

6/IX

ジャムナ河架橋計画調査報告書

橋梁部門

101  
615  
SD

5/IX

バングラデシュ人民共和国

ジャムナ河架橋計画調査報告書

橋 梁 部 門

(第 1 次 調 査)

1975年 3月

国 際 協 力 事 業 団

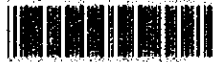
日本建設コンサルタント株式会社

日本技術開発株式会社

株式会社日本構造橋梁研究所

75

JICA LIBRARY



1011780121

国際協力事業団

入館	50.10.15	E218
----	----------	------

登録No.	3500	4.2
-------	------	-----

		K
--	--	---

バングラデシュ人民共和国

ジャムナ河架橋計画調査報告書

橋 梁 部 門

(第 1 次 調 査)

1975年3月

国 際 協 力 事 業 団

日本建設コンサルタント株式会社

日本技術開発株式会社

株式会社日本構造橋梁研究所

國際協力事業団

受入 月日	84. 5 19	101
登録No.	06000	615
		SD



## ABBREVIATION AND UNIT

Bangladesh	The people's Republic of Bangladesh
MOC	Ministry of Communications
BIWTA	Bangladesh Inland Water Transport Authority
MFCWRP	Ministry of Flood Control, Water Resources and Power
BWDB	Bangladesh Water Development Board
SOB	Survey of Bangladesh
Jamuna River	The Brahmaputra-Jamuna River
R & H	Roads and Highways Directorate
WAPDA	Water and Power Development Authority
JICA	Japan International Cooperation Agency
OTCA	Former name of JICA
Prefeasibility Report	Prefeasibility Report on the Jamuna River Bridge Construction Project prepared by the Preliminary Study Team of OTCA, MAR., 1973 (Written in Japanese)
Inception Report	Inception Report on Feasibility Study for Jamuna River Bridge Construction Project submitted by the OTCA
DHWL	Design High Water Level
GL	Ground Level
WL	Water Level
QWL	Ground Water Level
HWL	High Water Level
LWL	Low Water Level
LLWL	Lowest Low Water Level

MLWL	Mean Lowest Low Water Level
PWD	Public Works Department
PH	Proposed Height
B	Width
H	Height, Water depth
I	Slope
RB	River Bed
HRB	Height of River Bed
GH	Ground Height
L, l	Length
Q	Discharge
V	Velocity or Volume
N	N-value, given by Standard Penetration Test
JIS	Japanese Industrial Standard
DIN	Deutsche Industrie Norm (German Industrial Standard)
ASTM	American Society of Testing Materials
BS	British Standard
B, D	Diameter of foundation pile
C	Cohesion of soil
$\phi$	Internal friction angle of soil
E	Modulus of Elasticity
K	Coefficient of soil reaction
m	meter
s, sec	second
cm	centimeter
mm	millimeter

km	kilometer
g, gr.	gram
kg	kilogram
lb	pound
t, ton	ton (metric)
f, ft, (')	foot
m <sup>3</sup> /s	cubic meter per second
cfs	cubic foot per second
gal.	gallon
in, (")	inch
yd	yard
mi	mile
ac	acre
hr	hour
mon	month
yr	year
sq	square
cu	cubic
max.	maximum
min.	minimum
kt.	knot

1 TK = 36 YEN

1 YEN = 0.0278 TK

The conversion table of unit

1. Length

(a)

m	cm	yd	ft	in
1	100	1.09361	3.28084	39.370
0.01	1	0.010936	0.032803	0.39370
0.91440	91.4400	1	3	36
0.30480	30.480	0.33333	1	12
0.02540	2.54000	0.02778	0.08333	1

(b)

km	yd	mile
1	1093.61	0.62137
0.000914	1	
1.60934	1760	1
3.92727		

2. Area

(a)

m <sup>2</sup>	ft <sup>2</sup>
1	10.764
0.09290	1
0.09183	0.9884

1ft<sup>2</sup>=144in<sup>2</sup>      1in<sup>2</sup>=0.006946ft<sup>2</sup>

(b)

ha	km <sup>2</sup>	acre (英亩)	mile <sup>2</sup>
1	0.0100	2.471	0.00386
100	1	247.10	0.3861
0.4047	0.004047	1	0.001563
259	2.590	640	1

### 3. Volume and capacity

	m <sup>3</sup>	ft <sup>3</sup>	yd <sup>3</sup>	gal
1	0.001	0.03531	0.001308	0.2642
1000	1	35.31	1.308	264.17
28.317	0.02832	1	0.03704	7.481
764.6	0.7646	27.00	1	201.97
3.7854	0.003785	0.1337	0.00495	1

### 4. Weight

kg	t	oz avdp	lb	t (tn)
1	0.001	35.27	2.2046	0.00110
1000	1	$3.527 \times 10^4$	2204.6	1.1023
0.02835	$2.835 \times 10^{-5}$	1	0.06250	$3.125 \times 10^{-5}$
0.4536	$4.536 \times 10^{-3}$	16	1	0.0005
907.2	0.9072	32.000	2.000	1

### 5. Velocity

m/sec	km/h	ft/sec	mile/h	knot
1	3.600	3.2808	2.237	1.9438
0.2778	1	0.9113	0.6214	0.5400
0.3048	1.0973	1	0.6818	0.5925
0.4470	1.6093	1.4667	1	0.8690
0.5144	1.8520	1.6878	1.1508	1

6. Temperature (to °F from °C)

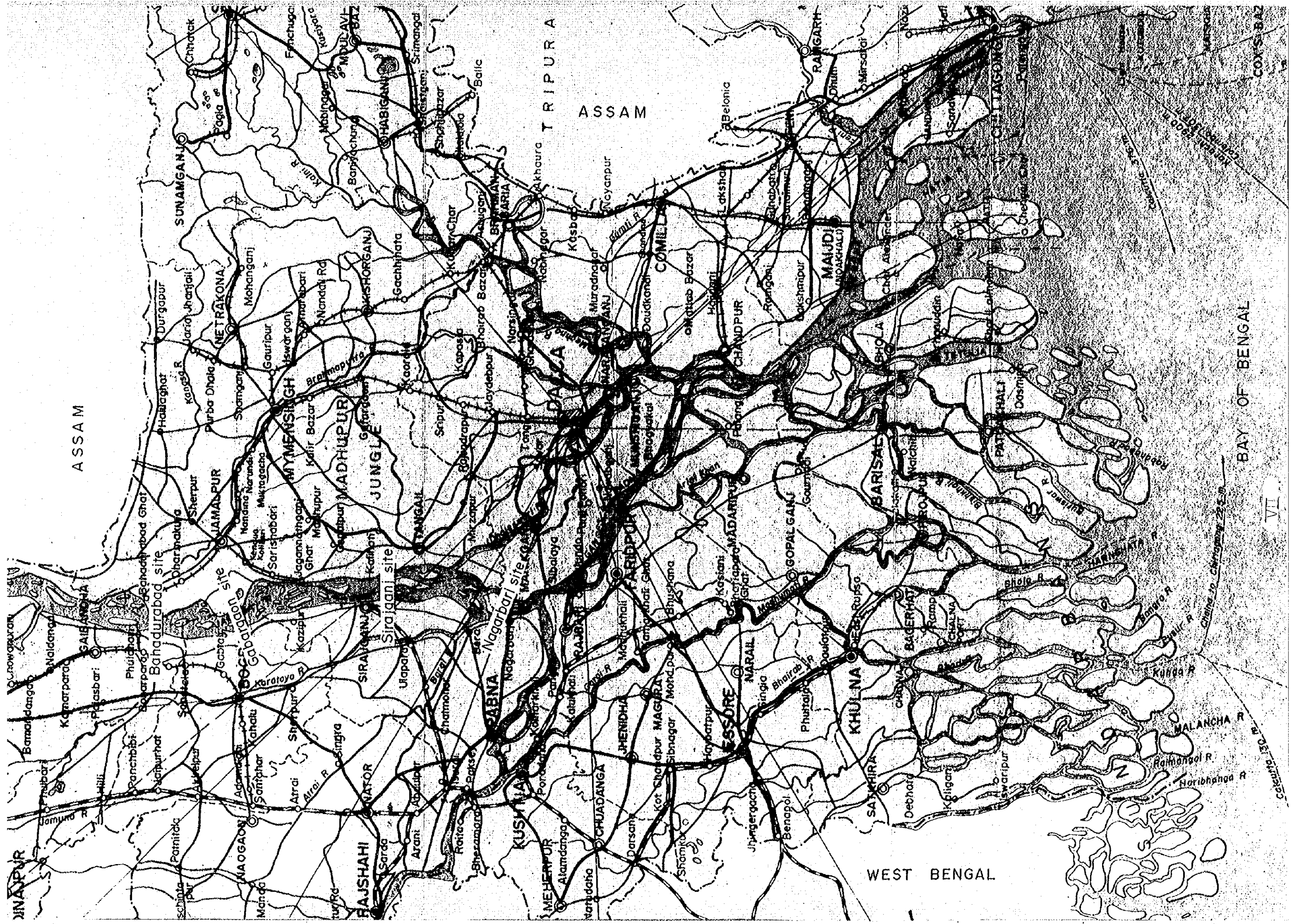
°C	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90
-200	-328	-346	-364	-382	-400	-418	-436	-454	.....	.....
-100	-148	-166	-184	-202	-220	-238	-256	-274	-292	-310
0	32	14	-4	-22	-40	-58	-76	-94	-112	-130
°C	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
0	32	50	68	86	104	122	140	158	176	194
100	212	290	248	266	284	302	320	338	356	374
200	392	410	428	446	464	482	500	518	536	554
300	572	590	608	626	644	662	680	698	716	734
400	752	770	788	806	824	842	860	878	896	914
500	932	950	968	986	1004	1022	1040	1058	1076	1094
600	1112	1130	1148	1166	1184	1202	1220	1238	1256	1274
700	1292	1310	1328	1346	1364	1382	1400	1418	1436	1454
800	1472	1490	1508	1526	1544	1562	1580	1598	1616	1634
900	1652	1670	1688	1706	1724	1742	1760	1778	1796	1814

Inter- polation	°C	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	°F	1.8	3.6	5.4	7.2	9.0	10.8	12.6	14.4	16.2

$$5(t^{\circ}\text{F}-50)=9(t^{\circ}\text{C}-10)$$







ASSAM

ASSAM

TRIPURA

BAY OF BENGAL

WEST BENGAL



## 目 次

略語と単位	1
架橋候補地実図	VII
目次	VIII
要約	XIII
-----	
第I章 序論	1
1 概説	1
2 調査の組織	3
3 主な調査員	3
4 工程および現地調査日程	5
-----	
第II章 基本計画	8
1 現地調査	8
2 架橋候補地実	11
3 交通方式による橋種の選定	11
4 橋梁幅員	13
5 橋梁計画の作業範囲	14
6 橋種の選定	14
6-1 本橋	14
6-1-1 上部構造用材料	17
6-1-2 上部構造	18
6-1-3 下部構造	18

6-1-4	取付部	20
6-2	接続部	21
第三章	設計条件と基準	24
1	ガイドバンク	24
2	計画高水位, 河床高および地盤高	24
3	橋脚付近の局部洗掘	24
4	計画流量と流速	31
5	地質	31
6	計画河床高および土性図	31
7	上部構造	32
7-1	鉄道橋	32
7-2	道路橋	33
8	下部構造	34
9	航路限界	34
第四章	材料の性質	35
1	構造用鋼	35
2	鋼材の許容応力度	35
3	コンクリートと鉄筋コンクリートの許容応力度	35
3-1	上部構造	35
3-2	下部構造	35
4	プレストレストコンクリートの許容応力度	35

第V章 概略設計	39
1 概要	39
2 上部構造	40
2-1 構造型式	40
2-2 構造の大要	41
2-3 設計計算	50
2-3-1 設計諸条件	50
2-3-2 計算結果	52
2-3-3 考察	62
3 下部構造	64
3-1 構造型式	64
3-2 構造の概要	65
3-3 設計計算	67
3-3-1 ウエル基礎	67
(1) 設計概要	67
(2) 設計条件	68
(3) 計算結果	69
3-3-2 多柱式基礎	79
(1) 設計概要	79
(2) 設計条件	80
(3) 安定計算	81
1) 理論式	81
2) 計算結果	86
4 取付部	118
4-1 盛土	118
4-2 高架	119

第VI章 橋梁工事	125
1 架設地元の自然条件	125
1-1 気象	125
1-1-1 気温	125
1-1-2 風速	127
1-1-3 降雨	130
1-2 河川水位	133
1-3 工事可能日数	139
2 工事量	144
2-1 上部工	144
2-2 下部工	153
2-2-1 ウエル基礎	153
2-2-2 多柱式基礎	153
3 取付道路	171
4 工期	174
5 施工法と主要施工機械	175
5-1 輸送	175
5-2 下部構造	175
5-3 上部構造	179
6 建設工事の問題点	181
6-1 準備工の問題点	181
6-2 仮設工の問題点	182
6-3 本工事の問題点	183

7 橋脚周辺の防護	184
7-1 橋脚周辺防護の範囲	184
7-1-1 Galesの提案	184
7-1-2 万崎、本岡の研究	184
7-1-3 Hardinge 橋の現状	187
7-2 防護工事	187
第VII章 工事費	190
1 工費預算基準	190
2 概算工費	192
2-1 上部工	192
2-2 下部工	202
2-3 取付部	202
第VIII章 最適構造型式と支向の選定 および架橋候補地等の順位	208
1 最適構造型式と支向の選定順序	208
2 基礎型式の選定	209
3 最適支向の決定および総工費	227
4 架橋候補地等の順位	230
第IX章 接続部の橋梁	236
付録 1~4	240

## 要 約

River Training に対して、導流堤型式が取り入れられ、3種類  
の型式の導流堤が4ヶ所の架橋予定地についてそれぞれ  
考えられた。

予定している一組の導流堤の左右の間の間隔は次の通りで  
ある。

地 点	A 型式		B 型式		C 型式	
	Km	Mile	Km	Mile	Km	Mile
Bahadurabad	2.0	(1.2)	4.2	(2.6)	5.6	(3.5)
Gabargaon	2.0	(1.2)	4.2	(2.6)	5.2	(3.2)
Sirajganj	2.0	(1.2)	4.2	(2.6)	5.6	(3.5)
Nagarbari	2.0	(1.2)	4.2	(2.6)	5.2	(3.2)

### 1. 橋梁巾員

河川橋梁の有効巾員の決定は、この計画で最も大切な事  
項の一つであるがその理由は、主としてバン格拉デシユ  
における将来の全国的輸送に影響するのみならず、総工費  
を左右するからである。

水文調査の経済および交通調査結果を基に、バン格拉デ

シユ 輸送調査の報告を参考として、次の2種類のケースを検討する。

ケース a

鉄道部 単線広軌

高速道路部 全巾員24 ftの2車線

ケース b

鉄道部 複線広軌

高速道路部 全巾員48 ftの4車線

## 2. 材料の選択

橋梁の全長は、左右の導流堤の間の水路の中で決まるとは明白である。

橋の各径間は、B I W T Aが規定する水路の水平距離で決められ、その値は250 ftである。

上述の条件を考えると、建設材料として、鋼材およびコンクリート（プレストレストコンクリート）がよいと思われる。

上記の両材料の利点と欠点を比較すると、ジャムナ河橋梁の場合、鋼橋の方がプレストレストコンクリートより一層実際的であるとの結論に至る。

### 3. 橋梁上部工

橋梁建設の総工費を最小にする為には、長大スパンに適する各種の橋梁型式の中から最も適する構造型式を選択する必要がある。

一般に、カンティバートラス又は連続トラス型式は長大スパンに適していることが知られている。それ故、主桁の構造とスパン構成は、航路の最小水平間隔と、橋脚の費用を考慮して、次のように選定される。

3径間等スパン連続トラス (各スパン長は100m (328ft))

3径間等スパン連続トラス ( " " 150 (492))

3径間等スパンゲルバートラス ( " " 250 (820))

3径間等スパンゲルバートラス ( " " 350 (1148))

建設費を考慮して上記4種類の利点と欠点とを比較し、各スパン長が492ftの3スパン連続トラスがジャムナ橋梁の場合他の橋種より一層経済的であるという結論に達した。

### 4. 橋梁下部工

ジャムナ河は網状に流れる川であるから、河道を固定にする為には、導流堤型式がRiver Trainingに適用されるにしても河道の最深部は河川の流路の中であらうから移動する。その



ため、橋脚の基礎はすべて等しい深さを必要とする。試掘結果によると、各予定地区とも地表下数十メートルの所に、厚さ7~10m(23~33ft)の信頼すべき支持層が存在することが分った。そのよう砂利層は橋梁基礎の支持層に適していると思われる。このことは、橋梁の各橋脚が深い基礎を必要とすることを意味している。一般に橋脚は周囲を固めたいでも十分自立できるように造られるものである。この調査の場合、井筒基礎を用いた場合でも、橋脚周辺の試掘深さは水深の約1.8倍と考えられ、多柱式基礎を用いる場合は、約10mと考えられる。橋脚の設計には上記の特殊事情を十分考慮に加えるべきである。非常に深い基礎が必要のため、井筒と多柱型式が施工の容易さを考慮に入れて基礎型式として考えられる。

我々の検討の結果では、井筒基礎の方が、多柱式基礎よりも構造および経済上の理由で一層有利であることが明白になった。ゆえに、ジャムナ橋の下部構造として井筒が適しているという結論に達した。

架設地帯に於ける橋梁部分(アプローチを含む)の概算工費は次頁の表に示す通りである。

Total costs of bridge construction

	Proposed site	Distance btw. guide banks	Total costs (10 <sup>8</sup> YEN)	
Case a  Two lanes Single track	Bahadurabad	4.2 km	805	
		5.6 km	1,009	
	Gabargaon	4.2 km	819	
		5.2 km	959	
	Sirajganj	4.2 km	802	
		5.6 km	1,008	
	Nagarbari	4.2 km	878	
		5.6 km	1,024	
	Case b  Four lanes Double tracks	Bahadurabad	4.2 km	1,419
			5.6 km	1,767
Gabargaon		4.2 km	1,437	
		5.2 km	1,673	
Sirajganj		4.2 km	1,420	
		5.6 km	1,765	
Nagarbari		4.2 km	1,508	
		5.2 km	1,787	

## 第1章 序論

### 1 概説

本報告書は、日本の国際協力事業団 (JICA,旧 OTAC) から Bangladesh 人民共和国に 1973年8月提出の *Inception Report* に従って、1973年8月から 1974年10月までの14ヶ月間に橋梁調査班によって実施された *First Stage* の調査結果をとりまとめたものである。

日本政府事前調査団 (川崎偉志夫団長) が 1972年12月 JICAにより組織され、Bangladesh 国に派遣された。同調査団は Jamuna 河架橋計画の計画架橋地帯として、次の4地帯を提案した。すなわち Jamuna 河の上流から下流に向りて Bahadurabad 下流、Crabargaon 付近、Sirajganj の約 10 km 下流および Aricha の上流約 20 km の計4地帯である。

橋梁調査の目的は、昭和48年度に橋梁班の Bangladesh 国と日本国内で得られた諸資料および地質班、河川班などの調査チームの調査資料を用いて、4つの計画架橋地帯について橋梁上、下部構造の最適構造型式を求め、技術的見地と経済的見地から4計画地帯の優先順位を求め、るための基礎資料を得ることである。

この目的にのっとり現地調査と資料収集を行なうために JICA は、1973 年 1 月 7 日から同月 27 日まで手塚、桜井、田中、若林および上出の 5 名を Bangladesh に派遣した。上記調査員は Bangladesh 国、日本両国における資料収集後、日本において架橋に対する基本計画を樹立し、設計諸条件と基準により幅員構成、支間および下部工型式の各ケースについて概略設計を行おうと共に、接続部の橋梁についても検討を加え、各架橋地点についてそれぞれ工事費を積算した。

次に各章の概略目次の通りである。第二章 計画の概要、第三章 設計条件と基準、第四章 材料の性質、第五章 概略設計、第六章 橋梁工事、第七章 概略工事費、第八章 最適構造型式の決定、第九章 接続部の橋梁 および附録からなっている。附録には、交換文書、Bangladesh 国で収集した資料を記載した。

## 2. 調査の組織

Jamuna 河梁橋計画調査チームの組織図は Fig J-1 に見る通りである。橋梁チームは 下記の3社によって構成され、作業は共同連帯して調査を実施した。

### 橋梁調査チーム構成員

- 1 日本建設コンサルタント株式会社
- 2 日本技術開発株式会社
- 3 株式会社、日本構造橋梁研究所  
昭和

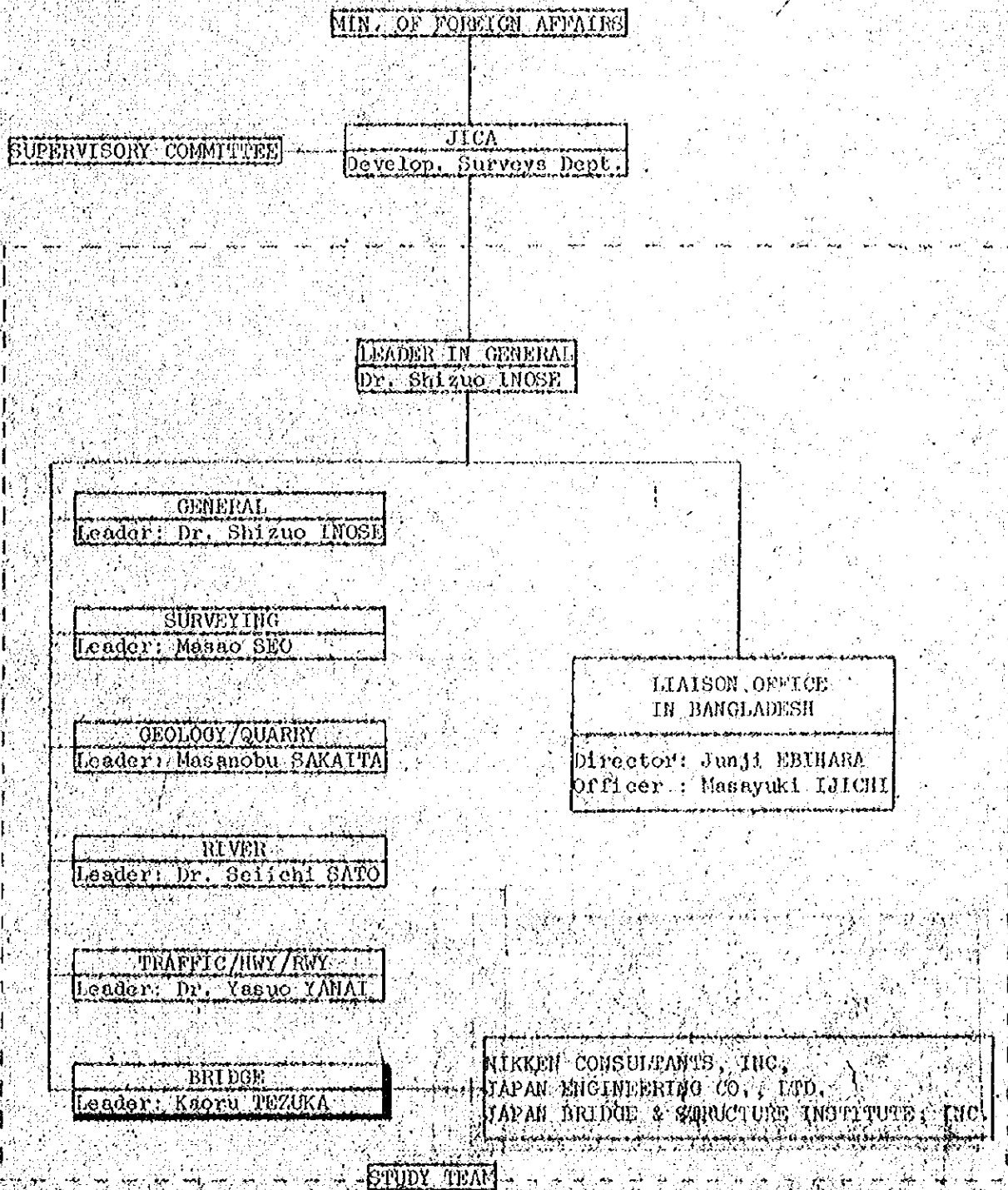
## 3. 主な調査員

昭和48年度は現地調査に重点を置いた調査であり、昭和49年度において、その際 現地踏査を行った調査員が中心となって作業を遂行した。また 猪瀬団長には随所において指導を受けた。

本調査に従事した主な調査員は次の通りである。

手塚 薫	調査団長
桜井 武雄	
田中 俊雄	
若林 良彦	
上出 思雄	

ORGANIZATION CHART OF JAMUNA BRIDGE FEASIBILITY STUDY TEAM, JICA, JAPAN



1. 工程および現地調査日程

昭和49年度における橋梁チームの作業工程は Table 1-1 に示す通りである。

Table 1-1 作業工程表 (First Stage)

調査項目	昭和49年度												摘要	
	1	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3		
一般検討														
型式基本寸法検討														
取付部検討														■ 現地
一般図作成														□ 国内
工法検討														A. 東京会議
単価検討														B. 九州会議
数量計算														
工事費概算														
報告書作成、印刷														
打合せ														

バングラデシュ国において橋梁班が実施した作業は、昭和48年度は現地踏査であり、昭和49年度は九州会議の出席である。Table 1-2, 1-3 には上記の現地作業の日程表を示した。

Table I-2 昭和48年度 現地踏査日程表

日数	年	月	日	曜日	作業内容
1	49	1	7	月	東京発、バンコック着
2			8	火	バンコック発、クワカ着 日程協議調整
3			9	水	MOC, 大使館挨拶 英文行程表作成
4			10	木	MOC挨拶、運輸大臣会見、調査項目打合せ
5			11	金	調査日程及び項目の討議
6			12	土	シラカ橋建設現場視察 討議
7			13	日	クワカ～メグナ河間 道路、フェリー、中小橋視察
8			14	月	バラブ橋(キングジョージ6世橋)視察
9			15	火	道路局討議、資料収集 クワカ発
10			16	水	ワカトリン着(フェリー)シラカ着、メグナ河右岸視察
11			17	木	シラカシ架橋予選地実及び中洲視察
12			18	金	シラカシ発(スピードボート)アイヤ着アイヤ～クワカ間橋梁視察
13			19	土	道路、鉄道、フェリー 班々打合せ クワカ発 加カ着
14			20	日	Vivekanada 橋, Howrah 橋視察 加カ発 クワカ着
15			21	月	日程協議、資料収集、資料整理
16			22	火	資料収集
17			23	水	クワカ発、インルイ着、ハーディン橋視察
18			24	木	インルイ駅視察、インルイ発、クワカ着
19			25	金	シラカシ架橋予選地実踏査、資料収集
20			26	土	最終日程打合せ、資料整理
21			27	日	列送便準備、資料整理
22			28	月	クワカ港視察、クルト、チャルナ港視察
23			29	火	クワカ発
24			30	水	資料収集、整理
25			31	木	MOC, 大使館等挨拶 クワカ発、加カ着
26	2	1	金	加カ発、バンコック着	
27			2	土	バンコック発、東京着



Table I-3 昭和49年度YKK会議日程表

日数	年月日	曜日	作業内容
1	49-10-28	月	東京発、バンコック着
2	29	火	バンコック発YKK着、大使館表敬、日程協議調整
3	30	水	M.O.C 関連部署表敬、前記と混え打合せ
4	31	木	会議、Agendaの説明、Cost内訳、教習説明
5	11-1	金	各班別個討議
6	2	土	会議
7	3	日	Agreed Minutesの作成
8	4	月	会議、Agreed Minutesの調整
9	5	火	Agreed Minutesの印刷、大使館表敬、YKK発バンコック着
10	6	水	バンコック発、東京着

## 第II章 基本計画

### 1 現地調査

橋梁計画班は、橋梁の計画と設計に必要な各種の調査と資料の収集を行ない、バンケラティッシュにおいて1974年1月8日から1月30日の間に政府関係当局との間に確認および討議を行なった。これらの資料はすべて検討され、この報告書の基礎として使用された。

架橋地点で調査期間中に集めた資料内容は付録-1に示す通りである。鉄道および高速道路の標準設計示方書については、日本の調査班とバンケラティッシュ政府代表部との間で会合を開き、一般項目については両者の間で意見が一致した。内容は以下に示す通りである。なお設計示方書の詳細は、第III章「設計条件と規準」に示されている。

#### a 活荷重

鉄道橋の設計に用いる活荷重は、インド鉄道橋梁規格の主線荷重で規定される。(Fig II-1)

高速道路の活荷重は、IRC標準車A種の規定による。

(Fig II-2)

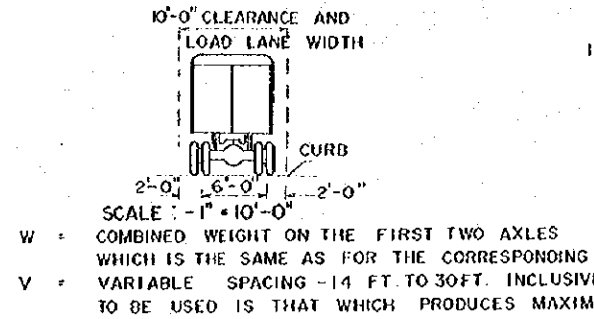
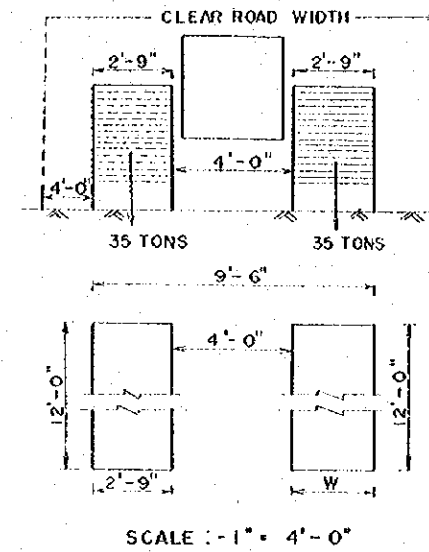
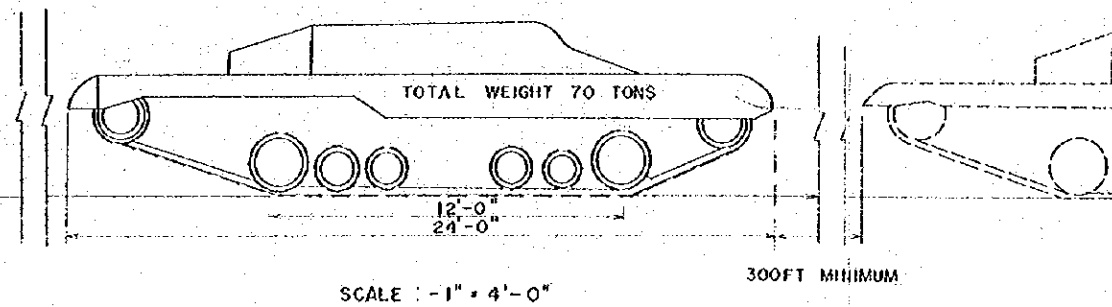
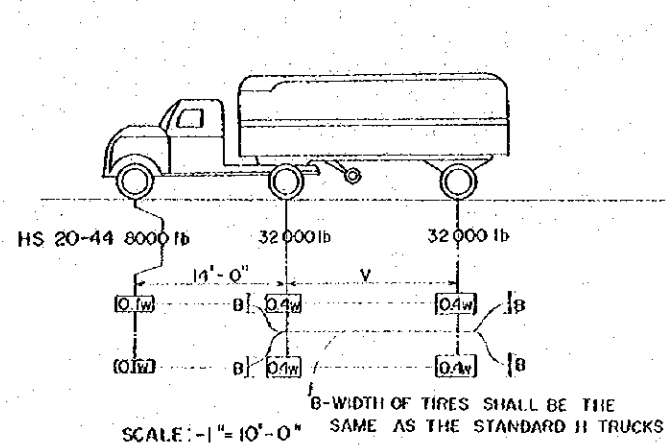
#### b 軌間



## Fig. II-2 IRC STANDARD VEHICLE

### IRC CLASS 'AA' TRACKED VEHICLE

A ASHO HS20-44-16-44  
STANDARD VEHICLE



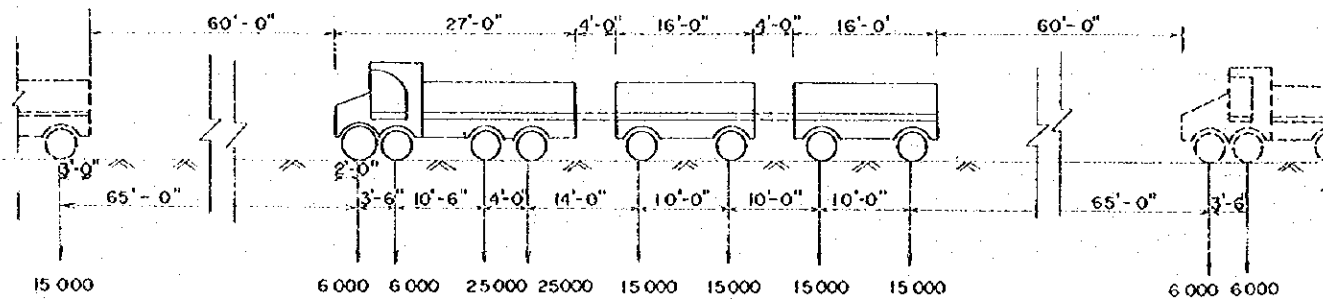
IMPACT FACTOR I HS-20 =  $\frac{50}{L+125} \geq 30$  PERCENT

IMPACT FACTOR I =  $\frac{15}{L+120} \geq 25$  PERCENT.

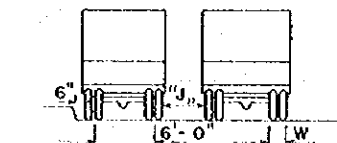
NOTES :-

1. THE NOSE TO TAIL SPACING BETWEEN TWO SUCCESSIVE VEHICLE SHALL NOT BE LESS THAN 300 FT
2. NO OTHER LIVE LOAD SHALL COVER ANY PART OF THE CARRIAGEWAY OF THE BRIDGE WHEN THIS VEHICLE IS CROSSING THE BRIDGE

### IRC STANDARD VEHICLE CLASS 'A'



IMPACT FACTOR I IRC =  $\frac{15}{L+120} \geq 50$  PERCENT



LIMITING POSITION OF STANDARD TRUCK-TRAIN LOADING WITH REFERENCE TO A TRAFFIC LANE (FOR ground contact area and value of 'g', see table 1 and 2)

CLASS OF LOADING	AXLE LOAD (Lbs)	GROUND CONTACT AREA (sq ft)	
		B	W
"A"	25 000	10	20
	15 000	8	15
	6 000	6	8
"B"	15 000	8	15
	9 000	6	12
	3 600	5	7

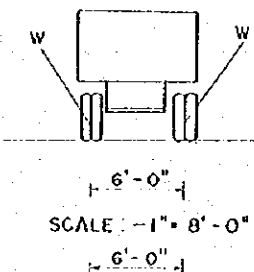
TABLE 1

NOTE. CLASS "B" LOADING WILL HAVE SIMILAR SPECIFICATIONS TO CLASS "A" LOADING WITH THE ONLY DIFFERENCE THAT THE AXLE LOADS OF CLASS "B" SHALL BE 60% OF CLASS "A"

CLEAR ROAD WIDTH	"J"
16'-0" or LESS	0
16'-8" to 18'-0"	Increasing uniformly from 0 to 1'-4"
18'-0" to 24'-0"	ditto 1'-4" to 4'-0"
Above 24'-0"	4'-0"

TABLE 2

LOADING CLASS "A" FOR HIGHWAY BRIDGES



REFERENCE :-  
COPIED FROM OLD BLUE PRINT

OFFICE OF THE SENIOR STRUCTURAL DESIGNER R&H  
GOVT. OF EAST. PAKISTAN, Dacca.

DETAILS OF IRC CLASS "A" & CLASS "AA" LOADING  
& AASHO-HS20-44 LOADING

DRAWN By:	SR. STR. DESIGNER (R & H)	STR. DESIGNER NO. II	ORG. NO.
TRACED By:			S.D. II / 19-70
CHECKED By:			DATE: 12-12-70
ASST. STR. DESIGNER			SCALE: AS SHOWN

設計軌間は5'6" (広軌) とする。

### C. 航路中

#### 最小航路中

設計に用いる最小航路中はB I W T Aの規定によれば次の通りである。

最小水平距離 250 ft

最小鉛直距離 40 ft

### 2. 架橋候補地点

予備調査班は架橋地点として次の4ヶ所を提案した。

第1地点	Bahadurabad
第2 "	Gabargaon
第3 "	Sirajganj
第4 "	Nagarbari

### 3. 交通方式による橋種の選定

この見地からみると次の3種類の考えられる。

- 道路単独橋
- 鉄道単独橋
- 鉄道道路併用橋

バングラデシュ人民共和国の輸送網は鉄道輸送、道路輸送、国内水路輸送及び航空輸送から成り、中でも鉄道輸送および国内水路輸送は最も大切である。特に鉄道はバングラデシュでは全国輸送網の大部分を占めていて、社会的にも最も重要な役割を占めていると言える。

それ故、ジャムナ河架橋計画に当っては鉄道橋と道路橋より優位を保つことは明白であるが、バングラデシュの陸上輸送に対する最近の調査によると、道路輸送が道路ワエリーの能力増加により、2次才を増加している傾向がありこの輸送傾向は現在無視できなくなっている。そこでジャムナ河を渡る道路橋は将来のバングラデシュの高速道路網の発達にとって当然必要なものとなってくる。

そのための輸送需要に即応するには二通りの方法がある。一つは道路橋と鉄道橋を別個に架けることであり、他の一つは鉄道道路併用橋を架けることである。前者は後者より大きい便益が期待できるが、建設費は高額になる。

バングラデシュの将来の輸送網及び経済発展を考慮して鉄道道路併用橋を架設するのが最もよい方法であると我々は判断した。それ故、最適の架設地帯に選定される橋の予

想型式としては、鉄道道路併用橋とする。

Freeman, Fox and Partners による予備調査報告書(第一段階)によると、鉄道道路併用橋の想定便益比は、道路橋の場合の約2倍であろうと報告されている。

#### 4 橋梁中身

ジャムナ河橋梁の有効中の決定は、この計画では最も重要事項の一つである。その理由は、橋の有効中はバンゲウデシユの将来の全国輸送の妨げず建設総工費に大きな影響を及ぼすからである。

ジャムナ河橋梁の有効中を決める根拠として次の二つの事項がある。その一つは、橋の総工費を最小にするように決めることであり、この時将来の交通量の増加を考慮して橋の必要最小限の中を決めることとなる。他の方法は、将来この橋を通過する交通量の増加とバンゲウデシユの将来の経済発展を考慮して決めることであり、この場合、前の場合よりも工事費は高くなるが将来の発展にとって望ましい事と言える。上述の二つの考え方に基いて、我々は次の二種類の場合について検討を加えた。

#### Case A

鉄道部分： 単線広軌 (5'6")

道路部分： 全中 2.4 社の 2 車線車道

Case b

鉄道部分： 複線広軌

道路部分： 全中 1.8 社の 4 車線車道

後者の b の場合は、道路状況の許せば、段階施工を取り入れるのも可能である。すなわち、最初は必要最小中で架設しておき橋梁通過交通量の増大に伴って、残りの中を増加していく方法である。

上記の 2 つの場合の標準断面は Fig II-3 に示す如くである。

## 5. 橋梁計画作業範囲

計画する橋梁は次の 2 つの範囲に分類される。

### a. ジャムナ河を渡る主橋梁

ジャムナ河に架かる主橋梁と取付け道路に含まれる盛土・高架部

### b. 接続部に含まれる橋梁

鉄道接続部の鉄道橋と道路接続部の道路橋

上記の分類と定義は Fig II-4 に示される。

## 6. 橋種の選定

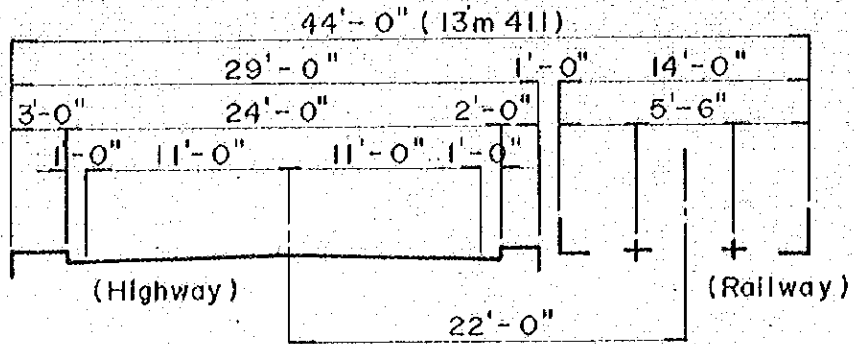
### b-1. ジャムナ河に架かる主橋梁

橋梁型式の選定は次の 3 点から検討する。



### Fig II-3 STRUCTURAL WIDTH OF BRIDGE

a) In case of two lanes , single track.



b) In case of four lanes , double track  
(for double decks)

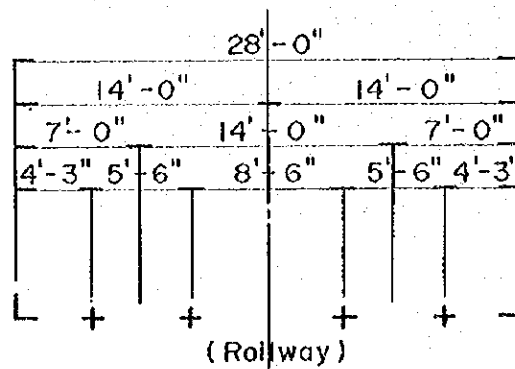
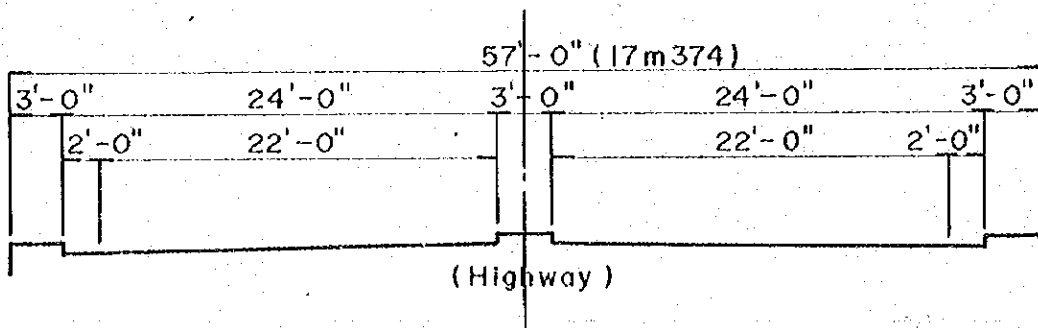
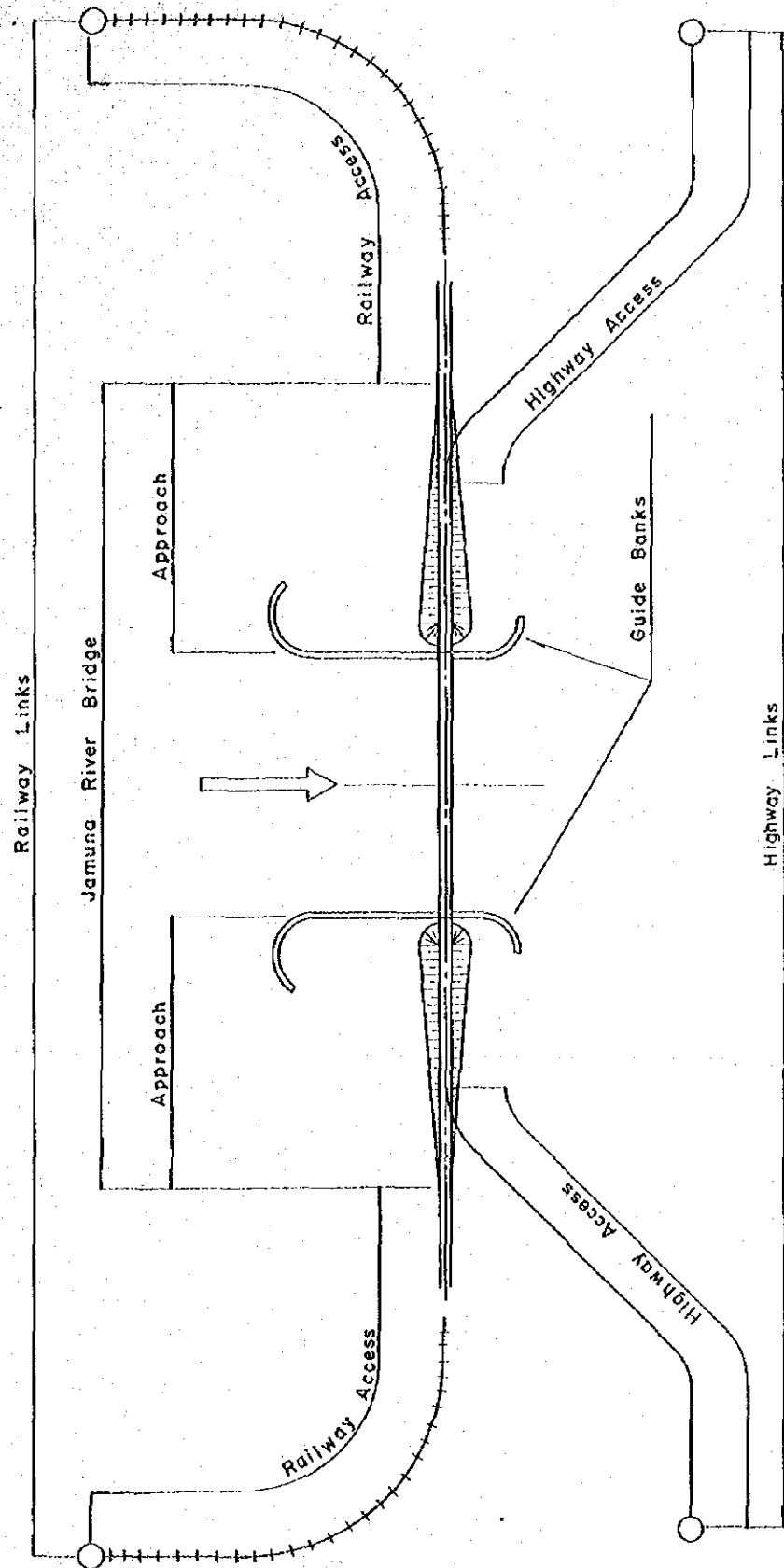


Fig. II-4 Descriptive figure of the study



12  
100

- a) 材料の選定
- b) 上部構造の型式選定
- c) 下部構造の型式選定

#### b-1-1 上部構造用材料

橋梁全長は左右の導流堤間の所要巾から決まるのは明白である。橋梁の各純径間は、B I W T A の規定による航路巾によって決まり、その値は250ftである。

上記の条件を考えると、構造材料としては、鋼およびコンクリート（プレストレストコンクリート）がよいと思われる。

またプレストレストコンクリート橋と比較して鋼橋の利点は次の如くである。

- a. 鋼橋重量はプレストレストコンクリート橋よりも軽いので地震による鋼橋の水平力は同径スパンの場合下部構造に及ぼす影響が小さい。そのため下部構造の工費の節約が期待できるといえる。
- b. 鋼橋はPC橋に比べて長大スパンに対して一層実用的で有利である。鋼橋の架設はPC橋よりも比較的容易で速く従って工事期間を短縮するといえる。
- c. 多柱式基礎を下部構造に用いる場合、橋脚が水先

によって水平に変位するがそのために橋梁支承の水平変位に及ぼす影響は鋼橋の場合の方が処理しやすい。

鋼橋の欠点は次の事項である

- a. 一例として再塗装費などの維持費が高い。
- b. 国産材料の使用の可能性が限られる。

上記の利点と欠点を考え、ジャムナ河橋梁の場合はPC橋より鋼橋の方が実際的であるとの結論に到達した。

### 6-1-2. 上部構造

ジャムナ河橋梁は非常に深い基礎が必要で、その費用は高額になることは明白である。そのために総工費に対する下部構造費の比率が高くなることを意味するので、橋梁の総工費をなるべく小さくする為に長大スパンに適する各種の橋梁型式の中から十分慎重に選ぶことが望ましい。一般に、カンティレバートラス又は連続トラス型式が長大スパンに適していると言われている。そのため、等径間3径間連続トラス（各スパン32.8ftおよび49.2ft）と等径間3径間カンティレバートラス（各スパン82.0ftおよび114.8ft）が考えられる。

### 6-1-3. 下部構造

ジャムナ河は細状に流れる河であるから、ガイドバン

1系を河道の固定の為の River Training 用に用いる場合でも河道の最深部はその範囲でありしに移動する。従ってすべての橋脚の基礎は同一の深さであることが必要である。試掘の結果によれば、各4ヶ所の橋梁候補地において何れも信頼しうる砂利層は、地表下数十米に存在することが分る。

このことは、橋脚は何れも深い基礎が必要であることを意味している。従って橋梁のスパン割りを決めるに於ては、構造の調和と簡易化を考慮すると共に総工費をなるべく減少せよという条件も考慮しなければならぬ。

非常に深い基礎を必要とするに於て、井筒と多柱式基礎が施工の容易さを考え以上で下部構造の型式として考えられる。井筒基礎はバンゲラゲシユでよく使用される型式であるが、基本的な困難さは無いが、高水位下230~300cm程度井筒を沈下させる必要があるため非常に工率が大規模になる。

多柱式基礎の場合には、支持層まで大口径の鋼管を打ち込んで、水面上での杭頭を強固に連結させる必要がある。この工法は、施工上は前者より優れているが、構造的機構から検討し、上記の杭基礎の場合には杭の周囲の部分的洗掘

け井筒の場合より比較的少ない。

#### 6-1-4 取り付け部

盛土下の地盤が上の盛土の重量を支持できなければ、接続部の鉄道と橋梁とを接続するの $\times$ 盛土を用いるのが最も経済的の方法である。

これらの条件が満足できなければ、鉄道取付部 $\times$ おし $\times$ 多数の短スパン橋が用いられる。これらに関する詳細は才2次調査で調査される。

この盛土は導流堤と直角 $\times$ 交叉し、鉄道の最大許容縦断面配を $1/200$ とすると、盛土長さは約2.6 mileを必要とする。

盛土の長さは才 $\times$ River Training の点からも決まり、盛土の位置は直線が望ましい。Case b の場合は、橋の車道と接続道路の車道を連結するため、道路の取付部の中心線は、鉄道取付部の中心線から移動し $\times$ なければならぬ。

橋の車道の計画高は比較的高く、道路取付部の中心線は曲線部から成 $\times$ っているため、鉄筋コンクリート橋又はPC橋を造るよりも鋼橋を架設する方が容易である。これ故 $\times$ 一段階としては、鋼橋を選ん $\times$ るのである。鉄筋コンクリート又はPC橋と鋼橋との比較は才2次調査 $\times$ において必要 $\times$ に応じて行 $\times$ う。

これらの高架橋部分は、杭基礎で支持される。

## 6-2 接続部

鉄道接続部または道路接続部の区間に含まれるスパン300ft以上の橋梁は、Table II-1, Table II-2 に河川名、橋長および最小航路巾と共に、各候補路線毎に示している。航路巾は、一般にB1W7Aの地図に示されているが、その他、Bangali Rv., Karaloya Rv. (Bogra市上流) と Chatal Rv. では、最小12ftの鉛直距離および最小100ftの水平距離が航路巾として必要とされる。他の河川の航路巾は、河川の規模と現橋の航路巾を参考として決められる。計画された鉄道又は道路接続部の区間に含まれる橋梁部の中は、次の段階の調査で確かめられる。

接続部の橋は、設計段階では、中スパンの橋梁であるから、国産の材料の活用と、地元業者へ機会を与える為に、この区域では、鉄筋コンクリート橋又はPC橋が型式として望ましい。現在の状況の下では、鉄筋コンクリート橋又はPC橋が、鋼橋よりも経済的である。

Table II-1 Data of Bridges (longer than 330 ft.) in the Domain of Railway Access

No. of Site	Right Side of River - Bank				Left Side of River - Bank				Numbers of Bridges		
	Location (mile)	Name of the River	Total Bridge Length (ft)	Min. Horizontal Clearance (ft)	Min. Vertical Clearance (ft)	Location (mile)	Name of the River	Total Bridge Length (ft)		Min. Horizontal Clearance (ft)	Min. Vertical Clearance (ft)
1	4.8	Bangali	980	100	12	—	—	—	—	—	2
	7.8	"	660	100	12	—	—	—	—	—	
2	0.6	Karatoya	330	100	12	30.2	Chatal	1 310	180	25	7
	5.5	Hurasagar	330	100	12	30.7	—	490	60	6	
	11.6	Bangari	490	100	12	31.5	—	490	60	6	
	13.2	—	330	100	12	—	—	—	—	—	
3	—	—	—	—	—	27.8	Lohatang	330	60	6	6
	—	—	—	—	—	34.2	Fujiani	660	60	6	
	—	—	—	—	—	42.5	Bansi	330	60	6	
	—	—	—	—	—	49.1	—	660	100	12	
	—	—	—	—	—	60.0	Turag	980	100	12	
	—	—	—	—	—	68.5	Tungi	980	100	12	
4	9.2	Chikundi	330	60	6	35.9	Old Dhaleswari	660	60	6	9
	9.6	Rukundi	660	60	6	42.9	Dhaleswari	3 770	180	25	
	19.2	Baral	1 970	60	6	48.3	—	330	60	6	
	20.4	Hurasagar	980	180	25	62.1	Bansi	820	150	20	
	—	—	—	—	—	70.6	Turag	490	150	20	



Table.II-2 Data of Bridges in the Domain of Highway Access.

No. of Site	Right Side of River Bank					Left Side of River Bank					Numbers of Bridges
	Location (km)	Name of the River	Bridge Length(ft.)	Min. Horizontal Clearance (ft.)	Min. Vertical Clearance(ft.)	Location (km)	Name of the River	Bridge Length(ft.)	Min. Horizontal Clearance (ft.)	Min. Vertical Clearance(ft.)	
1		Bangali	980	100	12			330	100	12	3
		Bangali	660	100	12			---	---	---	
		Karatoys	330	100	12			330	60	6	
2		Bangali	980	100	12		Chatal	1310	180	25	5
		---	---	---	---		---	330	60	6	
3											
4		Hurasager	1970	180	25		Old Dhaleswari	660	60	6	4
		---	980	60	6			330	60	6	

## 第三章 設計条件と基準

### 1. ガイドバンク

河川部門の報告書によるとこの導流堤の間隔は、計画の4比正についてこれを水 Fig III-1 に示す通りである。

### 2. 計画高水位、河床高および地盤高

橋の中心線が導流堤と交わる部分は、導流堤の body と言われ、計画高水位 (DHWL)、河床高 (HRB) および地盤高 (GH) は、橋梁中心線に沿った河川断面で求めた値が表 III-1 に示してある。この表で、河床高とは河床の最深部の高さを意味している。

### 3. 橋脚周辺の局部洗掘

橋脚周辺の局部洗掘の深さは、水深の約 1.8 倍と推定されるが、これは流身と直角方向の基礎巾が 33 ~ 39 ft の井筒基礎の場合である。

杭1本の径が 6 ~ 11 ft の多柱式基礎の場合には、橋脚周辺の局部洗掘深さの推定値は 33 ft と考えられ、この場合杭の中心間隔は最小に杭径の 3 倍とされている。

水路中 A, B, C の場合の橋脚周辺の局部洗掘の推定値は架橋候補地4ヶ所について Fig III-2 ~ III-5 に計画河床高と地盤高と共に示してある。



Table. III-1 D.H.W.L., R.B and G.H.

(m) PWD

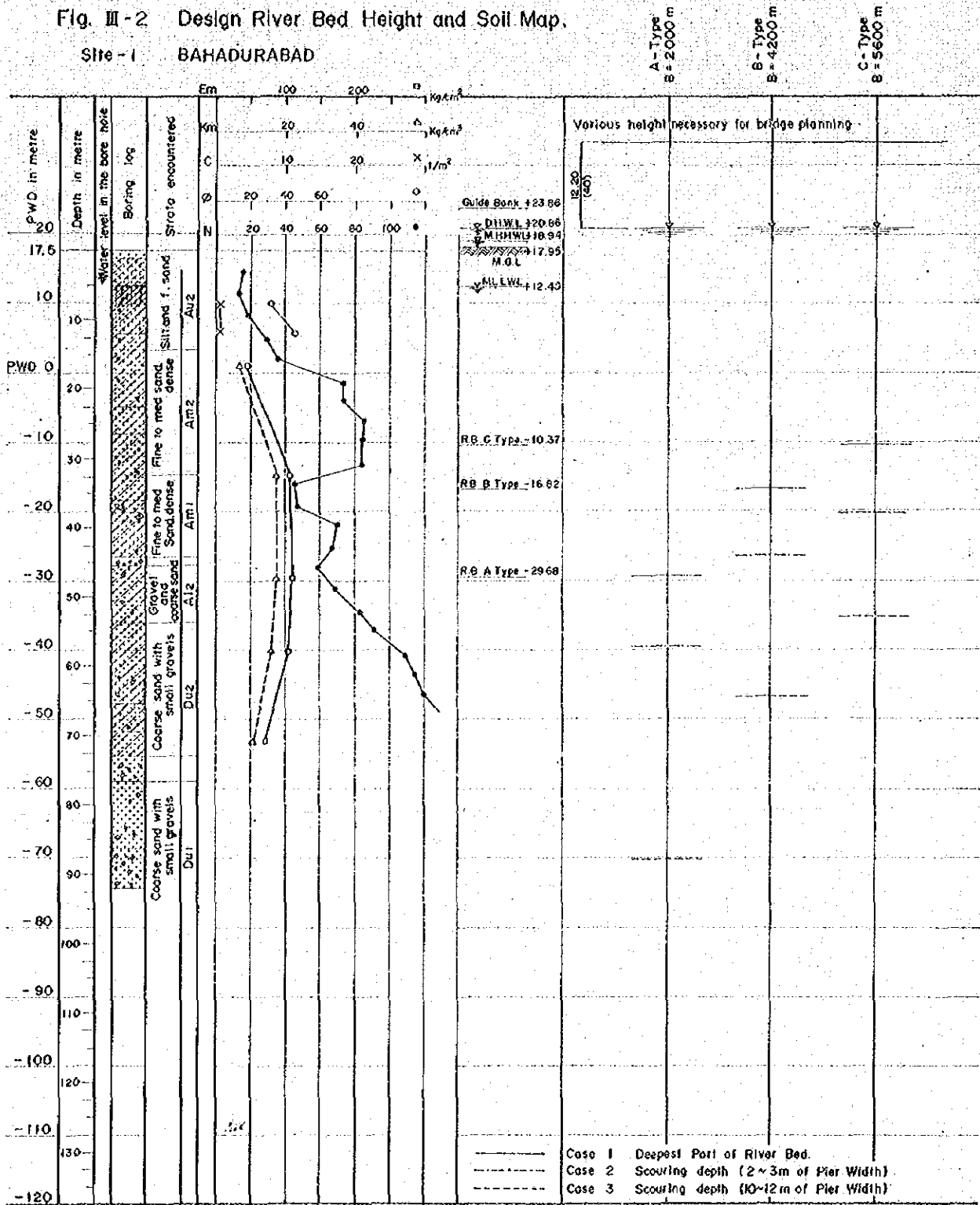
Site	Item	D.H.W.L.	R.B			G.H
			A	B	C	
1. Bahadurabad		20.86	- 29.68	- 16.82	- 10.37	17.95
2. Gobargaon		19.44	- 35.45	- 21.60	- 16.11	15.73
3. Sirojgonj		15.24	- 38.60	- 25.50	- 18.20	11.38
4. Nagarbari		14.01	- 42.13	- 28.37	- 22.82	9.45

Table. III-2 Q, Vm and V

Site	Item Type	Q (m <sup>3</sup> /s)	Vm (m/s)	V (m/s)
1. Bahadurabad	A	89 600	2.40	4.66
	B	"	1.93	4.35
	C	"	1.74	3.94
2. Gobargaon	A	89 600	2.21	4.29
	B	"	1.77	4.00
	C	"	1.65	3.73
3. Sirojgonj	A	89 600	2.25	4.36
	B	"	1.78	4.03
	C	"	1.63	3.68
4. Nagarbari	A	82 700	1.99	3.87
	B	"	1.58	3.57
	C	"	1.47	3.32

Note; 1km = 0.621 mile    1m = 3.28 feet    1m<sup>3</sup> = 35.3 cu. feet

Fig. III-2 Design River Bed Height and Soil Map.  
Site - I BAHADURABAD



Note. B<sub>1</sub> Distance between guide bank  
E<sub>1</sub> Modulus of deformation  
K<sub>1</sub> Modulus of foundation  
C<sub>1</sub> Cohesion  
Φ<sub>1</sub> Internal friction angle  
N<sub>1</sub> Values of standard penetration tests

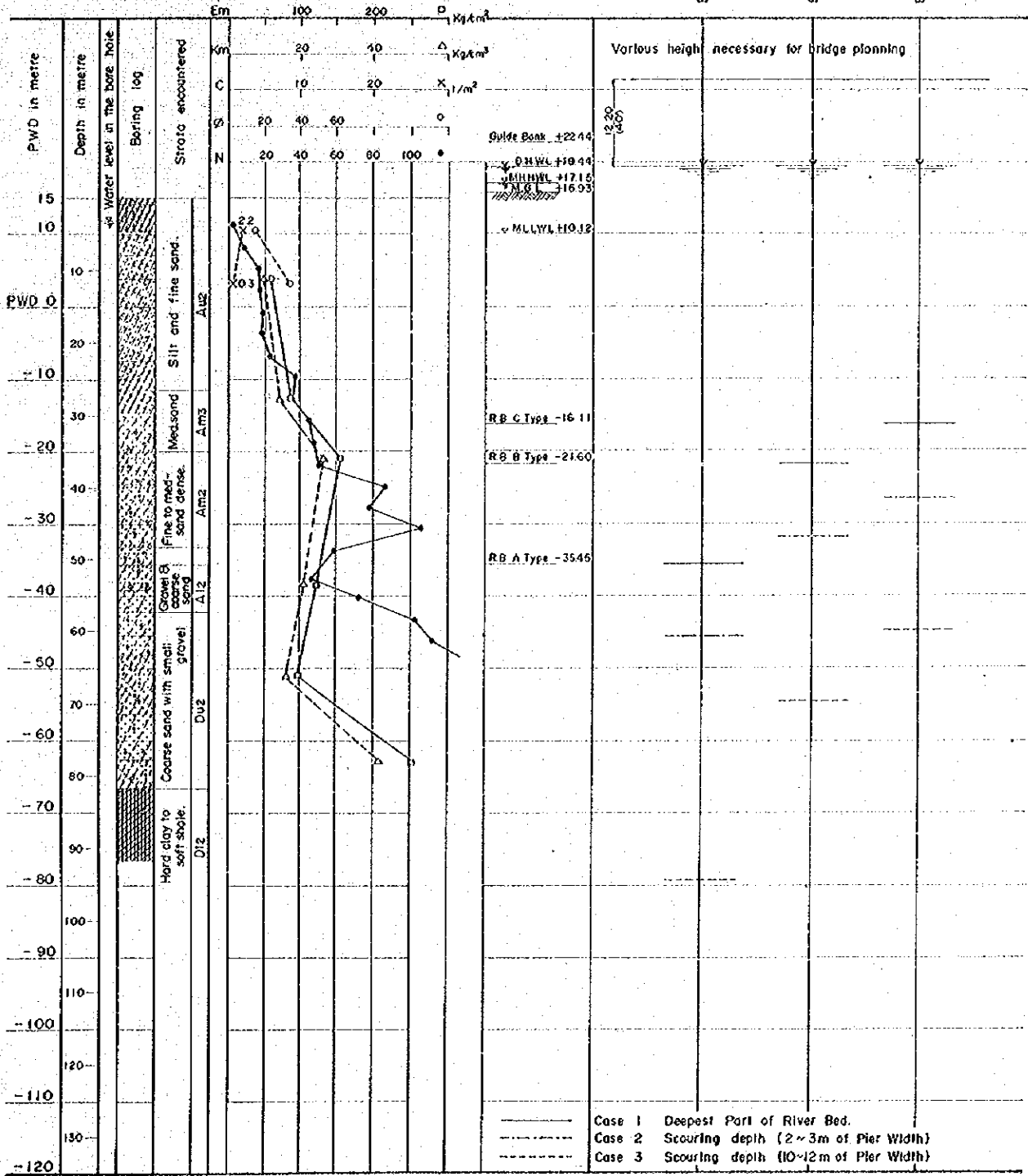
Fig. III - 3 Design River Bed Height and Soil Map.

Site - 2 GABARGAON

A - Type  
B = 2000 m

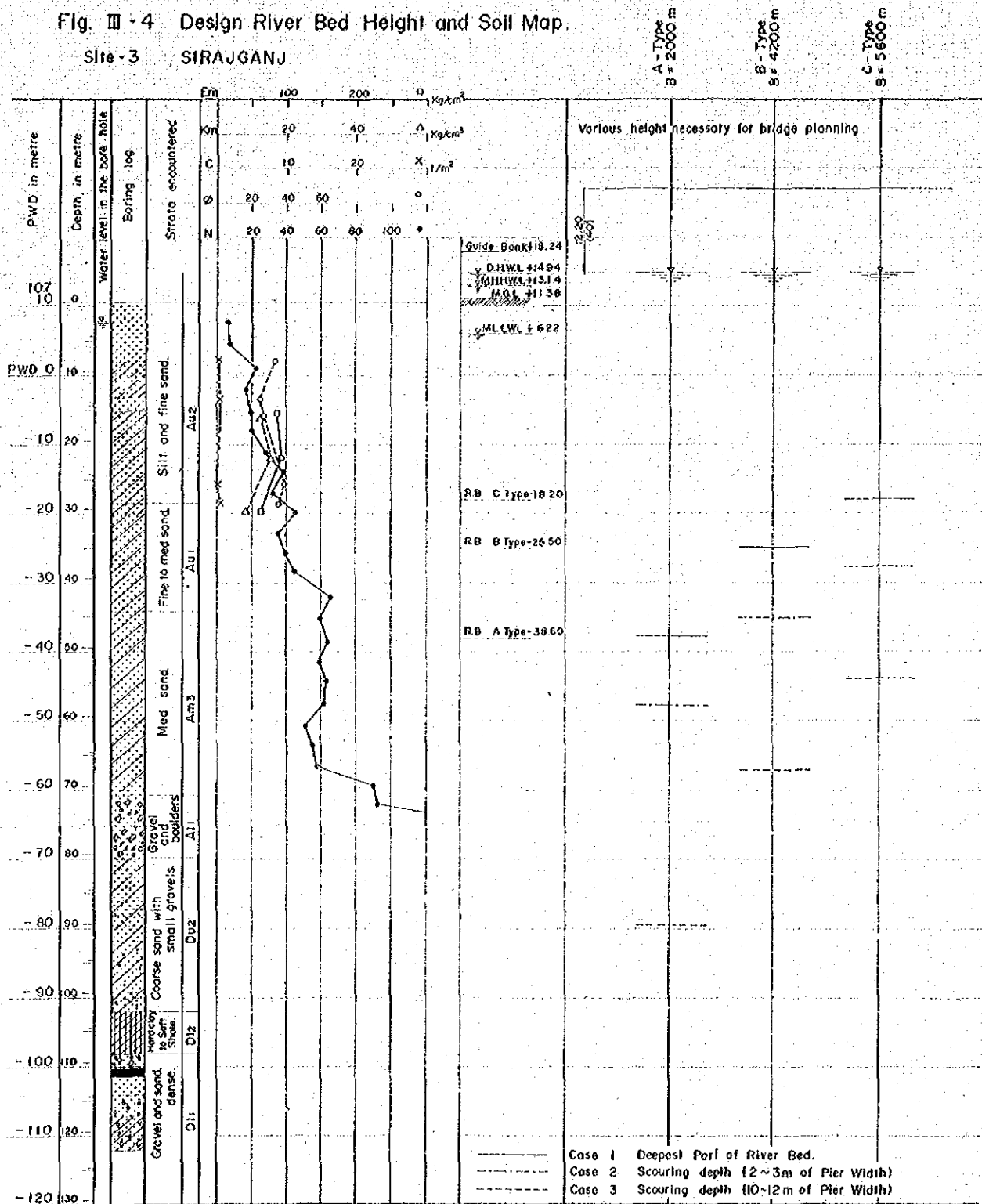
B - Type  
B = 4200 m

C - Type  
B = 5200 m



Note. B<sub>1</sub> Distance between guide bank  
 E<sub>1</sub> Modulus of deformation  
 K<sub>1</sub> Modulus of foundation  
 C<sub>1</sub> Cohesion  
 φ<sub>1</sub> Internal friction angle  
 N<sub>1</sub> Values of standard penetration tests

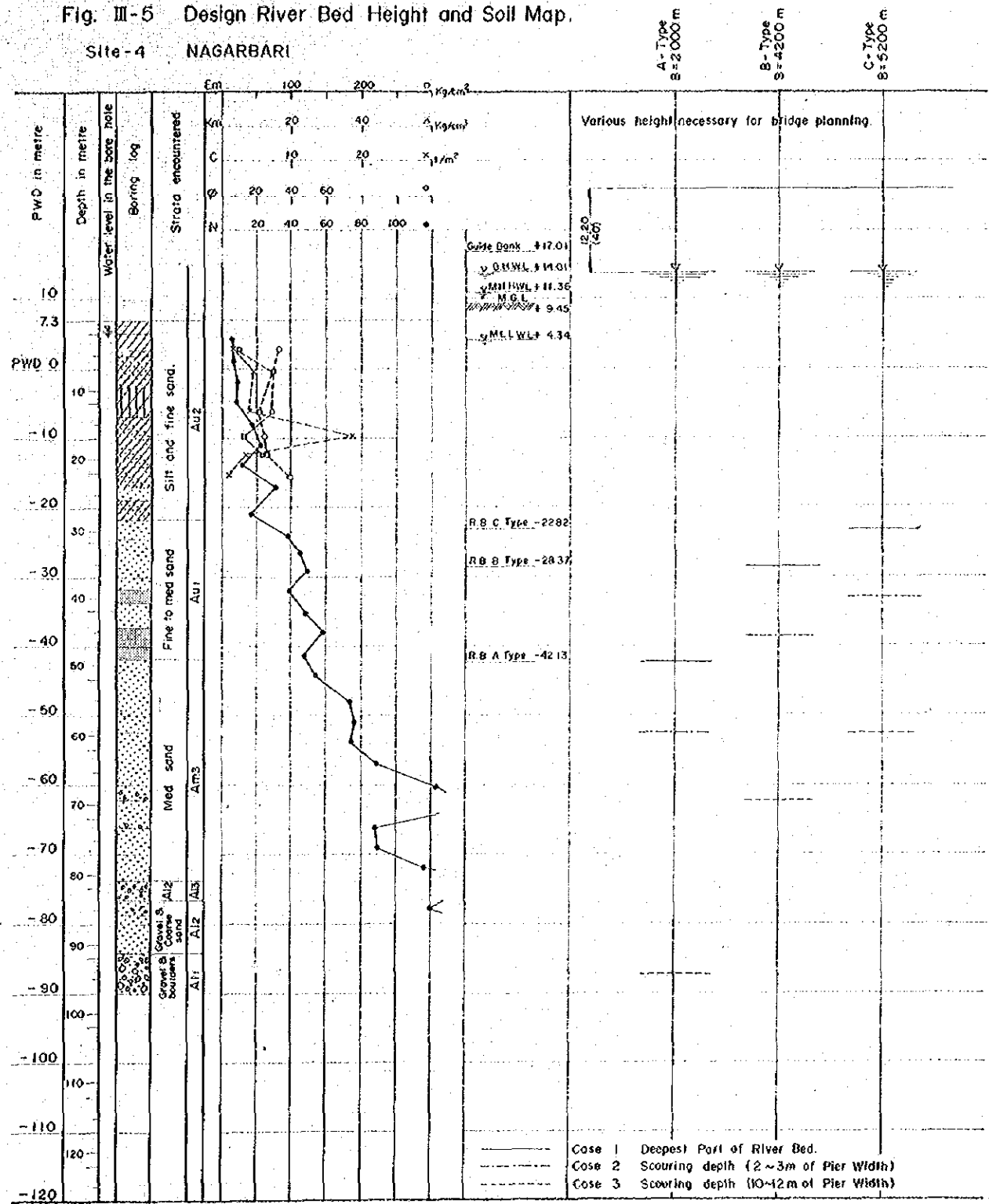
Fig. III - 4 Design River Bed Height and Soil Map.  
Site - 3 SIRAJGANJ



Note. B<sub>1</sub> Distance between guide bank      C<sub>1</sub> Cohesion  
 E<sub>1</sub> Modulus of deformation                      φ<sub>1</sub> Internal friction angle  
 K<sub>1</sub> Modulus of foundation                      N<sub>1</sub> Values of standard penetration tests

Fig. III-5 Design River Bed Height and Soil Map.

Site-4 NAGARBARI



Note. B; Distance between guide bank  
 E; Modulus of deformation  
 K; Modulus of foundation  
 C; Cohesion  
 $\phi$ ; Internal friction angle  
 N; Values of standard penetration tests



## 4. 計画流量と流速

架橋候補地Aヶ所について、計画流量 $Q$  ( $m^3/sec$ )、平均流速 $V_m$  ( $m/sec$ )および河道の最深点での流速 $V$  ( $m/sec$ )

は、A, B, Cの3型式に応じて Table III-2 に示してある。

## 5. 地質

各々の候補地点での試掘結果によると、上層はシルト混り細砂 ( $Au_2$ ) で、下層は上から下へ順次、細~中砂 ( $Au_1$ )

中砂 ( $Am_3$ )、密な細砂混り中砂 ( $Am_2$ ) が重なっている。

$Am_3$  より下層は、標準貫入試験による  $N$  値が 60 以上を示

し、信頼しうる支持層と考え、Nagarbati と

Sirajganj では  $Am_3$  の下は、砂利(玉石層(状))が厚さ約

23~30 ft、地表下 300 ft および 240 ft に分布し

ることが分った。

Grabargaon と Bahadurabad では、小砂利混りの粗砂

( $Du_2$ ) が、地表下約 190 ft と 180 ft でそれぞれ見出さ

れている。

架橋計画A地点での地質構造は、計画河床高と共に

Figs. III-2, III-5 に示されている。

## 6. 計画河床高と地質

地質構造と計画河床高、橋脚周辺の局部洗掘、計画高

水位、低水位および平均地盤高は、候補4地区について

A, B, Cの型式別に Figs. III-2 ~ III-5 に示されている。

図中の高さはすべて PWD の標高に従って示した。

## 7. 上部構造

### 7-1 鉄道橋

#### a 荷重 (付録-2)

設計に用いる荷重はすべて、インド鉄道の橋梁規格の  
主線荷重の規定による。(Fig. II-1)

#### b 建築限界 (付録-2)

建築限界は、将来の電化を考慮に入れて、インド鉄道  
の橋梁規格の規定による。

#### c 軌間 (付録-3)

設計に用いる軌間は 5' 6" (広軌) とする。

#### d 構造 (付録-3)

構造はすべて、日本土木学会制定の鉄道橋標準示方書  
(日本国有鉄道監修) によるものとする。ただし次の諸項  
目については、バン格拉デシュの国内事情を考慮して両  
者の相談で決める。

#### i. 風速

設計用風圧の計算の基礎となる風速は  $30 \text{ m/sec}$  ( $115 \text{ ft/sec}$ )

とする。

## ii 温度変化

設計に用いる温度変化の範囲は、 $0 \sim 40^{\circ}\text{C}$ とする。

## iii 地震時水平変位

設計に用いる水平力計算の基礎となる地震時の水平変位は、 $0.1\%$ とする。

## c 材料 (付録-3)

設計に用いる材料はすべて日本工業規格の規定による。

## 7-2 道路橋

### a 荷重

設計に用いる荷重はすべて、I.R.C標準車軸A種の規定による。(Fig. II-2)

### b 建築限界

建築限界はI.R.Cの規定による。

### c 構造 (付録-3)

構造はすべて、日本道路協会の鋼道路橋設計規程(日本建設省監修)によるものとする。ただし次の諸項目は、バングラデシュの国内事情を考慮し、両者を決める。

### 1. 風速

ii 温度変化

iii 地震時水平震度

これらの規定の内容は、鉄道橋の場合と同じである。

d 材料

鉄道橋の規定と同じである。

## 8. 下部構造

両国の調査班の会議の結果によれば、下部構造の設計基準としては、日本土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書（日本建設省監修）が採用された。（付録-3）

## 9. 航路限界（付録-4）

B I W T A によって規定された、設計用の最小航路巾は次の通りである。

最小水平距離 隣接橋脚間 250 ft

最小垂直距離 主桁下縁より 40 ft

## 才IV章 材料の性質

### 1. 構造用鋼材

構造用鋼材の標準としては、表IV-1に示す鋼材を使用するものとする。

### 2. 構造用鋼材の許容応力度

構造用鋼材の許容応力度は、表IV-2に示す通りとする。

### 3. コンクリートおよび鉄筋の許容応力度

#### 3-1 上部構造

上部構造に用いるコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、表IV-3-1に示す通りである。

#### 3-2 下部構造

下部構造に用いるコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、表IV-3-2に示す通りである。

### 4. プレストレストコンクリートの許容応力度

鉄道接軌部および道路橋梁部の間に入る橋梁の上部構造で、PC橋を用いる場合、この許容応力度は、表IV-4に示す通りとする。

Table.V-1 Standard steel materials

Standard	Symbol of Steel Materials
JISG 3101	rolled steel for general structure SS 41
JISG 3106	rolled steel for welded structure SM 41, SM 50Y SM 53, SM 58

Table.V-2 Allowable stresses of steel Materials for Structure (psi)

Steel material	SS 41, SM 41	SM 50Y, SM 53	SM 58
Stress			
Axial tensile stresses	19912	29868	36980

Table. IV-3-1 Allowable Stress of Materials for Superstructure of Reinforced Concrete.

Allowable Stress (Psi)	Design Strength of Concrete $\delta_{ck}$			3 400	
	Concrete	Bending Compressive Stress			1 140
		Compressive Stress by Normal Force			1 020
		Shearing Stress	In case of to be resisted by concrete only	Slab	130
				Beam	100
		In case of using web reinforcement			280
		Bond Stress			220
	Bearing Stress			1 020	
	Reinforcing Bar	Tensile Stress.	SD 30	25 600	
		Yield Stress	SD 30	42 700	

Table. IV-3-2 Allowable Stress of Materials for Substructure of Reinforced Concrete.

Allowable Stress (Psi)	Design Strength of Concrete $\delta_{ck}$			3 000	
	Concrete	Bending Compressive Stress			1 000
		Compressive Stress by Normal Force			900
		Shearing Stress	In case of to be resisted by concrete only	Slab	120
				Beam	92
		in case of using web reinforcement			260
		Bond Stress			210
	Bearing Stress			900	
	Reinforcing Bar	Tensile Stress	SD 30	Usually	25 600
				In Water	22 700
	Yield stress	SD30		42 700	

Table IV-4 Miscellaneous Values for Superstructure of Prestressed Concrete

Material	Descriptions	Values	
Concrete	Design Strength $\phi_{ck}$	5 000 PSI	
	Acting Design Load ( Compressive Stress)	1 660 "	
	" ( Tensile Stress)	190 "	
	Strength at Prestressing	4 300 "	
	Maximum Size of Coarse Aggregate	1 inch	
Prestressing Wire $\phi$ 7mm	Breaking Stress	220 KSI	
	Yield Stress	192 "	
	Allowable Tensile Stress	Design Load	132 "
		at Prestressing	173 "



## 第 V 章 概略設計

### 1. 概要

4ヶ所の架橋候補地と、導流堤の間隔はそれぞれ、  
2.0 km, 4.2 km, 5.2 km および 5.6 km であり、各架橋候補  
地と導流堤の間隔は3種類である。これは架橋幅であり、  
すべての架橋幅が概略設計の対象となる。

橋梁幅員は下記の2種類を考慮する。

#### Case a

鉄道部分： 単線広軌 (5'6")

道路部分： 全中 24 ft の 2 車線車道

#### Case b

鉄道部分： 複線広軌

道路部分： 全中 48 ft の 4 車線車道

上部構造については、鋼トラス型式を採用し、スパン  
長は 100 m, 150 m, 250 m および 350 m の 4 種類が、水平  
方向の最小航路幅を考慮して検討され、下部構造としては  
現地を適合する型式として、井筒基礎と多柱式基礎を検討  
した。Jamuna 河架橋計画では、工費を最小にする点から、  
これらの組み合わせについて検討を加えた。

## 2. 上部構造

### 2-1 構造型式

上記のように、Jamuna 河橋梁の計画スパン長は、100m ~ 350m の範囲であり、この範囲のスパンに適した橋梁の型式は一般に Fig. V-1 に示す通りである。

適用される型式としては、吊橋、カンティレバー、トラス、連続トラス、タイトアーチ、斜張橋などである。この各種の橋梁に関する資料に基づいて、経済的で、構造上の合理性、安全性および走行上の快適度など種々の見地から多くの要素が検討された。この橋の場合、鉄道道路併用橋として、2種類の目的で設計されるので、重い鉄道荷重に対応できる十分な強度を持つ型式が必要である。更に中員構成から二重橋床型式が使える型式が望ましくなる。これらの検討結果から、トラス型式が最も適当であると判断した。更に鋼材の海上輸送を考えると、トラス橋の輸送費は、個々の部材の軽量のため他の型式より安くすむ。これらがトラス型式を選んだ主な理由である。

上記の理由と、下部構造に対する水平力の分散を考えた上、100m と 150m の等スパン 3 径間連続トラスと 250m と 350m の多スパンカンティレバートラスとが考えられた。

実際の施工の桌と試算によると、スパン250mと350mは、曲弦トラスの方が、直弦トラスより合理的であるので、トラスの骨組は Fig. V-2 に示すように決めた。

## 2-2 構造概要

トラスの各部材の断面は箱型断面とし、縦桁と床桁に対しては、I型断面を用いた。これらの部材の工場内での組み立ては電気溶接を用い、現場での漆接と連結は高張ワボルトで行なうものとする。

床版型式としては、鉄筋コンクリート床版と、直交異方性鋼床版が考えられた。鉄筋コンクリート床版は150mより短いスパンの場合に適用し、直交異方性鋼床版はそれより長いスパンの場合に用いられる。長大スパンに対して鉄筋コンクリート床版を用いると死荷重が可成り増加し、そのため上部構造および下部構造に悪影響を及ぼすというのがその理由である。鉄道橋は岡床式で設計した。

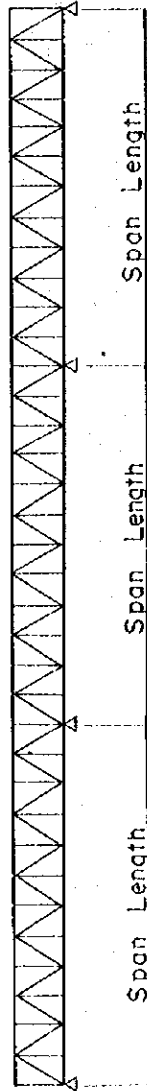
なお Case a の場合、単線の鉄道は路面の片側に寄せて配置し、Case b の場合、複線の鉄道は、それぞれ主橋に寄せて配置するよう計画した。各支間毎の Case a, b による横断面図は Fig. V-3-1~3, V-4-1~3 に示す通りである。同図には、橋高を示した。

Fig. V - 1 Suitable Bridge Types by Different Span Length.

Span Length Bridge Types	Span Length			
	300	600	900	1 200 (ft.)
Suspension Br.			—	
Contilever Truss Br.		—		
Continuous Truss Br.	—	—		
Cable-stayed Br.		—		

Fig. V-2 Truss frame

3 Span continuous truss frame for span of 328' or 492'



Cantilever truss frame for span of 820' or 1148'

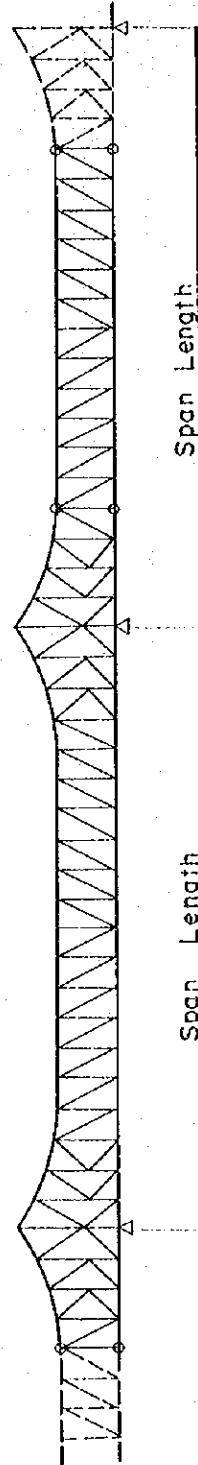
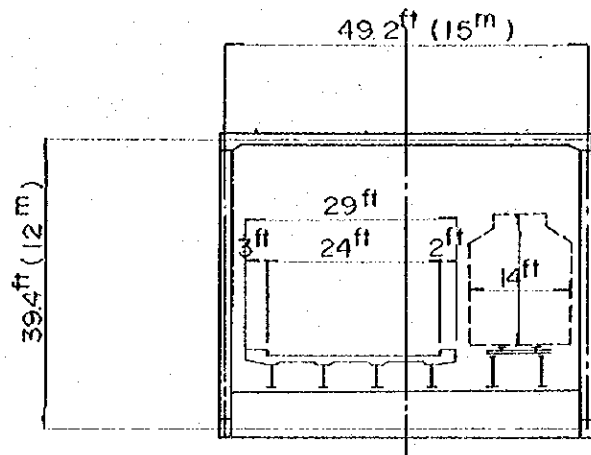


Fig. V-3-1 Typical cross sections in Case d

L = 100 m



L = 150 m

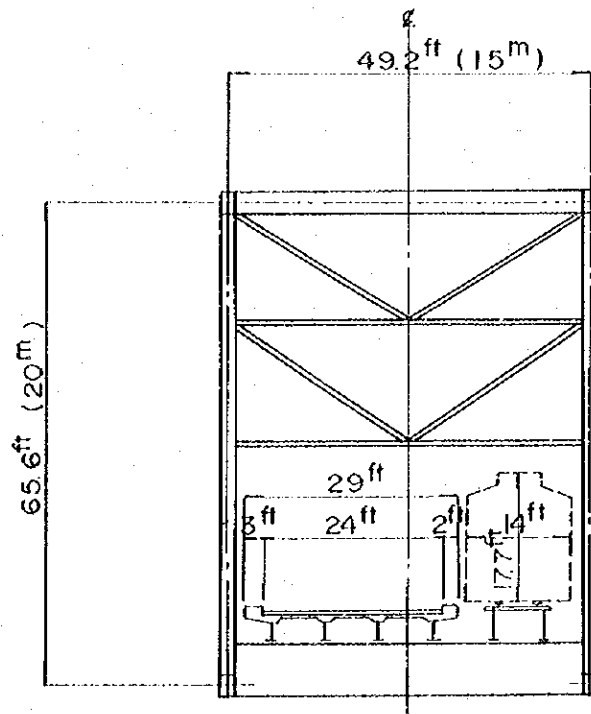


Fig. V-3-2 Typical cross section in Case a

L = 250 m

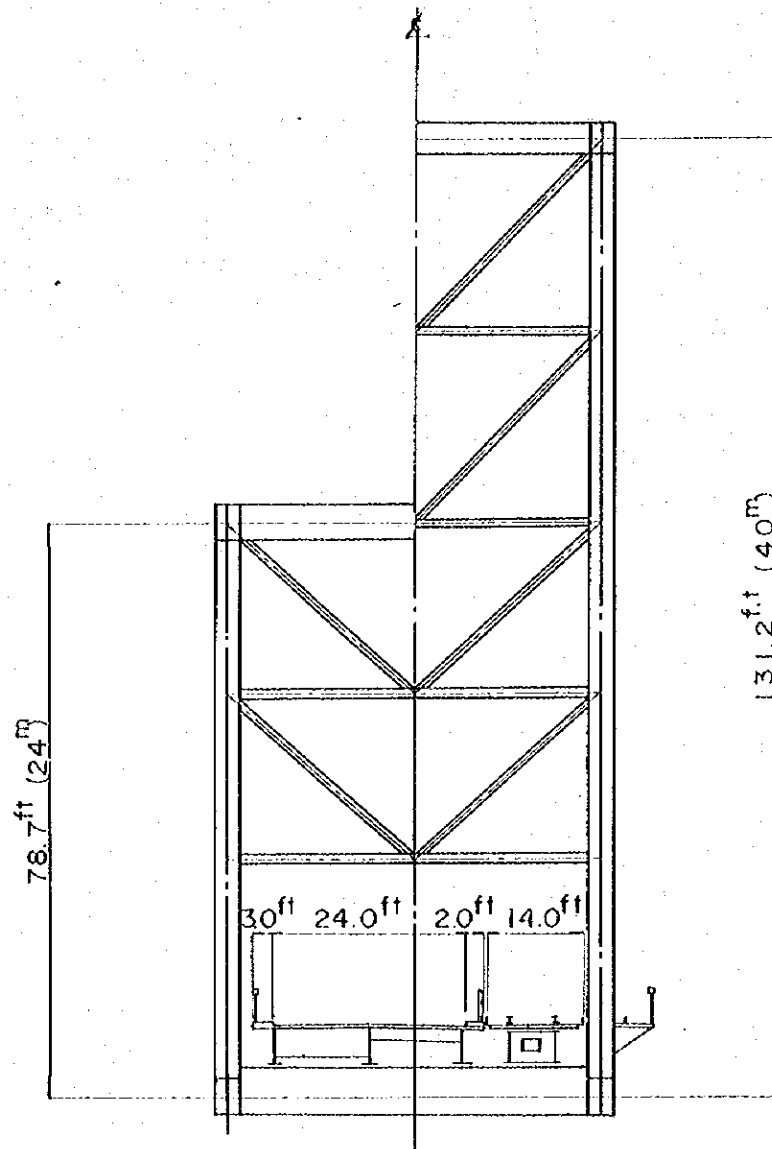


Fig. V-3-3 Typical cross section in Case A

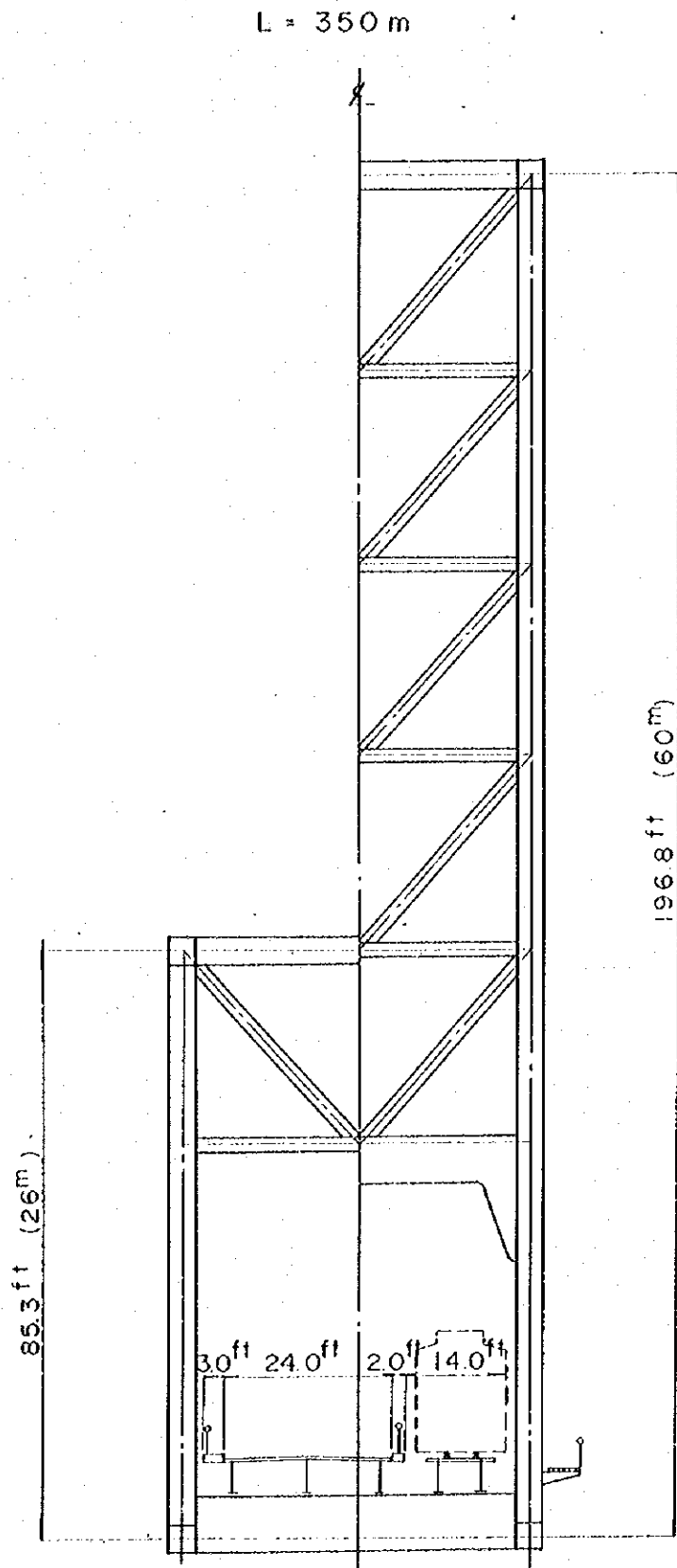
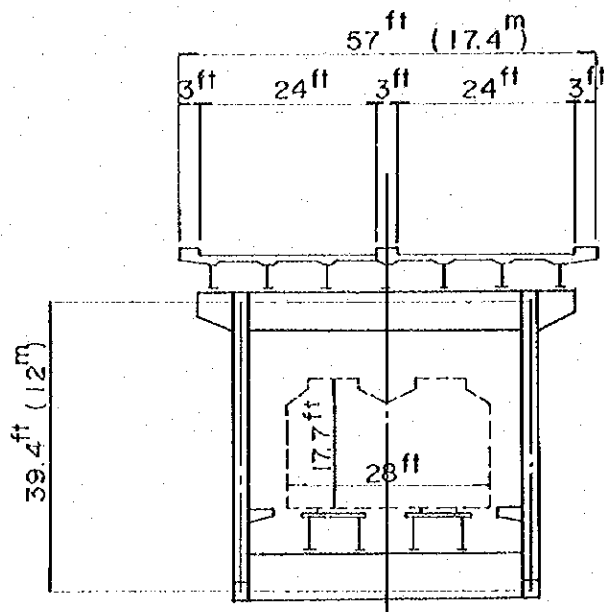




Fig. V-4-1 Typical cross sections in Case b

L = 100 m



L = 150 m

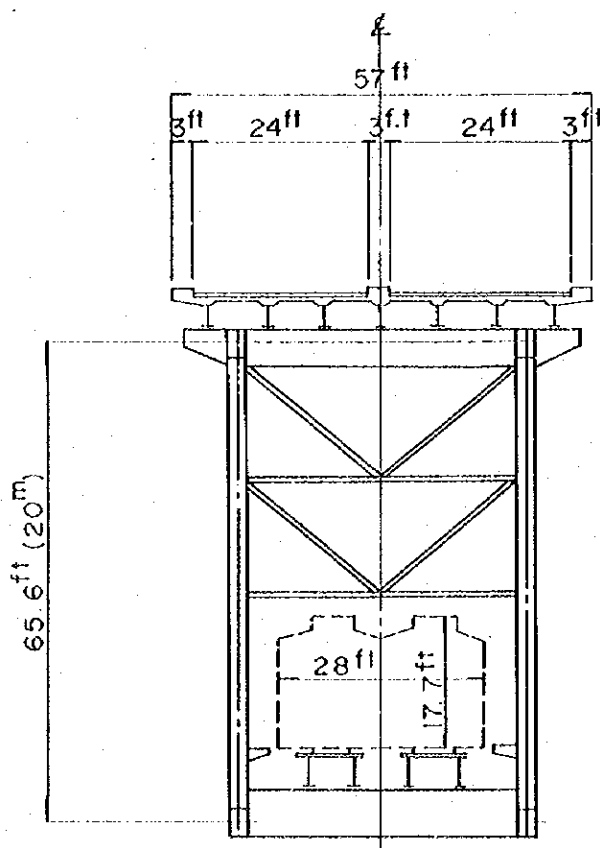


Fig. V-4-2 Typical cross section in Case b

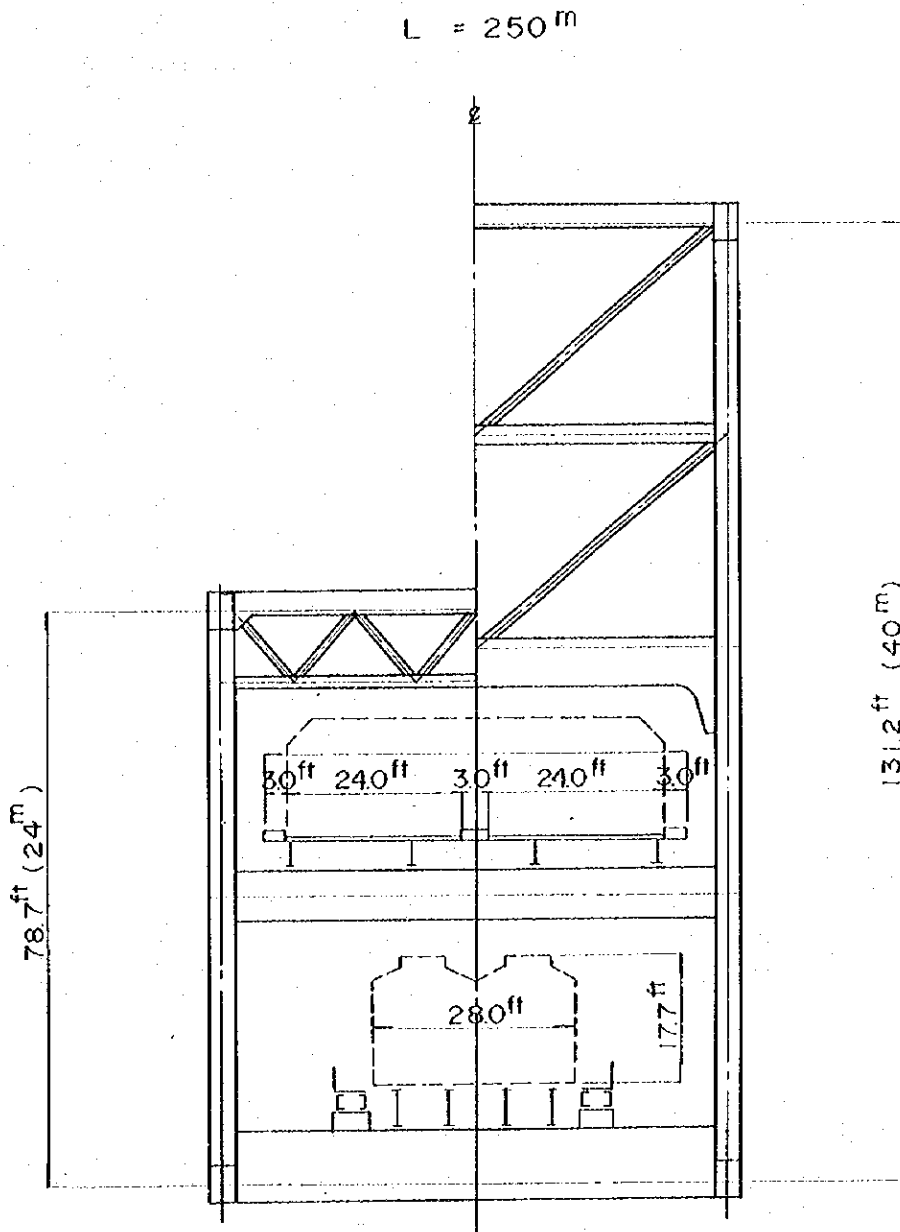
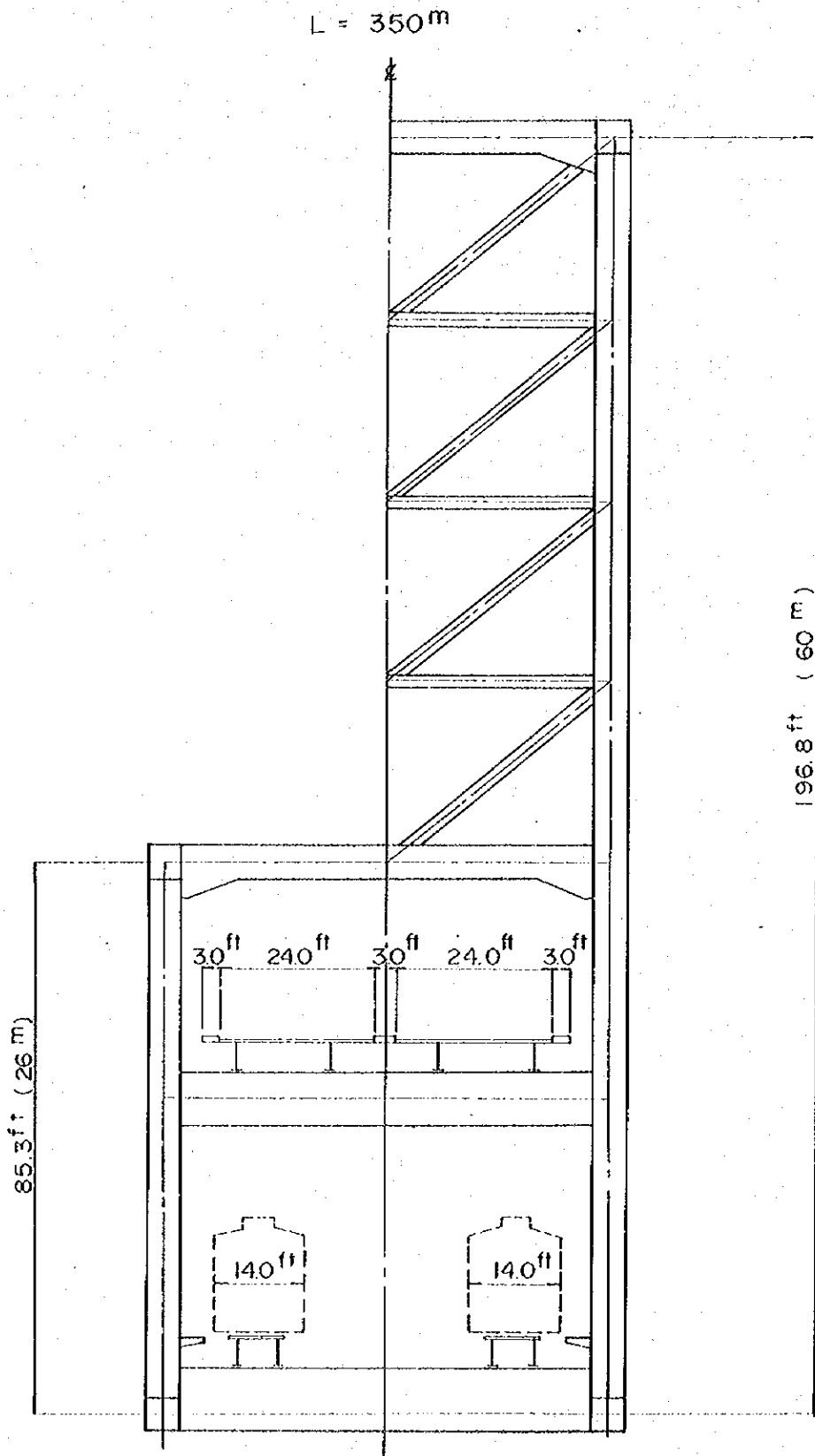


Fig. V-4-3 Typical cross section in Case b



## 2-3 設計計算

## 2-3-1. 設計諸条件

(1) Case a

支間  $3 @ 100m = 300m$  $3 @ 150m = 450m$ 型式 鋼3径間連続平行弦ワレントラス (シングルデッキ)  
(鉄道、道路併用橋)

支間 250 m

350 m

型式 鋼キャンチレバー曲弦トラス (シングルデッキ)  
(鉄道、道路併用橋)

荷重 自動車 IRC STANDARD VEHICLE CLASS "A"

鉄道 IRBC "ML"

幅員 道路 24' (2車線)

鉄道 単線 Broad Gauge 5'6"

設計風速  $30 \text{ m/sec}$ 設計震度  $K_{II} = 0.1$ 使用材種 S541<sup>752</sup> S150Y<sup>752</sup> S150. その他 JIS E23.

## (2) Case b.

支間  $3 @ 100m = 300m$  $3 @ 150m = 450m$ 型式 鋼3径間連続平行弦ワーレントラス (ゲタルデッキ)  
(鉄道, 道路併用橋)支間  $250m$  $350m$ 型式 鋼キヤンチレバー曲弦トラス (ゲタルデッキ)  
(鉄道, 道路併用橋)

荷重 自動車 IRC STANDARD VEHICLE CLASS "A"

鉄道 IRBC "71L"

幅員 道路 48' (4車線)

鉄道 複線 Broad Gauge 5'6"

設計風速  $30m/sec$ 設計震度  $I_{II} = 0.1$ 使用材質 SS41<sup>73</sup>, SM50Y<sup>73</sup>, SM58, 鋼也 JIS 1013.

## 2-3-2. 計算結果.

計算に際して考慮した主な事項は下記の通りである.

a) 衝撃係数を求めるときの支間.

衝撃係数を求めるときの支間は「道路橋示方書」によるものとする.

b) 疲労許容応力度.

疲労許容応力度は「鋼鉄道橋設計標準」の A 70-7<sup>0</sup> のお考慮し、他のグレードについては疲労の起るおいような構造を考えた。疲労許容応力度を求める場合の  $K$  は次式による.

$$K = \frac{d}{d+l}$$

$K$ : 疲労許容応力度係数.

$d$ : 死荷重

$l$ : 鉄道の活荷重.

c) 列車荷重の最大載荷長

列車荷重の最大載荷長は 700m とする。また複線は同方向進行をおるものとする.

d) 2次応力

部材の偏心、格梁の剛性、横折のおわか、弦材の長さの変化による床組の変形、自重による部材のおわか等の影響でトラス部材に 2次応力が生ずる。したがって、こゝではその値として  $200 \text{ kg/cm}^2$  と見込むことにした。

e) 縦桁と横桁の取合い

施工性を考慮して、縦桁は横桁の腹部に取付けるとせず、横桁の上における構造とした。

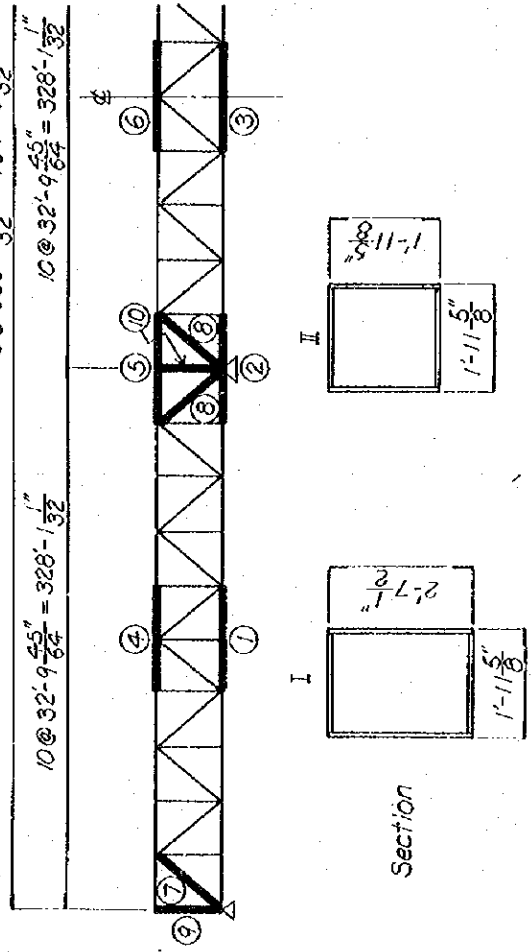
f) 横方向剛性

風荷重および架設時の橋梁の横方向剛性を保つたために上弦材の面には上横構を、下弦材の面には下横構を設けると同時に、それに対応できる橋門構を設けた。

橋頭構成による Case a, Case b の区別に従って、各々不同の計算結果を Case a については Tables V-1 ~ 4, Case b については Tables V-5 ~ 8 に示した。この Table には、主構の主要部材の軸力、断面形状、材質、許容応力度、断面応力度および板厚、縦桁および横桁の断面形状、活荷重によるたわみなどを一括して示した。

Table V-1 Span  $328'-1\frac{1}{32}"$  3-Span Continuous Truss Case-a

Case-a  
(Single Deck)



Member	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Member Force	t 1 085	-1 413	650	-1 085	1 413	-650	-1 172	-823	-632	-1 709
Type of Section	I	I	I	I	I	I	II	I	II	I
Material	SM 53	SM 53	SM 53	SM 53	SM 53	SM 53	SM 53	SM 53	SM 53	SM 58
Allowable Stress	psi 24 889	24 125	29 889	24 054	29 889	24 182	19 869	20 552	22 004	25 264
Stress	" 26 288	20 310	26 303	20 837	27 157	18 147	15 414	17 393	17 962	22 460
Plate Thickness	inch $\frac{55}{64}$	$1-\frac{1}{2}$	$\frac{33}{64}$	$1-\frac{7}{16}$	$1-\frac{7}{16}$	$\frac{3}{4}$	$1-\frac{31}{32}$	$1-\frac{3}{16}$	$\frac{55}{64}$	$1-\frac{31}{32}$

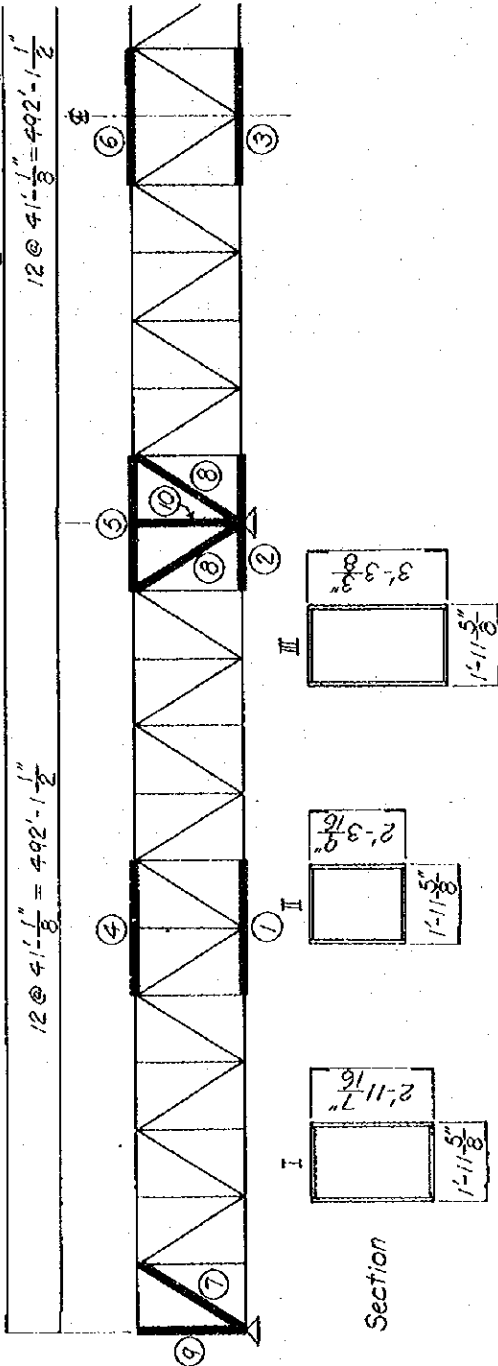
Maximum Deflection (Live-load)	
Deflection	
Railway (Single Truck)	$4-\frac{37}{32}$
Railway + Highway	$5-\frac{35}{64}$

Section		
Stringer	Highway	2-Pls $10-\frac{15}{16} \times \frac{2}{3}$
	Railway	1-Pl $3-3-\frac{3}{8} \times \frac{23}{64}$
Floor Beam	Highway	2-Pls $1'-3-\frac{3}{4} \times \frac{63}{64}$
	Railway	1-Pl $4'-7-\frac{1}{8} \times \frac{33}{64}$
	Floor Beam	2-Pls $1'-9-\frac{17}{64} \times \frac{7}{16}$
		1-PL $7-2-\frac{39}{64} \times \frac{7}{16}$



Table V-2 Span 492'-1 1/2" 3-Span Continuous Truss Case - a

3 @ 492'-1 1/2" = 1476'-4 1/2"  
 12 @ 41'-1 1/8" = 492'-1 1/2"

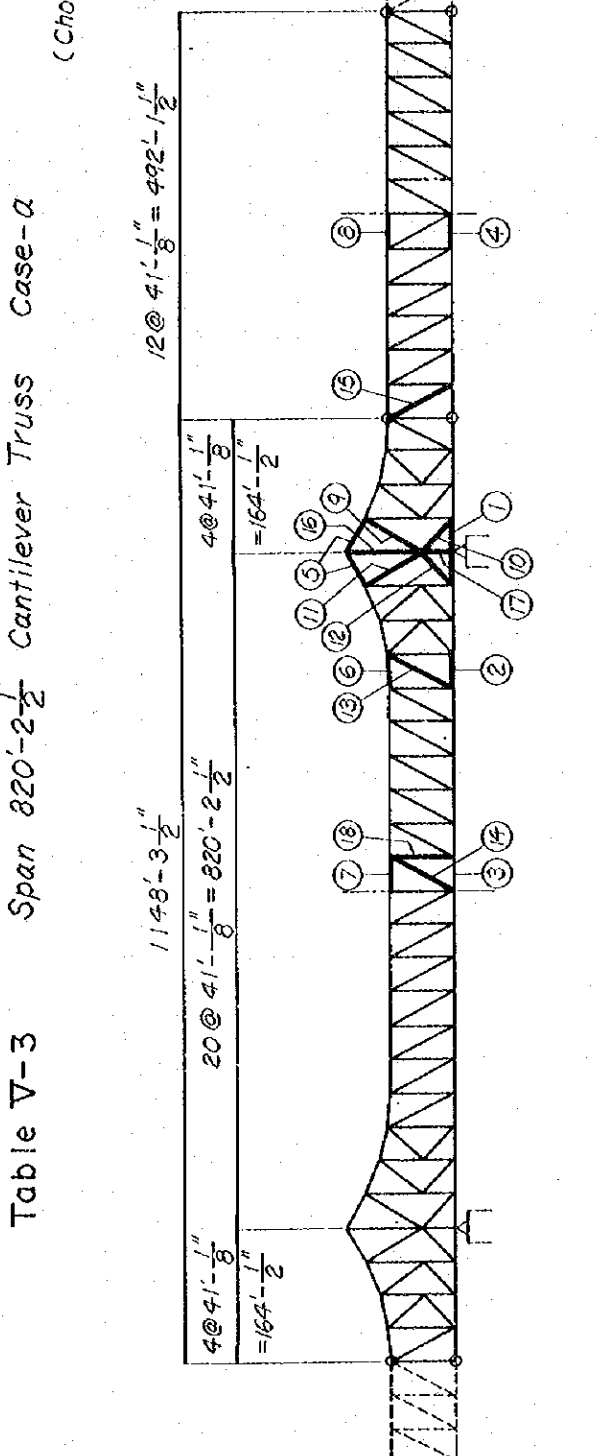
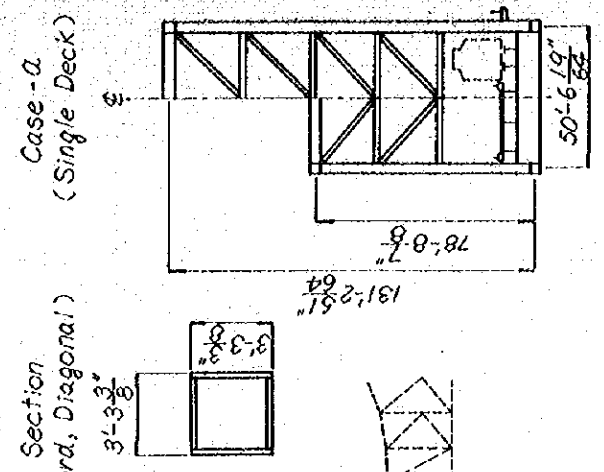


Member	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
Member Force	t 1 573	-2 442	743	-1 573	1 659	-806	-1 257	-1 678	-1 085	-2 775
Type of Section	I	I	I	I	I	I	II	II	II	II
Material	SM53	SM58	SM53	SM58	SM58	SM53	SM58	SM58	SM58	SM58
Allowable Stress	psi 29 889	29 960	29 889	30 259	37 006	25 349	12 739	12 582	21 278	25 776
Stress	" 26 331	26 431	26 146	26 687	33 106	21 677	8 056	9 977	17 407	22 545
Plate Thickness	inch 1 8/16	1 31/32	5/8	1 17/64	5/8	55/64	2 23/64	2 9/16	1 37/64	1 31/32

Maximum Deflection (Live-load)	
Deflection	
Railway (Single Truck)	6 27/64"
Railway + Highway	7 33/64"

Section	
Stringer	Highway
	Railway
Floor Beam	2-Pls 1'-13 1/16" x 55"
	1-Pl 3'-3 3/8" x 23"
	2-Pls 1'-3 3/4" x 63"
	1-Pl 4'-7 1/8" x 33"
	2-Pls 1'-11 5/8" x 17"
	1-Pl 7'-2 39/64" x 32"

Table V-3 Span  $820'-2\frac{1}{2}''$  Cantilever Truss Case-a



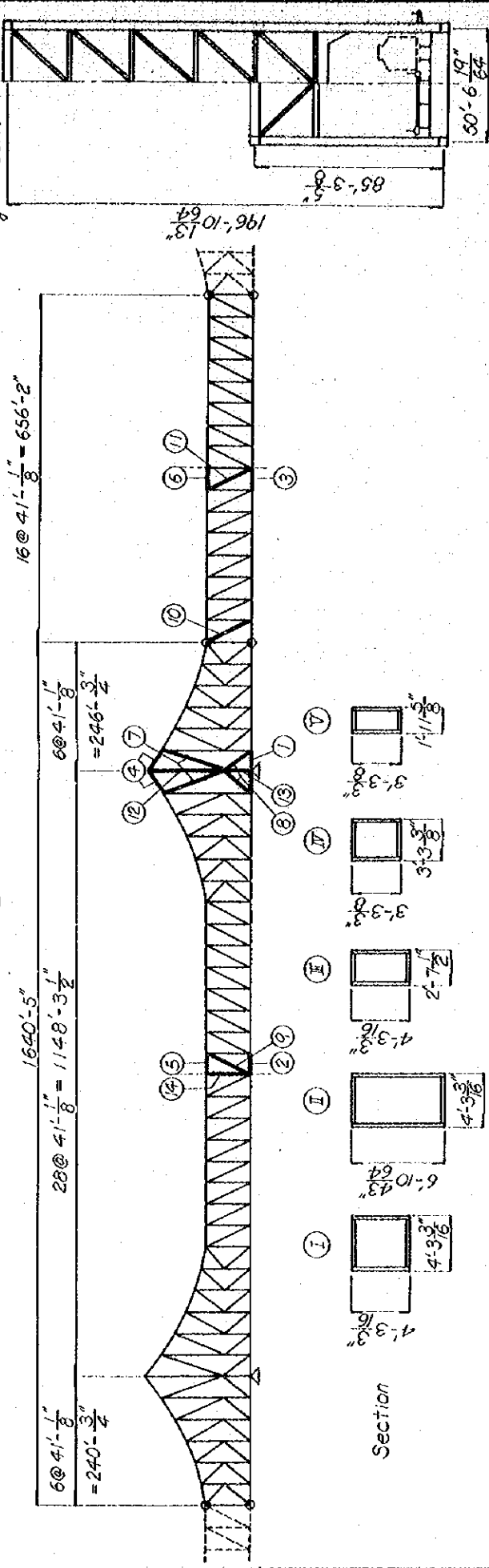
Member	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
Member Force	-2 656	-1 971	4 570	2 080	2 644	-1 528	-4 720	-2 138	-531
Material	SM53	SM53	SM58	SM53	SM53	SM53	SM58	SM53	SS41
Allowable Stress	26 146	26 189	37 006	29 889	29 889	26 203	31 611	26 174	15 258
Stress	24 011	23 769	30 046	26 843	26 559	23 029	28 438	22 730	12 013
Plate Thickness	$1\frac{37}{84}$	$1\frac{3}{16}$	$2\frac{11}{54}$	$1\frac{7}{34}$	$1\frac{27}{84}$	$\frac{15}{18}$	$2\frac{23}{84}$	$1\frac{11}{32}$	$\frac{5}{8}$

Member	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱
Member Force	875	-1 026	1 214	2 159	586	1 414	-2 582	-4 883	-520
Material	SS41	SM41	SM41	SM53	SS41	SM41	SM58	SM58	SS41
Allowable Stress	19 926	15 329	19 926	29 889	19 926	19 926	19 599	31 996	15 258
Stress	16 638	12 354	17 564	26 915	16 297	15 969	16 966	29 420	11 742
Plate Thickness	$\frac{3}{4}$	$1\frac{3}{16}$	$\frac{63}{84}$	$1\frac{3}{16}$	$\frac{33}{84}$	$\frac{17}{16}$	$2\frac{11}{84}$	$2\frac{23}{84}$	$\frac{5}{8}$

Section	1-P1	2-P1s	1-P1	2-P1s	1-P1
Highway	$7'-1\frac{3}{4}'' \times \frac{55}{64}$	$1'-3\frac{3}{4}'' \times \frac{63}{64}$	$4'-7\frac{1}{8}'' \times \frac{23}{64}$	$1'-3\frac{3}{4}'' \times \frac{63}{64}$	$4'-7\frac{1}{8}'' \times \frac{23}{64}$
Stringer	$11\frac{13}{16}'' \times \frac{19}{32}$	$1'-3\frac{3}{4}'' \times \frac{63}{64}$	$11\frac{13}{16}'' \times \frac{19}{32}$	$1'-3\frac{3}{4}'' \times \frac{63}{64}$	$11\frac{13}{16}'' \times \frac{19}{32}$
Floor Beam	$4'-7\frac{1}{8}'' \times \frac{23}{64}$	$2'-3\frac{3}{4}'' \times \frac{17}{64}$	$4'-7\frac{1}{8}'' \times \frac{23}{64}$	$2'-3\frac{3}{4}'' \times \frac{17}{64}$	$4'-7\frac{1}{8}'' \times \frac{23}{64}$
	$8'-2\frac{27}{64}'' \times \frac{15}{32}$	$8'-2\frac{27}{64}'' \times \frac{15}{32}$	$8'-2\frac{27}{64}'' \times \frac{15}{32}$	$8'-2\frac{27}{64}'' \times \frac{15}{32}$	$8'-2\frac{27}{64}'' \times \frac{15}{32}$

Maximum Deflection (Live-load)	Railway	Railway + Highway
	$1'-6\frac{47}{64}''$	$1'-9\frac{49}{64}''$

Table V-4 Span 1148'-3/2" Cantilever Truss Case-a



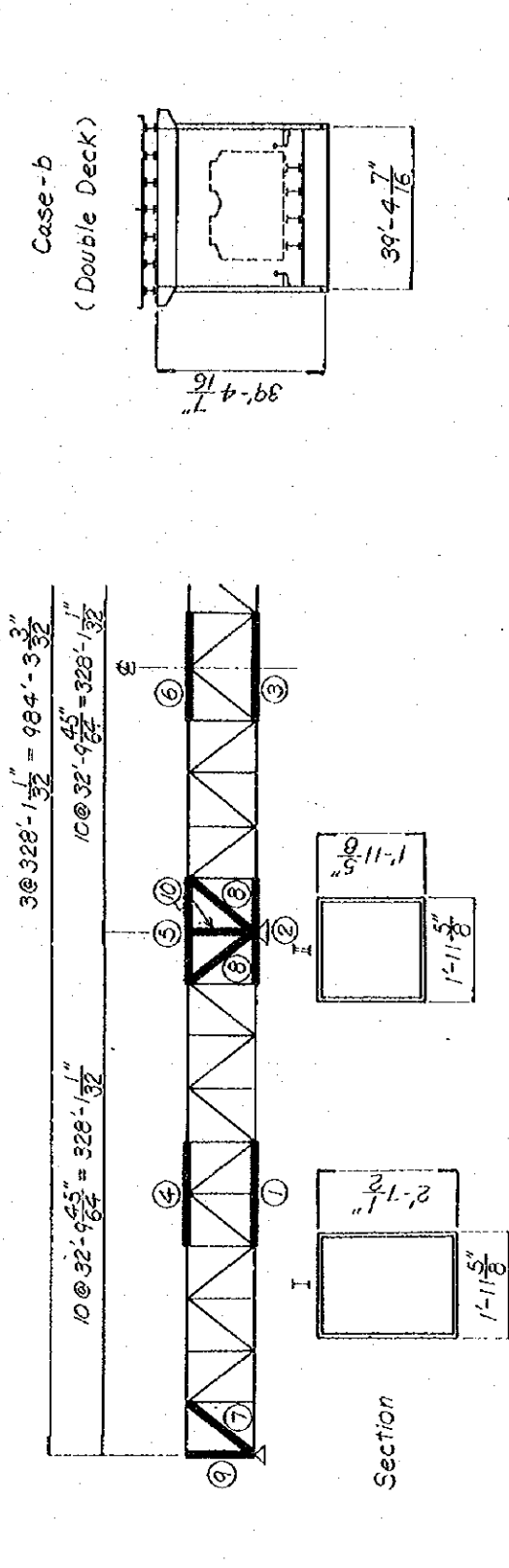
Member	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Member Force	t -3 603	7 037	3 443	4 373	-7 130	-3 496	-1 654
Type of Section	I	I	IV	I	I	IV	I
Material	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM53
Allowable Stress	psi 33 519	37 006	37 006	37 006	33 305	31 611	15 486
Stress	" 30 928	29 590	34 045	33 561	29 989	29 405	12 696
Plate Thickness	inch 1 7/8	2 1/4	1 1/2	1 3/8	2 1/4	1 5/8	1 3/8

Member	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Member Force	t 813	-326	1 892	-105	-4 501	-7 837	-450
Type of Section	I	III	IV	V	I	I	III
Material	SS41	SS41	SM41	SS41	SM58	SM58	SS41
Allowable Stress	psi 19 926	11 970	19 926	8 668	14 603	32 224	12 980
Stress	" 11 472	5 209	14 404	3 103	12 781	22 260	7 188
Plate Thickness	inch 5/8	5/8	1 3/16	19/32	2 3/8	2 5/8	5/8

Section	Highway	Railway	Floor Beam
Stringer	1-P1 7-1 3/4" x 55" x 64"	1-P1 4-7 1/8" x 23" x 64"	1-P1 11-13" x 15" x 32"
Floor Beam	2-P1s 1-3 3/4" x 53" x 64"	1-P1 4-7 1/8" x 33" x 64"	2-P1s 2-3 3/4" x 17" x 64"
			1-P1 8-2 27/64" x 15" x 32"

Maximum Deflection (Live-load)	Railway	Railway + Highway
	1-11 1/2"	2-3 13/32"

Table V-5 Span  $328'-\frac{1}{32}$  3-Span Continuous Truss Case-b



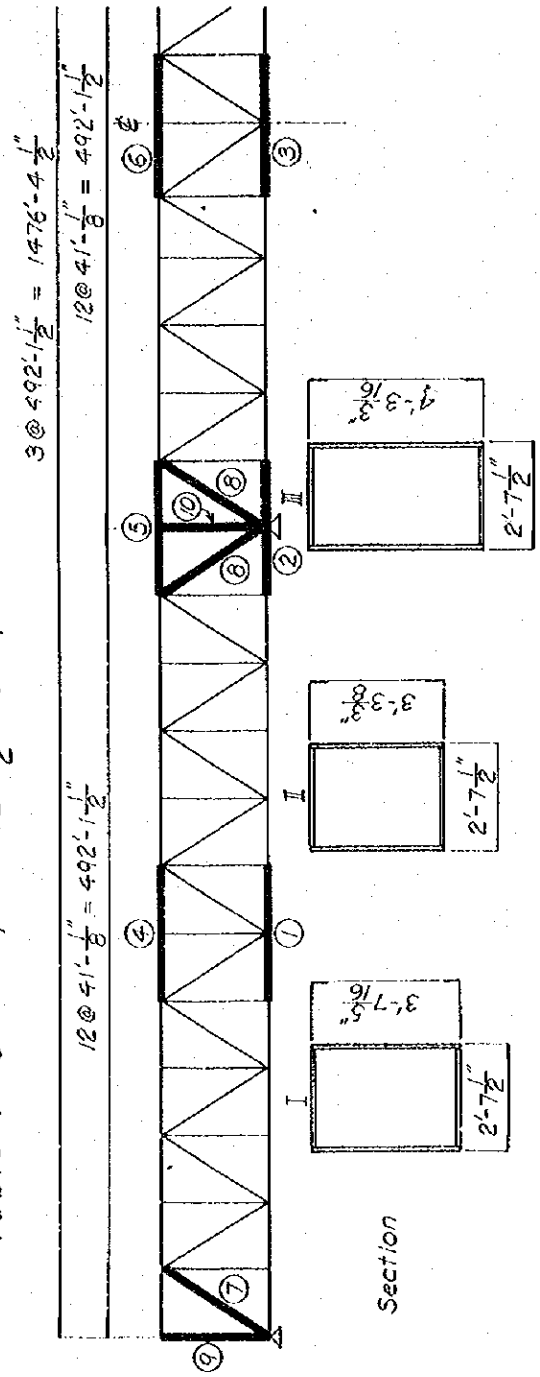
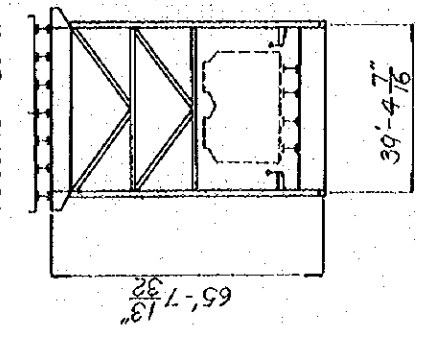
Member	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Member Force	t 1 631	-2 121	931	-1 631	2 121	-931	-1 232	-1 772	-947	-2 573
Type of Section	I	I	I	I	I	I	I	I	II	II
Material	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM53	SM58
Allowable Stress	psi 37 006	20 423	29 889	20 722	37 006	26 787	20 496	19 784	21 833	25 463
Stress	" 31 341	24 496	26 032	26 032	33 860	22 574	17 834	16 937	18 873	22 531
Plate Thickness	inch $\frac{7}{16}$	$\frac{57}{64}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{11}{32}$	$\frac{11}{32}$	$\frac{55}{64}$	$\frac{59}{64}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{17}{64}$	$\frac{2}{18}$

Maximum Deflection (Live-load)	
Deflection	$4 \frac{27}{32}$
Railway (Single Truck)	$6 \frac{7}{8}$
Railway + Highway	$6 \frac{7}{8}$

	Section	
Stringer	Highway	2-Pis $9 \frac{27}{32} \times \frac{5}{8}$
	Railway	1-PI $3'-7 \frac{5}{16}'' \times \frac{23}{16}$
Floor Beam	Highway	2-Pis $1'-3 \frac{3}{4}'' \times \frac{63}{64}$
	Railway	1-PI $4'-7 \frac{1}{8}'' \times \frac{33}{64}$
Stringer	Highway	2-Pis $1'-3 \frac{3}{4}'' \times \frac{55}{64}$
	Railway	1-PI $5'-2 \frac{63}{64}'' \times \frac{23}{16}$
Floor Beam	Highway	2-Pis $1'-7 \frac{11}{16}'' \times \frac{53}{64}$
	Railway	1-PI $6'-6 \frac{47}{64}'' \times \frac{25}{16}$

Table V-6 Span  $492'-1\frac{1}{2}"$  3-Span Continuous Truss Case-b

Case - b  
(Double Deck)



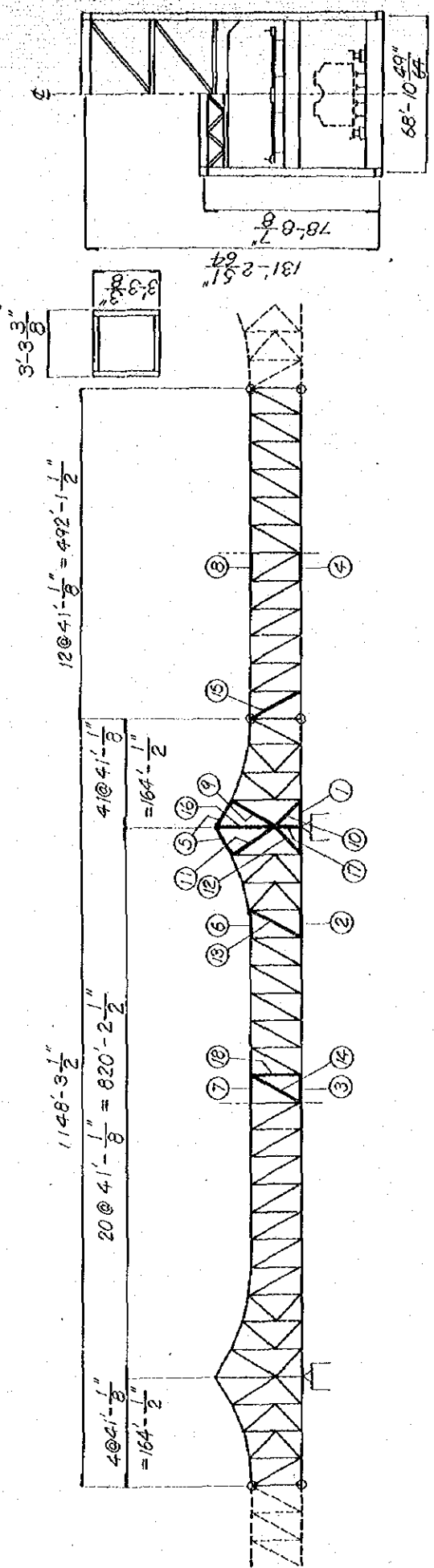
Member	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	
Member Force	t	2 473	-3 547	1 105	-2 473	2 364	-1 204	-1 893	-2 615	-1 753	4 458
Type of Section	—	I	I	I	I	I	I	II	III	I	III
Material	—	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM53	SM58	SM58	SM58	SM58
Allowable Stress	psi	37 006	32 181	29 889	32 366	37 006	26 573	19 570	19 001	28 011	29 334
Stress	"	34 344	29 477	26 730	28 993	34 287	23 399	16 923	15 912	25 363	26 317
Plate Thickness	inch	$1\frac{3}{16}$	$1\frac{3}{32}$	$\frac{2}{3}$	$1\frac{27}{64}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{25}{32}$	$1\frac{37}{64}$	$2\frac{23}{64}$	$1\frac{29}{64}$	$1\frac{31}{32}$

Maximum Deflection (Live-load)	
Deflection	
Railway (Single Truck)	$3\frac{95}{64}$
Railway + Highway	$5\frac{25}{64}$

Section		
Stringer	Highway	2-Pls $10\frac{5}{8}" \times \frac{55}{64}$
	Railway	1-Pl $3'-7\frac{5}{16}" \times \frac{23}{64}$
Floor Beam	Highway	2-Pls $1'-3\frac{3}{4}" \times \frac{63}{64}$
		1-Pl $4'-7\frac{1}{8}" \times \frac{32}{64}$
	Railway	2-Pls $1'-3\frac{3}{4}" \times 1\frac{7}{8}"$
		1-Pl $5'-2\frac{23}{64}" \times \frac{23}{64}$
Floor Beam	Highway	2-Pls $1'-1\frac{5}{8}" \times 1\frac{3}{16}"$
	Railway	1-Pl $6'-6\frac{64}{64}" \times \frac{25}{64}$

Table V-7 Span 820'-2 1/2" Cantilever Truss Case-b

Section (Chord, Diagonal)  
Case-b (Double Deck)



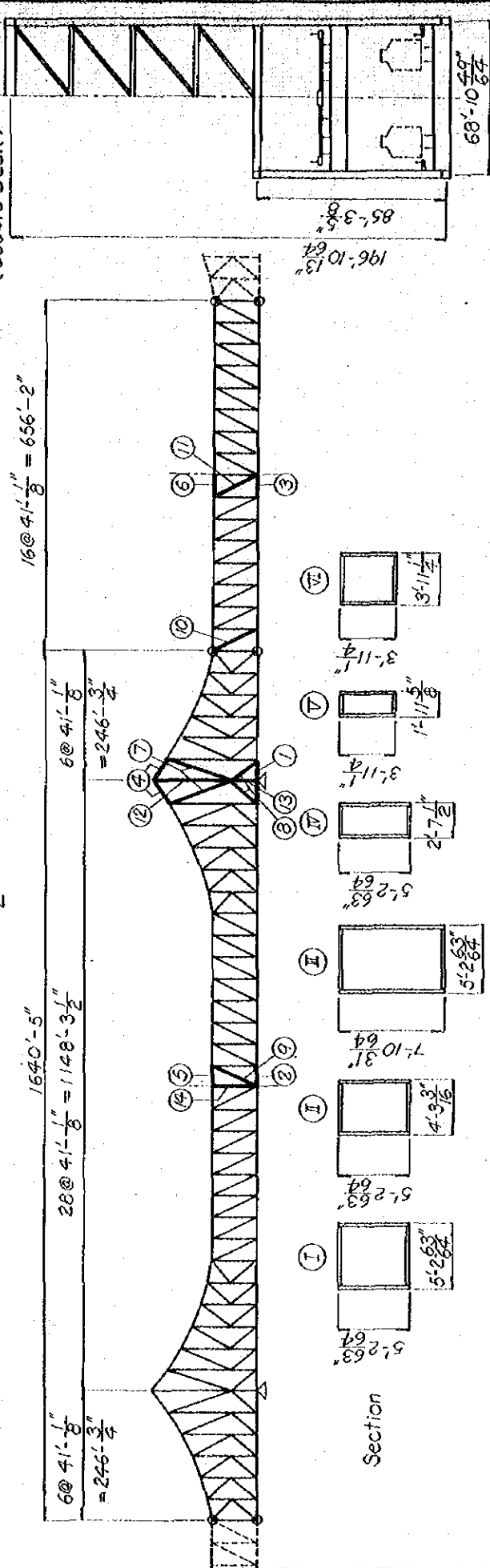
Member	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Member Force	t -3993	-2695	6594	3076	3902	-2076	-6825	-3162	-772
Material	SM58	SMS3	SM58	SM53	SM58	SM53	SM58	SMS3	SM41
Allowable Stress	psi 31883	26132	37006	29889	37006	26160	32921	26089	15300
Stress	" 28409	23200	32878	26473	33590	23442	29918	22872	12127
Plate Thickness	inch 1 3/32	1 1/32	2 3/32	1 21/32	1 21/32	1 17/32	2 19/32	1 31/32	2 29/32

Member	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Member Force	t 1290	-1456	1761	3193	862	2091	-3810	-7209	765
Material	SM41	SM53	SM53	SM53	SM41	SM41	SM58	SM58	SM41
Allowable Stress	psi 19926	20396	29889	29889	19926	19926	22488	33263	15300
Stress	" 16667	17549	26559	27484	16411	15756	20026	30658	12013
Plate Thickness	inch 7/16	1 1/16	1 5/16	1 21/32	3/4	1 5/16	2 11/16	2 43/64	2 29/32

	Section
Stringer	Highway
	1-PI 7-4 9/16 x 55/64
	1-PI 4-7 1/8 x 84
Railway	1-PI 11 13/16 x 55/64
	2-PIs 1-3 3/4 x 83/64
	1-PI 4-7 1/8 x 84
Floor Beam	Highway
	2-PIs 2-1 1/2 x 1 1/2
	1-PI 8-2 1/2 x 1 1/2
Railway	2-PIs 2-7 1/2 x 1 1/2
	1-PI 9-10 1/4 x 32

Maximum Deflection (Live-load)
Railway (Single Truck) 1'-6 11/32
Railway + Highway 1'-11 25/64

Table V-8 Span 1148'-3 1/2" Cantilever Truss Case-b



Member	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
Member Force	-5 409	9 721	5 052	6 316	-9 942	-5 131	-2 214
Type of Section	I	I	VI	I	I	VI	II
Material	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58	SM58
Allowable Stress	35 099	37 006	37 006	37 006	34 942	32 949	17 521
Stress	32 722	33 746	31 768	34 017	33 946	30 416	16 069
Plate Thickness	1 7/8"	2 1/8"	1 3/4"	1 27/64"	2 1/8"	1 3/4"	1 7/8"

Member	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
Member Force	1 125	-384	2 775	-123	-6 440	-11 181	-6 333
Type of Section	II	IV	VI	V	III	III	IV
Material	SS41	SS41	SM41	SS41	SM58	SM58	SS41
Allowable Stress	19 926	12 169	19 926	8 668	19 670	34 088	13 180
Stress	14 233	5 423	17 450	4 270	17 165	29 804	8 938
Plate Thickness	5/8"	5/8"	1 3/4"	2 3/8"	2 3/8"	2 3/8"	5/8"

	Section
Stringer	Highway 1-Pl 7'-4 37/64" x 55" 1-Pl 4'-7 7/8" x 23" 1-Pl 11'-13 3/4" x 55"
	Railway 2-Pls 1'-3 3/4" x 63" 1-Pl 4'-7 7/8" x 33"
	Highway 2-Pls 2'-6 1/4" x 55" 1-Pl 8'-2 27/32" x 32"
Floor Beam	Railway 2-Pls 2'-7 1/2" x 1 1/2" 1-Pl 9'-10 7/8" x 5/8"

Maximum Deflection (Live-load)
Railway (Single Truck)
Railway + Highway

## 2-3-3 考察

## (1) Case a.

3@150m において、たわみ量は橋高 16.0m として計算したか、中間支梁下弦材断面積を  $A_s = 0.1977 \text{ m}^2$  (仮定) とした場合、自動車荷重によって  $\delta_v = 28 \text{ mm}$ 、鉄道荷重によって  $\delta_R = 163 \text{ mm}$  となる。この荷重を橋高 20m の 9'7" W ティキ 9'1" の仮定断面 ( $A_s = 0.1560 \text{ m}^2$ ) に載荷した場合のたわみと計算すると  $\delta_v = 19 \text{ mm}$ 、 $\delta_R = 112 \text{ mm}$  となる。

Case a の場合は荷重が偏載されるため、鉄道側主構と道路側主構と同一断面構成で製作することは不経済である (鉄道側主構への作用力を 1 とすると道路側主構は 0.7 程度)。しかし両側で断面を変えた場合、変形量に差が生じ架設等に問題があることも留意しなければならない。

支間 250m 及び 350m のカンテリバー・トラスの場合については、定着桁中央と支梁での曲りモーメントの差が大きいため、定着桁の支間中央の活荷重によるたわみが大きいことに対して、カンテリバーの張り出しを、適宜して曲りモーメントのバランスを良くすること、主構高を約 20% 程度高くすることによって処理できる。



## (2) Case b

3 @ 150m 以降径間の平行弦トラスであるため、中間支  
 架部部材は他と比べて大きな負担がかかっているが、現  
 在の槽高16mを20mとすると、材質はSM58 板厚を  
 50mm以内にすることは可能である。また、弦材の上下高  
 / 桁間長が  $1/11.4$  と可成り大きいため、二次応力の発  
 生は、この案からも見込可い。

支間250mと350mのケーブルトラスの場合、Case a  
 の場合と同様に、定着部中央部近の軸力が支架部近の軸力  
 より著しく大きいので、支間中央部のトラス高を高くする  
 ことが効果的であり、大きなたわみも減らすことができる。  
 望ましいトラス高は、支間250mの場合 27mを28m程度、  
 支間350mの場合 26mを32m程度にするとしている。

以上の問題案があつて、First Stageの目的に対  
 して影響はない。

### 3. 下部構造

#### 3-1 構造型式

基礎に必要な深さ、重要度、施工の便利さを考慮すると、第一段階では井筒と多柱式基礎とが基礎工の型式として考えられた。Bangladeshでは、過去に Hardinge 橋、King George IV 橋に井筒基礎が使われ、近年でも Dacca~Aricha 道路の橋梁基礎で施工された。この工法の利点は肥体が大きく安定度が良いことである。最近、大口径鋼管杭の杭基礎工法が発達し、直径 2.0m~3.0m の大型鋼管杭を多柱式基礎として対象にする必要があるため、これらの2種の工法につき検討を加えた。

多柱式基礎の場合は、杭頭と橋脚底版とは剛結しなればならない。この底版は DHWL より上に構築される。この型式の橋脚底版は理論上、高度の剛性を必要とされる。杭の突出長が長いと、このような構造では可撓性となり、重心が上になった構造になって、その結果は構造上好ましくなく、地震時または流水による水平力によって揺れ易くなる恐れがある。

したがって、Jamuna 河橋梁の基礎としては、技術的によい経済上の見地から井筒基礎を優先することになった。

橋脚周辺の局部洗掘については、井筒基礎は多柱式基礎の場合より著しいようである。将来は、井筒の必要の根入れ長さを確保するために、洗掘防止策を講ずる必要がある。

### 3-2. 構造概要.

井筒基礎は周知のように、その沈下に最も苦心を要する。重量および流水圧の軽減のためと、外觀上から井筒の天端は成る可く低い位置に設置するのが良く、 $1/1.2$ WLより $1/3$ 以上とすると、施工上からは乾期の間に沈下を完了させねければならない、これには若干の困難が予想される。

当初の目的のためには、リバーサーキュレーション工法が最も良いと思われる。この場合、先端の背や井筒躯体と周囲の土との間の摩擦抵抗を減らす方法が何か考えられなければならない。井筒の沈下は、その自重に左右されるので、躯体の壁厚は沈下速度を促進するために実際上なるべく厚くすることが望ましい、ここでは壁厚を $2.5m \sim 3.5m$ とした。

井筒の十分な根入れ長さは、水平力に対して安定を保つに必要の長さであるから、橋脚周辺、根固の工と、定期的検査と維持管理は、必要の根入れ長さを確保お上り重要なことである。

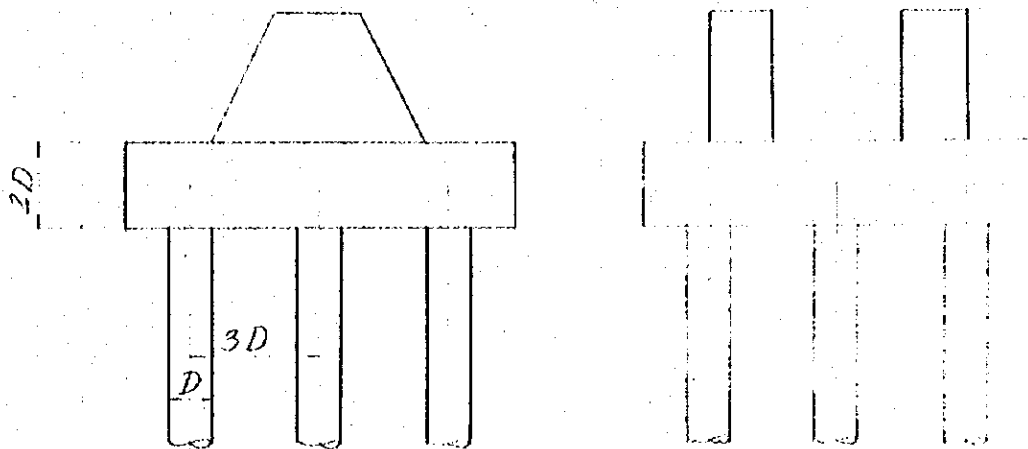
多柱式基礎に用いる杭の大きさは、径 $2.0m$ の場合と。

径3.0mの場合の2種を検討した。橋脚底板は D/HWL より上に構築するので、橋脚はドライの状態での建設が可能である。

橋脚の形状は、上部構造の主桁の直下に十分な厚さを持った台形の礎を設け、台形の頂点で背を欠き、台形の底辺は、杭頭が剛結されている頂版に橋軸に平行におき、頂版の剛性を増すようになっている。(cf Fig V-5)

多柱式基礎においても、その局部洗掘は少ないといはいえ、必要根入れ長さを確保する意味で、井筒基礎と同様、洗掘防止策を講じなければならぬ。

Fig. V-5



### 3-3 設計計算

#### 3-3-1 ウエル基礎

##### (1) 設計概要

ジャムナ河架橋計画に於ける最も重大な問題は、下部構造物建設後の局部洗掘に關してである。水の流れに依る洗掘後の河床を以後河床と呼ぶ。更に構造物のまわりの局部洗掘がありこの洗掘深さはつりくば、河川班の研究により水面より水深の1.8倍まで洗掘されるとした。但しこの場合の基礎の流水方向と直角の中は約12°とした。

基礎の根入はボーリング結果とウエルの況下能力を考へて、深さ80"、90"にある砂層又は礫層打土層とするのが好ましいと思われぬが、上記の局部洗掘は、この層を土固る様も時もあり、これを考慮するならば基礎の安定はあり得ない。従つて本設計に於ては基礎の有効根入長を確保する為に、石枕等を投入し人工的に河床を保護する工法を採用した。従つて本設計に於けるウエル・計画はどの位置まで河床を保護すれば、ウエルが安定する事である。即ちウエルの有効根入長を擇ぶ事である。

## (2) 設計条件

基礎型式	ウエル基礎
形 状	円形 $\phi 12^m$ , 小判形 $12^m \times 2.4^m$
流 速	最大 $7.0^m/sec$
局部泥掻	水深の 1.8 倍
地震尺度	水平 $k_h = 0.1$ 鉛直 $k_v = 0.0$
単位体積重量	コンクリート $\gamma_c = 2.5 t/m^3$ 土 砂 $\gamma_s = 1.9$

その他の事項については次の文献に依る。

- コンクリート標準示方書 : 土木学会
- 道路橋示方書 : 土木学会
- 道路橋下部構造設計指針 : 日本道路協会

## (3) 計算結果

## 1) 上部工反力

上部工反力は Tables V-9~10 の通りである。

## 2) 計算の手順

ウエル基礎に於て右図の様に

ウエル天端から河床までの深さが  
30" のモデルを考える。この状態  
で河床から 5" ポッチで洗掘深さ  
を仮定して、その点の作用外力を  
求め、ウエルの安定計算を行う。

その結果をグラフに描き、該当  
する河床の条件を書き込むと必

要の有効根入長を求めらる事が出来る。この結果を Fig V-6  
~ Fig V-8 に示す。計算式については全て「道路橋下  
部構造設計指針」日本道路協会編に依っている。

尚有効根入長の計算は Nagarburi site と Simajung site の 2  
地点について行った。これに依り他入る地点についても概  
率その挿算が一定。計算を行わないこと付本計画目的であ  
る site 決定に依る材料、工費の積算については何等の支障  
がない。

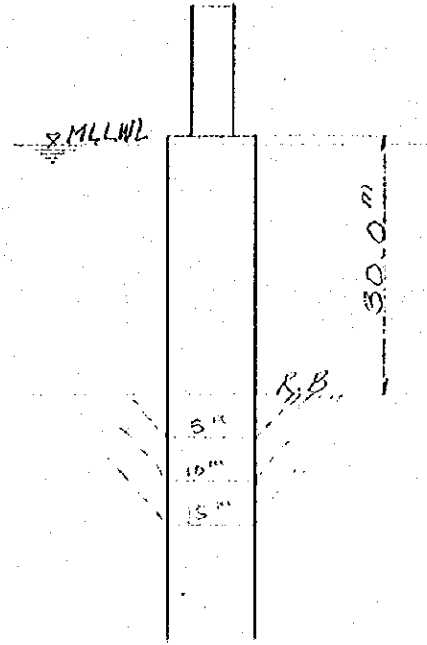


Table V-9 Reactions of Superstructure in Case a

(ton)

	N	Horizontal force								
		Longitudinal		Transverse						
		Fix.	Mov.	Fix.	Mov.					
3 Span Cont. truss L=100m	1614	440	81	161	161					
						Inter- mediate Support	Live Load	51	102	102
							Railway load			
							Highway load			
	2989	725	132	263	263					
End Support	588	/	29	39	39					
						Inter- mediate Support	Live Load	21	41	41
							Railway load			
							Highway load			
	1132	/	50	100	100					
3 Span Cont. truss L=150m	2916	795	146	292	292					
						Inter- mediate Support	Live Load	71	149	149
							Railway load			
							Highway load			
	4930	1209	220	442	442					
End Support	1060	/	53	106	106					
						Inter- mediate Support	Live Load	29	59	59
							Railway load			
							Highway load			
	1814	/	82	165	165					
L=250m	5116	1243	286	572	572					
						Inter- mediate Support	Live Load	89	178	178
							Railway load			
							Highway load			
	8151	1499	375	750	750					
L=250m	10316	2063	516	1032	1032					
						Inter- mediate Support	Live Load	129	258	258
							Railway load			
							Highway load			
	13987	2579	645	1290	1290					



Table V-10 Reactions of superstructure in Case b

(ton)

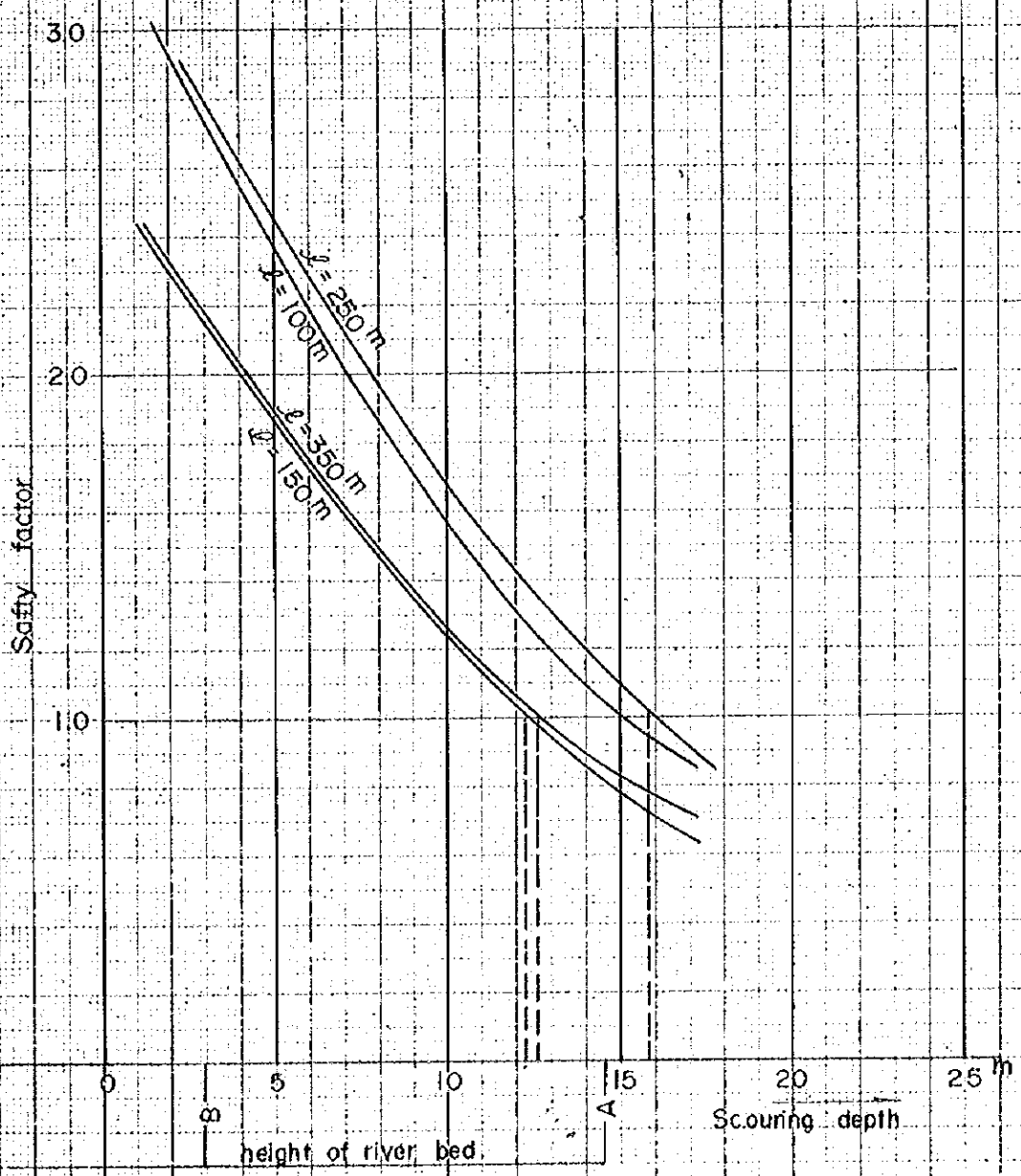
	N	Horizontal force				
		Longitudinal		Transverse		
		Fix.	Mov.	Fix.	Mov.	
3 Span Cont. truss L=100m	Inter- mediate Support	Dead load	746	137	273	273
		Live Load	555	99	199	199
		Railway Highway				
		Total	1301	236	472	472
3 Span Cont. truss L=150m	End Support	Dead load		50	99	99
		Live Load		39	79	79
		Railway Highway				
		Total		89	178	178
3 Span Cont. truss L=150m	Inter- mediate Support	Dead load	176	235	471	471
		Live Load	812	116	292	292
		Railway Highway				
		Total	2296	381	763	763
3 Span Cont. truss L=150m	End Support	Dead load		86	171	171
		Live Load		57	114	114
		Railway Highway				
		Total		143	285	285
Cont. truss	L=250m	Dead load	1797	119	897	897
		Live Load	704	176	352	352
		Railway Highway				
		Total	2508	625	1249	1249
Cont. truss	L=350m	Dead load	3144	786	1572	1572
		Live Load	1032	258	516	516
		Railway Highway				
		Total	4176	1044	2088	2088

Fig.V-6 Relations between safety factor and scouring depth of caissons

( AT SIRAJGANJ SITE )

Case d

( 2-Lanes, single track )



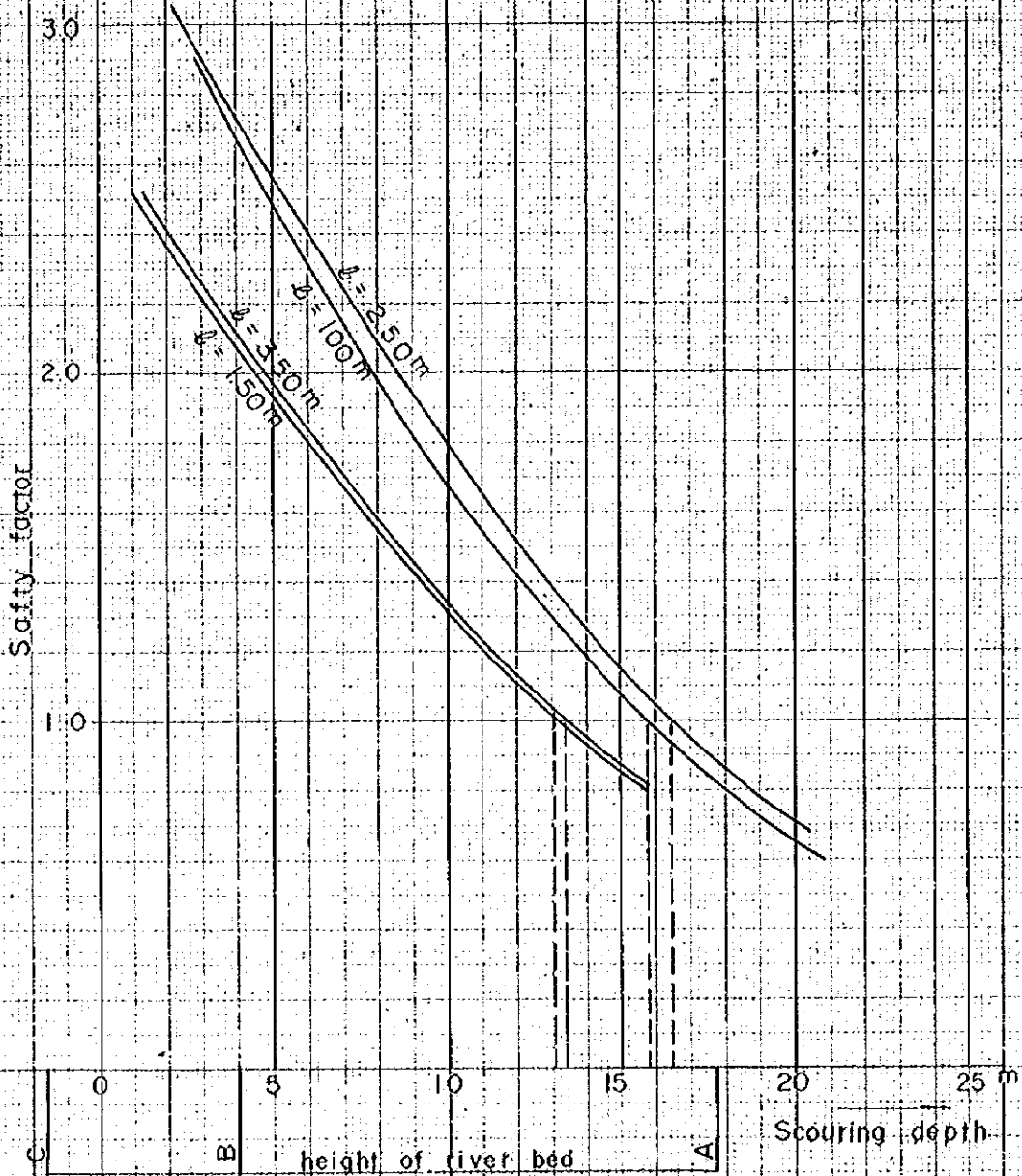
Dia section

Fig. V-7 Relations between safety factor and scouring depth of caissons

( AT NAGARBARI SITE )

Case a

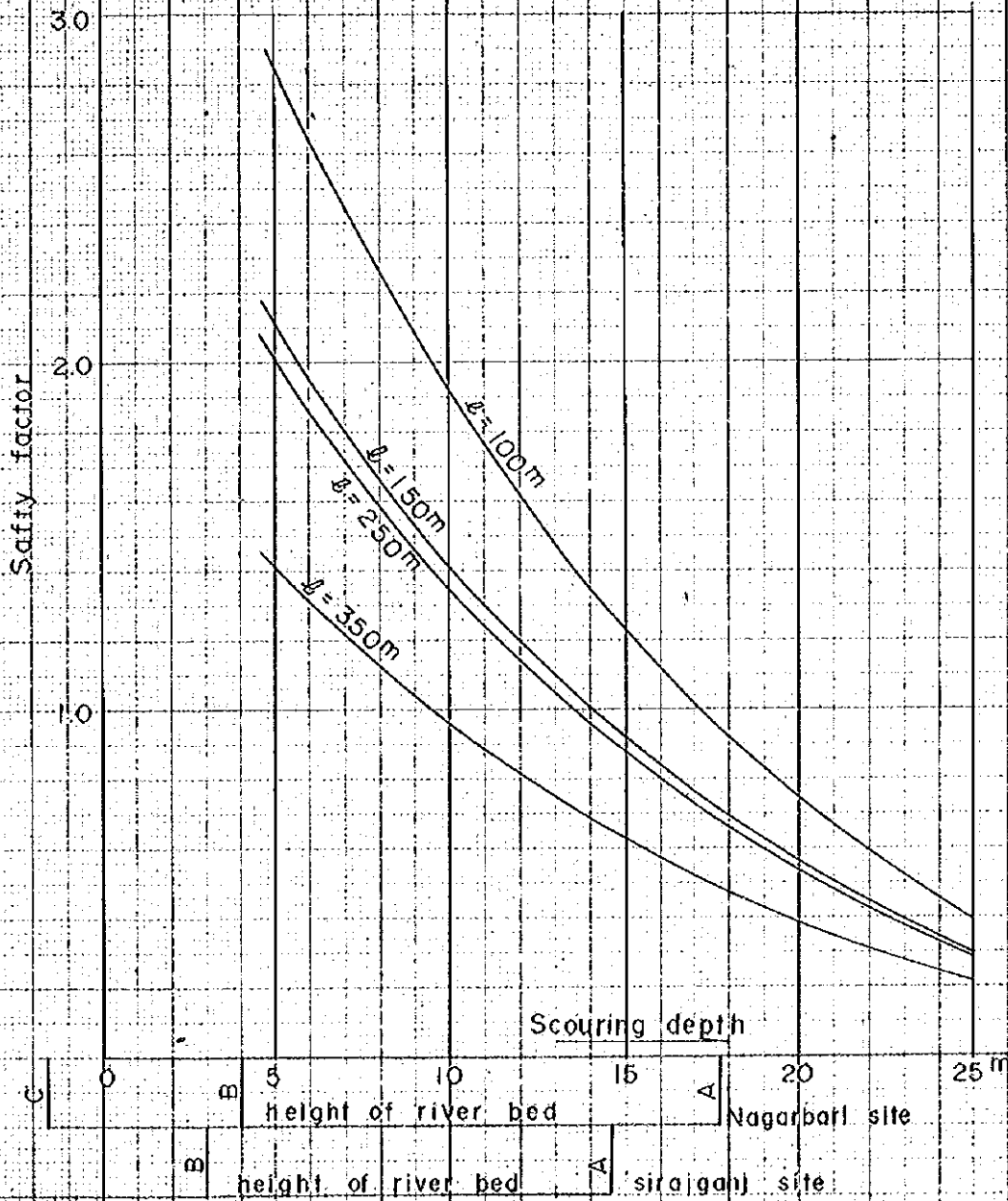
(2-Lanes, Single track)



Dia section

Fig.V-8 Relations between safety factor and scouring depth of caissons

Case b  
(4-lanes, double tracks)



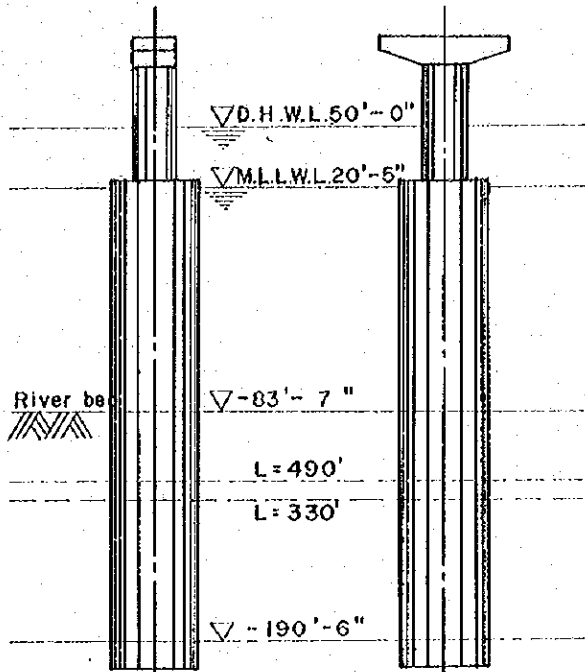
Dia section

尚安定計算は電子計算機に依り行つた。この結果のプロットに依るグラフを見ると、Case Aの場合 i.e. Figs. V-6, 7 に於ては  $l=100''$  と  $l=250''$ 、 $l=150''$  と  $l=350''$  の線が接近しているが、これはケーソンの形状が  $l=100''$ 、 $l=150''$  に於ては  $\phi 12''$  であり、 $l=250''$ 、 $l=350''$  に於ては  $12'' \times 24''$  であるので断面の増加と荷重の増加が大略均衡した為であり  $l=100''$ 、 $250''$  では断面を多少小さく出来得る事を示している。また Case B の場合 i.e. Fig. V-8 ではケーソンの断面が同一であるにも拘らず  $l=150''$  と  $l=250''$  が接近しているのは  $l=150''$  が 3 径間連続トラスの固定であり、 $l=250''$  ではカンチレバートラスの固定で荷重が假かよっているためである。

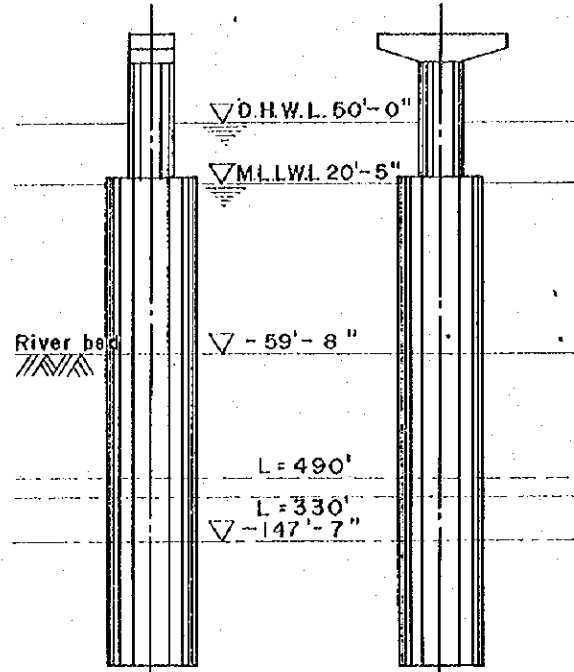
またこの結果から推定される有効根入長については、一例として Sirajganj site に於けるものを Fig. V-9 と Fig. V-10 に示した。この図より明らか同様に支間が長い程根入長がより長く必要なることがわかる。

Fig. V-9 Necessary Length of Grip Required for Stability of Well (Case - a) at Srajanj Site.

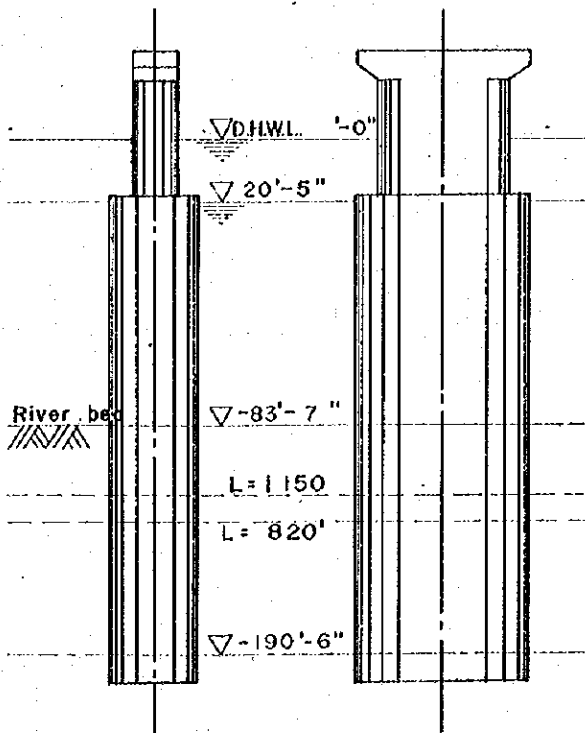
(a) B = 2.6 miles  
L = 330 ft. & 490 ft.



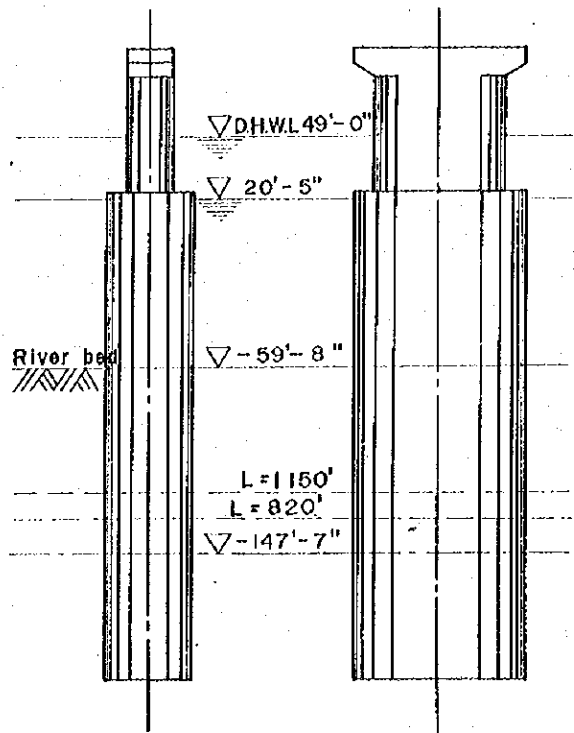
(c) B = 3.5 miles  
L = 330 ft. & 490 ft.



(b) B = 2.6 miles  
L = 820 ft. & 1150 ft.

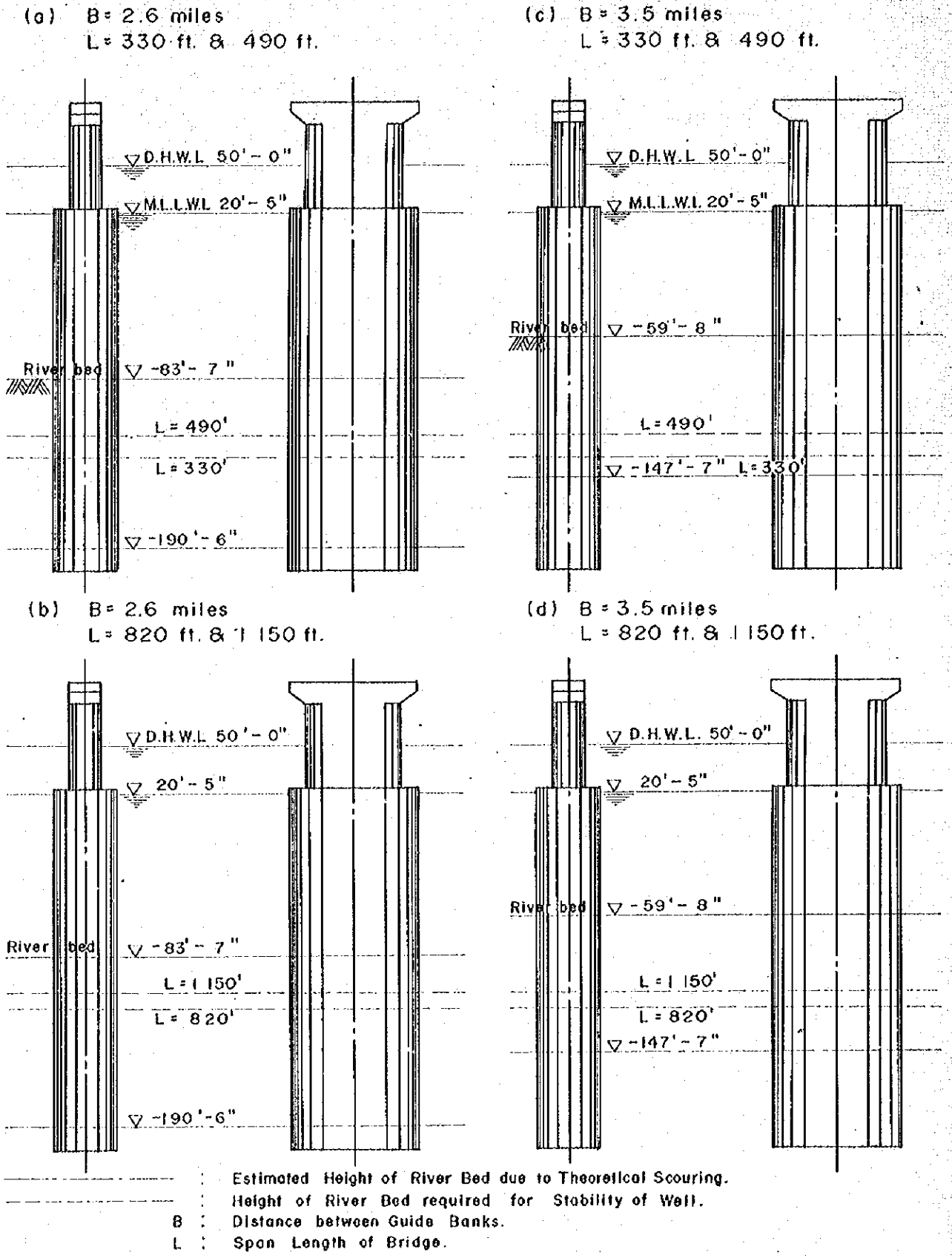


(d) B = 3.5 miles  
L = 820 ft. & 1150 ft.



----- : Estimated Height of River Bed due to Theoretical Scouring  
 - - - - - : Height of River Bed required for Stability of Well.  
 B : Distance between Guide Banks.  
 L : Span Length of Bridge.

Fig. V-10 Necessary Length of Grip Required for Stability of Well (Case - b) at Sirajganj Site.



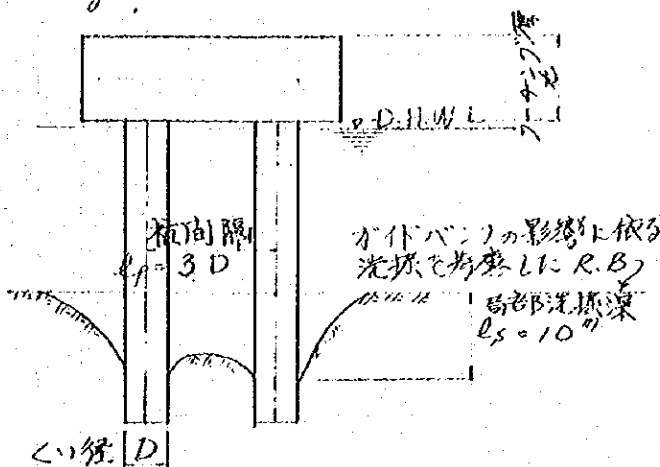
### 3-3-2 多柱式基礎

#### (1) 概要

本橋に於ける多柱式基礎は、ガイドバンクの影響に依り河床が下り、更に杭があることにより流氷に影響を与え部分洗掘を起す。従つてこの多柱式基礎は突込部（自由部）の非常に長いものとなる。

構造物によつて起る部分洗掘を予想することは現在非常に難かしい問題とされており、本橋に於ても難問の一つであつた。従つて本橋に於ては、河川班はじめ学会の識者により研究が為され次の結果を得た。即ち多柱式基礎に於ては、Fig V-11 に示す様に杭径が2.0~3.0mの時には部分洗掘深は一意的に  $l_s = 10$  m とする事にした。

Fig V-11  
Diagram of multi-pile foundation



また杭間隔も局部洗掘と密接な相関関係をもつていたが、杭径上の問題と水理学上の問題を考慮し、くい中心間隔をくい径Dの3倍即ち  $l_p = 3D$  とした。



フーチング厚については、くいの頭を十分に固定し且つ上部工よりの反力を確実にくいを径の支持地盤に伝えるべき重要なものである。また各種基礎の設計計算に当りて十分剛体と仮定し得る程度の剛性を有するものでなければならぬ。以上の諸点を考慮して、種々の試算の後、フーチング厚はくい径Dの2倍とした、即ち  $t = 2D$  である。

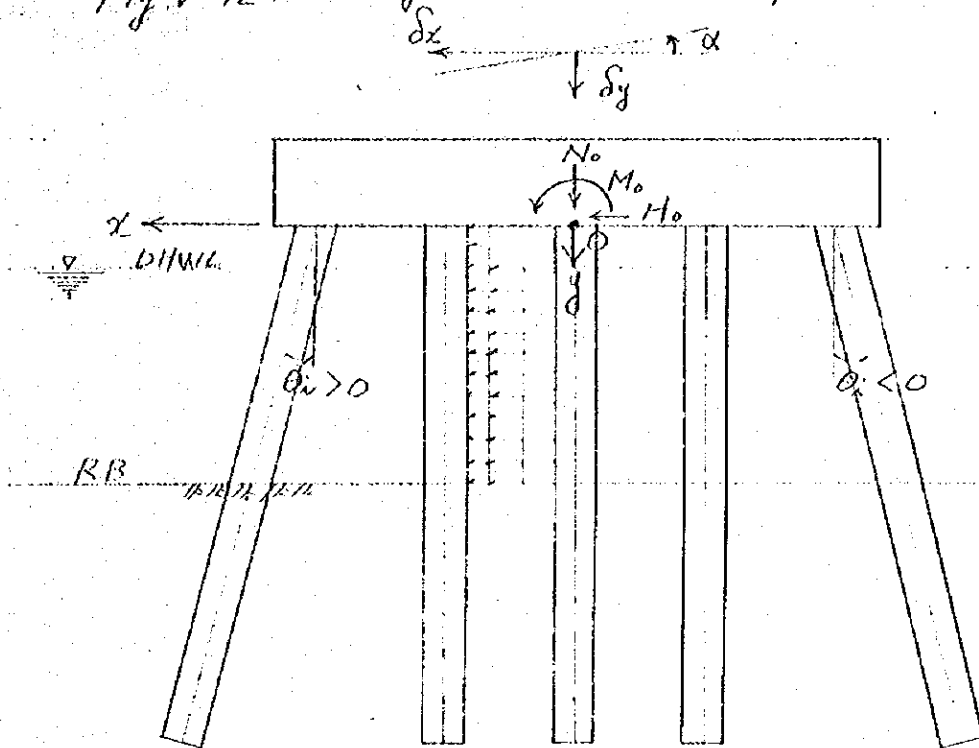
(2) 設計条件

くい径	$\phi 2.0^m$	$\phi 3.0^m$
肉厚	$t = 40^{mm}$	$t = 60^{mm}$
流速	$v = 4.0^m/sec$	
局部洗掘深	10"	
くい中心間隔	3D (D: くい径)	
フーチング厚	2D	
地盤摩擦係数	$k_h = 0.1$	
水圧	$k_v = 0$	
縦直		
横方向地盤係数	$K_H = 3.6 \text{ kg/cm}^3$ (D=2.0" に対して)	
	$K_H = 2.6$ " (D=3.0" " )	
単位体積重量	コンクリート $\gamma_c = 2.0 \text{ t/m}^3$ (軽量骨材使用)	
	土 $\gamma_s = 1.9$	
くいの腐蝕厚	$t' = 2.0^{mm}$	

(3) 安定計算

(1) 理論式

Fig. V-12: Diagram of theoretical system.



フーチングの任意の一点を原点 0 とし、原点 0 に作用する外力を Fig. V-12 の様に定め 0 点の座標軸方向の変位  $\delta_x$ ,  $\delta_y$  および回転角  $\alpha$  の正の向きを座標軸の方向に一致させる。この時フーチングを剛体と仮定すれば、原点の変位は次の式に依って表わされる。

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_0 + G_H \\ N_0 + G_N \\ M_0 + G_M \end{bmatrix}$$

式中

$$A_{11} = \sum_i (K_{ii} \cos^2 \theta_i + K_{vi} \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{12} = A_{21} = \sum_i \{ (K_{vi} - K_{ii}) \sin \theta_i \cos \theta_i \}$$

$$A_{13} = A_{31} = \sum_i \{ (K_{vi} - K_{ii}) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - (K_{ii} \cos^2 \theta_i + K_{vi} \sin^2 \theta_i) y_i - K_z \cos \theta_i \}$$

$$A_{22} = \sum_i (K_{vi} \cos^2 \theta_i + K_{ii} \sin^2 \theta_i)$$

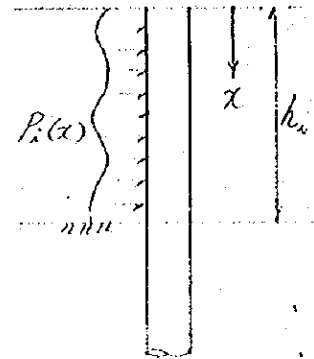
$$A_{23} = A_{32} = \sum_i \{ (K_{vi} \cos^2 \theta_i + K_{ii} \sin^2 \theta_i) x_i^2 - 2(K_{vi} - K_{ii}) x_i y_i \sin \theta_i \cos \theta_i + (K_{ii} \cos^2 \theta_i + K_{vi} \sin^2 \theta_i) y_i^2 + (K_2 + K_3)(x_i \sin \theta_i + y_i \cos \theta_i) + K_{4i} \}$$

$$\left\{ \begin{aligned} G_H &= \sum_i F_i \cos \theta_i \\ G_N &= -\sum_i F_i \sin \theta_i \\ G_M &= \sum_i (G_i - F_i x_i \sin \theta_i) \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_i &= K_{ii} \bar{\delta} x_i - K_{zi} \bar{\alpha}_i \\ G_i &= -K_{3i} \bar{\delta} x_i + K_{vi} \bar{\alpha}_i \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\delta} x_i &= \frac{1 + \beta_i (h_i + \bar{h}_{oi}) + 2\beta_i^2 h_i \bar{h}_{oi}}{2 E_i I_i \beta_i^3} Q_{oi} + \frac{S_{oi} h_i - T_{oi}}{E_i I_i} \\ \bar{\alpha}_i &= \frac{1 + 2\beta_i \bar{h}_{oi}}{2 E_i I_i \beta_i^2} Q_{oi} \\ \bar{h}_{oi} &= \frac{R_{oi}}{Q_{oi}} \end{aligned} \right.$$

Fig V-13  
Diagram of thrust for pile.



$$\beta_i = \sqrt{\frac{K_{hi} D_i}{4E_i I_i}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{oi} = \int_0^{h_i} P_i(x) dx \\ R_{oi} = \int_0^{h_i} P_i(x)(h_i - x) dx \\ S_{oi} = \frac{1}{2} \int_0^{h_i} P_i(x)(h_i - x)^2 dx \\ T_{oi} = \frac{1}{6} \int_0^{h_i} P_i(x)(h_i - x)^3 dx \end{array} \right.$$

但し  $\beta_i$  は Y. L. Chang の仮定に従うものとした。また  $P_i(x)$  は  $x$  の単位長さに作用する軸直角方向分布荷重 ( $t/m$ ) である。

### [記号]

$H_0$ : 原桌 O に作用する水平外力 ( $t$ )

$N_0$ : " " 鉛直外力 ( $t$ )

$M_0$ : " " 外力のモーメント ( $t\cdot m$ )

$\delta_x$ : 原桌 O の水平変位 ( $m$ )

$\delta_y$ : " " 鉛直変位 ( $m$ )

$\alpha$ : フーチングの剛体的回転の回転角 ( $rad.$ )

$K_{vi}$ :  $x$  の軸方向ばね定数 ( $t/m$ )

- $K_{iv}$ : くい頭に回転のないときの、くい頭に単位のくい軸直角方向変位を生じさせるくい軸直角方向の力 (t/m)  
 $K_{ei}$ : くい頭に軸直角方向変位がない場合の、くい頭に単位の回転角を生じさせるくい軸直角方向の力 (t/rad)  
 $K_{zi}$ : くい頭に回転のない場合のくい頭に単位のくい軸直角方向変位を生じさせるくい頭のモーメント (tm/m), 相反作用の定理に依り  $K_{zi} = K_{iz}$   
 $K_{ei}$ : 杭頭に軸直角方向変位がない場合の、杭頭に単位の回転角を生じさせる杭頭のモーメント (tm/rad)  
 $x_i$ :  $i$  番目の杭の杭頭の  $x$  座標 (m)  
 $y_i$ : "  $y$  座標 (m)  
 $\theta_i$ :  $i$  番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角 (deg)

前記の3元連立方程式を解いて  $\delta_x$ ,  $\delta_y$ ,  $\alpha$  が求まれば、各くい頭の軸力  $P_{xi}$ , 軸直角方向力  $P_{yi}$ , 拘束モーメント  $M_{xi}$  は次式で計算することが出来る。

$$\begin{cases} P_{xi} = -K_{vi} \delta_y' \\ P_{yi} = -K_{ii} \delta_x' - K_{ei} \alpha - F_i \\ M_{xi} = -K_{zi} \delta_x' + K_{ei} \alpha - Q_i \end{cases}$$

$$\therefore \delta_x' = \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha x_i) \sin \theta_i$$

$$\delta_y' = \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha x_i) \cos \theta_i$$

くい本体に直接水平荷重を受けるときの突部部の杭の曲げモーメントは、杭頭の軸直角方向力  $P_{yi}$  とモーメント

$M_{00}$  が分かれば、通常の梁の理論により求める。地中部分は、  
フックの法則で計算出来る。

地表面変位

$$f = \frac{1 + \gamma + \beta(h + h_0 + \gamma \bar{h}_0)}{2EI\beta^3} P_H$$

地中節  $l_m$  の変ひ曲げモーメント

$$M_m = -\frac{P_H}{2\beta} \sqrt{\{1 + \gamma + 2\beta(h + h_0 + \gamma \bar{h}_0)\}^2 + 1} \exp(-\beta l_m)$$

$$\beta l_m = \tan^{-1} \frac{1}{1 + \gamma + 2\beta(h + h_0 + \gamma \bar{h}_0)}$$

ここで

$$\gamma = \frac{Q_0}{P_H}, \quad h_0 = \frac{M_0}{P_H}, \quad \bar{h}_0 = \frac{R_0}{Q_0}$$

以上の理論に依り電子計算機により定数計算を行  
うこととする。

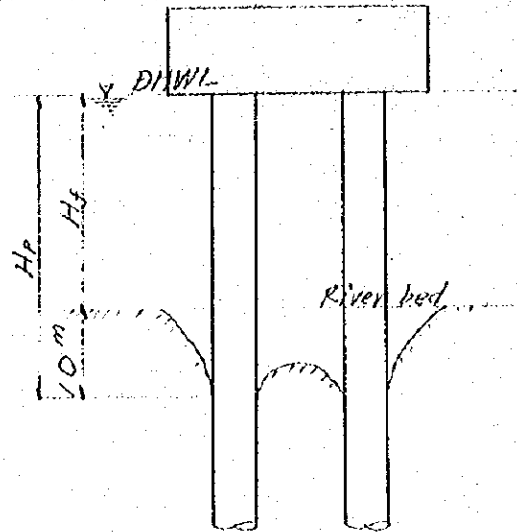
上部反力については Tables V-9, 10 の所りである。

Fig V-14.

Marks for Table V-11

2) 計算結果

多柱式基礎の突出長 $H_p$ は  
 D.H.W.L 時の水深と局部洗掘  
 深 10" を加えたものとする。  
 i.e. フーチングの下端を DHWL  
 に合わせるものとする。



各サイトのガイトバンク間隔  
 毎の突出長は次表の通りである。

Table V-11 各 site の突出長

架設予定地点	記号	ガイトバンクのタイプ		
		Type A	Type B	Type C
Bahadurabad	Hf	50.5 <sup>m</sup>	37.7 <sup>m</sup>	31.2 <sup>m</sup>
	Hp	60.5	47.7	41.2
Gabargaon	Hf	59.9	41.0	35.6
	Hp	69.9	51.0	45.6
Sirajganj	Hf	52.5	39.9	32.6
	Hp	62.5	49.9	42.6
Nagarbari	Hf	56.1	42.9	36.8
	Hp	66.1	52.9	46.8

以上の通りであるが、ガイトバンク Type A については  
 突出長が  $H_p = 60.5^m \sim 66.1^m$  と非常に長く、試算の結果自  
 重と軽鉄の重量のみでは耐えられなく設計不能となる。  
 従って Type A についての安定計算は行わない。また上記 B,  
 C のうち代表的なものとして  $H_p = 41^m, 48^m, 52^m$  につ

いご計算する。従つて計算の対象は下記の通りである。

くい径  $\phi 2.0^m$   $t = 1.0^{mm}$

$\phi 3.0^m$   $t = 60^{mm}$

突出長  $H_p = 1.1^m$

$1.8^m$

$5.2^m$

支間  $L = 100^m$

$150^m$

$250^m$

$350^m$

支承条件 固定

可動

上部工中身 Case a (2 lanes, single track)

Case b (4 lanes, double tracks)

計算結果は Table V-12, 13 に示し置かれてある。

寸法概略の形状は代表例として Case a,  $\phi 3.0^m$

に於いて Fig V-15 に示す。



Table V-12-1 Case a.

支面長		m	L = 100					
杭徑		m	φ = 2.0					
板厚		mm	t = 40					
突出長		m	41	48		52		
固定橋脚	橋軸方向	列	3	不能		不能		
	橋軸方向	本	5	不能		不能		
	橋軸方向	本	15	不能		不能		
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	抗力	$\delta_{rmax}$	t/p	382	1048		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{rmin}$	"	382	-330		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{rl}$	"	0	87		
	橋軸方向	抗力	抗頭変位	mm	0	312		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{vmax}$	t/p	474	715		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{vmin}$	"	292	3		
橋軸方向	抗力	$\delta_{vl}$	"	6	57			
橋軸方向	抗力	抗頭変位	mm	101	285			
橋軸方向	抗力	曲げモーメント	t/m/p		1961			
橋軸方向	抗力	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2195			
可動橋脚	橋軸方向	列	3	不能		不能		
	橋軸方向	本	5	不能		不能		
	橋軸方向	本	14	不能		不能		
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	抗力	$\delta_{rmax}$	t/p	409	704		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{rmin}$	"	409	14		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{rl}$	"	0	47		
	橋軸方向	抗力	抗頭変位	mm	0	183		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{vmax}$	t/p	508	715		
	橋軸方向	抗力	$\delta_{vmin}$	"	313	3		
橋軸方向	抗力	$\delta_{vl}$	"	6	57			
橋軸方向	抗力	抗頭変位	mm	108	285			
橋軸方向	抗力	曲げモーメント	t/m/p		1765			
橋軸方向	抗力	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		1878			

Table V-12-2. Case a

支間長			m	L = 150					
杭径			m	φ = 2.0					
板厚			mm	t = 40					
突出長			m	4.1	4.8	5.2			
固定橋脚	橋軸方向	橋軸直交	列	4	5	6			
		橋軸平行	本	7	8	9			
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時		
	橋軸方向	橋軸直交	本	26	40	54			
		橋軸平行	本						
	橋軸方向	橋軸直交	t/P	422	967	287	672	262	580
		橋軸平行	t/P	422	-164	287	-124	262	-78
	橋軸方向	橋軸直交	mm	0	96	0	67	0	61
		橋軸平行	mm	0	329	0	364	0	421
	橋軸方向	橋軸直交	t/P	482	673	358	514	344	508
橋軸平行		t/P	361	129	216	34	180	-5	
橋軸方向	橋軸直交	mm	5	65	4	47	4	46	
	橋軸平行	mm	97	307	161	409	218	527	
曲げモーメント			t/m <sup>2</sup>		2207		2117		2086
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>		2379		2105		2404
可動橋脚	橋軸方向	橋軸直交	列	4	5	6			
		橋軸平行	本	5	8	9			
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時		
	橋軸方向	橋軸直交	本	20	40	54			
		橋軸平行	本						
	橋軸方向	橋軸直交	t/P	440	706	287	646	262	554
		橋軸平行	t/P	440	121	287	20	262	33
	橋軸方向	橋軸直交	mm	0	49	0	47	0	43
		橋軸平行	mm	0	181	0	272	0	320
	橋軸方向	橋軸直交	t/P	532	806	358	514	344	508
橋軸平行		t/P	348	20	216	34	180	-5	
橋軸方向	橋軸直交	mm	6	64	4	47	4	46	
	橋軸平行	mm	102	307	161	409	218	527	
曲げモーメント			t/m <sup>2</sup>		1921		2117		2086
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>		2056		2105		2404

Table V-12-3 case a

支面長		m	L = 250						
抗徑		m	φ = 2.0						
板厚		mm	d = 40						
突出長		m	41		48		52		
固定橋脚	橋軸列	列	5		5		6		
	橋軸直本數	本	6		9		10		
	橋軸直本數	本	30		45		60		
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
	橋軸方向	抗力	t/p	452	899	373	809	334	720
		抗力	'	452	-89	373	-91	334	-81
	橋軸方向	抗頭変位	mm	0	87	0	75	0	97
		抗頭変位	mm	0	294	0	400	0	660
	直角方向	抗力	t/p	528	776	444	631	416	607
		抗力	"	376	84	301	81	251	32
直角方向	抗力	"	5	65	4	56	4	53	
	抗頭変位	mm	99	309	161	446	218	566	
曲げモーメント		t/m/p		2008		2277		2511	
最大応力度		kg/cm <sup>2</sup>		2173		2298		2532	
可動橋脚	橋軸列	列	5		5		6		
	橋軸直本數	本	5		9		10		
	橋軸直本數	本	25		45		60		
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
	橋軸方向	抗力	t/p	516	752	373	661	334	686
		抗力	'	516	227	373	188	334	-47
	橋軸方向	抗力	"	0	51	0	52	0	67
		抗頭変位	mm	0	186	0	277	0	458
	直角方向	抗力	t/p	608	933	444	631	416	607
		抗力	"	423	46	301	81	251	32
直角方向	抗力	"	6	73	4	56	4	53	
	抗頭変位	mm	102	334	161	446	218	566	
曲げモーメント		t/m/p		2111		1961		2511	
最大応力度		kg/cm <sup>2</sup>		2279		2049		2532	

Table V-12-4 Case a

支間長			m	L = 350						
杭径			m	φ = 2.0						
板厚			mm	t = 40						
突出長			m	41	48	52				
固定橋脚	杭本数	橋軸列	本	6	7	7				
		直角	本	10	12	14				
		本数	本	60	84	98				
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{r \max}$	t/p	401	755	326	616	299	541
			$\delta_{r \min}$	"	401	10	326	9	299	34
	直方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	0	81	0	69	0	66
			抗頭変位	mm	0	275	0	364	0	478
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{r \max}$	t/p	444	582	372	489	345	497
			$\delta_{r \min}$	"	357	183	278	137	253	128
直方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	3	58	3	50	2	47	
		抗頭変位	mm	92	283	155	420	207	530	
曲げモーメント			tm/p		1904		2170		2423	
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>		2019		2142		2349	
可動橋脚	杭本数	橋軸列	本	5	7	7				
		直角	本	9	12	14				
		本数	本	43	84	98				
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{r \max}$	t/p	511	755	326	544	299	494
			$\delta_{r \min}$	"	511	216	326	152	299	81
	直方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	0	57	0	46	0	46
			抗頭変位	mm	0	202	0	261	0	333
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{r \max}$	t/p	558	783	372	489	345	497
			$\delta_{r \min}$	"	464	238	278	137	253	128
直方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	4	69	3	50	2	47	
		抗頭変位	mm	93	316	155	420	207	530	
曲げモーメント			tm/p		2040		2170		2120	
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>		2130		2142		2079	

Table V-12-5 Case a

支間長			m	L = 100						
杭径			m	φ = 3.0						
板厚			mm	t = 60						
突出長			m	4.1		4.8		5.2		
固定橋脚	橋軸方向	杭本数	列	2		2		3		
		橋軸直角本数	'	3		3		3		
		橋軸直角本数	本	6		6		9		
	荷重状件				常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{vmax}$	t/p	1018	2556	1018	2763	823	1956
		杭反力	$\delta_{vmin}$	'	"	-585	"	-846	"	-390
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{H}$	'	0	220	0	230	0	182
		杭頭変位	mm		0	192	0	299	0	266
	橋軸方向	橋軸直角反力	$\delta_{vmax}$	t/p	1290	2040	1253	2029	1099	1865
		橋軸直角反力	$\delta_{vmin}$	"	800	-69	783	-112	551	-299
橋軸方向	橋軸直角反力	$\delta_{H}$	"	22	162	22	162	23	164	
	杭頭変位	mm		50	171	68	236	92	292	
曲げモーメント			t/m/p		4781		5852		5555	
最大圧力度			kg/cm <sup>2</sup>		1717		2041		1788	
可動橋脚	橋軸方向	杭本数	列	2		3		3		
		橋軸直角本数	'	2		3		3		
		橋軸直角本数	本	4		5		9		
	荷重状件				常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{vmax}$	t/p	1365	2215	1223	2106	1018	1987
		杭反力	$\delta_{vmin}$	'	"	336	"	197	"	-69
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{H}$	'	0	141	0	149	0	132
		杭頭変位	mm		0	127	0	184	0	226
	橋軸方向	橋軸直角反力	$\delta_{vmax}$	t/p	1666	2774	1550	2633	1283	2117
		橋軸直角反力	$\delta_{vmin}$	"	1064	-223	896	-330	754	-199
橋軸方向	橋軸直角反力	$\delta_{H}$	"	32	206	33	207	22	162	
	杭頭変位	mm		54	208	82	295	90	302	
曲げモーメント			t/m/p		5040		6228		5755	
最大圧力度			kg/cm <sup>2</sup>		1825		2106		1887	

Table V-12-6 Case a

支間長		m	L = 150							
杭徑		m	φ = 3.0							
板厚		mm	t = 60							
突出長		m	4.1		4.8		5.2			
固定橋脚	橋軸方向	列	3		3		3			
	橋軸方向	本	3		3		3			
	橋軸方向	本	8		9		9			
	荷重状件		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時		
	橋軸方向	抵抗力	$R_{max}$	t/p	1483	2857	1098	2537	1098	2631
	橋軸方向	抵抗力	$R_{min}$		1483	-23	1098	-126	1098	-552
	橋軸方向	抵抗力	$R_H$		0	297	0	180	0	242
	橋軸方向	抵抗力	抗頭変位	mm	0	216	0	273	0	333
	橋軸方向	抵抗力	$R_{max}$	t/p	1670	2514	1340	2205	1371	2301
	橋軸方向	抵抗力	$R_{min}$		1296	320	857	-125	826	-222
橋軸方向	抵抗力	$R_H$		26	227	23	180	23	180	
橋軸方向	抵抗力	抗頭変位	mm	44	194	70	255	89	315	
橋軸方向	抵抗力	曲げモーメント	t/p		6700		6380		6949	
橋軸方向	抵抗力	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2271		2129		2215	
可動橋脚	橋軸方向	列	2		2		3			
	橋軸方向	本	3		3		3			
	橋軸方向	本	6		6		8			
	荷重状件		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時		
	橋軸方向	抵抗力	$R_{max}$	t/p	1432	2362	1432	2493	1236	1976
	橋軸方向	抵抗力	$R_{min}$		1432	325	1432	194	1236	363
	橋軸方向	抵抗力	$R_H$		0	155	0	155	0	149
	橋軸方向	抵抗力	抗頭変位	mm	0	138	0	207	0	220
	橋軸方向	抵抗力	$R_{max}$	t/p	1623	2508	1667	2666	1491	2405
	橋軸方向	抵抗力	$R_{min}$		1240	179	1197	21	981	-66
橋軸方向	抵抗力	$R_H$		22	201	22	201	26	202	
橋軸方向	抵抗力	抗頭変位	mm	42	178	68	276	95	351	
橋軸方向	抵抗力	曲げモーメント	t/p		6380		6949		6855	
橋軸方向	抵抗力	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2095		2267		2226	

Table V-12-7 Case A

支 面 長		m	L = 250								
抗 徑		m	φ = 3.0								
板 厚		mm	t = 60								
突 出 長		m	41		48		52				
固 定 橋 脚	橋 軸 列	列	3		3		3				
	橋 軸 直 角 本 數	本	4		4		4				
	橋 軸 直 角 本 數	本	10		12		12				
	荷 重 狀 件		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時			
	橋 軸 方 向	橋 軸 反 力	$\delta_{r \max}$	t/p	1450	2689	1209	2607	1209	2803	
		橋 軸 反 力	$\delta_{r \min}$	'	1450	81	1209	-299	1209	-394	
		橋 軸 變 位	$\delta_{H}$	'	0	285	0	238	0	259	
		橋 軸 變 位	mm	0	206	0	268	0	364		
		直 角 方 向	橋 軸 反 力	$\delta_{r \max}$	t/p	1582	2249	1383	2129	1406	2291
		直 角 方 向	橋 軸 反 力	$\delta_{r \min}$	"	1319	520	1035	179	1013	118
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	$\delta_{H}$	"	21	220	17	183	17	204	
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	mm	40	182	62	299	83	343		
	曲 げ 應 力	mm/p		6463		6278		7381			
	最 大 應 力 度	Kg/cm <sup>2</sup>		2178		2114		2476			
可 動 橋 脚	橋 軸 列	列	3		3		3				
	橋 軸 直 角 本 數	本	3		3		4				
	橋 軸 直 角 本 數	本	9		9		12				
	荷 重 狀 件		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時			
	橋 軸 方 向	橋 軸 反 力	$\delta_{r \max}$	t/p	1467	2176	1467	2275	1209	2143	
		橋 軸 反 力	$\delta_{r \min}$	'	1467	613	1467	515	1209	166	
		橋 軸 變 位	$\delta_{H}$	"	0	151	0	151	0	165	
		橋 軸 變 位	mm	0	117	0	178	0	243		
		直 角 方 向	橋 軸 反 力	$\delta_{r \max}$	t/p	1665	2632	1709	2797	1406	2291
		直 角 方 向	橋 軸 反 力	$\delta_{r \min}$	"	1270	158	1226	-7	1013	118
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	$\delta_{H}$	"	23	215	23	215	17	204	
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	mm	43	189	70	291	83	343		
	曲 げ 應 力	mm/p		5543		6535		7381			
	最 大 應 力 度	Kg/cm <sup>2</sup>		1929		2217		2476			

Table V-12-8 Case A

支間長		m	L = 350						
杭径		m	φ = 3.0						
板厚		mm	t = 60						
突出長		m	4.1		4.8		5.2		
固定橋脚	杭本数	橋軸直本数	列	4		4		4	
	荷重状	件	本	4		4		4	
	橋軸方向	橋軸反力	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
		$R_{rmax}$	t/p	1596	2818	1596	2957	1596	3044
		$R_{rmin}$	"	1596	238	1596	99	1596	12
		$R_{r1}$	"	0	290	0	290	0	290
		抗頭変位	mm	0	203	0	307	0	386
	直角方向	橋軸反力	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
		$R_{vmax}$	t/p	1738	2556	1772	2695	1795	2783
		$R_{vmin}$	"	1454	500	1420	361	1397	273
		$R_{v1}$	"	18	227	18	227	18	227
		抗頭変位	mm	38	188	63	291	83	371
		曲げモーメント	tm/p		6630		7674		8324
		最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2245		2542		2727
可動橋脚	杭本数	橋軸直本数	列	3		4		4	
	荷重状	件	本	4		4		4	
	橋軸方向	橋軸反力	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
		$R_{rmax}$	t/p	1742	2476	1620	2216	1620	2263
		$R_{rmin}$	"	1742	825	1620	869	1620	821
		$R_{r1}$	"	0	161	0	163	0	163
		抗頭変位	mm	0	124	0	182	0	230
	直角方向	橋軸反力	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
		$R_{vmax}$	t/p	1882	2644	1787	2563	1808	2640
		$R_{vmin}$	"	1601	657	1453	521	1432	444
		$R_{v1}$	"	17	211	20	220	20	220
		抗頭変位	mm	38	179	65	283	86	361
		曲げモーメント	tm/p		7098		6782		7429
		最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2303		2237		2419



Table V-13-1 case b

支間長			m	L = 100				
杭径			m	φ = 2.0				
板厚			mm	t = 40				
突出長			m	4.1	4.8	5.2		
固定橋脚	杭本数	橋軸直本	列	4	不能		不能	
		橋軸直本	本	7 26	不能		不能	
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_r \max$	t/p				
		杭反力	$\delta_r \min$	"				
	直角方向	杭反力	$\delta_l$	"				
		杭反力	抗頭変位	mm				
	直角方向	杭反力	$\delta_r \max$	t/p				
		杭反力	$\delta_r \min$	"				
	直角方向	杭反力	$\delta_l$	"				
杭反力		抗頭変位	mm					
曲げモーメント			t/m/p					
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>					
可動橋脚	杭本数	橋軸直本	列	3	不能		不能	
		橋軸直本	本	6 18	不能		不能	
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_r \max$	t/p	467	823		
		杭反力	$\delta_r \min$	"	467	50		
	直角方向	杭反力	$\delta_l$	"	0	52		
		杭反力	抗頭変位	mm	0	200		
	直角方向	杭反力	$\delta_r \max$	t/p	542	778		
		杭反力	$\delta_r \min$	"	392	95		
	直角方向	杭反力	$\delta_l$	"	5	63		
杭反力		抗頭変位	mm	98	303			
曲げモーメント			t/m/p		2165			
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>		2.280			

Table V-13-2 case b

支 間 長			m	L = 250						
杭 徑			m	φ = 2.0						
板 厚			mm	t = 4.0						
突 出 長			m	4.1	4.8	5.2				
固 定 橋 脚	橋 軸 直 角 本 數	列	6	6	7					
		"	8	10	12					
	荷 重 状 件	本	48	60	84					
	橋 軸 方 向	橋 軸 反 力	t/P	447	834	385	771	321	641	
		橋 軸 反 力	"	447	14	385	-39	321	-18	
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	mm	0	88	0	79	0	72	
		橋 軸 變 位	mm	0	296	0	413	0	479	
	直 角 方 向	橋 軸 反 力	t/P	502	688	441	594	375	498	
		橋 軸 反 力	"	391	159	328	138	267	125	
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	mm	4	63	3	56	3	50	
橋 軸 變 位		mm	94	300	157	447	209	548		
曲 げ モーメント			t/m/p		2050		2283		2491	
最大 応 力 度			kg/cm <sup>2</sup>		2182		2287		2431	
可 動 橋 脚	橋 軸 直 角 本 數	列	5	6	7					
		"	8	9	12					
	荷 重 状 件	本	40	54	84					
	橋 軸 方 向	橋 軸 反 力	t/P	508	751	412	628	321	525	
		橋 軸 反 力	"	508	212	412	156	321	98	
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	mm	0	53	0	48	0	49	
		橋 軸 變 位	mm	0	193	0	273	0	350	
	直 角 方 向	橋 軸 反 力	t/P	564	766	475	654	375	498	
		橋 軸 反 力	"	453	196	349	130	267	125	
	直 角 方 向	橋 軸 變 位	mm	4	68	4	59	3	50	
橋 軸 變 位		mm	94	315	159	462	209	548		
曲 げ モーメント			t/m/p		2024		2204		2491	
最大 応 力 度			kg/cm <sup>2</sup>		2130		2243		2431	

Table V-13-3 Case b

支間長			L = 150			
抗径			φ = 2.0			
板厚			t = 40			
突出長			41	48	52	
固定橋脚	橋軸方向	橋軸直角度	6	6	6	
	橋軸方向	橋軸直角度	7	9	9	
	橋軸方向	橋軸直角度	42	50	54	
	荷重条件		常時	地震時	常時	地震時
	橋軸方向	橋軸直角度	437	865	416	834
	橋軸方向	橋軸直角度	437	-28	416	-35
	橋軸方向	橋軸直角度	0	97	0	93
	橋軸方向	橋軸直角度	0	322	0	476
	橋軸方向	橋軸直角度	501	705	476	643
	橋軸方向	橋軸直角度	373	130	356	157
橋軸方向	橋軸直角度	5	64	4	62	
橋軸方向	橋軸直角度	96	302	160	472	
曲げモーメント		cm/p	1908	2391	2639	
最大応力度		kg/cm <sup>2</sup>	2001	2405	2624	
可動橋脚	橋軸方向	橋軸直角度	5	6	6	
	橋軸方向	橋軸直角度	7	9	9	
	橋軸方向	橋軸直角度	33	50	54	
	荷重条件		常時	地震時	常時	地震時
	橋軸方向	橋軸直角度	434	645	416	637
	橋軸方向	橋軸直角度	434	174	416	163
	橋軸方向	橋軸直角度	0	50	0	55
	橋軸方向	橋軸直角度	0	183	0	301
	橋軸方向	橋軸直角度	496	690	476	643
	橋軸方向	橋軸直角度	372	129	356	157
橋軸方向	橋軸直角度	5	63	4	62	
橋軸方向	橋軸直角度	97	301	160	472	
曲げモーメント		cm/p	1949	2391	2639	
最大応力度		kg/cm <sup>2</sup>	2012	2404	2624	

Table V-13-4 case b

支間長			m	L = 350						
杭径			m	φ = 2.0						
板厚			mm	t = 40						
突出長			m	4.1		4.8		5.2		
固定橋脚	橋軸方向	杭本数	列	7		8		8		
		橋直本数	角	12		12		15		
		橋直本数	本	84		96		120		
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/P	425	762	389	696	287	539
		杭反力	$\delta_{rmin}$	"	425	53	389	53	287	23
	直角方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	0	88	0	80	0	64
		杭頭変位		mm	0	293	0	415	0	435
	直角方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/P	461	583	436	570	330	423
		杭反力	$\delta_{rmin}$	"	389	232	343	179	245	133
直角方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	3	60	3	57	2	46	
	杭頭変位		mm	90	289	155	450	206	527	
曲げモーメント最大応力度			t/m <sup>2</sup>		2047		2197		2411	
			kg/cm <sup>2</sup>		2149		2254		2328	
可動橋脚	橋軸方向	杭本数	列	7		8		8		
		橋直本数	角	10		12		15		
		橋直本数	本	70		96		120		
	荷重条件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/P	363	544	307	468	287	466
		杭反力	$\delta_{rmin}$	"	363	152	307	130	287	95
	直角方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	0	46	0	41	0	48
		杭頭変位		mm	0	261	0	265	0	345
	直角方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/P	420	570	354	466	330	423
		杭反力	$\delta_{rmin}$	"	307	125	261	132	245	138
直角方向	杭反力	$\delta_{l}$	"	3	55	3	49	2	46	
	杭頭変位		mm	158	442	155	417	206	527	
曲げモーメント最大応力度			t/m <sup>2</sup>		2097		2154		2411	
			kg/cm <sup>2</sup>		2111		2118		2328	

Table V-13-5 Case b

支間長			m	L = 100 <sup>m</sup>					
杭径			m	φ = 3.0					
板厚			mm	t = 60					
突出長			m	4.1	4.8	5.2			
固定橋脚	橋軸方向	橋軸列	本	3	3	3			
		橋軸直交	本	2	3	3			
		橋軸本数	本	6	8	9			
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時		
	橋軸方向	橋軸反力	kg	1,042	2,186	1,067	2,324	948	2,301
		橋軸反力	kg	1,042	-221	1,067	-327	948	-526
	橋軸方向	橋軸反力	kg	0	228	0	243	0	216
		橋軸反力	kg	0	170	0	271	0	310
	橋軸方向	橋軸反力	kg	1,172	1,618	1,256	1,921	1,178	1,911
		橋軸反力	kg	912	347	878	75	719	-137
橋軸方向	橋軸反力	kg	23	174	17	157	15	139	
	橋軸反力	kg	42	155	64	229	82	274	
曲げモーメント			kg/p	5,206		6,430		6,242	
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>	1,758		2,101		2,048	
可動橋脚	橋軸方向	橋軸列	本	3	3	3			
		橋軸直交	本	3	3	3			
		橋軸本数	本	5	5	5			
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時		
	橋軸方向	橋軸反力	kg	1,596	2,486	1,251	1,881	1,279	2,138
		橋軸反力	kg	1,596	564	1,251	478	1,279	236
	橋軸方向	橋軸反力	kg	0	260	0	155	0	118
		橋軸反力	kg	0	186	0	179	0	207
	橋軸方向	橋軸反力	kg	1,773	2,674	1,467	2,237	1,504	2,380
		橋軸反力	kg	1,419	375	1,035	121	1,053	-6
橋軸方向	橋軸反力	kg	28	278	28	209	14	163	
	橋軸反力	kg	45	226	74	279	81	304	
曲げモーメント			kg/p	6,948		6,427		5,773	
最大応力度			kg/cm <sup>2</sup>	2,301		2,084		1,941	

Table V-13-6 Case b

支間長		m	L = 150								
杭径		m	φ = 3.0								
板厚		mm	t = 60								
突出長		m	41		48		52				
固定橋脚	杭本数	列	4		4		4				
	橋軸直本数	°	3		3		4				
	荷重状	本	12		12		14				
	荷重状		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時			
	橋軸方向	橋軸反力	$R_{rmax}$	t/p	1.203	2.514	1.203	2.655	898	1.832	
		橋軸反力	$R_{rmin}$	"	1.203	-201	1.203	-342	898	-88	
		橋軸反力	$R_{rl}$	"	0	294	0	294	0	218	
		橋軸反力	抗頭変位	mm	0	206	0	311	0	293	
		直方向	橋軸反力	$R_{vmax}$	t/p	1.403	2.281	1.448	2.438	1.100	1.811
		直方向	橋軸反力	$R_{vmin}$	"	1.002	33	957	-1	700	-67
	直方向	橋軸反力	$R_{vl}$	"	24	199	24	199	18	167	
	直方向	橋軸反力	抗頭変位	mm	43	178	71	275	84	298	
	曲げモーメント	最大応力度	cm/p		6718		2776		1439		
	曲げモーメント	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2211		2511		2012		
可動橋脚	杭本数	列	2		2		3				
	橋軸直本数	°	4		4		4				
	荷重状	本	8		8		10				
	荷重状		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時			
	橋軸方向	橋軸反力	$R_{rmax}$	t/p	1.581	2.633	1.581	2.775	1.443	2.259	
		橋軸反力	$R_{rmin}$	"	1.581	391	1.581	250	1.443	518	
		橋軸反力	$R_{rl}$	"	0	171	0	171	0	173	
		橋軸反力	抗頭変位	mm	0	150	0	226	0	249	
		直方向	橋軸反力	$R_{vmax}$	t/p	1.718	2.521	1.751	2.652	1.625	2.446
		直方向	橋軸反力	$R_{vmin}$	"	1.444	503	1.411	372	1.261	330
	直方向	橋軸反力	$R_{vl}$	"	16	211	16	211	21	220	
	直方向	橋軸反力	抗頭変位	mm	37	178	61	276	86	360	
	曲げモーメント	最大応力度	cm/p		6886		6718		7425		
	曲げモーメント	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2277		2260		2382		

Table V-13-7 Case b

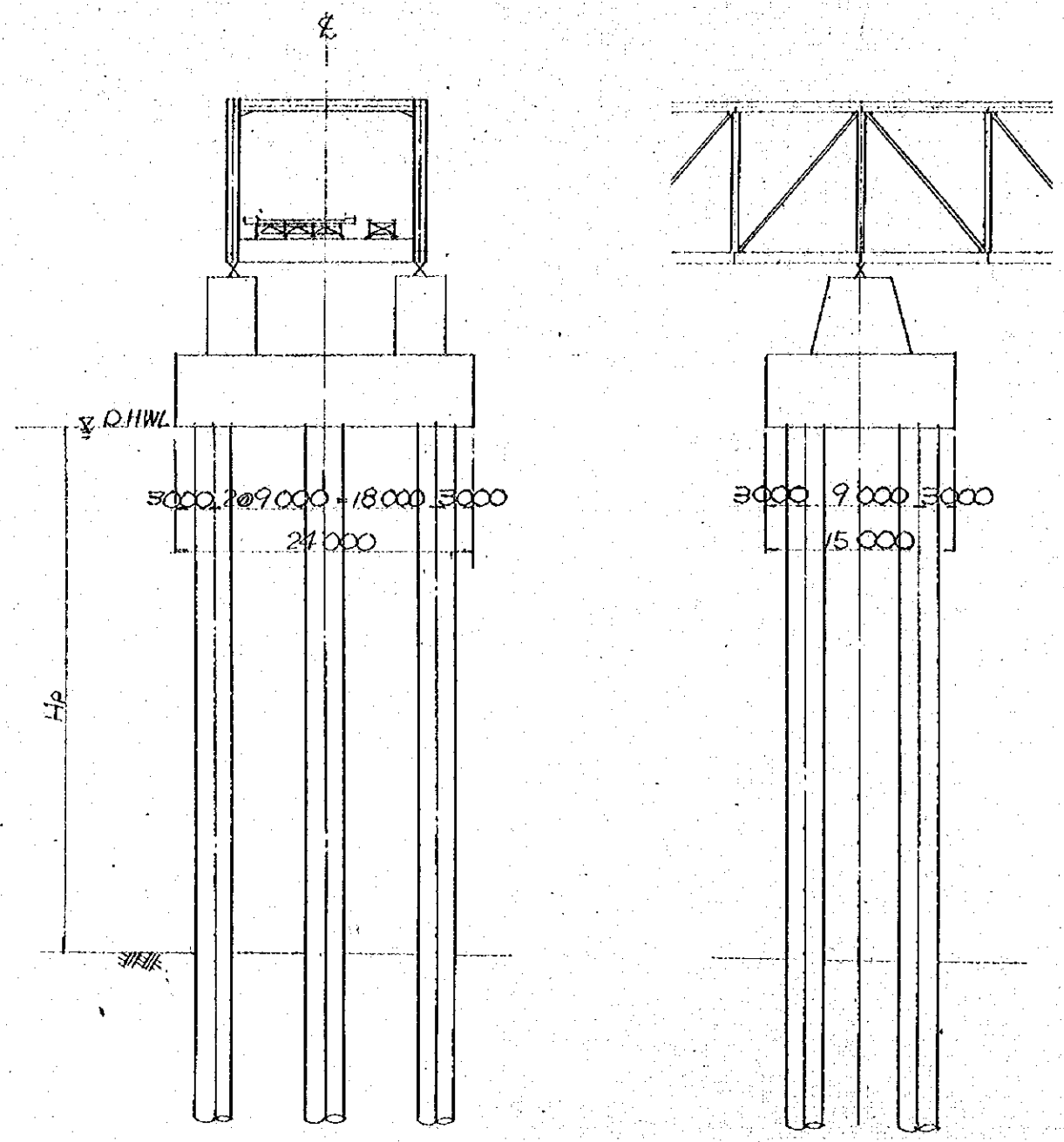
支間長		m	L = 250						
杭径		m	φ = 3.0						
板厚		mm	t = 60						
突出長		m	4.1		4.8		5.2		
固定橋脚	杭橋軸列	本	4		4		4		
	橋直角度	本	4		4		4		
	荷重状件		14		16		16		
	橋軸方向	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
		$R_{max}$	t/p	1.551	2.693	1.357	2.610	1.357	2.690
		$R_{min}$	'	1.551	253	1.357	-32	1.357	-112
		$R_{\theta}$	'	0	301	0	263	0	263
		杭頭変位	mm	0	209	0	281	0	354
	直角度	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
		$R_{max}$	t/p	1.687	2.426	1.533	2.361	1.556	2.443
	$R_{min}$	"	1.416	520	1.181	217	1.159	135	
	$R_{\theta}$	"	20	232	18	203	18	203	
	杭頭変位	mm	40	191	63	268	83	342	
	曲げモーメント	t/m/p		6.886		7.014		7.612	
	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2.288		2.306		2.476	
可動橋脚	杭橋軸列	本	3		3		4		
	橋直角度	本	4		4		4		
	荷重状件		12		12		14		
	橋軸方向	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
		$R_{max}$	t/p	1.611	2.427	1.661	2.533	1.357	2.021
		$R_{min}$	'	1.611	713	1.661	607	1.357	557
		$R_{\theta}$	'	0	165	0	165	0	146
		杭頭変位	mm	0	127	0	193	0	211
	直角度	橋軸反力	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
		$R_{max}$	t/p	1.802	2.634	1.835	2.772	1.556	2.433
	$R_{min}$	"	1.521	506	1.487	369	1.159	135	
	$R_{\theta}$	"	17	225	17	225	18	203	
	杭頭変位	mm	38	187	52	289	83	342	
	曲げモーメント	t/m/p		6.886		7.612		6.944	
	最大応力度	kg/cm <sup>2</sup>		2.288		2.446		2.256	

Table V-13-8 Case b

支間長		m	L = 350							
杭径		m	φ = 3.0							
板厚		mm	t = 60							
突出長		m	4.1		4.8		5.2			
固定橋脚	杭本数	橋軸直本数	列	4		4		4		
				6		6		6		
				22		22		24		
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/p	1.746	2.442	1.746	2.544	1.541	2.324
			$\delta_{rmin}$		1.746	670	1.746	568	1.541	411
			$\delta_{r1}$		0	222	0	222	0	182
	直角方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/p	1.830	2.238	1.851	2.327	1.667	2.163
			$\delta_{rmin}$		1.660	875	1.641	785	1.415	570
			$\delta_{r1}$		13	219	13	219	12	187
	杭頭変位	mm		0	158	0	239	0	255	
	曲げモーメント	t/m/p		5.790		6.809		6.592		
	最大圧力度	kg/cm <sup>2</sup>		1.919		2.200		2.113		
可動橋脚	杭本数	橋軸直本数	列	4		4		4		
				6		6		6		
				22		22		24		
	荷重状件			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
	橋軸方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/p	1.746	2.220	1.746	2.362	1.600	2.218
			$\delta_{rmin}$		1.746	892	1.746	750	1.600	635
			$\delta_{r1}$		0	174	0	174	0	160
	直角方向	杭反力	$\delta_{rmax}$	t/p	1.830	2.238	1.851	2.327	1.726	2.260
			$\delta_{rmin}$		1.662	875	1.641	785	1.475	593
			$\delta_{r1}$		13	219	13	219	12	201
	杭頭変位	mm		0	127	0	180	0	227	
	曲げモーメント	t/m/p		5.790		6.809		6.956		
	最大圧力度	kg/cm <sup>2</sup>		1.919		2.200		2.225		



Fig. V-15-1 Outline of structure of multi-pile foundation.  
 $\phi 3.0m$



上部工型式	Case a
支間長	100 m
支承条件	Fix (Mov)
突出長	355.420 (46.0)

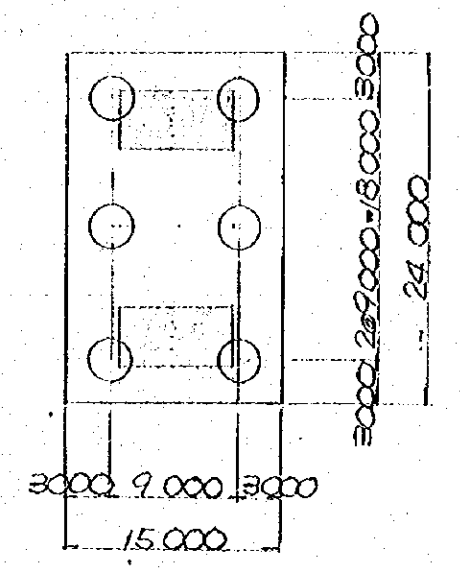


Fig. V-15-2 Outline of structure of multi-pile foundation.  
 $\phi 3.0m$

上部工型式	Case A
支間長	700 <sup>m</sup>
支承条件	Fix
突出長	460 <sup>m</sup>

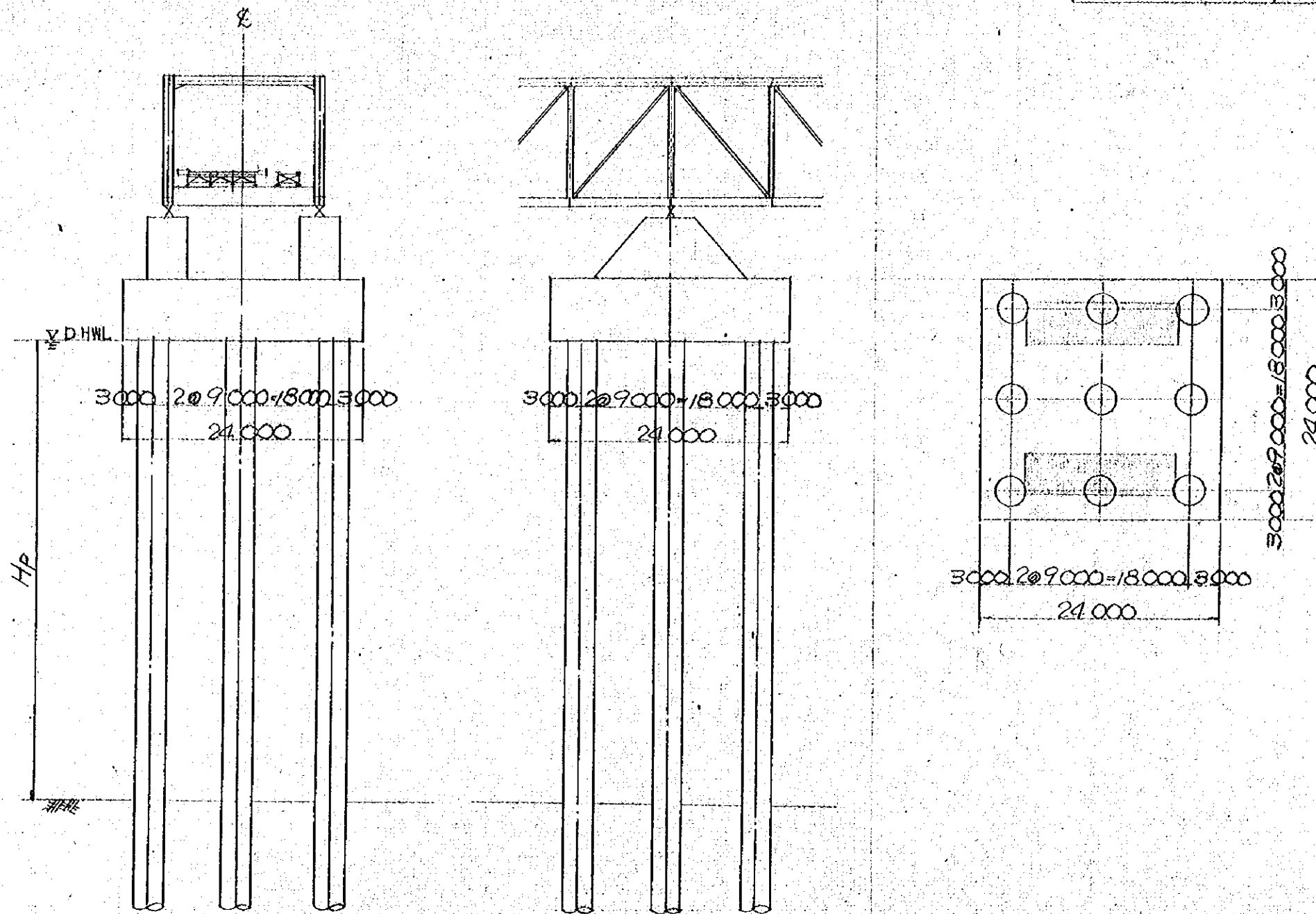


Fig. V-15-3 Outline of structure of multi-pile foundation.  
 $\phi 3.0\text{m}$

上部工型式	Case A
支間長	100 <sup>m</sup>
支承条件	M <sub>0V</sub>
突出長	35.5 <sup>m</sup>

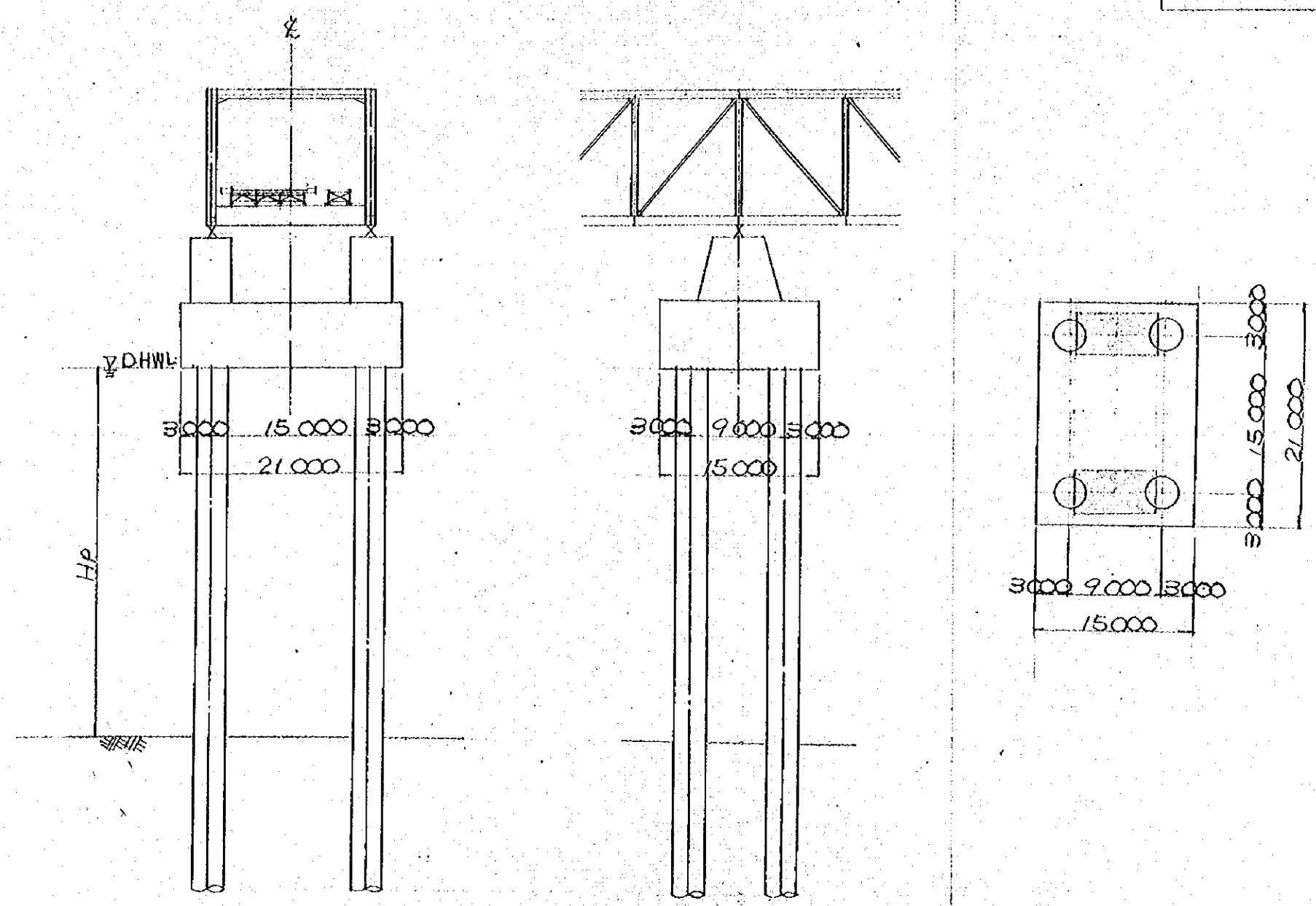


Fig. V-15-4 Outline of structure of multi-pile foundation.  
 $\phi 3.0m$ .

上部工型式	Case a.
支間長	100 <sup>m</sup>
支承条件	Mov
突出長	42.0 <sup>m</sup>

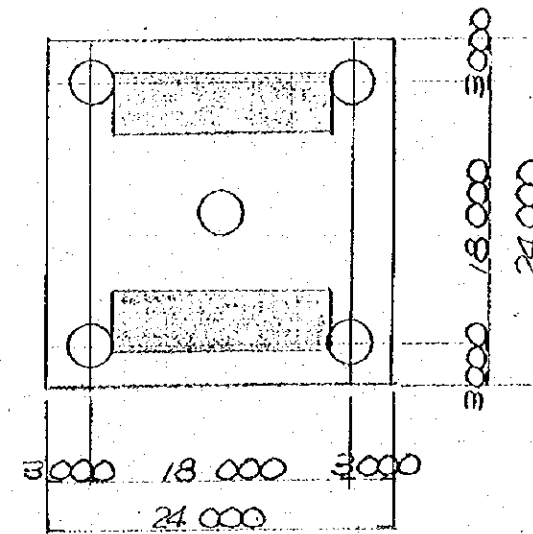
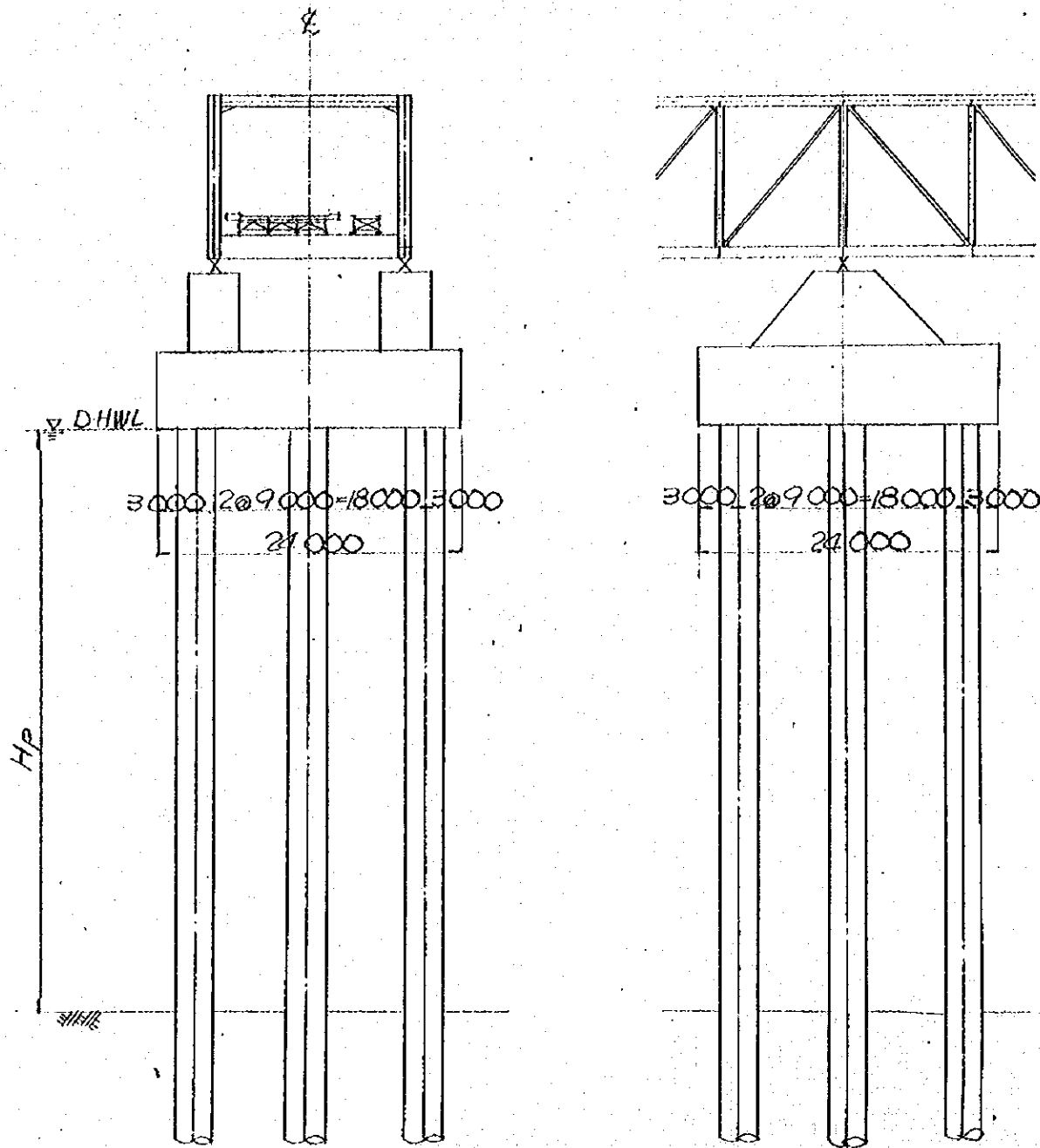
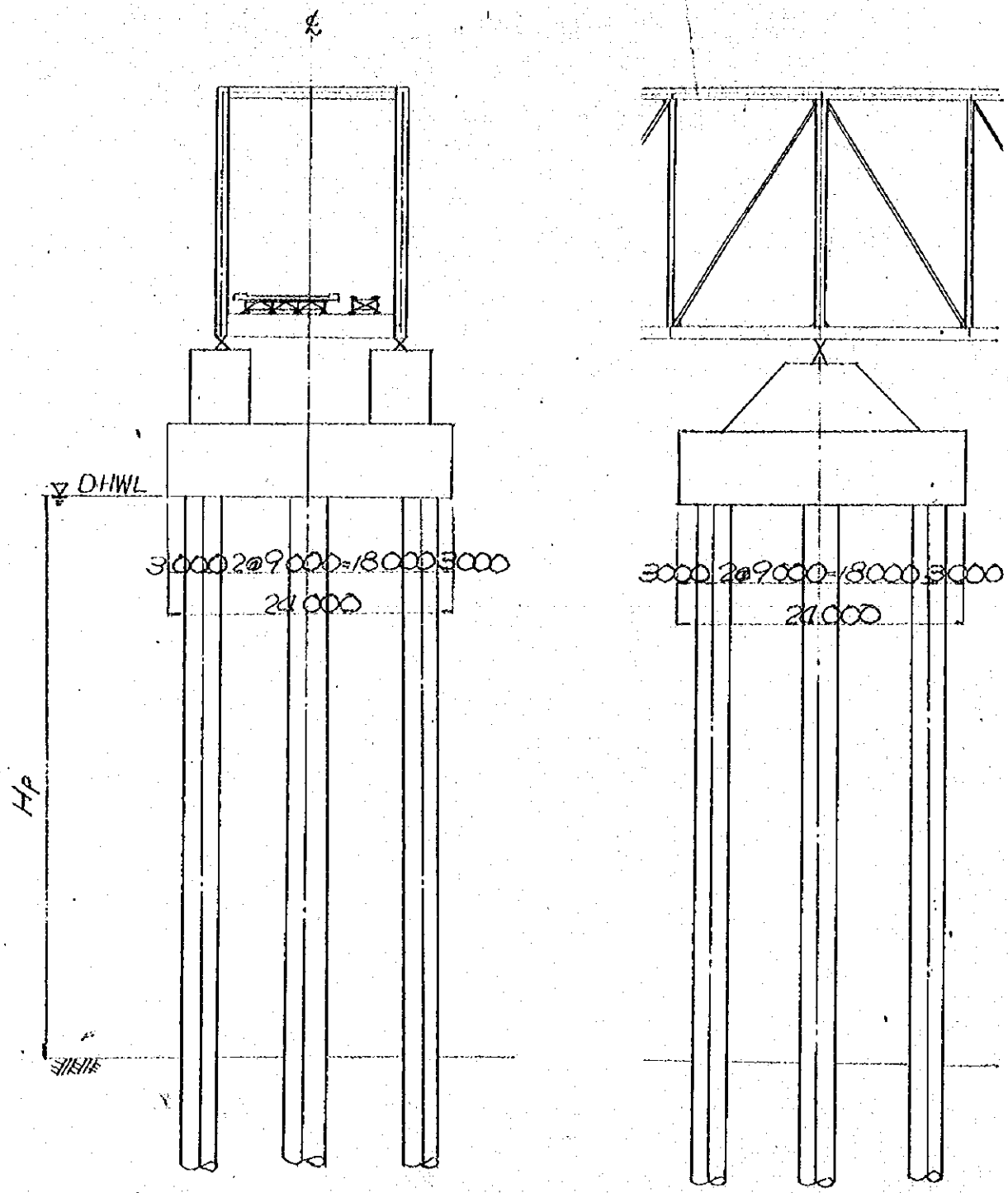


Fig. V-15-5 Outline of structure of multi-pile foundation  $\phi 3.0m$



上部工型式	Case a
支間長	150 "
支承条件	Fix
突出長	420 <sup>m</sup> , 460 <sup>m</sup>

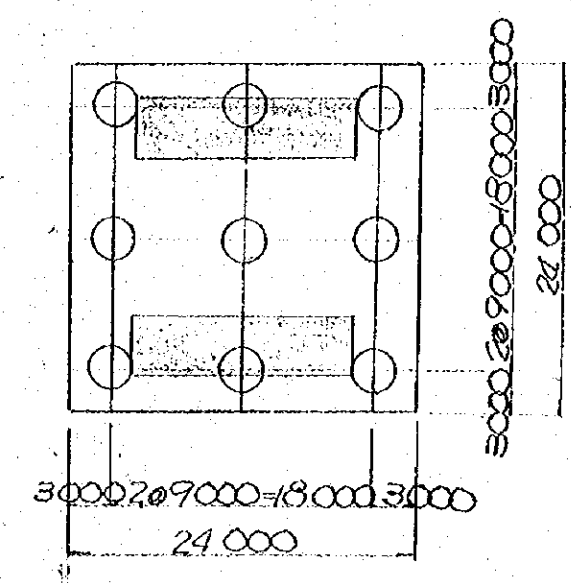


Fig. V-15-6 Outline of structure of multi-pile foundation  $\phi 3.0\text{m}$

上部工型式	Case a
支間長	150 <sup>m</sup>
支承条件	Fix
突出長	35.5 <sup>m</sup>

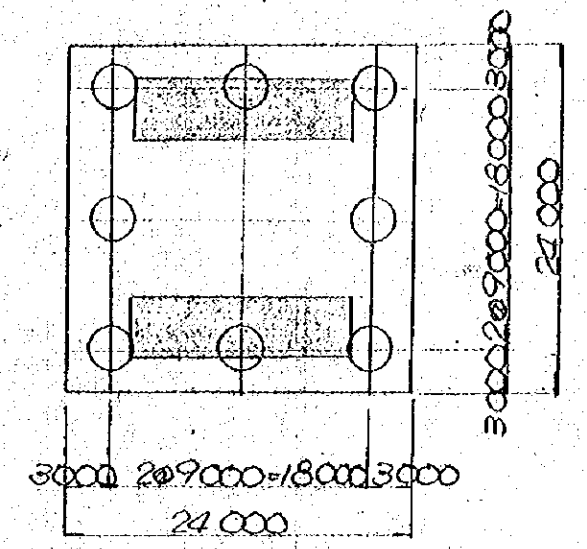
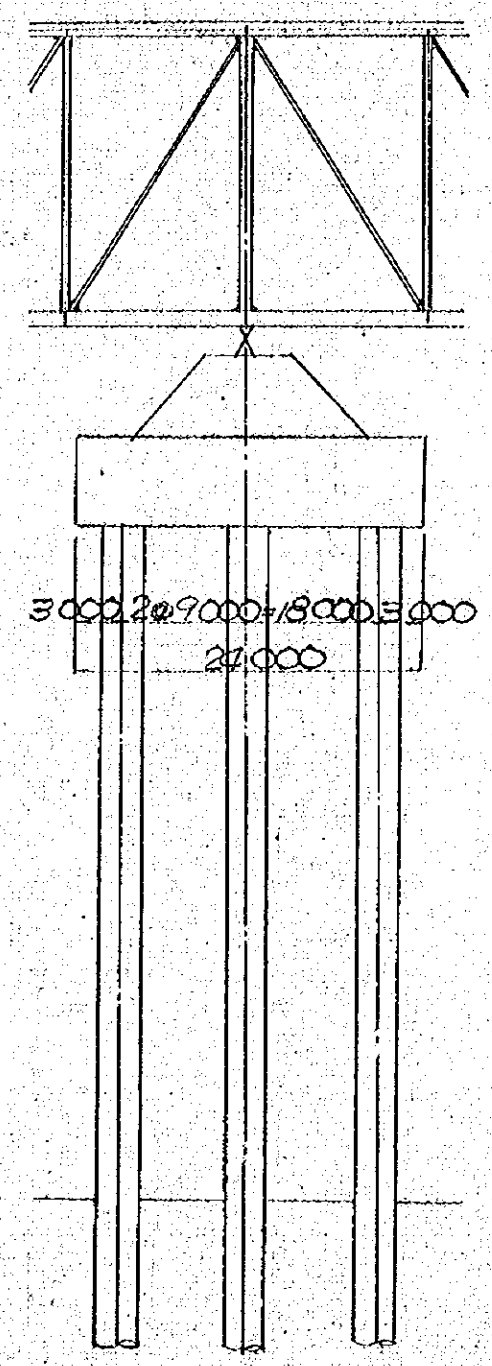
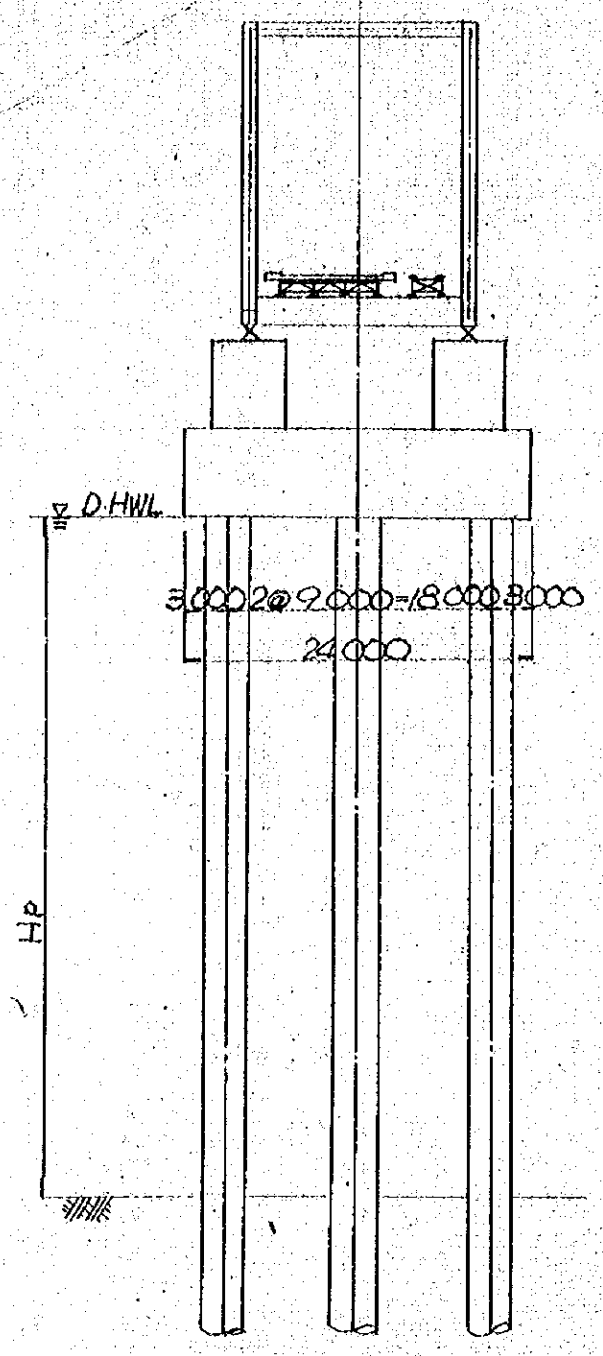


Fig. V-15-7 Outline of structure of multi-pile foundation

φ 3.0 m

上部工型式	Case A
支間長	150 m
支承条件	MoV
突出長	35.5, 42.0 m

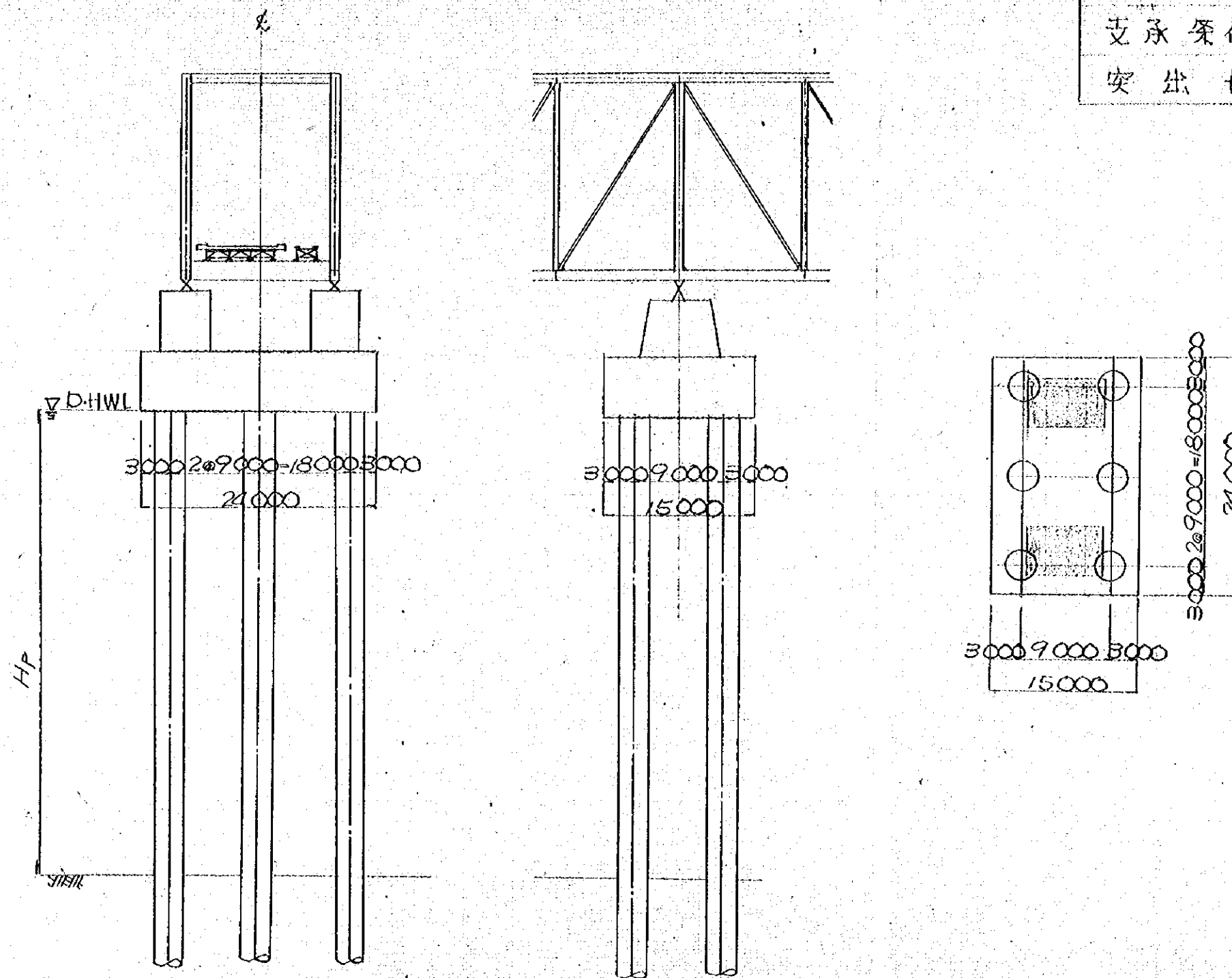
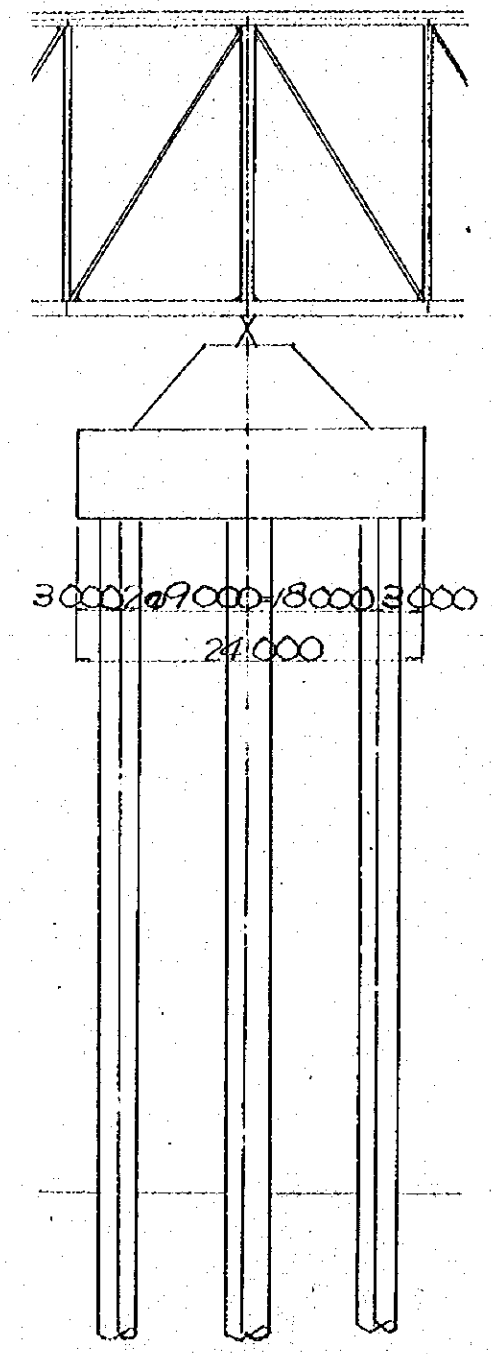
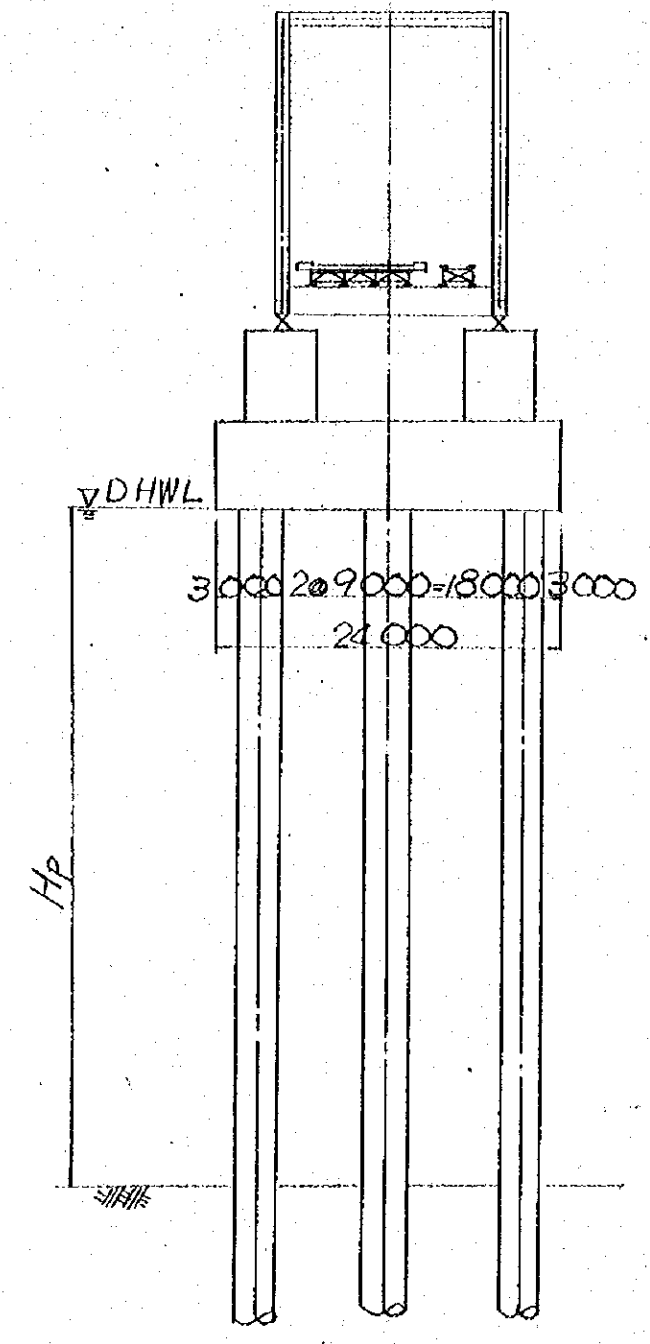


Fig. V-15-7 Outline of structure of multi-pile foundation  $\phi 3.0m$ .



上部工型式	Case a.
支間長	150 m
支承条件	Mov
突出長	46.0 m

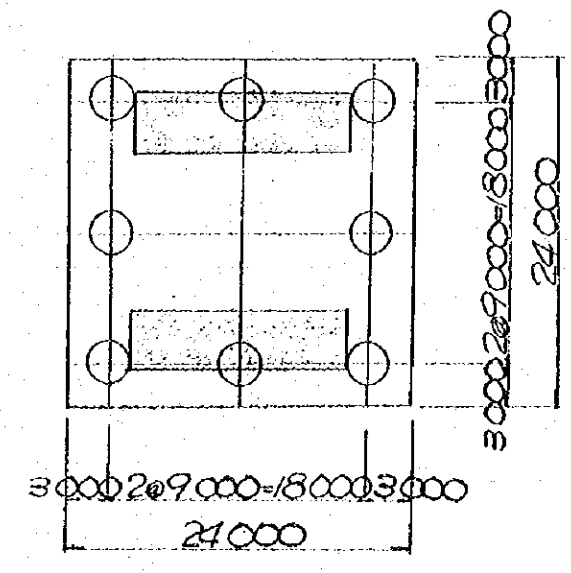
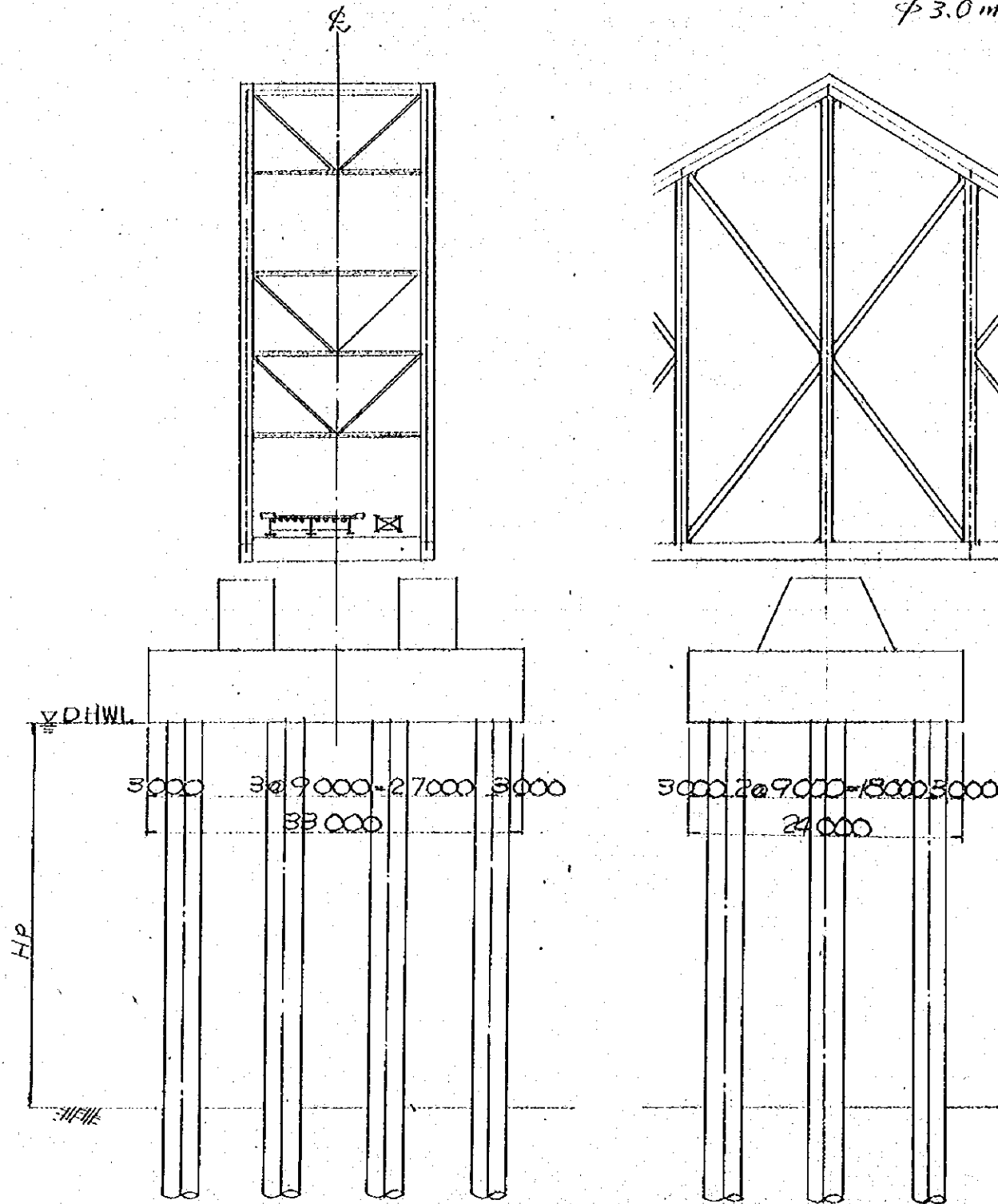




Fig. V-15-8 Outline of structure of multi-pile foundation  $\phi 3.0m$ .



上部工型式	Case a
支間長	250 <sup>m</sup>
支承条件	Fix (Mov)
突出長	355 <sup>m</sup> (460 <sup>m</sup> )

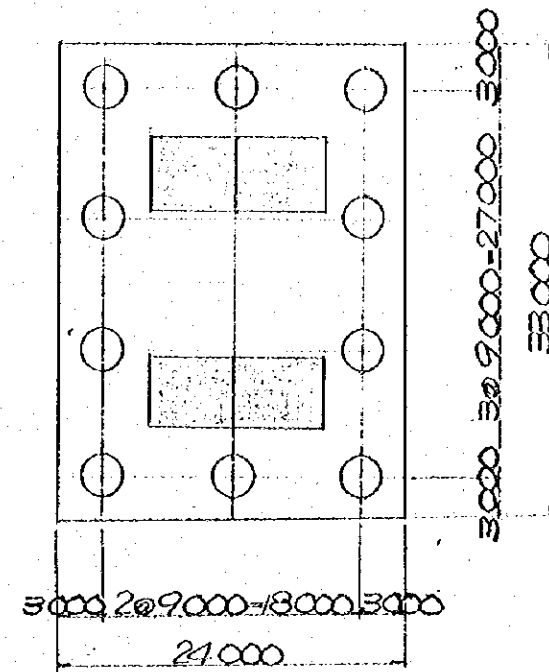
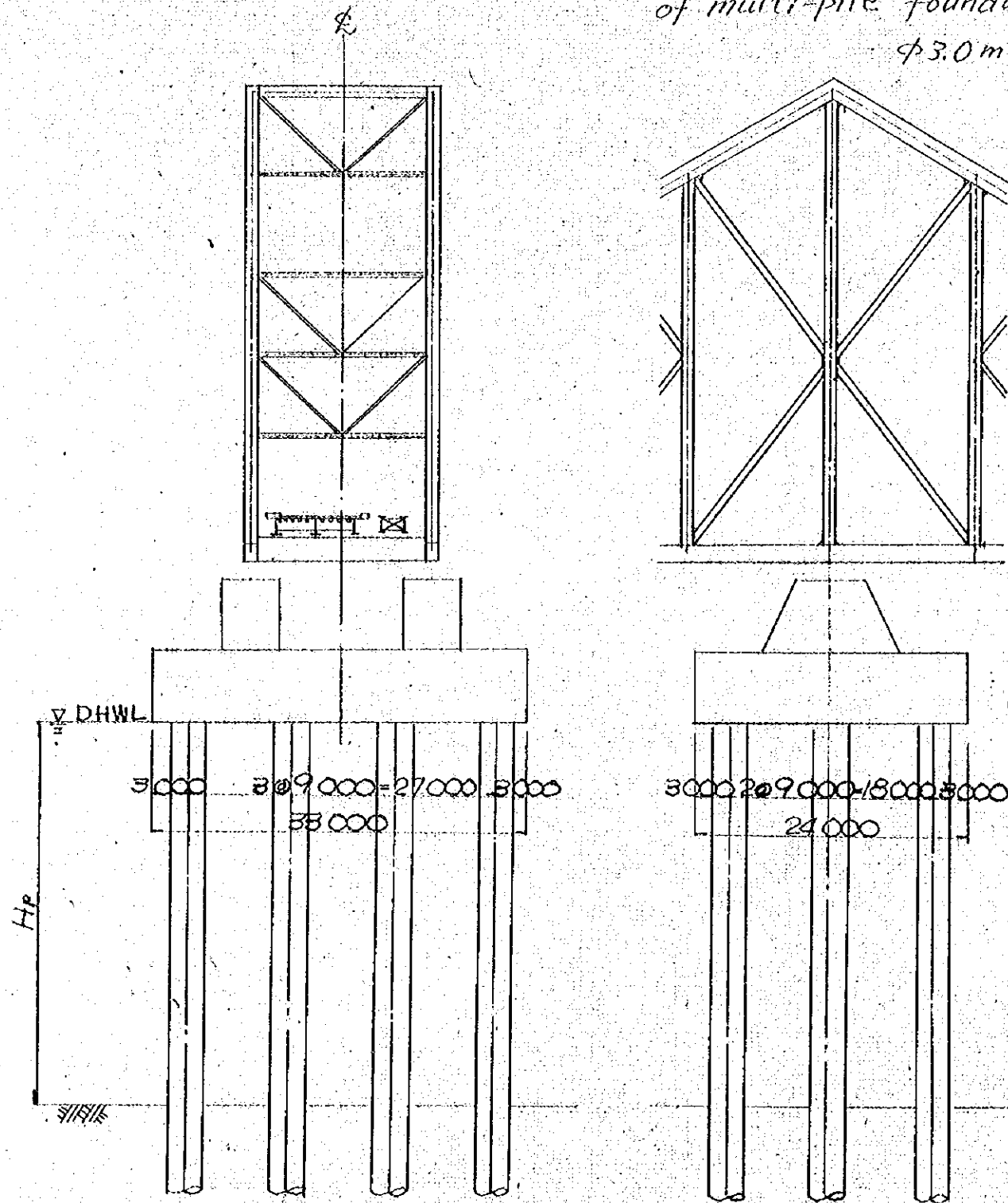


Fig. V-15-9 Outline of structure of multi-pile foundation  $\phi 3.0m$



上部工型式	Case a
支間長	250 <sup>m</sup>
支承条件	Fix
突出長	420 <sup>m</sup> 460 <sup>m</sup>

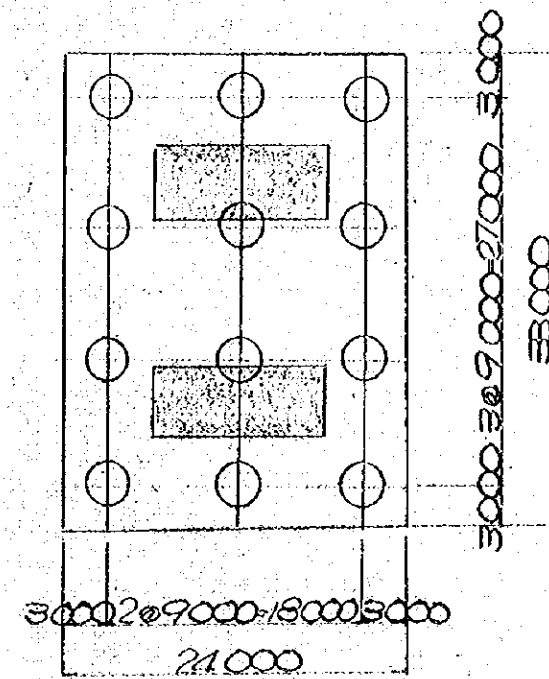
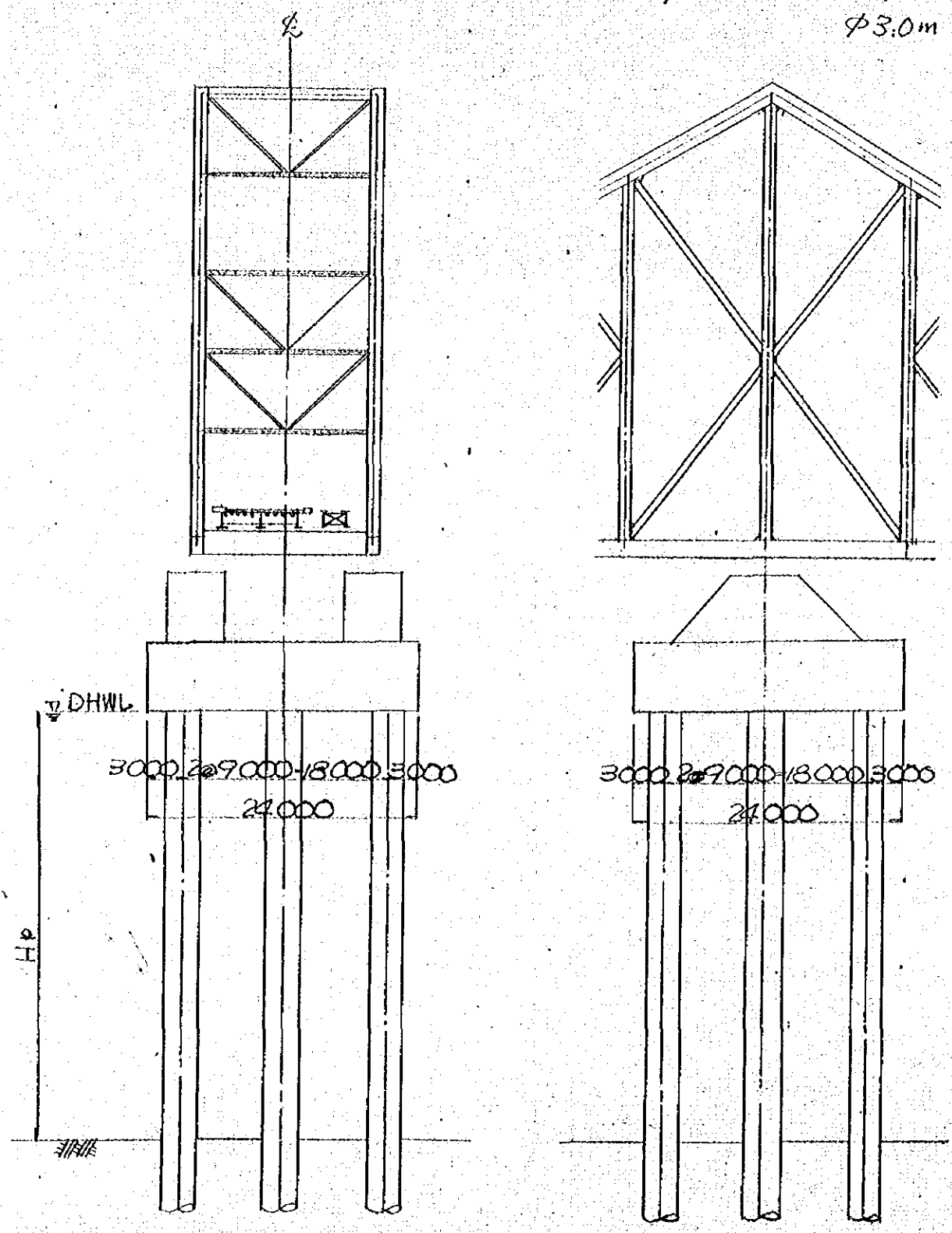


Fig. V-15-10 Outline of structure of multi-pile foundation.  
 $\phi 3.0m$



上部工型式	Case A
支間長	250 <sup>m</sup>
支承条件	MOV
突出長	355.420 <sup>m</sup>

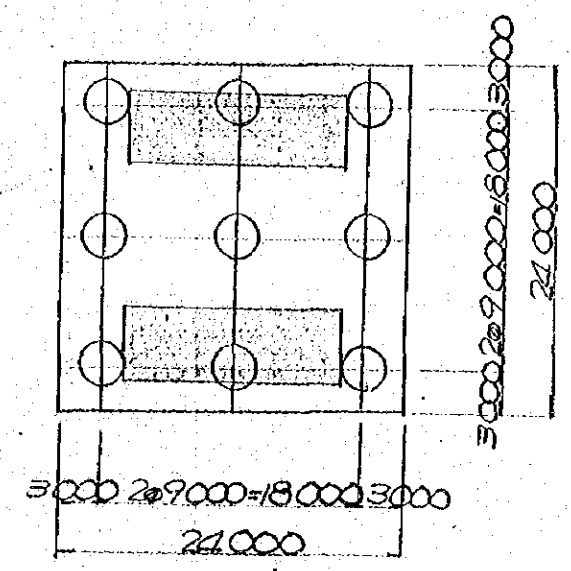


Fig. V-15-11 Outline of structure of multi-pile foundation.

φ3.0m

上部工型式	Case A
支間長	350 <sup>m</sup>
支承条件	Fix
突出長	355 <sup>m</sup> 420 <sup>m</sup> 460 <sup>m</sup>

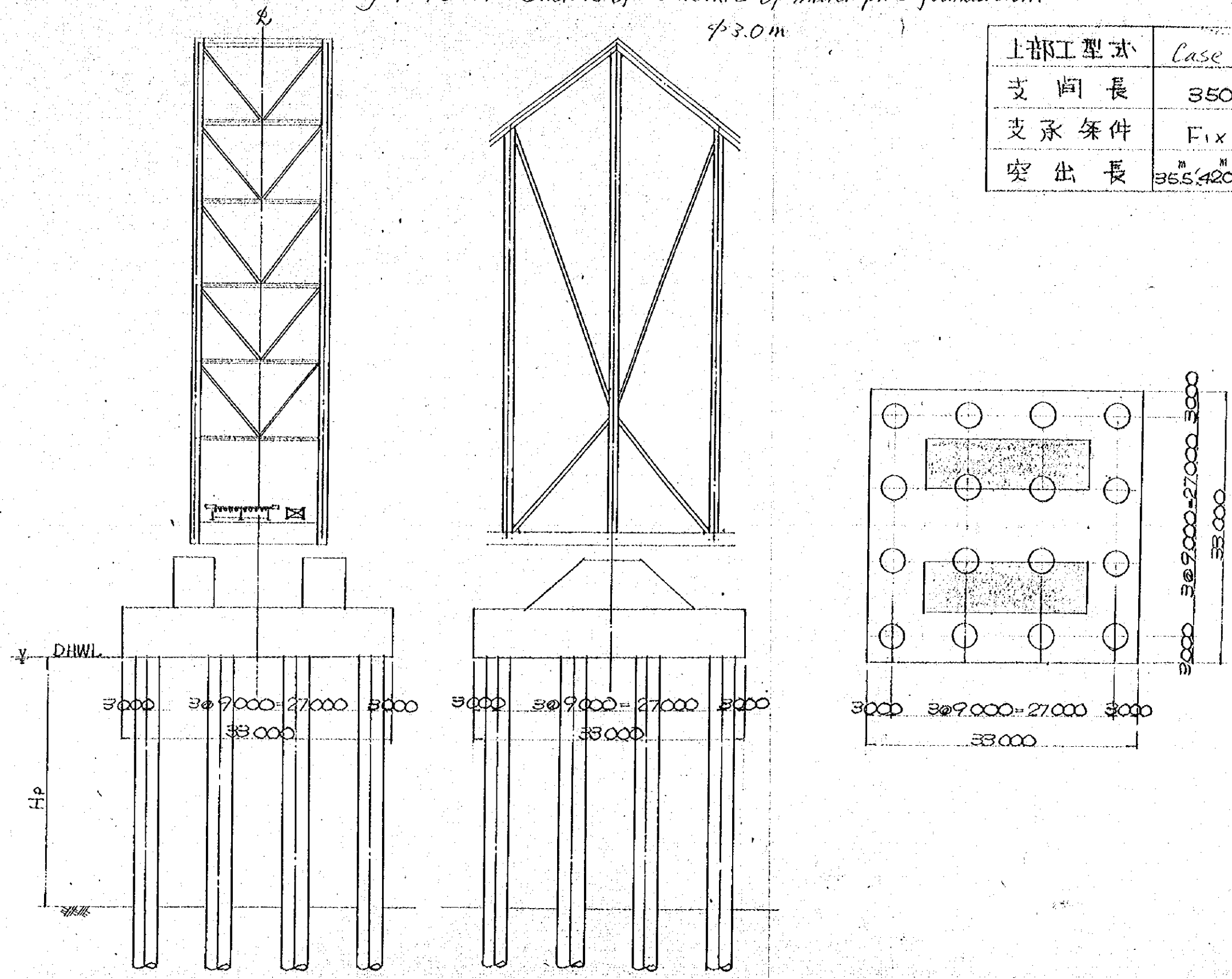


Fig. T-15-12 Outline of structure of multipile foundation.  
 $\phi 3.0m$

上部工型式	Case a
支間長	350 <sup>m</sup>
支承条件	MoV
突出長	35.5 <sup>m</sup>

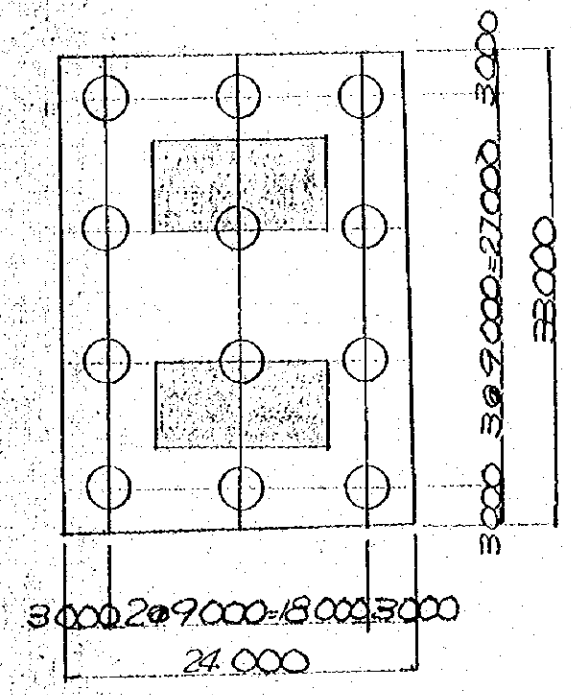
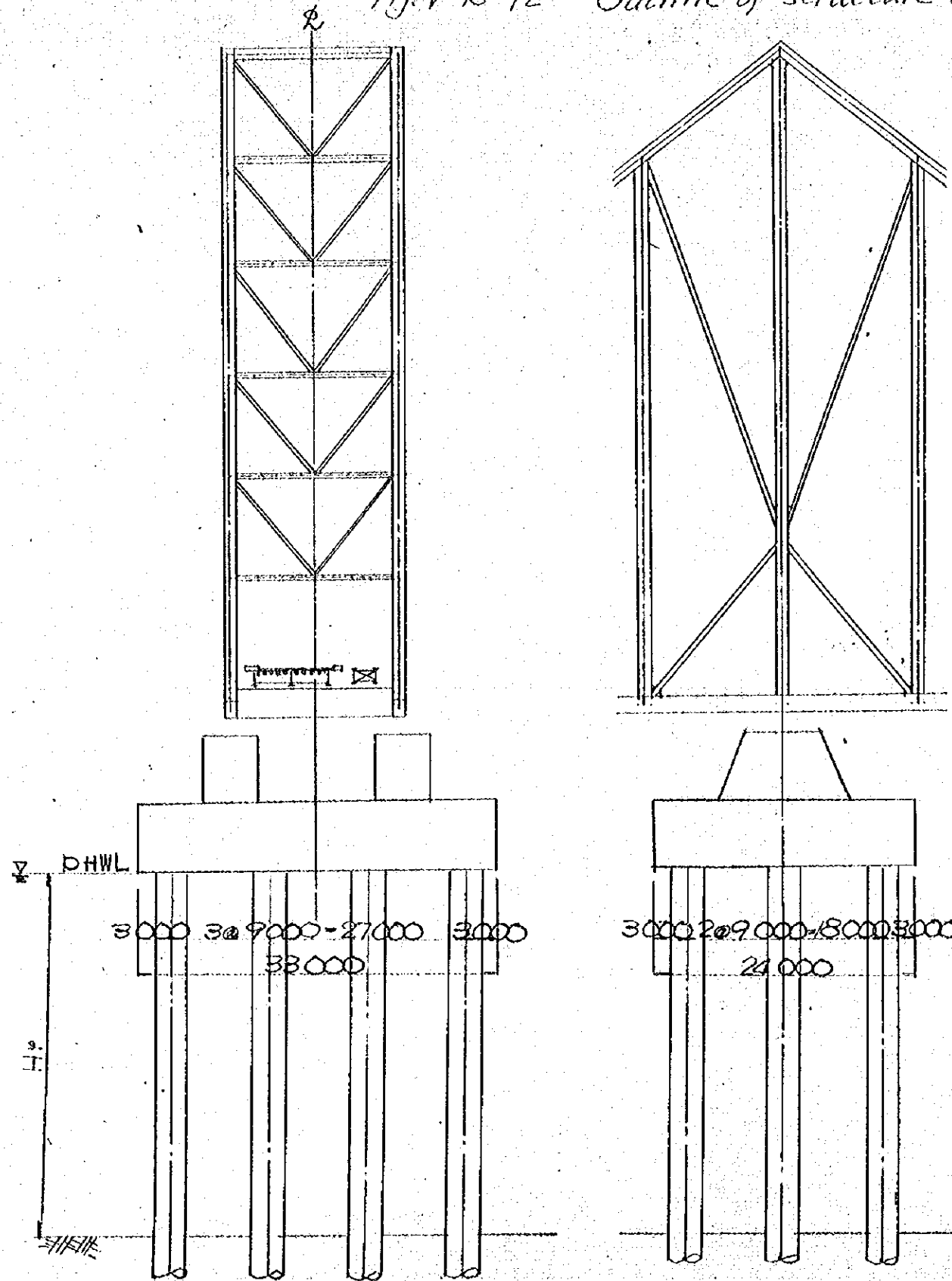
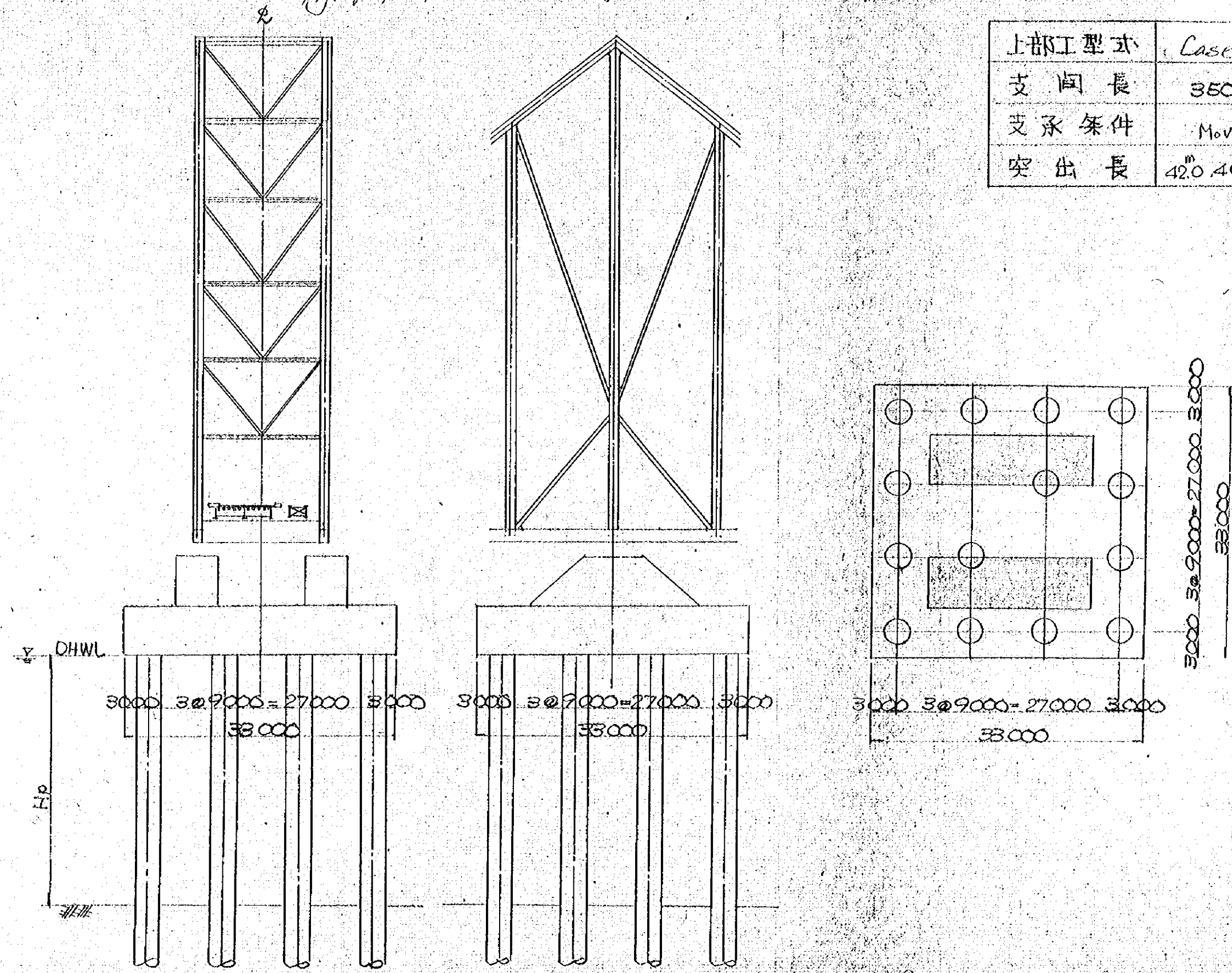


Fig. T-15-13 Outline of structure of multi-pile foundation.

P.117



上部工型式	Case. A
支間長	350 <sup>m</sup>
支承条件	Mov.
突出長	420 <sup>m</sup> 460 <sup>m</sup>

## 4. 取付部

### 4-1 盛土

取付部の盛土の長さは、鉄道の縦断勾配によって左右される。Jamuna 河橋梁の鉄道の計画高さは DHWL 上約 90 ft であるから、鉄道の縦断勾配として  $1/200$  とすると、約 2.2 mile の長さの盛土を必要とする。盛土の Kadir 側は River Training I の報告に示すように、河川を堰き上げるために Closed Dyke とする。盛土の陸上側は、現地盤から DHWL までは Closing Dyke と同様の方法で施工される。

Closing Dyke の計画高は、DHWL と同じ高さとし、取付部の盛土はその上に造られる。盛土材としては、物理的力性質の良い土が必要とされるが、そのうち主なる値は次のごとくである。

- a 単位体積重量 ( $\gamma_c$ )     $1.9 \text{ t/m}^3$  (119 lbs/cft.)
- b 内部摩擦角 ( $\phi$ )     $30^\circ$
- c 粘着力 ( $C$ )    0

鉄道と道路による盛土上の過載荷重を考慮して、盛土の勾配を  $1:2$  とした場合の内弧近りの計算を行なった結果、斜面の安定は十分安全であった。その計算結果は Fig V-16

に示す通りである。ただし現状では更に安全を見て設計法  
面勾配を 1:2.5 とした。

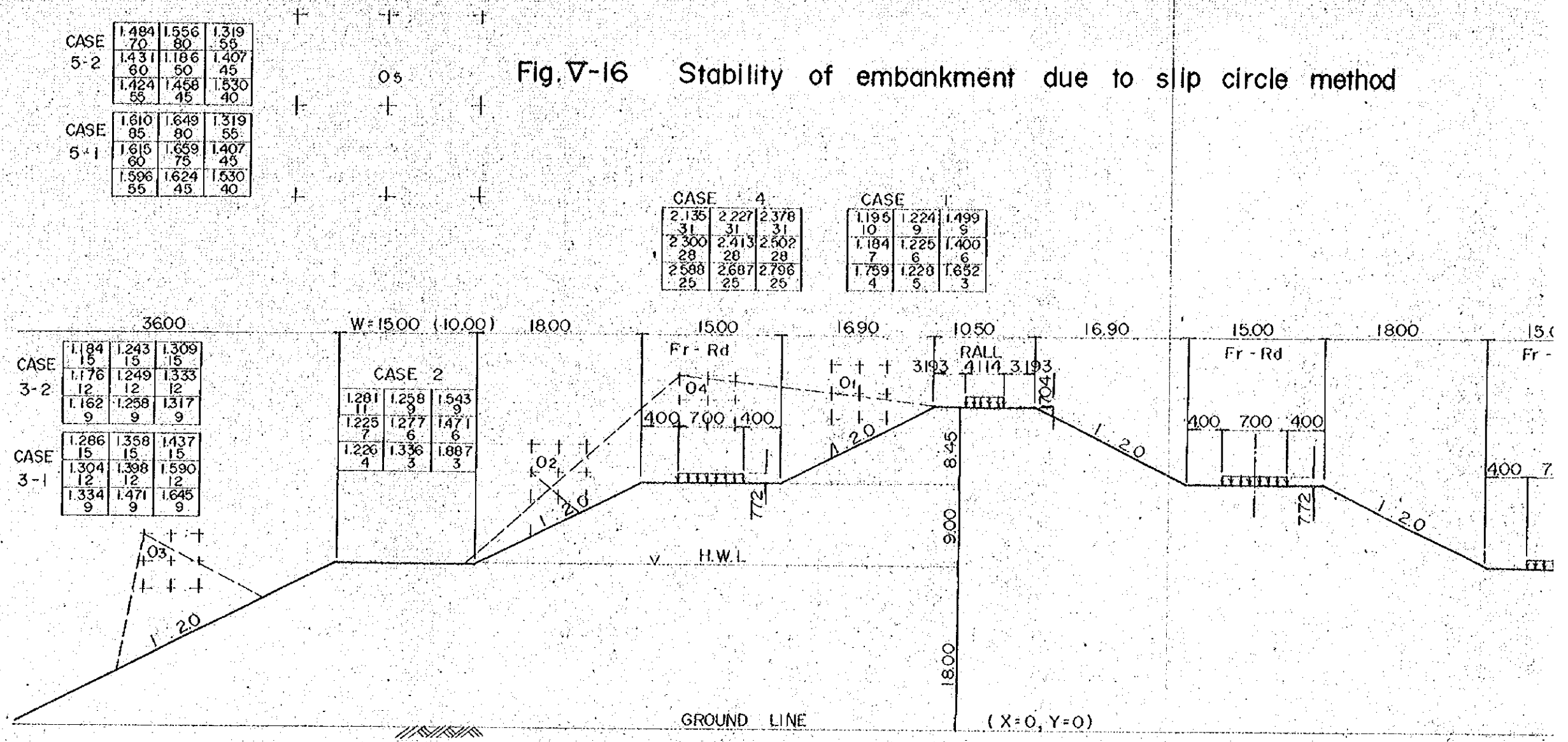
高盛土の代わりに部分的に高架が考えられるが、盛土の  
方が経済的であるため、取付部は盛土を採用した。上記の  
結果から土工一般図を作成して Case a を Fig V-17 に、  
Case b を Fig V-18 に示した。

#### 4-2 高架部

鉄道路では複線区間、道路部では4車線構成の Case b  
の場合、Jamma 河橋梁は二重橋床構造とし、鉄道は下  
段を走り、道路は上段を通ることになる。道路が上段を通  
ると取付部の盛土の高さまで道路を下りるために高架橋が  
必要となる。この場合、高架型式としては鋼連続箱桁を  
採用し、総工費を最小にするため、鉄道の中心線からの  
偏倚量を考へて、高架橋のスパン構成として 60m の 3 ス  
パンを計画した。しかし、道路部と鉄道路とが上下に平行  
する部分では、道路部については門形ラーメン型式の鋼橋脚  
を適用した。



Fig. V-16 Stability of embankment due to slip circle method



CASE	1.484 70	1.556 80	1.319 55
5-2	1.431 60	1.186 50	1.407 45
	1.424 55	1.458 45	1.530 40

CASE	1.610 85	1.649 80	1.319 55
5-1	1.615 60	1.659 75	1.407 45
	1.596 55	1.624 45	1.530 40

CASE	2.135 31	2.227 31	2.378 31
4	2.300 28	2.413 28	2.502 28
	2.588 25	2.687 25	2.796 25

CASE	1.195 10	1.224 9	1.499 9
1	1.184 7	1.225 6	1.400 6
	1.759 4	1.220 5	1.652 3

CASE	1.184 15	1.243 15	1.309 15
3-2	1.176 12	1.249 12	1.333 12
	1.162 9	1.258 9	1.317 9

CASE	1.286 15	1.358 15	1.437 15
3-1	1.304 12	1.398 12	1.590 12
	1.334 9	1.471 9	1.645 9

CASE	1.281 11	1.258 9	1.543 9
2	1.225 7	1.277 6	1.471 6
	1.226 4	1.336 3	1.887 3

盛土材料は、各層とも共通のものを使用するものとし  
その物理的性質は次の通り。

$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$   
 $c = 0$   
 $\phi = 30^\circ$   
 $\gamma' = 0.9 \text{ t/m}^3$

H.W.L 以下は 水中重量とする。(γ)。

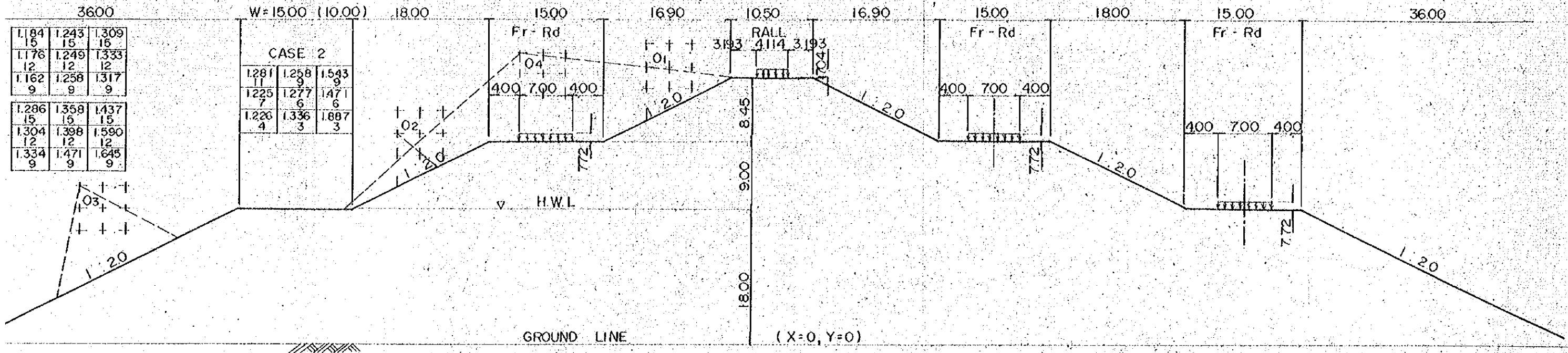
過載荷重  
 RAIL  $2.041 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1.074 \text{ m}$   
 ROAD  $1.467 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0.772 \text{ m}$

CASE	円 弧			
	中心座標	中心間隔	下端高	$\Delta R$
1	(X, Y) -14, 37	3 m	+22	1 m
2	-46, 28	3	+13	1
3-1	-88, 18	3	-12	2
3-2	-88, 18	3	-12	2
4	-30, 36	3	+8	2
5-1	-65, 68	10 m	-12	5
5-2	-65, 68	10 m	-12	5

Fig. V-16 Stability of embankment due to slip circle method

CASE 5-2	1.484	1.556	1.319
	70	80	55
	1.431	1.186	1.407
	60	50	45
CASE 5-1	1.424	1.458	1.530
	55	45	40
	1.610	1.649	1.319
	85	80	55
	1.615	1.659	1.407
	60	75	45
	1.596	1.624	1.530
	55	45	40

CASE 4			CASE 1		
2.135	2.227	2.378	1.195	1.224	1.499
31	31	31	10	9	9
2.300	2.413	2.502	1.184	1.225	1.400
28	28	28	7	6	6
2.588	2.687	2.796	1.759	1.228	1.652
25	25	25	4	5	3



1.184	1.243	1.309
15	15	15
1.176	1.249	1.333
12	12	12
1.162	1.258	1.317
9	9	9
1.286	1.358	1.437
15	15	15
1.304	1.398	1.590
12	12	12
1.334	1.471	1.645
9	9	9

CASE 2		
1.281	1.258	1.543
11	9	9
1.225	1.277	1.471
7	6	6
1.226	1.336	1.687
4	3	3

盛土材料は、各層とも共通のものを使用するものとし、その物理的性質は次の通り。

$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$   
 $c = 0$   
 $\phi = 30^\circ$   
 $\gamma' = 0.9 \text{ t/m}^3$

H.W.L 以下は水中重量とする、( $\gamma'$ )。

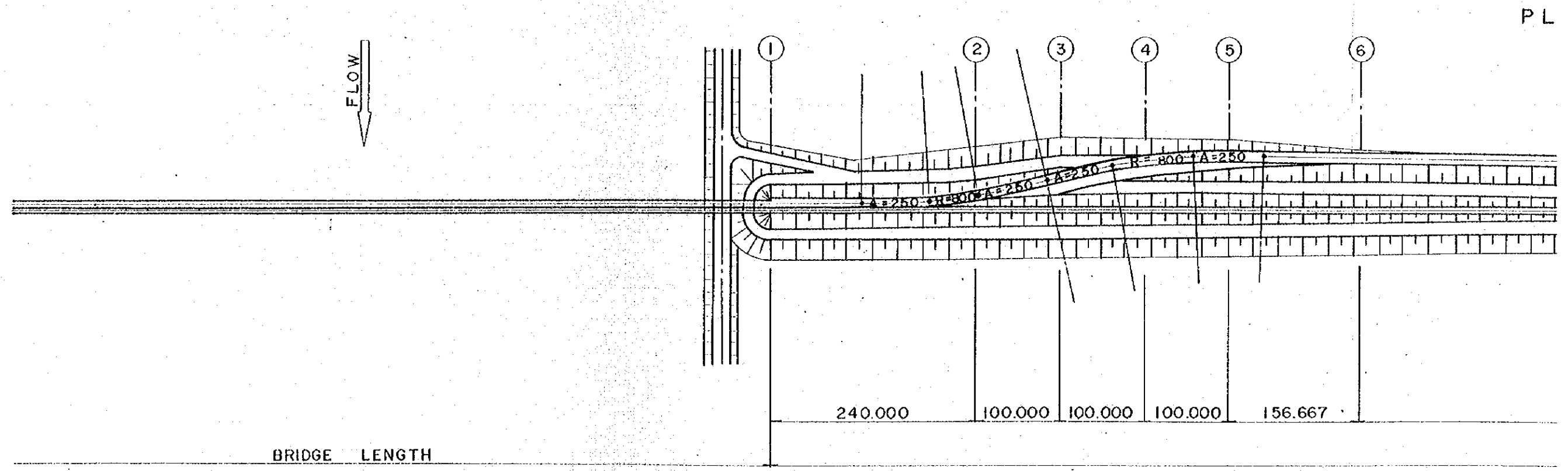
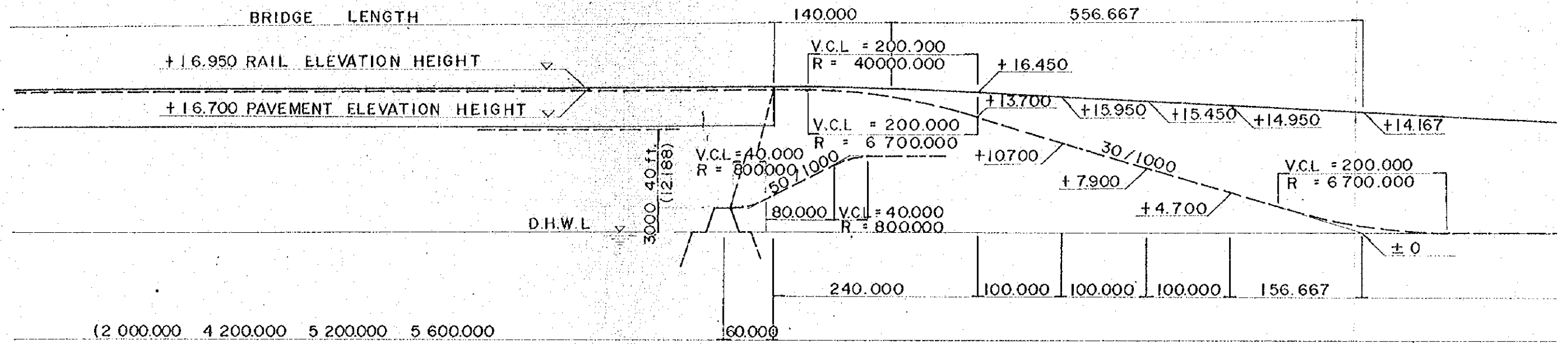
遊載荷重

RAIL  $2.041 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1.074 \text{ m}$

ROAD  $1.467 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0.772 \text{ m}$

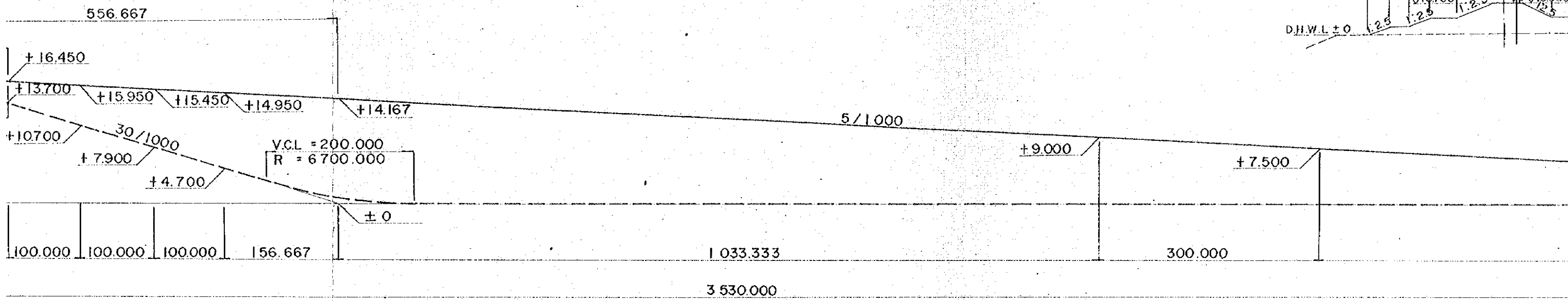
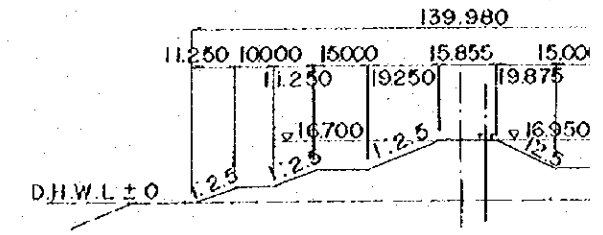
CASE	円 弧				摘 要
	中心座標 (X, Y)	中心間隔	下端高	$\Delta R$	
1	-14, 37	3 m	+ 22	1 m	
2	-46, 28	3	+ 13	1	
3 - 1	-88, 18	3	- 12	2	W = 15
3 - 2					W = 10
4	-30, 36	3	+ 8	2	道路の荷重は載荷しない。
5 - 1	-65, 68	10 m	- 12	5	W = 15 鉄道, 道路荷重載荷
5 - 2					W = 10

Fig.V-17-1 JAMUNA RIVER BRIDGE APPROACH  
 PROFILE SCALE (

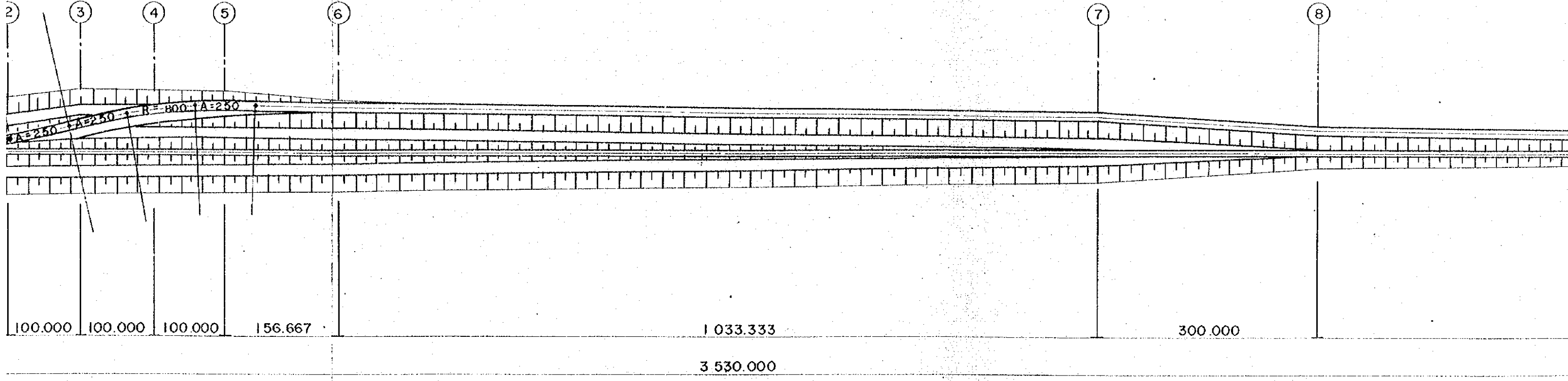


# JAMUNA RIVER BRIDGE APPROACH (SINGLE TRACK RAILWAY & TWO LANE ROAD)

PROFILE SCALE (HORIZONTAL 1 : 5000 VERTICAL 1 : 500)



PLAN SCALE (1 : 5000)

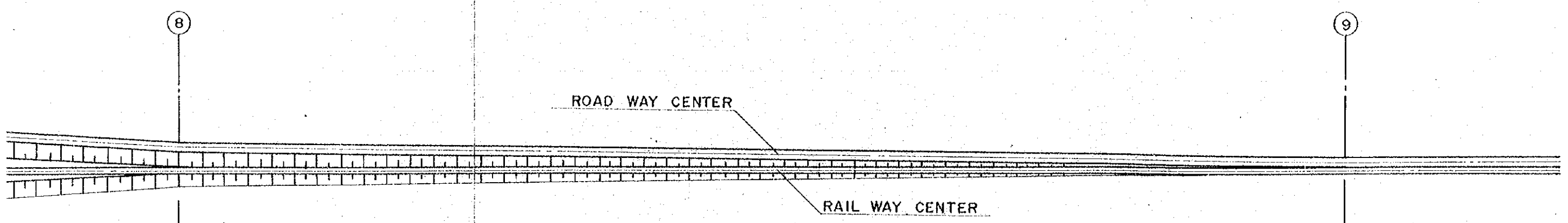
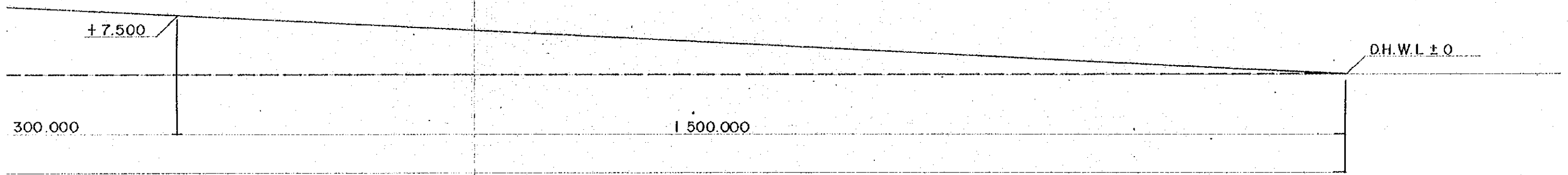
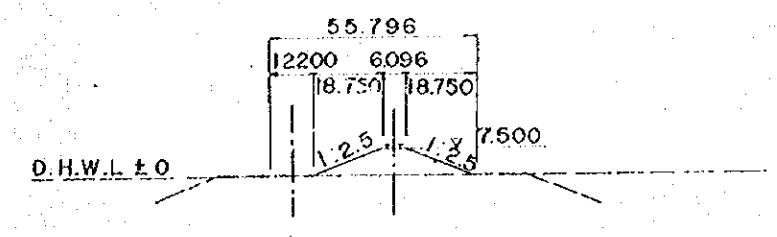
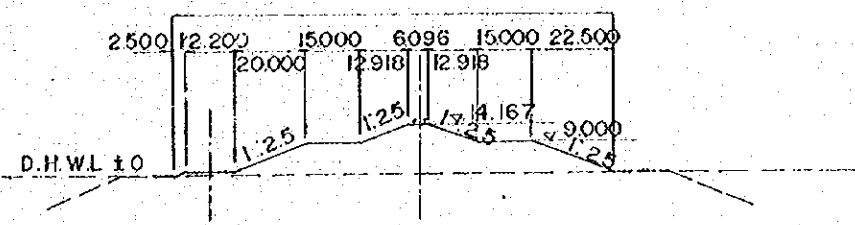
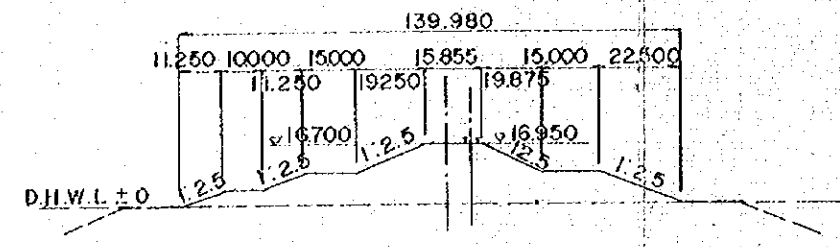


AD)

TYPICAL CROSS SECTION SCALE (1 : 2 000)

6 - 6

8 - 8



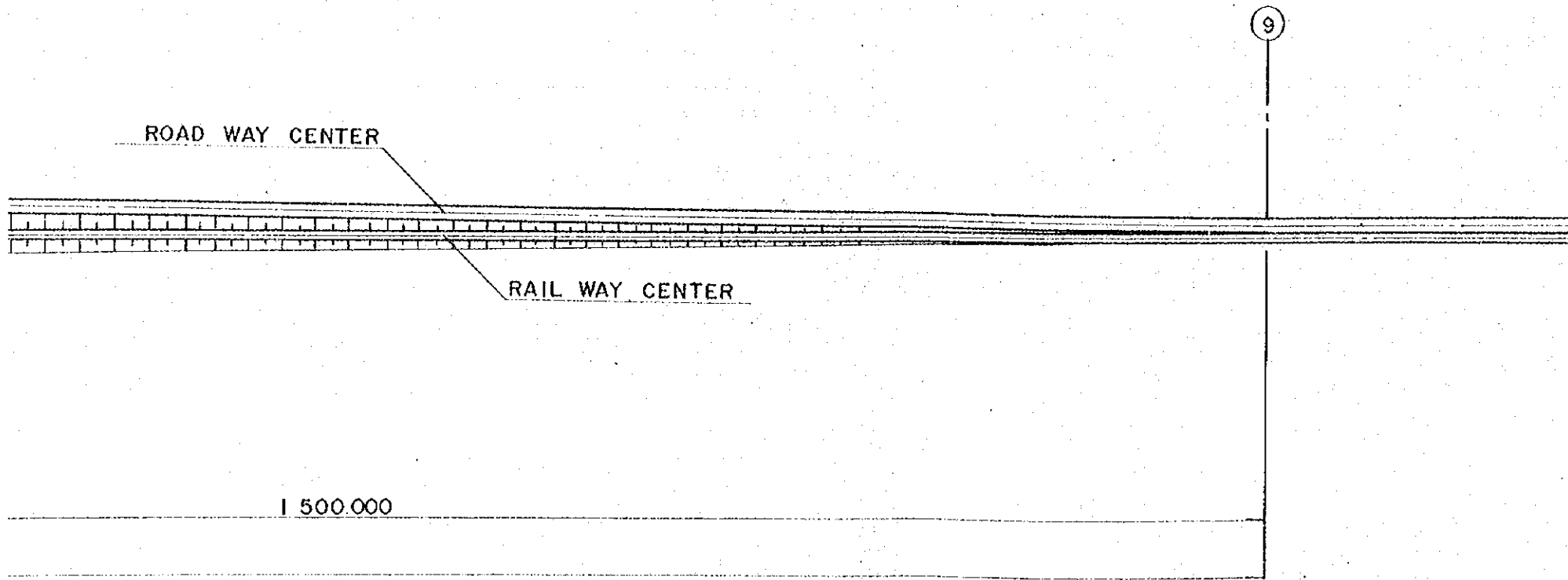
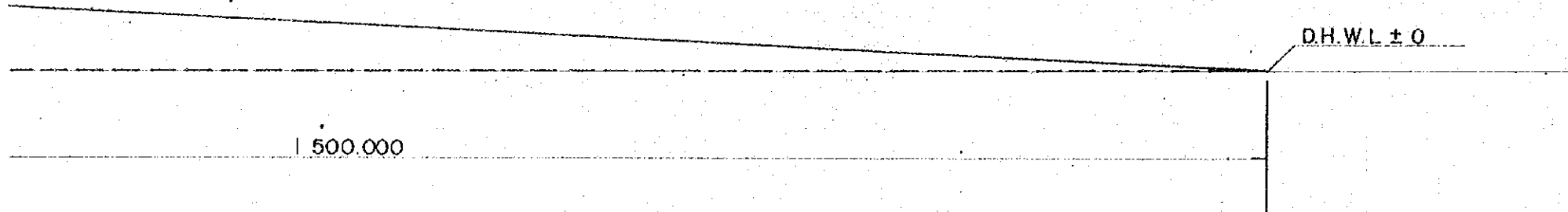
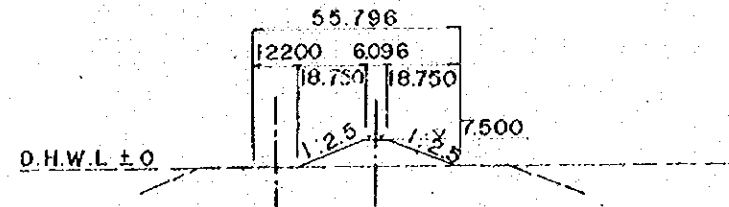
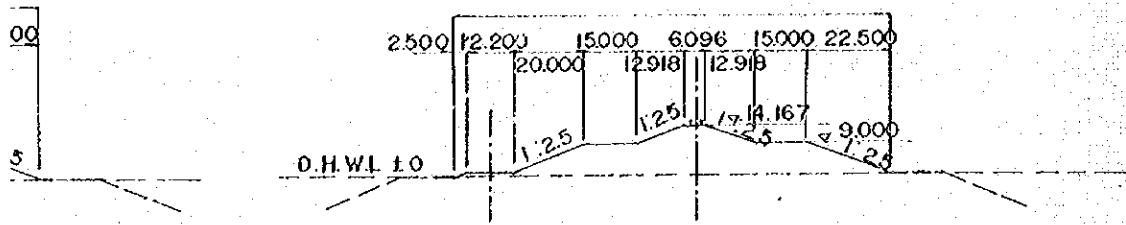
SHOWN LENGTH IS METER

DI  
A1

TYPICAL CROSS SECTION SCALE (1 : 2 000)

6 - 6

8 - 8

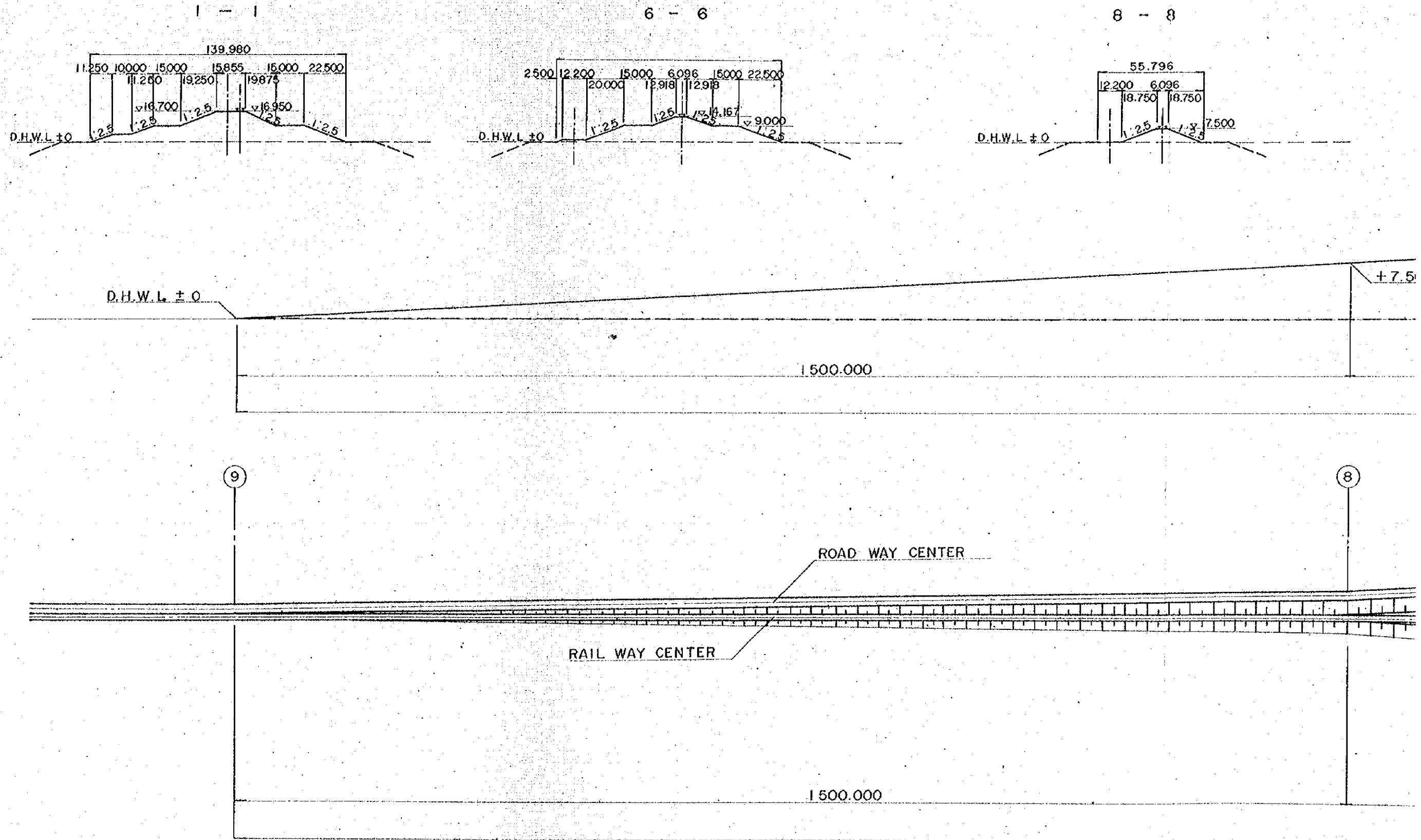


SHOWN LENGTH IS METER

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
PEOPLE'S REPUBLIC OF BANGLADESH	
JAMUNA RIVER BRIDGE PROJECT	
APPROACH ROAD OF LEFT BANK (SINGLE TRACK & TWO LANES)	
Drawn	Date
Approved	Date
NIKKEN CONSULTANTS INC.	

Fig. V-1

TYPICAL CROSS SECTION SCALE (1:2000)

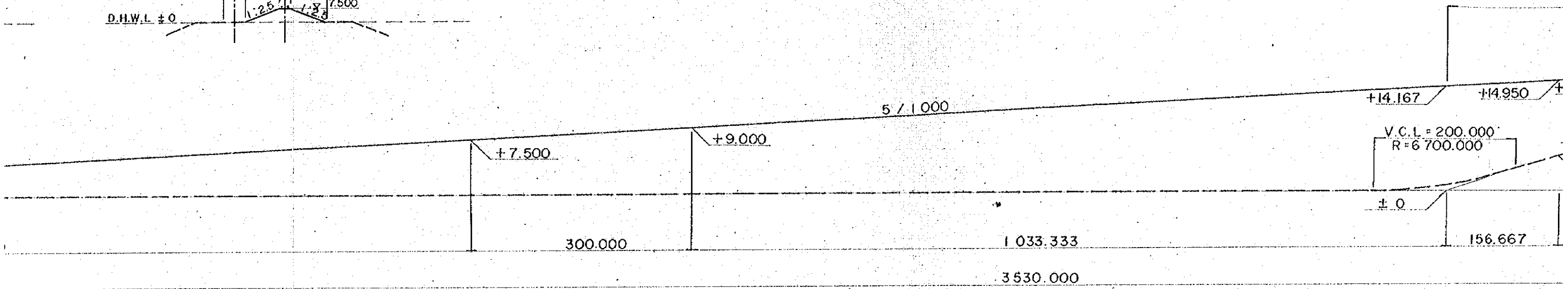
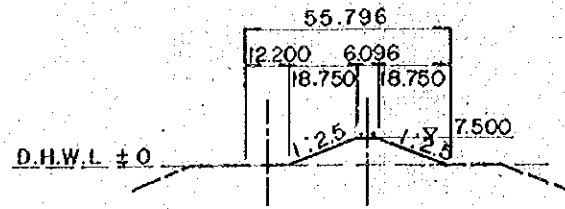


# Fig. V-17-2 JAMUNA RIVER BRIDGE APPROACH (SINGLE TRACK RAILWAY & T

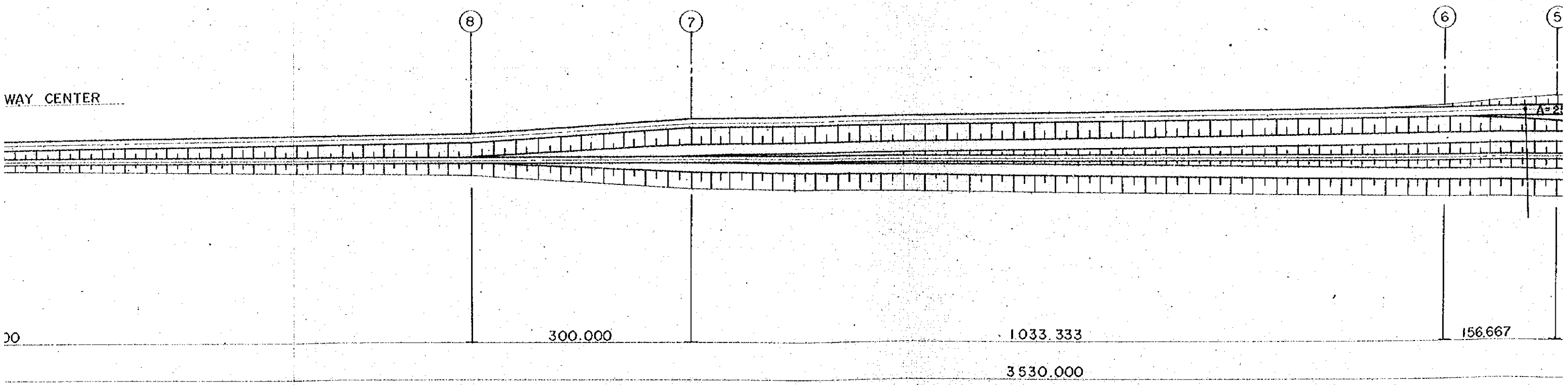
PROFILE SCALE (HORIZONTAL 1:5000, VERTICAL 1:500)

(1:2000)

8 - 8



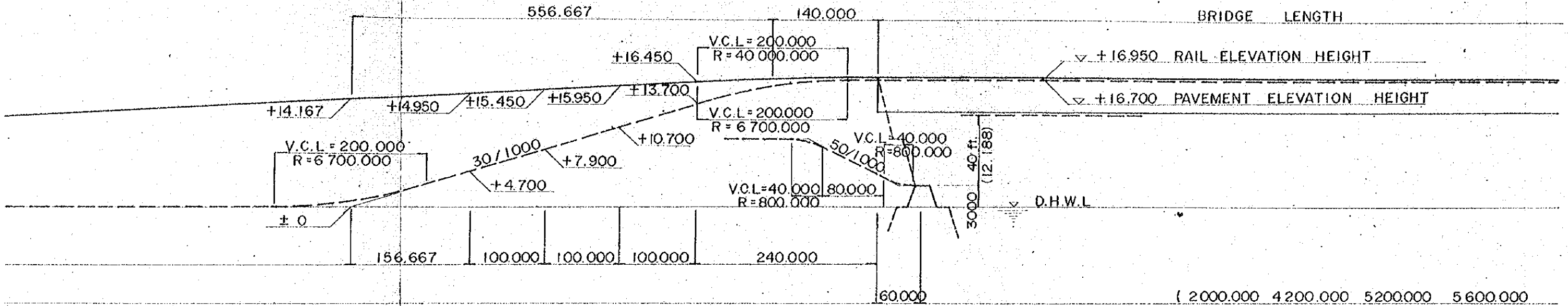
PLAN SCALE (1:5000)



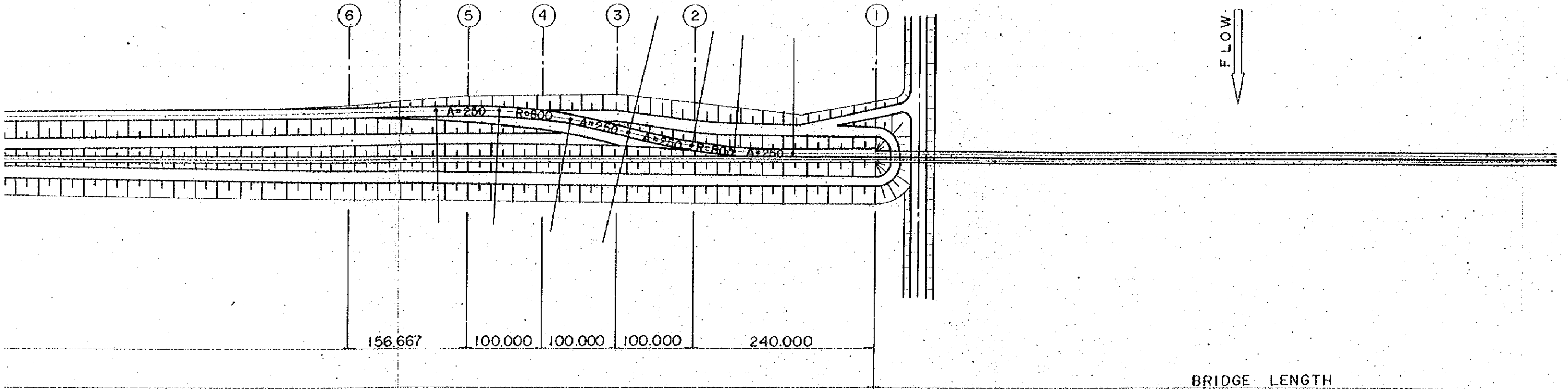


# ( SINGLE TRACK RAILWAY & TWO LANE ROAD )

HORIZONTAL 1 : 5 0 0 0 , VERTICAL 1 : 5 0 0 )

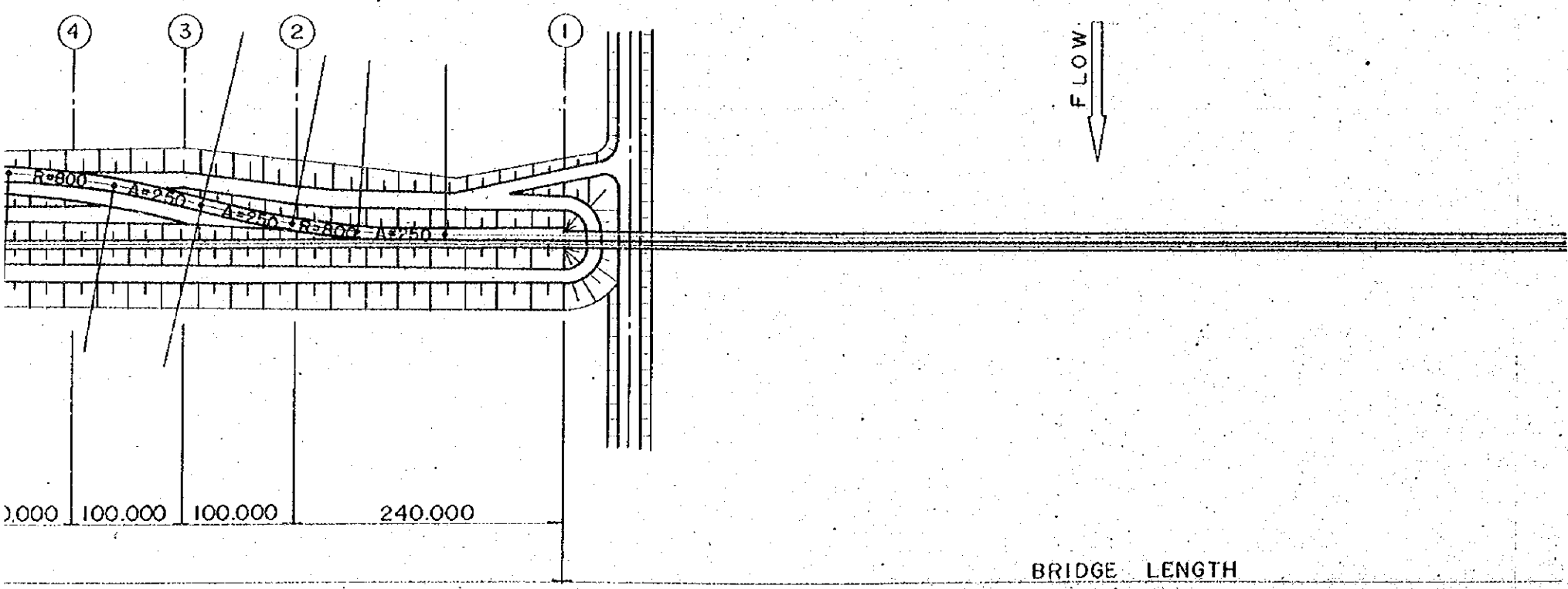
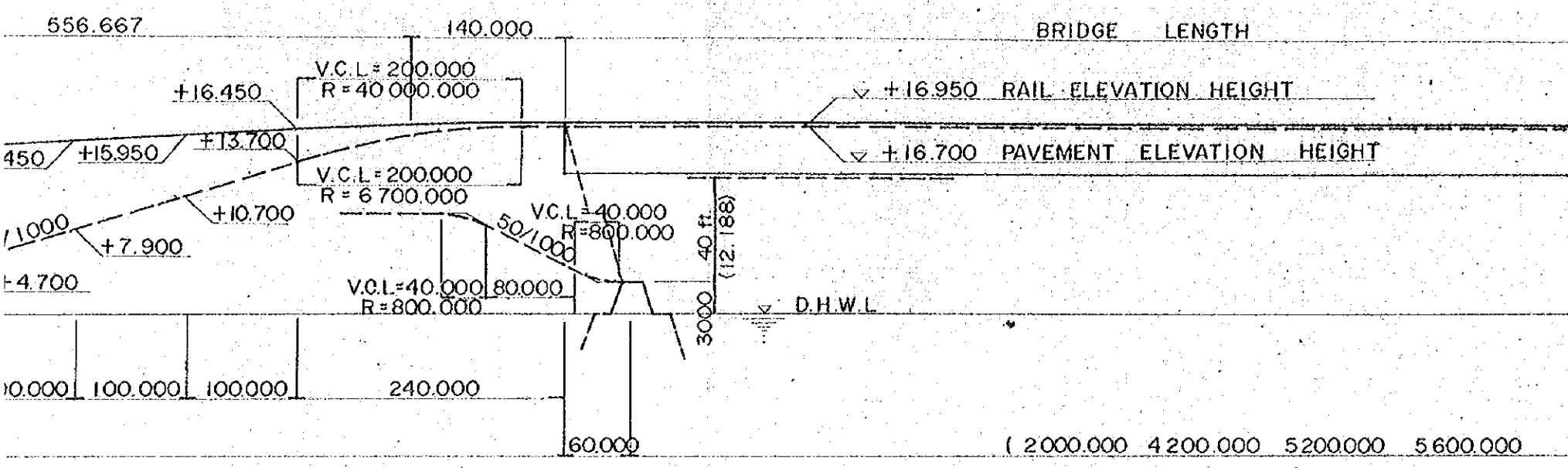


SCALE ( 1 : 5 0 0 0 )



SHOWN LENGTH IS METER

0 LANE ROAD)



SHOWN LENGTH IS METER

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
PEOPLE'S REPUBLIC OF BANGLADESH	
JAMUNA RIVER BRIDGE PROJECT	
APPROACH ROAD OF RIGHT BANK (SINGLE TRACK & TWO LANES)	
Drawn	Date
Approved	Date
NIKKEN CONSULTANTS INC.	

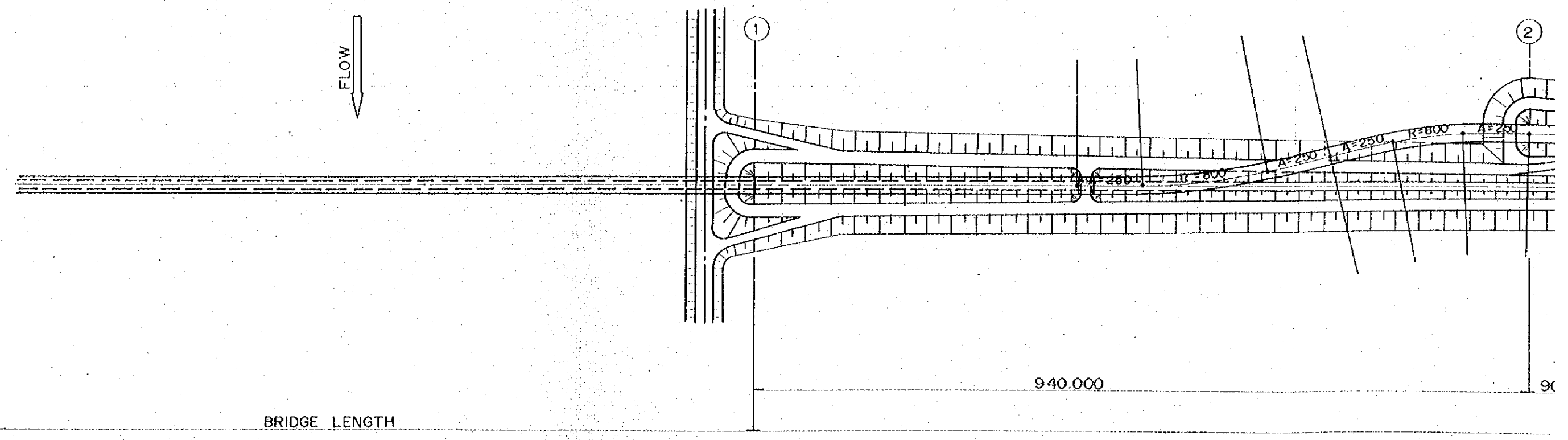
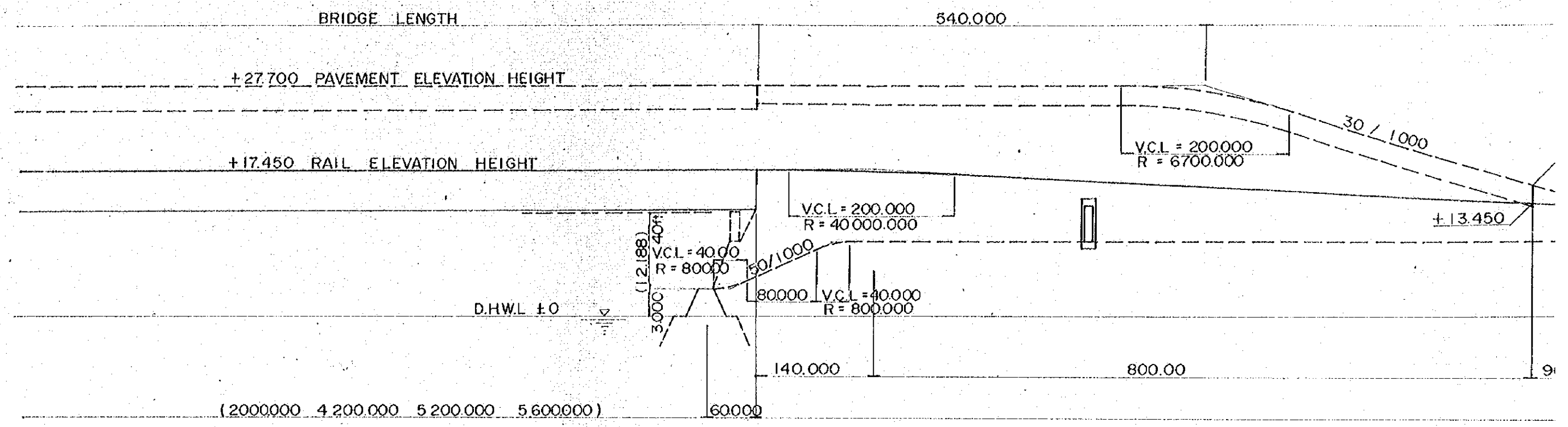
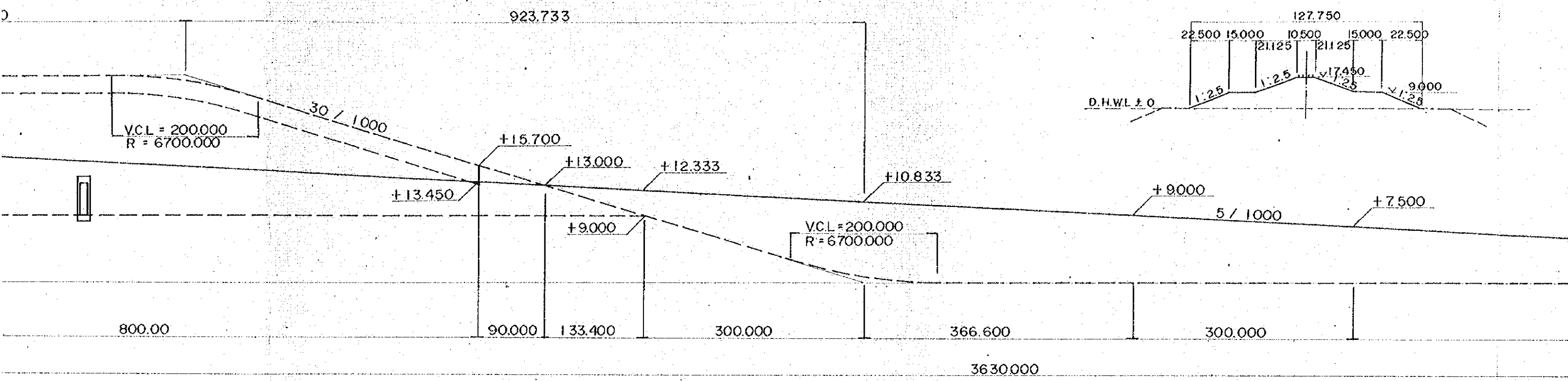


Fig. V-18-1

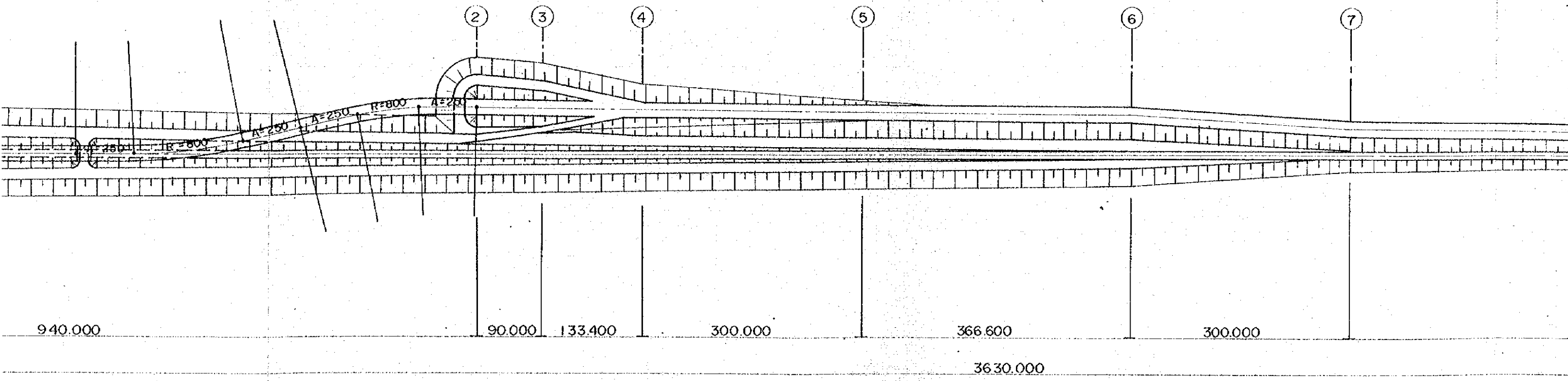
JAMUNA RIVER BRIDGE APPROACH ( DOUBLE TRACK RAILWAY & FOUR LANE ROAD )

PROFILE SCALE ( HORIZONTAL 1 : 5 0 0 0 , VERTICAL 1 : 5 0 0 )

1 - 1

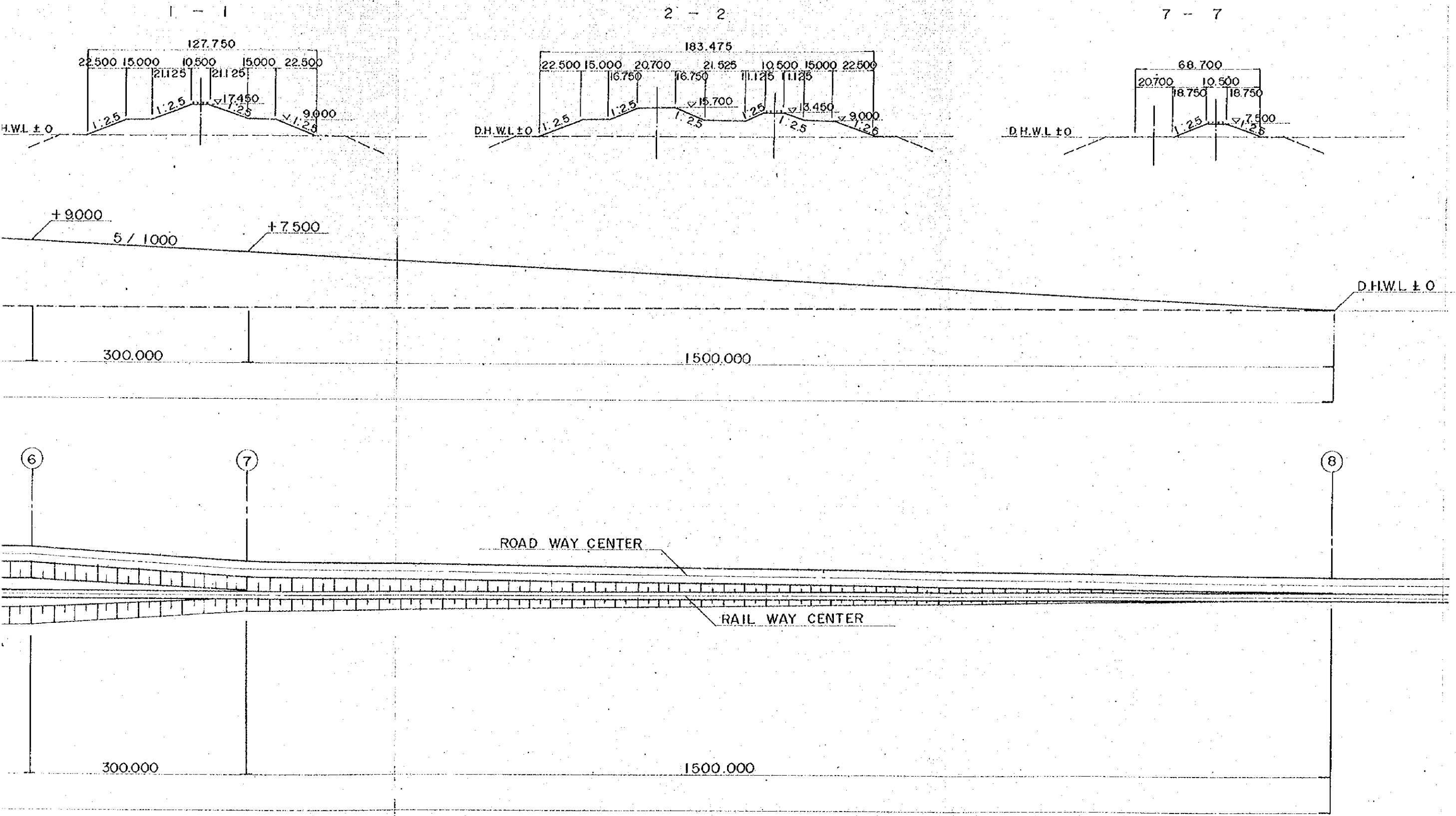


PLAN SCALE ( 1 : 5 0 0 0 )



RAILWAY & FOUR LANE ROAD)

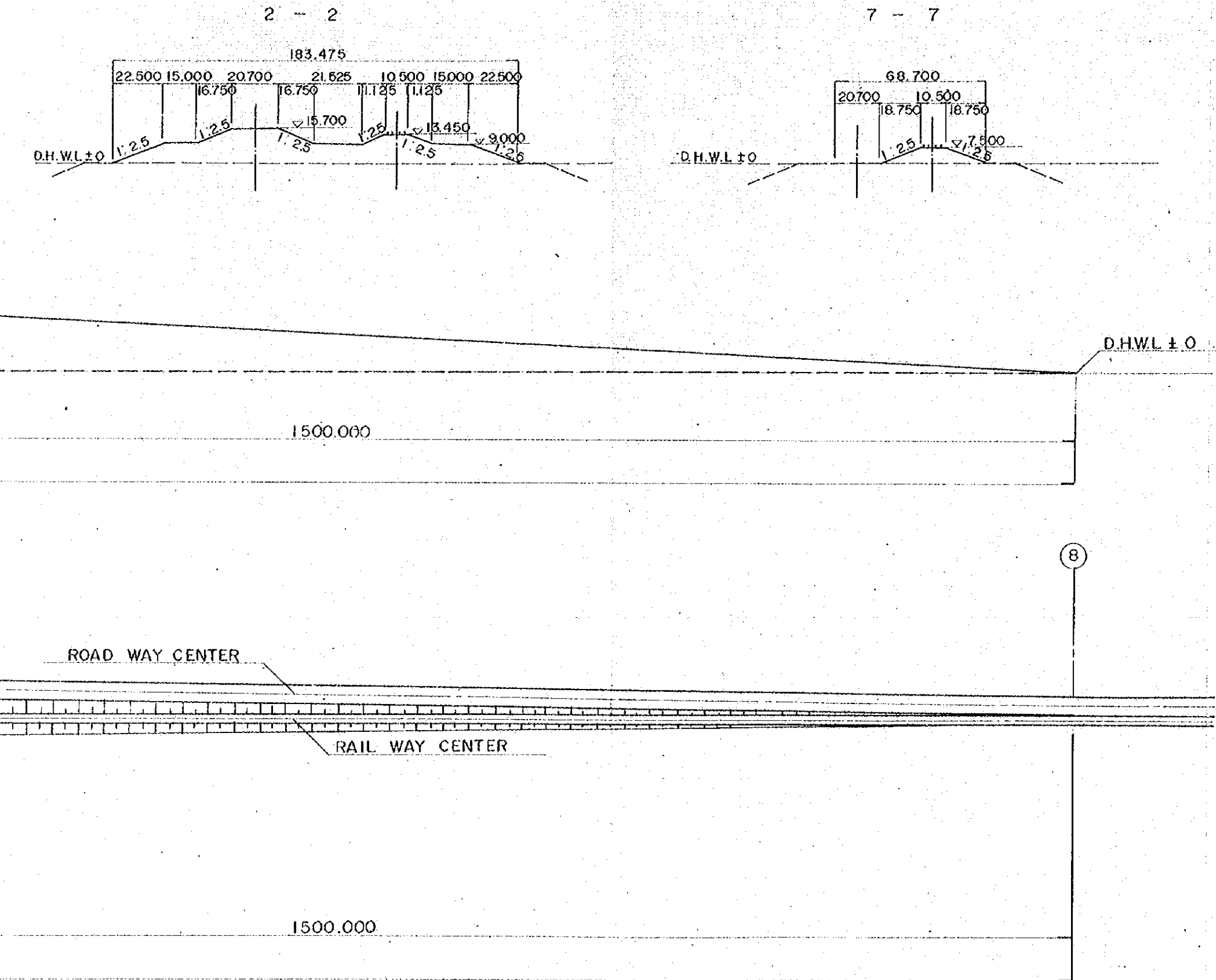
TYPICAL CROSS SECTION SCALE (1:2000)



SHOWN LENGTH IS METER

JA  
 /  
 Dra  
 App

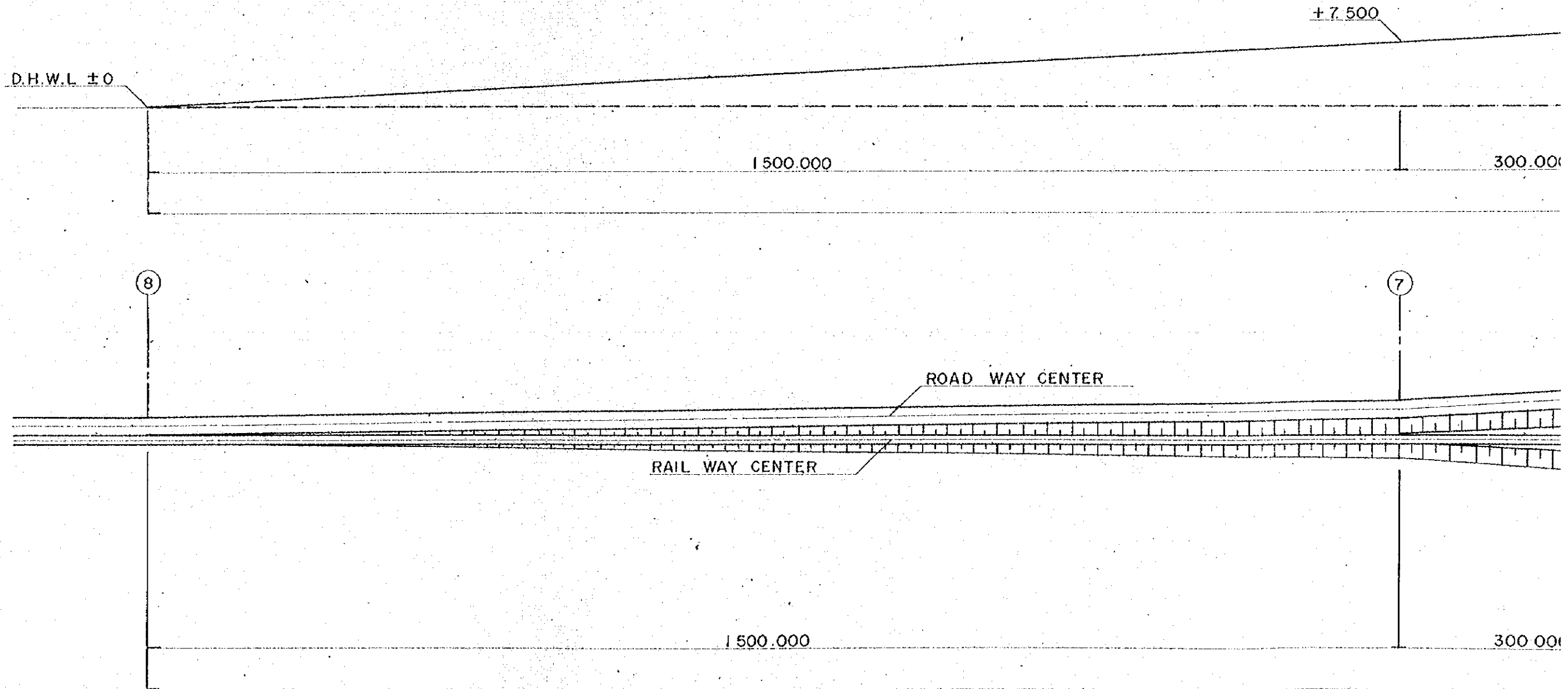
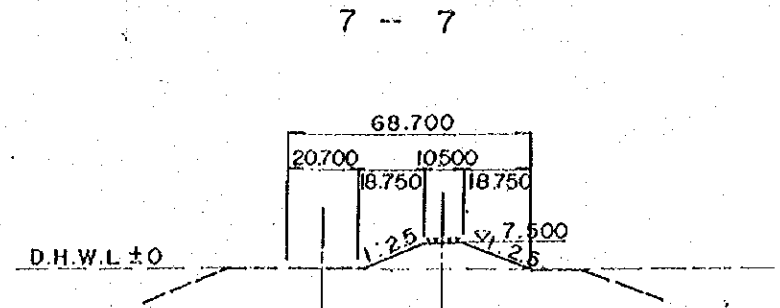
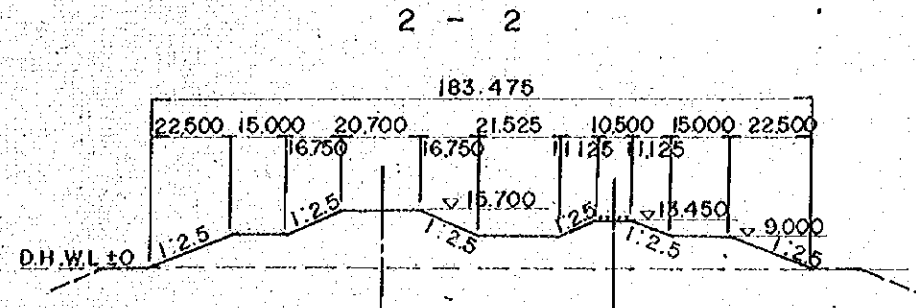
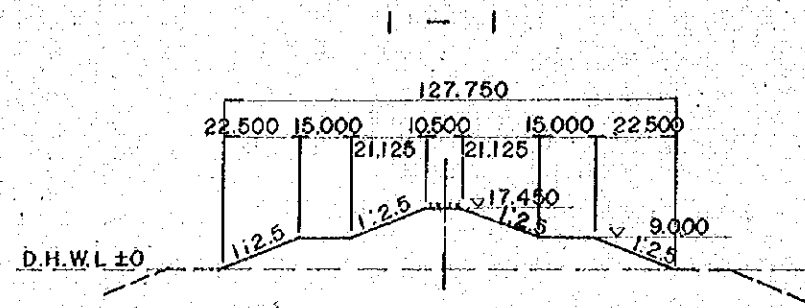
D) TYPICAL CROSS SECTION SCALE (1:2000)



SHOWN LENGTH IS METER

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
PEOPLE'S REPUBLIC OF BANGLADESH	
JAMUNA RIVER BRIDGE PROJECT	
APPROACH ROAD OF LEFT BANK (DOUBLE TRACK & FOUR LANES)	
Drawn	Date
Approved	Date
NIKKEN CONSULTANTS INC.	

TYPICAL CROSS SECTION SCALE (1 : 2 000)

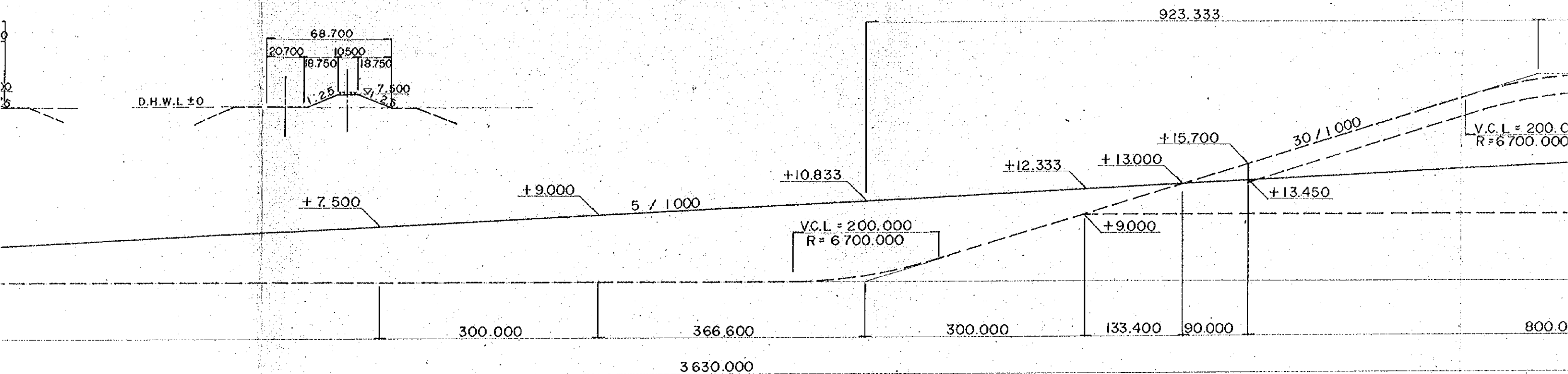


# Fig. V-18-2 JAMUNA RIVER BRIDGE APPROACH (DOUBLE TRACK RAIL)

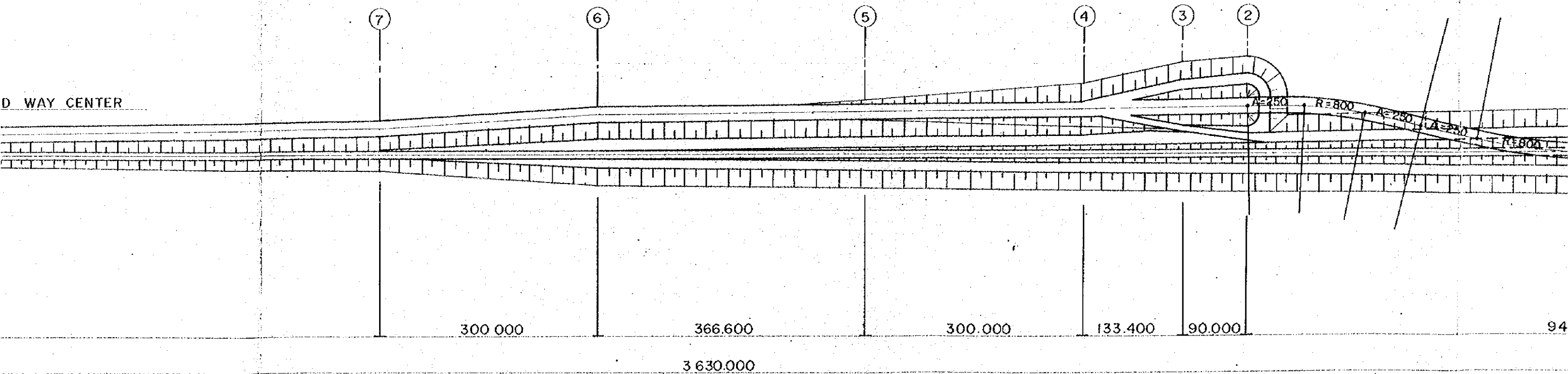
PROFILE SCALE (HORIZONTAL 1:5000, VERTICAL 1:500)

1:2000

7 - 7



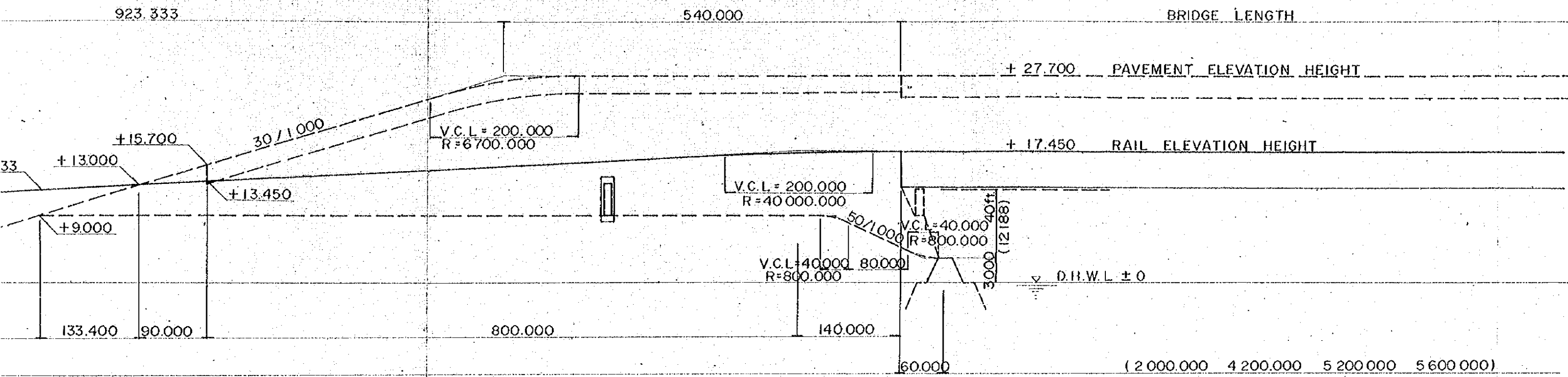
PLAN SCALE (1:5,000)



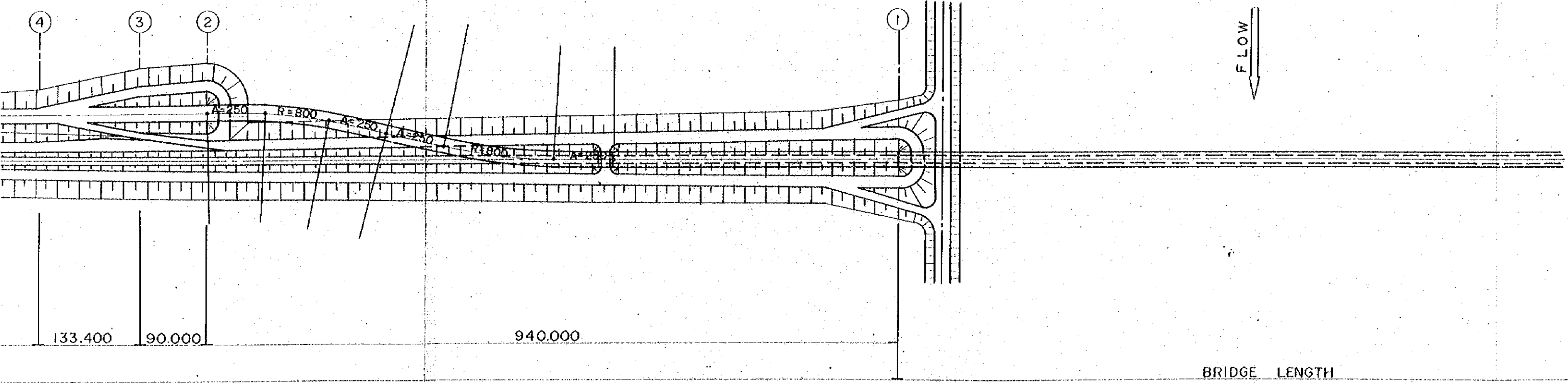


# GE APPROACH ( DOUBLE TRACK RAILWAY & FOUR LANE ROAD )

( HORIZONTAL 1 : 5000 , VERTICAL 1 : 500 )

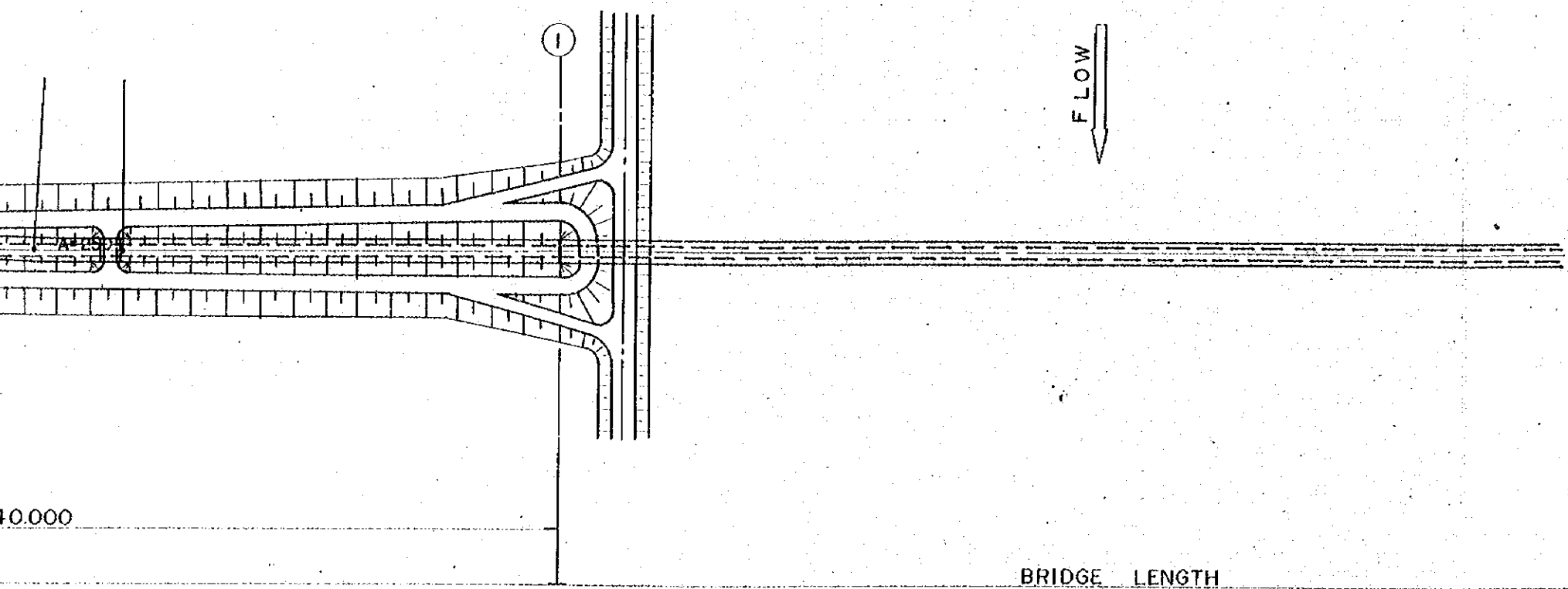
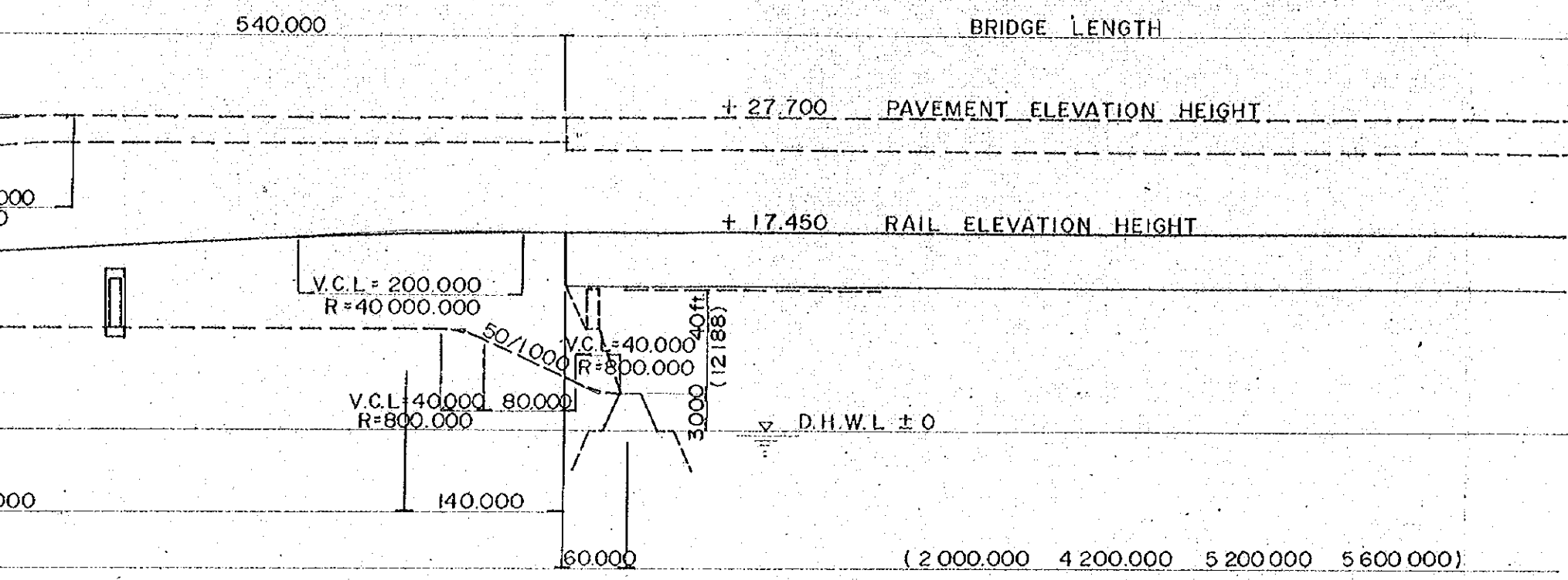


N SCALE ( 1 : 5,000 )



SHOWN LENGTH IS METER

LWAY & FOUR LANE ROAD)



SHOWN LENGTH IS METER

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	
PEOPLE'S REPUBLIC OF BANGLADESH	
JAMUNA RIVER BRIDGE PROJECT	
APPROACH ROAD OF RIGHT BANK (DOUBLE TRACK & FOUR LANES)	
Drawn	Date
Approved	Date
NIKKEN CONSULTANTS INC.	