.12t + 0.07)P$	$+(0.10t + 0.04)P$	$+(0.22t + 0.03)P$	$+(0.06t + 0.06)P$
		PC	$0 < l < 6$				
Continuous plate	Bending moment of span	RC	$0 < l < 4$	+(Plus 80% of that of simple plate)	+(Plus 80% of that of simple plate)	+(Plus 80% of that of simple plate)	+(Plus 80% of that of simple plate)
		PC	$0 < l < 6$				
	Bending moment of support	RC	$0 < l < 4$	$-(0.15t + 0.125)P$	-	$-(Minus 80% of that of simple plate)$	-
		PC	$0 < l < 6$				
Overhanging slab	Bending moment of support	RC	$0 < l < 1.5$	-P.L			
		FC	$0 < l < 1.5$	$1.30t + 0.25$		$-(0.7t + 0.22)P$	
			$1.5 < l < 3.0$	$-(0.6t + 0.22)P$			
	Bending moment at end of slab	RC	$0 < l < 1.5$		$+(0.15t + 0.13)P$		$+(0.16t + 0.01)P$
FC		$0 < l < 3.0$					

Where RC : Reinforced concrete slab, FC : Prestressed concrete slab,  
 l : Span of slab required by T load as stipulated in 5.3. (a)  
 P : The single rear wheel vehicle load as given in 1.8.4 of General Section.  
 For first class bridge :  $P = 8,000$  kg  
 For second class bridge:  $P = 5,600$  kg

(e) 下フランジおよびウェブの応力度の照査

- ① 下フランジおよびウェブは、上下フランジとウェブで構成されるラーメン構造として応力度を照査しなければならない。

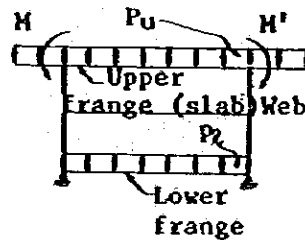


Fig. 5-30

ここに、  $p_u$  : 床版の死荷重 (Kg/m)

$p_l$  : 下フランジの死荷重 (Kg/m)

$M, M'$  : 前表の規定により算出される床版の活荷重による支点上の曲げモーメント (Kg・%)

Fig 5-30 下フランジおよびウェブの応力度を照査する場合の荷重状態

- ② ①項より応力度を照査する場合の断面力は5-30に示す荷重状態について算出してよい。

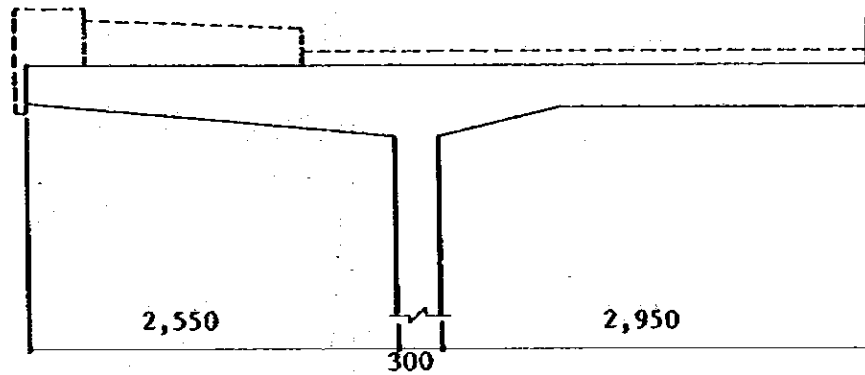
下フランジおよびウェブそれぞれの面外に作用する断面力は、図5-30に示す

ように、けた断面を箱形ラーメン構造と考へ、各ウェブは、その下端で沈下しないように支承されるものとして算出してよいこととした。

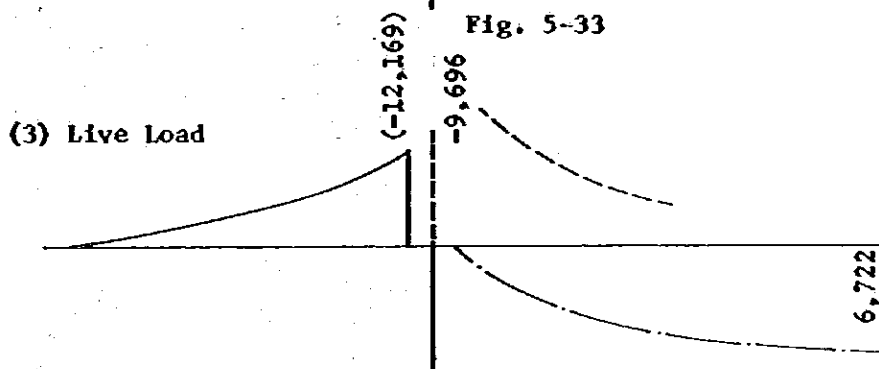
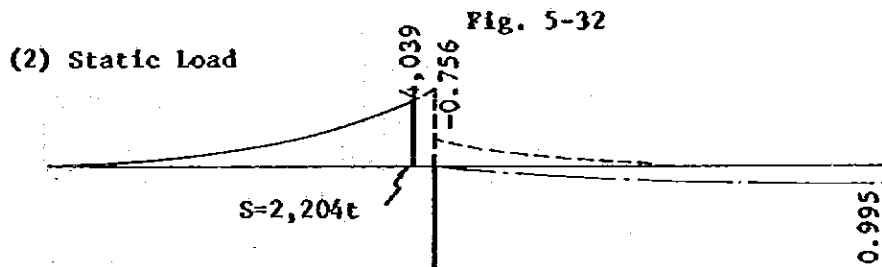
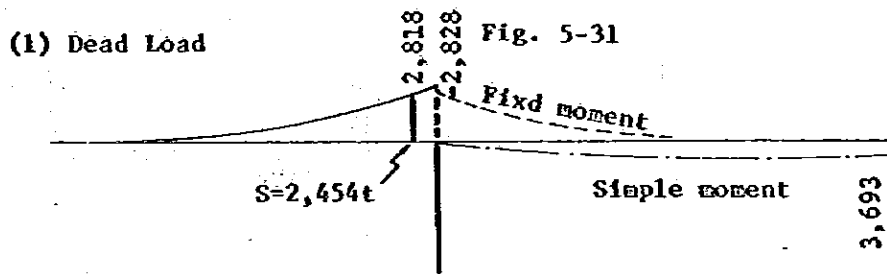
この場合、5章の規定により算出する活荷重による片持版曲げモーメントと支点曲げモーメントは、それぞれが最大となる荷重状態を単独に考へているからである。また、上フランジにプレストレスを導入する場合は、プレストレスの影響を考へなければならぬ。

f) Design of slab

E-E Section



Bending moment of cantilevered slab



Figures ( ) show the value under collision load

Fig. 5-34



Bending moment of box frame

1 Dead Load

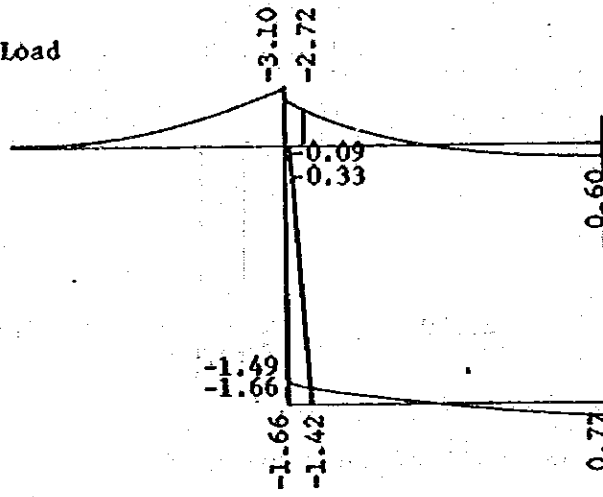


Fig. 5-35

2 Static Load

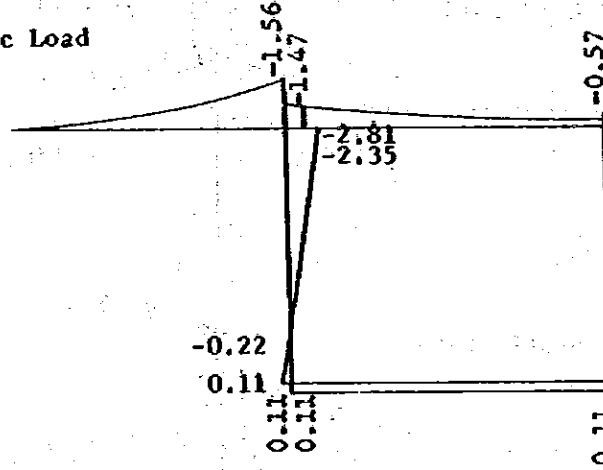


Fig. 5-36

3 Live Load

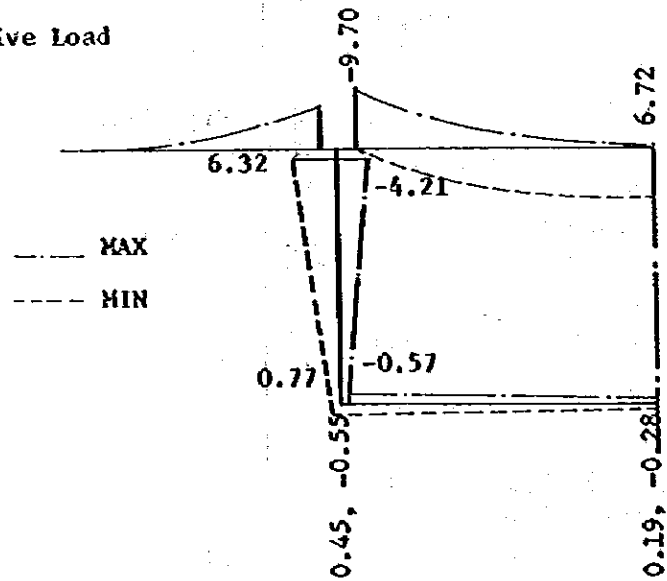


Fig. 5-37

プレストレス

Location of P.C. Steel Bar

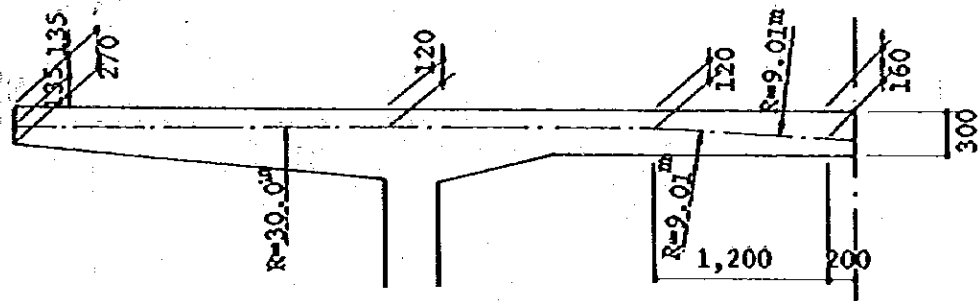


Fig. 5-38

PC鋼材 SBPR 95/120  $\phi 32$   
 導入緊張力  $P_t = 56.7$  t/本  
 有効緊張力  $P_e = 48.2$  t/本 (有効係数  $\eta = 0.85$ )

ピッチ 0.50 m A~D断面は0.55mピッチ

プレストレスによる2次モーメント

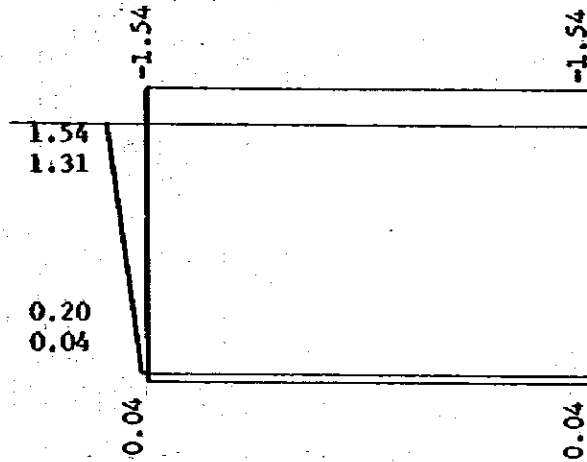


Fig. 5-39

h) 応力度

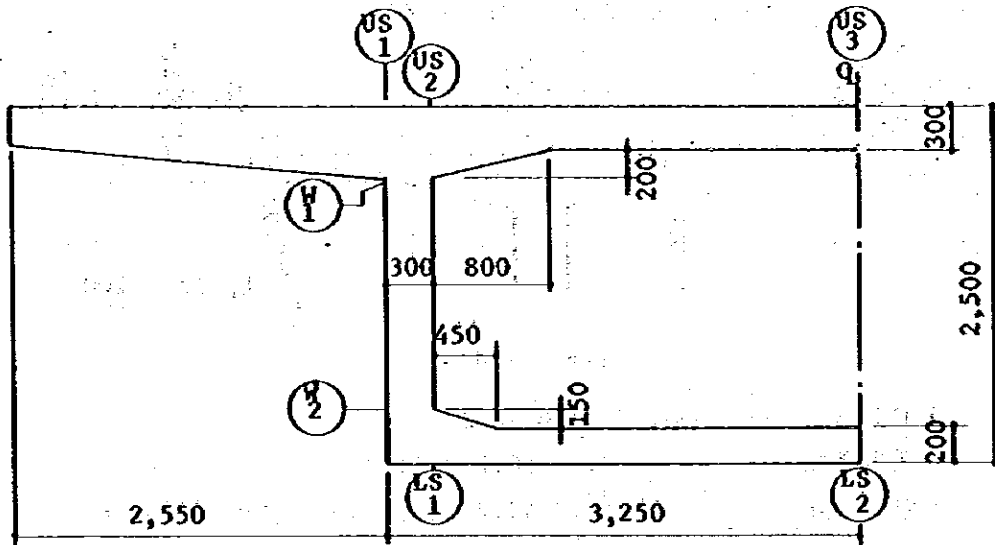


Fig. 5-40

**SUM OF BENDING STRESS.**

Effective prestress per m.

UPPER SLAB (PC)		(T/M <sup>2</sup> )			NP = 96.40 (T/M)						
THICK	G	T(+)	T(-)	NP/A	MP/2	P-E	P-T	G+PT	MAX	MIN	
(US 2) 1 2	0.500	-66	-101	-333	193	264	457	537	471	356	123
							-71	-84	-18	30	262
(US 3) 1 3	0.300	38	449	1	321	-167	155	182	220	604	156
							488	574	536	39	487

WEB (RC)		Effective prestress		Prestress applied			Combined stress		
D	SSA	MOMENT	X	SC	AR	DIA	PITCH	AS	
CM	KG/CM <sup>2</sup>	TM/M	CM	KG/CM <sup>2</sup>	CM <sup>2</sup> /M	MM	MM	CM <sup>2</sup> /M	
(W 1) 1 2	25.0	1800	4.907	7.9	55.5	12.19	D-19	2200	14.32
	26.0		-5.600	8.4	57.4	13.41	D-19	2200	14.32
(W 2) 1 3	25.0	1800	-0.824	5.7	33.4	5.25	D-13	2200	6.34
	26.0		-2.277						
LOWER SLAB (RC)									
(LS 1) 1 2	36.0	1800	-2.170	5.7	22.4	3.53	D-13	2250	5.07
	36.0		-0.743						
(LS 2) 1 3	21.0	1800	0.851	6.0	47.8	7.95	D-16	2200	9.93
	21.0		2.720						

\* The effective height has been calculated taking the covering an external and internal surfaces of the box at 5.0cm and 4.0cm respectively.

Hangover Slab

US  
1

BENDING STRESS.

DANMEN-SEKI A= 0.500 (M2) DANMEN-KEISU Z= 0.041667 (M3)

	G	S	D=G+S	L	L(S)	TOTAL	TOTAL(S)
MOMENT	-2.818	-4.039	-6.857	-6.458	-12.169	-13.315	-19.026
STRESS	-67.6	-96.9	-164.6	-155.0	-292.1	-319.6	-456.6

• PRESTRESS

PE= 48.20 (T/EACH) PITCH= 0.500 (M) EX= 0.500/2-0.120 =0.130 (M)

NP= PE/PITCH = 96.40 (T/M)

amount of eccentricity  
MP=NP \* EX= 12.532 (TM/M)

		UPPER FIBER	LOWER FIBER
STRESS OF PRESTRESS	NP/A	192.8	192.8
	MP/Z	300.8	-300.8
EFFECTIVE (effective prestress)	EPS	493.6	-103.0
INITIAL (EPS/0.85) (prestress applied)	IPS	580.7	-127.0

• Combined stress  
TOTAL STRESS (T/M2).

		UPPER FIBER	LOWER FIBER
INITIAL	(G+IPS) on application	513.0	-59.4
LIVE MIN.	(D+EPS) under design condition	329.0	56.6
LIVE MAX.	(D+EPS+L) condition	174.0	211.6
SHOTOTSU	(D+EPS+LS) under impact load	37.0	348.6

Study of the edge of the hangover slab in the axial direction  
LONGITUDINAL REINFORCEMENT.

$$M = (0.15L + 0.13) * P.$$

JD-JI L= 0.500 T=0.455 P= 9.600

M= 1.968 (TM/M) D= 40.5 (CM) SS= 1400 (KG/CM2)

AS= 3.66 (D13 2250 A= 5.07) (CM2/M)

X= 6.1 (CM) SC= 16.69 (KG/CM2)

SHOTOTSU-JI L= 1.850 T=0.333 P= 9.600

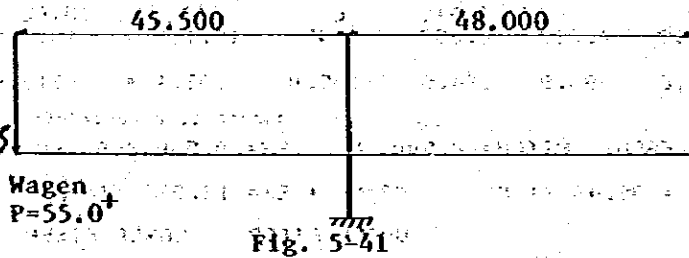
M= 3.912 (TM/M) D= 28.3 (CM) SS= 2700 (KG/CM2)

AS= 5.51 (D13 2200 A= 6.34) (CM2/M)

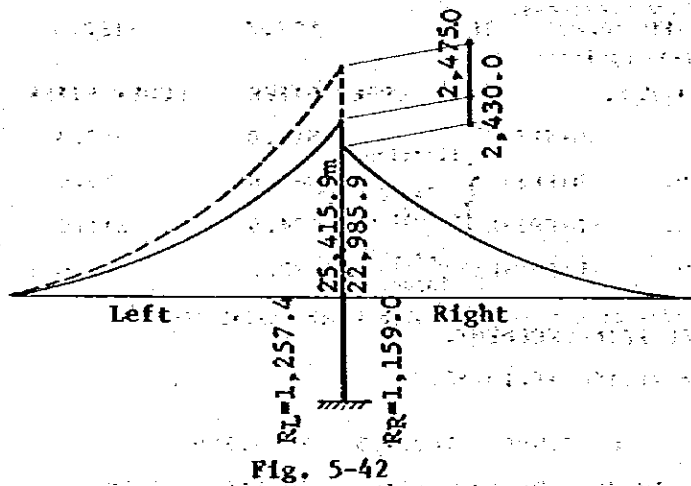
X= 6.1 (CM) SC= 49.07 (KG/CM2)

6. 施工時の検討

施工中は、下図の状態に左右のけたに生じるアンバランスモーメントが最大となる。  
この状態で地震荷重が作用する時の下部の安全性を検討する。



この状態での主桁自重における断面力(電子計算機により求める)は下図のとおりである。



① 橋脚天端

常時

$$M = 2,430.0 + 2,475.0 = 4,905.0 \text{ tm}$$

Cross Column

Wagen beam head

$$N = (1,257.4 + 1,159.0 + 55 + 2,430 + 1,537) = 2,649.4 \text{ t}$$

重心位置の計算

(  $K_v=0.05$  の作用位置 )

$$\text{LEFT} = \frac{25,415.9 + 2,475.0}{1,257.4 + 55} = 21,252 \text{ m}$$

$$\text{RIGHT} = \frac{22,985.9}{1,159.0} = 19,833 \text{ m}$$

地震時

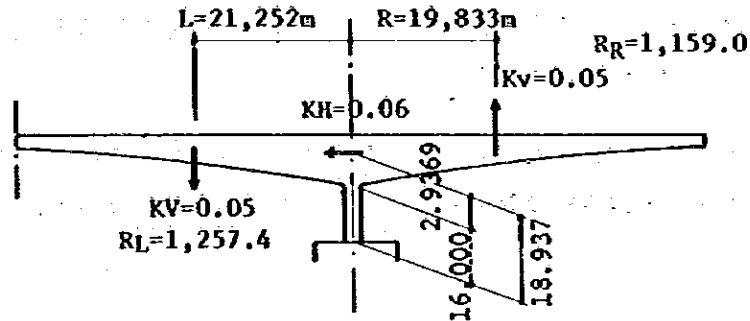


Fig. 5-43

$$H = (1,257.4 + 55) \times 0.05 \times 21,252 + (1,257.4 + 1,159.0 + 153.7) \times 0.06 \times 2,936 + (1,159.0 \times 0.05 \times 19,833) + 2,430 = 5,426.6 \text{ tm}$$

$$N = 2,649.4$$

$$H = 2,649.4 \times 0.06 = 159.0 \text{ t}$$

(2) 柱下端

常時

$$H = 4,905.0$$

$$N = 2,649.4 + (18.75 \times 16.0 \times 2.5) = 3,399.4 \text{ t}$$

地震時

$$H = 1,394.6 + (1,257.4 + 1,159.0 + 153.7) \times 0.06 \times 18,937 + 1,149.3 + 2,430 + (750.0 \times 0.06 \times 16.0/2)$$

bridge pier = 8,254.0 tm

$$N = 3,399.4 \text{ t}$$

## 第6章 P C単純合成桁の設計

### 1. ま え が き

- (1) 型式はP.C単純合成桁であり、プレキャストされたP.C桁(主桁)を架設後横桁及びR.C床版を合成する形式を用いる。
- (2) 工法はフレスナー工法とし、P.C鋼材として主桁にP.C鋼線12-φ7mm及び横桁もP.C鋼線12-φ7mmを使用する。
- (3) 主桁の有効断面は、鉄筋コンクリート道路橋示方書(日本道路協会)、プレストレスト、コンクリート道路橋設計示方書等を参考にし、比較した結果、総ての断面に於て全断面有効である。
- (4) 本設計では、死荷重の主桁自重、横桁自重床版荷重によるものは単純梁として断面力を算出し、その他の死荷重、橋面荷重及び活荷重は、ギヨン・マンネーによる分配法を用いて算出する。
- (5) 設計に用いる荷重は、床版をT-20、主桁及び横桁をL-20とする。
- (6) 設計計算にあたり、作業の順序に従って応力度を求めなければならぬ。本設計に於ける基本的順序は、次に印す通りである。

主桁コンクリートの打設 緊張グラウト	90日	架設
横桁、床版コンクリート(場所打打設)	30日	地覆、高欄
舗装(橋面)		活荷重、その他
- (7) 材令差によるクリープ乾燥収縮の進行度は、「道路橋示方書、同解説」(日本道路協会)により求まる。
- (8) 断面諸数値の算出に当り、主桁コンクリート及び床版コンクリートの強度の差は、総て換算して用いる事とする。
- (9) 主桁と床版との「ズレ止め」の設計「道路橋示方書、同解説」(日本道路協会)に基づき行う。
- (10) 横断勾配の処理は、主桁の上縁はLEVELとして舗装を傾斜させた。

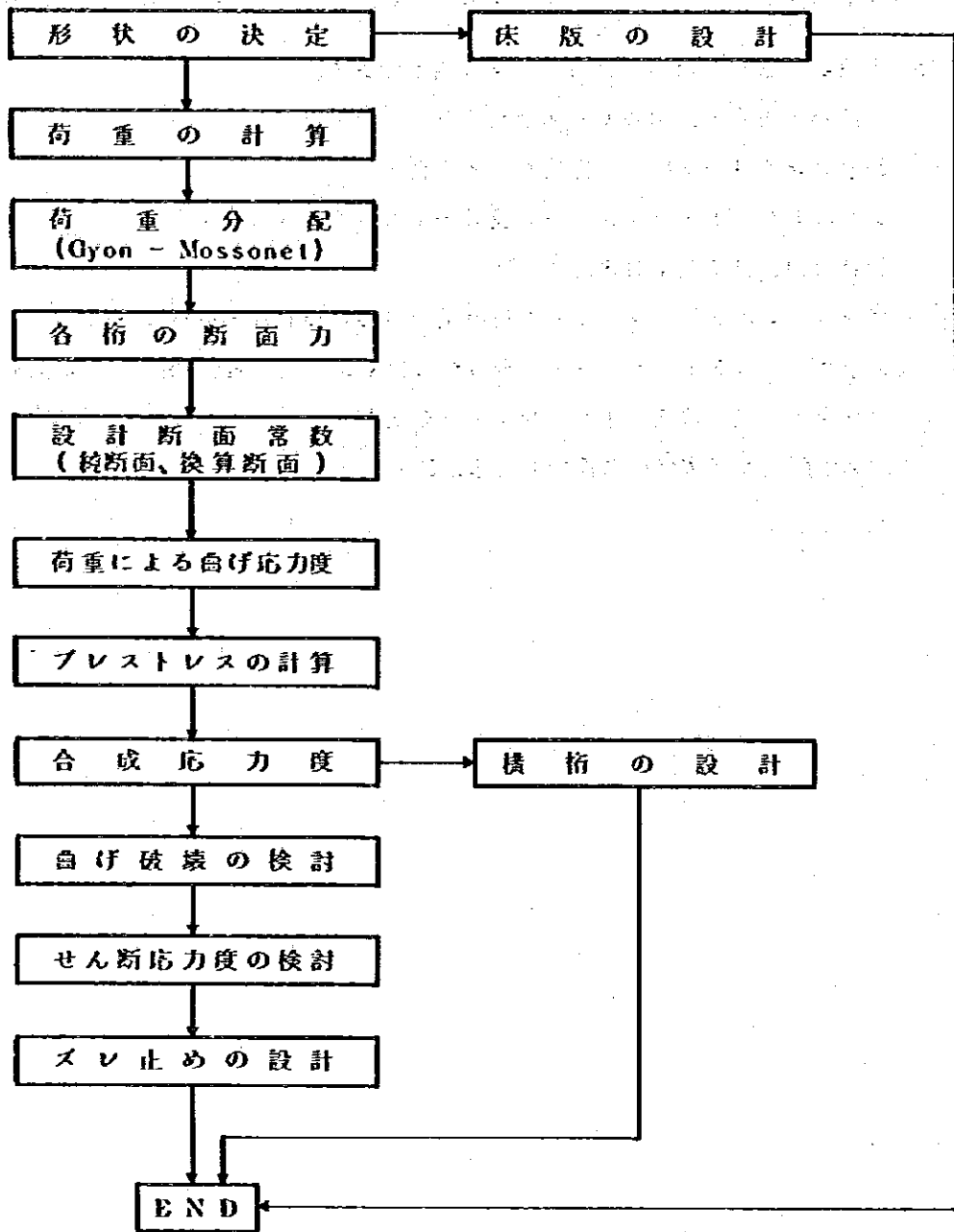
01) 本設計においては、「道路橋示方書、同解説」(日本道路協会)(昭和53年1月)を基本的な示方書とし、その他の示方書は、これに準じたものとして設計検討を行った。

02) 本設計に適用した示方書は、以下の通りである。

- 道路橋示方書・同解説(日本道路協会)
- 鉄筋コンクリート標準示方書(土木学会)
- プレストレスト・コンクリート設計施工指針(土木学会)
- 設計要領、第2集(日本道路公団)
- プレストレスト・コンクリート道路橋示方書解説(日本道路協会)
- プレストレスト・コンクリート合成桁設計(含施工)要領(案)(高速道路調査会)
- フレッシュ工法施工基準(フレッシュ会議)
- 標準桁配置及び床版標準設計(日本道路公団)




13) 設計の手順(主桁の設計)



## 2. 設計条件

### (1) 形式および荷重

橋種	プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	ポストテンションPC合成桁
橋長	30 <sup>m</sup> 000
桁長	29 <sup>m</sup> 920
支間	29 <sup>m</sup> 200
有効巾員	1 <sup>m</sup> 500+8 <sup>m</sup> 000+1 <sup>m</sup> 500
斜角	90度
横断勾配	
縦断勾配	LEVEL
活荷重	TL-20
衝撃係数	T荷重に対して $i = \frac{20}{50+l}$ L " $i = \frac{10}{25+l}$
地質係数	水平震度 $K_H = 0.12$ 鉛直震度 $K_V = 0$

破壊に対する安全度

終局荷重  $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} \times \text{衝撃})$

$1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} \times \text{衝撃})$

プレストレス パーシャルプレストレス

### (2) 材料強度及び許容応力度

#### a) コンクリート

		橋桁 プレキャスト桁	床版
設計基準強度	$\sigma_{ck} =$	350 矚	240 矚
許容曲げ	プレストレス導入直後 圧縮応力度 { その他	$\sigma_{cal} =$	160 "
		$\sigma_{ca} =$	125 "
	プレストレス導入直後 活荷重、衝撃 引張応力度 { 以外の主荷重 その他	$\sigma_{cal}' =$	135 "
		$\sigma_{ca}' =$	0 "
		$\sigma_{ca}' =$	135 "
許容	設計荷重時 せん断応力度 { 最大値	$T_a =$	50 "
		$T_{amax} =$	465 "
許容斜引張応力度	せん断力のみ	$\sigma_l =$	9 "
プレストレス導入時	圧縮強度	$\sigma_{ci} =$	290 "

b) PC鋼材

		PC鋼線 12-φ7	PC鋼線 12-φ5
引張強度	$\sigma_{pu} =$	155 ㎫	165 ㎫
降伏点応力度	$\sigma_{py} =$	135 "	145 "
許容引張 応力度	緊張作業時	$\sigma_{pai} =$	1215 "
	プレストレス導入道後	$\sigma_{pat} =$	1085 "
	設計荷重時	$\sigma_{pa} =$	930 "

c) 鉄筋(SD30)

床版	$\sigma_{sa} =$	1400 ㎫
許容応力度 主桁、横桁	$\sigma_{sa} =$	1800 "
複鉄筋を計算する場合	$\sigma_{sa} =$	3000 "

(3) その他

PC鋼線レラクセーション

主桁(主ケーブル)横桁(横棒)  $\gamma = 5\%$

コンクリートのクリープ係数  $\varphi(60) = 260$

$\varphi(90) = 170$

$\varphi(120) = 161$

コンクリートの乾燥収縮度  $\xi(\infty) = 20 \times 10^{-5}$

$\xi(90) = 16 "$

$\xi(120) = 156 "$

コンクリートの弾性係数

プレキャスト桁 { プレストレス導入時  $E_{c1} = 3.0 \times 10^5$  ㎫  
設計基準  $E_{c1} = 3.25 "$

横桁 { プレストレス導入時  $E_{c2} = 3.0 "$   
設計基準  $E_{c2} = 3.25 "$

床版設計基準  $E_{c3} = 2.7 "$

PC鋼材の弾性係数  $E_p = 20.0 \times 10^5$  ㎫

PC鋼材とシーストの摩擦係数

長さ 1.0 m 当り  $\lambda = 0.004$

曲げ角度 1 ラジアン 当り  $\mu = 0.3$

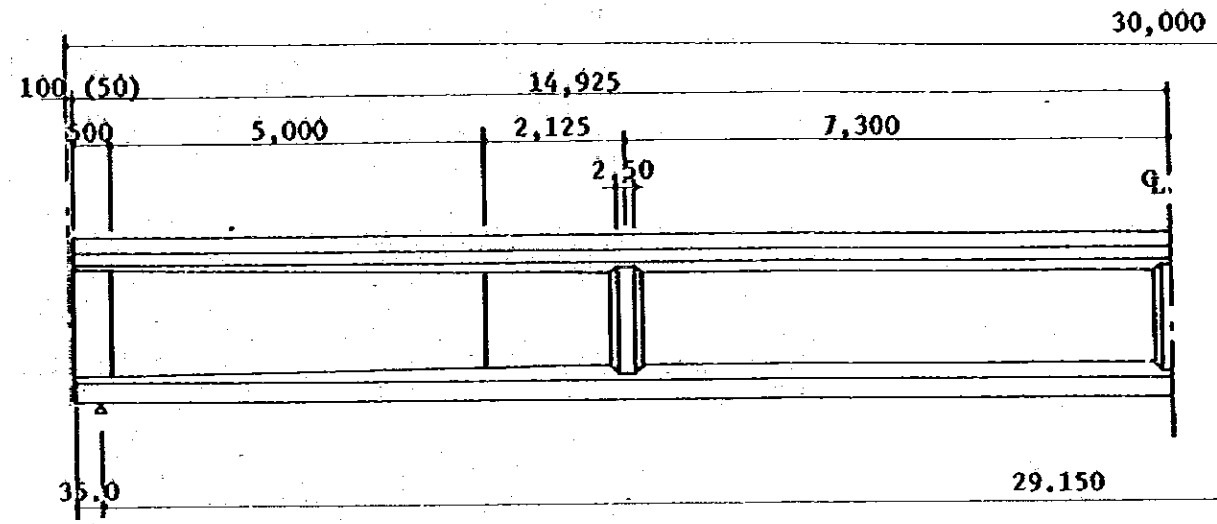
セット量 12-φ7 5mm

12-φ5 4mm



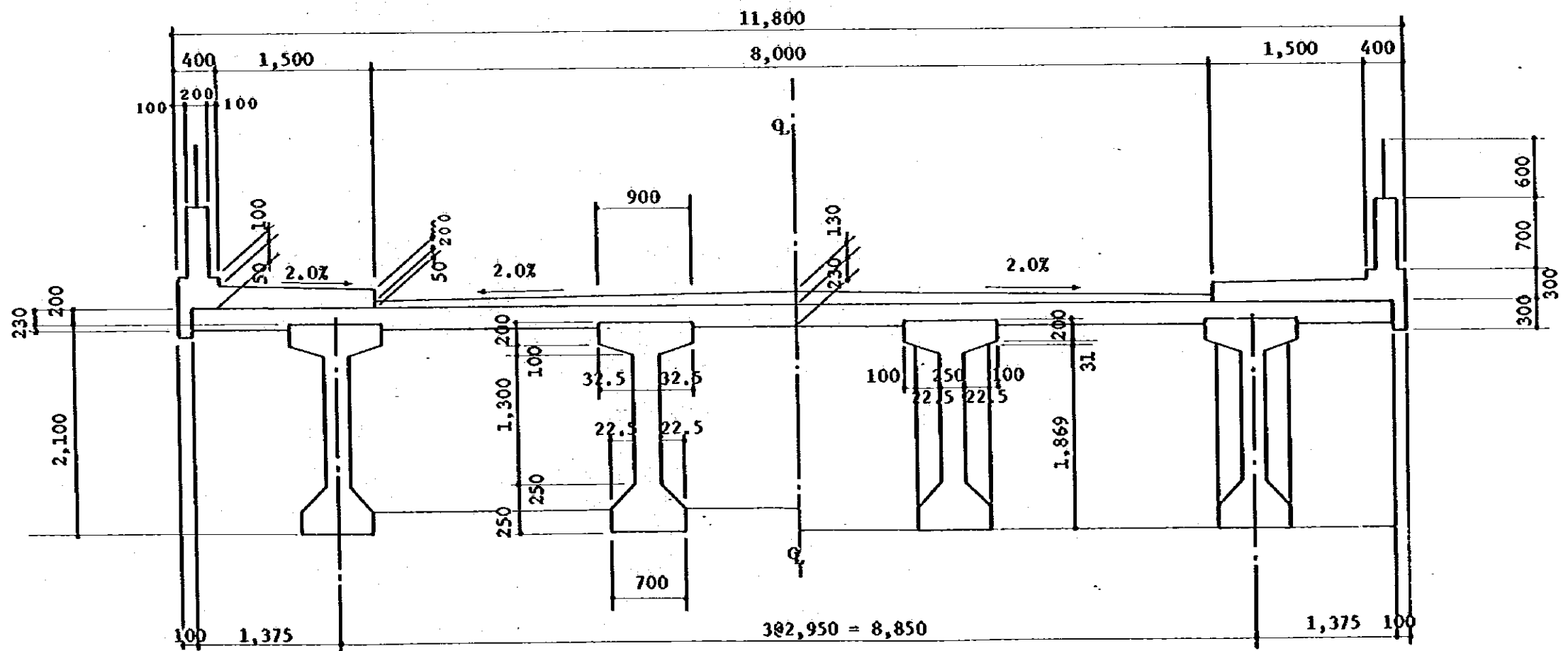
3. 構造図

Lateral View of Main Beam



Mid-span Section

Section at support





#### 4. 設計計算

##### (1) 荷重の計算

###### 静荷重

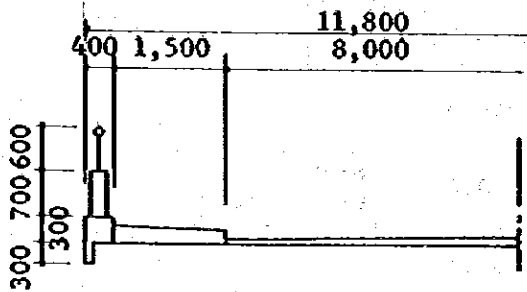


Fig. 6-2

###### 地覆、高欄(片側)

$$W_1 = (0.20 \times 0.70 + 0.40 \times 0.30 + 0.10 \times 0.30) \times 2.5 + 0.05 = 0.775 \text{ t/m}$$

###### 舗装

$$W_2 = 1/2 \times (0.05 + 0.13) \times 2.3 = 0.207 \text{ t/m}^2$$

###### 歩道

$$W_3 = 1/2 \times (0.20 + 0.17) \times 2.5 = 0.463 \text{ t/m}^2$$

###### 添加物(水道管)

$$W_y = 0.300 \text{ t/m}$$

###### 活荷重(TL-20)

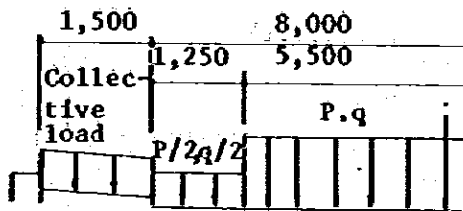


Fig. 6-3

###### 等分布荷重 ( $q = 0.35 \text{ t/m}^2$ )

$$W_q = 0.35 \times \left\{ 5.5 + \frac{8.0 - 5.5}{2} \right\} = 2.363 \text{ t/m}$$

###### 線荷重 $P = 5.00 \text{ t}$

$$\Sigma P = 5.00 \times \left\{ 5.5 + \frac{8.00 - 5.5}{2} \right\} = 33.75 \text{ t}$$

###### 群集荷重 $W' = 0.35 \text{ t/m}^2$

$$W = 0.35 \times 1.5 \times 2 = 1.05 \text{ t/m}$$

###### 衝撃係数; $i$

$$i = \frac{10}{25 + l} = \frac{10}{25 + 29.2} = 0.185$$

(2) 設計断面力

ギョーン・マツネの理論で荷重分配を行った結果、各桁の着目点での断面力は次の通りである。

Bending Moment (Center of span)

	Beam G <sub>1</sub>	Beam G <sub>2</sub>	
Dead load of main beam	248.3	248.3	
Concrete between main beams	185.9	210.6	Slab Cross beams
Bridge surface loads	148.4	135.8	
Live loads	211.5	185.6	Live load Collective loads
Total	794.1	780.3	

Shearing Force (at point of support)

	Beam G <sub>1</sub>	Beam G <sub>2</sub>	
Dead load of main beams	36.8	36.8	
Concrete between main beams	24.8	27.6	Slab Cross beams
Bridge surface loads	20.3	18.6	
Live loads	(8.9) 29.0	(8.1) 25.4	Live loads Collective loads
Total	(8.9) 110.9	(8.1) 108.4	

Figures in ( ) show the value at center of span.

Reaction (at point of support)

	Beam G <sub>1</sub>	Beam G <sub>2</sub>	
Dead load of main beam	38.1	38.1	
Concrete between main beams	28.0	33.3	Slab Cross beams
Bridge surface loads	20.8	19.1	
Live loads	29.4	25.8	Live loads Collective loads
Total	116.4	116.3	



次に0, 桁について各点断面力を求めるが、各設計断面において、曲げモーメントはパラボラ状に、せん断力は直線変化するものとする。

曲げモーメント

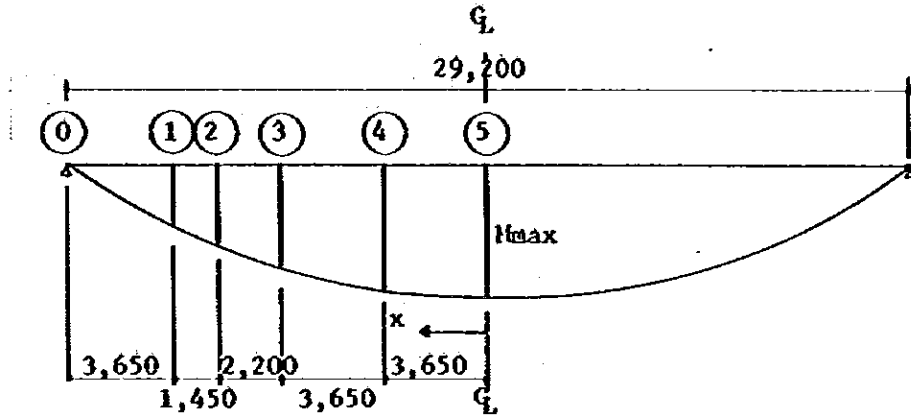


Fig. 6-4

$$M_x = M_{\max} \left\{ 1 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right\}$$

	1	2	3	4	5
$\left\{ 1 - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right\}$	0.430	0.577	0.750	0.938	1.000
Dead load of main beam	108.8	143.3	186.2	232.9	248.3
Concrete between main beams	81.4	107.3	139.4	174.4	185.9
Bridge surface load	65.0	85.6	111.3	139.2	148.4
Life loads	92.6	122.0	158.6	198.4	211.5
Total	347.8	458.2	595.5	744.9	794.1

せん断力

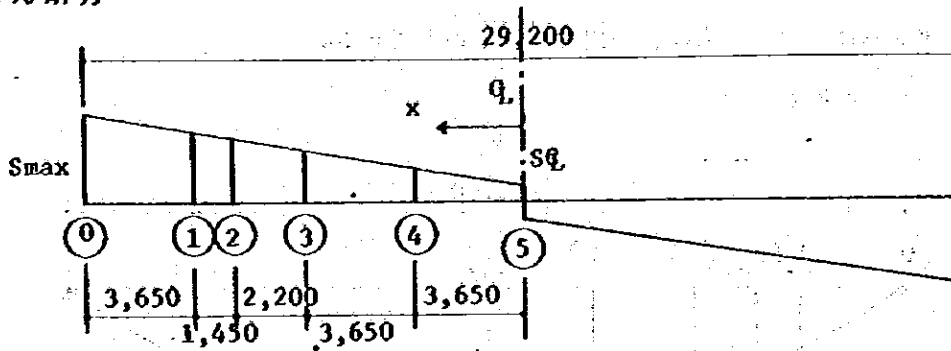


Fig. 6-5

$$S_x = \frac{x}{l} (S_{max} - S_Q) + S_Q$$

	0 ( $S_{max}$ )	①	②	③	④	⑤ ( $S_Q$ )
$x/l$	1.000	0.750	0.651	0.500	0.250	—
Dead load of main beam	36.8	27.6	24.0	18.4	9.2	0
Concrete between main beams	24.8	18.6	16.1	12.4	6.2	0
Bridge surface load	20.3	15.2	13.2	10.2	5.1	0
Live load	29.0	24.0	22.0	18.9	13.9	8.9
Total	110.9	85.4	75.3	59.9	34.4	8.9

(3) 設計断面の諸常数

各断面の諸常数は、下表の如き算式にて電子計算機を用いて計算する。

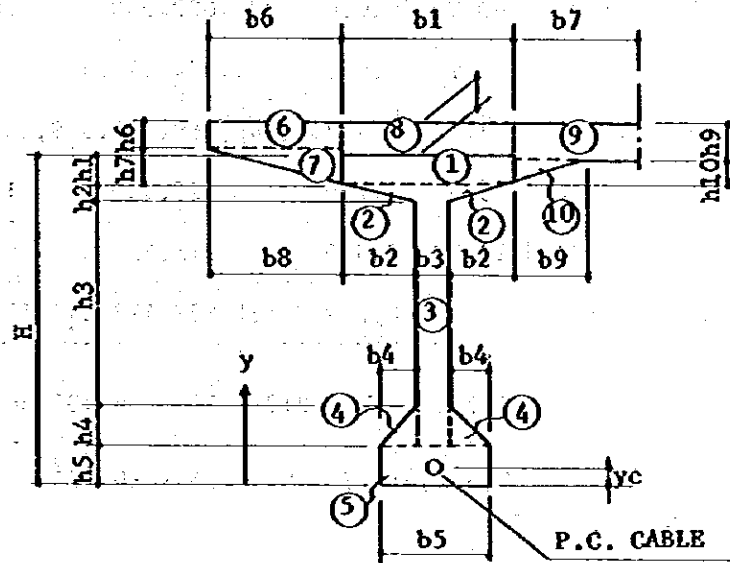


Fig. 6-6

	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	A·Y (cm <sup>3</sup> )	A·Y <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I' (cm <sup>4</sup> )
①	b <sub>1</sub> ·h <sub>1</sub>	H-h/2	A <sub>1</sub> ·Y <sub>1</sub>	A <sub>1</sub> ·Y <sub>1</sub> <sup>2</sup>	1/12·A <sub>1</sub> ·h <sub>1</sub> <sup>2</sup>
②	b <sub>2</sub> ·h <sub>2</sub>	H-(h <sub>1</sub> +h <sub>2</sub> /3)	.	.	1/18·A <sub>2</sub> ·h <sub>2</sub> <sup>2</sup>
③	b <sub>3</sub> (h <sub>2</sub> +h <sub>3</sub> +h <sub>4</sub> )	1/2(h <sub>2</sub> +h <sub>3</sub> +h <sub>4</sub> )+h <sub>5</sub>	.	.	1/12(h <sub>2</sub> +h <sub>3</sub> +h <sub>4</sub> ) <sup>2</sup> ·A <sub>3</sub>
④	b <sub>4</sub> ·h <sub>4</sub>	$\frac{h_4}{3} + h_5$	.	.	1/18·A <sub>4</sub> ·h <sub>4</sub> <sup>2</sup>
⑤	b <sub>5</sub> ·h <sub>5</sub>	$\frac{h_5}{2}$	.	.	1/12·A <sub>5</sub> ·h <sub>5</sub> <sup>2</sup>
	$\sum A$		$\sum A \cdot Y$	$\sum A \cdot Y^2$	$\sum I'$
	1		1	1	1
Total section	$Y = - \frac{\sum A \cdot Y}{\sum A} \quad Y' = H + Y$ $I = \sum A \cdot Y^2 + \sum I' - \sum A \cdot Y^2$ $W' = I/Y' \quad W = I/Y \quad R^2 = I/\sum A$				

(4) 計算例 ⑤ 断面

	b x h = A	Y	A·Y	A·Y <sup>2</sup>	I'
①	90.0x20.0 = 1,800	200.0	360,000	72,000,000	60,000
②	32.5x10.0 = 325	186.7	60,666.7	11,324,444.4	1,805.6
③	25.0x165.0 = 4,125	107.5	443,437.5	47,669,531.3	9,358,593.7
④	22.5x25.0 = 562.5	33.3	18,750	625,000	19,531.2
⑤	70.0x25.0 = 1,750	12.5	21,875	273,437.5	91,145.8
	8,562.5		904,729.2	131,892,413.2	9,531,076.3
<p> <math>Y = \frac{-904,729.2}{8,562.5} = -105.7\text{cm}</math>    <math>Y' = 210 - 105.7 = 104.3\text{cm}</math>  <math>I = 131,892,413.2 + 9,531,076.3 - 8,562.5 \times 105.7^2</math>  <math>= 45,828,176.8 \text{ cm}^4</math>                      Total section <math>W' = \frac{45,828,176.8}{-105.7} = -433,725.1\text{cm}^3</math>  <math>W = \frac{45,828,176.8}{104.3} = 439,227.2\text{cm}^3</math>  <math>R^2 = \frac{45,828,176.8}{8,562.5} = 5,352.8 \text{ cm}^2</math> </p>					
Sheath hole	-13x15,904 = -206.8	17.7	-3,659.5	-64,773.3	—————
	8,355.7		901,069.7	131,827,639.9	9,531,076.3
Net section	<p> <math>Y = \frac{901,069.7}{8,355.7} = -107.8</math>    <math>Y' = 210.0 - 107.8 = 102.2\text{cm}</math>  <math>Epc = -107.8 + 17.7 = -90.1\text{cm}</math>                      Other required calculation can be done following the above example.                 </p>				

(4) 曲げ応力度の計算

⑤ 断面

Load	Bending moment (t.m)	Section modulus ( $\times 10^4 \text{cm}^3$ )	$\frac{M}{S}$			
			Upper edge of slab	Upper edge of main beam	Lower edge of main beam	Location of centroid of steel wire
02.10	27.8-27.8	2"202120 ( $\times 10^4 \text{cm}^3$ )	6.1	6.2	6.3	6.4
Main beam	248.3	WC' = 4.825	---	57.4	---	---
		WC = -4.098	---	---	-60.6	---
		WCS = -4.902	---	---	---	-50.7
Slab cross beam	185.9	WE1' = 4.441	---	41.9	---	---
		WE = -4.524	---	---	-41.1	---
		WE91 = -5.452	---	---	---	-34.1
Bridge surface	148.4	WE2' = 10.900	13.6	---	---	---
		WE2' = 14.363	---	10.3	---	---
		WE2 = -6.149	---	---	-24.1	---
		WE92 = -6.990	---	---	---	-21.2
Live load	211.5	WE2' = 10.900	19.4	---	---	---
		WE2' = 14.363	---	14.7	---	---
		WE2 = -6.149	---	---	-34.4	---
		WE92 = -6.990	---	---	---	-30.3

(5) プレストレス

P.C 鋼線 12-φ7m を使用し、プレストレスの導入を行う。

a) プレストレス導入直後の P.C 鋼線の応力度

1) コーン直前の P.C 鋼線応力度を  $\sigma_{pl} = 112 \text{ ㏩}$  とすれば、プレストレス導入直後の設計断面における P.C 鋼線応力度:  $\sigma_{pl}$  は鋼線とシースのマサツ、コーンのスペリ、及び主桁コンクリートの弾性変形により減少する。

ii) P.C 鋼線とシース間のマサツによる減少

$$\sigma_{pl}' = P_i \cdot \ell (\mu \alpha + \lambda \ell)$$

式中

$\mu$ : 角変化 1 radian 当りのマサツ係数 = 0.3

$\alpha$ : ケーブル曲げ上げ角度 (radian)

$\lambda$ : 長さ 1.0m 当りのマサツ係数 = 0.004

$\ell$ : 設計断面よりコーン定着具までの P.C 鋼線長

iii) 弾性変形による P.C 鋼線応力度の減少

$$\sigma_{p2} = 1/2 \cdot n (\sigma_{clg} + \sigma_{dsg}) \frac{N-1}{N}$$

式中

$n$ : ヤング係数比 ;  $E_p/E_c = 20 \times 10^5 / 3.0 \times 10^5 = 6.667$

$$\sigma_{clg} = \frac{P_i'}{A} + \frac{P_i' \cdot \theta_{pc}}{W_{cg}} = 185.3 \text{ ㏩}$$

$$P_i' = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pl}' = 610.5$$

$$\sigma_{dsg} = \frac{M_{do}}{W_{cg}} = -50.7 \text{ ㏩}$$

故に、上式より設計断面におけるプレストレス導入直後の P.C 鋼線応力度は

$$\sigma_{pl} = \sigma_{pl}' - \sigma_{p2} = 100.7 - 4.1 = 97.6 \text{ ㏩}$$

$$P_i = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pl} = 13 \times 4618 \times 97.6 = 585.5 \text{ t}$$

導入プレストレスによるけた断面の応力度

$$P_i = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pl}$$

$$= 13 \times 4618 \times 97.6 = 585.9 \text{ t}$$

$$M_{p2} = P_i \cdot \ell_{pc} = 585.9 \times (-0.901) = -527.9 \text{ t}\cdot\text{m}$$

桁上縁

$$\sigma_{pl}' = \frac{585.9 \times 10^3}{8.356 \times 10^3} + \frac{-527.9 \times 10^3}{4.325 \times 10^3} = -51.9 \text{ ㏩}$$

桁下縁

$$\sigma_{pl} = 70.1 + \frac{-527.9 \times 10^3}{-4.098 \times 10^3} = 198.9 \text{ ㏩}$$

P.C-W 図心

$$\sigma_{otg} = 70.1 + \frac{-527.9 \times 10^3}{-4.902 \times 10^3} = 177.8 \text{ ㏩}$$

b) 有効プレストレス

コンクリートに与えられたプレストレスは、コンクリートのクリープ乾燥収縮及びP.C鋼線のレラクゼーションによって減少する。

$$\sigma_{ps} = \frac{n \cdot \phi_1 (\sigma_{1g} + \sigma_{dog} + E_p \cdot \epsilon_s)}{1 + (1 + \phi_1^2)} + \frac{n \phi_2 (\sigma_{d1g} + \sigma_{d2g})}{1 + (1 + \phi_2^2)} + \frac{n \cdot \phi_3 \cdot \sigma_{d3g}}{1 + (1 + \phi_3^2)}$$

i)

式中

$\sigma_{ag}$  : P.C鋼線図心位置に於ける導入直後のプレストレス応力度

$\sigma_{dg}$  : " 静荷重による曲げ応力度

$\sigma_{dog}$  : 主桁自重

$\sigma_{d1g}$  : 横桁 "

$\sigma_{d2g}$  : 床版 "

$\sigma_{d3g}$  : 橋面荷重

$n$  : 主桁コンクリートとP.C鋼線のヤング係数比

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

$E_p$  : P.C鋼線のヤング係数

$E_c$  : 主桁コンクリートのヤング係数

$\epsilon_s$  : コンクリートの乾燥収縮度

$\phi$  : クリープ係数

$$\phi_1 = \phi^\infty = 2.60$$

$$\phi_2 = \phi^\infty - \phi(90) = 1.70$$

$$\phi_3 = \phi^\infty - \phi(120) = 1.64$$

但し、クリープ係数の値は、「プレストレスコンクリート道路橋示方書」2・

2・2による。

$$\alpha : \alpha = n \frac{\sigma_{1g}}{\sigma_{pl}}$$

$\sigma_{pl}$  : プレストレスを与えた直後のP.C鋼線の引張応力度

ii) P.C鋼線のレラクゼーションによる応力度の減少

減少量を5%とする。

$$\Delta \sigma_{pr} = 0.05 \cdot \sigma_{pl}$$

ii) 結果

有効P.C鋼線応力度

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \delta\sigma_{pq} - \delta\sigma_{pr}$$

有効率: K

$$K = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}}$$

有効プレストレス

$$\text{桁上縁} \quad \sigma_{ce}' = K \cdot \sigma_s$$

$$\text{桁下縁} \quad \sigma_{ce} = K \cdot \sigma_{cl}$$

#### IV) 有効プレストレス及び有効係数の計算例⑤断面

有効プレストレス

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \sigma_{p\phi} - \sigma_{pr}$$

$$\sigma_{pr} = 0.05 \times \sigma_{pt} = 0.05 \times 97.6 = 4.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{pe} = 97.6 - 15.6 - 4.9 = 77.1 \text{ Kg/cm}^2$$

有効係数

$$K = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} = \frac{77.1}{97.6} = 0.790$$

有効プレストレスによる応力度

$$\sigma_{ce} = \sigma_{cl} \cdot K$$

ダンメン	$\sigma_{pt}$	$\sigma_{p\phi}$	$\sigma_{pr}$	$\sigma_{pe}$	$\sigma K$
0	94.5	10.0	4.7	79.8	0.844
1	95.7	13.1	4.8	77.8	0.813
2	96.2	15.0	4.8	76.4	0.794
3	97.3	15.7	4.9	76.7	0.789
4	98.6	16.5	4.9	77.2	0.783

チョコゴノプレストレス

ユウコウ プレストレス

Section	$\sigma_{cl}'$	$\sigma_{cl}$	$\sigma_{cl_0}$	k	$\sigma_{ce}'$	$\sigma_{ce}$	$\sigma_{ce_0}$
0	36.3	39.8	38.0	0.844	30.7	33.6	32.1
1	3.0	113.7	80.1	0.813	2.5	92.4	65.1
2	-5.9	147.2	110.7	0.794	-4.7	116.8	87.9
3	-27.8	172.2	139.5	0.789	-21.9	135.9	110.0
4	-51.3	199.8	177.7	0.783	-40.2	156.5	139.1
5	-51.9	198.9	177.7	0.790	-41.0	157.1	140.4

#### (6) その他の荷重による応力

##### a) 主桁と床版コンクリートの材令差により生ずる応力度

主桁コンクリートと床版コンクリートの間には材令差があるので、乾燥収縮差及びクリープ差が生じ、そのため内力が発生する。内力の計算は次のようになる。

乾燥収縮度を時間の函数とすると、次式となる。



$$S(t) = \frac{S(\infty)}{\varphi(\infty)} \cdot \varphi(t)$$

上式中

$S(t)$  : 任意時間:  $t$  (日単位) に於ける乾燥収縮度

$S(\infty)$  : 最終乾燥収縮度 :  $10 \times 10^{-5}$

$\varphi(\infty)$  : 最終クリープ係数: 2.6

$\varphi(t)$  : 任意時間:  $t$  に於けるクリープ係数

b) 主桁と床版の温度差による応力度

床版に直射日光を受け主桁との間に温度差を生じ内力が発生する。その温度差を 5℃として温度差によって起きる応力度を算出する。

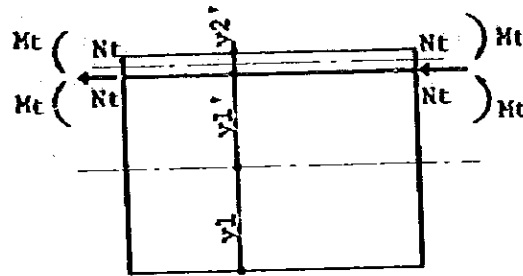


Fig. 6-7

## (7) 合成応力度

## Section 5

		Immediately after prestressing		Under design load (kg/cm <sup>2</sup> )		
		Upper edge of beam	Lower edge of beam	Upper edge of slab	Upper edge of beam	Lower edge of beam
①	Stress immediately after prestressing	-51.9	198.9			
②	Effective prestress				-41.0	157.1
③	Dead load of main beam	57.4	-60.6		57.4	-60.6
④	Cross beam, slab				41.9	-41.1
⑤	Bridge surface load			13.6	10.3	-24.1
⑥	Live load			19.4	14.7	-34.4
⑦	Differential drying shrinkage			-0.8	2.3	-0.9
⑧	Differential creep coefficient			9.3	-25.0	10.3
⑨	Temperature difference			3.5	-10.4	4.3
Resultant stress						
① + ③		5.5	138.3			
Allowable value		$\sigma_{ca} = -13.5$	$\sigma_{ca} = 160$			
②+③+④+⑤+⑥+⑦+⑧				41.5	60.6	6.3
Allowable value				$\sigma_{ca} = 80$	$\sigma_{ca} = 125$	$\sigma_{ca} = -13.5$
②+③+④+⑤+⑥+⑦+⑧ + 9				45.0	50.2	10.6
Allowable value				$\sigma_{ca} = 92$	$\sigma_{ca} = 144$	$\sigma_{ca} = -18.5$
At 70% of difference in drying shrinkage and creep coefficient						
⑦	Difference in drying shrinkage			-0.6	1.6	-0.6
⑧	Difference in creep coefficient			6.5	-17.5	7.2
Resultant stress						
②+③+④+⑤+⑥+⑦+⑧				38.9	67.4	3.5
Allowable value				$\sigma_{ca} = 80$	$\sigma_{ca} = 125$	$\sigma_{ca} = -13.5$
②+③+④+⑤+⑥+⑦+⑧ + 9				42.4	57.0	7.8
Allowable value				$\sigma_{ca} = 92$	$\sigma_{ca} = 144$	$\sigma_{ca} = -18.5$

(8) P.C 鋼線の応力度 ⑤断面

P.C 鋼線の引張応力度は、荷重の増加に伴い増加する。

P.C 鋼線の引張応力度の増加量は、次式により求める。

$$\Delta\sigma_p = \eta \cdot (\sigma_{d1g} + \sigma_{d2g} + \sigma_{eg})$$

Where,

$$\eta = \frac{E_p}{E_c} = \frac{20 \times 10^5 \text{ ㏩}}{325 \times 10^5 \text{ ㏩}} = 6.154$$

$$\Delta\sigma_p = \eta \cdot (341 + 21.2 + 30.3)$$

$$= 6.154 \times 85.6 = 527 \text{ ㏩}$$

$$= 5.3 \text{ ㏩}$$

P.C 鋼線の最大引張応力度は、次式により求まる。

$$\sigma_{p \max} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p$$

$$\sigma_{p \max} = 77.1 + 5.3 = 82.4 \text{ ㏩} < \sigma_{pa} = 93.0 \text{ ㏩}$$

(9) 床版の設計

a) 曲げモーメント

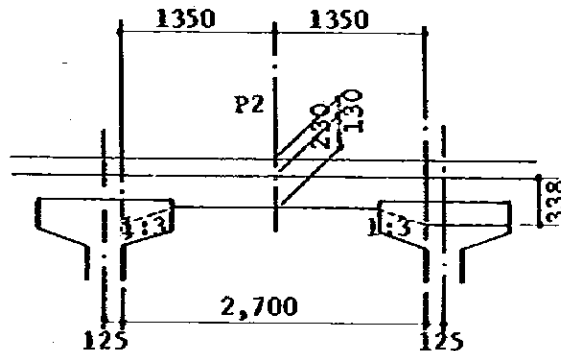


Fig. 6-8

Dead load

Slab  $W_{so} = 0.230 \times 2.5 = 0.575 \text{ t/m}$

Pavement  $W_{po} = 0.130 \times 2.3 = 0.299 \text{ "}$

$$W_d = 0.874 \text{ t/m}$$

支点の曲げモーメント

Dead load

$$M_d = -\frac{1}{10} \times 0.874 \times 2700^2 = -0.637 \text{ t.m/m}$$

Live load

$$\begin{aligned} M_l &= -(0.15 + 0.125) \cdot P \\ &= -(0.15 \times 2700 + 0.125) \times 9.6 \\ &= -5.088 \text{ t.m/m} \end{aligned}$$

Total

$$\Sigma M = -0.637 - 5.088 = -5.725 \text{ t.m/m}$$

スパン中央の曲げ

Dead load

$$M_d = \frac{1}{10} \times 0.874 \times 2700^2 = 0.637 \text{ t.m/m}$$

Live load

$$\begin{aligned} M_l &= (0.12 + 0.07) \cdot P \cdot 0.8 \\ &= (0.12 \times 2700 + 0.07) \times 9.6 \times 0.8 \\ &= 3.026 \text{ t.m/m} \end{aligned}$$

Total

$$\Sigma M = 0.637 + 3.026 = 3.663 \text{ t.m/m}$$

b) 応力度の検討

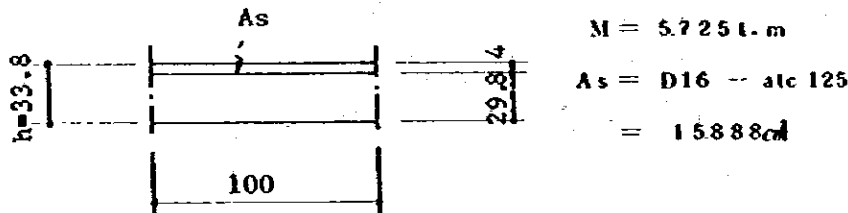


Fig. 6-9

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2} \times \frac{1}{L_c} = 6.45 \times 685 = 44.1 \text{ 髪} < 685 \text{ 髪}$$

$$\sigma_s = \text{''} \times \frac{1}{L_s} = 6.45 \times 2106 = 1358 \text{ 髪} < 1400 \text{ 髪}$$

スパン中央

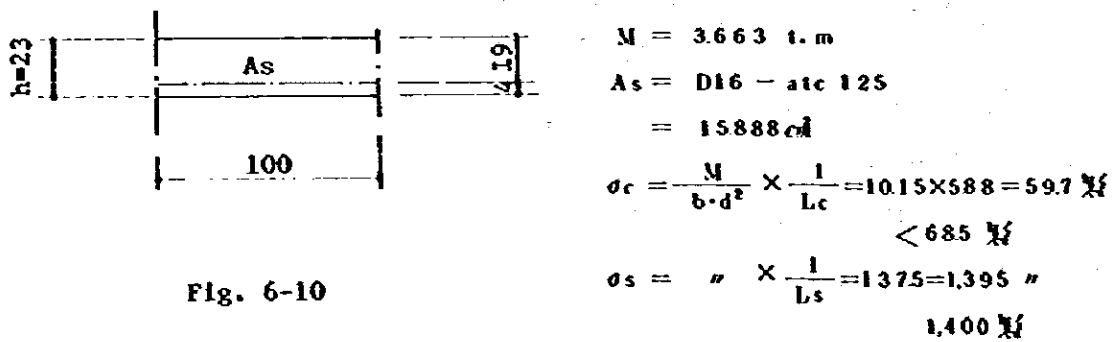


Fig. 6-10

## 第7章 下部工の設計

### 1. 設計条件

- a) 設計ヶ所  $A_1$ 、 $A_2$ 、P1~4橋脚
- b) 型式 逆T橋台、壁式橋脚、T型橋脚
- c) 基礎構造 場所打コンクリート杭 1500φ  
ケーソン基礎 1400φ

### d) 諸常数

#### 設計震度

$$\text{水 平} \begin{cases} \text{完成時} & K_H = 0.17 \\ \text{施工時} & K_H = 0.06 \end{cases}$$

$$\text{鉛 直} \quad K_v = \pm 0$$

$$\text{支承部摩擦係数} \quad \mu = 0.15$$

(支承版支承を使用する)

#### 土の常数

##### 截土及裏込土

$$\text{内部摩擦角} \quad \phi = 30^\circ$$

##### 土砂の壁面摩擦角

$$\text{土と土} \quad \sigma = \begin{cases} \phi \cdots \cdots \text{常 時} \\ \frac{\phi}{2} \cdots \cdots \text{地震時} \end{cases}$$

$$\text{土とコンクリート} \quad \sigma = \begin{cases} \frac{\phi}{3} \cdots \cdots \text{常 時} \\ 0 \cdots \cdots \text{地震時} \end{cases}$$

$$\text{単位体積重量} \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

#### 支持地盤の常数

各設計位置の基礎調査資料より決定する。

#### コンクリートの常数

##### ヤング係数 ( $E_c$ )

	(kg/cm <sup>2</sup> )			
$\sigma_{ck}$	180	210	240	300
$E_c$	$2.4 \times 10^5$	$2.55 \times 10^5$	$2.7 \times 10^5$	$3.0 \times 10^5$

##### 単位体積重量

$$\text{鉄筋コンクリート} \quad \gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$\text{無筋コンクリート} \quad \gamma_c = 2.35 \text{ "}$$

その他の常数

鉄筋比  $\gamma = 15$   
 ポアソン比  $\nu = \frac{1}{6}$   
 単位体積重量  
 鋼材  $\sigma = 7.85 \text{ t/m}^3$   
 アスファルト  $\sigma = 2.3 \text{ t/m}^3$

e) 材料の許容強度

鉄筋(規格はSD-30以上とする)

引張応力度  $\sigma_{sa} = 1800 \text{ 髪}$

(但し常時水中、地中応力のみ  $\sigma_{sa} = 1600 \text{ 髪}$ とする)

コンクリート

Design standard strength	kg/cm <sup>2</sup>	ck=180	ck=210	ck=240	ck=300
Bending compressive stress	"	60	70	80	100
Shearing stress	"	8	8.5	9	10
Slab	"				
Beam	"	6	6.5	7	8
Bearing stress	"	54	63	72	90
Bond stress	"	14	15	16	18

許容引張応力度

普通コンクリート  $\sigma_{ca} = 3 \text{ 髪}$

水中コンクリート (上記の70%とする)

$\sigma_{ca} = 2.1 \text{ 髪}$

鋼材

SS-41機を使用する

許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1400 \text{ 髪}$

許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ta} = 1400 \text{ 髪}$

せん断応力度  $T_a =$

f) 基礎の安全度

鉛直支持力に対する安全度

設計ヶ所の土質調査資料より計算する。

水平方向の安全度

杭及ケーソンの許容変位

地表面 常時  $\sigma_a = 10 \text{ mm}$   
 地震時  $\sigma_e = 20 \text{ mm}$

ケーソンの許容水平地盤支持力度

$$\text{砂質土} \quad P_p = \sigma K_p \cdot x$$

$$\text{粘性土} \quad P_p = \sigma K_p \cdot x + 2C\sqrt{K_p}$$

$$\text{地震時} \quad P_p = (1+k_v)\sigma \cdot x K_{Ep} + 2C\sqrt{K_{Ep}}$$

$P_p$  : 深さ  $x$  の点における受働土圧強度

$\sigma$  : 土の単位体積重量

$C$  : 土の粘着力

上記算出式による受働土圧強度の 20 % 増とする。

g) 浮力の考慮

陸上部

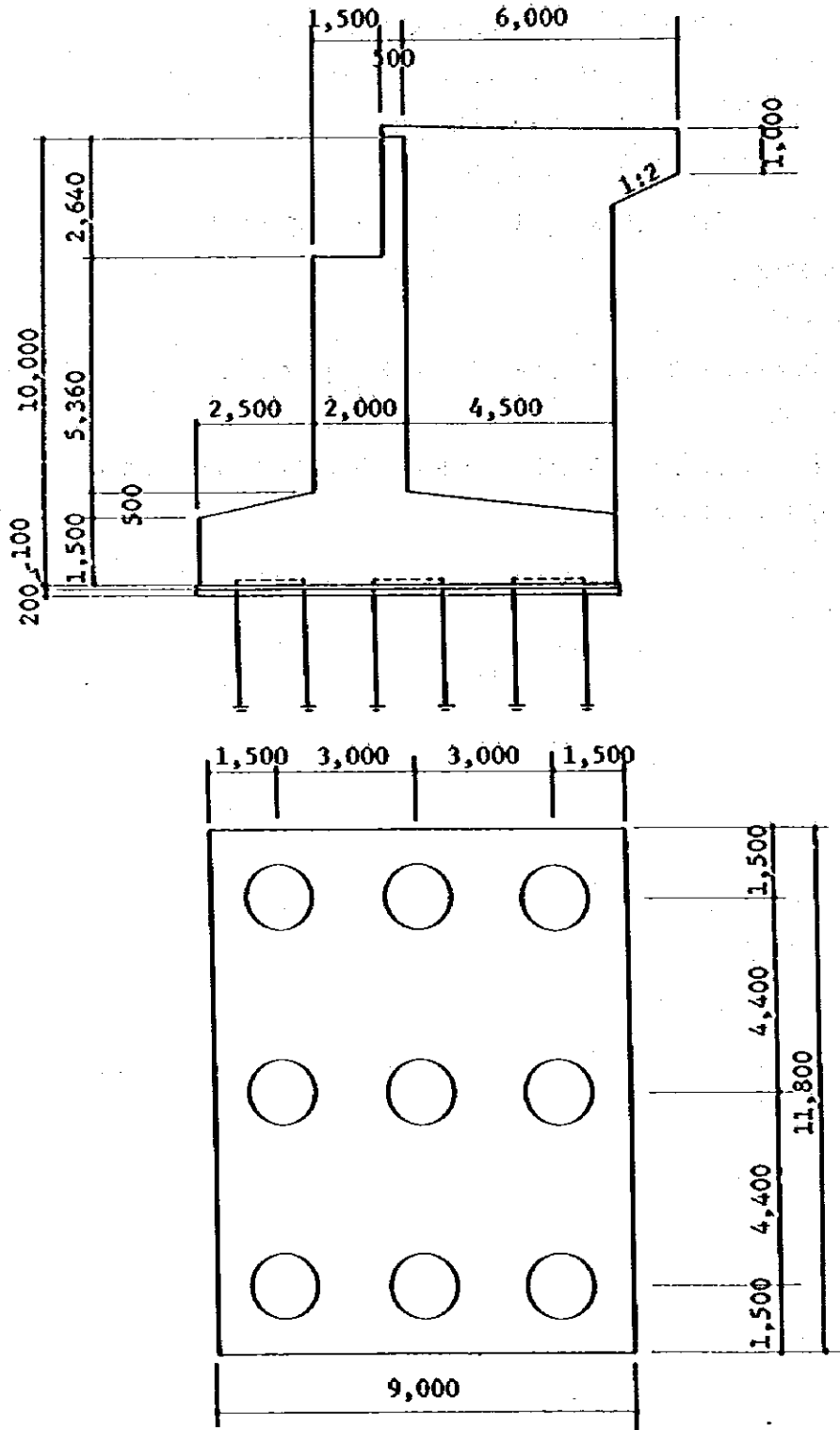
地下水を考慮し、フーチング部分のみ考慮する。

水中部

柱の断面が小さいうえ船力が大きい方が安定上不利となるため、ケーソン部分の浮力を考慮する。

2. 橋台の設計:

a) 形状



1-107 Fig. 7-1



翼壁の形状

盛土計画が決定してないため安定盛土 配を1:2.0と推定し下図の如く決定する。

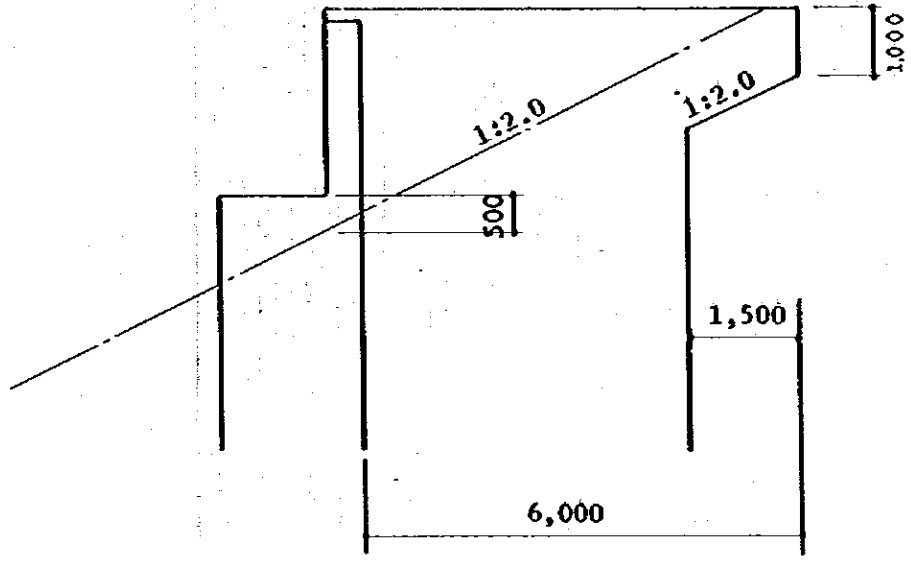


Fig.

Fig. 7-2

b) 設 計

配筋計画

鉄筋ピッチは125 c/cを基本ピッチとし、主力をD25程度とし断面を設定した。

A. 橋台の応力度表

下段は許容値

	N (t)	M (mm)	S (t)	σc (kg/cm <sup>2</sup> )	σs (kg/cm <sup>2</sup> )	τ (kg/cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Remarks
Parapet	-	13.10	6.99	54.8	1597	2.0	DA0425	Normally a = 1.00
				70	1600	8.5	22.92	
Wall	-	120.43	36.52	35.1	2138	2.1	D25ctc125	Under seismic load a = 1.50
				105.0	2700	12.75	D19 " 31.73	
Footing	-	111.02	71.75	31.1	1620	4.2	D25ctc125	Normal case+temperature change a = 1.15
				80.5	1840	9.78	40.54	
Front toe	-	130.76	12.29	38.0	2317	0.7	D25ctc250	under seismic load a = 1.50
				105.0	2700	12.25	D19 " 31.73	
Rear toe	-	23.01	-	65.3	1443	-	D25ctc125	normally s = 1.00
				70.0	1600	-	40.54	
X direction	-	22.74	-	64.6	1426	-	D25ctc125	"
				70.0	1600	-	40.54	
Y direction	-	202.29	70.30	100.37	2654	5.19	D29 n=25	under seismic load with min N value
				120.0	2700	13.5	160.60	
Cast-in-site pile	78.12							

くい反力

下段は許容値

		A1	A2
Vertical reaction	Max. (t)	389.3	389.3
		470.4	705.7
	Min (t)	78.1	78.1
		-330.8	-330.8
Horizontal displacement	(m)	0.015	0.015
		0.025	0.025

と 橋脚の検討

a) 部材の応力度

(1) Pier P1

下段は許容値

	N (t)	M (t.m)	S (t)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Remarks
Beam		343.08	711.03	36.1	1,462	17.8	D29 n=23	under normal condition
				70	1,800	6.5	147.75	vertically
Column	1,475.39	1,285.43	147.75	53.1	738	0.3	@250 258 D19 n=48	under normal condition in axial direction
				70	1,800	6.5	137.52	
Foot-ings		149.95	120.87	28.6	1,686	5.5	D25@125	under normal condition
				80.5	1,840	9.8	40.54	
Cast-in-site		74.07	103.45	22.1	2,291	4.6	D12@200	under seismic load
	79.42	49.48	33.65	105	2,700	12.8	14.33	under seismic load
				25.5	378	1.8	@188.5 D25 n=20	with min N value
				120	2,700	10.5	101.34	

## (2) Pier P2

	N (t)	M (t.m)	H(s) (t)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Remarks
Column	2750.0	5160.00	0.00	111.32	2642.5	0.0	D32n=46 As=1=365.332 D32n=19 As=1=150.898 516.23	under normal construction condition
				140.6	2901.7	1.5	D32n=92 As=1=730.664 D32n=38 As=2=301.796 1032.46	under construction seismic load
Caisson	3370.00	8450.00	205.00	165.0	2970	16.5	D32 @125	secondary state
				64.9	2413	9.9	D19n=144 412.56	under seismic load after completion
Caisson top slab vertically	5882.67	16393.75	299.30	120.0	2700	13.5	D16@250	under seismic load
				11.2	45.3		D25n=9 45.603	under construction in vertical direction
	174.83	59.81	32.40	16	142	9	D16@250	under construction
				90.0	2700	9	D16@250	under construction
	115.48	19.54		34.0	1647	1.8	D25n=9	under construction in vertical direction
				90.0	2700	9	D16@250	under construction
	155.81	25.34		56.3	255.8		D16@250	under construction
				90.0	2700	9	D16@250	under construction
				21.6	81.2		D16@250	under construction
				90.0	2700	9	7.94	

## (3) Pier P3

	N (t)	M (t.m)	H(s) (t)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Remarks
Column head	2750.00	5160.00	0.00	111.32 150.0	2642.5 2700	0.0 15.0	D32 n=46 As-1=365.332 D32 n=19 As-2=150.898 516.23	under normal construction condition
foot	3370.00	8450.00	205.00	140.6 165.0	2901.7 2970	1.5 16.5	D32 n=92 As-1=730.664 D32 n=38 As-2=301.796 1032.46	under construction seismic load
Caisson top slab		934.18	299.30	64.9 120.0	2413 2700	9.9 13.5	D32Ø125 127.08	Secondary state under seismic load
caisson vertically	5882.67	18812.32		13.3 90.0	73.5 2700		D19 n=144 412.56	after completion under seismic load
	325.10	35.78		25 90.0	226 2700		D16Ø250 7.94	under seismic load
		175.20	86.40	45.1 90.0	2183 2700	4.9 9.0	D25 n=9 45.603	under construction in vertical direction
	115.48	19.54		56.3 90.0	255.8 2700		D16Ø250 7.94	under construction
parapet	155.81	25.34		21.6 90.0	81.2 2700		D16Ø250 7.94	under construction

(4) Pier P4

	N (t)	M (t.m)	S (t)	cc (kg/cm <sup>2</sup> )	cs (kg/cm <sup>2</sup> )	t (kg/cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Remarks
Beam		343.08	711.03	36.1	1.462	17.8	D29 n=23	under normal condition
				70	1.800	6.5	147.75	vertically
Column	1,447.49	1,137.68	147.75	44.2	426	0.2	D19 @350	under normal condition
				70	1.800	6.5	258 n=48	in axial direction
Foot- ings		144.96	116.88	27.5	1.624	5.3	D25@125	under normal condition
				80.5	1.840	9.8	40.54	
Castr-in-sita	85.25	70.84	99.25	21.1	2.189	4.4	D19@200	under seismic load
				105	2.700	12.8	14.33	
Castr-in-sita	85.25	54.89	33.09	28.6	441	1.8	@188.5	under seismic load
				120	2.700	10.5	D25 n=20 101.34	with min N value

b) くい反力

下段は許容値

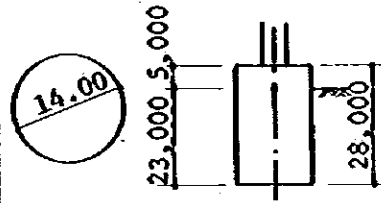
			Pier P1	Pier P4
Cast-in-situ piled founda- tion	Vertical reaction	Max. (t)	425.4	410.2
			478.0 (717.1)	507.3 (761.0)
		Min. (t)	79.4	85.3
			-230.2	-276.2
	Horizontal displace- ment	displace- ment (m)	0.009	0.009
			0.025	0.025





c) ケーソン基礎の設計

(1) Caisson P<sub>2</sub>

Input data				Normally		Under earthquake	
Process order	Item	Code used in program	Symbol used in clause 4.3	Unit	After completion	Under construction	After completion
1	Data number	NO.					
2	Shape of caisson base for rectangular base: 1 for circular base: 2 for oval base of case (i) in Fig. (14): 3 for oval base of case (ii)(iii) in Fig. (14)	KATA					
3	Vertical force in the hypothetical ground surface, acting against the caisson	N	N	t	6,292.67	5,252.67	5,882.67
4	Horizontal force in the hypothetical ground surface, acting against caisson	H	H	t	0	0	705.93
5	Moment in the hypothetical ground surface, acting against the caisson	M	M	t/m	3,073.00	6,171.00	12,106.02
6	Weight of caisson per unit length	W	w	t/m	332.53	332.53	332.53
7	Buoyancy acting on the caisson	U	U	t	4,310.26	4,310.26	4,310.26
8	Lateral width	A2	2a	m	14.00	14.00	14.00
9	Frontage width	B2	2b	m	14.00	14.00	14.00
10	Thickness of first layer of circumferential soil	L1	L <sub>1</sub>	m	7.00	7.00	7.00
11	" 2nd "	L2	L <sub>2</sub>	m	16.00	16.00	16.00
12	" 3rd "	L3	L <sub>3</sub>	m	0	0	0
13	Horizontal ground reaction coefficient of 1st layer of frontal soil	KH1	KH1	t/m <sup>3</sup>	406	406	812
14	" " 2nd "	KH2	KH2	t/m <sup>3</sup>	1,192	1,192	2,384
15	" " 3rd "	KH3	KH3	t/m <sup>3</sup>	0	0	0
16	Vertical ground reaction coefficient of caisson sub-base soil	KV	Kv	t/m <sup>3</sup>	2,286	2,286	4,572
17	Shear resilient coefficient of caisson sub-base soil	KS	Ks	t/m <sup>3</sup>	653	653	1,306
18	Horizontal seismic coefficient	K	k		0	0	0

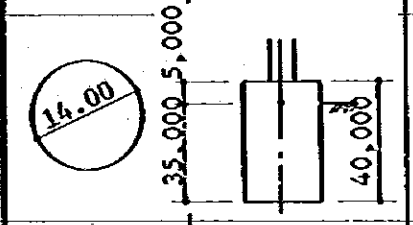


P<sub>2</sub> 橋脚

Output data					Normally		Under earthquake
Process order	Item	Code used in program clause 4.3	Symbol used in clause 4.3	Unit	After completion	Under construction	After completion
1	Frontal ground reaction stress	P12	P12	t/m <sup>2</sup>	0.67	1.35	5.94
		P21	P21		1.97	3.96	17.46
		P22	P22		-1.33	-2.68	8.17
		P31	P31		0	0	0
		P32	P32		0	0	0
2	Sub-base ground reaction stress in the case of triangular distribution only Q1 will be output.	Q1	Q1	t/m <sup>2</sup>	65.34	61.38	81.40
		Q2	Q2		59.78	50.22	38.38
3	Width of caisson base reaction not entailing the floating of the caisson	D	d	m	—	—	—
4	Value of angle in Fig. 14	BA	β		—	—	—
5	Shear of caisson base	R	R	t	-112.69	-226.30	-689.11
6	Displacement of caisson crown	DE1	σ <sub>1</sub>	m	0.0028	0.0057	0.012
		DE2	σ <sub>2</sub>	m	-0.0011	-0.0022	-0.0034
8	Angle of rotation of caisson	T	θ	degree	0.01	0.02	0.0385
9	Depth of rotation center of base	E	h	m	16.545	16.545	17.901
		Y	y	m	—	—	—
10	Frontal ground reaction stress within 0 y l <sub>1</sub> will be output in 1/10 l <sub>1</sub> intervals	PY	P <sub>y</sub>	t/m	—	—	—

Note: Items 3.4 will be input only in the case of triangular distribution.

(2) Caisson P<sub>3</sub>

Input data					Normally		Under earthquake
Process order	Item	Code used in program	Symbol used in clause 4.3	Unit	After completion	Under construction	After completion
1	Data number	NO.					
2	Shape of caisson base for rectangular base: 1 for circular base: 2 for oval base of case (i) in Fig. (14): 3 for oval base of case (ii)(iii) in Fig. (14)	KATA					
3	Vertical force in the hypothetical ground surface, acting against the caisson	N	N	t	6,292.67	5,252.67	5,882.67
4	Horizontal force in the hypothetical ground surface, acting against the caisson	H	H	t	0	0	705.93
5	Moment in the hypothetical ground surface, acting against the caisson	M	M	t/m	3,073.00	6,171.00	12,106.02
6	Weight of caisson per unit length	W	w	t/m	323.29	323.29	323.29
7	Buoyancy acting on the caisson	U	U	t	6,157.52	6,157.52	6,157.52
8	Lateral width	A2	2a	m	14.00	14.00	14.00
9	Frontage width	B2	2b	m	14.00	14.00	14.00
10	Thickness of 1st layer of circumferential soil	L1	l <sub>1</sub>	m	15.50	15.50	15.50
11	" 2nd "	L2	l <sub>2</sub>	m	10.00	10.00	10.00
12	" 3rd "	L3	l <sub>3</sub>	m	9.50	9.50	9.50
13	Horizontal ground reaction coefficient of 1st layer of frontal soil	KH1	K <sub>H1</sub>	t/m <sup>2</sup>	301	301	601
14	" " 2nd "	KH2	K <sub>H2</sub>	t/m <sup>2</sup>	568	568	1,137
15	" " 3rd "	KH3	K <sub>H3</sub>	t/m <sup>2</sup>	1,448	1,448	2,896
16	Vertical ground reaction coefficient of caisson sub-base soil	KV	K <sub>v</sub>	t/m <sup>2</sup>	2,286	2,286	4,572
17	Shear resilient coefficient of caisson sub-base soil	KS	K <sub>s</sub>	t/m <sup>2</sup>	653	653	1,306
18	Horizontal seismic coefficient	K	k		0	0	0



P<sub>3</sub> 様式

Output data		Normally			Under earthquake		
Process order	Item	Code used in program	Symbol used in clause 4.3	Unit	After completion	Under construction	After completion
1	Frontal ground reaction stress	P12	P12	t/m <sup>2</sup>	0.41	0.84	4.85
		P21	P21		0.78	1.58	9.17
		P22	P22		0.15	0.30	2.58
		P31	P31		0.39	0.78	6.57
		P32	P32		-1.15	-2.31	-9.39
2	Sub-base ground reaction stress, in the case of triangular distribution only Q1 will be output.	Q1	Q1	t/m <sup>2</sup>	76.17	71.22	90.29
		Q2	Q2		72.58	64.02	53.14
3	Width of caisson base reaction not entailing the floating of the caisson	D	d	m	—	—	—
4	Value of angle in Fig. 14	BA	β	—	—	—	—
5	Shear of caisson base	R	R	t	-79.87	-160.39	-651.93
6	Displacement of caisson crown	DEL	σ <sub>1</sub>	m	0.0031	0.0062	0.017
7	" " " base	DE2	σ <sub>2</sub>	m	-0.0007	-0.015	-0.0032
8	Angle of rotation of caisson	T	θ	—	0.0064	0.0129	0.0332
9	Depth of rotation center of base	E	h	m	27.91	27.91	29.412
10	Frontal ground reaction stress within 0 y l <sub>1</sub> will be output in 1/10 l intervals	Y	y	m	—	—	—
		PY	py	t/m <sup>2</sup>	—	—	—

Note: Items 3.4 will be input only in the case of triangular distribution.

## 第8章 附属物の設計

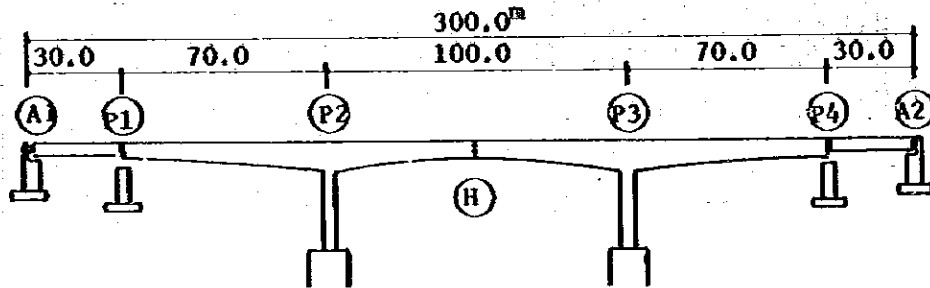
### 1. 支 承

支承はPCけた橋およびPC箱桁橋に一般的に用いられている高力黄銅支承板支承(BP-A)とする。

なお、PC箱桁の中央ヒンジ部はせん断力のみを伝える支承板支承として設計する。

#### 設 計 条 件

##### (1) 設 計 反 力



		Simple supported composite beam		Continuous box girder	
		(A1) · (A2)	(P1) · (P2)	(P1) · (P2)	(H)
Number of bearings		4	4	2	2
Dead load reaction		92.6	92.6	305.6	—
Live load reaction	Max.	29.4	29.4	76.4	* 35.2
	Min.	—	—	-28.9	*-35.2
Total reaction	Max.	122.0	122.0	382.0	* 35.2
	Min.	—	—	276.7	*-35.2

\* denotes shearing force

##### (2) (A1)、(A2)、(P1)、(P2) PC単純桁部

$R = 122 \text{ TON}$  可動支承・固定支承の検討

#### 設 計 条 件

全 反 力  $R = 1220 \text{ ton}$

死荷重反力  $R_d = 926 \text{ ton}$

活荷重反力  $R(\ell+i) = 294 \text{ ton}$

橋軸方向水平力(移動時)……すべり面のマサツ力(可動支承のみ)

$$R_H f = f \cdot R = 0.15 \times 1220 = 183 \text{ ton}$$



橋軸方向水平力(地震時)

$$\text{固定支承 } RH1e = KH \cdot \sum Rd = 0.2 \times (2 \times 92.6) = 37.1 \text{ ton}$$

$$\text{可動支承 } RH1e = KH \cdot Rd = 0.2 \times 92.6 \text{ t} = 18.6 \text{ ton}$$

橋軸直角方向水力(地震時)

$$RH2e = K_H \cdot Rd = 0.2 \times 92.6 \text{ t} = 18.6 \text{ ton}$$

上揚力(地震時)……死荷重の10%とする

$$Y = 0.1 \cdot Rd = 0.1 \times 92.6 \text{ t} = 9.3 \text{ ton}$$

移動量……可動支承のみ

$$\text{計算移動量 } e_1 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{設計移動量 } e_2 = e_1 + 20 = 30 + 20 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{移動可能量 } e = d_2 + 40 = 50 + 40 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{設計水平震度 } K_H = 0.2$$

$$\text{設計摩擦係数 } f = 0.15$$

許容コンクリート支圧応力度

$$\text{上部 } \sigma_{ba} = 0.3 \sigma_{ck} = 0.3 \times 350 = 105 \text{ MPa}$$

$$\text{下部 } \sigma_{ba} = 0.3 \sigma_{ck} = 0.3 \times 210 = 63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{ck}$  : コンクリート設計基準強度

### (3) (P<sub>1</sub>)、(P<sub>2</sub>) PC箱桁部

R = 382 TON 可動支承の検討

設計条件

$$\text{全反力 } R = 382 \text{ ton}$$

$$\text{死荷重反力 } Rd = 305.6 \text{ ton}$$

$$\text{活荷重反力 } R(\ell+i) = 76.4 \text{ t}$$

橋軸方向水平力(移動時)

$$RH1f = f \cdot R = 0.15 \times 382 \text{ t} = 57.3 \text{ ton}$$

橋軸方向水平力(地震時)

$$\begin{aligned} RH1e &= KH \cdot (Rd + \text{付加荷重}) \\ &= 0.2 \times (305.6 \text{ t} + 12.6 \text{ t}) = 63.7 \text{ ton} \end{aligned}$$

橋軸直角方向水力(地震時)

$$RH2e = KH \cdot Rd = 0.24 \times 305.6 \text{ t} = 61.1 \text{ ton}$$

上揚力(地震時)

$$Y = 0.1 \cdot Rd = 0.1 \times 305.6 \text{ t} = 30.6 \text{ ton}$$

移動量

- 計算移動量  $e_1 = 90 \text{ mm}$   
設計移動量  $e_2 = e_1 + 20 = 90 + 20 = 110 \text{ mm}$   
移動可能量  $e = e_2 + 40 = 110 + 40 = 150 \text{ mm}$   
設計水平変位  $KH = 0.2$   
設計摩擦係数  $f = 0.15$   
許容コンクリート支圧応力度

$$\text{上部 } \sigma_{ba} = 0.3 \quad \sigma_{ck} = 0.3 \times 350 = 105 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{下部 } \sigma_{ba} = 0.3 \quad \sigma_{ck} = 0.3 \times 210 = 63 \text{ N/mm}^2$$

(4) ④部ヒンジ查

設計条件

1 鉛直せん断力: S

$$S = \frac{70.4 \text{ t}}{2} = 35.2 \text{ t} \approx 36 \text{ t}$$

2 移動量

据付け時の温度を標準温度(+15℃)とする。(仮定)

温度変化による伸縮量:  $\Delta l_t \pm$

$$\Delta l_t = \pm 10.0 \times 2 = \pm 20.0 \text{ mm}$$

乾燥収縮:  $\Delta l_s$

$$\Delta l_s = -6.0 \times 2 = -12.0 \text{ mm}$$

クリープによる収縮:  $\Delta l_c$

$$\Delta l_c = -11.1 \times 2 = -22.2 \text{ mm}$$

弾性変形による収縮:  $\Delta l_p$

$$\Delta l_p = -9.2 \times 2 = -18.4 \text{ mm}$$

合計

$$\text{伸び } \Delta l^+ = +20 \text{ mm}$$

$$\text{縮み } \Delta l^- = -72.6 \text{ mm}$$

設計は安全をみて下記の値で検討する。

$$\text{伸び } \Delta l^+ = 20 + 10 = +30 \text{ mm}$$

$$\text{縮み } \Delta l^- = 72.6 + 30 \div -105 \text{ mm}$$

ただし④は中央ヒンジがせる方向、⊖は中央ヒンジが開く方向

3 コンクリートの設計基準強度:  $\sigma_{ck}$

$$\sigma_{ck} = 350 \text{ N/mm}^2$$

4 使用するP C鋼棒及びプレストレス (V)

φ 32 用 P C 鋼棒 B 種 2 号 ( 95/120 ) を 6 本 使用 ( 片側 )

プレストレス : V

$$V = 401 / 1 \text{ 本 当 り } \times 6 \text{ 本 } = 2401$$

2. 伸 縮 装 置

(1) 型式の選定

型 式 の 分 類

分類	型 式	種 類	備 考
突 き 合 せ 式	盲目地型式	盲目地 切削目地	変位をアスファルト舗装などの変形でとら せる構造
	突き合せ 先付型式	目地板ジョイント アングル補強ジョイント 橋脚鋼材ジョイント	舗装施工前に設置する突き合せ目地構造
	突き合せ 後付型式	カットオフジョイント カップリングジョイント ハマハイウェイ型ジョイント その他	舗装施工後に設置する突き合せ目地構造
	支 持 式	ゴムジョ イント型式	ハマハイウェイジョイント コルおよびプロフジョイント ネオスミジョイント その他
	鋼製型式	鋼フィンガージョイント 鋼重ね合せジョイント	フェースプレートまたはフィンガープレ ートを使用した鋼製構造
	特殊型式	デマーク式など	その他の支持型式構造

型式は、制作および施工が十分であれば耐久性、維持管理の面ですぐれている鋼フ  
ィンガージョイントとする。

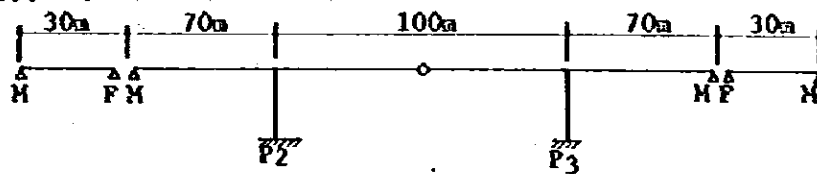
(2) 設計条件について

後輪荷重  $P = 8000 \text{ Kg}$  ( 道路橋示方書 1.8.4 活荷重 T-20 より )

衝撃係数  $i = 1.0$  ( 日本道路公団伸縮装置標準設計図集の表 1-1 より )

温度変化 年平均気温より  $\pm 20^\circ \text{C}$

伸縮桁長  $l \text{ m}$



伸縮量（日本道路公団伸縮装置標準設計図集 表4-1より）

- 1) プレストレスによる弾性変形は、後付と同じに考えられるので無視する。
- 2) クリープおよび乾燥収縮は、コンクリート打設後、伸縮装置設置までの材令は2～3ヶ月として、てい減係数 $\beta = 0.5$ とする。
- 3) 伸縮量（据付時期を年平均気温とする）
  - a) 温度変化による伸縮量 ( $\Delta l_t$ )
 
$$\text{伸び} \quad \Delta l_t^+ = 0.2 \cdot l_{mm}$$

$$\text{縮み} \quad \Delta l_t^- = 0.2 \cdot l_{mm}$$
  - b) 乾燥収縮による伸縮量 ( $\Delta l_s$ )
 
$$\text{縮み} \quad \Delta l_s^- = 0.1 \cdot l_{mm}$$
  - c) クリープによる伸縮量 ( $\Delta l_c$ )
 
$$\text{縮み} \quad \Delta l_c^- = 0.2 \cdot l_{mm}$$
  - d) その他余裕として a)～c) 項の20%をとる
  - e) 設置余裕
 

筒装および活荷重による桁端の回転ならびに施工誤差等による伸縮の変化量を設置余裕として $\pm 5 \text{ mm}$ をとる。

		At center H	P1・P4	A1・A2	
Length of beam		100mm	70mm	30mm	
Due to temperature change	Expansion	+20mm	+14mm	6mm	
	Contraction	-20	-14	6	
Due to drying shrinkage		Contraction	-10	-7	-3
Due to creep of concrete		Contraction	-20	-14	-6
Safety margin allowance	For temperature change	Expansion	+4	+2.8	-1.2
		Contraction	-4	-2.8	-1.2
	For drying shrinkage	Contraction	-2	-1.4	-0.6
	For creep of concrete	Contraction	-4	-2.8	-1.2
Additional allowance		+5	+5	+5	
Total ( $\Delta l$ )		Expansion	+29mm	+21.8mm	+12.2mm
		Contraction	-65mm	-47.0mm	-23.0mm

許容応力度 (日本道路公団 伸縮装置標準設計図集より)

1) 鋼材 SM41B..... JIS Q 3106

SS41 ..... JIS Q 3101

NSD41 ..... 異形棒鋼、ただし化学成分・機械的性質は「アース  
タッドジベル溶接施工指針(案)」(日本道路公団)に  
よる。

許容引張応力度  $\sigma_{ta} = 1400$  覧

許容圧縮 "  $\sigma_{ca} = 1400$  "

許容せん断 "  $\tau_a = 800$  "

すみ肉溶接許容せん断応力度  $\tau_a = 800$  "

2) 床板および橋台コンクリート (設計基準強度  $\sigma_{ck} = 240$  覧)

許容支圧応力度  $\sigma_{ba} = 0.3 \times \sigma_{ck} = 120$  覧

許容せん断 "  $\tau_a = 39$  "

許容付着 "

アンカープレート (F・B)  $\sigma_{oa} = 8$  覧

アンカーバー (Stub)  $\sigma_{oa} = 16$  覧

## 第9章 主 要 材 料

1 上部工(主橋)數量表

Material name	Type	Unit	Quantity	Remarks	
Concrete	$\sigma_{ck}=350\text{kg/cm}^2$	$\text{m}^3$	2,592.0	Main beam	
		"	345.4	Surfacing, railing, sidewalk	
	Total	$\text{m}^2$	2,937.4		
Formworks		"	7,737.5	Main beam (end shuttering)	
		"	1,228.8	Surface, railing, sidewalk	
		"	8,966.3		
Reinforcement	D19	kg	31,860	Main beam, surfacing, railing, etc.  (90.1 $\text{kg/m}^3$ )	
	D16	"	11,826		
	D13	"	180,348		
	D10	"	9,528		
	Total	"	233,562		
P.C. steel baton (SBPC95/120)	Main baton	t	146.557	SBPC95/120 $\phi 33\text{ mm}$ (77.3 $\text{kg/m}^3$ )	
	Diagonal baton	"	20.828		
	Lateral tie baton	"	32.944		
	Total	"	200.329		
Sheath	$\phi 39\text{ mm}$	m	31,755.9		
Coupler sheath	= 250	$\phi 70\text{ mm}$	piece	1,944	
	= 350	"	"	788	
	= 450	"	"	88	
	with nozzle = 250	"	"	616	
	" = 350	"	"	120	
	" = 450	"	"	—	
	Total		"	3,024	
Coupler	$\phi 60\text{ mm}$ $L=110\text{ mm}$	piece	3,024	S35C	
Anchor plate	Tensed side	"	1,734	Including G anchor	
	Fixed side	"	1,562		
Grout	$\phi 39\text{ mm}$	m	31,755.9		

Material name		Type	Unit	Quantity	Remarks
Pavement		Average t=90mm	m <sup>2</sup>	1,920.0	For carriageway
Drainage facility	Gully		kg	2,976.0	48 pieces
	Drainage pipe				
Expansion joint		Finger	kg	12,495.8	P <sub>1</sub> , P <sub>4</sub> Central hinges
Bearings etc.		382 ton shoe	"	6,069.6	P <sub>1</sub> , P <sub>4</sub> (N=4 pieces)
		Central hinge	"	2,708.8	(N=2 sets)
		Horizontal shoe	"	112.0	(N=2 ")
Mounting pieces for appurtenants		Shape steel t=6mm B=50mm	kg		
		Bolt	piece		

2. 上部工（P O単純合成桁）数量表

	Material name	Type	Unit	Average per bridge	Total	Remarks	
Main beam	Concrete	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ck-350	$\text{m}^3$	124.0	248.0		
			$\text{m}^2$	667.6	1,335.2		
	Reinforcement (SD30)		D10	kg	2,719.2	5,438.4	
			D13	"	3,268.8	6,537.6	
			D16	"	1,173.2	2,346.4	
			Total	"	7,161.2	14,322.4	
	P.C. steel material	P.C. steel wire	12- $\phi$ 7	kg	5,608.0	11,216.0	
		Sheath	$\phi$ 45	m	1,534.8	3,069.6	
		Grout	$\phi$ 45	"	1,534.8	3,069.6	
		Anchoring piece	For 12- $\phi$ 7 use	set	104	208	
Cross beam	Concrete	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ck=240	$\text{m}^3$	23.3	46.6		
			$\text{m}^2$	142.3	284.6		
	Reinforcement (SD30)		D10	kg	—		
			D13	"	1,148.5	2,297.0	
			D16	"	—		
			Total	"	1,148.5	2,297.0	
	P.C. steel material	P.C. steel wire	12- $\phi$ 7	kg	360.6	721.2	
		Sheath	$\phi$ 45	m	97.1	194.2	
		Grout	$\phi$ 45	"	97.1	194.2	
		Anchoring piece	For 12- $\phi$ 7 use	set	20	40	
Slab	Concrete	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ck=240	$\text{m}^3$	76.4	152.8		
			"	—			
			Total	"	76.4	152.8	
	Forework		$\text{m}^2$	243.7	487.4		
			"	—			
			Total	"	243.7	487.4	



Material name		Type	Unit	Average per bridge	Total	Remarks	
Slab	Reinforcement (SD30)	D10	kg	—	—		
		D13	"	4,192.3	8,384.6		
		D16	"	8,756.4	17,512.8		
		Total	"	12,948.7	25,897.4		
	P.C. steel material	P.C. steel wire	12- $\phi$ 7	kg	—	—	
		Sheath	$\phi$ 45	m	—	—	
		Grout	$\phi$ 45	"	—	—	
		Anchoring piece	For 2- $\phi$ 7 use	set	—	—	
	Surfacings, Sidewalk, Railings, etc.	Concrete	$\sigma_{ck}=240$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	43.0	86.0	
		Formwork		m <sup>2</sup>	158.1	316.2	
Reinforcement (SD30)		D10	kg	1,106.5	2,213.0		
		D13	"	1,533.6	3,067.2		
		Total	"	2,640.1	5,280.2		
Pavement	Asphalt	m <sup>2</sup>	238.8	477.6	t=75 mm		
Drainage facility	Gully		kg	372.0	744.0	12 pieces	
	Drainage pipe						
Expansion joint	Finger	kg	3,754.8	7,509.6	A <sub>1</sub> , A <sub>2</sub>		
Bearings	Nov	kg	1,304.4	2,608.8	4 main		
	Fix	"	1,256.0	2,512.0			

3. 下部工材料總括表

Material	Specification	Unit	A1	P1	P2	P3	P4	A2	Total	Remarks
Concrete	Body	σck=300kg/cm <sup>2</sup>			281.25	281.25			562.50	
		σck=210 "	188.80	123.78			112.62	188.80	614.00	
	Footing	σck=210 "	192.34	167.02			167.02	192.34	718.72	
	Caisson	σck=240 "			395.64	395.64			791.28	
	Total	σck=180 "			2,827.83	4,009.47			6,837.30	
Foundation	ck=100 "		9.45	6.48			6.48	9.45	31.86	
Form-works	Body	Straight	373.29	92.01	291.06	291.06	87.01	373.29	1,507.72	
		Curve		64.82			56.97		121.79	
	Footing		68.00	73.35			73.35	68.00	282.70	
	Caisson	Curve			1,958.96	2,802.98			4,761.94	
	Total	Built-in formwork								110.78
Reinforcement	Total		441.29	230.18	2,305.41	3,149.43	217.33	441.29	6,784.93	
	Foundation concrete		4.24	3.48			3.48	4.24	15.44	
	D32				90,128	90,128			180,256	
	D29			1,568			1,568		3,136	
	D25		12,275	3,407	20,851	20,851	3,407	12,275	73,066	
	D19		2,260	2,300	19,110	28,009	2,191	2,260	56,130	
	D16		5,736	3,810	23,429	29,300	3,727	5,736	71,738	
	D13		1,308	789	5,823	8,311	774	1,308	18,313	
	D10		44					44	88	
	Total		21,623	11,874	159,341	176,599	11,667	21,623	402,727	
Cobble stone		m <sup>3</sup>	18.90	12.97			12.97	18.90	60.74	
		m <sup>3</sup>	278.40	304.30	449.43	449.43	268.50	278.40	2,028.46	
Scaffolding		"		107.95			90.95		198.90	
		"	0.036	0.108			0.108	0.036	0.936	
Timbering		"								
		"								
Mortaring		"								
		"								

Material	Specification	Unit	A1	P1	P2	P3	P4	A2	Total	Remarks
Earth work	Excavation	m <sup>3</sup>	126.0	315.0			275.0	126.0	842.0	
	Surplus soil	"	111.2	193.1			188.1	111.2	603.6	
	Backfill soil	"	14.8	121.9			86.9	14.8	238.4	
	Design length	m	45.0	30.0	—	—	42.0	45.0	—	
Cast-in-situ piling	Concrete volume	m <sup>3</sup>	715.69	318.09			445.32	715.69	2,194.79	
	D29	kg	11,340					11,340	22,680	
	D25	"	28,800	16,200			22,404	28,800	96,204	
	D19	"	1,728	786			1,092	1,728	5,334	
	D16	"	6,786	3,486			4,260	6,786	21,318	
	Total	"	48,654	20,472			27,756	48,654	145,536	
	Spacer	FB.R. 50x6x370	"	774	342		468	774	2,358	
Cut-off wall	Piling excavation	m <sup>3</sup>	709.3	313.9			441.1	709.3	2,173.6	
	Concrete	"			315.57	315.57			631.14	
Cutting edge	Formwork	m <sup>2</sup>			1,051.90	1,051.90			2,103.80	
	D16	kg			13,730	13,730			27,460	
	D13	"			618	618			1,236	
	Total	"			14,348	14,348			28,696	
	Flange	kg			12,359	12,359			24,718	
	Reinforcement	"			486	486			972	
	Bolt nut	"			99	99			198	



## II 施工計画



## 目 次

第1章 工 事 概 要 .....	2- 1
第2章 下部工の竣工 .....	2- 2
1. 基 礎 工 .....	2- 2
2. 橋脚橋台工 .....	2- 9
3. 仮 設 備 .....	2-10
(1) 電 気 設 備 .....	2-11
(2) 給 水 設 備 .....	2-11
(3) クラッシングプラント .....	2-11
(4) パッチャープラント .....	2-13
(5) 仮 機 橋 .....	2-13
(6) 築 島 .....	2-20
(7) 取 付 道 路 .....	2-28
第3章 上部工の竣工 .....	2-30
第4章 主要機械器具表 .....	2-38
第5章 予定工程表 .....	2-41





## 第1章 工 事 概 要

1. 施工場所 Langoon 市郊外 Thuwunna 地区
2. 橋長、幅員  $L = 100 + 2 \times 70 + 2 \times 30 = 300 \text{ m}$   
 $B = 11.8 \text{ m}$
3. 工事数量  
下部工事  
A1 橋台 R.Cコンクリート、基礎(リバースくい)  $\phi 1.5 \text{ m}$   
 $l = 45 \text{ m}$   $\eta = 12 \text{ 本}$   
P1 橋脚 R.Cコンクリート、基礎(リバースくい)  $\phi 1.5 \text{ m}$   
 $l = 30 \text{ m}$   $\eta = 6 \text{ 本}$   
P2 橋脚 R.Cコンクリート、基礎オープンケーソン  
 $\phi 14 \text{ m}$   $l = 28 \text{ m}$   
P3 橋脚 R.Cコンクリート、基礎オープンケーソン  
 $\phi 14 \text{ m}$   $l = 40 \text{ m}$   
P4 橋脚 R.Cコンクリート、基礎(リバースくい)  $\phi 1.5 \text{ m}$   
 $l = 42 \text{ m}$   $\eta = 6 \text{ 本}$   
A2 橋台 R.Cコンクリート、基礎(リバースくい)  $\phi 1.5 \text{ m}$   
 $l = 45 \text{ m}$   $\eta = 12 \text{ 本}$   
上部工事  
ポストテンション T桁合成桁  $l = 30 \text{ m}$  2連  
デビダーク工法 P.C箱桁  $70 + 100 + 70$ 、1連

## 第2章 下部工の施工

### 1. 基礎工

#### (1) オープンケーソン

ケーソンの施工は築島工法(後述)による。築島盛土上にて工場製作された刃口金物を組立て、約4mロッド毎に躯体構築を行い、クラムシエルにて掘削をし、逐次沈下せしめるものである。

ケーソンは、築島盛土を含めると、沈下高3.9m、5.1mと相当に深いので、周辺まっさつ力を減少せしめるために、コンクリート表面に噴気孔をあらかじめ設けておき、空気または水を噴出せしめて、沈下を促進させるものとする。

底詰、コンクリートは、トレミーパイプを用いて水中コンクリート施工とする。

#### (2) リバースくい(R.C.D工法)

R.C.Dくいは、地下水に2m以上の水圧を加え、かつ削孔によって発生したシルト、粘土によってできる、いわゆる泥水が、前記の加圧水によって、孔壁にマッドフィルムを作り、止水の役目をするので、砂層でも崩壊しないという理論より成り立っている。

(fig 1)

削孔に要する設備は(fig 2)に示されるように、ドリルビット、ドリルパイプ、ロータリーテーブル、クリーパーサクションホース、サクションポンプ、デリベリーホース、スラッシュタンクよりなり、掘削された土砂は泥水と共に吸い上げられて、タンクに貯留される。タンク後方に水中ポンプを設け、タンク内の泥水を再び削孔内に巡還せしめて、孔内の水位を一定に保つ。

削孔完了後、孔底に沈積するスライムを空運転(ビットを回転させずに、泥水の巡還のみを行う)により第一時処理を行った後にビット、ロッド等を引上げて、削孔を完了する。

次に鉄筋かごを吊卸し、かごの中央にトレミーパイプを下ろして、R.C.D機のサクションパイプに連結して、第二次スライム処理を行う。

スライム処理を終ると、ただちにトレミーパイプを用いて、水中コンクリートを打設して行く。

コンクリートは、くいの設計高より、さらに5.0cm位余分に打設しておき、フーチング施工時に、この部分を砕りとする。以上の工程をfig 3に示す。

# CASING-FREE DRILLING (Reverse Circulation Drilling)

## CASING-FREE DRILLING

The standpipe, arranged at the top of the drill hole, maintains muddy water level over 2 m higher than ground water level. This means hydrostatic pressure of over  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  is always applied to the hole wall.

Also, muddy water infiltrates into the hole wall of ordinary soil, since muddy water pressure in the hole is somewhat higher than pore-water pressure. As a result, the porous hole wall is clogged with fine particle mud, which prevents further penetration of water. Similarly, on the hole wall, thin mud film is formed with fine particle mud such as silt. What's more, the mud film is entirely reinforced by hydrostatic pressure. Thus, casing-free drilling is possible because both the mud film and hydrostatic pressure support the drilling hole without fail.

Unlike ordinary cast-in-place piling practice, there is no need for casing or bentonite for hole wall protection. The Hitachi Reverse Circulation Drill needs only a standpipe.

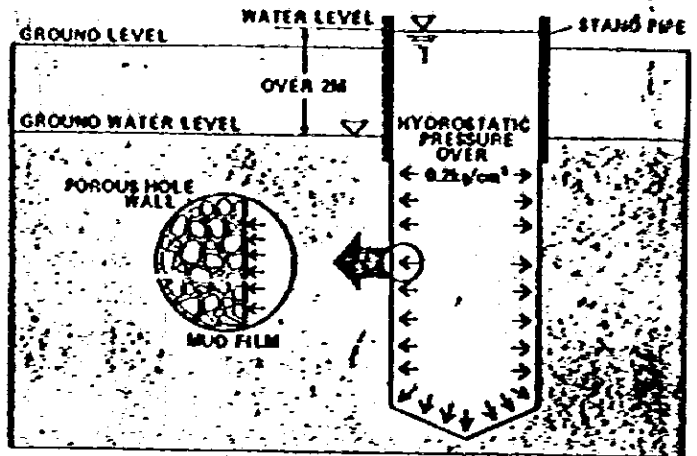


fig. 1

## PUMP SUCTION DRILLING PRACTICE

Using a suction pump, drilled material is pumped up together with circulating water into the slush tank. In the tank, drilled material settles and water is recirculated into the drill hole.

### PUMP SUCTION DRILLING PROCEDURE

1. The Kelly bar is connected to the drill pipe which is equipped with a drill bit at the bottom. This assembly is lowered into a drill hole filled with water.
2. By actuating the rotary table, the drill bit cuts the bottom of the hole while being forced down by their own weights or with hydraulic force in case of the S500R (rock drilling use).
3. Drilled material is pumped up together with circulating water through the drill pipe by a suction pump, and discharged into the slush tank.
4. In the slush tank, drilled material settles and water is recirculated into the drill hole.

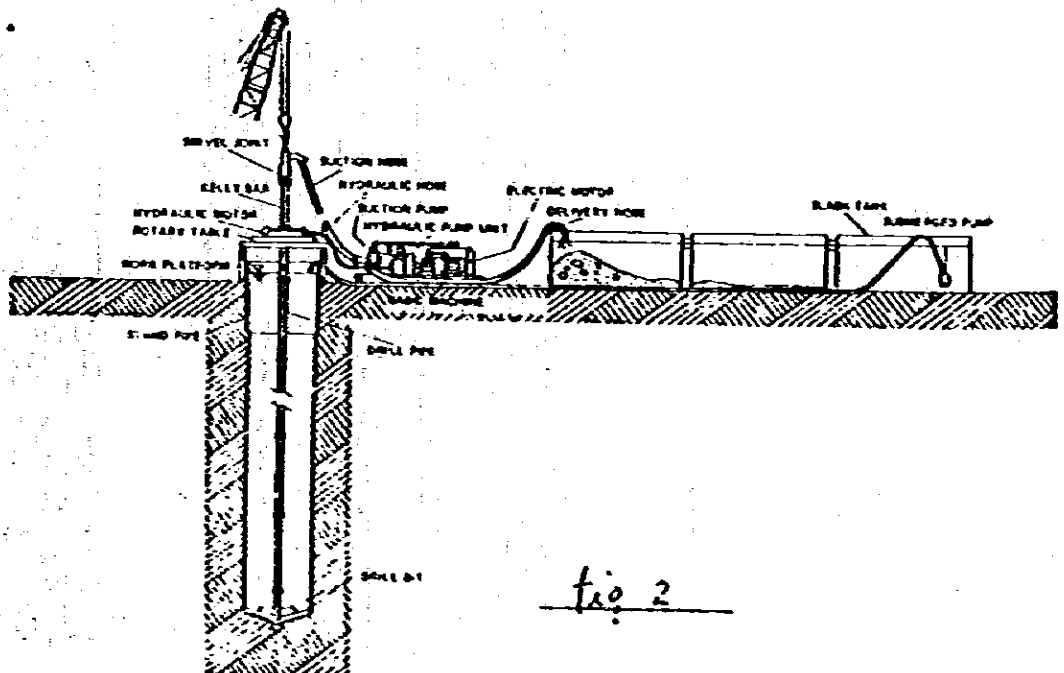


fig. 2

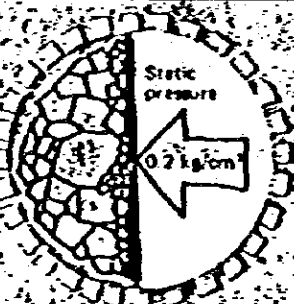
# FEATURES

**Noiseless Operation**  
No percussion driving enables noiseless operation ... no driving noise and vibration.

**High Drilling Efficiency**  
High speed drilling is possible because drilled material is continuously discharged with circulating water, thus allowing high drilling efficiency.

**No Casing Required!**  
The Hitachi Reverse Circulation Drill eliminates the need for a casing. This relies on utterly efficient, simple manner. The key is the use of a standpipe and formation of mud film on the hole wall.

**Deep-Hole Drilling**  
The air-lift drilling practice is especially developed for deep hole drilling. For shallow drill holes, the pump suction drilling practice is recommended. No matter the depth, efficient, profitable drilling can be always achieved ... with either practice. The pump suction practice can be easily switched to the air-lift practice by merely adding an air compressor and jet nozzles.

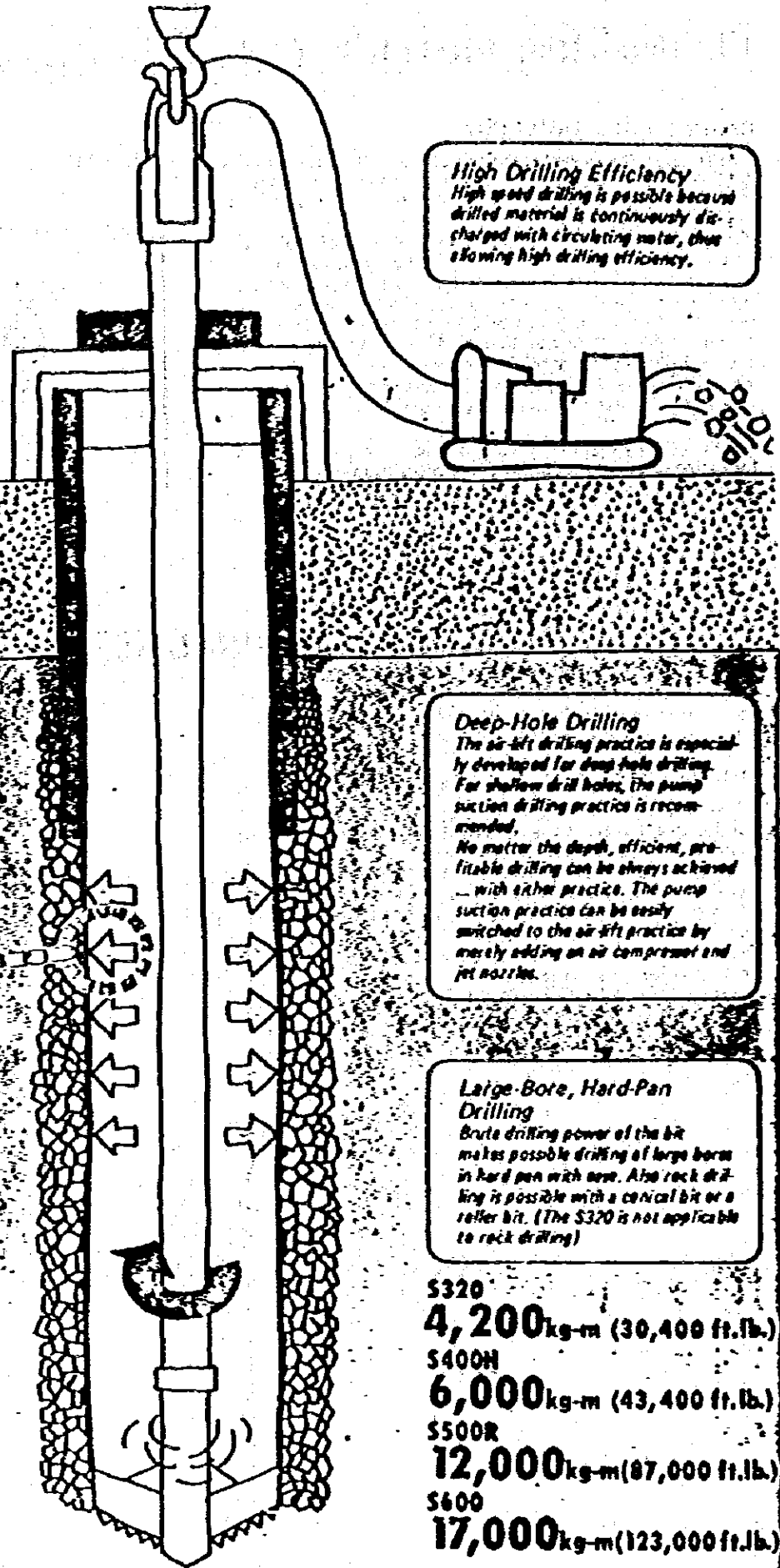


**Drilling Close to Building Possible**  
Drilling close to any existing building can be made because hydrostatic pressure is constantly applied to the hole wall while drilling to prevent lowering of ground water level and settlement of soil bed in the immediate vicinity.

**Large-Bore, Hard-Pan Drilling**  
Brute drilling power of the bit makes possible drilling of large bores in hard pan with ease. Also rock drilling is possible with a conical bit or a roller bit. (The S320 is not applicable to rock drilling)

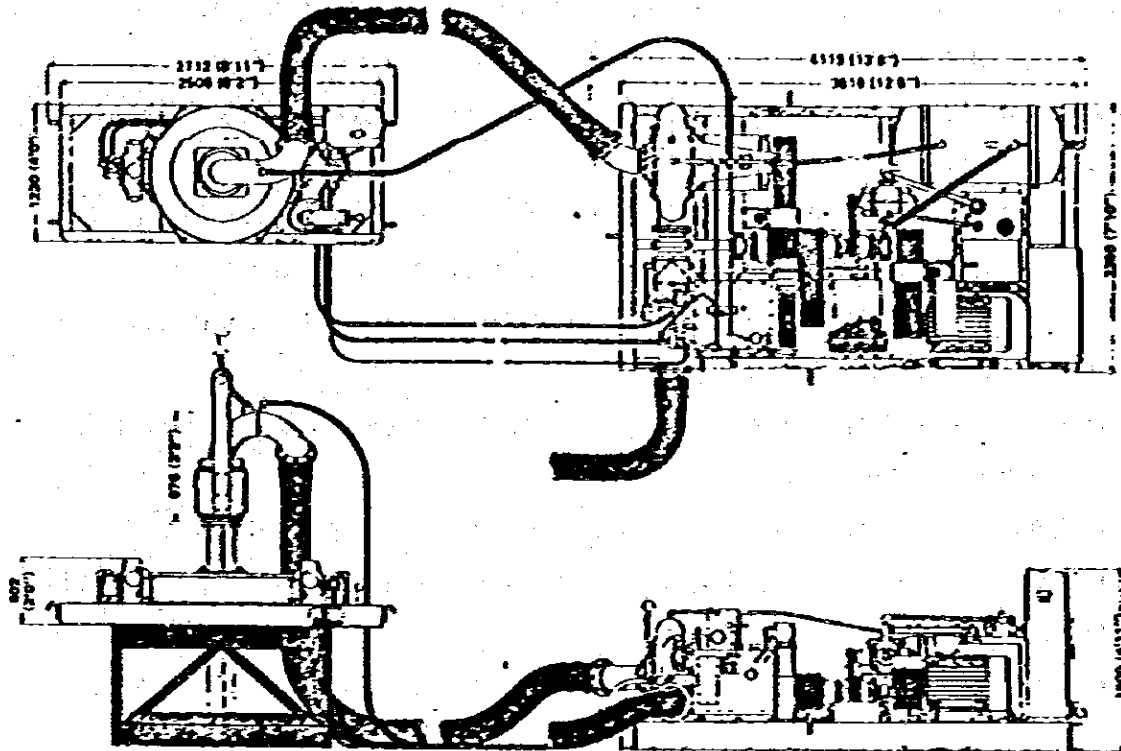
**A Wide Range of Application**  
There is no restriction on sites, or water or soft ground, space or height, because the drilling equipment can be separately installed from the basic machine.

- S320
- 4,200kg-m (30,400 ft.lb.)
- S400H
- 6,000kg-m (43,400 ft.lb.)
- S500R
- 12,000kg-m (87,000 ft.lb.)
- S600
- 17,000kg-m (123,000 ft.lb.)



# S320 SPECIFICATIONS

Unit: mm (ft. in.)



Drilling Capacity	Bit diameter	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Negative: below 50</li> </ul>	600–3,200mm (2'0"–10'6")	Rotary table	Bore	800mm (2'8")
	Max. drilling depth	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pump suction type</li> <li>• Airlift type</li> </ul>	70m (230') 300m (984')		Revolution	0–23 rpm
Basic Machine	Electric motor	Rated output	75 kW	Swivel joint	Torque	4,200kg-m (30,400 ft.-lb.)
		Poles	4		Weight	1,500kg (3,300 lb.)
	Suction pump	Bore	200mm (8")	Keller bar	Bore	200mm (8")
		Delivery	8m <sup>3</sup> /min (10.5 cu.yd./min)		Lifting load	40,000kg (88,000 lb.)
		Total head	13m (42'8")		Weight	500kg (1,100 lb.)
	Oil pump	Pressure setting	220kg/cm <sup>2</sup> (3,100 psi)	Drill pipe	Bore	200mm (8")
		Delivery	0–155ℓ/min (0–341 Imp. gpm)		Length	3,750mm (12'4")
	Vacuum pump	Delivery	3.5m <sup>3</sup> /min (4.6 cu.yd./min)	Drill pipe	Weight	391kg (860 lb.)
		Tank capacity	500ℓ (110 Imp. gal.)		Bore	200mm (8")
	Suction hose	Bore	200mm (8")	Drill pipe	Length	3,000mm (9'10")
Length		4,000mm (13'2")	Weight		165kg (370 lb.)	
	Weight	130kg (290 lb.)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• In case of the air lift type, an air compressor and jet nozzles are additionally required</li> </ul>			
	Weight of basic machine		4,700kg (10,300 lb.)			

#### 施工上の注意点

- a) 孔内の泥水比重は、常に1.02以上を保つこと。
- b) シルト層が厚く、泥水比重が1.1以上になると揚水能力が落ちるので、タンクに注水して、比重を下げること。
- c) 削孔初期(ロッド2本分まで)は、サクションホースの重みで、ロッド、ビットが傾くので、クレーバーの鉛直を保つように心がけること。
- d) トレミーパイプの接手ボルトは十分に締付け、かつゴムパッキンは洗浄して、泥、砂等の付着しないものを使用し、接手より漏水のないようにすること。
- e) コンクリート打設時、トレミーの下端は、打設されたコンクリート中に常に挿入しておくこと(挿入長は2m以上とする)。
- f) トレミーパイプ内に挿入するブラッシャーは、傾くことのないように、番線にて吊るなどの処置を講ずること。
- g) 鉄筋かごを継ぐ際は、鉛直を保つため、二方向より水系などにて検測すること。
- h) コンクリート打設に伴う、余剰水は、スタンドパイプ内に水中ポンプを据付けて排除し、スラッシュタンク内に送水する。
- i) スタンドパイプを抜いた跡孔は、埋戻しを行って転落事故のないようにすること。

Operation sequences by Reverse Circulation Drilling Method

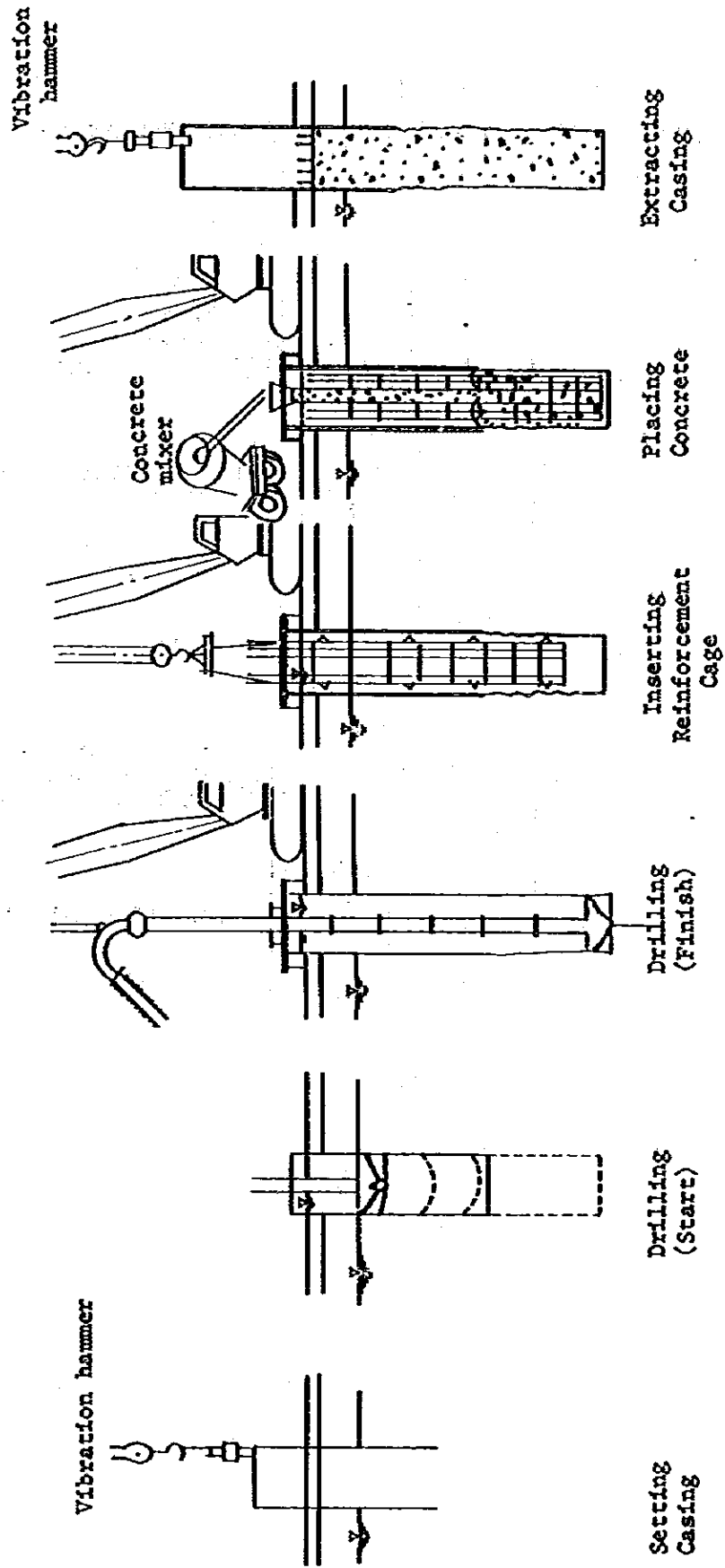


Fig. 3

(3) 陸上部基礎土留工(A<sub>1</sub>、P<sub>1</sub>、P<sub>2</sub>、A<sub>2</sub>)

各基とも、フーチングは、H.W.L以下にあり、表層は軟弱でもあるため、鋼矢板による土留工を行う。

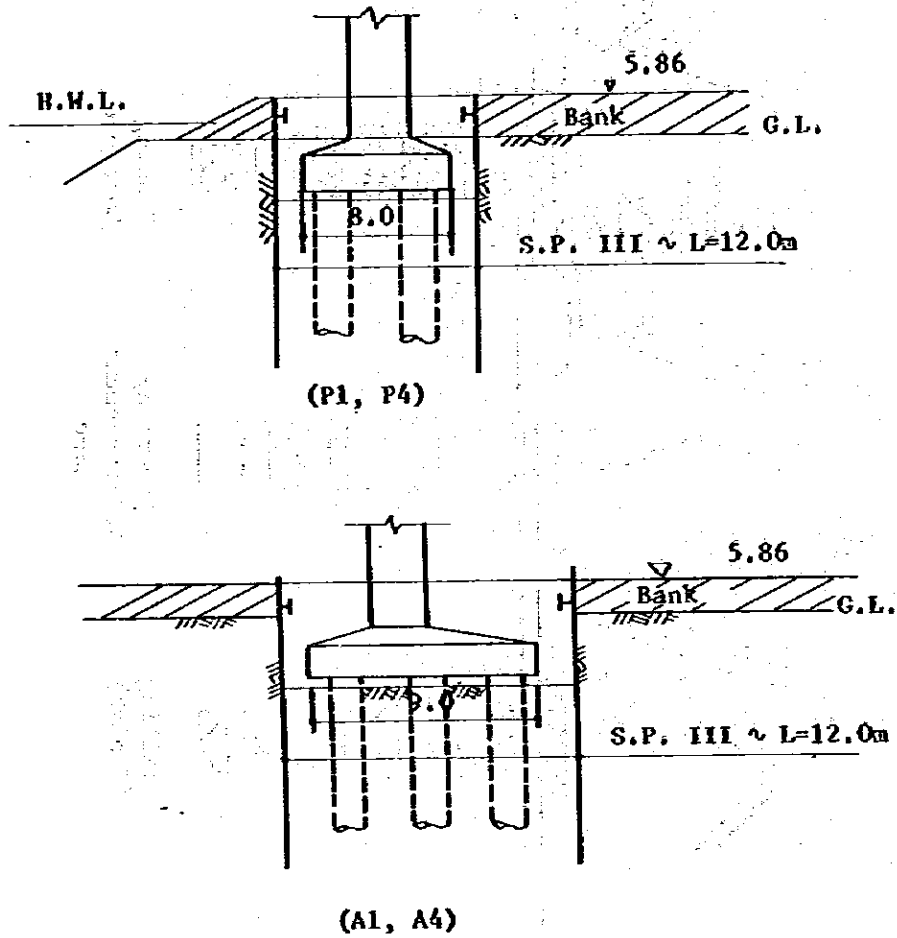


Fig - 4



## 2. 橋脚橋台工

For the construction of the body of an underwater caisson pier, a landing stage will be provided. Materials and equipment will be transported by trucks and truck mixers, while execution will be done by means of a crawler crane and concrete buckets.

As in the case of on-shore foundation works, temporary access will be used.

3. 仮 設 備

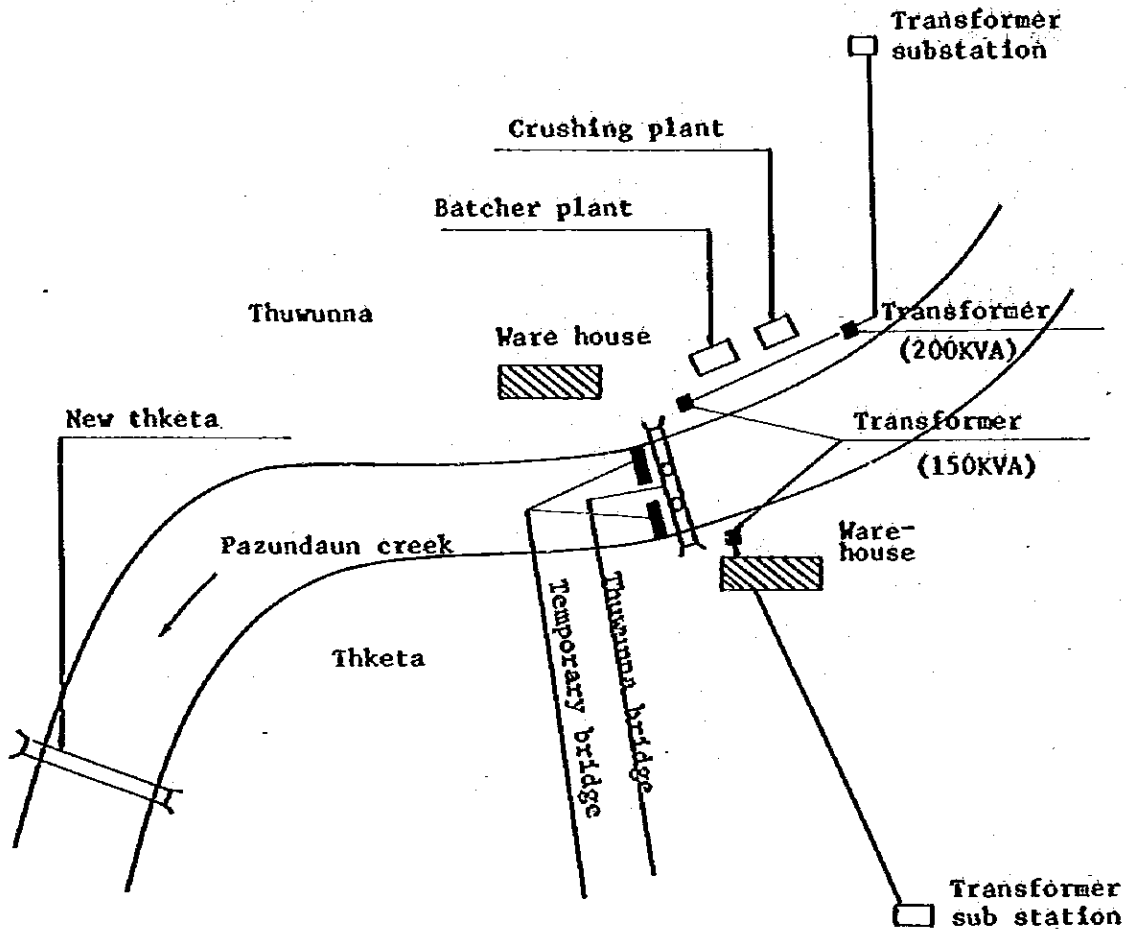


Fig - 5

## (1) 電気設備

送電幹線より現場までの高圧幹線はツワナ側、タケダ側とも、約1.5KMを考慮。  
現場付近両岸に変電設備を設ける。

ツワナ側にクラッシング、プラントおよびコンクリートプラント基地を設けるので

ツワナ側                      キュービクル 200 個

ツワナ側、タケダ側に      キュービクル 150 個

この他に、パイロハンマー（90 個）使用時および停電時に備えて発動発電機 300 個を両岸に各 1 台配備する。

現場照明設備およびトレーニングセンター～現場間の通信設備と両岸の交信のためのレシーバー等を設備する。

勿論変電設備より現場の機器間に低圧配線分電盤を設ける。

栈橋上の低圧幹線はキャブタイヤケーブルを使用するものとする。

## (2) 給水設備

コンクリートプラント、クラッシングプラント、リバースくい、型枠の洗滌、コンクリート養生、機器清掃、従業員用等に必要な清水を給水する必要がある。

上流にある送水管より送水の予定であるが、送水管より現場までの給水本管（φ100）は、ビルマ側に設営するものとして材料等は計上しない。

現地まで引水された水は、一旦水槽に貯溜され、断水時のために備える。

必要箇所までの分岐管およびホースはφ50、φ25とする。

## (3) クラッシングプラント（fig 6）

川砂利、川砂を使用するものとし、製造能力は30 T/Hとする。

プラントのフローチャートはfig 6に示す通りである。

供給された砂利はホッパー（3 m<sup>3</sup>）に投入され、フィーダーによりジョークラッシャー（粗割）に入り、ベルトコンベアにてパイブレーティング・スクリーンに送りこまれ、40% up は再びジョークラッシャーに逆送される。

砂はホッパー（3 m<sup>3</sup>）よりフィーダーによりスパイラルクラッシュファイヤーに送られ、コンベアによりストックされる。

一方スクリーンを通過する2.5% undev の砂利は次のスクリーンに送られて、粗砂ストックに入り、残る細部分は、クラッシュファイヤーに送りこまれた後、細砂ストックに送られ、4種類の骨材を生産するものである。

Crushing Plant (30t/h)

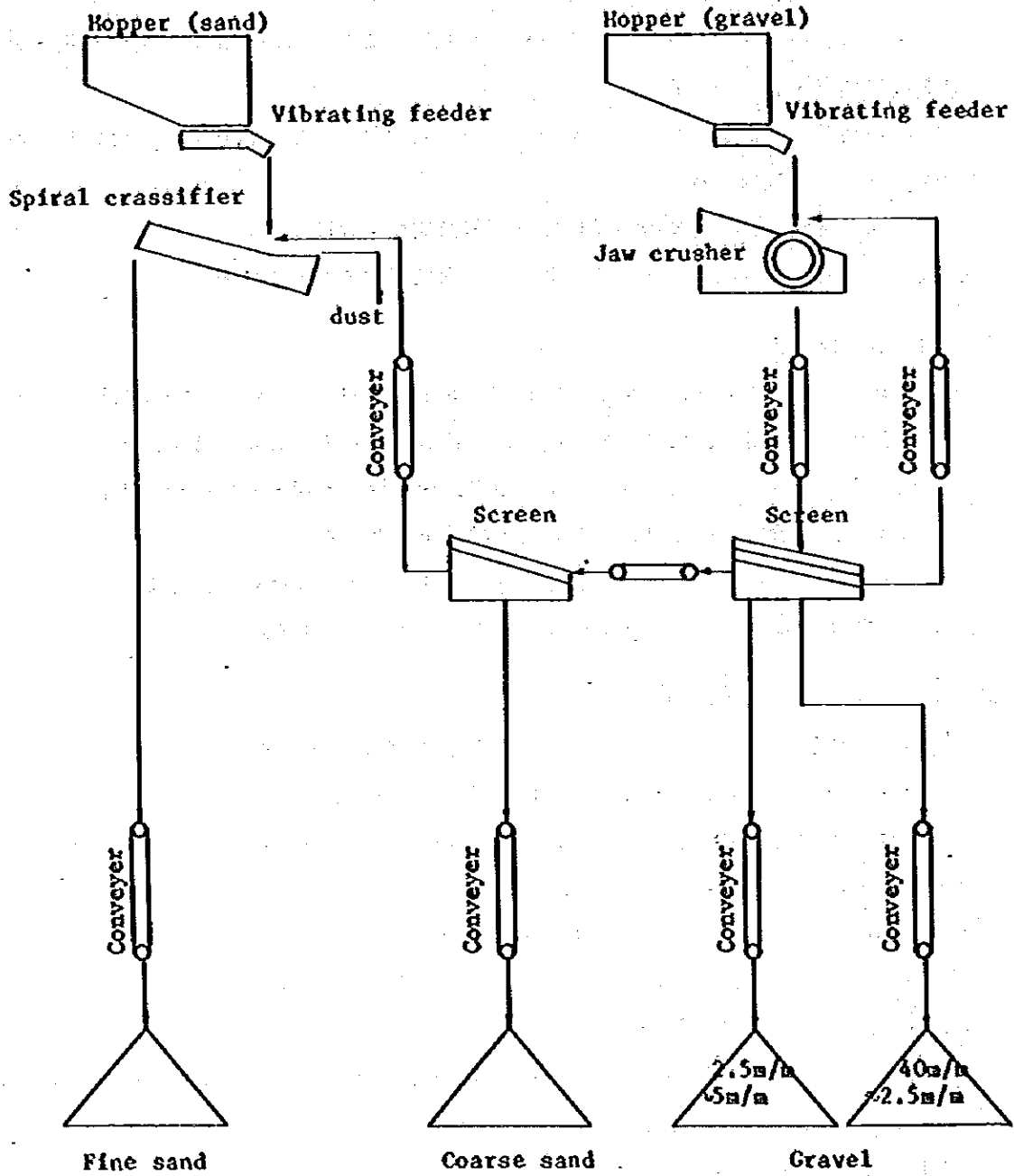


Fig. 6

#### (4) パッチャープラント

クラッシングプラントに隣接してパッチャープラントを設備する。コンクリート製造能力は $30\text{m}^3/\text{hr}$ のメカニクタイプとする。

4種類に分けられた骨材はベルトコンベヤーにより、直接パッチャーに送られる。なおセメントサイロは $30\text{t}$ 用を設置する。

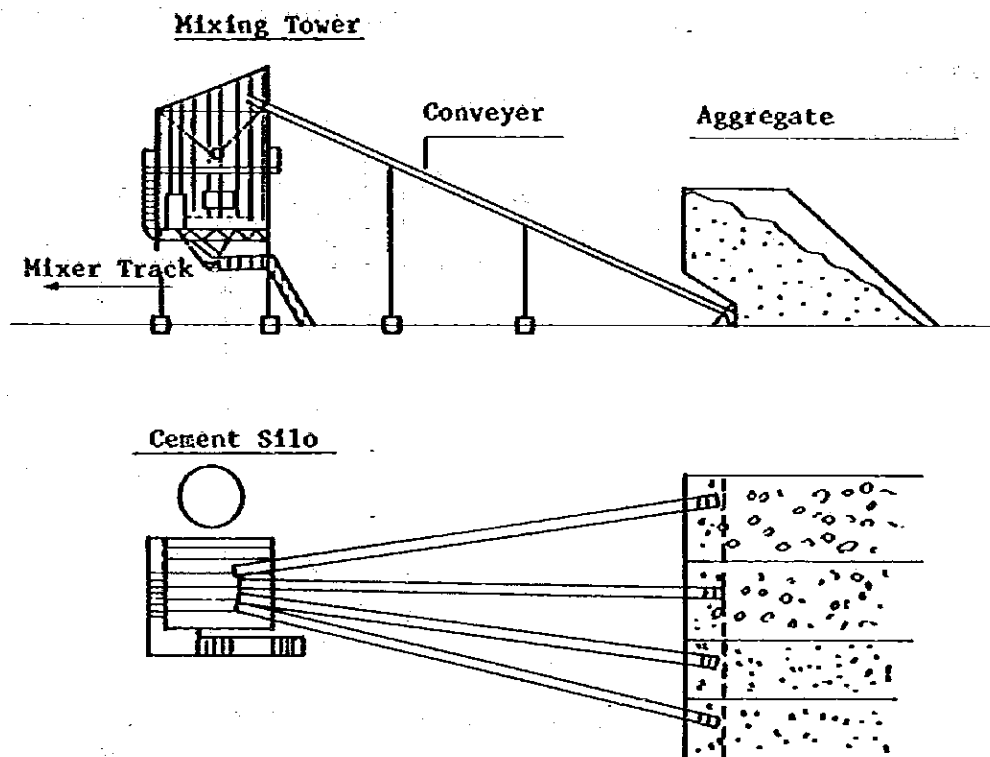


Fig. 7

#### (5) 仮 棧 橋

a) 棧橋の幅員は、重機の走行に必要な最小幅の $4\text{m}$ とする。作業員用の歩道は添架するものとし、幅員 $1.0\text{M}$ とする。

棧橋は兩岸よりそれぞれケーソンまでとし、ケーソンの両サイドは重機の作業ゾーンとして、幅員 $8.0\text{m}$ とした。

棧橋は上部工にも利用するため、長期に亘るので、雨期の使用も考慮して、桁下高をH. H. W. L(+486)とする。

経間は、増水期の流木その他による障害を少なくするため $8.0\text{m}$ とする。

栈橋の施工は、クローラクレーン、パイプロハンマ打込みによる前進施工とし、1 Span づつ仕上げて行くものとする。

栈橋の撤去時は、ワーゲン部の施工完了時より開始する。

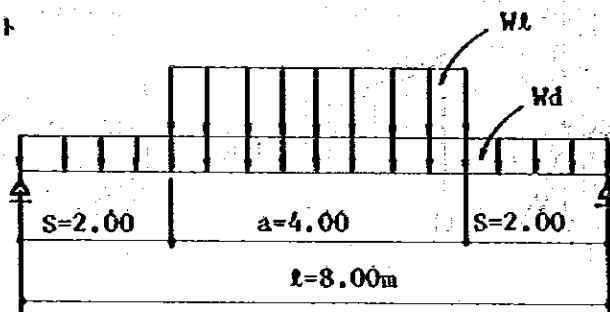
撤去は、反対に後進施工とする。

b) 主桁(覆工受桁)の計算

活荷重(クローラクレーン)の作業時荷重状態

クローラクレーンが支間中央において、片側履帯に全荷重の70%がかかった場合を考える。

曲げモーメント



Wd:	deck plate	0.20 t/m
	dead load of beam	0.15 "
		0.35 t/m

$$W_e: (\text{dead weight of crawler crane} + \text{hoisted load}) \times 70\% \times (1 + i)$$

$$= (40 + 10) \times 0.7 \times 1.3 \div 4 = 11.38 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = \frac{W_d l^2}{8} + \frac{W_e \cdot a}{2} \left( \frac{a}{2} + s \right) - \frac{W_e}{2} \left( \frac{l}{2} - s \right)^2$$

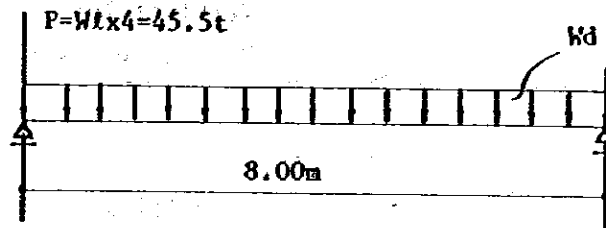
$$= \frac{0.35 \times 8^2}{8} + \frac{11.38 \times 4}{2} \left( \frac{4}{2} + 2 \right) - \frac{11.38}{2} \left( \frac{8}{2} - 2 \right)^2$$

$$= 2.8 + 91.04 - 22.76 = 2.8 + 68.28$$

$$= 71.08 \text{ t}\cdot\text{m}$$

せん断力

クローラクレーンが支点に載った場合を考える。



$$S_{\max} = \frac{Wd \cdot l}{2} + P$$

$$= \frac{0.35 \times 8}{2} + 45.5 = 1.4 + 45.5$$

$$= 46.9 \text{ t}$$

using H = 588 x 300 x 12/21

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = \frac{71.08 \times 10^5}{4020} = 1.768 < 2.100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{S}{A_w} = \frac{46,900}{1.2(58.8 - 2 \times 2.1)} = 716 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{deflection} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

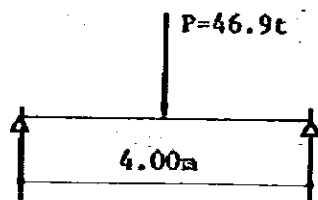
$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 11.8 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$W = (40 + 10) \times 0.7 \quad 4 = 8.75 \text{ t/m}$$

$$\sigma = \frac{5 \times 8.75 \times 10 \times 800^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 11.8 \times 10^4}$$

$$= 1.9 \text{ cm} < \frac{l}{400} = 2.0 \text{ cm}$$

c) Deck Joint



$$M_{\max} = \frac{Pl}{4} = \frac{46.9 \times 4}{4}$$

$$= 46.9 \text{ t.m.}$$

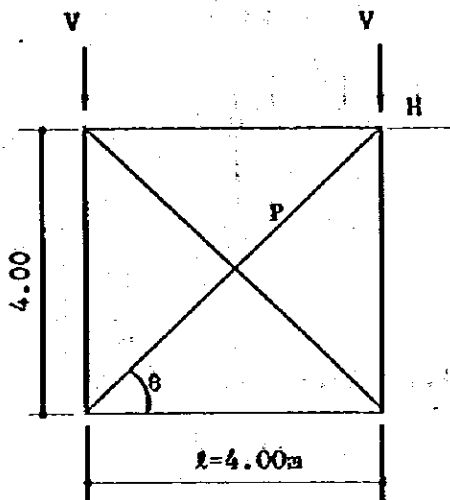
$$S_{\max} = 46.9 \text{ t.}$$

using H-588 x 300 x 12/21

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = \frac{46.9 \times 10^5}{4020} = 1,167 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{S}{A_w} = \frac{46.9 \times 10^3}{1.2(58.8 - 2 \times 2.1)} = 716 < 1200 \text{ kg/cm}^2$$

d くい計算



Vertical load

$$0.20 \times 4 \times 8 = 6.4 \text{ t}$$

$$0.151 \text{ t/m} \times 8 \times 3 = 3.624$$

$$0.151 \times 5 = 0.755$$

Crawler crane

$$40 + 10 = 50.0$$

$$\text{Others} \quad \underline{\quad 0.221 \quad}$$

$$61.0 \text{ t}$$

Horizontal load

taking at 10% of the load of the crawler crane.

$$H = 50 \times 0.1 = 5 \text{ t}$$

i) ブレース材

$$P = R \sec \theta = 45^\circ$$

$$= 5 \times 1.414 = 7.07 \text{ t}$$

Diagonal bracer

$$L = 100 \times 100 \times 10$$

$$A = 19 \text{ cm}^2 \quad I = 3.03 \text{ cm}^4 = 4 \times 1.414 = 5.66$$

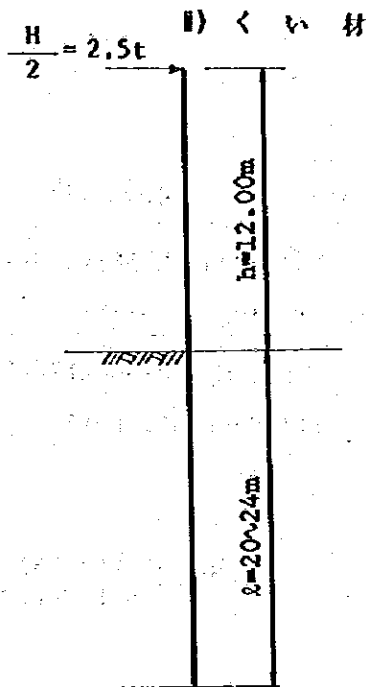
$$l/i = 186$$

$$\frac{l}{i} > 93 \quad \sigma_{ca} = \left\{ \frac{12,000,000}{6,700 + (l/i)^2} \right\} \times 1.5$$

$$= 435 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{7070}{19} = 372 < 435 \text{ kg/cm}^2$$





$$\beta = 4 \sqrt{\frac{KD}{4EI}}$$

$$= 4 \sqrt{\frac{1.0 \times 40}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.24 \times 10^4}}$$

$$= 0.38 \times 1.0^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{\pi}{\beta} = 8.27 \text{ m} < 20.0m$$

$$M_{\max} = -Hh \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right]$$

$$\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right]$$

$$1+2\beta h = 1+2 \times 0.38 \times 10^{-2} \times 1200 = 10.12$$

$$M_{\max} = -2.500 \times 1200 \times \frac{\sqrt{10.12^2 + 1}}{9.12} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{10.12}\right]$$

$$= -3,345,160 \times 0.906 = 3,030,705 \text{ cm-kg}$$

Depth giving  $M_{\max}$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$$

$$= \frac{1}{0.38 \times 10^{-2}} \tan^{-1} \frac{1}{10.12} = 26 \text{ cm}$$

$$= \frac{V}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$= \frac{30,500}{218.7} \pm \frac{3,030,715}{3.330} = 139.5 \pm 910$$

$$= 1,050 \text{ kg/cm}^2 < 2100$$

III) くいの支持力

Consider the case where 70% of (crawler crane + hoisted load) are imposed on one pile

$$W = (40 + 10) \times 1.3 \times 0.7 = 45.5 \text{ t}$$

$$W_d = (6.4 + 3.624 + 0.755) \div 2 = 10.8 \text{ t}$$

$$56.3 \div 57 \text{ t/pile}$$

$$R_u = 40N_{Ap} + C_{uL}$$

$$= 40 \times 10 \times 0.16 + 1.0 \times (0.4 \times 4) \times 20$$

$$= 96 \text{ t/pile}$$

$$f = 96/57 = 1.68 > 1.5$$

Temporary Landing Stage  $s = 1/100$

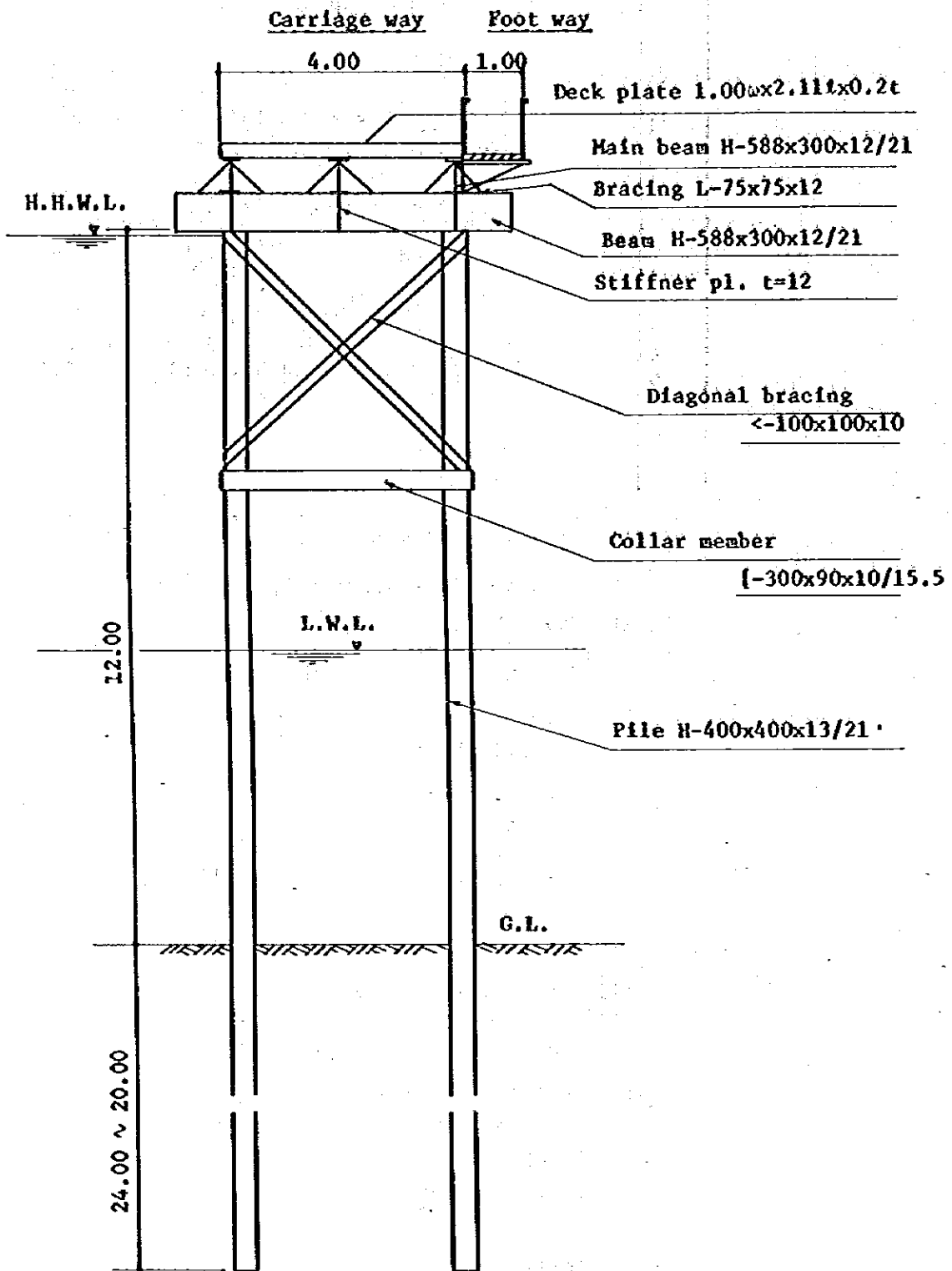


Fig. 8

Side View of Travelling Zone

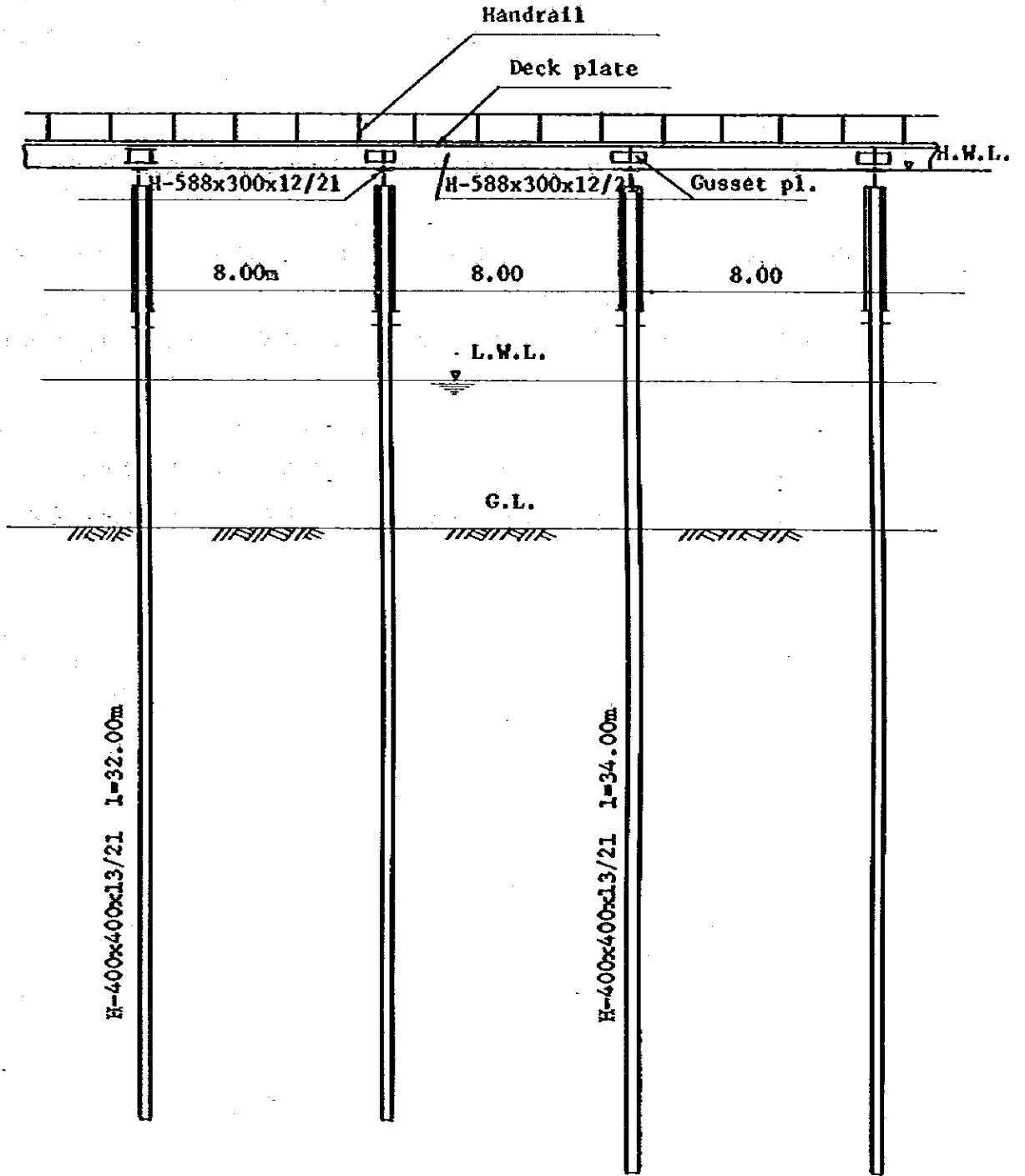


Fig. 9

(6) 築 島

a) 干満差の大きいこと、流速の早いこと、河床地盤の軟弱等を考慮して、鋼矢板打込による築島方式により、オープンケーソンを構築することとした。

矢板は完全閉合させる必要があるため、予めH鋼を打込んでおき、これに導枠(H-300)を取付け、この導枠に沿って、鋼矢板を打込んで行くものとする。

築島の大きさは、オープンケーソン(径14m)に対し、足場組立、資材の仮置場としての広場をとり、直径18mとした。

盛土材料は砂(または砂質土)とする。

鋼矢板の外周に沿ってバンド(H-250)を取付け、土圧による張力に抵抗せしめるため、バンドは2段とする。

鋼抗鋼矢板の打抜にはパイプロ(VM-5000)を用い、クローラクレーン(40 Tons)により吊り込んで誘行する。

完全閉合させるために、矢板は常に鉛直である必要があり、二度打ち(ある程度自立するまで打込んだ後閉合させた上で、二度目の打込を行う)とする。

築島の天端はH. H. W. Lとするも、盛土天端は、これより1.5m下げるものとする。

築島の撤去時期は、止水壁の取しと同様に、橋脚の竣工完了時点とする。

盛土は、ダンプトラックまた台車にて運搬されたものをクローラクレーン、クラムシエルの組合せて行う。

Island embankment

s = 1/200

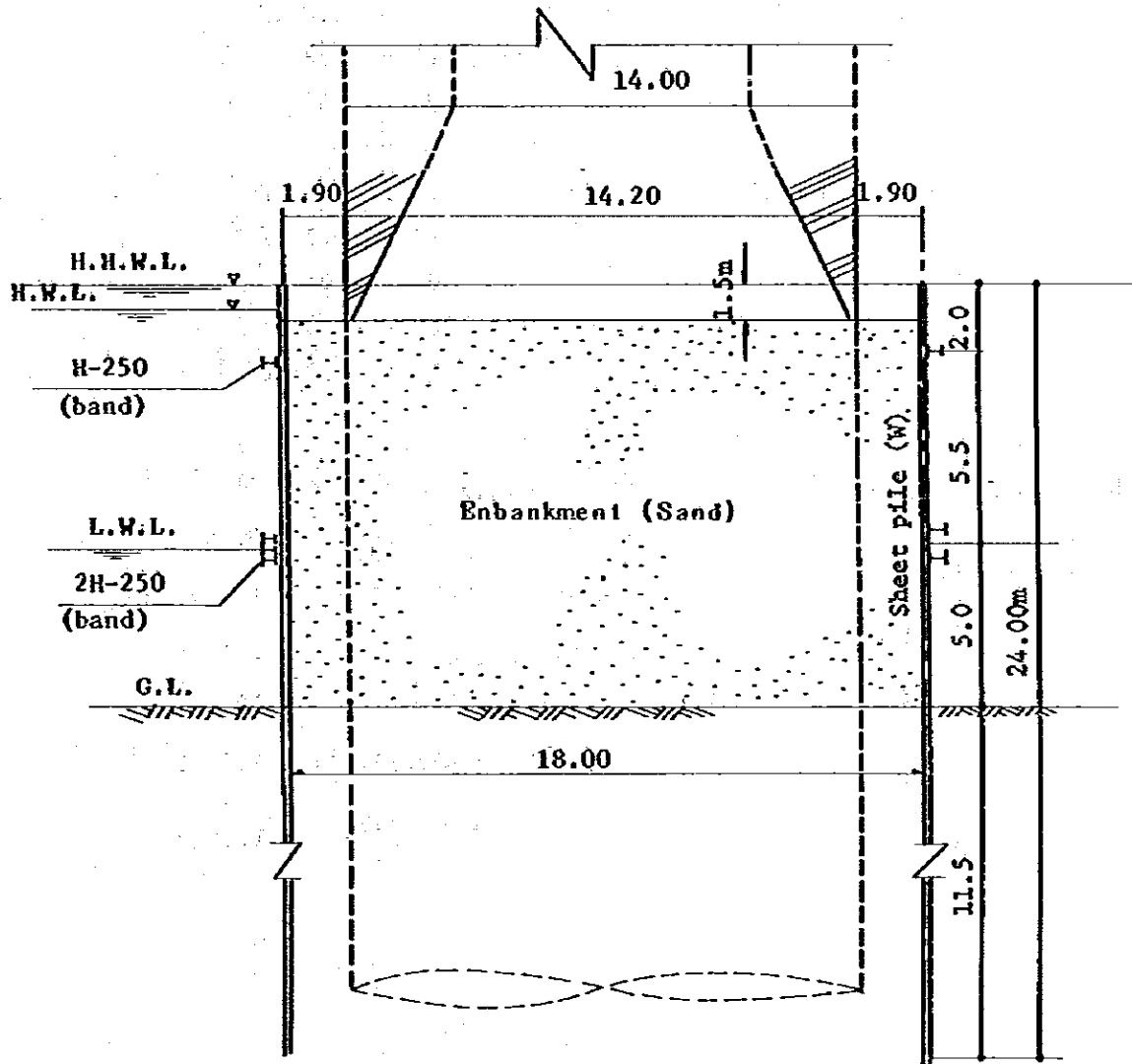


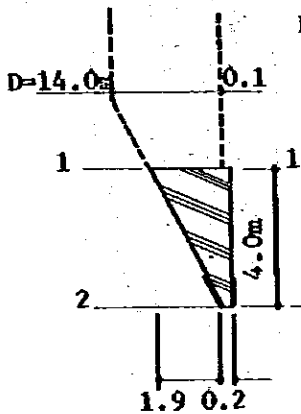
Fig. 10

b) 築島の設計

1. 設計条件

Island	diameter	18.0 m
H.W.L	from riverbed	11.5 m
L.W.L	"	5.0 m
Residual water level		+1.0 m
Fill material	sand	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	underwater	$\gamma' = 0.8 \text{ t/m}^3$
		$\phi = 25^\circ$
		$c = 0$
Riverbed soil	silt	$\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$
		$\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$
		$\phi = 10^\circ$
		$c = 3.5 \text{ t/m}^2$
		$\phi = 2.98 \text{ t/m}^2$

Load



First lot concrete weight

$$0.785 \left( \frac{2}{14.2} - 10^2 \right) = 79.79 \text{ m}^2$$

$$0.785 \left( \frac{2}{14.2} - \frac{2}{13.8} \right) = 8.79 \text{ "}$$

$$(79.79 + 8.79) \div 2 \times 4 = 177.2 \text{ m}^3$$

$$W = 177.2 \times 2.5 = 443.0 \text{ t}$$

$$W' = 15 \text{ t}$$

$$(443 + 15) \div \left( 0.785 \times \frac{2}{14} \right) = 2.98 \text{ t/m}^2$$

$$h' = \frac{2.98}{1.8} = 1.66 \text{ m}$$

土圧 ランキン、レザール公式による。

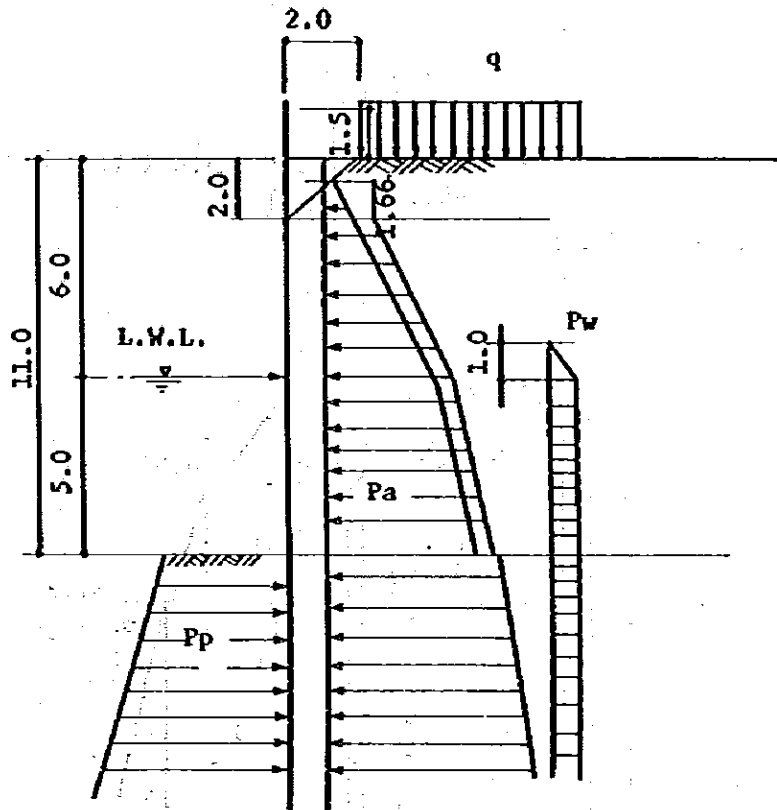
主動土圧  $-P_a = \gamma h \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan (45^\circ - \frac{\phi}{2})$

受働土圧  $-P_p = \gamma h \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan (45^\circ + \frac{\phi}{2})$

鋼材許容応力度

鋼矢板  $\sigma_a = 2,700 \text{ ㏩}$

鋼材 (SS41)  $\sigma_1 = 2,100 \text{ ㏩}$



2. 土圧の計算

$\phi = 25^\circ$

$\phi = 10^\circ$

Considering the case of LWL

$\tan^2 (45 - \frac{\phi}{2}) = 0.637^2 = 0.41$

$\tan^2 (45 - \frac{\phi}{2}) = 0.84^2 = 0.70$

$\tan^2 (45 + \frac{\phi}{2}) = 1.192^2 = 1.42$

Active earth pressure

- 0.5  $P_a^1 = 0.41 (0.5 + 0.34) \times 1.8 = 0.62 \text{ t/m}^2$

- 6.0  $P_a^2 = 0.41 (6 + 1.66) \times 1.8 = 5.65 \text{ t/m}^2$

-11.0  $P_a^3 = 5.65 + 0.41 (5 \times 0.8) = 7.29$

-11.0  $P_a^4 = 0.70 (7.66 \times 1.8 + 5 \times 0.8) - 2 \times 3.0 \times 0.84$   
 $= 12.45 - 5.04 = 7.41$

-11~Z  $P_p^5 = 0.70 \times 0.70Z + 7.41 = 0.49Z + 7.41$

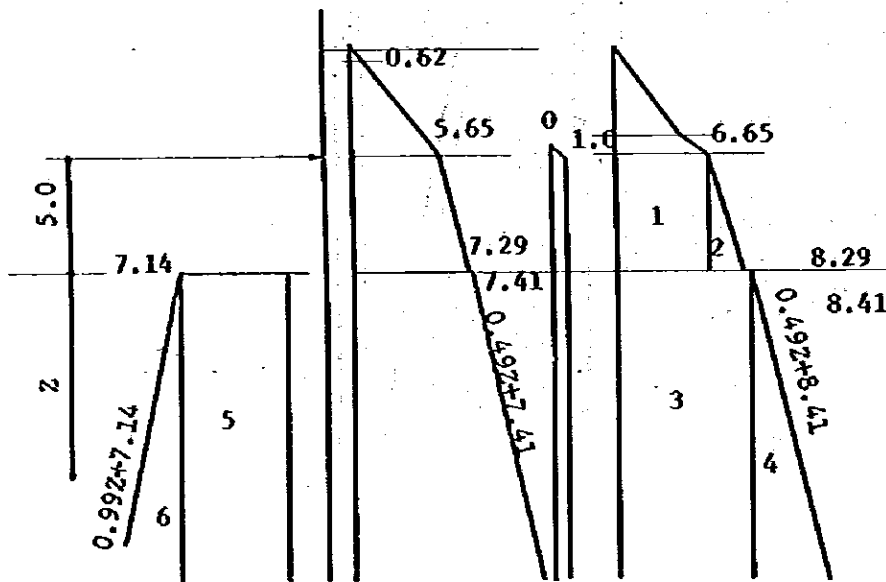
Water pressure

-6.0  $P_w = 1.0 \text{ t/m}^2$

Passive earth pressure

-11~Z  $P_p = 0.7 \times 1.42Z + 2 \times 3.0 \times 1.19 = 0.99Z + 7.14$

3. 矢板根入長の計算



1.  $A_1 = 6.65 \times 5 = 33.25$

$M_1 = 33.25 \times 5 \times 1/2 = 83.13$

2.  $1/2 \times 1.64 \times 5 = 4.1$

$M_2 = 4.1 \times 5 \times 2/3 = 13.67$

3.  $8.41 \times Z = 8.41Z$

$M_3 = 8.41Z (5 + Z \times 1/2) = 42.05Z + 4.2Z^2$

4.  $1/2 \times 0.49Z \times Z = 0.245Z^2$

$M_4 = 0.245Z^2 (5 + Z \times 2/3) = 1.23Z^2 + 0.16Z^3$

5.  $7.14 \times Z = 7.14Z$

$M_5 = 7.14Z (5 + Z \times 1/2) = 35.7Z + 3.57Z^2$



$$6. \quad 1/2 \times 0.992 \times Z = 0.495Z^2 \quad M_G = 0.495Z^2 (5 + Z \times 2/3) = 2.48Z^2 + 0.33Z^3$$

$$\Sigma M_a = 0.16Z^3 + 5.43Z^2 + 42.05Z + 96.8$$

$$\Sigma M_p = 0.33Z^3 + 6.05Z^2 + 35.7Z$$

$$0.17Z^3 + 0.62Z^2 - 6.35Z - 96.8 = 0$$

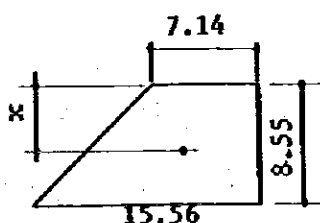
$$Z = 8.55 \text{ m}$$

$$\text{Penetration depth} = 8.55 \text{ m} \times 1.2 = 10.25$$

$$\text{Length of steel pile} = 12.5 + 10.3 = 22.8 \rightarrow 24.0 \text{ m}$$

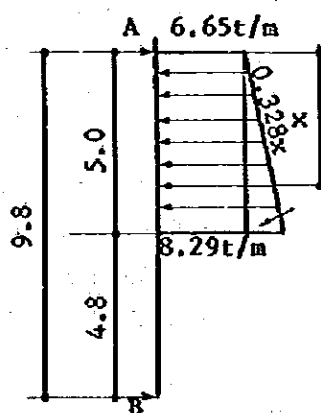
#### 4. 矢板断面計算

##### 1) 仮想支持点



$$x = \frac{8.55}{3} \frac{7.14 + 2 \times 15.56}{7.14 + 15.56} = 4.8 \text{ m}$$

##### ii) 断面計算



$$R_A = \frac{1}{9.8} \left\{ 6.65 \times 5 \left( 4.8 + \frac{5}{2} \right) + \frac{1}{2} \times 1.64 \times 5 \right. \\ \left. (4.8 + 5 \times 1/3) \right\} = 27.47 \text{ t}$$

$$6.65 + \frac{1}{2} \times 0.328x^2 - 27.47 = 0$$

$$x = 3.78$$

$$M_{\max} = 3.78 \times 27.47 - 6.65 \times \frac{2}{3.78} \times \frac{1}{2}$$

$$- \frac{1}{2} \times 0.328 \times \frac{2}{3.78} \times \frac{1}{3} \times 3.78$$

$$= 53.38 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{YSP W type } Z = 2.060 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\sigma_t = \frac{53.38 \times 10^5}{2.060} = 2.493$$

$$< 2.700 \text{ kg/cm}^2$$



$$F_s = \frac{Mr}{Md} = \frac{r.C. X^2}{(\gamma H + \phi) \cdot x \cdot \frac{x}{2}} = \frac{2 r C}{\gamma H + \phi}$$

$$= \frac{2 \times 3.14 \times 3.5}{10.8 + 4 + 2.98} = \frac{21.98}{17.78} = 1.23 > 1.2$$

(  $\frac{Mr}{Md}$  becomes irrelevant to x )

c) 取付道路

兩岸の既設道路より、現場までの道路は、表層の圧密をかねたプレロードとして、H. W. Lより高い+5.90程度に盛土が施されることになっている。

この道路より板棧橋までも同様に作業用道路を設ける必要がある。幅員は6 M程度とする。

さらに棧橋の取付ける付近に、重機、車両の待機する広場が必要である。

生コン車、ダンプ車、重機の往来が激しいので、相当厚の砕石を転圧した上に、クラッシュランを敷均すものとする。

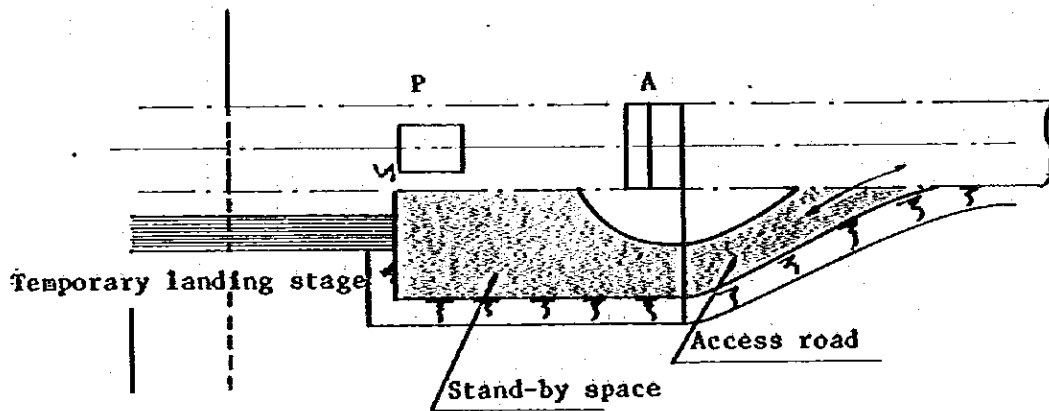


Fig. 11



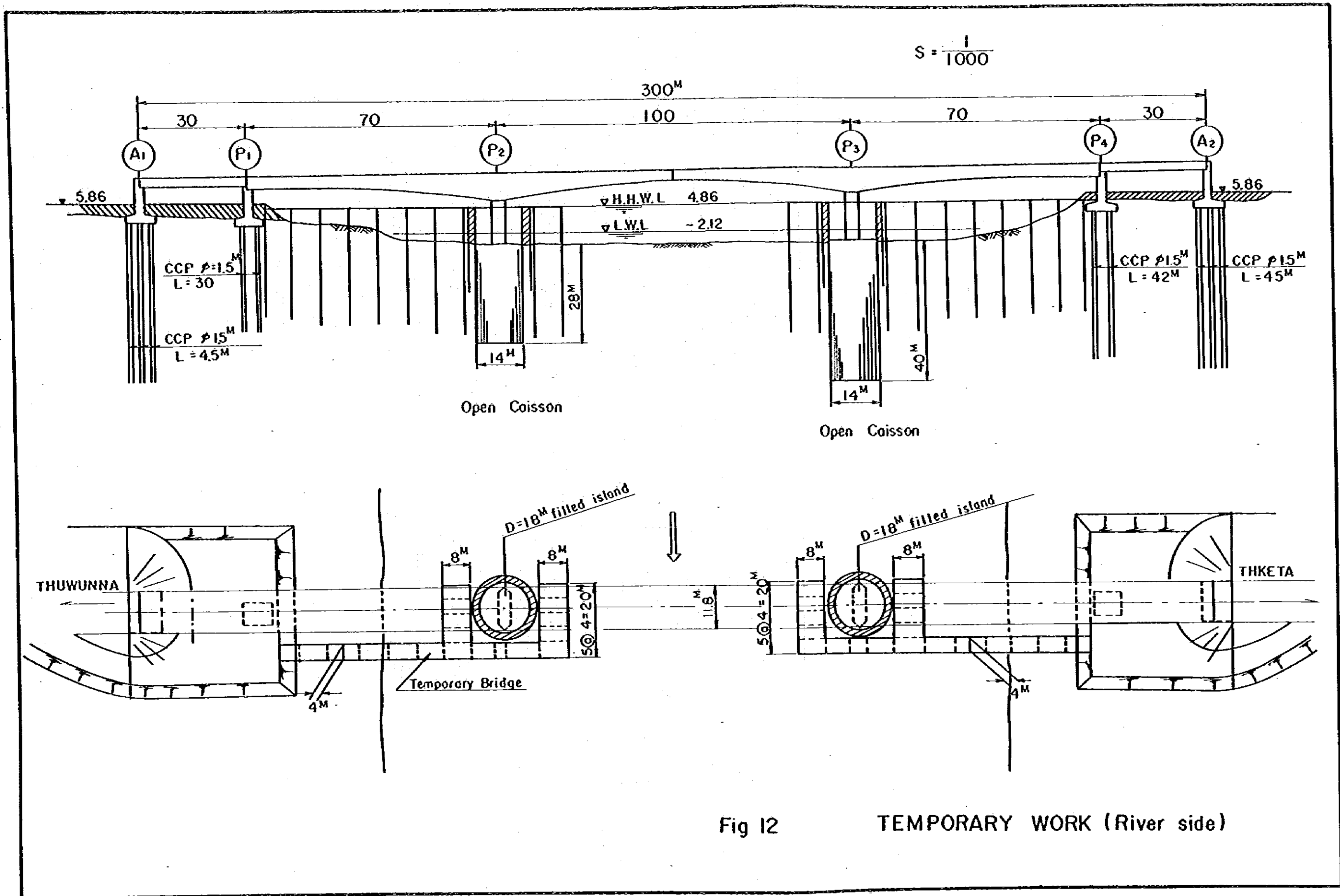


Fig 12      TEMPORARY WORK (River side)



### 第3章 上部工の施工

上部工の施工区分は次図（fig 13）の通りであり、次の項目に大別される。

(1) 3 経間連続有 ヒンジラーメン橋

- a) 柱頭部
- b) 張出し架設部
- c) 側経間支保工部
- d) 中央経間吊支保工による連結

(2) ポストテンション T 桁合成桁

- a) 主 桁 工
- b) 橋 面 工

(3) 仮設橋工、下部工の仮設橋を流用する。

- a) 柱頭部は橋脚に鋼棒にて緊結したブラケットを支保工として、栈橋よりクローラクレ-ンを用いて構築する。（fig 14）
- b) 張出し架設部は fig 15 に示す架設作業車（ワーゲン）をセットし、柱頭部より左右対象にブロック毎に構築して行く。
- c) 側経間支保工部は、支保工を組立て、場所打コンクリートとする。（fig 17）
- d) 中央部は側経間完了後ワーゲンにて連結する。（fig 16）



Division of Execution

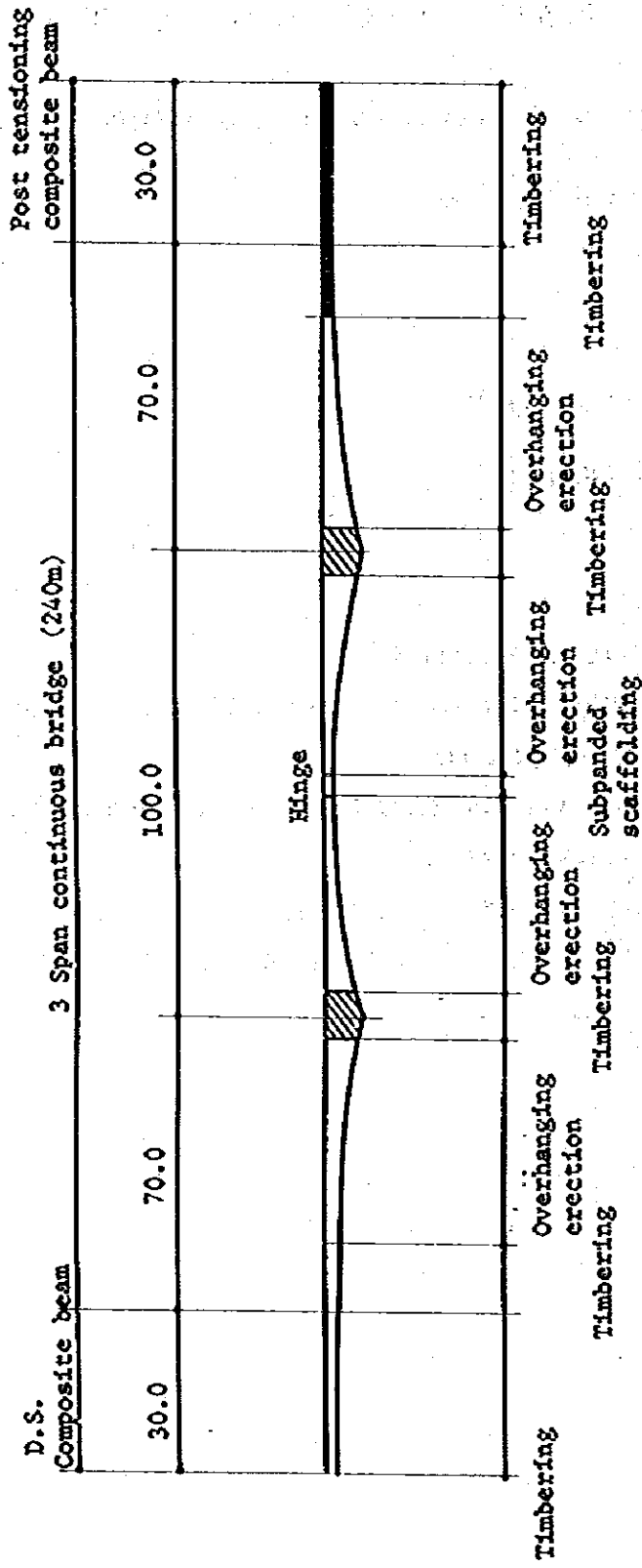
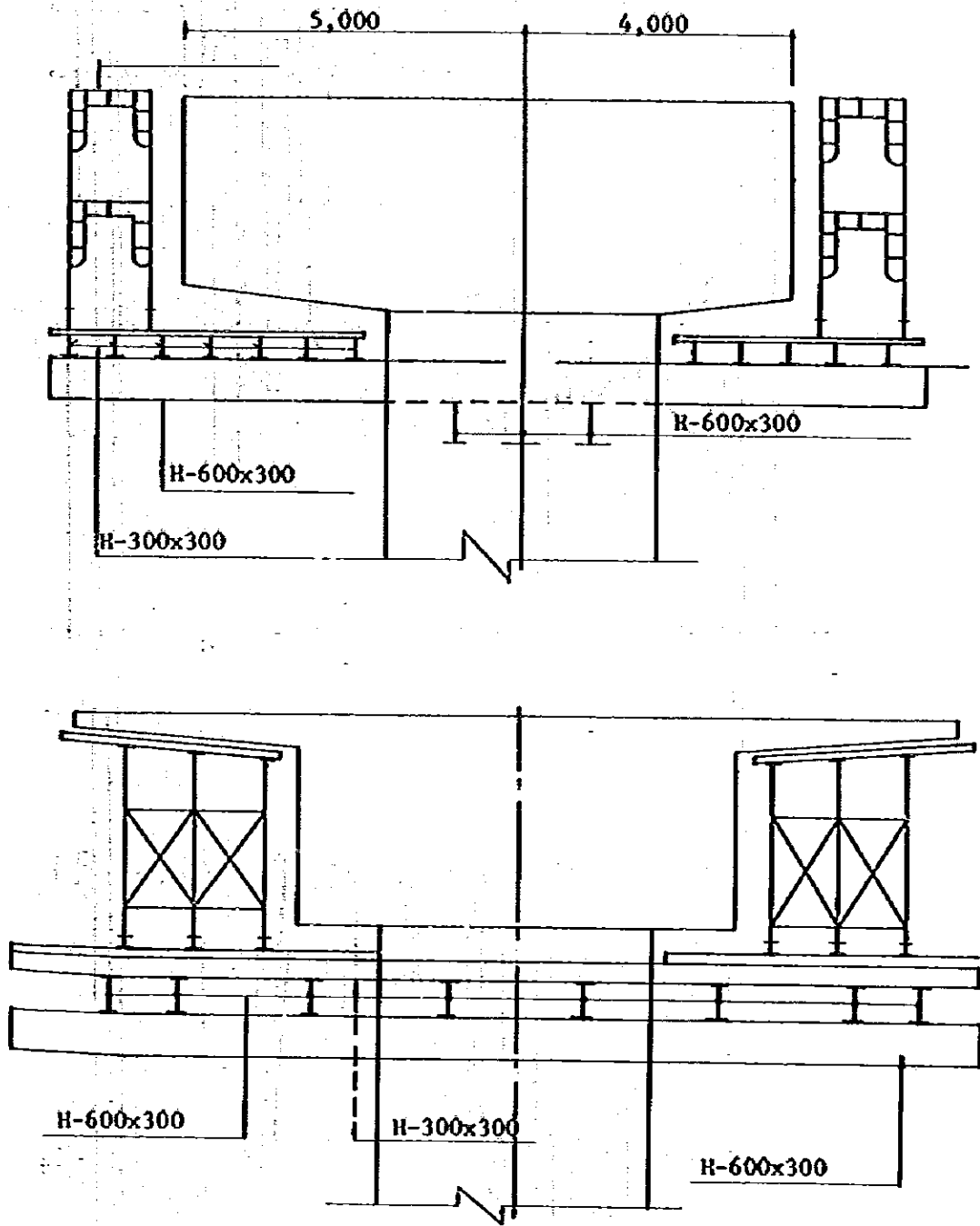


FIG. 13

柱頭部施工  
Construction of column capital

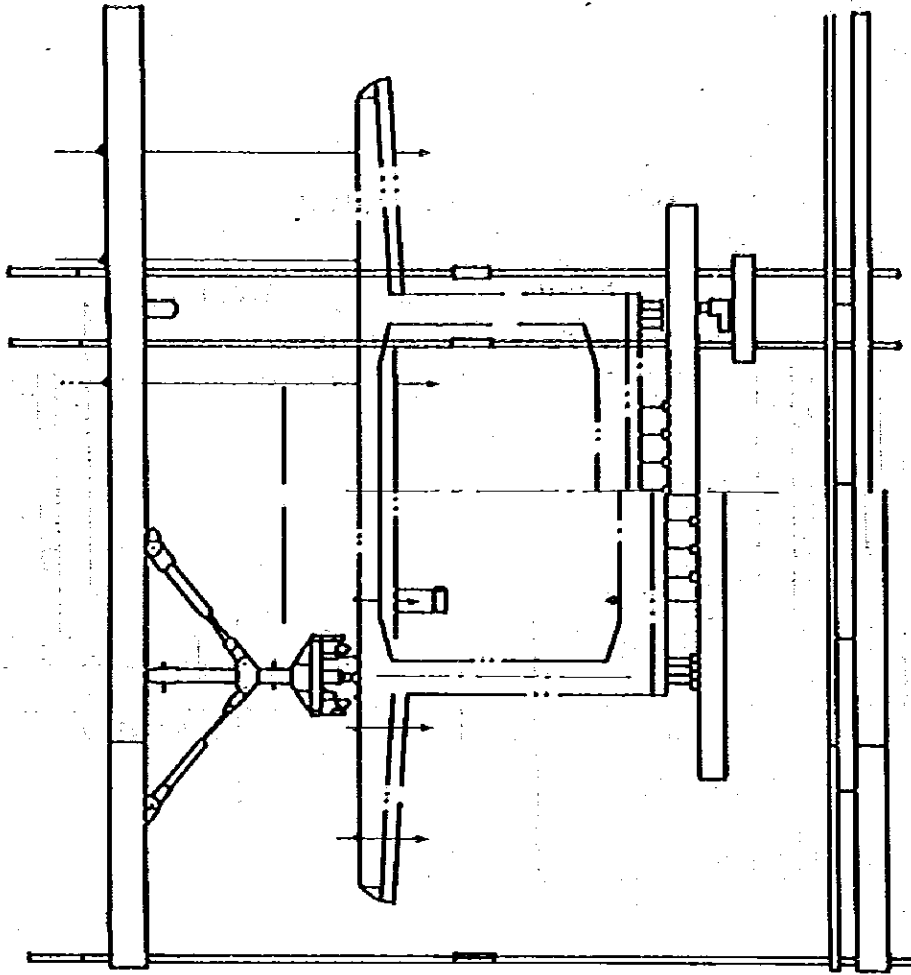


Build the H-Shape Steel into the pier, and erect the scaffolding on the H-Shape Steel.

Fig. 14

Views of Work Wagon

Front View



Side View

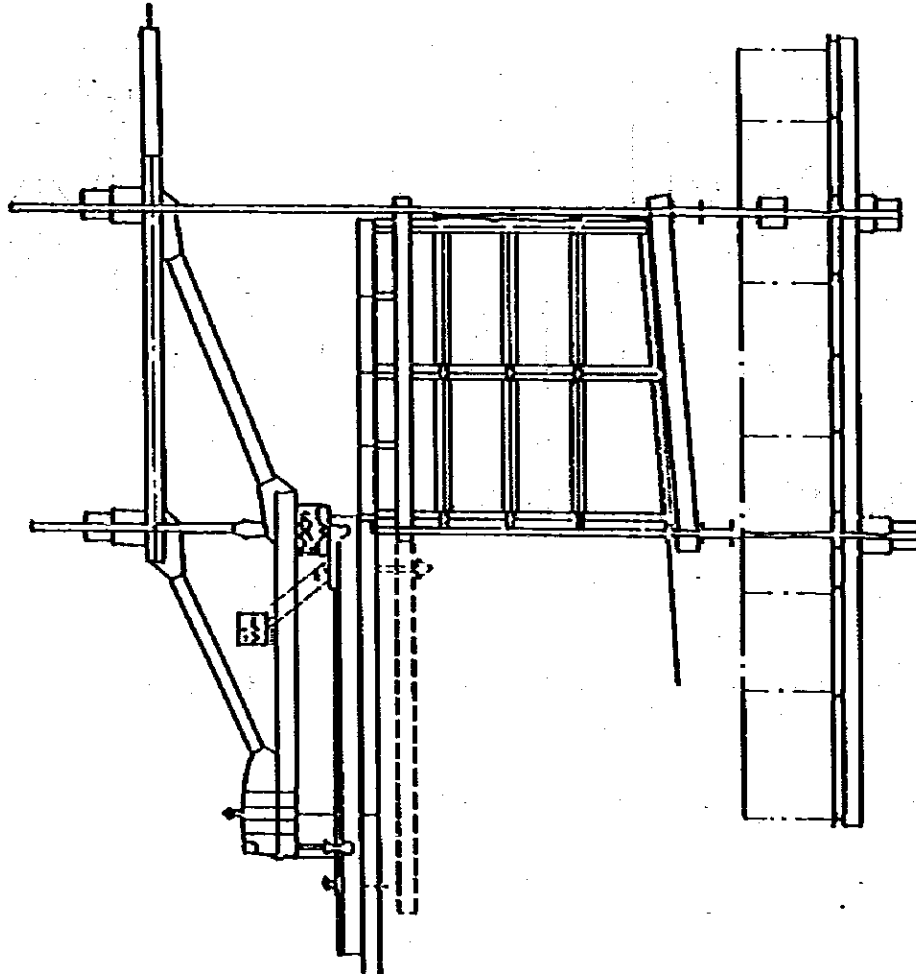


FIG. 15

Plan of P.C. Composite T-Beam Timbering

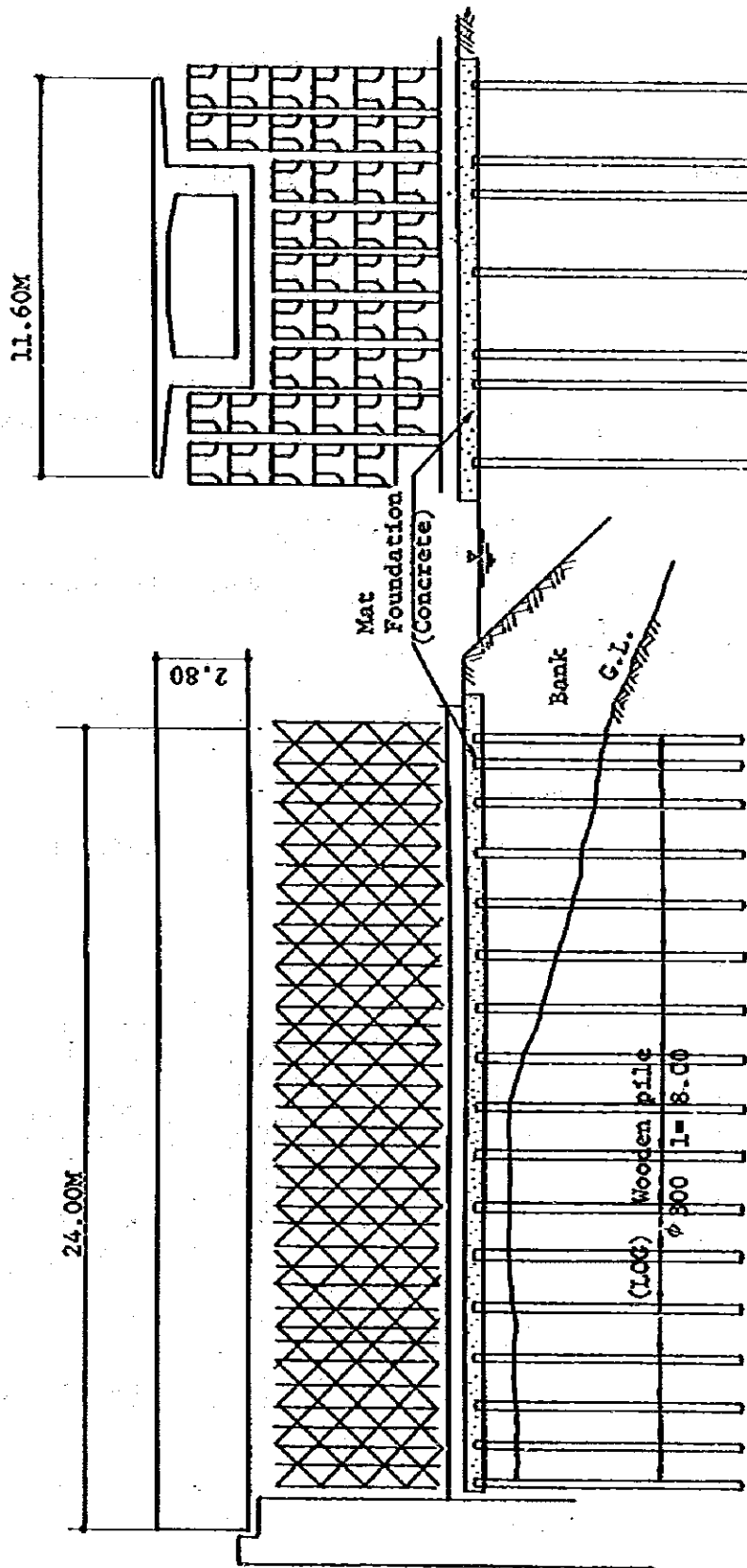


FIG. 16

Suspended Scaffolding for the Central Joint

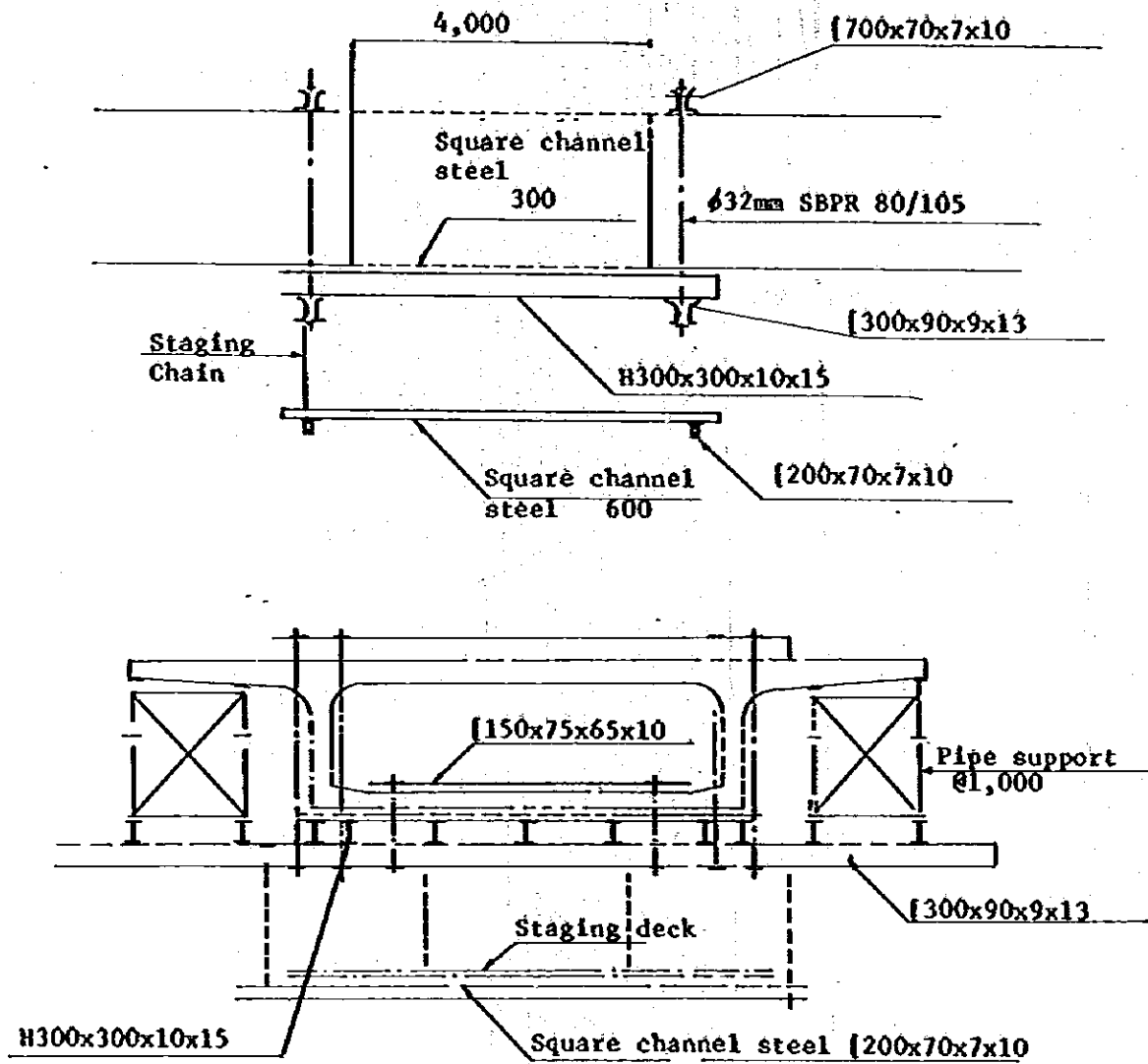


Fig. 17

Plan of P.C. Composite T-Beam Timbering

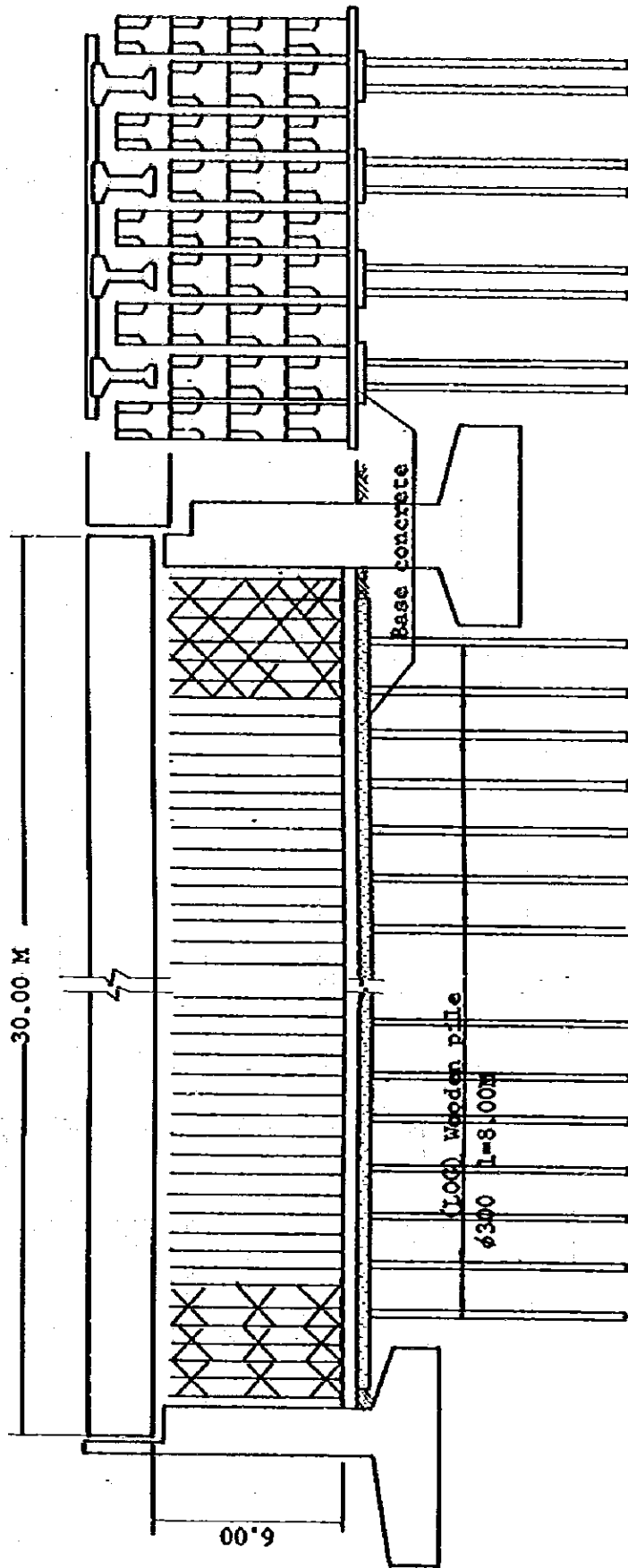


Fig. 18

## 地覆及び橋面工

橋体工が完成後は連続桁側はグラウトを行い、橋面工にかかる。地覆の施工は下図に示す様な簡易ワーゲンをを用いて施工する。

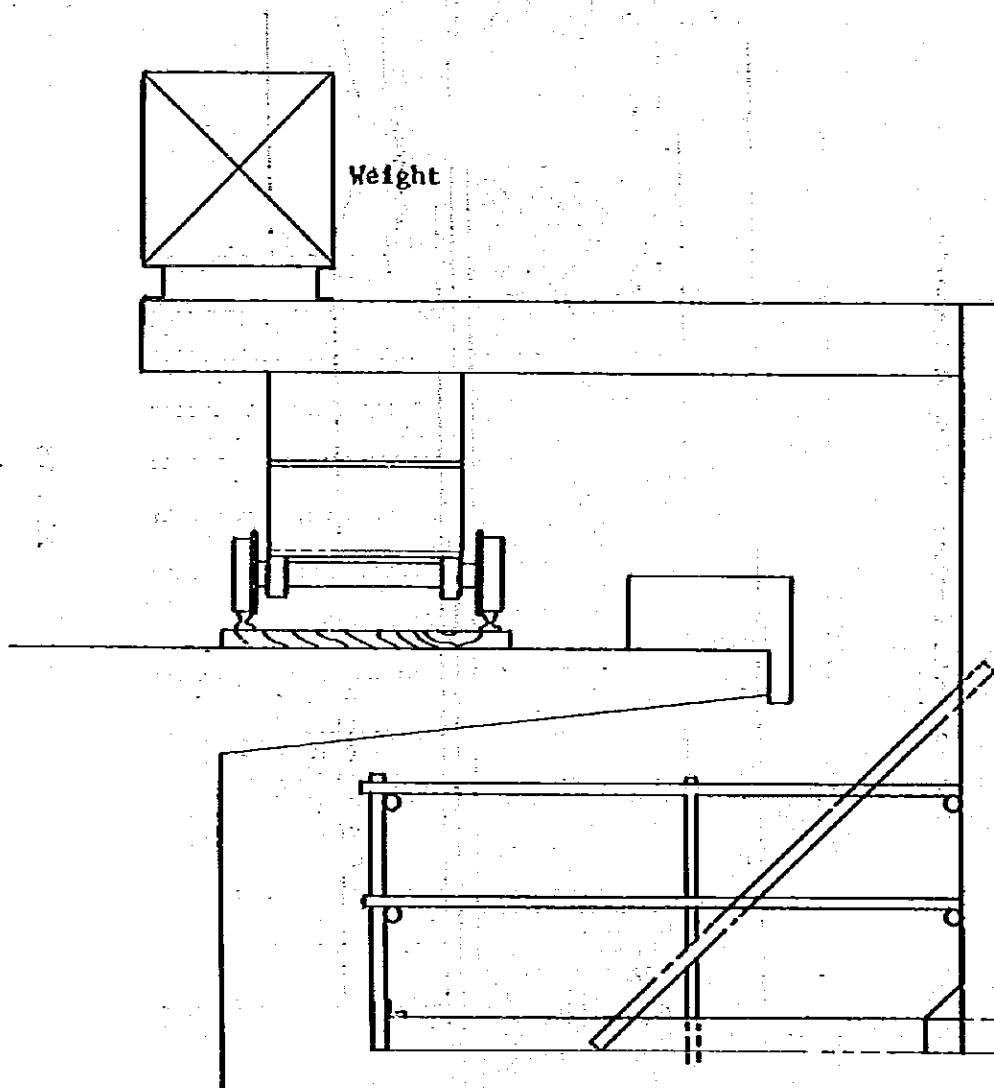


Fig. 19

## 第4章 主要機材器具表

### 1. 下部工

Equipment	Type	Quantity	Place of Use	Remarks
Crawler crane	40%	1	Well excavation material loading and unloading	Shared use with superstructure works
"	25%	1	-ditto-	-ditto-
Clam shell bucket	0.8m <sup>3</sup>	1	Well excavation island earth work	
"	0.6m <sup>3</sup>	1	Onshore foundation excavation	
Reverse machine	S-320	1	R.C.D pile	
Hammer grav	φ1500	1	-do- excavation within stand pipe	
Slosh tank	80m <sup>3</sup>	3	-do- settling tank	
Underwater pump	8"	2	-do- R.C.D. pile	Onshore foundation excavation
"	6"	2	"	"
"	4"		"	"
"	2"	2	"	"
Tremie pipe	φ250	60m	R.C.D pile concreting	Shared use with well bottom concreting
Concrete bucket	1m <sup>3</sup>	4	Well abutment pier	Shared use with superstructure works
Compressor	100ps	1	Pile head cutting friction reducing	
Vibro hammer	90KW	1	Driving and extracting of stand pipe, H shape steel pile steel sheet pile	
Concrete breaker		10	R.C.D. pile head treatment	
Truck	8t	2	Material conveying	Shared use with super-structure works
Dump truck	8t	4	Soil transporting	"
Truck mixer	4m <sup>3</sup>	6	Concrete transporting	"



Equipment	Type	Quantity	Place of Use	Remarks
Bar bending machine		2	Reinforcement processing	Shared use with super-structure works
Bar cutter		1	"	"
2. 上部工				
Common type wagon	t.m 220	2	3 span continuous rigid frame bridge with hinge	
Dywidag jack	φ32	2	"	
Dywidag pump		2	"	
Centre-hole jack	20t	2	"	
Ship jack	20t	6	"	
Ship manual pump		2	"	
Dynamometer	100t	1	"	
Grout pump	Electric	1	"	
"	Manual	2	"	
Mixer	HM-500	2	"	
Chain block	10t	4	"	
"	5t	4	"	
"	3t	4	"	
Lever block	3t	10	"	
"	1.5	10	"	
Universal pulling and lifting machine	5t	2	"	
use curbstone wagon		2	"	
Hopper	1.5m <sup>3</sup>	1		
Cart		20		
Vibrator		10		Shared use with substructure works
Forework vibrator		12		
Mini belt conveyor	4m	4		
3. 仮設備用機械器具				
Cubicle	200kVA	1	Power facility	
"	150kVA	2	"	
Generator	300kVA	2	"	
Gravel hopper	3m <sup>3</sup>	1	Crushing plant	
Jaw crusher	20t/hr	1	"	

Equipment	Type	Quantity	Place of Use	Remarks
Vibrating Screen		2	Crushing plant	with flusher
Sand hopper	3m <sup>3</sup>	1	"	
Classifier	10t/hr	1	"	with flusher
Belt conveyor		7	"	
Mixer	1. m <sup>3</sup> 30m <sup>3</sup> /hr	1	Batcher plant	Drum type
Batcher		3	"	1 for gravel 2 for sand
Cement silo	30t	1	"	
Belt conveyor		4	"	
Hopper	for ready 1 mixed concrete	1	"	
Water tank		1	"	
Arc welder	15KW	2	Temporary works processing	
Gas cutter		3	"	
Dozer shovel	D50-S	1	Crushing plant	Shared use with substructure works
Backhoe	0.7m <sup>3</sup>	(1)	Excavation	"
Vibro hammer	90KW	(1)		"
Crawler crane	40t	(1)		"
"	25t	(1)		"







### III 材料試験



## 目 次

第1章	ビルマ産セメントおよびコンクリート骨材試験について……………	3-1
第2章	セメント試験……………	3-3
第3章	骨材試験……………	3-4





## 第1章 ビルマ産セメントおよびコンクリート骨材試験について

### 1. 試 料

ビルマ国より送付された試料はセメント2袋、川砂80Kg、川砂利160Kg、砕石160Kgであります。

上記試料により指示された試験の結果は別表の通りであります。

### 2. 考 察

#### (1) セメント

セメントは9月ラングーン港発送、試料入手日は1980年2月13日であり、約5ヶ月経過しております。

試験結果は強度を除き良好であります。強度については、日本のセメントに比し大幅に強度不足となっております。この結果については、ビルマ産セメントそのものの品質によるものか、風化によるものかは、指示された試験項目のみにては、後かに判定できかねます。

#### (2) 細骨材

細骨材は3ヶ所の異なる産地のものが入荷しました。

試験結果によれば

- a) ふるい分け……………P.M 201①、144②、220③で、日本でコンクリート用砂でP.M 28位が好ましいとされるものに比し、何れも粒度が細かいと言えます。
- b) 洗 い……………日本の標準では1級2.5%、Ⅱ級3.0%以下とあり、この標準よりは良好である。
- c) 比重～256①、255②、256③で日本の標準比重範囲25～28(平均2.6)に比し、若干軽い。
- d) 安定性は日本JISでは、1.0%以下とあり、試験結果は0.5%①、0.2%②、2.7%③とあり、非常に良好である。
- e) 有機不純物については、標準色より淡く、合格である。

試料①は標準色とほぼ同じであるのは、木片が多く入っているためと考えられる。

#### (3) 川砂利

- a) 洗 い……………0.22%①、0.13%⑤、0.27%⑥で、JIS規格1.0%に照して良好である。

- b) 比 重……………2.61④、2.60⑤、2.58⑥で日本の標準平均2.6に比しそん色がない。
- c) すりへり……………28.2%④、31.0%⑤、34.6%⑥で、JIS規格40%に照して良好である。
- d) 安定性……………4.0%④、4.7%⑤、3.6%⑥、規格12.0%以下に比し、非常に良い。

(4) 砕 石

- a) 洗 い……………0.43%⑦、0.30%⑧、0.26%⑨とすべて1.0%以下である。
- b) 比 重……………2.70⑦、2.77⑧、2.70⑨と重い。  
日本の平均比重は2.65前後である。  
これは鉄分が多い故と思考される。
- c) すりへり……………29%⑦、26.4%⑧、35.1%⑨であり、JIS規格40%以下に照し良好である。
- d) 安定性……………4.4%⑦、5.7%⑧、8.1%⑨であり、JIS規格12.0%以下に比し良好である。

註 ○内数字は試料番号であり、試験表に表示してある。

## 第2章 セメント試験

### REPORT ON TEST OF CEMENT

No. S-2497

February 21, 1980

Onoda Analysis Center  
1-1-7 Toyosu, Koto-ku, Tokyo,  
Japan (Postal code No. 135)  
c/o Onoda Cement Co., Ltd.  
Tel.: (03)532-1029

The test results of the specimen as requested on February 13, 1980 are reported as tabled below.

Name of specimen: Cement

Date of sampling:

Test item: As itemized in the following table.

Testing method: JIS R 5201-1977

Result:

Specific gravity	Braime's specific surface area (cm <sup>2</sup> /g)	Setting			Stability	Bending strength (kg/cm <sup>2</sup> )			Compressive strength (kg/cm <sup>2</sup> )		
		Water qt. (%)	Initial setting (hr-min)	Final setting (hr-min)		3 days	7 days	28 days	3 days	7 days	28 days
3.15	2930	26.8	1-48	3-31	Good	25.3	39.6	51.3	72	141	240

This report is prepared according to the results of analysis and measurement of the specimens presented from you.

# 第3章 骨 材 試 験

## REPORT ON TEST RESULTS OF AGGREGATES FOR THUNNA BRIDGE OF BURMA

March 5, 1980

Technical Laboratory of  
Sumitomo Construction Co., Ltd.

### 1. Testing Method

1) Sorting		JIS A1102
2) Aggregate washing		A1103
3) Unit weight		A1104
4) Organic impurity		A1105
5) Specific gravity	Fine aggregate	A1109
& absorption	Coarse "	A1110
6) Fine aggregate surface water		A1111
7) Abrasion		A1121
8) Stability		A1122
9) Soft stone		A1126

### 2. Type of Aggregate

#### Fine aggregate

1) Wunbein Chaung	65/2	Mile Rangoon Mandalay Road
2) Bawit Chaung	76/10	" " " "
3) Pyinbon Chaung	68/3	" " " "

#### River gravel

4) Tharawaw Shingles	Max. dimension of aggregate	Approx. 10 mm
5) " "	Max. dimension of aggregate	Approx. 25 mm
6) " "	Max. dimension of aggregate	Approx. 40 mm

Crushed stone

- |                              |  |
|------------------------------|--|
| 7) Place of origin, unknown  | Max. dimension of aggregate<br>Approx. 10 mm |
| 8)* Place of origin, unknown | Max. dimension of aggregate<br>Approx. 25 mm |
| 9) Place of origin, unknown  | Max. dimension of aggregate<br>Approx. 40 mm |

The above 9 types of aggregates were tested.

\* The crushed stone of 8) is black.

3. Result

(1) Table of Test Results of Aggregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ①

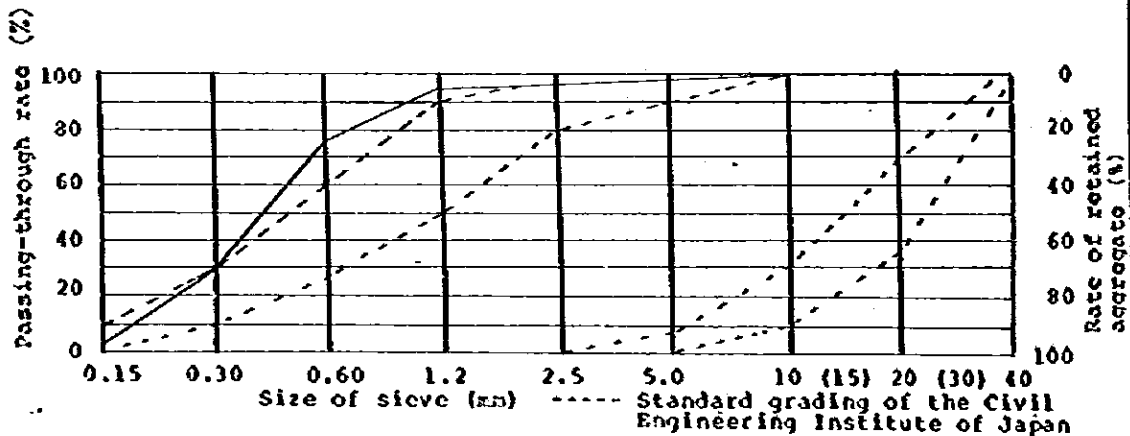
Place of origin of aggregates : Wunbein Chaung, 65/2 Mile Rangoon Mandalay Road

Type of aggregate : Fine aggregate Maximum dimensions of aggregate: Approx. mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic Impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.31	1650	Acceptable	2.56	0.84	0.62	-	0.5	-
Remarks			Almost the same as standard color tone. (Containing many wood pieces)						

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average	Specimen-1		Specimen-2		Average
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30										
25										
20										
15										
10										
5						6.0	1.1	1.5	0.3	0.7
2.5						11.0	2.1	6.1	1.2	1.7
1.2						31.6	6.0	26.3	5.0	5.5
0.6						43.3	27.2	138.4	26.3	26.8
0.3						373.4	70.9	371.0	70.5	70.7
0.15						503.1	95.5	502.3	95.4	95.5
Tray						527.0	100	526.3	100	100
F.M										2.01



(2) Table of Test Results of Agregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ②

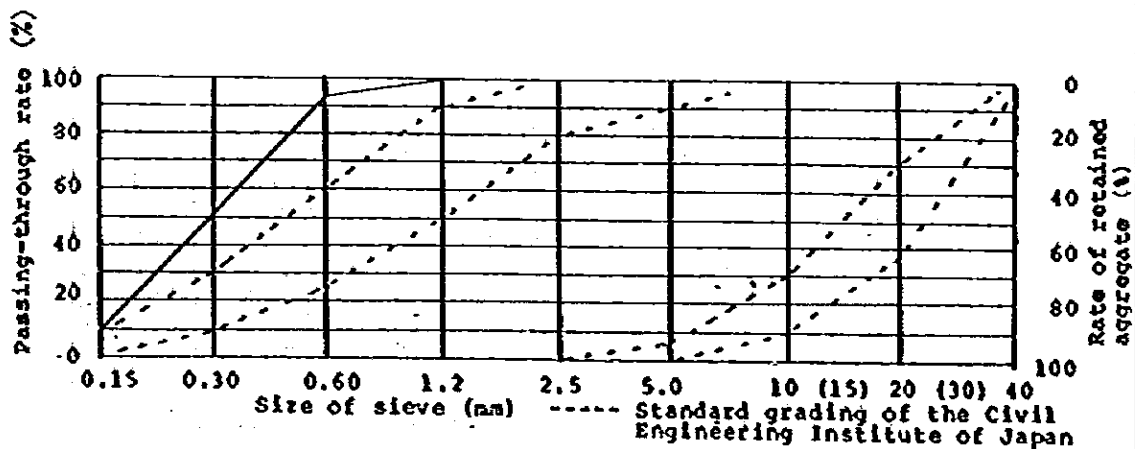
Place of origin of aggregates : Bawnt Chaung, 76/10 Mile Rangoon Mandalay Road

Type of aggregate : Fine aggregate Maximum dimensions of aggregate: Approx. mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	1.99	1570	Acceptable	2.55	1.28	12.2	-	0.2	-
Remarks			Lighter than the standard color						

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate				Average (%)	Fine aggregate			
	Specimen-1		Specimen-2			Specimen-1		Specimen-2	
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)
40									
30									
25									
20									
15									
10									
5									
2.5							0.3	0.1	0.1
1.2						1.2	0.4	1.1	0.4
0.6						16.6	5.6	16.4	5.5
0.3						143.3	48.6	147.7	47.6
0.15						264.4	89.6	277.1	89.3
Tray						295.0	100	310.4	100
F.M									1.44





(3) Table of Test Results of Agregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ③

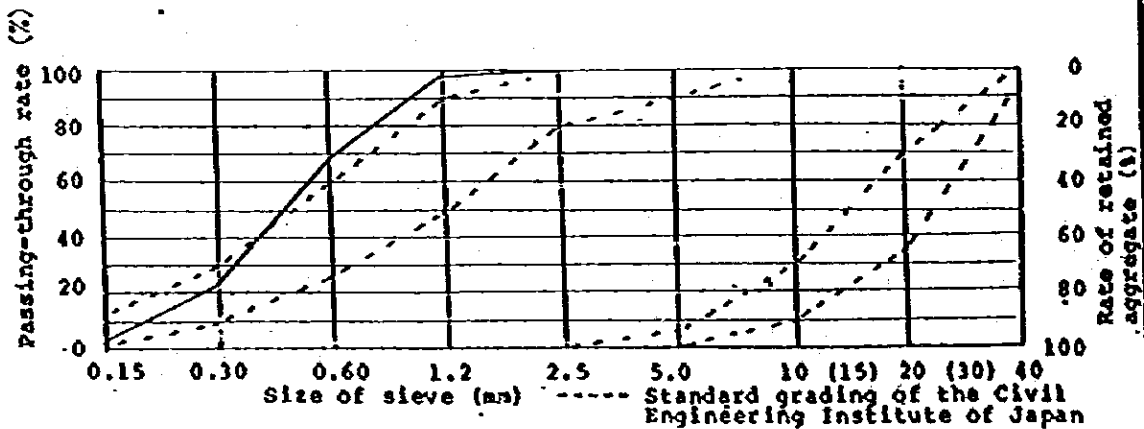
Place of origin of aggregates : Pyinbon Chaung 68/3 Mile Rangoon Mandalay Road

Type of aggregate : Fine aggregate Maximum dimensions of aggregate: Approx. mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	2.10	1610	Acceptable	2.56	0.74	3.55	-	2.7	-
Remarks			Lighter than the standard color						

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average (%)	Specimen-1		Specimen-2		Average (%)
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30										
25										
20										
15										
10										
5										
2.5						0.3	0.1	0.7	0.1	0.1
1.2						12.9	2.4	13.6	2.6	2.5
0.6						176.1	32.9	176.6	33.5	33.2
0.3						466.5	87.2	460.1	87.3	87.3
0.15						518.5	96.9	509.1	96.6	96.8
Tray						535.2	100	526.8	100	100
F.M										2.20



(4) Table of Test Results of Agregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. (4)

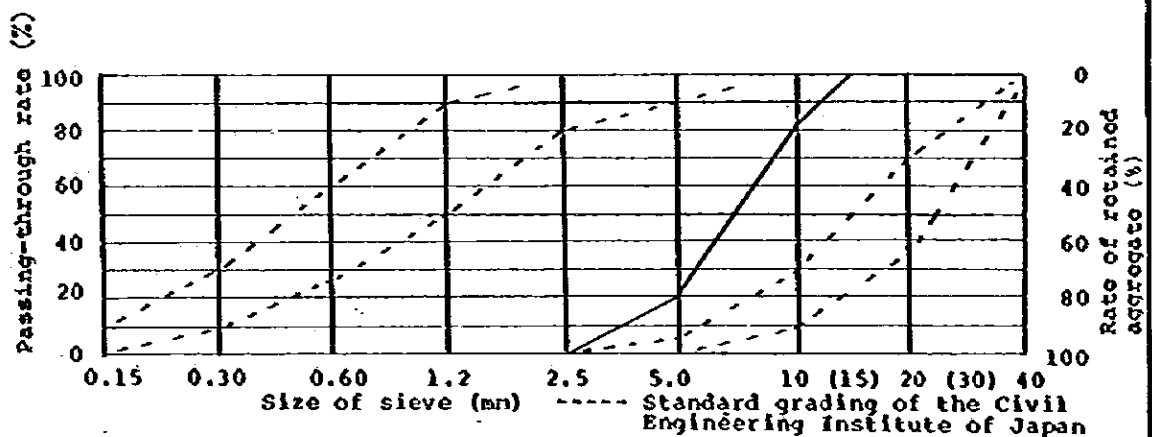
Place of origin  
of aggregates : Tharawaw Shingles

Type of aggregate : River gravel Maximum dimen-  
sions of aggregate: Approx. 10 mm

Test item	Washing (%)	Unit weight (%)	Organic impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.22	1610	-	2.61	0.81	-	28.2	4.0	-
Remarks							Grading C		

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average	Specimen-1		Specimen-2		Average
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30										
25										
20										
15										
10	221.0	14.8	278.5	18.6	16.7					
5	1168.3	78.1	1225.9	81.7	79.9					
2.5	1492.6	99.7	1495.2	99.7	99.7					
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
Tray	1496.6	100	1499.8	100	100					
F.M					5.96					



(5) Table of Test Results of Agregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ⑤

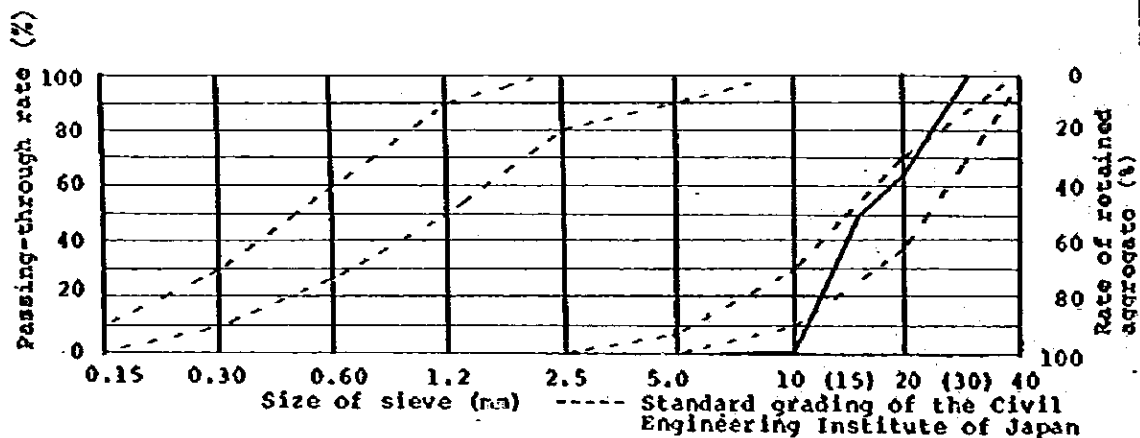
Place of origin of aggregates : Tharawaw Shingles

Type of aggregate : River gravel Maximum dimensions of aggregate: Approx. 25 mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic Impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.13	1610	-	2.60	0.81	-	31.0	4.7	-
Remarks							Grading B		

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average (%)	Specimen-1		Specimen-2		Average (%)
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30										
25										
20	3761	38.3	3059	31.1	34.7					
15	6464	65.8	5558	56.6	61.2					
10	9815	99.9	9794	99.7	99.8					
5	9828	100	9823	100	100					
2.5										
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
Tray	9828	100	9823	100						
F.M					7.35					



(6) Table of Test Results of Agregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ⑥

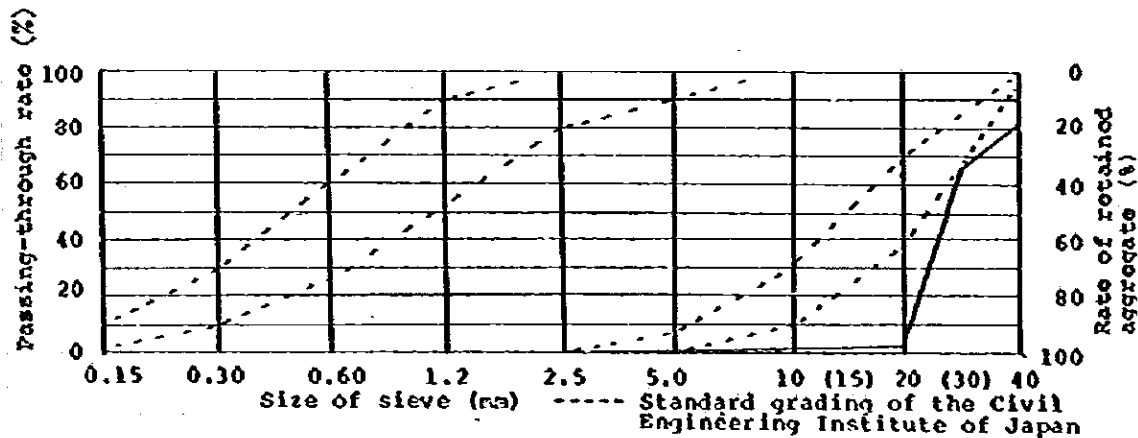
Place of origin of aggregates : Tharawaw Shingles

Type of aggregate : River gravel Maximum dimensions of aggregate: Approx. 40 mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.27	1610	-	2.58	0.81	-	34.6	3.6	-
Remarks							Grading F		

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average	Specimen-1		Specimen-2		Average
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40	2786	18.6			18.6					
30	5370	35.8			35.8					
25	12169	81.1			81.1					
20	14600	97.3			97.3					
15	14675	97.8			97.8					
10	14810	98.7			98.7					
5	14907	99.4			99.4					
2.5	14988	99.9			99.9					
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
Tray	15003	100			100					
F.M					8.14					



(7) Table of Test Results of Aggregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ⑦

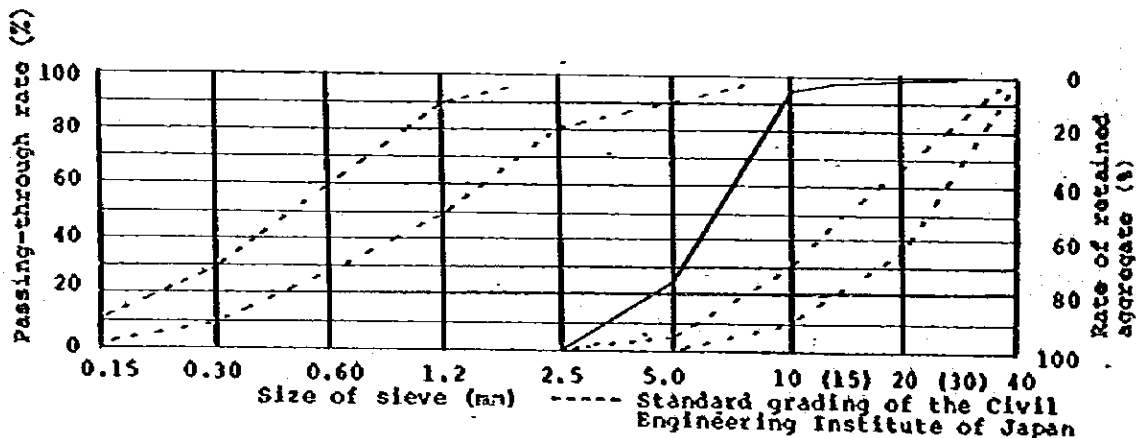
Place of origin of aggregates :

Type of aggregate : Crushed stone Maximum dimensions of aggregates: Approx. 10 mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic Impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.43	1490	-	2.70	1.22	-	29.0	4.4	-
Remarks							Grading C		

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average (%)	Specimen-1		Specimen-2		Average (%)
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30										
25										
20	40.3	1.5	20.5	0.7	1.1					
15	51.7	1.9	53.0	1.8	1.9					
10	214.6	7.8	160.6	5.5	6.7					
5	2138.6	78.1	2106.6	71.6	74.9					
2.5	2732.6	99.8	2915.2	99.1	99.5					
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
Tray	2738.6	100	2943.0	100	100					
F.H.					5.82					



(8) Table of Test Results of Agregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ⑧

Place of origin  
of aggregates :

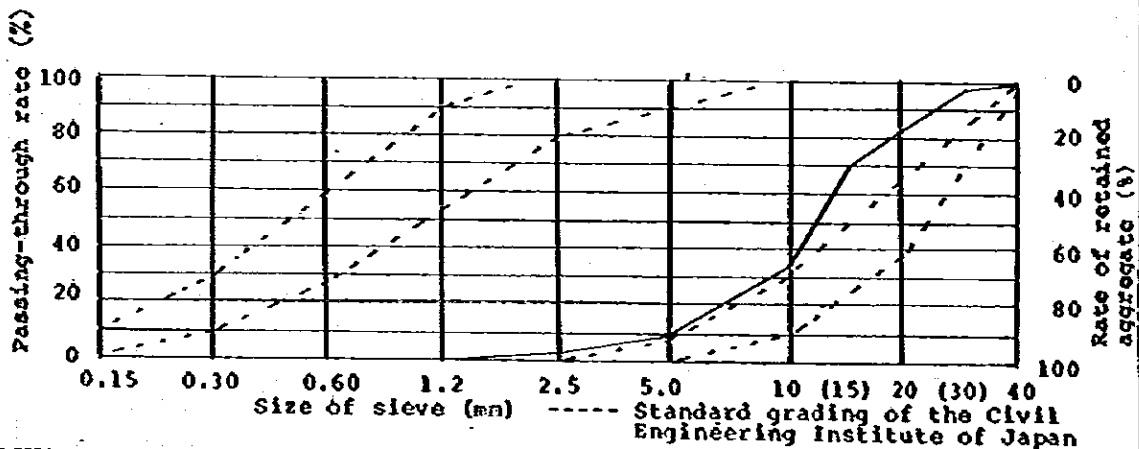
Type of aggregate : Crushed stone

Maximum dimen-  
sions of aggregate: Approx. 25 mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic Impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.30	1620	-	2.77	0.69	-	26.4	5.7	-
Remarks							Grading C		

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average	Specimen-1		Specimen-2		Average
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30	185.1	4.0			2.0					
25	392.2	8.5	220.7	4.3	6.4					
20	790.2	17.2	853.0	16.7	17.0					
15	1455.3	31.6	1572.3	30.7	31.2					
10	3130.3	68.1	3382.3	66.1	67.1					
5	4241.3	92.2	4814.4	94.0	93.1					
2.5	4527.9	98.4	5047.5	98.6	98.5					
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
Tray	4599.3	100	5119.9	100	100					
F.M					6.76					



(9) Table of Test Results of Aggregates for Thuwunna Bridge of Burma

Test No. ⑨

Place of origin of aggregates :

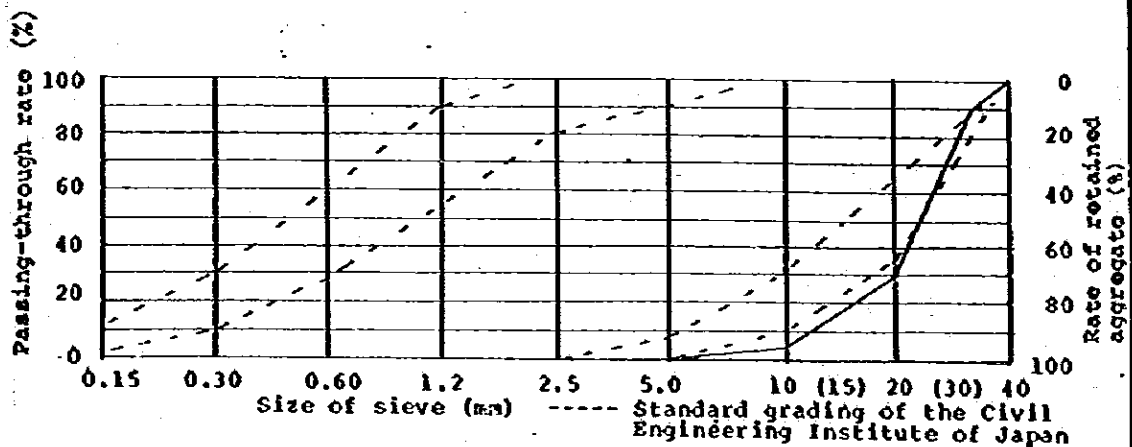
Type of aggregate : Crushed stone

Maximum dimensions of aggregate: Approx. 40 mm

Test item	Washing (%)	Unit Weight (%)	Organic Impurity	Specific Gravity	Absorption (%)	Surface water (%)	Abrasion (%)	Stability (%)	Soft stone (%)
Value of Analysis	0.26	1550	-	2.70	0.95	-	35.1	8.1	-
Remarks							Grading A		

Sorting (Sieve analysis) Test

Sieve size (mm)	Coarse aggregate					Fine aggregate				
	Specimen-1		Specimen-2		Average	Specimen-1		Specimen-2		Average
	Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)		Total retained by each sieve (g)	(%)	Total retained by each sieve (g)	(%)	
40										
30	1493.4	12.9	1722.3	11.1	12.0					
25	4855.4	42.1	5737.3	36.8	39.5					
20	8150.5	70.6	10240.5	65.7	68.2					
15	9578.5	83.0	12501.6	80.2	81.6					
10	11274.5	97.7	15203.9	97.6	97.7					
5	115130	99.8	15560.1	99.9	99.9					
2.5										
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
Tray	11537.5	100	15581.4	100						
F.M					766					











1096

JICA