

東パキスタン ゴライ河  
架橋計画調査報告書

昭和42年12月

JICA LIBRARY



1184635 [9]

海外技術協力事業団

エトN96

東パキスタン ゴライ河  
架橋計画調査報告書

昭和42年12月

海外技術協力事業団



1184635 [9]

## は し が き

日本政府は、パキスタン政府の要請に基づき、東パキスタン州ゴライ河架橋計画調査の実施を海外技術協力事業団に委託した。

事業団は、ゴライ河架橋が同国の経済的、社会的発展に与える影響の重要性を考慮して、昭和41年より42年にかけて、日本道路公団理事、片平信貴氏を団長とする調査団を3次にわたり現地派遣した。

この調査ではゴライ河の架橋について地形測量、地質調査、河川状況調査等を実施し、橋梁架設位置の決定、橋梁の比較設計を行ったものである。これら調査成果をとりまとめて報告書を作成し、今般、日本政府を通じてパキスタン政府に提出する運びとなったものである。

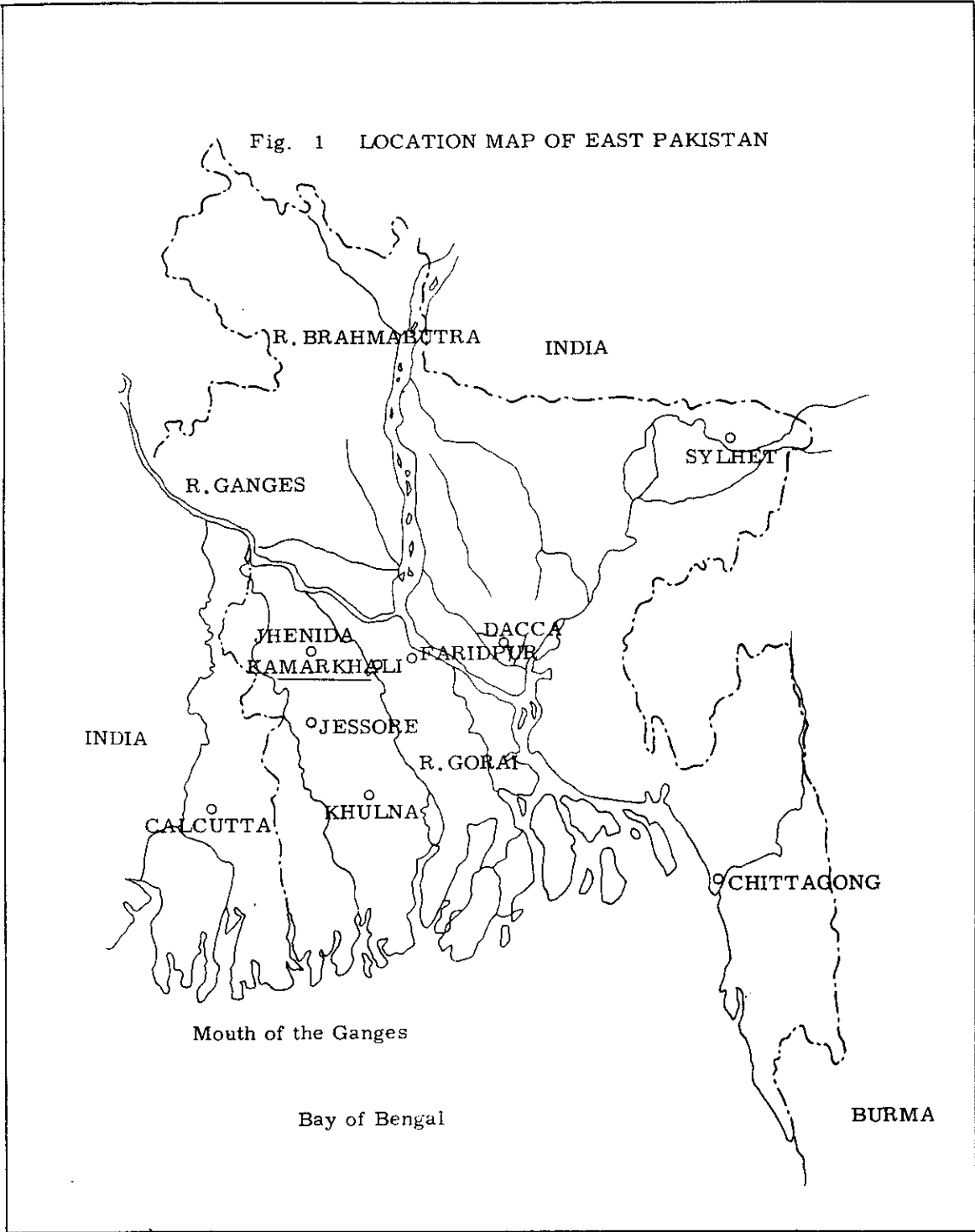
この報告書が、ゴライ河架橋の実現と、日本・パキスタン両国間の友好親善・経済交流に寄与するならばこれにまさる喜びはない。

終りに本調査の実施にあたり熱意ある支援と協力を惜しまれなかったパキスタン国政府関係者に対し、また現地において調査に協力された在外公館の方々、ならびに調査団派遣に御協力いただいた外務省、建設省に対しこの機会に厚く御礼申し上げる。

海外技術協力事業団

渋谷 信 一

Fig. 1 LOCATION MAP OF EAST PAKISTAN

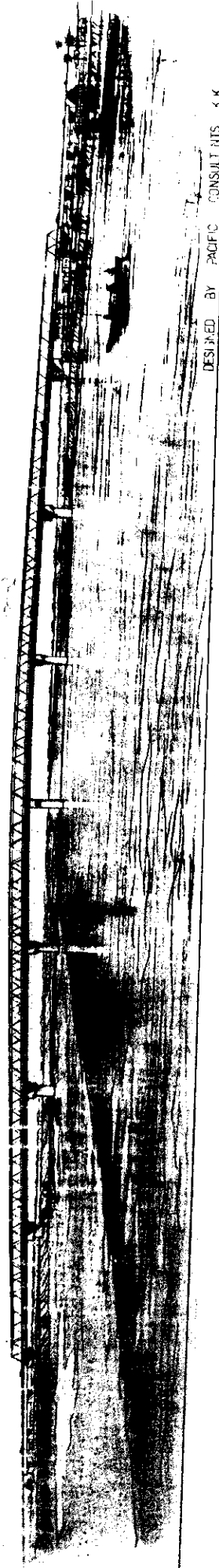


PERSPECTIVE VIEW OF GARAI RIVER BRIDGE



DESIGNED BY PACIFIC CONSULTANTS K.K.

PERSPECTIVE VIEW OF GARAI RIVER BRIDGE



DESIGNED BY PACIFIC CONSULTANTS K.K.

# 目 次

第 1 章	緒 言	1
1.	一 般	1
2.	調査の特徴	4
3.	設計の要旨	4
第 2 章	現地調査	6
1.	予備調査	6
a.	架橋地点の選定要素	6
b.	架橋地点の選定経過	6
c.	架橋地点における作業	7
d.	取付道路	7
2.	架橋地点の水理	10
a.	ゴライ河概要	10
b.	ゴライ河の水位	11
c.	ゴライ河の計画水位	11
d.	湧水時の流速と流量	13
e.	洪水時の流速と流量	13
f.	架橋地点の波高	15
3.	気象調査	16
a.	概 要	16
b.	気 温	16
c.	降 雨	17
d.	湿 度	17
e.	風 速	17
4.	土質調査	18
a.	調査概要	18
b.	調査方法とその目的	20
c.	調査結果	23
d.	土質工学的性質	26
第 3 章	交通量および人口の推定による架橋の必要性	32
1.	概 要	32
2.	人口の推定	32

	3.	将来交通量の推定	32
第4章		技術的考察	38
	1.	橋脚周辺の洗掘深さ	38
	2.	洗掘に対する橋脚の形状および配置	39
	3.	橋脚および橋台の洗掘防止の検討	40
	4.	日本における粗朶沈床工法の概要	41
	5.	橋梁形式の選定	42
		a. 上部構造の形式	42
		b. 下部構造および基礎構造形式	42
		c. 橋長およびスパン割	42
		d. 航路限界	43
		e. 縦断勾配	43
	6.	示方書	43
第5章		予備設計の概要	46
	1.	P.C橋上部構造	46
		a. 設計条件	46
		b. 構造概要	48
	2.	鋼橋上部構造	50
		a. 設計条件	50
		b. 構造概要	50
	3.	下部構造	56
		a. 基礎形式	56
		b. 井筒基礎の設計	57
		c. 橋台の設計および諸元	64
		d. 橋脚の設計および諸元	65
		e. 杭基礎の設計および諸元	65
第6章		架設計画	66
	1.	P.C橋上部構造	66
		a. 仮設備工	66
		b. 上部工の架設順序	67
		c. 張出部の架設	68
		d. 吊桁の架設法	69
		e. エレクションガーダーによる架設	71

2.	鋼橋上部構造	75
	a. 連続钣桁	75
	b. 連続トラス桁	75
	c. 架設用機械	75
3.	下部構造	76
	a. 基礎の締切工	76
	b. 杭打工	76
	c. 橋脚・橋台の躯体工	76
	d. 仮設備工	76
第7章	工事数量	79
1.	P.C 橋上部工	79
2.	P.C 橋下部工	80
3.	鋼橋上部工	80
4.	鋼橋下部工	81
第8章	概算工事費および工程表	82
1.	概算工事費の算出条件	82
2.	工程表	87

## Figure Index

- Fig 1 Location Map of East Pakistan
- Fig 2 Key Map of the Bridge Site
- Fig 3 グライ河水位図 (カマルカリ地点) 1966
- Fig 4 A地点の断面と流速
- Fig 5 一般に使用されているボーリング機械の例
- Fig 6 固定ピストンサンプラー
- Fig 7 自然含水比Wと液性限界WLとの関係
- Fig 8 コンシステンシー (IPとWLとの関係)
- Fig 9 一軸圧縮強度～深度関係図
- Fig 10 自動車保有台数・増加状態図
- Fig 11 半円形橋脚頭部に対する橋脚前頭部の最大洗掘深さ
- Fig 12 鋼橋上部工費
- Fig 13 スパン割りと工費の関係
- Fig 14 P.C橋の架設方法
- Fig 15 P.C橋の架設方法
- Fig 16 施 工 順 序
- Fig 17 Vorbauwagen
- Fig 18 P.C桁の架設工法
- Fig 19 アプローチの架設工法
- Fig 20 Soil Profile of Proposed Gorai River Bridge Site B
- Fig 21 Fascine Mattress in Substructure of Shintorigai Bridge
- Fig 22 Single Fascine Mattress in Substructure of Shintorigai Bridge
- Fig 23 Erection Method of Steel Truss Bridge (1)
- Fig 24 Erection Method of Steel Truss Bridge (2)
- Sheet No. 1 Typical Detail P.C Bridge General View
- No. 1 Typical Detail Steel Bridge General View
- No. 5 Typical Detail P.C Bridge General View
- No. 6 "
- No. 9 "
- No. 10 "
- No. 11 Typical Detail Steel Bridge General View
- No. 12 "

Table Index

表 1	近年におけるゴライ河の最高最低水位
表 22	Faridpur における平均気温
表 3	Jessore における月別平均気温 (° F)
表 4	Faridpur 観測所降雨量
表 5	Jessore 観測所月別降雨量
表 6	Faridpur 観測所における月別平均湿度
表 7	調査数量表
表 8	河床標高及び水深
表 9	地層構成
表 10	地層と N 値
表 11	砂地盤の場合
表 12	粘土地盤の場合
表 13	一軸圧縮試験結果
表 14	三軸圧縮試験結果
表 15	カマルカリーガートのフェリーの交屋量
表 16	1966年の年間交通量と年平均日交通量
表 17	パキスタン自動車保有台数
表 18	コンクリート配合
表 19	許容応力度
表 20	支持地盤の諸元
表 21	井筒の寸法及び諸元
表 22	橋台の適用高さ
表 23	橋台の諸元及び寸法
表 24	橋脚の諸元及び寸法
表 25	杭基礎の諸元及び寸法
表 26	架設用機械
表 27	工事数量表 (1)
表 28	工事数量表 (2)
表 29	工事数量表 (3)
表 30	工事数量表 (4)
表 31	主要工事資材及び労務費単価表
表 32	P C 橋工事費
表 33	鋼トラス橋工事費
表 34	P C 橋工程表
表 35	鋼橋工程表

# 第 1 章 緒 言

## 1. 一 般

海外技術協力事業団は1966年3月パキスタン国東パキスタン州ゴライ河架橋計画調査の実施を決定し日本道路公団理事片平信貴氏を団長とする技術調査団を編成した。

本調査団は1966年3月下旬から同年5月初旬の予備調査を第一次とし同年8月下旬から9月上旬の雨期河川調査を第二次とし、さらに同年12月下旬から1967年3月中旬の土質調査経済調査および資材調査を第三次とする3期にわたるゴライ河橋梁建設計画に関する総合調査を行なった。

本報告書はそれらの調査結果を総括し技術的検討を加えて橋梁の比較予備設計をとりまとめたものである。

報告書の前半は架橋計画に必要な現地調査ならびに各種の資料蒐集よりなる現地調査報告、後半は現地調査結果および諸資料の技術的解析それに基づく橋梁の予備設計、工事費の積算、架橋工事計画、経済性の検討および建設工事に関する技術的所見等で編集されている。

第一次調査は基礎的な現地作業であって架橋地点の選定とそれとともに地形測量がその主目的であった。

調査団員の編成ならびに調査期間は次の通りである。

### 人 員

団 長	片 平 信 貴	( 日本道路公団 )
団 員	早 生 隆 彦	( " )
"	千 葉 英 夫	( パシフィック コンサルタンツ KK )
"	相 島 信 敏	( " " )
"	松 田 重 信	( " " )
"	釜 茂 昭 一	( " " )
"	田 中 憲 次	( " " )
"	桑 原 正 男	( 海外技術協力事業団 )

調査期間 自 昭和41年3月29日

至 昭和41年5月 3日

第二次調査は、雨期における東パキスタン州の洪水調査架橋地点の状況および架橋地点の水利調査を主目的とした。調査団員の編成およびその調査期間は下記の通りである。

### 人 員

団 長	片 平 信 貴	( 日本道路公団 )
団 員	渡 辺 重 幸	( 建設省 河川局 )

団 員 松 田 重 信 ( パシフィック コンサルタンツKK )  
 調査期間 自 昭和 4 1 年 8 月 2 9 日  
 至 昭和 4 1 年 9 月 1 1 日

第 3 次 調査の主目的はボーリングによる架橋地点の地質調査と土質試験，経済調査および建設資材調査であった。調査団員の編成および調査期間は，次の通りである。

人 員

団 長 片 平 信 貴 ( 日本道路公団 )  
 団 員 三 瀬 純 ( " )  
 " 千 葉 英 夫 ( パシフィック コンサルタンツKK )  
 " 松 田 重 信 ( " " )  
 " 桑 原 正 男 ( 海外技術協力事業団 )  
 " 大 山 広 喜 ( " )  
 " 鈴 木 清 巳 ( 梶谷調査工事KK )  
 " 西 村 市之進 ( " )  
 " 柏 木 宣 男 ( " )  
 " 上 家 延 俊 ( " )  
 " 照 井 育 男 ( " )

調査期間 自 昭和 4 1 年 1 2 月 1 0 日  
 至 昭和 4 2 年 3 月 1 2 日

調査期間中，調査団は常に西川総領事および押尾領事，松本副領事又 M. KARIM 書記官の熱心な応援と助言のもとに，パキスタン国，各官公署の担当責任者各位の計り得ざる協力を得た。ここに名前を記して感謝の意を表する。

List of Name

Mr. H. T. Ali	Additional Chief Secretary Government of East Pakistan
Mr. H. R. Malik	Secretary, Railways, Waterways & Road Transport Department
Mr. Ramman Khan	Joint Secretary, Railways, Waterways & Road Transport Department
Mr. Shafiul Alam	Deputy Secretary, Ditto
Mr. H. A. Khan	Chief Engineer, Ditto
Mr. M. A. Zaman	Deputy Chief Secretary Ditto
Mr. A. R. Choudry	Executive Engineer, Ditto
Mr. W. Choudry	Executive Engineer, Ditto
Mr. M. A. Samad	Executive Engineer of Road Design I. Bengal Development Corporation
Mr. S. Hakimuddin	Executive Engineer of R & H, Faridpur



上，パキスタン政府関係者と  
調査団員たち（第一次調査）

中，カマルガリガートの風景

下右，パキスタンの道路（Asian  
Highwayの一部となる）



## 2. 調査の特徴

1966年3月に第一次技術調査団を編成し、ゴライ河架橋計画の予備調査として架橋地点の調査、選定ならびにそれらの比較検討を加え、選定地点の地形測量および河川深淺測量流速の測定又取り付け道路の踏査も含めた。技術的経済性よりみた基礎調査を実施したのであるが、本調査からみた総合的見解として本計画を推進するためには、東パキスタンの特殊性とも見られるべき雨季における河川調査又一連の土質調査および資材調査が必要である事を認めた。前節にも述べてあるように、本調査は前記事項を含めた第3次にわたる長期総合に至ったのであるが一貫した判断が出来るように調査団長は全調査に参加し、調査団員は各々の調査においてその目的に適當な専門技師で編成し調査の完成を計ったのである。

設計に当っては、東パキスタン政府の要望にそつた設計となるよう細心の注意を検討の上で上部構造形式についてはゲルバー式P.C橋および鋼トラス橋の2橋にしほりその下部構造はなるべくローカルマテリアルを使用する目的で硬質な煉瓦を碎石して粗骨材としたコンクリートを使用するとの前提のもとに設計を進めた。

## 3. 設計の要旨

### G a r a i 河橋の全貌

架橋地点の選定は既設の幹線道路網と将来の計画道路網を十分勘案の上、先づ河相上から河道の変動、洗堀が少なく比較的河巾の狭い地点を選出した。なお長大橋架の下部構造の基礎として十分な地耐力を有するか地質調査によって確認を行なった。

橋脚の位置間隔は乾期、雨期の2回に亘る現地水理調査の結果から現河道の低水敷を70mの6経間で跨ぎ左右岸の取付を50mの1経間と30mの3経間でアプローチし、特に橋脚の狭くによる河床の浸食に留意した。

次に橋梁形式は選定条件として種々あるが先づ第一に経済性で、以下工期施工の難易維持管理、美観、走行性等があげられる。たゞ経済性については、外貨、現地質の比率、自給材料の使用度、労務者の質及び単価等について周到な判断が必要だと考えられる。

本橋についてもその点を十分考慮して地方資材を活用すべきものとする。

設計条件としての特性は地震が殆どなく、従つて水平力による影響が少ないこと。温度変化が4°C以下であること等である。又コンクリート用粗骨材が少なくかつ高価なので高強度のコンクリートとしては碎石を利用し基礎井筒のように低強度でよい場合は煉瓦を粉碎して使用する等考慮する必要がある。

以上の条件から橋梁形式として、上部を鋼構造とした連続トラスの下路形式とコンクリート構造のP.Cゲルバー形式の二橋について比較設計を行った。又下部構造の主要部分は両者ともコンクリート井筒基礎を採用した。

当初調査団として上部構はメタルのトラス形式が常套手段で、それを先入感として、持ち込んだわけであるが一つには、地質調査の結果、河床から30m位に密実な中砂で許容地耐力 $70\text{ t/m}^2$ 相当の支持層が得られたこと、又地震が殆どないことそして就中東パキスタンにおける外貨事情及び材料等の考慮からP.C橋が脚光を浴び、検討の結果吊桁として30mのP.Cプレキャスト桁をゲールバーしたT型の静定構造を採用した。これは外観、維持管理に特に利点を有している。一方トラス橋は航路限界から下路ワーレン形式の連続桁で、構造用鋼材は経済情上、高張力鋼(SM50)を主に採用している。なお東パキスタンでは、この種の鋼材の調達に困難で輸入に依存しなければならないと考えられる。

因みに両形式の工事費積算の結果をみるとトラスとP.Cでは全工事費は殆ど優劣がつけ難く(単価歩掛)の適性度は別として)、たゞトラスの場合、外貨現地貨の比が65:35に対し、P.Cでは逆に40:60と外貨の占める比率が少なくなっている点は大いに着目すべきであろう。なおP.C橋の選定はその背景の一つに東パキスタンの今後の橋梁整備政策として、P.Cのプレキャスト桁の活用が効果的であり、かつ中小橋の桁製作を手始めに、暫時訓練を積みながら、P.Cによる長大橋梁に拡散していくことが望ましいと考えたからである。

## 第 2 章 現 地 調 査

### 1. 予備調査

本調査は四階段に分けて行った。即ち第一段階としては、東パキスタンにおける既存主要道路および橋梁、河川の視察を行ない、政府と種々打合わせ現状を把握すると共にゴライ河架橋計画の基礎資料の収集に努めた。

第二段階は地図上よりゴライ河橋梁の架設候補地を河川の性状、前後の取り付け道路の関係および将来Asian Highwayの一環たり得る線形の観点等より慎重に検討しさらにSpeed boatによる現地踏査の上、2ヶ所を選定した。

第三段階としては選定された二つの架橋予定地点の現地調査即ち地形測量を実施した。

第四段階は、今後本計画の実施まで作業を推進するために必要な調査項目の検討を行った。

a 架設地点の選定に当っては、東パキスタンの特殊事情を加味し特に下記事項を所要の要素として考察した。

(1) 予定地点は、現在使用中の道路との取付けが好都合であり、かつ経済状況の発展に伴って将来計画されるであろう新道路網に対しても適切に接続できる架設地点でなければならぬ。

(2) 架橋地点の踏査

特に東パキスタン河川の通性から見て河床およびbankが絶えず変動する傾向のあることを考慮に入れて、架設地点としては少なくともbankの浸蝕作用および河床の変動の少ない地点であるべきこと。

(3) なるべく河巾が狭く水深の浅い地点であること。

上記の要素は互いに相反する性質であるが河巾の狭いことは橋長をできるだけ短縮する建前であり、水深の浅いことは、工事の容易、将来の保守の点からの要求であり、技術的に慎重比較検討の上選定されるべき項目である。

(4) 橋梁架設予定地点よりの取り付け道路建設費のできるだけ少ない地形であるべきこと。

(5) 橋梁基準構造に対して適当な土質であること。

b 架設地点の選定経過

過去において当ゴライ河渡河地点はFaridpurから来る道路の終点Kamarkhaliに計画されていた。そしてこの道路はAsian Highwayの一環と見なされている道路である。

しかるに当初に予期した如く今回現地を踏査した結果はこのKamarkhaliと云う場所は上流、下流共に大きく湾曲した中間点にあたり、過去の洪水によって両岸の外側bankは次第に浸蝕され反対に内側は砂洲がはみ出し、ますます河川の湾曲がひどくなりつつあると

ころである。将来もこの傾向は続くと見られ架橋地点としてはきわめて不安定な場所である。なお Jessore と東パキスタンの首都 Dacca を結ぶ現在の幹線道路は、この Kamarkhali でゴライ河をフェリーで渡り Faridpur を通りさらにガンジス本流を渡る路線となっている。このため Kamarkhali を架橋地点に選べば接続路線の問題はないことになるがこの路線をよく考察すると Jessore-Faridpur-Dacca を結ぶ最短距離でなくて Jessore-Jhenida を経由する廻り道となっているので、幹線道路としては、適当な路線とは言い難い。

以上の2点よりこの Kamarkhali 地点はゴライ河架設地点としては、不適當であるとの見地から、東パキスタン政府道路関係者と協議の上、この地点の下流側において適當と思われる地点の選定に Speed boat と徒歩を併用して数日にわたる踏査を行った結果、Kamarkhali の下流約 8 km, 10 km, 13 km の3地点に水流の状態、兩岸の形状、取り付け道路との接続の点より架橋地点として適切であると思われる点が見出された。しかし、さらに検討を加えた結果、最初の 8 km 地点は、Kamarkhali の bend に最も近接しており、洪水による bank の侵蝕、河床および河川の平面形の変動等の影響を受けやすい地点であると考えられたのでこの地点は候補地より除いた。残る2つの地点はいずれも候補地として具備すべき条件に甲乙のないところと思われた。

この最後の2点について今回の調査期間中に Center line の決定水深および流速測定地形測量等を行ったのである。

この2点を架橋地点とすることについて東パキスタン道路局関係者と協議した結果は関係者側も各種の条件を満足する適切な地点であると賛成している。

#### c 架橋地点に於ける作業

今回の架橋地点における調査作業は下記の通りである。

- (1) 架橋地点の選定および中心線の決定
- (2) 三角測量による現在河巾等の測定
- (3) 平板およびスタジア測量による架橋地点付近の地形調査
- (4) B.Mの設置 (B.Mは Kamarkhali にある WAPDA の No 101 を基準とした)
- (5) 橋梁中心線上の水深測定

日本スーパーソニック研究所製の水深測定機 P-612 用を用いて水深測量を行った。

#### (6) 流速測定

この測定には直経 8 cm, 長さ 80 cm ~ 100 cm の竹筒の中に適量の砂を充填したパイプを作製しこれを橋梁予定中心線の上下流おのおの約 200 m の間を漂流させて測定した。

#### d 取り付け道路

今回の調査の主目的は橋梁地点の選定調査設計であって取り付け道路に関する考察として

地形測量（第一次調査）



地形測量（第一次調査）

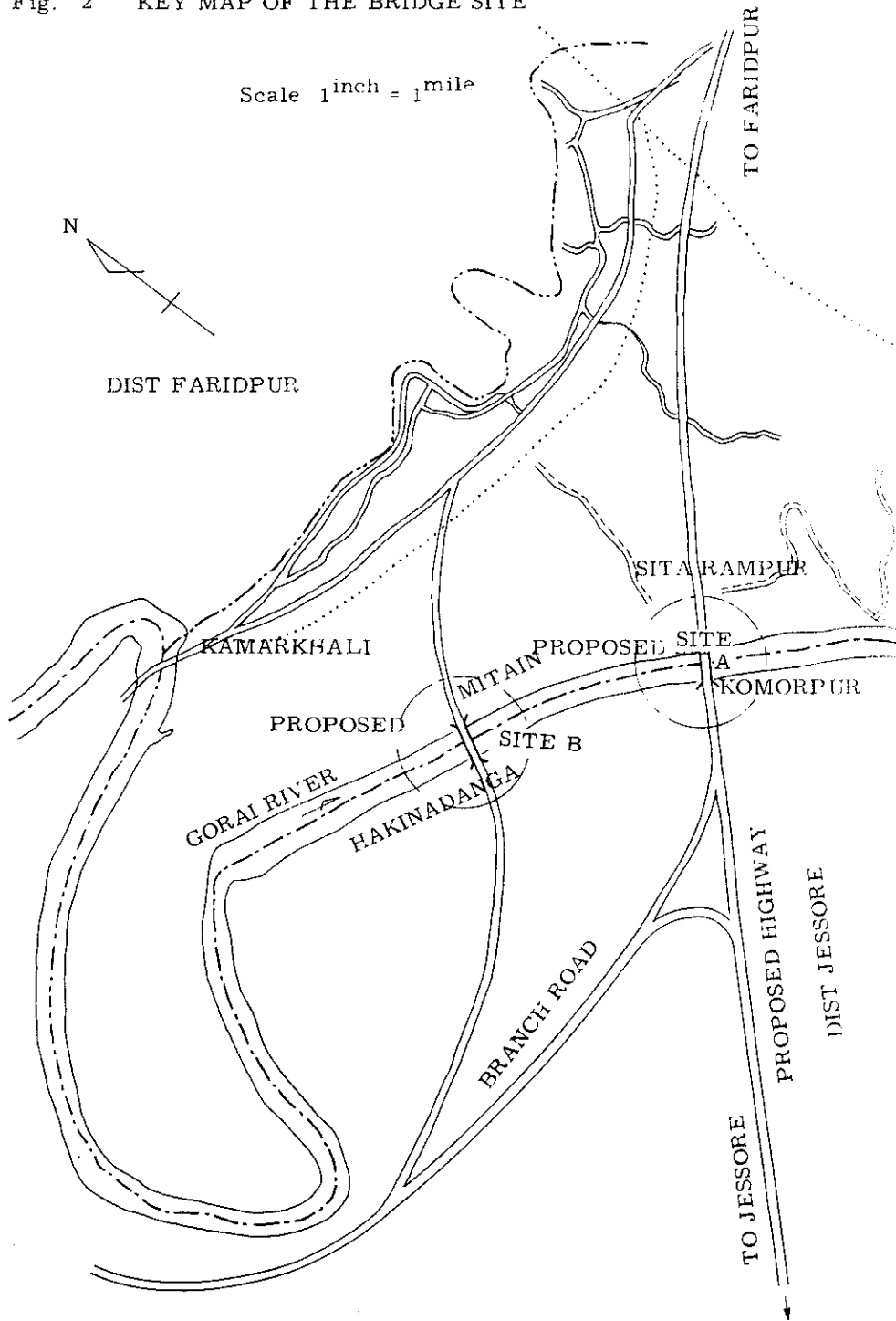


地形測量（第一次調査）



ベンチマーク設置（第一次調査）

Fig. 2 KEY MAP OF THE BRIDGE SITE



は Map ロケーションおよびそれに基づく踏査にとどめたが、取り付け道路の alignment ならびに highway route としての線形はゴライ河橋梁計画の重要な一要素であって橋梁建設前に詳細測量を必ず行わなければならない。取り付け道路に關し今回の調査結果をまとめて見ると次のようである。

将来幹線道路となるべき route としては Jessore-Faridpur を直接結ぶことが妥当な考えであると思われる。踏査の結果 Fig 2 に示されるような route を選定したのであるが Jessore 側の route としては Asian Highway に対する効果も含めて Jessore の街に直接結びつけなく Jessore 市より約 7 マイル KHULNA より取り付けるようにした。このように取り付ければ Asian Highway として Calcutta もほぼ直線的に結びつけられる。又 Khulna への route としても効果がある。然らば、もしゴライ河橋梁がこの幹線道路よりも先に着手され完成された場合に、現在道路との接続状況で Traffic flow はどうなるかと云う問題については、次のような処置が考えられる。

現在この地辺の幹線道路となっている Route で Jessore-Thenida-Faridpur の線上の中間の Magura より Bi rodepur に走っている現在道路を改修改巾をして架橋地点に取り付ければ後日建設される永久幹線道路とも連絡でき幹線道路の完成後においても Jhenida 地区発展に有益な役割を果たす道路であり得ると共に又本地域一体を結ぶ道路網が確立される。

## 2. 架橋地点の水利

### a. ゴライ河の概要

ゴライ河はガンジス河の最も大きな派川で Kushutia 地点から右に分派して Kamarkhali, Bhatiapara を経て Gopalganj に至り、この地点から多くの派川を分派してベンガル湾に注いでいる。

その流路延長は約 350 km であり洪水時の水面勾配でも約 1/20,000 程度の緩流河川である。

東パキスタンには、ガンジス河、ブラマプトラ河、メグナ河の三大河川があり、これら三川はダッカの周辺で合流したあと多くの派川に分かれてベンガル湾に注いでいる。

この三川の中でもガンジス河は最も大きくゴライ河分派点より上流の Hardinge Bridge で流域面積が約  $900,000 \text{ km}^2$  ( $350,000 \text{ mile}^2$ ) 流路延長 2,600 km ( $1,600 \text{ mile}$ ) に達し、E. P. WAPDA の資料によると過去の最大流量は  $54,000 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $1,900,000 \text{ cusecs}$ ) 理論洪水流量は  $75,000 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $2,650,000 \text{ cusecs}$ ) といわれている。このうちゴライ河には過去、最大で  $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $117,000 \text{ cusecs}$ ) 理論洪水量で  $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $150,000 \text{ cusecs}$ ) が分派するとされている。

東パキスタンはその大部分がこれら三川の沖積平野であり、今なお河口附近では活潑に沖積作用が行なわれている。洪水期になると東パキスタンではその全面積の40%に達する地域が浸水する。ゴライ河沿川の土地も洪水期には浸水しており、道路と家屋のみが水面上に出ている状況であった。この洪水は毎年決った時期に殆ど一定の高さに達するもので東パキスタンの主産物である米とジュートはこの洪水に適応させて農耕が営まれている。

b ゴライ河の水位

1966年の雨期調査におけるゴライ河の水位の状況は5月始めから上昇をはじめ7月10日に第一のピークがありそのあとほぼ同じ水位が8月始めまで続きその後再びゆるやかに上昇して9月2日最高に達した。最近の6年間の記録によるとその中の最高は1963年9月7日の29.15ftで今年(1966年)は僅かに0.06ft低いだけである。年毎の最高水位の差は1feet(30cm)に達しない程僅かで、毎年8月下旬から9月上旬にかけて最高水位に達する。

表1. 近年におけるゴライ河の最高、最低水位

年次	最高水位		最低水位	
	水位(ft)	月日	水位(ft)	月日
1961	28.96	8.29		
1962	29.10	9.6	7.80	5.1
1963	29.15	9.7	7.10	4.17
1964	29.10	9.13	9.95	4.7
1965	28.30	9.16	9.30	4.3
1966	29.09	9.2		

(注) 水位はP.W.Dで0点は印度洋中等潮位より1.509ft低い。

c ゴライ河の水位

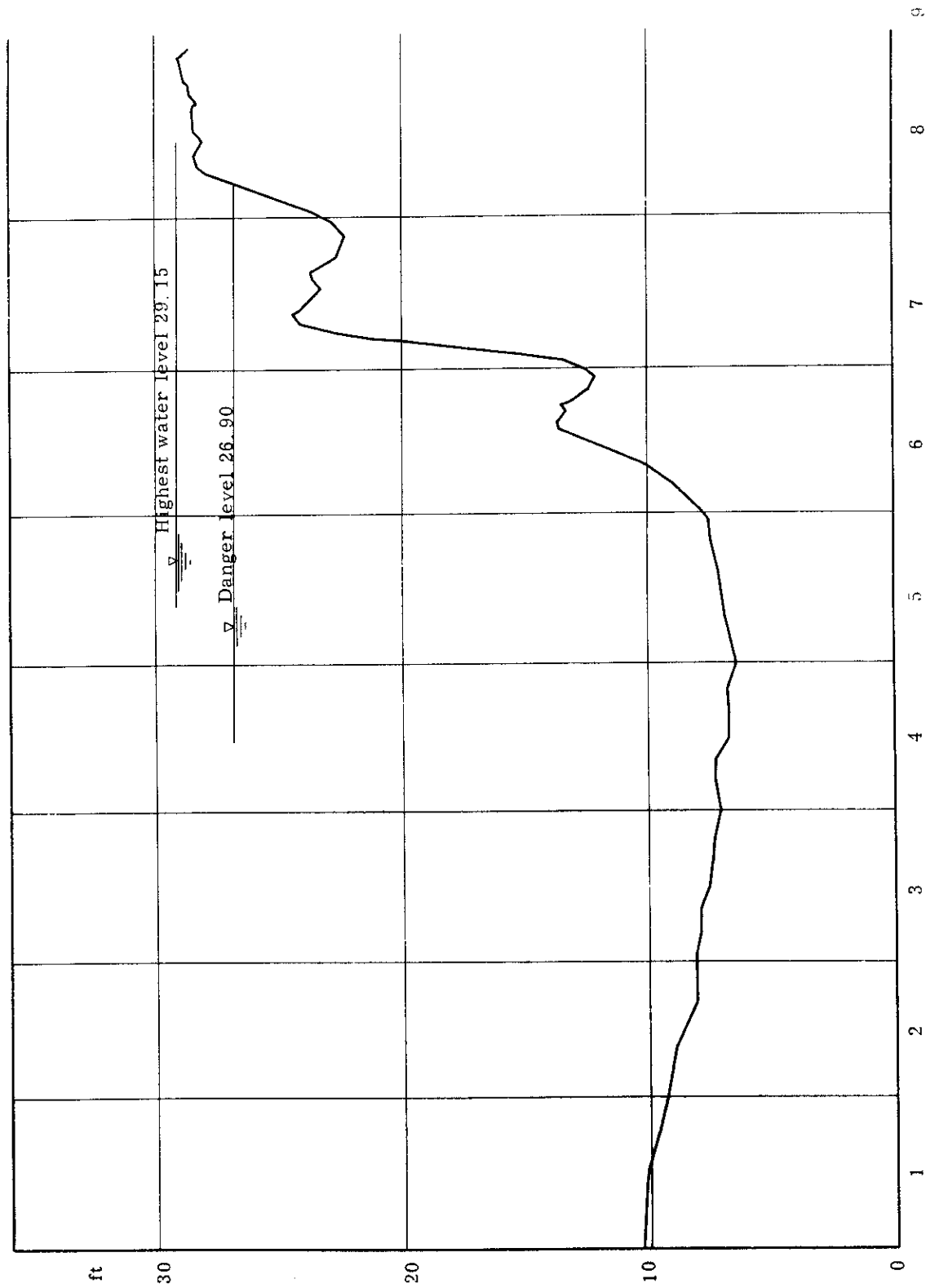
ゴライ河の毎年の最高水位は、カマルカリ地点において28.0~29.0ftで殆んど変わらない。ゴライ河について確率計算を行う程長期の資料が得られないのでダツカの都市計画調査において計算された結果から推定することにする。

Mill Brracks 地点において55年の資料から確率を求めた結果は、1/50で23.1ft 1/100で23.7ft、25ftになるのは約1/700と推定されている。

観測期間中の最高は23.25ftであったから2ft水位が高くなる確率は極めて少ないと云えよう。

これは河川の状況がこれまで通りと云う仮定に立っているもので将来改修が行われると

Fig 3 ゴライ河水位図 (カマルカリ地点) 1966



とになれば水位は多少上昇すると考えられる。

従って、ゴライ河の水位としてはさし当り本年の実測水位に 2ft 即ち、0.60 m を加えて設計水位とすればよいと考えられる。

d 濁水時の流速と流量

第1次調査において、濁水時の流速ならびに水深を調査した結果は、0.35 m/s (1.13 ft/sec) であった。これは、測定間隔 200 m において、直径 8 cm、長さ 80~100 cm の桿浮子(竹筒)により測定したものである。

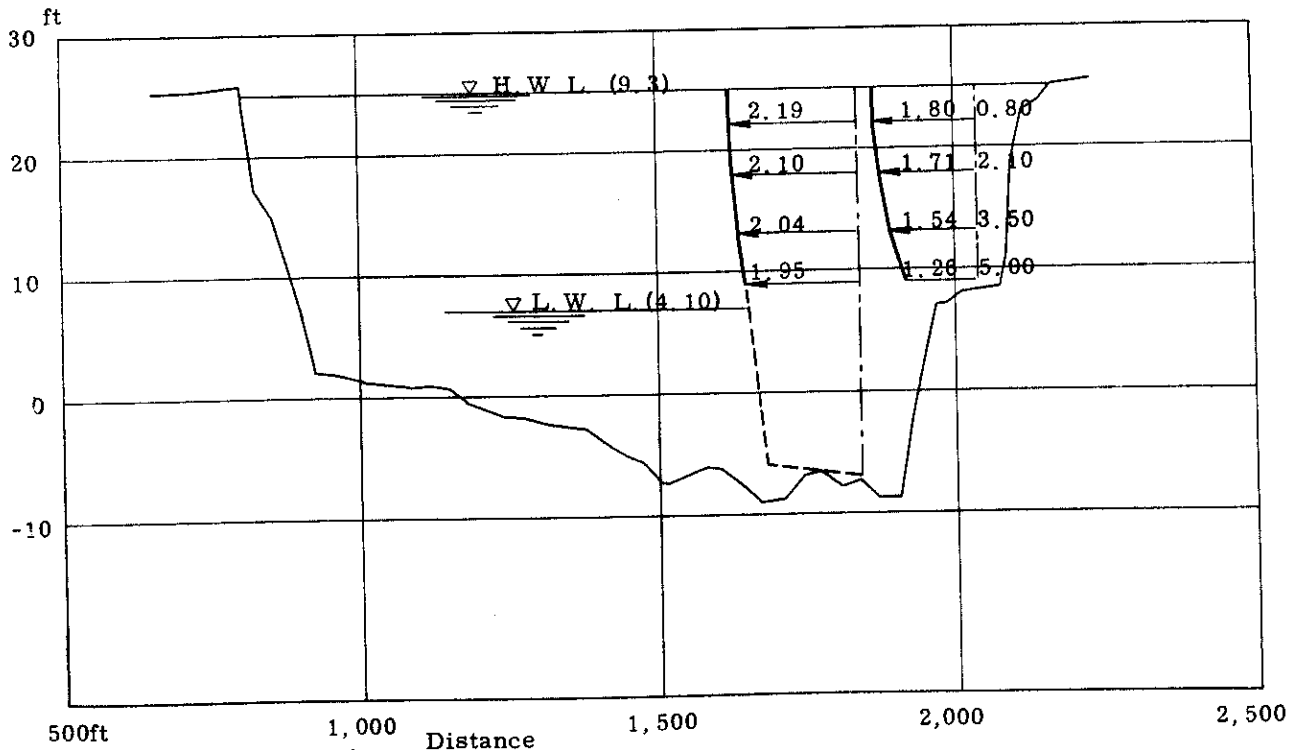
このときの河横は約 3,120 m<sup>2</sup> であるから、流量 Q は

$$Q = A \cdot v = 3,120 \times 0.35 \approx 1,100 \text{ m}^3/\text{s} \text{ である。}$$

e 洪水時の流速と流量

洪水時の流量観測は 1966 年におけるほぼ最高水位の時点で 9 月 3 日に行った。現地での流速の測定を行った結果は Fig 4 の通りであった。観測に用いた流速計はプライス型で観測の方法流速計を固定する方法がなかったためやむをえずはポートからアンカーを下してポートを固定したが 2 m/sec をこえる流速になるとポートをアンカーすることに相当の危険を伴った。

Fig 4 A 地点の断面と流速



観測ヶ所は 2 測点であったが水深の比較的浅い部分と最深部において水深方向で 4ヶ所各観測点で 3 回ずつの測定を行っているのでかなり高い精度で実測されていると考えてよい。

測定の結果は最深部では表面付近で 2.20 m/sec 深さの方向にはあまり変化せず水深 5 m のところでも約 2.00 m/sec の流速を有している。右岸よりの水深の浅いところでは表面で



洪水期のゴライ河  
(第2次調査)



スピードボートによる河川調査  
(第一次調査)

1.80m/sec, 河床の近くでは 1.3m/sec となっている。当時約 10m/sec 程度の風が川下から吹いていたにもかかわらず、最大流速測は表面附近で観測された。

この結果から全体の平均流速は 1.8m/sec ~ 2.00m/sec と考えられる。今マンニングの公式流速によって平均流速を求めてみると A 地点から Kamarkhali の地点までの距離は約 22km 水位差は約 1.20 m であるから水面勾配 I は

$$I = 1.20 / 22000 \approx 1 / 18000 \quad \text{である}$$

今、粗度係数 n を 0.020 と仮定すると

$$V = 1 / n R^{2/3} I^{1/2}$$

$$R \approx 10 \text{ m} \quad R^{2/3} = 4.6 \quad I^{1/2} = 1 / 134$$

$$V = \frac{1}{0.020} \times 4.6 \times \frac{1}{134} \approx 1.72 \text{ m/sec}$$

水深 10m 勾配約 1/20,000 と云うような緩流河川においては粗度係数が 0.020 以下と云うことは充分考えられるから計算値も測定結果とほぼ一致する。

流速測定の結果から当時の洪水流量を求めてみると河床が乾期に実測した横断測定の時と同じと仮定すると断面積は 3.120 m<sup>2</sup> であるから

流速を 1.80 m/sec と仮定すれば

$$Q = Av = 3.120 \text{ m}^2 \times 1.80 \text{ m/s} \approx 5.600 \text{ m}^3/\text{sec}$$

また 2.0 m/sec と仮定すれば

$$Q = Av = 3.120 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ m/s} = 6.200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となり約 6.000 m<sup>3</sup> /sec が流れていたと考えられる。

E. P. WAPDA の資料によると、ゴライ河の過去の最大洪水流量は 1962 年に 3,300 m<sup>3</sup>/sec で理論流量は 4,200 m<sup>3</sup>/sec となっている。この積算根拠は明らかでないが、我々の測定結果とは、かなりの相違を示している。ここ数年にゴライ河の河道が急激に拡大したとは考えられないが傾向的にはゴライ河は漸次河道が拡がり流量も増大してゆくと考えられる。これはゴライ河の河岸決壊が多いと云う E. P. WAPDA の資料が裏付けていると思われる。

#### f 架橋地点の波高

雨期の現地調査時は晴天であったがゴライ河にはかなりの波が立っており右岸から左岸にボートで河を横断するのにも危険を感じずる程であった。当時の風速は 10 m/sec 内外とみられ、丁度下流から上流の方向に吹いていた。この南風は雨期に於いて割合の頻度が高いようでサイクロンに伴なり暴風時には 45 m/sec (100 mile/hr) に達すると云うことであった。

今対岸距離即ちゴライ河の直線区間の長さを 20 km, 水深を 10 m とし Moliter の浅海波公式で波高を求めてみると

$$H = 0.0612\sqrt{VF} + 0.762 - 0.274\sqrt{F}$$

風速	v	m/sec	10	15	20	30	40
波高	H	m	1.06	1.25	1.41	1.69	1.93

となり、現地の目測による波高1.0m~1.5mとよく一致している。

Bretschneiderの公式によって求めても風速10m/secで0.82m/sec  
15m/sec, 1.35mとなる。

この地点の波高として最大どの程度を考えるべきかは実測資料がないために推定によらざるを得ないが吹送距離、河中、風の継続時間などを勘案して最大3.0mをとれば十分と考えられる。

### 3. 気象調査

#### a 概要

建設工事の施工計画即ち施工期間材料の調達、仮設備の種類およびその配置等に対して気象調査は不可欠のものである。

東パキスタンの気候は大きく2つに分けられる。即ち年間の気候を乾期(Dry Season), 11月より4月までの半年間と雨期(Rainy Season)5月より10月までで、この雨期に年雨量の80%が集中する。

最高気温は35°C前後であるが湿度は非常に高く時には100%に達する。雨期の始めと終り頃には日本の台風にあたるサイクロンがしばしば来襲し暴風雨となる。

雨期に続く冬期(乾期)には連日快晴の日が続き最高気温は30°C位になるが最低気温は10°C近くまで下ることがあり湿度も低く快適な気候が続く。

#### b 気温

東パキスタン道路局より得たFaridpurにおける過去数年間の平均気温とJessoreの月別平均気温は次のようである。

表2. Faridpurにおける平均気温

最高気温(°F)		最低気温(°F)	
最高	平均	最低	平均
100	75.9	46	52.5

表3. Jessoreにおける月別平均気温(°F)

月	平均気温	月	平均気温	月	平均気温
1	64	5	85	9	83
2	69	6	84	10	81
3	78	7	83	11	73
4	85	8	83	12	68

c 降 雨

雨期における降雨量は年雨量，雨量強度についても日本のそれらにやや等しくこれ等の相違は雨期の半年間に降雨日数が集中するから降雨頻度が高いことである。

雨量の観測は東パキスタン政府の気象庁の約300ヶ所の観測所により相当古くから行われており，その内FaridpurとJessoreの観測記録を示す。

表4. Faridpur 観測所降雨量

1963	1964	年平均	月最高
57.31 in/year	91.3 in/year	66.7 in	51.2 in

表5. Jessore 観測所月別降雨量

月	降雨量(in)	月	降雨量(in)	月	降雨量(in)	月	降雨量(in)
1	0.4	4	3.5	7	12.2	10	4.6
2	1.3	5	8.1	8	11.0	11	0.9
3	1.9	6	12.2	9	8.5	12	0.2

d 湿 度

Faridpur 観測所における月平均湿度は次のようである。

(%) (注) M=朝 E=夜

表6. Faridpur 観測所における月別平均湿度

月	1		2		3		4		5		6	
	M	E	M	E	M	E	M	E	M	E	M	E
湿度	72	61	72	58	72	54	76	62	78	74	82	82
月	7		8		9		10		11		12	
	M	E	M	E	M	E	M	E	M	E	M	E
湿度	85	84	86	84	83	82	78	76	72	70	72	66

e 風 速

FaridpurおよびJessore地域で観測される最大風速は100mile/hrでサイクロンと呼ばれ日本の台風にあたる暴風雨である。これ以外はたいして大きな風は吹かないが雨期にやや強い風が吹いている。

#### 4. 土質調査

##### a 調査概要

地質調査は橋梁架設候補地に選定されたA、B、2路線にてそれぞれボーリングを実施し、地層構成並びに土質工学的性質を調べ、2路線の地盤条件を比較し、いずれの路線が橋梁架設に妥当かを検討した。最初にそれぞれの路線について2本ずつのボーリングを実施したところ、B路線の地盤条件がA路線のそれと比べて著しく良好なことが判明した。その結果、B路線について行ない地盤構成、土質工学的性質を詳しく調べた。

本調査の内容および使用機械は下記の通りである。

##### 調査内容

- |            |              |
|------------|--------------|
| 1. 機械ボーリング | 3. 乱さない試料の採取 |
| 2. 標準貫入試験  | 4. 室内土質試験    |

##### 使用機械

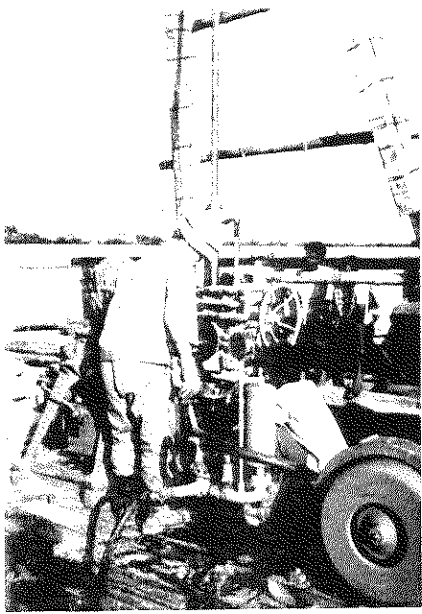
- |                   |    |                |    |
|-------------------|----|----------------|----|
| 1. 利根式U、D-5型穿孔機   | 1台 | 4. 谷藤製1軸圧縮試験機  | 1台 |
| 2. カノー式KR-200型穿孔機 | 1台 | 5. 土質試験器具、機械   | 1台 |
| 3. 円井製3軸圧縮試験機     | 1台 | 6. ホンダモーター製発電機 | 2台 |

なお、調査数量は「調査数量表」の通りである。

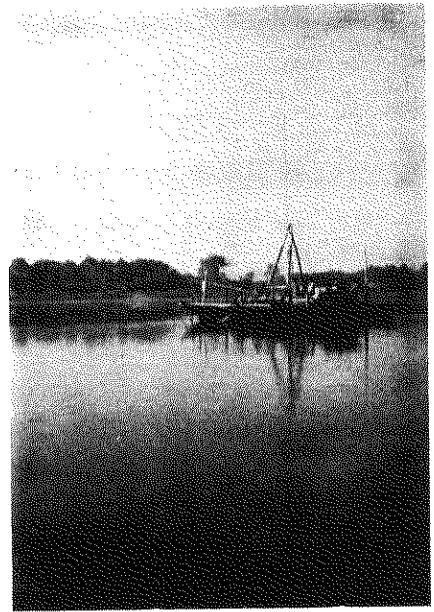
表7. 調査数量表

東パキスタン・ゴライ河架橋計画調査地質調査工事

路線名	種別 ボーリング 番号	掘進 深度 (m)	標準 貫入 試験	乱さ ない 試料 採取	調査 場所	土 質 試 験						
						含水	比重	粒 度		液・ソ	一軸	三軸
								フルイ	比重計			
A	A-3	55.45	55	0	水上	16	16	13	0	0	0	0
	A-4	60.55	59	0	水上	13	13	0	0	0	0	0
B	B-1	50.19	50	0	陸上	10	10	10	0	0	0	0
	B-2	45.22	45	0	水上	11	11	11	0	0	0	0
	B-3	62.00	63	0	水上	21	21	21	0	0	0	0
	B-4	50.16	50	0	水上	15	15	15	0	0	0	0
	B-5	45.70	37	7	陸上	9	9	9	7	7	7	7
合計		369.27	359	7		95	95	79	7	7	7	7



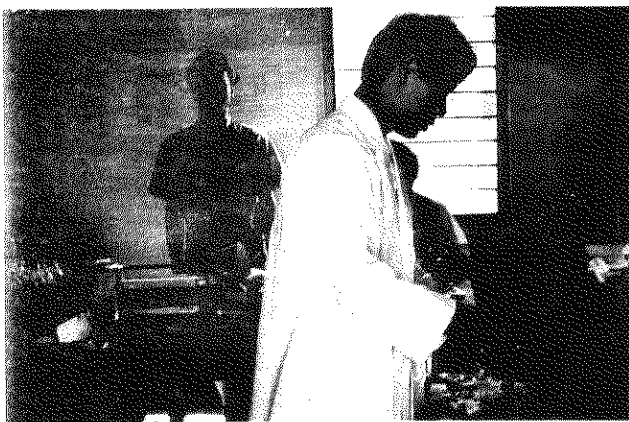
B-3 地点  
Boring  
(第3次調査)



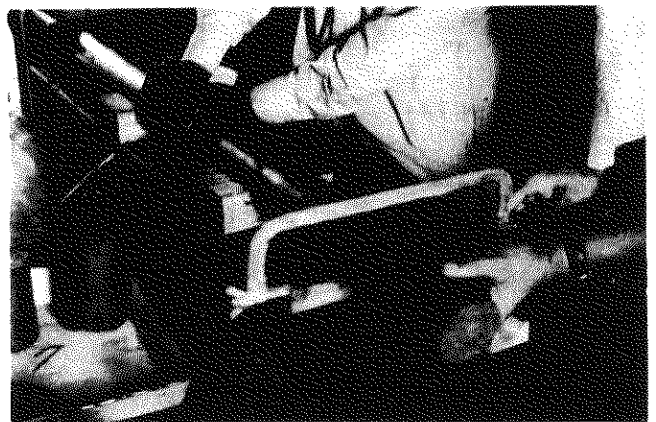
B-3 地点ボーリング  
作業用台船  
(第3次調査)



固定ピストンサンプラー  
を用い乱さない試料  
の採取 B-5 地点  
(第3次調査)



室内土質試験  
(第3次調査)



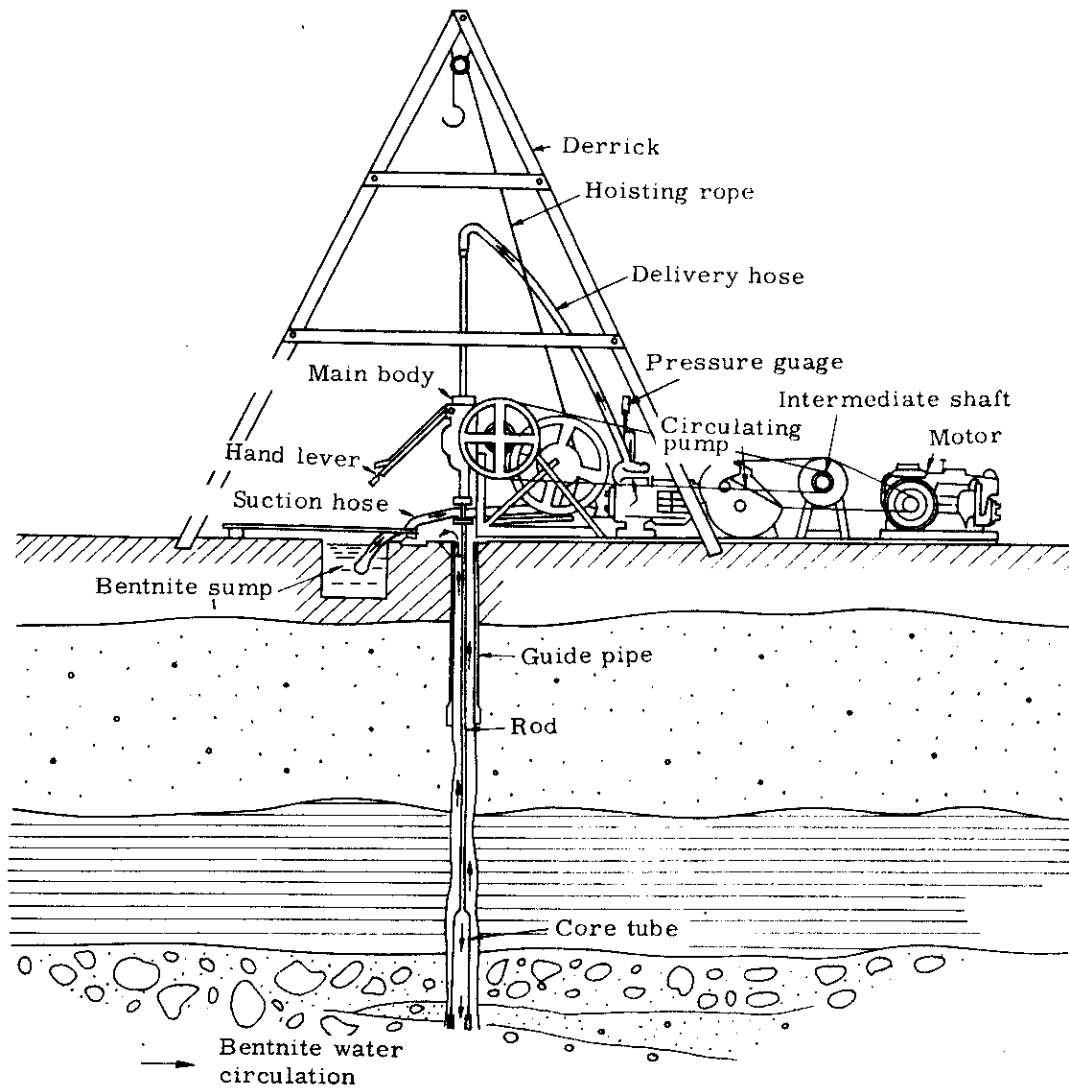
試料の抜き出し  
B-5 地点の不攪乱試料

b 調査方法とその目的

(1) 機械ボーリング

試錐機は利根式UD-5型穿孔機(オイルフィード)とカノー式KR-200型穿孔機(ハンドフィード)の2台の試錐機を用いた。これら2台の試錐機の特徴は前者が油圧方式であるのに対し、後者はてこを利用した手動方式であることで、掘削能力は公称150~200mとされている。掘削方法は外径85mm/mのコアチューブ或はクロスビットの先端より重粘土水を送りスライムの除去孔壁の保護を行いつつ掘進するウオッシング方式によつた

Fig 5 一般に使用されているボーリング機械の例



地層の観察および判別は1 m毎に実施した標準貫入試験試料および乱さない試料によって行った。尚、ボーリング方式をFig 5に示した。

## (2) 作業台舟

7ヶ所のボーリングのうち5ヶ所が水上であるためボーリング作業は台船上で実施した。作業台船は写真に見られる通りフェリーボートと2隻の船を固定したものをを用いた。フェリーボートは9 m平方の安定性のよいもので、20人程度の人間が乗ってもびくともしない程のものである。台船の固定は7個ずつアンカーによって行った。

## (3) 標準貫入試験

標準貫入試験は、JIS-A-1219の方法で行った。簡単に説明すると、掘進中の孔底に降したレイモンドサンプラー(全長81 cm, 外径5.1 cm, 内径3.5 cm)に4.15 cmのロッドを貫して重さ63.5 kgのハンマーを75 cmの高さより自然落下させ打撃を与えサンプラーが30 cm貫入するに要する打撃回数を測定しその値(N値)によって原位置における地層の締りぐあい硬さぐあいを調べる目的で実施するものである。この試験によって得られた資料は観察後ビニール袋に密封し土質試験用、標本用として保存した。

## (4) 乱さない試料の採取

乱さない試料の採取は固定ピストンサンプラーを用い、サンプラーの押込みは油圧にて静かに行った。固定ピストンサンプラーはFig 6に示す構造を持つもので特徴を掲げると次のようである。

- (イ) 静圧にて押込む時、ピストンが固定されているため試料上面にかかる荷重(ピストン重量, 泥水圧)が除かれ試料の乱れない。
- (ロ) 回収比を100%に保つことが可能。
- (ハ) 回収比を正確に知ることが可能。

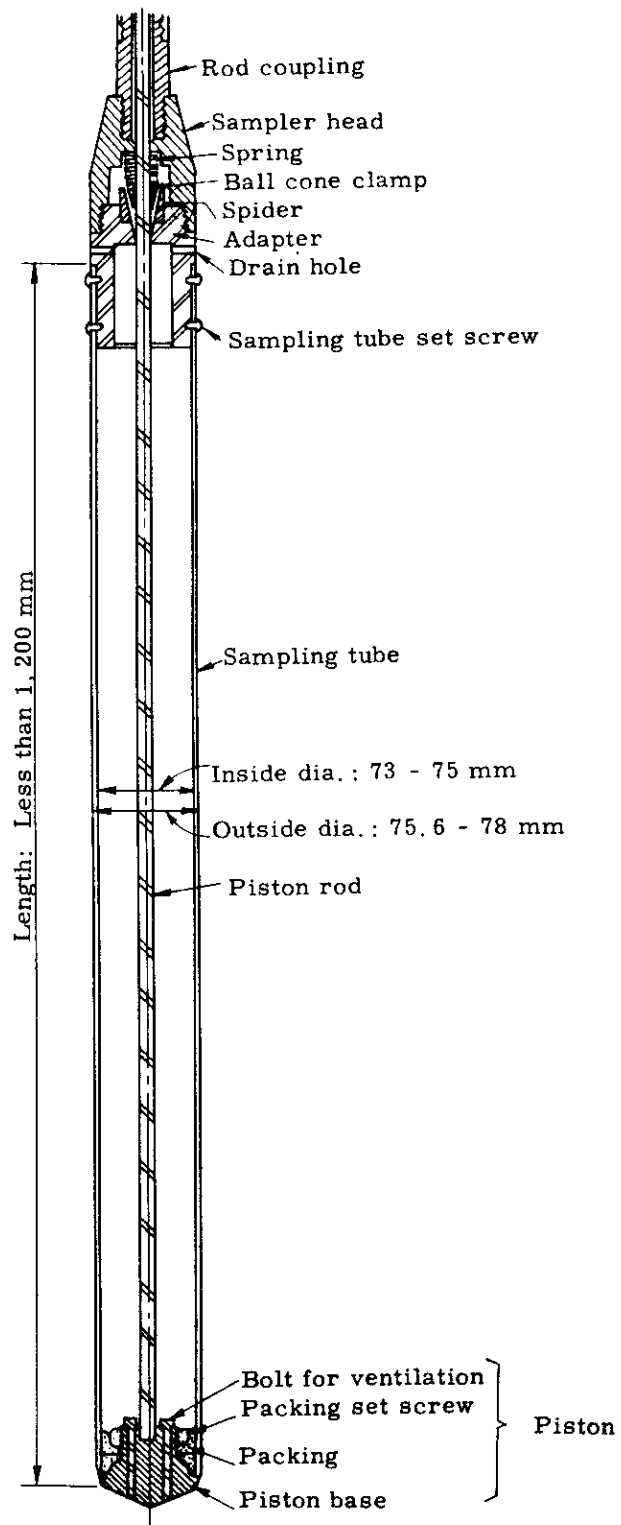
これらの特徴は他のサンプラーにはないもので、軟かい粘土、シルトの採取には最適とされている。又シンウォールチューブは真チユウ製で下記のような形状寸法のものを使用した。

- 直 径 73 mm
- 肉 厚 1.2 mm
- 内 径 費 1 %
- 刃先角度 6 %
- 長 さ 110 cm

## (5) 土質試験

土質試験はJIS規格に基づき行ったがJIS規格のないものに対しては土質工学会の試験方法に準じて行った。

Fig 6 固定ピストンサンプラーの例



(イ) 土粒子の比重試験 J I S - A - 1 2 0 2

ピクノメータにより土の体積および重量の関係より真の比重を求めるものでその目的は構成物質を判定すること、および粒度試験等他の物理的性質を知ることである。

(ロ) 土の含水量試験 J I S - A - 1 2 0 3

炉乾燥を  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}$  で 24 時間行い、乾土重量含水量より含水比を測定する。これは主に土性を知ることおよび他の物理的性質を計算する手段として行い。

(ハ) 土の粒度試験 J I S - A - 1 2 0 4

砂質土ではフルイ分析、粘土質土では比重計を用いる沈降分析を行う。目的としては粒度により土層区分を行うことおよび透水係数等他の物理的性質を知ることである。

(ニ) 土の液性限界試験 J I S - A - 1 2 0 5

(ホ) 土の塑性限界試験 J I S - A - 1 2 0 6

土の可塑性を調べ土性区分の資料とする。この試験によって土の安定性を知ることもできる。試験方法は液性限界測定機を用い落下回数 25 回時の含水比を調べ液性限界とする。又塑性限界は土の水分を取りながら直径約 3 mm 位の棒状に丸めぼろぼろになる寸前の含水比を調べることによって得られる。

(ヘ) 土の一軸圧縮試験 J I S - A - 1 2 1 6

土の強度、鋭敏さを知る目的で実施するもので供試験寸法は直径 3.5 cm、高さ 8.0 cm 試験器は手動式、谷藤製一軸圧縮試験器を使用した。この試験結果により、支持力の推定を行うことができる。

(ト) 土の三軸圧縮試験 土質工学会の方法

グリセリン溶液により供試体に測圧をかけ一軸圧縮試験と同様な方法で圧縮試験を行い何段階かに測圧を变ずることにより土の粘着力、内部摩擦角を求める、これは主に支持力解析に用いられるもので圧縮試験機は電動式、円井製三軸圧縮試験機を用いた。

c 調査結果

- I ゴライ河架橋候補地は、東パキスタン Kamarkhali より下流へ約 10 km 及び 13 km 下った位置にそれぞれ選ばれ、地形的には広大な沖積平野に包含される。ゴライ河はガンジス河の支流で他の河川が皆そうであるように蛇行性の強い河川であり Kamarkhali においてその蛇行が最も著しい。さてこのゴライ河は雨季には流量、流速がかなりの量に達するであろうが乾季には流速も遅く、水位も低く、河床は中州ができる程凹凸があり、且つその凹凸も年々位置を変える位で、非常に侵食、運搬、堆積作用の激しいことを物語っている。河床および河岸にみられる土質は殆んど細粒砂よりなり、全くの無護岸状態であり洪水時には漸次河巾が拡大されると共に河底が浅くなり、蛇行を伴うと云う極めて危険な自然条件下にある。

## ii 洪水位と河床状態

調査期間が1月から3月にかけての乾季であったため水位の低下は著しく、当方の水準測量時の河水位は Faridpur 側の 160 のくい頭より 5.4 m 低い位置にあり昨年見られたかった中州が Faridpur 側に比較的大規模なものができ上っていた。又河の横断方向の河床の凹凸も著しく流心が絶えず移動する要素が大である。参考までにボーリングを実施した地点の河床標高を表-8に示す。

表8 河床標高および水深

ボーリングNo	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5
河床標高 (m)	+7.62	+2.70	+0.94	-0.38	+7.79
水深 (m)	左岸	中州	1.26	2.58	右岸

## iii 地層構成

地層構成の様子は別紙「推定土層断面図」並びに後添の表-3に示したが要旨を記述すると次の通りである。

構成地層は A、B 両路線とも細砂、中砂が支配的で粘性土層は右岸 (Jessore 側) で実施した B-5 のボーリングで認められる厚さ約 1.5 m のもの A 路線 A-4 で確認された厚さ 1 m にも満たない 2 枚の介在粘度層および両岸地表部を被覆する厚さ 2~2.5 m のシルト層のみである。但し A 路線 Jessore 側でも B 路線と同様粘性土層が推積している可能性は強い。

砂層の堆積状況は一般に細砂、中砂の互層により成層されることは A、B 両路線共、同様であるが、最も重要な支持層の深さが B 路線に比べ A 路線のそれが深く、2本づつの比較ボーリングの結果、B 路線が前述のように架橋候補地として選ばれた。従って、以下の地層概況は B 路線を対象として行う。別紙「推定土層断面図」は土層、相対密度、色調を考慮して識別してあるがおおざっぱに土層区分を行えば次のようになる。

### (1) 地表被覆層

両岸の地表部を覆う厚さ 2~2.5 m のシルト質の表土で、現在耕土として利用されている。

### (2) 上部砂層

褐色系、暗青灰色系の細砂、中砂の互層より成る地層で N 値は 20 未満と比較的ルーズな地層である。層厚は 8~12 m 位を有するが、右岸では約 3 m と薄層化している。これは勿論、右岸に見られる厚さ 1.5 m もの粘性土層の侵蝕が河川中央河で大きいことに因るものであろう。

### (3) 粘性土層

粘性土層は前述の通り Jessore 側に認められるのみで、15 m の層厚を有するがその相対稠度により上部、下部の 2 層に区分できる。

#### (イ) 上部粘土層

色調は一般に暗青灰であるが屢々黄色を帯びたところがあり  $N = 10 \sim 13$  とかなり固結が進んでいる。この層は粘性土層中上部約 7 m 厚が該当する。

#### (ロ) 下部粘性土層

色調は暗灰色、上部粘土層に比べその相対稠度は稍劣る。標準貫入試験は連続的に試料採取を行ったため判然としないがサンプラー貫入圧力および一軸圧縮強度より推定すると  $N = 6 \sim 9$  程度のものである。上部粘土層との相違はこの他に腐植物を原形の状態で混えていることである。

### (4) 中部砂層

$N = 20$  以上のものを中部砂層としたが、色調は上部砂層同様、帯褐色のものと青灰色の 2 通りが認められる。層厚は 26 m ~ 30 m と非常に厚いが Jessore 側では僅か 8 m 厚を有するのみで比較的薄い。このことは逆に Jessore 側での支持層面が他と比べ浅い所以である。

### (5) 下部砂層

下部砂層の上限を「推定土層断面図」太い線で表わしてあるがこれが  $N = 50$  以上の支持層面と見做すことが出来る。この支持層面は Faridpur 岸では標高 34 m 位であるが、河川中央附近では 30 m 前後、Jessore 岸では -21 m 位と Jessore 側へ高まりを示す傾向がある。この下部砂層の特徴としては上部、中部層に比べ雲母の量が少ないことおよび青灰色、緑灰色の二通りの砂層より成ることで両者のそれは、あるいは供給源が異なると云う要素もあろう。

これらの結果をわかり易く、簡単に表示したものが表-3 地層構成表である。

又、沖積層、洪積層の判別は化石類を調べ検討した上でないと判然としないが土質工学的性質から判断すれば下部砂層の上限が該当すると云う考えが妥当である。

表 9. 地 層 構 成

層 序	地 層 名	層 厚(m)	色 調	特 徴 乃 至 傾 向
(1)	上部被覆層	2.0~2.5	褐 色	両河岸の地表を覆うシルト質土
(2)	上部砂層	3~12	褐 色 暗青灰	Jessore側では3mと薄い。他の個所では8~12m厚を有す。
(3)	上部粘土層	7	黄 褐 暗 灰	N=10~13とかなり硬質、若干の腐植物を混える。
(4)	上部粘性土層	8	暗青灰	原形腐植物を多量に混える。相対稠度は上部に比べ稍軟かい。
(5)	中部砂層	8~30	褐 灰 暗青灰	上部砂層同様、細粒砂、中粒砂の互層より成る。Jessore側で8mと薄い。
(6)	下部砂層	-	暗青灰 緑 灰	非常に密実な細砂乃至中砂、雲母混入量が上方の砂層と比べ少ない。色調が青灰色から緑灰色に分かれている。

d 土質工学的性質

砂地盤で実施した標準貫入試験、物理試験並びに粘土層で採取した乱さない試料に対して行った物理試験、力学試験の結果に基づき主要土層の土質工学的性質を記述する。

(1) 標準貫入試験

標準貫入試験の結果は次の通りであった。

表 10. 地 層 と N 値

層 序	地 層 名	N 値	耐力性状
(1)	地表被覆層	10未満	劣
(2)	上部砂層	20未満	劣
(3)	上部粘土層	10~13	良
(4)	下部粘性土層	(6~9)	劣
(5)	中部砂層	20~50	良
(6)	下部砂層	50以上	優 秀

但し ( ) 内は推定 N 値

表-10通り局部的には、(5)中部砂層でも  $N = 50$  以上を示すところもあるが全般的にみた場合(5)層より上方の地盤は耐力性に欠ける。この場合の優秀支持層は標高-30~21 m を上限とする下部砂層下方の砂地盤が該当する。N値は一般に下表の如く表現され重量構造物の基礎の支持地盤はやはり、ごく密な下部砂層とすることが必要である。

表1.1. 砂地盤の場合

N 値	相 対 密 度	
	0 ~ 4	非常にゆるい
4 ~ 10	ゆるい	緩
10 ~ 30	中 位	中
30 ~ 50	密 な	密
50 以上	非常に密な	極 密

一方粘土地盤に関しても同様な相対稠度の表わし方があり、それを表-12に示す。

表1.2. 粘土地盤の場合

N 値	相 対 稠 度	
	0 ~ 2	非常に軟かい
2 ~ 4	軟かい	軟
4 ~ 8	中 位	中 位
8 ~ 15	硬 い	硬
15 ~ 30	非常に硬い	極 硬
30 以上	特別硬い	堅

## (2) 土質試験結果

土質試験結果は後添の一覧表およびボーリング調査報告書に示す通りであるが要約して記述する。

### (イ) 砂地盤の物理的性質

砂地盤で共通して云えることは非常に陶汰がよいことである。粒径加積曲線を見るとそれはかなりの急勾配を示し、均等係数が3未満と小さく、かなり均一な粒子により構成されている。又細砂、中砂の区分はこの加積曲線にても明かである。これは当然当

該地の地形，氣候が要素となつていよう。即ち，河床勾配が長距離にわたり緩かであることが淘汰をよくするものであり，乾季雨季に分かれているため流勢が異なることによつてこの様な成層を生み出したものと推察される。又比重に関しては，殆んど2.6～2.7と一般的な値を示すが局部的には2.5未満と小さな値を有するものも認められ，流勢に乗じて侵蝕，運搬され易い性質もないではない。粘土含有率は各々5～20%を示すのが大部分であるが屢々20～30%におよぶものも認められ，薄層の細粒土層を介在することが解る。

(ロ) 粘土地盤の物理的性質

自然含水比は $W_n = 34.5 \sim 52.8\%$ と上部粘土層において低含水なる傾向を有するこの自然含水比と液性限界との関連性は後頁図-3に示す通り $W_n < W_L$ なる関係を示し，且つ流動勾配も8～15と大きいことも加味して，この土層の衝動含水の変化による液状化の懸念は稀薄である。換言すれば安定性がいいと云えよう。またア・カサグランデの塑性図(図-8)による分類は上部粘土層でML，下部粘土層ではCH又はOHになるようで下部粘土層の圧縮性は上部粘土層のそれに比べ高いことが注目される。また比重は2.5未満と一段と小さな値を示し有機質であることを物語っている。

(ハ) 粘土地盤の力学的性質

力学試験は一軸圧縮試験並びに三軸圧試験の二通りについて実施している。その結果を上部粘土層，下部粘土層と比較しながら示してみよう。

表13 一軸圧縮試験結果

土層名 数值	一軸圧縮強度	圧縮歪	鋭敏比
上部粘土層	1.63～2.31 qu (kg/cm <sup>2</sup> )	6.1～11%	1.8～4.4 sr
下部粘性土層	0.35～1.57 "	15 %	2.9～6.2 "

下部粘土層は強度的にも上部粘土層に比べ劣るが，鋭敏比も上部粘土層のそれを稍上廻り一旦乱されると強度低下が大であることがわかる。又一般には，上部に比べ下部の方が強度が大きいのが普通であるが，ここではその逆の傾向があり注目される。しかし下部粘性土層での強度は深くなるに従がい漸増する傾向がある。

Fig 7 自然含水比Wと液性限界WLとの関係

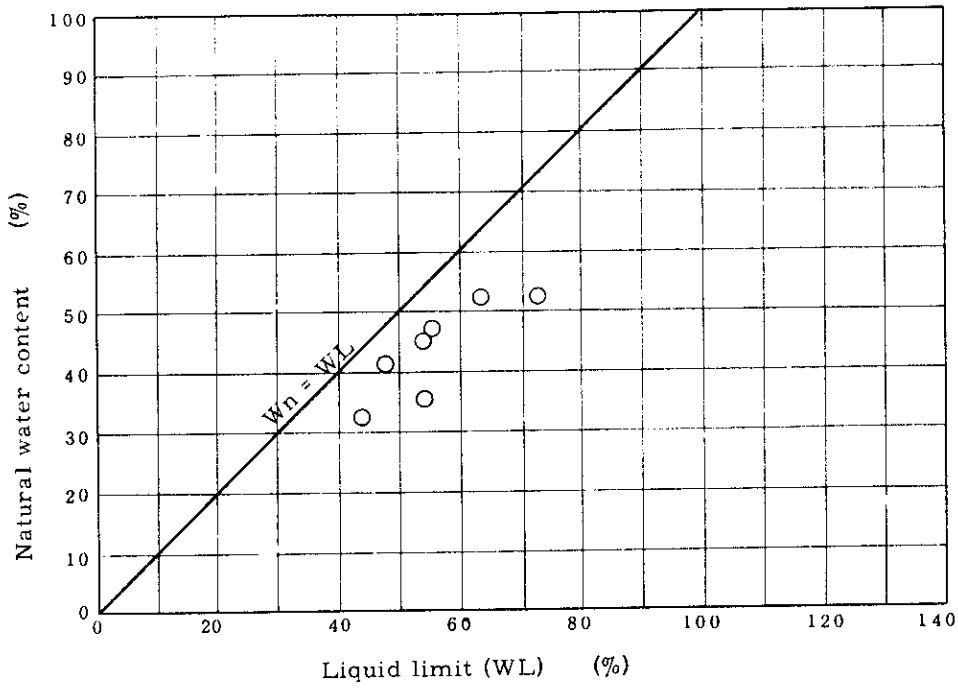


Fig 8 コンシステンシー

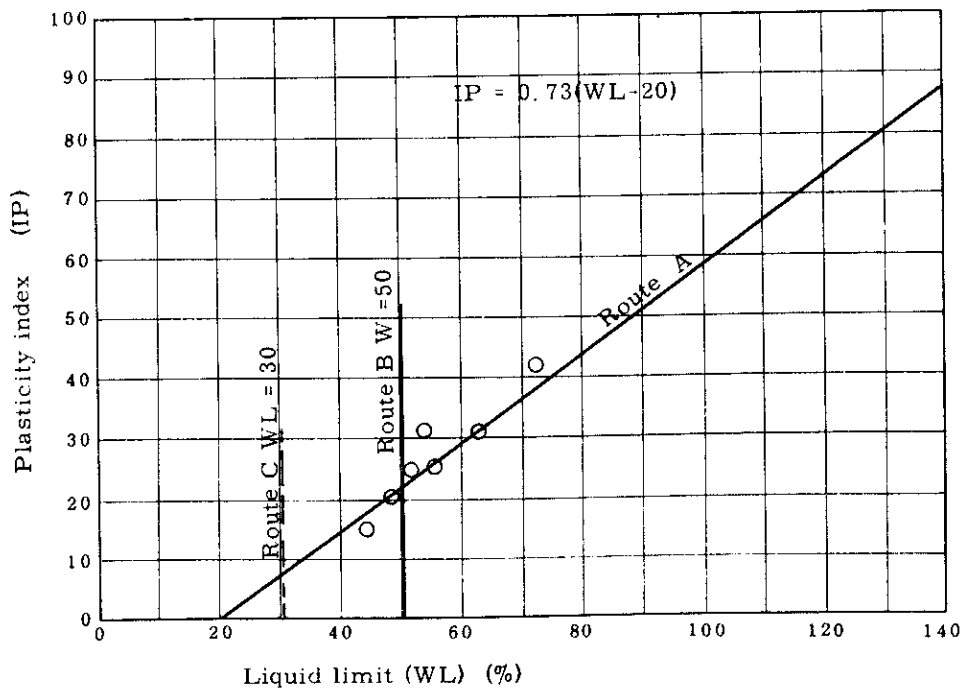


Fig 9 一軸圧縮強度～深度関係図

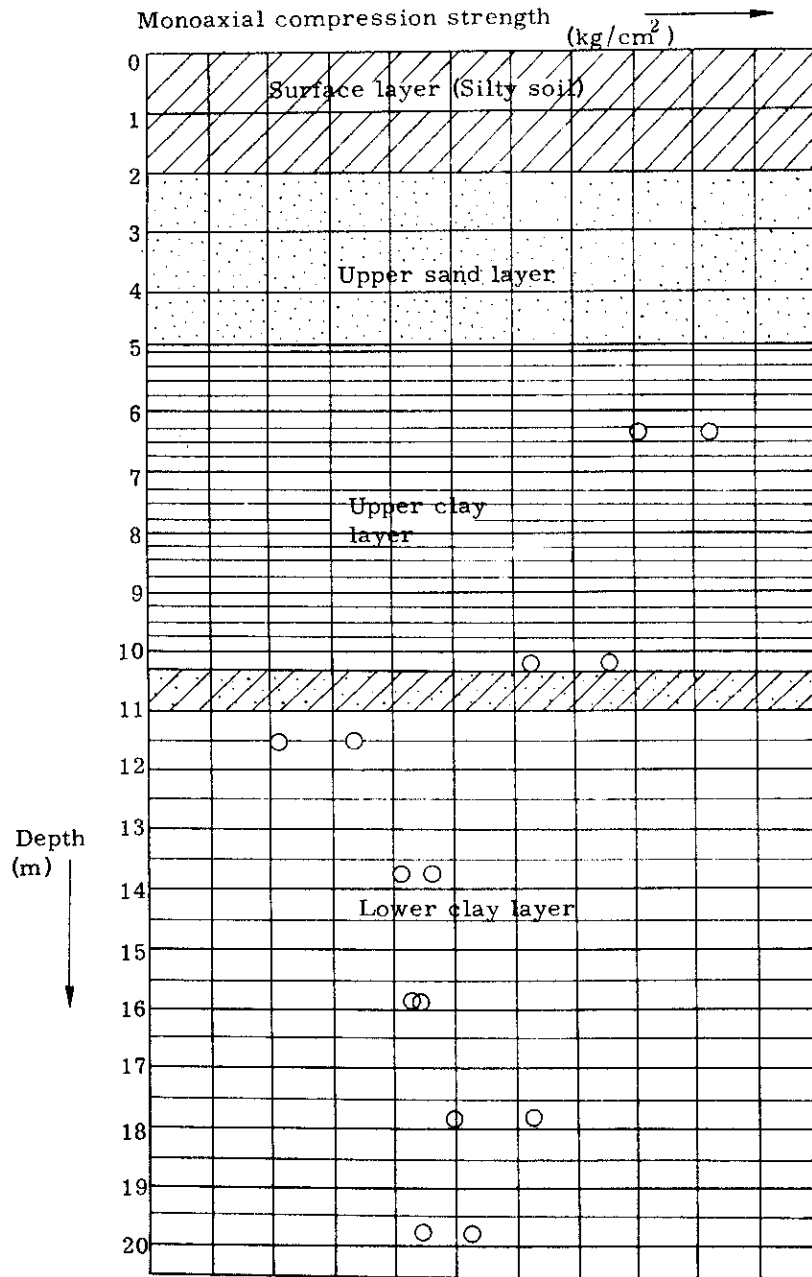


表 1.4. 三軸圧縮試験結果

土層名 \ 数值	粘着力 C (kg/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
上部粘土層	0.70~0.78	13 ~ 17
下部粘土層	0.32~0.58	15 ~ 17

この三軸圧縮試験方法は、圧密による増加せん断強度を考慮しない非排水試験であるので実際の内部摩擦角は表-8の値よりも上廻るものと推察されるが設計上この値を用いることは極めて安全側にあると云える。

(5) 地下水位について

B線両対岸で実施したB-1, B-5のボーリングでは孔内水位の観測を行った。それによると左岸Faridpur側ではGL-5.2(標高2.4m)と河水位と各々同位であるが右岸Jessore側ではGL-3.6(標高3.2m)と河水位よりも約1m高位にある。これは両岸を構成する土層の相違によるものと推察される。即ち左岸では透水性のよい砂右岸では約1.5m厚の粘土層が推積していることが起因しよう。

ボーリング孔内水位と真の地下水位との関係は、両者は必ずしも一致するとは限らないのでこの場合の設計上の地下水面は河水位に等しい値を採用されることが望まれる。

### 第 3 章 交通量および人口の推定による架橋の必要性

#### 1. 概 要

東パキスタンの主都ダッカと Khulna, Jessore, Faridpur 地域を結ぶルートは一つには空であり、陸上ではガンジス河をフェリーで渡つて Faridpur に出てゴライ河のカマルカリを又フェリーで渡り Tessare を通つて Khulna に到る低コストの道路はない。現在走っているこの道路は、Faridpur-Jessore 間を最遠距離に走る道路となつている。

東パキスタンの道路網確立には、ガンジス河の架橋は最大の望みであろうが、あまりにも、ぼろ大きわまる計画となりその計画以前の問題として多くの架橋計画を残している。このゴライ河橋梁計画も、それらの一つに数えられ地域的发展に対する道路網の確立に大きな役割を持つている。

一方国際的立場からすれば、ゴライ河の架橋は、Asian Highway オ 1 号線上に架橋される重要性をも含んでおり、かような意味を総合的に加味して本橋梁の架設の必要性および構造規模を決定すべきで、ただ単に地域的交通量および人口増加による架橋の必要性および構造規模の決定は行われぬ。しかしながら架橋計画の一要素である将来交通量の推定を現地調査資料に基づいて検討してみる。

#### 2. 人口の推定

前 3 期に渡る現地調査の結果架橋地域の人口は次のようである。

Faridpur 市	2 6.0 0 0 人
Jessore 〃	3 9.9 4 3 〃
Jhenida 〃	7 3.5 1 2 〃
Magura 〃	6.9 5 6 〃

なお 1964 年以前および以後の人口調査はあいまいになつており、資料不十分で人口増加率は求め難いが、他地域(チッタゴン地域)の増加率を参考にして本地域年平均増加率を推定すれば約 1.2~1.8% であろう。

#### 3. 将来交通量の推定

交通量は、自然的に増加するものと、地域開発による増加と交通手段(道路、自動車の機能)の建設、進歩による増加とが考えられる。これは互いに関連し総合的な現象として表われるのであろうが、ここでは自然的な要素で増加する面から推定してみる。

なお将来交通量推定方法として具体的には次のようである。

##### (I) 交通引力の方法

ある 2 都市間の交通量 (A) は

$$A = K \frac{P_1 \times P_2}{d^2}$$

ここで、 $P_1$ 、 $P_2$  はそれぞれ両都市人口

$d$  は、両都市間の距離

$K$  は、ある定数

(1)の方法を用いるためには、現在の交通量と推定すべき年の推定人口が必要である。

(2)国民所得と自動車保有台数の関係から交通増加を推定する方法

(2)国民所得と自動車保有台数の関係は統計的にかなり正確なものであるから将来の国民所得が推定出来れば自動車の保有台数も推定出来る。一方自動車の走行距離は統計的に一定であるから、従つて、自動車保有台数の伸びと交通量の伸びは大体一致すると仮定してよい。但し一般的に所得が増加すれば交通量と保有台数の比は多少減少する傾向にある。

上記の二つの方法の内(1)の方法は人口の推定が困難であるので(2)の方法による。(2)の方法を用いる場合将来国民所得の推定が必要であるが、ここでは、それが不可能であるので過去数年間の自動車保有台数の増加の状態を将来も示すであろうと仮定して将来の自動車保有台数を推定し、それが交通量の増加状態と一致すると仮定し、1980年の交通量推定を行う。

表 1 5 カマルカーリーガートのフェリーの交通量

年 月	月間交通量 (台)		月平均日交通量 (台/日)	
	トラック	普通車	トラック	普通車
6 5. 7	4	2 5 6	0.1	8.3
8	2 0	2 8 0	0.6	9.3
9	5 2	5 4 6	1.7	1 8. 2
1 0	4 7	5 2 8	1.5	1 7. 0
1 1	6 4	4 0 7	2.1	1 3. 6
1 2	1 3	6 1 2	0.4	1 9. 7
6 6. 1	1 4 7	7 9 5	4.7	2 5. 6
2	1 5 8	6 7 2	5.6	2 4. 0
3	1 5 0	8 5 6	4.8	2 7. 6
4	1 6 0	8 2 4	5.3	2 7. 5
5	2 1 5	9 6 0	6.9	3 1. 0
6	2 3 0	8 3 4	7.7	2 7. 8
7	1 3 2	6 8 9	4.2	2 2. 3
8	2 0 8	1 0 1 2	6.7	3 2. 6
9	2 1 2	7 7 2	7.1	2 5. 7
1 0	4 7 6	1 2 2 2	1 5. 4	3 9. 4
1 1	3 8 7	1 1 0 7	1 2. 9	3 6. 9
1 2	3 3 7	1 0 3 4	1 0. 9	3 3. 4
6 7. 1	2 6 6	1 1 6 0	8.6	3 7. 4
2	2 7 3	9 6 5	9.8	3 4. 5

表 1 6 1 9 6 6 年の年間交通量と年平均日交通量

年間交通量 (台)		年平均日交通量(台/日)	
トラック	普通車	トラック	普通車
2,812	10,277	7.7	28.2

このカマルカリガートでは、バスは兩岸でそれぞれ運行されており本橋梁が完成すれば、それ等のバスが本橋梁を使用するものとして1970年には30分に1台通ると仮定すると24台/日、その後5年間で倍の割合いで増加すると仮定すれば1980年に96台/日、1990年に386台/日になる。

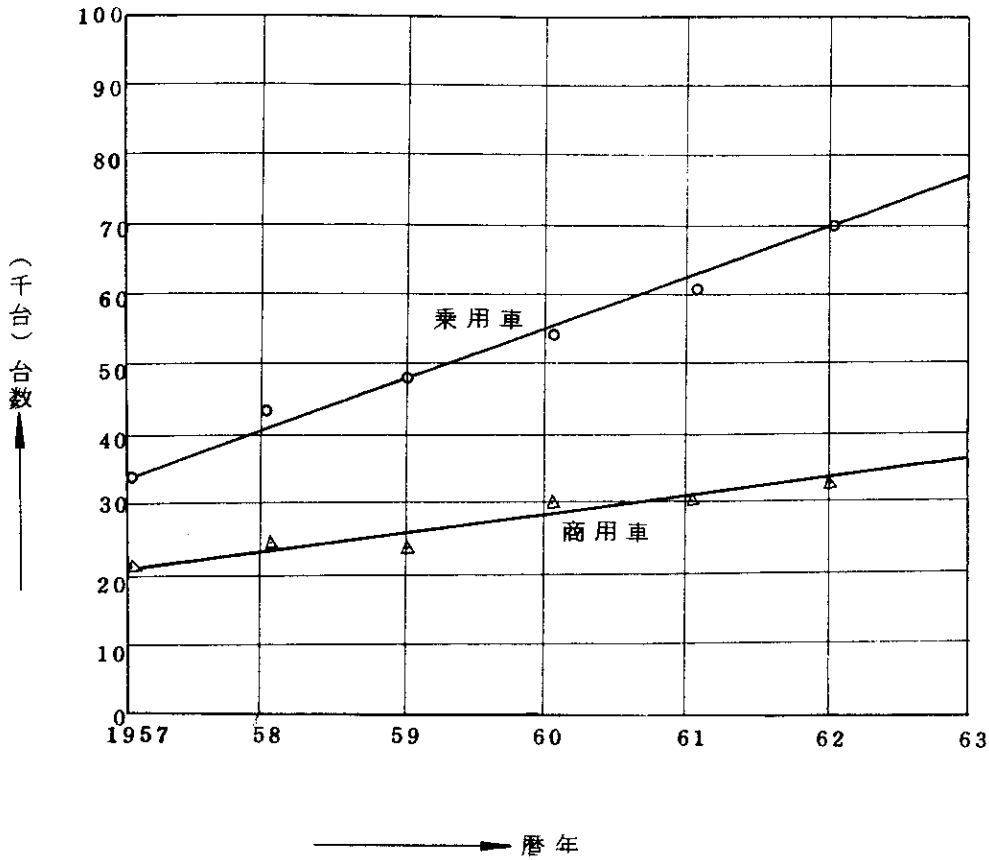
パキスタン国全体的としての自動車保有台数は、下表のようであり、これより、東パキスタン自動車保有台数の増加状態を求める。

表 1 7 パキスタン自動車保有台数 (単位 千台)

(資料 運輸経済統計便覧)

暦年	1957	1958	1959	1960	1961	1962
乗用車	34.1	43.6	48.6	54.4	60.0	69.4
商用車	20.8	24.0	23.4	29.5	30.9	34.2

Fig. 10 自動車保有台数増加状態図



上図から暦年に対する台数の増加の割合は、ほぼ直線的であることがわかる。それ故に上図より増加の勾配を求めると

$$\text{乗用車} \quad a = \frac{70 - 34}{5} \div 34 = 0.212$$

$$\text{商用車} \quad a = \frac{34 - 21}{5} \div 21 = 0.124$$

ここで乗用車 ≡ 普通車，商用車 ≡ トラックとすると 1980年，1990年の推定交通量は，

トラック

$$1980年 ; 7.7 \times (1 + 0.124 \times 14) = 13.4$$

$$1990年 ; 7.7 \times (1 + 0.124 \times 24) = 22.9$$

普通車

$$1980年 ; 28.2 \times (1 + 0.212 \times 14) = 83.8$$

$$1990年 ; 28.2 \times (1 + 0.212 \times 24) = 143.5$$

以上の計算よりバス交通量を加えた総交通量の推定は

1980年	13 + 84 + 96	= 193 台/日
1990年	23 + 144 + 386	= 553 台/日

以上が自然的な増加を推定した訳であるが，本橋梁架設による誘発交通量を考えれば，これ以上増加するであろうと思われる。又現在 Jiuchhora に Chittagong に匹敵する港灣建設計画が，なされているとのことで，これが実現すれば Chittagong の交通量の約半数が本橋梁に転換されることも予想出来る。海外技術協力事業団発行の「東パキスタン，チタゴン市カルナフリ河橋梁建設調査報告書の Chittagong市交通量推定データをもとに本橋梁えの転換交通量を推定し総交通量を求めてみると 1980年で 2,500台/日，1990年に 4,500台/日となる。

上記の将来交通量の推定結果より橋梁巾員を検討してみると 1990年における時間交通量は 450台/時となり Highway Capacity Manual (U.S.A) による 2車線道路基本交通量は 2,000台/時となっており実用交通量はその 60% (1,200台/時) であるとされている。

この結果からすれば 2車線巾員は不経済と考えられるが，先にも述べたように本橋梁は，Asian Highway線上に架設されるので Asian Highwayの最小巾員規定からすれば 2車線となる。

## 第 4 章 技 術 的 考 察

### 1. 橋脚周辺の洗掘深さ

橋脚を流路中に設置する場合には、それらの周辺の流水による局所洗掘深さを正確に推定して、安全な設計を行わなければならないが、現在の段階ではその正確な推定は困難である。前期 3 回の現地調査より推定される架橋 A, B 両地点の洪水時における洗掘深さは平均して 3.0m 程度であつた。しかしこの洗掘深さは局所洗掘でなく橋脚を河中に設置した時の洗掘深さは現地調査より推定される深さよりも大となる。

局所洗掘深さを計算して求める公式は多くの専門家によつて考察されているが、その内ローセン (Laursen) の式とレーシイ (Lacy) の式を用いて洗掘深さを求めてみる。

ローセン公式は橋脚前頭部における最大洗掘深さ  $Z$  を橋脚の巾  $b$  で無次元表示し等流水深  $H_0$  との関係で表わす。

本架橋地点の水利特性は次のようである

計画洪水位	H.F.L. = 7.70 M
計画洪水量	$Q = 6000 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$
流 積	$A = 3510 \text{ m}^2$
径 深	$S = 8.60 \text{ M}$
河床勾配	$I = \frac{1}{18000}$
粗度係数	0.02
係 数	$C = 71.5$

上記の資料より等流水深を求める。

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{C^2 b^2 \sin \theta}} = \sqrt[3]{\frac{(6000)^2}{(715)^2 (390)^2 \times 5.55 \times 10^{-5}}} = 9.4 \text{ m}$$

一円形橋脚頭部に対する橋脚前頭部の最大洗掘深さは Fig 11 により求める

Fig 11 半円形橋脚頭部に対する橋脚前頭部の最大洗掘深さ

次にレーシイの式を用いて洗掘深さを推定してみる。

$$Z_h = 2 \times 0.473 \left( \frac{Q}{f} \right)^{1/3}$$

ここで  $Z$  = 最大洪水位からの洗掘深さ

$Q$  = 最大流量 6.000 m/sec

$f$  = Lacys 係数  $1.76 \sqrt{m}$

$m$  = 河床上の平均粒度 0.7 mm

$$Z_h = 2 \times 0.473 \times \left( \frac{6.000}{1.76 \sqrt{0.7}} \right)^{1/3} = 15.1 \text{ m}$$

最大洪水位 H.F.L. = 7.8 m

平均河床高 G.L. =  $\pm 0.0$  m

従つて橋脚頭部における最大洗掘深さ

$$Z = 15.1 - 7.8 = 7.3 \text{ m}$$

上記の洗掘深さは橋脚軸が流水方向と一致している場合の洗掘深さであつて、東パキスタンの河川の状態からみて流水方向が変動するであろうことは、現状からして多分に考えられる。この場合の橋脚の局所洗掘は増進されると予想される。又現地橋梁の洗掘作用の実績からみて本橋梁に於ける設計洗掘深さとして 10.0 m 程度を見込む必要がある。

## 2. 洗掘に対する橋脚の形状および配置

橋梁が河川を横断する場合、橋脚によつて流水流通が妨げられ、その前面で水をせきあげて、いわゆる橋脚背水を生ずる。さらに橋脚の前頭部付近の河床を著しく洗掘して橋脚の安定を危くするものである。この洗掘作用は橋脚の形状および配置によつて変化する。

一般的な橋脚の形状としては円形型および一円弧型、二円弧型あるいは直線型の前後頭を取り付けた橋脚があげられる。これらの橋脚模型を用い前頭部先端の接角値  $2\alpha$  の値と洗掘量との関係を実験した結果を見ると洗掘の深さおよび巾は  $2\alpha$  を  $180^\circ$  から減少するにつれて、激減していくが、ある程度以下  $2\alpha$  を減少しても洗掘量の軽減にさしたる効果がない。一方橋脚先端をあまりとがらすと種々の流下物の衝突によつて先端を破損するおそれがあるので結局最も優れた前頭部形状としては二円弧型で  $2\alpha = 70^\circ \sim 80^\circ$ 、又直線型で  $2\alpha = 40^\circ \sim 60^\circ$  であるといわれている。

ここで橋脚の配置より見た洗掘に対する橋脚形状についても慎重な考慮を要する。一般的にみて河川は長区間に渡り直線流路をとることは少なく流量や水位に応じて、又特に東パキスタンでは、地質上流水方向を変えやすいので実際は流水が多少とも橋脚軸に斜めに当ってくる。実験によると橋脚の流水方向に対する傾斜角  $\theta$  がごく小さい間はさして、洗掘量を増さないがある程度以上  $\theta$  を増すと洗掘量は増大し遂には前頭部附近だけでなく、流水に当る後頭部側の洗掘をも増加し橋脚を非常に危険ならしめる。

$\theta$  の増大にともたう、洗掘上の悪影響は橋脚形状によつて相違するが、一般に壁体式橋脚では、前頭部を尖らすほど洗掘量を軽減するが  $\theta$  の増大による悪影響は加速度的に増していく。種々の橋脚形状について  $\theta$  が一定の場合の流線湾曲の程度が先端を尖らすほど大であることから諒解されるが結局流れの方向が一定しない河川では、むしろ先端をまるくしておく方が安全である。

以上の事柄より本橋梁の橋脚形状決定については河川の流水方向の変動が予想されることを重視して橋脚前後頭部と併円形を採用し橋脚断面は小判型式にした。

### 3. 橋脚および橋台の洗掘防止の検討

橋脚や橋台附近の水流による洗掘を防ぐための根固め工として現在用いられている方法は次の如きものがある。

1. 蛇籠
2. 沈床工 (mattress)
3. 枠 (Cribwork)
4. Concrete block を用いる工法

これ等の工法は各々その特色を有するが我々が問題とする東パキスタンの現地に適応したものは自ら制限される。上記工法のうち蛇籠は大量の玉石、砂利を必要とするが現地での入手は困難である。煉瓦によつて代用することも考えられるが、それにしても量的に簡単ではない。残りの工法は枠と沈床工の2つであるがこのうち現地に於いては後者が材料は容易であり、玉石砂利(或は煉瓦)の量も蛇籠に比して極く少量ですむ。故に我々は、ここに沈床工を取り上げ

て考察する。沈床工にも種々の区分があるが各々の対象となりうるものは、粗朶沈床 (fascine mattress) および粗朶単床であろう。この方法は連柴 (fascine) 敷粗朶 (spread fascine) および沈石を用いて砂質河床部を被覆して流水の攪乱による河床の洗掘を防止するもので材料の性質上撓屈性に富み土砂のつきも良好である。ただし急流になると沈石がもたないので、別の方法を用いなければならない。Gorai 河においては平水時流速は  $40\sim 60\text{cm/sec}$  以下であり洪水時においても  $2\sim 3\text{m/sec}$  位と思われるので、この程度の緩流速河川に於いては最も適応した工法と思われる。現在日本において行われている粗朶沈床工法の概要を参考としてあげてある。

この粗朶工は、現地における豊富な樹枝を利用して比較的容易に施工出来るものであり、根固工としては、将来の利用のため検討の価値あるものと考えられる。この工法を橋脚の周囲および橋台附近の河岸に利用すれば、かなりの効果を期待出来ると思われる。橋脚に対しては最小限周囲各々  $7\sim 10\text{m}$  の範囲は必要である。(Fig 22 参照)

#### 4. 日本における粗朶沈床工法の概要

##### (1) 粗朶沈床 fascine mattress

本工法の要素は連柴、敷粗朶 柵および沈石である。連柴は、束粗朶の中の真直で細枝の多いものから選び、根と梢とを重ね合わせて、なわ又は wire の類で締付け  $15\text{cm}$  置きに垂鉛引き鉄線 (# 12) で結束して dia  $15\text{cm}$  に仕上げる。

沈床は縦横共に  $1\text{m}$  間隔に梢を河身および下流に向けて連柴を格子形に組み、交点を緊結する。これを下格子といい、その上に縦横に厚さ  $15\text{cm}$  の敷粗朶を梢を河身および下流にむける層に布列した上に、下格子と同一構造の上格子を重ね下格子を結束した wire を以つて上格子の交点を緊結する。

上格子の連柴上には周囲 2 列に  $50\text{cm}$  間隔に内部は 1 列置きに同間隔に小杭を打つて、下連柴に貫通し、高さ  $15\text{cm}$  の柵を掻き、その間に  $20\sim 40\text{kg}$  の割石、玉石の類を填充して沈石とし、その間に砂利、砂等を目潰しする。沈床全部の厚さは約  $90\sim 120\text{cm}$  である。

すべて沈床は低水位以下に施工してその腐朽を防ぐようにする。粗朶沈床の構造を図示すると別図のようである。(Fig 21 参照)

##### (2) 粗朶単床

粗朶単床は、粗朶沈床の構造を簡略にしたものであつて、水深の浅い個所、または沈床の下に重ねて布設するものである。工程は下格子の上に敷粗朶一層を布設し、上格子を省いて直ちに柵を掻き約  $60\text{cm}$  の厚さに仕上げる。

## 5. 橋梁形式の選定

### a 上部構造の形式

上部構造の形式は大きく分けて鋼構造にするか、又、コンクリート構造にするかであるがそれぞれ一長一短を持っており先にも述べてあるように経済性、走行性、工事の難易、工期、維持管理、美観、建設費等を検討して決定すべきであり、又上部構造の形式選定に於ける下部構造形式と、その建設費におよぼす影響も大きいので上部構造を下部構造と切り離して決定すべきでない。

本橋梁の構造形式決定に当つてはオ3次現地調査団に於いて、東パキスタン政府関係者と密接なる打ち合わせを行なつた結果、東パキスタン政府はP・C橋に大きな関心を寄せていることを知り、特に東パキスタンの特殊性としての鋼構造用鋼材の調達困難を考慮すれば、あながちP・C橋が鋼構造に比較して、不利とも考えがたいので本設計に当つては架橋地点の調査結果、橋梁建築限界および現地の特殊性等を総合的に検討して、P・C橋一型式と鋼橋一型式を選定しその2橋について設計を行うことにした。調査団員による型式選定は検討の結果P・C橋としては、ガルバー式デイビダーク橋とし鋼橋としては、トラス橋を採用することに決定した。

### b 下部構造および基礎構造形式

下部構造および基礎構造の形式は現地の地盤の状況、上部構造の反力、規模又上部構造の機能等に関連し上部構造と無関係に型式決定することは上部構造と同様である。基礎構造形式についても同様な趣旨であるが本設計においてはいずれの場合についても鋼管構造とコンクリート構造との総合比較検討を行つて決定するものとした。ただし下部構造および基礎構造形式にあつては、なるべく地方資材を使用出来る構造形式になるようつとめる。

### c 橋長およびスパン割

橋長の決定に当つては、経済的見地から、なるべく短かくすることが望まれるがゴライ河は洪水期間が数ヶ月にもおよび、かつ河床構成材料、河岸の土質が、ともに比較的細かい粒度のもと考えられ、河岸の決壊および橋脚橋台による洗掘が起り、なるべく長大橋、長大スパンとすることが望ましい。しかしながら基礎の地質条件による経済スパン割があるのも当然である。

オ2回めの雨期現地調査の水理的見地からすると現河道を5スパン程度で架橋することが望ましい。この際両サイドの主橋脚は河岸の決壊を考慮して現河岸から20～30m程度離すことが有利である。又橋台は河岸よりアプローチ橋を設けて相当の距離まで河岸より離す必要があると云う見方をしたのであるが、オ3次地質調査および洪水による河川の変化を検討した結果P・C橋については、現河道を70.0mの6スパンとし、将来の河岸決壊を考慮して両岸より50.0m点を主橋梁端として、これより30.0m3径間の単純P・C橋をアプ

ローチ橋とした。

一方トラス鋼橋に対しても、そのスパン割については上部工形式および土質状態が大きなファクターとなることはP・C橋と同じであるので、この趣旨に従って且つP・C橋との経済比較検討等の意味も含めてP・C橋のスパン割に合わせ、アブローチ橋はプレートガーダの25.0mスパン3径間連続橋とした。

#### d 航路限界

東パキスタン道路局選定によれば、ゴライ河は3級河川に属し航行船舶に対する航路限界も決定されている。これによれば最小スパン限界は150 feet(45.7m)で橋梁の桁下空間は30 feet(9.1m)なお最小水深は8 feet(2.4m)となつている。

本橋梁設計に当つては低水時および洪水時にもどれかあるスパン内で上記限界を満足出来るように、スパン割および桁下空間を決定した。なお桁下空間決定に当つては波高3.0mを考慮して中央径間について最小限界に3.0mをプラスした桁下空間を採用した。

#### e 縦断勾配

本橋梁については、交通に著しい支障を及ぼさない勾配と云う、その縦断勾配は原則的に3%と決定した。しかしながら3%の縦断勾配を基にP・C橋の一般図を作成してみるとアバットメントの高さが11.00mにもおよびアブローチ道路の盛土高が不経済に高くなり又アバットメントの断面も盛土の為に大きくなつて技術的、経済的にみて、その3%の縦断勾配を使用することはかえつて多くの支障をきたすので鋼橋については3%でP・C橋については4%を採用することにした。

#### 示方書

東パキスタン政府として橋梁の設計にともなり示方書としては、' Highway Bridge Code for East Pakistan 'があるが、この示方書はごく簡単な示方書であつて鋼橋に関する規定P・C橋に関する規定等が含まれていず、設計に対して不十分であると思われる。従つて東パキスタン内では、これら不十分な事項については、AASHOによつて設計を行つてゐることであつた。本設計にあつてはAASHOを使用するのが当然であろうが、しかし設計に当つては、日本の資材を基準とした設計になる場合など考えれば、ただ単にAASHOと日本の示方書とは比較して見ると荷重条件許容応力度等については大きな差がなく本設計においては原則的に荷重条件はAASHOを摘要し許容応力度等については、日本制定の示方書で設計することにした。

準拠示方書は次の通りである。

#### AASHO

#### Highway Bridge Code for East Pakistan

コンクリート標準示方書	( 土木学会 1958 )
鉄筋コンクリート道路橋設計示方書	( 日本道路協会 1964 )
プレストレストコンクリート 設計施工指針	( 土木学会 1961 )
デイビダーク工法設計施工指針(案)	( 土木学会 1966 )
道路橋下部構造設計指針	( 日本道路協会 1966 )
鋼道路橋設計示方書	( 日本道路協会 1964 )
溶接鋼道路橋設計示方書	( 日本道路協会 1964 )
鋼道路橋の合成桁の設計施工指針	( 日本道路協会 1965 )

ただし東パキスタンの地理的条件および特殊条件を考慮して特に下記条件を採用する。

(1) 風 荷 重

$$100 \text{ mile/hr} = 45 \text{ m/sec}$$

(2) 温 度

温度変化に対しては  $0^{\circ}\text{C} \sim 40^{\circ}\text{C}$

(3) 地震荷重

死荷重のみに対して考え

水平地震	5%
鉛直地震	±0

(4) 煉瓦を骨材として使用した場合のコンクリート許容応力度

東パキスタン内でのコンクリート用 粗骨材は天然産としては主に東パキスタンの東北部にあたるシルヘット地域の河川から採集され船便、および陸便で目的地に運ばれている。又細骨材は必ずしも、シルヘットまで、行かなくてもゴライ河の中流部の洲になつている河床砂のシルト分を洗い流して使用出来るが、良質のコンクリートを造るためには粒径があまりにも小さい。本橋梁地点はシルヘットより直線距離にして約180 mile もあり船便および陸便距離にすれば250 mile 以上になる。又運搬にはある限られた季節となり骨材運搬費が建設費におよぼす影響は大きい。

土質学的にみた東パキスタンの表土は殆んどが沖積粘土であり、この沖積粘土を原料とした煉瓦焼きがいたる地域で見られ煉瓦の入手は、かなり安く出来る。この煉瓦の内、焼き方の固いものを砕いてコンクリートの粗骨材として使用すれば建設費の削減になる。しかし現在のところ煉瓦を骨材としたコンクリートの実績があまりないので強度について確かなる数値がないが煉瓦の性質と粘土を成分とした軽量骨材の性質が似通つている点を考えれば、コンクリートに使用出来ないことはない。現地調査によれば、現地では煉瓦骨材コンクリートを使用して構造物を造つている。

上記の地方的特殊性を加味して本橋梁の設計にあつて特に下部構造の設計にあつては煉瓦骨材コンクリートを使用することにした。この場合コンクリートの配合は下記に示すも

のを標準とし、その強度も次のように決定する。

表 1 8      コ ン ク リ ー ト 配 合

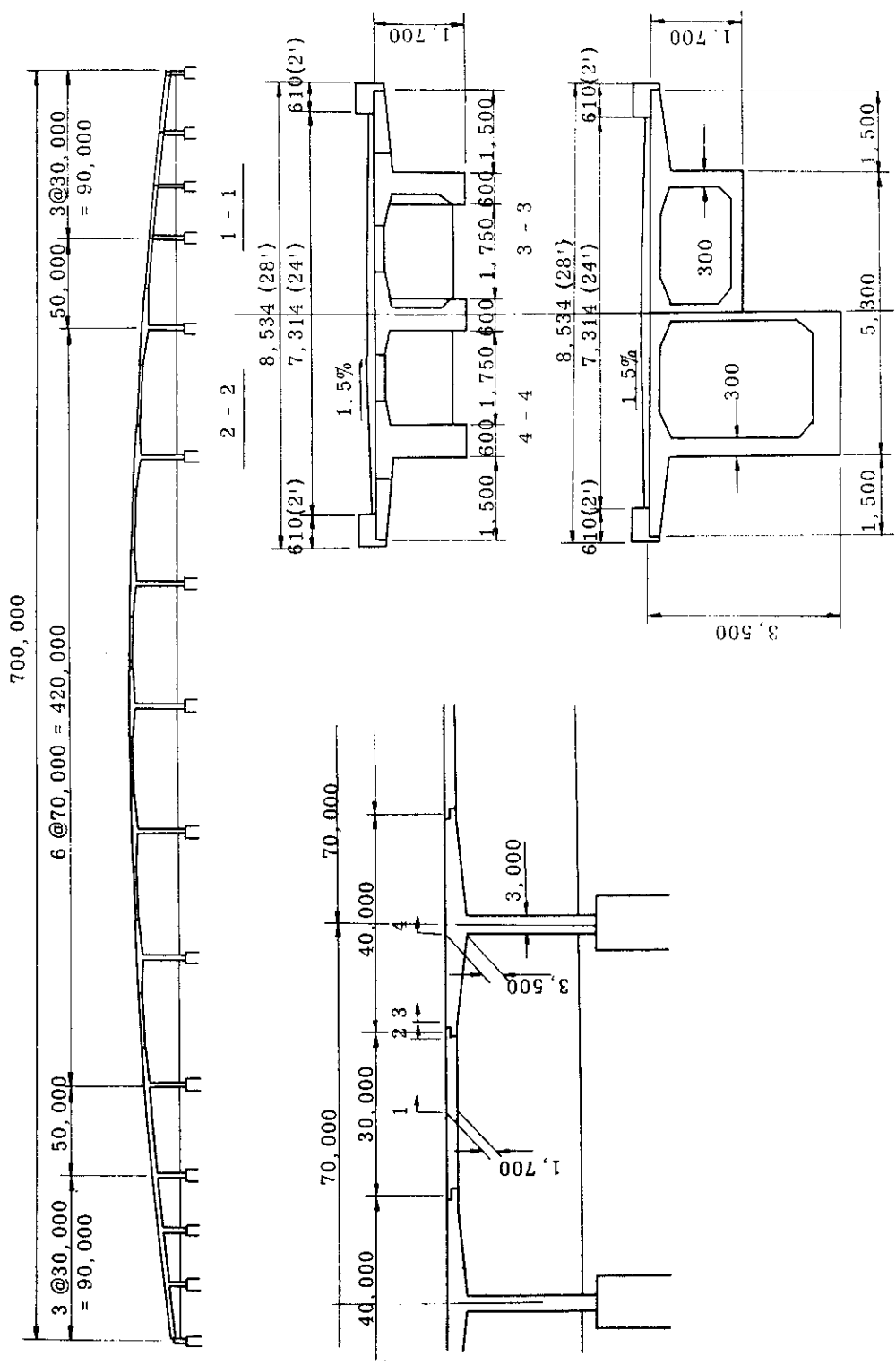
骨 材	粗 最 骨 大 寸 法 枕(mm)	C (kg)	w/c (%)	s/a (%)	混 和 剤	ス ラ ン プ (cm)	空 気 量 (%)	圧 縮 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )
粗骨材 煉瓦 細骨材 河砂	20	360	50	50	ポゾリス	10以上	5±1	165 以上

表 1 9      許 容 応 力 度

		コンクリート設計 準強 $\sigma 28$ (kg/cm <sup>2</sup> )		165	
許 容 応 力 度  (kg/cm <sup>2</sup> )	コ ン ク リ ー ト	曲げ圧縮応力度		55	
		軸方向圧縮応力度		41	
		せん断 応力度	コンクリートだけで斜引張応力を受けさせる場合		版 5.0 はり 3.7
			腹鉄筋で斜引張応力を受けさせる場合		11
		付着応力度		4.5	
		支圧応力度		41	
	鉄 筋	引張応力度		SR 24 1,200	
降伏点強度		SR 24 2,400			

(鉄筋コンクリートの単位重量 =  $2.1 \text{ t/m}^3$ )





### (3) PC鋼棒(φ27) SBPC105

引張強度	$\sigma_{pu} = 105 \text{ kg/mm}^2$
降伏点応力度	$\sigma_{py} = 80 \text{ } \text{kg/mm}^2$
許容引張応力度 (設計時)	$\sigma_{pu} = 60 \text{ } \text{kg/mm}^2$
〃 (緊張時)	$\sigma_{pi} = 72 \text{ } \text{kg/mm}^2$

#### 構造概要

##### (1) 張出部

構造型式はスパン中央に吊桁を落とし込んだゲルバー型式で静定構造である。

本橋の巾員(7.314m)程度では1-Boxで十分であるが、ゲルバーヒンジ部で箱桁のwebと吊桁と一致させた方が好ましいので2-Boxとした。

web巾はPC鋼棒定着に必要な30cmとし交点附近で拡巾しないものとする。

上床板はweb巾が2.5mであるため横締は行わずRCとする。

##### (2) 橋脚

橋脚脚柱は静荷重作用時、あるいは活荷重が対称的に載荷された状態では軸力のみで、曲げモーメントを生じない。しかし、片側のスパンに活荷重が載荷されると大きな曲げモーメントを生ずるので、横断面形は中空小判型として剛性をもたせた。

橋脚柱頭部は主桁と脚柱が剛結されている部分で主桁からの曲げモーメントを脚柱に伝達するものである。

型式として、三角トラス型と脚柱をそのまま主桁にのばす方法があるが、脚柱がRCなので後者の方法が適当と考えた。

##### (3) 吊桁、単純桁

T型単純桁は主桁本数をなるべく少くした方が型枠費、架設費が減り経済的であるので、3主桁とし、耳桁は美観上より張出部の箱桁に合わせるために桁断面を変断面とした。耳桁の主軸に対する傾斜角は上床版で調整して $\pm 0^\circ 0' - 10'$ となつた。

##### (4) 支承

ゲルバー型式のため、活荷重により吊桁両端にたわみ差を生ずるので橋軸方向に回転を許す支承でなければならない。

使用する沓は、フリクションプレートとネオプレーンゴムをサンドイッチした沓で、スライドはフリクションプレートで、回転はネオプレーンゴムによつてもたせる構造とした。

##### (5) 架設上の観点

本橋のように長大橋で且つ架設が季節的に制限を受ける場合には橋脚から片持ばりとして順次施工していく片持式架設方法がきわめて有効な方法である。

片持式の架設方法には桁のコンクリート成形法とプレキャストブロックを

ついでいく方法がある。

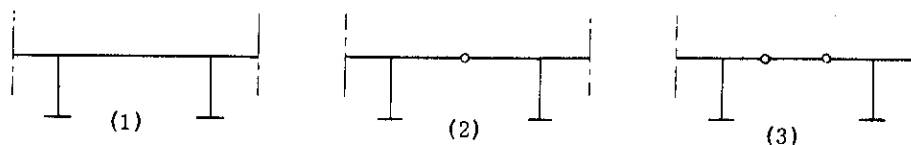
プレキャストブロックを利用する場合には多くの利点を有するが、長大橋の場合には桁高が高くなり1ブロックあたりの重量が大きくなり、大がかりな架設機械を必要とし、高度の架設技術を要する。また、本橋のように桁高が変化する場合に型わくの種類が多く、互換性がないため型わくの合理化ができない理由で、本橋の場合には桁コンクリートを現場打とし、Dywidag 工法による片持式の架設とする。

#### (6) 力学系の観点

長大スパンに好都合な力学系は支点到近くに大きな曲げモーメントが生ずるような力学系である。

このような力学系では、支点近くでは大きな曲げモーメントに抵抗するために大きな断面を必要とするようになり、自重は増大するが、これが死荷重曲げモーメントの増加におよぼす影響はきわめて少ないからである。

中間のスパンの部分の力学系として下図に示す。



(1)形式は、伸縮継手がなく走行性は快適である利点を有するが、多径間にはわたる場合には温度変化により大きな応力が生ずる。架設中の曲げモーメントが桁全体を支保工上で施工したときの曲げモーメントにできるだけ近くなるような架設方法をとらないと不利である。また、スパン中央付近で正の曲げモーメントの最大値が生ずるので、これに抵抗するために断面が大きくなり、死荷重モーメントに不利な結果を与える。

以上の点より、(2)、(3)形式に劣る。

(2)形式は、スパン中央に鉛直力のみを伝え、水平方向の移動を拘束しないヒンジをもうけたラーメン構造で片持式架設した場合、設計荷重時に必要なプレストレスのみで、施工時にも十分安全である。

また、荷重による曲げモーメントの最大の支点上に最も多くのPC鋼材を配置し、曲げモーメントの0に近い先端にはほとんど0に近い量のPC鋼材を配置すればよいので、PC構造として最も経済的な形式である。

ただし、この構造の唯一の欠点はスパン中央ヒンジ部の変形が大きくなるという点である。このヒンジ部の変形に対して、アメリカ・フランスでは好まないが、ドイツでは変形はあ

まり気にせず、むしろ、伸縮継手部の補強に力を入れている。

(3)形式は、スパン中央にゲルバー橋をおとし込んだもので、(2)形式のようなヒンジ部の変形はない。しかし、架設上、片持部を施工するためのフルパワーゲンを最後まで(スパン中央まで)利用できない点が、(2)形式に劣る。

また、(2)形式に比べて、伸縮継手が多く、ゲルバーヒンジ部があるため、雨水等により、その部分がよごれるという欠点があるが、(2)形式のようなヒンジ部の変形がないため、本橋の場合には(3)形式の構造が最適と考える。

#### 鋼橋上部構造

##### a 設計条件 (Design Condition)

設計にあたり下記の示方書の内容を比較した。

鋼道路橋設計示方書 3.3 9.9 (日本道路協会)

Highway Bridge Code for East Pakistan 1962

Standard Specification for Highway Bridges 1965 (A, A, S, H, O)

その結果、設計荷重、許容応力度等の考え方に大きな違いが無いことが判つたので、現段階では主として鋼道路橋設計示方書に準拠することにした。

設計に用いた主な条件は下記の通りである。

(1) 設計荷重 (Design Load) TL-20 (A, A, S, H, O H-20 相当)

(2) 型式 (Type of Bridge)

主径間 三径間連続下路式トラス橋

(Main Span) (3-Span Continuous Through Truss Bridge)

側径間 三径間連続鋼桁橋

(Side Span) (3-Span Continuous Plate Girder Bridge)

(3) 橋長 (Bridge Length) 713.800

(4) 支間割

(Span Arrangement)

400+3@25.000+1.000+4@70.000+1.000+4@70.000+1.000  
+3@25.000+400

(5) 巾員

(Width of Roadway and Sidewalk)

車道巾員 7.3 1 4 ( 2 4')

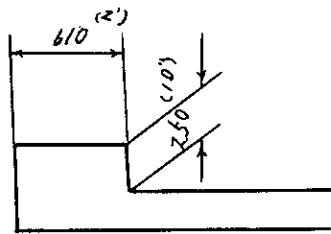
(Width of Roadway)

歩道巾員 含まず

(Width of Sidewalk)

(A) 地 覆

(Curbs)

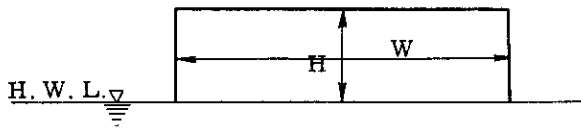


(7) 航路限界

(Navigational Clearance)

$$W = 45.720 (150')$$

$$H = 12.000 (30' + 3.000)$$



(8) 最急縦断勾配

Maximum

Longitudinal Slope

$$i = 4.0 \%$$

(9) 横断勾配

(Cross-grade)

$$i = 1.5 \%$$

(10) 地震係数

$$K_H = 0.05$$

(Coef of Earthquake)

$$K_v = 0$$

(11) 舗装厚

$$t = 5.0$$

(Thickness of Pavement)

12) 温度変化  $-20^{\circ}\text{C}\sim+20^{\circ}\text{C}$   
(Temperature Range)

13) 鋼材  
(Steel Materials)

鋼材規格はすべて JIS に従う。

14) 最少部材厚  $t = 8 \left( \frac{5}{16} \right)$   
(Minimum Thickness of Metal)

#### 構造概要

本報告書は原則として概略設計である。従つて構造物設計も概略設計として概略工事費算出のために必要を最少限度の設計計算を行った。

すなわち、設計計算は主要断面の算出にとどめ、設計図は一般寸法及び主要断面を図示している。

#### (1) 型式決定に考慮すべき事項

橋梁構造の計画に当つては、交通に適するように円滑な線形にして、全体の経済性の上になつて判断すべきである。計画の初めにあたつて、まず広い視野から自分の位置を眺め、あるべき姿勢を確かめてから計画にとりかゝることが必要である。上部構造にのみ局限して、満足しなければならぬ点は次の通りである。

##### i) 建設費が低廉であること。

この際、維持補修の費用についても考慮を払うのが当然であるが、一般に建設費の差に対する金利の方が維持補修費の差よりも大きなことが多い。

##### ii) 快適な走行性を確保すること。

施工に当つては、つねにきめられた線形や横断形に仕上げるよう努力されるが、支点降下を伴う連続合成桁や PC 構造のように、構造の形式によつては、施工がむずかしくて正確な縦断を保証しがたいものがある。伸縮継手は、施工が悪いと路面に段差を作り走行車両に衝撃を与えるのに完全な施工を期待しにくいものであるから伸縮継手の数はなるべく減らすのがよい。

##### iii) 架設が容易であること。

とくに乾季と雨季との河川流量の差が大きい所での工事は不測の事故が起る恐れがあるので、安全で、スピーディな架設工法が望まれる。

##### iv) 維持管理が容易であること。

維持管理が組織的に行われる場合を除き、一般には作りつばなしの例が多い。このために将来において良好な維持が望めない場合には、それを見越した構造物を作らなければならぬ。

## v) 美 観

### (2) スパン割り

橋梁の1㎡当り工費は支間によつて大きく差があるから、橋梁の全長が与えられても、スパン割りの仕方によつて工事費に大差がつく。しかし、任意にスパン割りを決定することは殆んどない。陸下利用、美観等のために、スパン割りが制限されることが多い。

多径間の橋梁で一つのスパンが制 拘されると、その桁高あるいは材料がきまり、他のスパンについても同じ材料を用いたり、桁高を揃えなければならぬと云つた具合になつて来る。そうすると、これらのスパンについては必ずしも経済的な設計でなくなると云うことになるので橋梁構造の全体のスパン割りを全体の経済性を考え乍ら検討する必要がある。

#### i) 河川部分のスパン割り

本計画では河川の船舶の利用状況及び河川の流量の検討を行いスパン割りを決定した。すなわち本橋附近を航行する船舶に要する、航路限界は前記の通りで巾45.72mを必要とする。而るに洗掘による影響を考慮すると最小スパンが70.000<sup>m</sup>以上必要であることが判つたので、河川部分のスパン割りは各70.000<sup>m</sup>とし、護岸の浸蝕量を加味すると河川部分として540.000<sup>m</sup>を必要巾とした。

#### ii) 陸上部分のスパン割り

陸上部分のスパン割りは将来の陸下利用及び鋼橋としての最も経済的なスパン割として25.000<sup>m</sup>と決定した。

### (3) 桁下空間

主径間の桁下空間は航行する船舶のマストの高さより12.000<sup>m</sup>と決めた。

この附近の航行船舶は殆んど帆船であるのでこの高さで充分であると考えられる。

### (4) 構造形式

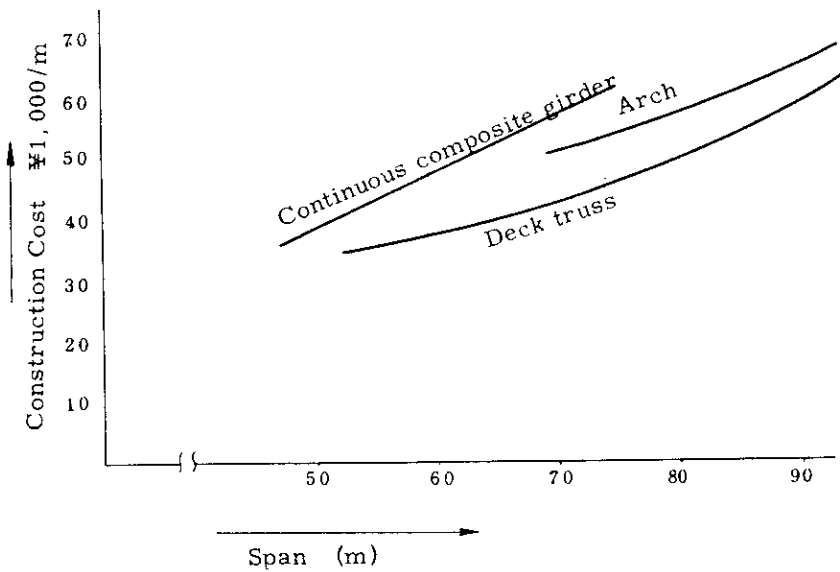
#### i) 河川部分

この部分に対しては走行性及び美観から4径間連続形式として架設の容易さ、経済性よりトラス形式が選ばれ、結局、4径間連続トラス橋を採用した。

参考までにスパン50m～90m級橋梁の工費を示すと次のようになり、70mではトラス形式が優利であることが判る。

(尚この例は日本道路公団の例であるので本計画より橋梁面積が一般に大きいと比較のため掲載した。)

Fig 12 鋼橋上部工費(千円/m<sup>2</sup>) (高欄, 舗装, 伸縮継手, 諸経費等含まず)



ii) 陸上部分

一般に鋼橋に於いてはスパンが短い方が鋼重が軽く従つて経済的であるとされている。しかし、地盤の悪い所では下部構造に多くの費用を要するので、必ずしも経済的ではない。

比較設計に依ると基礎にくいを用いた場合には  $2.5 \sim 0.0$  位のスパン割りが、下部構造の工費を含んだ場合最も経済的である。(建設省某高架橋の比較設計データによる。)

参考のために比較設計の結果を示す。

(5) 構造概要

i) トラス橋

格間長  $8.750^m$

主構間隔  $9.084^m$

最大断面

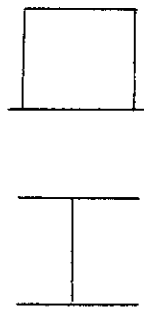
上弦材

1-Lov. pl  $420 \times 14$

2-Web. pl  $360 \times 14$



1-Bott pl 350×14  
 下弦材  
 1-Lov. pl 350×14  
 2-Web pl 350×14  
 1-Bott pl 420×14  
 斜材  
 1-Bott pl 350×14  
 1-Bott pl 320×10



ii) 鈹桁橋

最大断面

端支間内桁

1-Flg pl 340×32  
 1-web pl 1.300×9  
 1-Flg pl 300×32

支点上内外桁

1-Flg pl 320×28  
 1-web pl 1.300×9  
 1-Flg pl 380×32

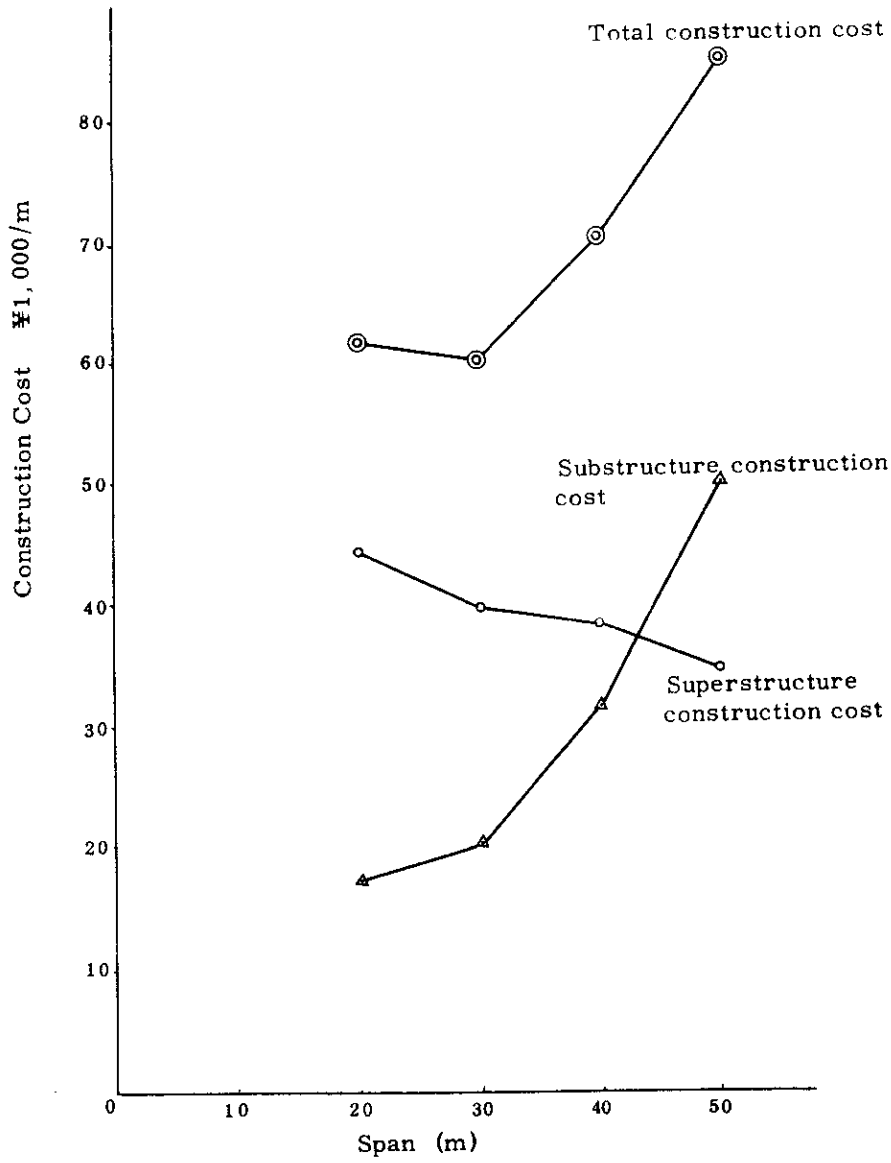
桁高  $1.300^m$

主桁間隔  $3.000^m$

(6) 使用鋼材

鋼材	軸方向引張許容応力度	D/N相当	AASHO相当
SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	St37	A 7 A 375
SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	St52	A 242 A 440 A 441

Fig 13 スパン割りと工費の関係



## 部構造

### 基礎型式

本橋梁地点の地層構成は前述のように細砂、中砂が支配的でB-5のボーリングで厚さ約5.0mの粘性土が認められるだけで、基礎の支持層とみなされる下部砂層(推定土層断面参照)はFaridpur岸で標高-3.4m位であるが河川中央付近では-30.0m前後、Tessore岸では-21m位の位置にありTessore側へ高まりを示す傾向にある。これら土質結果を総合し、かつ上部構造からの大きな荷重が作用するとMain Spanに対する基礎構としては、杭基礎か井筒基礎が適切と思われる。Approach SpanについてもMain Span同様のことが云える。

Main Span 基礎構造に対する大口径の鋼管杭と井筒の優劣は本設計について、つけがたが現地資材を有効に使用することになれば井筒基礎となる。さらに局部的洗掘によつて脚周辺の洗掘の影響を考慮すれば垂直支持力については洗掘によつて問題はないが、水支持力は著しく減少するので、根入を大きくしなければならぬ。一般に深い基礎について杭基礎の方が井筒基礎よりも工事費が少ないが本地点のような著しい洗掘を受け、かつ橋の場合の様に水平外力が大きい場合は井筒基礎の方が経済かつ構造上も安全である。

そこで外力の大きいMain Spanの基礎としては、煉瓦を骨材とした井筒基礎を使用する。構造物の基礎に用いられる井筒の基本形式は大体その上に乗る構造物の大きさ、および形状によつて自然に定まるものであるが従来使用されている井筒の形状は、円形、だ円形、小判形、正方形又は矩形等が主なる形である。そして、これらのうち円形の井筒は基礎底面に比較して、その容積が最も小さいものであるから地中における摩擦抵抗を最も小さく又井筒の刃のすべての点が中心から等距離にあつて特に井筒が水面下において掘削をなす場合には沈下が均一に最も迅速に起ると云う利益がある。又井筒の断面形の応力を考えて見ると常時において先ず周囲よりの作用する圧力に対して井筒の受ける応力の性質は円形では単一強度の圧縮応力を生じ湾曲を生ずることはないが矩形断面では曲げモーメントの為圧縮と引張応力を生ずるため強度の大なる断面が必要である。従つて同じ材料を以て作る場合には、円形は正方形に比較して強度は大であり、矩形は不経済な形と云うべきである。だ円形は、その長短両軸の比によつてあるいは引張応力と圧縮応力の両方を生ずることもあり、又は圧縮応力だけのこともある。

次に施工上の見地から考えてみると、コンクリートの施工に当つては、その形が単純で直線的なもの程型枠および鉄筋の組立が容易で経済的である。井筒沈下は比較的迅速で躯体コンクリートに十分な硬化日数を与えることが困難であるから躯体に引張応力を生じさせる懸念のある場合には円形又はだ円形を採用するのが無難である。さらに河川に対する影響について考えると、河川の途中に洪水の流下を妨害するような構造物を作るとは勿論

河川に害をおよぼすことは明らかである。従つて同一支持面積を有する井筒の中で最も多く河川の有効面積を減少させるものは円形井筒であり、又流水に対して最も多く抵抗を与え、水流を攪乱し易いものは正方形断面である。従つて上記の点から見ると最も適当と思われるものは比較的短軸を有するだ円形である。段後に土の抵抗能力の点から見ると、軟弱なる地中に建造せられる井筒は第一使命としての支持能力を強大ならしめることにあるが、普通の場合においては、相当良好な地盤の時は地盤の支持力が抵抗能力のオーにあり、一定の周辺長を有する断面にて、円形は最大の包蔵面積を有するから支持力を増すことを主眼とするときは、円形が最良である。又応力の点より見て比較的薄い壁を以て強大な強度であるから、自重も比較的小さくなる。従つて、軟弱な地層に対しては、なおさら有利なる条件となる。しかし地盤が軟弱で井筒周壁の摩擦抵抗に依存する場合には、一定包蔵面積に対して最大周辺長を有するものが有利な条件としては矩形が最も有利なように思われるが、応力の性質上自重が増し、果して得るところがあるか、どうかも疑問である。

要するに以上の諸見地から総合的に比較すると結局円形が最も有利であると云う結論に達するので本橋梁基礎として円形井筒を採用する。

Approach Spanの基礎としては、上部構造からの反力が小さいこと、洗掘作用が起らないことを考慮すれば杭を適当に配置した基礎が井筒基礎よりも経済的かつ構造上からも十分安全であると考えられる。既製杭としては木、鉄筋コンクリート、PC鋼杭等である。これらの杭のうち価格の点では木が他の杭よりきまつているが構造物が大型化し、杭の受け持つ荷重が大きくなり、しかも20～30mの杭長を要求するようになると木杭では目的が達せられなくなる。従つてごく普通の条件で最も安く施工速度の早い基礎としては鉄筋コンクリート杭をハンマーで打ち込む方法と云える。鉄筋コンクリート杭の欠点は自重が大きいこと、打ち込み抵抗が大きいこと、杭自体が破損する恐れがあること、完全な継手がないこと等であるが、杭長が20m以下の杭ならば上記の欠点も大きな問題となる事は少ない。PCおよび鋼杭は鉄筋コンクリート杭に比較して、他に多くの長所を持っているが経済的には劣る。

本設計の杭基礎としては構造上許せる範囲内で経済的な鉄筋コンクリート杭を採用することにした。

場所打ちコンクリート杭については杭の水平抵抗に対する信頼性および施工が確実に行なわれたかどうかの確認の方法の困難から使用しないことにした。

## b 井筒基礎の設計

### (1) 支持地盤のN値の評価

各ボーリングデータを基にして井筒の支持地盤の決定を行う。

各ボーリング位置における支持地盤の諸元は下表の様になる。

表 2 0 支 持 地 盤 の 諸 元

調査地点	調査地点 の 測 点	河床より支持地盤までの深さ		支持地盤 の 土 質	支持地盤の 実測N値
		±0 <sup>M</sup> 以上	±0 <sup>M</sup> 以下		
B-1	+170.000 <sup>m</sup>	+7.500 <sup>m</sup>	-35.000 <sup>m</sup>	非常に密な 中 砂	86
B-2	+270.000 <sup>m</sup>	+2.700 <sup>m</sup>	-32.000 <sup>m</sup>	非常に密な 中 砂	59
B-3	+380.000 <sup>m</sup>	+0.940 <sup>m</sup>	-34.000 <sup>m</sup>	密な細砂	63
B-4	+490.000 <sup>m</sup>	-1.300 <sup>m</sup>	-36.000 <sup>m</sup>	非常に密な 中 砂	58
B-5	+650.000 <sup>m</sup>	+7.790 <sup>m</sup>	-23.000 <sup>m</sup>	密な細砂	61

静力学公式を用いて支持力を計算する場合実測N値を補正する必要がある。なおB-4について補正を行う。

i) ロッドの長さによるN値の補正

ロッドの長さが長くなるとN値はロッドの弾性変形、地盤の性質等によつて左右され過大な値を示すので次式で補正する。

$$N = N' \left( 1 - \frac{1}{200} x \right)$$

N' : 実測N値 = 58

x : ロッドの長さ (m) = 35.62 m

$$N = 58 \left( 1 - \frac{1}{200} \times 35.62 \right) = 48$$

ii) 土質によるN値の補正

地下水面の極細砂、又シルト質砂の場合には、透水性が低いためにN値が大きき出するので打撃数Nが15を越す場合には次式で補正する必要がある。

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \quad (N > 15)$$

N' = ロッドの長さによる補正N値 = 48

$$N = 15 + \frac{1}{2} (48 - 15) = 31.5 = 32$$

(2) 許容地耐力の計算

調査地点B-4のデータを用いて支持地盤の地耐力を計算する。支持力公式は各種あるがここでは次式を用いて支持力を算定する。(道路橋下部構造設計指針ケーソンの設計篇) 参照。

$$q_d = \alpha C N_c + \beta T_1 B N_r + r_2 D_f N_q$$

C : ウエル底面下にある地盤の粘着力 ( t/m<sup>2</sup> ) = 0

T<sub>1</sub> : ウエル底面下にある地盤の単位体積重量 ( t/m<sup>3</sup> ) = 1.0

r<sub>2</sub> : ウエル底面上の側面地盤の単位体積重量 ( t/m<sup>3</sup> ) = 1.0

$\frac{\alpha}{\beta}$  : ウエル底面の形状係数

B : ウエル断面の短辺の長さ ( m ) = 9.30

D<sub>f</sub> : ウエルの有効長 ( ± 0.0 より - 1.080 下 ) = 25.20

N<sub>c</sub>

N<sub>r</sub> 支持力係数

N<sub>q</sub>

支持力係数 N<sub>c</sub>, N<sub>r</sub>, N<sub>q</sub> はウエル底面下の地盤の内部摩擦角 φ の関数によつて示されるので N 値より内部摩擦角を推定する。

内部摩擦角の推定公式は次式を用いて推定する。

$$\begin{aligned} \phi &= 1.5 + 1.5 N & N > 5 \\ &= 1.5 + 1.5 \times 3.2 & = 36.9^\circ \end{aligned}$$

φ = 36.9° に対応する支持力係数は図表より

$$N_r = 4.2 \quad N_q = 4.1$$

ウエル底面の形状係数は円形の場合

$$\alpha = 1.3 \quad \beta = 0.3$$

よつて極限支持力 q<sub>d</sub> は次のようになる。但し α C N<sub>c</sub> は砂質土のため無視する。

$$\begin{aligned} q_d &= \beta T_1 B N_r + r_2 D_f N_q \\ &= 0.3 \times 1.0 \times 9.30 \times 4.2 + 1.0 \times 25.20 \times 4.1 \\ &= 117.18 + 1033.20 = 1150 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

ここで常時の安全率を 3 とすれば許容支持力 q<sub>a</sub> は

$$q_a = \frac{1}{3} q_d = \frac{1}{3} \times 1150 = 383 \text{ t/m}^2$$

(3) 許容沈下量を考慮した場合の許容支持力

ウエルの支持地盤は砂層のため構造物は相当沈下するものと考えられる。よつて上部構造に有害でない沈下量として一般に25mmが推奨されているのでこれを許容沈下として支持力の計算を進める。計算式は日本道路公団「高速自動車国道設計要領」を参照。

$$S_1 = \frac{S_a}{\left( \frac{2B}{B+0.3} \right)^2}$$

$S_1$  : 30m角載荷板の沈下量 (cm)

$S_a$  : 基礎の許容沈下量 (cm) 2.5

$B$  : 基礎の短辺巾 (m) 9.30

$$S_1 = \frac{2.5}{\left( \frac{2 \times 9.30}{9.30 + 0.3} \right)^2} = 0.666 \text{ cm}$$

次に上記  $S_1$  と基礎地盤のN値との関係図表より沈下に対する最大荷重強度が得られる。

$$q_s = 29 \text{ t/m}^2$$

又長期の許容支持力として最大荷重強度の1/2となるがTerzaghiは「砂層上のピアの許容支持力は同じ状態の砂層においてフーチングに許容される値の2倍までとる事が出来る。」と述べている。

よつてウエルの刃口先の地盤に対しては

$$q_{a'} = q_s \times \frac{1}{2} \times 2 + D f' r$$

$D f'$  : ウエル全長 (m)

$r$  : 支持地盤より上方にある地盤の単位体積量 ( $\text{t/m}^3$ )

$$q_{a'} = 29.0 \times \frac{1}{2} \times 2 + 3.30 \times 1.0 = 62.0 \text{ t/m}^2$$

故に  $q_a > q_{a'}$  となり許容地耐力は沈下より決定される。

(4) ウエル根入れ深さの検討

根入れ長さを求める公式 (指針)

$$\left( \frac{2}{n} C' w b_0 \right)^{15} - (3 K w_1)^{14} - (9 H)^{13}$$

$$- 12 \left( M_0 - \frac{4}{n} C' w b_0 \alpha k a^3 \right)^{12} - (24 \alpha k a^3 K w_1)^{11}$$

$$- (24 \alpha k a^3 H) = 0$$

ここに

$n$  : 安全率

$C'$  : 受働土圧係数

$w_1$  : 井筒の単位長さ当りの重量 (  $t/m$  ) (  $53.14 t/m$  )

$w$  : 土の単位重量 (  $t/m^3$  ) (  $1.0 t/m^3$  )

$2b_0$  : 井筒の最大幅 (  $m$  ) ( 地震動の作用方向に直角方向 )

$2a$  : 井筒の最大奥行き ( 地震動の作用方向に平行 )

$\ell$  : 井筒の有効根入長さ 24.70

$K$  : 水平震度 0.05

$\alpha$  : 井筒の底面形状に対する係数

$H$  : 仮定地表面における水平力

$M$  : 仮定地表面におけるモーメント

以下 Group 7 について検討する。

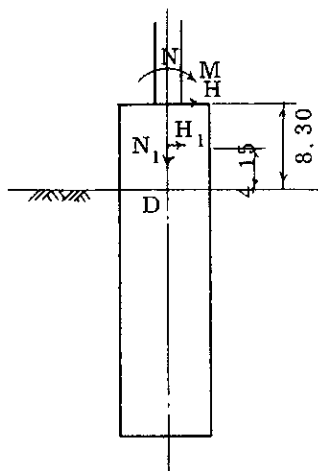
$n$  : 1.1

$C'$  : 物部, 岡部法による地震時受働土圧係数 3.1  
(土質工学ハンドブックより)

$2b_0$  : 10.70 m       $2a$  : 5.40 m

$$\alpha = 1 - \frac{0.412a}{b_0} = 1 - \frac{0.412 \times 2.70}{5.35} = 0.792$$

(5) 仮定地表面における諸力



$$M = 1.993 \text{ tm}$$

$$N = 1.727 \text{ t}$$

$$H = 1.07 \text{ t}$$

$$N_1 = 67.21 \times 8.30 = 557.84 \text{ t}$$

$$H_1 = 557.84 \times 0.05 = 27.89 \text{ t}$$

0 点に作用する諸力

$$\sum M_0 = 1.993 + 1.07 \times 8.30 + 2.789 \times 4.15 = 2.996.84 \text{ tm}$$

$$\sum N_0 = 1.727 + 5.5784 = 2.284.84 \text{ t}$$

$$\sum H_0 = 1.07 + 2.789 = 1.34.89 \text{ t}$$

$$\frac{2}{n} C' w b_0 = \frac{2}{11} \times 3.1 \times 1.0 \times 4.65 = 26.2$$

$$3K_w1 = 3 \times 0.05 \times 67.21 = 10.1$$

$$9 \sum H_0 = 9 \times 1.34.89 = 121.40$$

$$12 \left( \sum M_0 - \frac{4}{n} C' w b_0 \alpha k a^3 \right)$$

$$= 12 \left( 2.996.84 - \frac{4}{11} \times 3.1 \times 1.0 \times 4.65 \times 0.589 \times 1.0 \times 4.65^3 \right)$$

$$= -1.288.9$$

$$24 \alpha k a^3 K_w1 = 24 \times 0.589 \times 1.0 \times 4.65^3 \times 0.05 \times 67.21 = 4.776.28$$

$$24 \alpha k a^3 \sum H_0 = 24 \times 0.589 \times 1.0 \times 4.65^3 \times 1.34.89 = 1.917.19.7$$

$$26.2 \ell^5 - 10.1 \ell^4 - 121.40 \ell^3 + 1.288.9 \ell^2 - 4.776.28 \ell - 1.917.19.7 = 0$$

..... ①

$$\text{①} \times \frac{1}{26.2}$$

$$\ell^5 - 0.385 \ell^4 - 4.634 \ell^3 + 49.19 \ell^2 - 182.3 \ell - 7.317.55 = 0$$

$$\ell = 10.5$$

$$127.627.05 - 4.679.7 + 56.943.57 - 1.914.15 - 7.317.55 \div a$$

$$\ell = 9.5$$

$$77.378.09 - 3.135.85 - 39.73 + 4.439.40 - 1.731.85 - 7.317.55 \div 0$$

(6) 許容応力度

コンクリートは、煉瓦粗骨材を使用するものとする。

		コンクリート設計基準強度		$\sigma_{28}$	165
		許 容 応 力 度  ( kg / cm <sup>2</sup> )	コン クリ ート	曲げ圧縮応力度	
軸方向圧縮応力度					41
せ ん 力 断 裂	コンクリートだけで斜引張応力を 受けさせる場合			版	5.0
				はり	3.7
腹鉄筋で斜引張応力を受けさせる場合					11
付着応力度					4.5
支圧応力度				41	
鉄 筋	引張応力度	SR24	1.200		
	降伏点強度	SR24	2.400		

## (7) 材料の単位重量

鉄筋コンクリート	2.1 t/m <sup>3</sup>
コンクリート	2.0 ♪
土(地下水位以上)	2.0 ♪
土(地下水位以下)	1.0 ♪
水	1.0 ♪

## (8) 井筒の寸法及び諸元

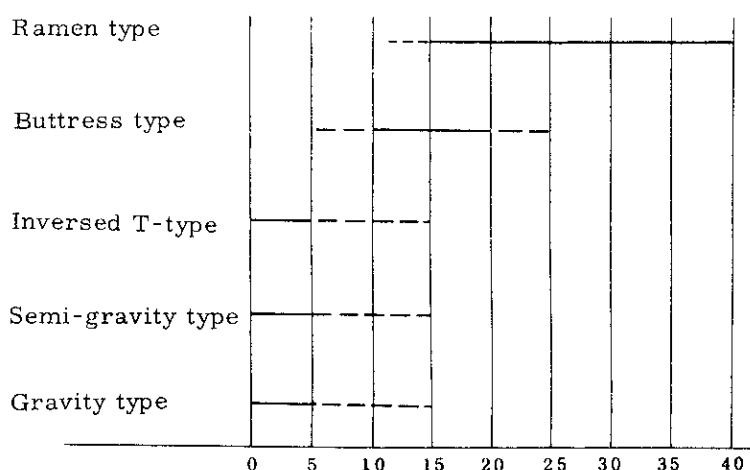
表 2 1 井筒の寸法及び諸元

		P C 橋		鋼 橋		
		M - 4	P - 3	P - 8	P - 3	
直 径	m	9.3	7.4	8.0	8.0	
全 長	m	3.3	3.2	3.3	3.2	
有 効 長	m					
軀 体 壁 厚	cm	9.0	7.0	8.0	7.0	
井 筒 重 量	t	2,218	1,316	1,591	1,478	
上 部 工 反 力	死荷重	t	1,645	655	1,350	844
	活荷重	♪	112	104	162	134
	水平力	♪	82	34	147	14
	風荷重	♪	17	—	74	—
波 圧	♪	19.4	—	—	—	
地 盤 反 力	常 時 垂 直	t/m <sup>2</sup>	54.1	47.4	55.3	37.7
	常 時 水 平	♪	—	—	—	—
	地 震 時 垂 直	♪	64.2	60.6	65.0	47.0
	地 震 時 水 平	♪	—	—	—	—
許 容 支 持 力	常 時	♪	6.2	6.2	6.2	6.2
	地 震 時	♪	82.6	82.6	82.6	82.6
抵 土 抗 圧	常 時	♪	1.6	—	—	—
	地 震 時	♪	4.2	1.3	6.4	0.7

c 橋台の設計及び諸元

橋台形式としては一般に重力式、半重力式、倒立T型、控え壁式、箱型、ラーメン橋台等が上げられる。これらの橋台は使用目的によつてそれぞれの特長を持っている。これらの橋台の経済的適用高さを示すと下表の様である。

表 2 2 橋 台 の 適 用 高 さ



上記のグラフよりすれば本橋梁の橋台としては控え壁橋台が経済性および安定性よりして最適と思われる。

表 2 3 橋 台 の 諸 元 及 び 寸 法

			PC 橋台	鋼橋橋台
幅	m		8.55	8.55
高さ	m		9.40	8.293
前壁厚	cm		50	50
控え壁厚	〃		60	60
フーチング厚	〃		100	100
フーチング長	m		8	6
躯体重量	t		449	318
上部工反力	死荷重	t	205	70
	活荷重	〃	37	59
	水平力	〃	21	4.0
土圧	t/m <sup>2</sup>		6.86	5.99

d 橋脚の設計及び諸元

橋脚の形式選定は前述した様に局部洗掘の増大を避ける目的および上部構造から定まる形式等で、すべての橋脚について小判形柱式橋脚とした。また美観を考慮して橋脚の外寸法はPC橋および鋼橋またMain SpanおよびApproach Spanで統一をはかった。

表 2 4 橋 脚 の 諸 元 及 び 寸 法

			P C 橋		鋼 橋		
			P-4	P-2	P-8	P-11	P-12
縦	幅	m	6.4	6.4	6.8(120)	6.8(120)	7.1
横	幅	φ	1.5	1.5	2.2	2.2	1.2
脚	長	φ	1.9	9.8	2.2.3.1	1.6.7.9	7.0.4
フーチング寸法		m×m	—	7.55×5.00	—	—	8.6×3.8
躯体全重量		t	2.46	1.98	7.18	5.57	1.22
上部工反力	死荷重	φ	4.09	4.09	6.32	2.87	1.92
	活荷重	φ	1.04	1.04	2.24	1.58	1.06
	水平力	φ	2.1	2.1	1.1.1	3.7	2.6

e 杭基礎の設計及び諸元

表 2 5 杭 基 礎 の 諸 元 及 び 寸 法

			P C 橋		鋼 橋	
			橋台	橋脚 P-2	橋台	橋脚 P-12
直	径	mm	450	450	450	450
肉	厚	φ	70	70	70	70
全	長	m	20	20	20	20
重	量	t/本	4.34	4.34	4.34	4.34
杭	本数		30	24	28	17
常時	最大反力	t/本	49.2	34.4	38.9	36.2
	最大水平力	φ	3.6	—	4.7	—
	許容垂直支持力	φ	50	50	50	50
	φ 水平支持力	φ	5	5	5	5
地震時	最大反力	φ	55.8	40.2	40.2	50.6
	φ 水平力	φ	5.5	—	6.0	2.1
	許容垂直支持力	φ	66.7	66.7	66.7	66.7
	φ 水平支持力	φ	6.7	6.7	6.7	6.7

## 第 6 章 架 設 計 画

### 1. P C 橋上部構造

#### a 仮設備工

##### (1) 機械設備

##### (i) コンクリート機械

バッチャープラント	0.6 m <sup>3</sup>	1台
ミキサー	〃	1台
コンクリート、バケツ	〃	2台
ベルトコンベアー	$\ell = 7 \text{ m}$	6台
フレキシブル、パイプレーター	$\phi 750 \quad 3 \text{ PS}$	4台

##### (ii) 架設作業車 (Vorbauwagen)

$W = 30 \text{ t}$                       2台

##### (iii) P C 用機器

デビダーク式 ジャッキ	( $\phi 27$ 用) 50 t <sup>用</sup>	4台
バーベन्दアー	5 P S	1台
グラウトミキサー	1500 rpm 3 P S	1台
グラウト用ダイヤフラムポンプ		3台
コンプレッサー	3 P S	1台
電気溶接器	15 KW	1台
ダイナモメーター		1台

##### (iv) コンクリート試験機器

100 t アムスラ圧縮試験器	1台
モールド、スランプ試験器	1台
骨材、ふるい分け試験器	1台
グラウト、フロー、沈下試験器	1台

##### (v) 簡易ケーブルクレーン

1基

動力	30 P S	複胴ウインチ	1台
主索	$\phi 25$ ワイヤー		
動索	$\phi 16$ ワイヤー		
スパン	150 m		
支柱	タワー	$H = 25 \text{ m}$	$H = 50 \text{ m}$
最大荷重	4.0 t		

(vi) 桁架設用機械

エレクション ガーター (抱込み式)			
長さ 42 m 手延長さ 25 m 高さ 1.5 m 能力 30 t			2 基
桁仕上用 油圧ジャッキ	40 t		8 台
ジャーナル, ジャッキ	25 t		4 台
レバーブロック	5 t		10 台
重吊トrolley	50 t 用		4 台
ワイヤーロープ	φ 18	1000 m	
レール, 枕木		300 m	
ウインチ	20 PS 複胴		2 台
桁横移動用, 溝型レール (スチールボールを含む)		20 m	

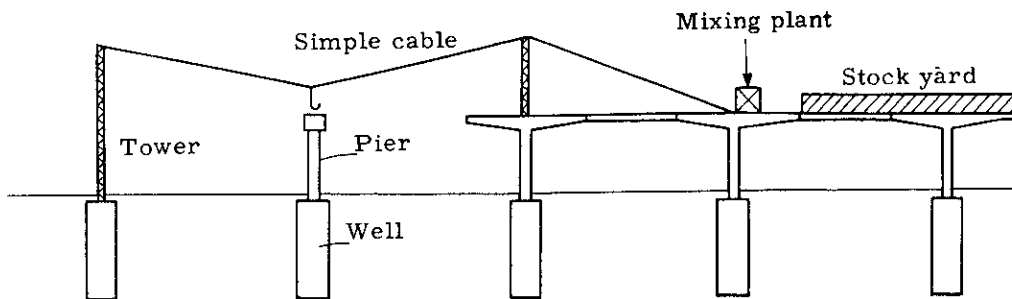
(vii) 電力設備

(viii) 用水設備

ポンプ		2 台
ホース		100 m

(2) 運搬設備

Fig 14 PC 橋の架設方法



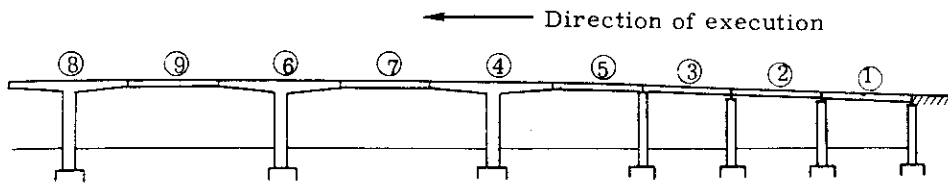
仮設物, 資材置場は施工の前進に伴って移動を容易にするために桁架設後, あるいはコンクリート打設終了後の橋面を利用すること。

コンクリートおよび諸材料の運搬, ならびに Vorbauwagen の組立は簡易ケーブルを使用する。

b 上部工の架設順序

コンクリートおよび諸材料の運搬ならびに Vorbauwagen の組立は簡易ケーブルを使用する関係上片側より順次施工する。

Fig 15 PC橋の架設工法



ゲルバー張出部を最初、全部施工してから吊桁を順次架設していく方法は、本橋のように出水があり、かつ、タツパが高いので作業が困難である。

#### c. 張出部の架設

架設作業車 (Vorbauwagen) と称する移動性のある作業足場を、桁の上に設置して、これにより型枠、配筋、コンクリート打込み、プレストレスングの作業を実施する。

架設作業車は菱形フレームに、わくをつけて型枠、打込まれたコンクリートを支える支保工の機能をもつ部分と、作業をするための足場となる部分を備えている。

この重量はすべて菱形フレームのほど中心部に取付けたジャッキにより支えられ、フレーム後端に生ずる上揚力はPC鋼棒によりすでに施工済の桁にプレストレスを加えて定着される。さらに移動する場合には、レール上をその車輪で走行できるようになっている。

#### 施工順序

- (i) 橋脚より支保工を組み上げ、橋脚柱頭部を簡易ケーブルによつてコンクリート打設する。
- (ii) 柱頭部にワーゲンを組立て、オ2ブロックまで同方向に施工する。
- (iii) 2ブロックまでの施工により、1号ワーゲンが前進して柱頭部にスペースがとれるので、1号ワーゲンと反対向きに2号ワーゲンを組立て、反対に2ブロック施工する。
- (iv) 以後は左右のバランスをとりながら交互に施工していく。

Fig 16 施工順序

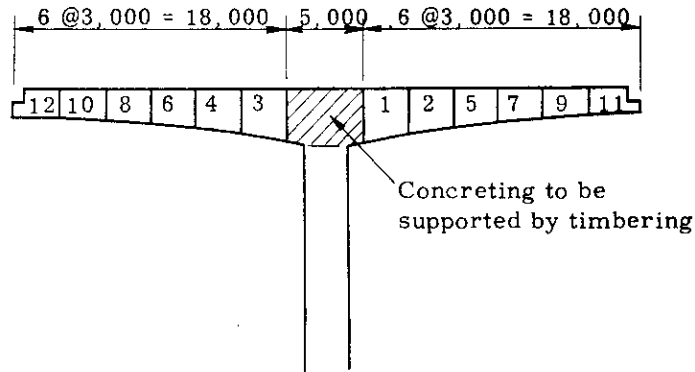
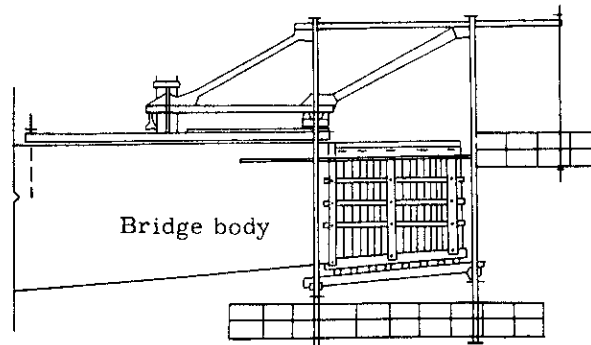


Fig 17 Vorbauwagen



d 吊桁の架設法

張出部施工後、吊桁を架設するわけであるが、施工上片側より吊桁を架設していくことになる。

そのため脚柱に曲げモーメントを生ずるので、これをなくするためにカウンターウエイトを用いなければならない。

カウンターウエイトとして反対側の Box 内に水を入れる方法と、先端にコンクリートブロック等を吊下げることが考えられるが、後者はかなりの重量 (50 t) になることから、作業上より前者の水をカウンターウエイトに利用の方が作業も簡単で経済的である。

また、吊桁の架設方法として

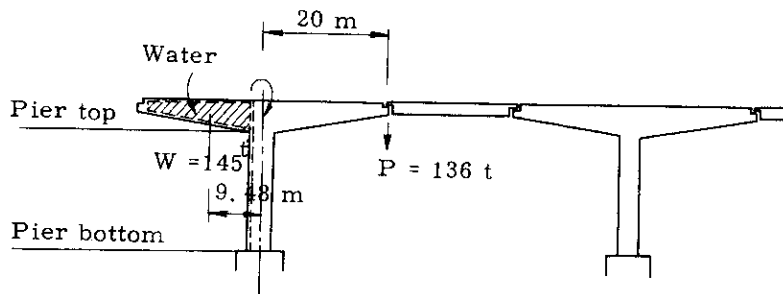
- ① 片側の径間に吊桁 3 本架設し、桁間目地コンクリートおよび横桁コンクリートを打設し横締した後、その上に吊桁を通して次の径間の吊桁を架設する。

② 脚柱に生ずる曲げモーメントをできるだけ小さくするために、全径間にわたって吊桁 2 本架設した後に更に吊桁 1 本を順次架設する。

上記 2 つの方法が考えられるが、②によつてもカウンターウエイトは全く不用ではなく、かつ、桁架設の作業が 2 で述べた如く困難である。

以上により本橋の架設は桁 3 本架設し、横締後に次の径間の架設を行い、カウンターウエイトとして水を利用する。

(1) 片側の橋体工（地盤、高欄、舗装、場所打張出を除く）を施工した時



脚柱上端

$$\begin{aligned} M &= 136 \times 20 - 145 \times 9.48 \\ &= 2720 - 1375 = 1345 \text{ tm} \\ N &= 136 + 145 + 594 = 875 \text{ tm} \end{aligned}$$

脚柱下端

$$\begin{aligned} M &= 1345 \text{ tm} \\ N &= 136 + 145 + 1.145 = 1.426 \text{ t} \end{aligned}$$

(2) 常時の軸力および曲げモーメント

脚柱上端

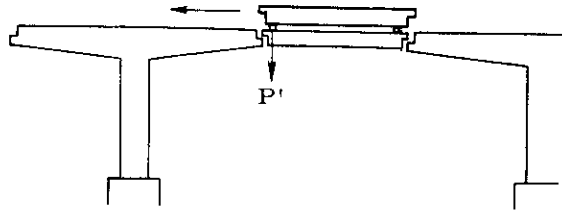
$$\begin{aligned} M &= 2285 \text{ tm} \\ N &= 1206 \text{ t} \end{aligned}$$

脚柱下端

$$\begin{aligned} M &= 2285 \text{ tm} \\ N &= 1757 \text{ t} \end{aligned}$$

以上の如く、施工時の値を常時と比較すれば十分抵抗できる事がわかる。

(3) (1)の状態でも更に吊桁を 1 本架設する時



吊桁 1 本の荷重  $P'$  は衝撃その他荷重を考慮して  $50 \text{ t}$  とする。

$$N = 50 \text{ t}$$

$$M = 50 \times 20 = 1.000 \text{ tm}$$

合成 (1)+(3)

脚柱上端

$$M = 1.345 + 1.000 = 2.345 \text{ tm}$$

$$N = 875 + 50 = 925 \text{ t}$$

脚柱下端

$$M = 2.345 \text{ tm}$$

$$N = 1.426 + 50 = 1.476 \text{ t}$$

この場合、荷重  $P$  は短期間作用するのでコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は  $30\%$  増とすることができる。

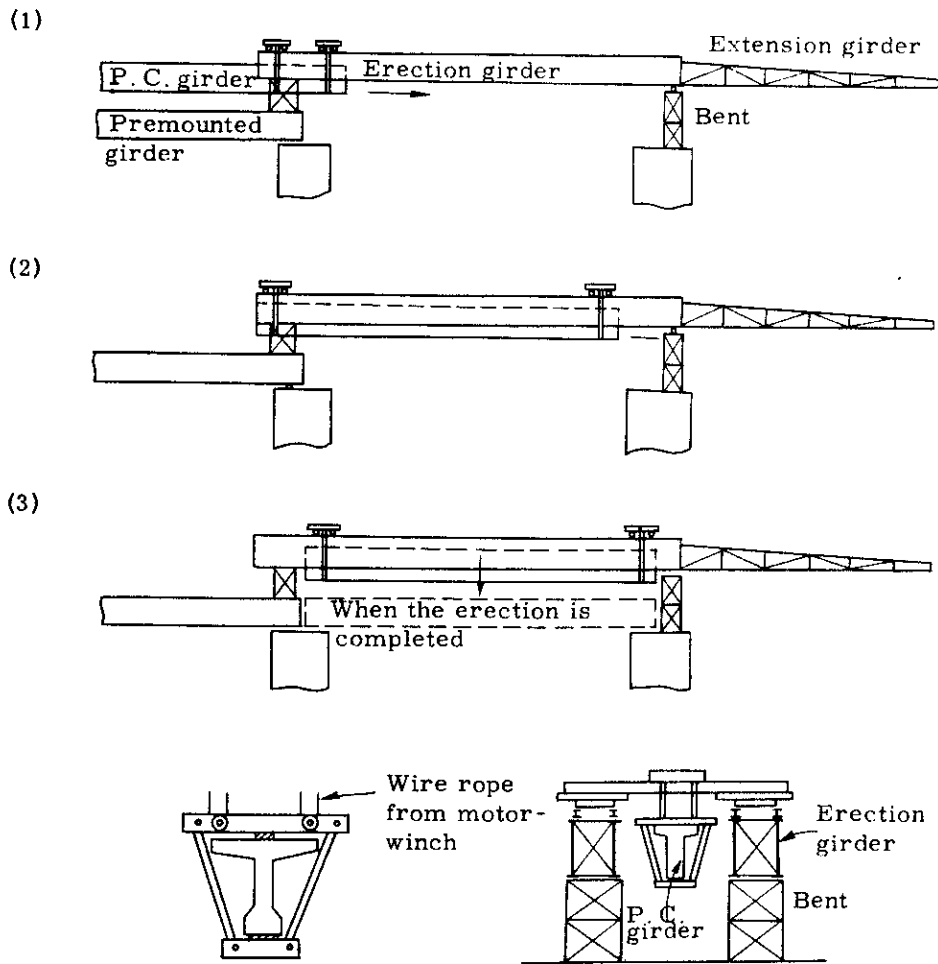
以上を常時の値(2)と比較すれば十分抵抗できる。

#### e エレクションガーダーによる架設

単桁の架設にはステーキングによる引き出し架設、ケーブルによる相吊架設、エレクションガーダーによる架設がある。

ケーブルによる相吊はある程度の架設技術と熟練を要するので、本橋の場合、安全なエレクションガーダーによる架設とする。アプローチ部は出水がないのでステーキング引き出しでもよい。

Fig 18 PC 桁の架設工法

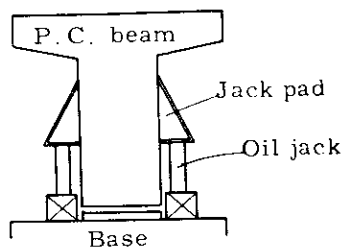


(1) 桁製作

プレキャスト桁は最初、取り付け道路上に仮設した桁製作ベース（2基）上で製作するが施工の前進に伴って適当に既設桁上に移動するものとする。

(2) 上下移動

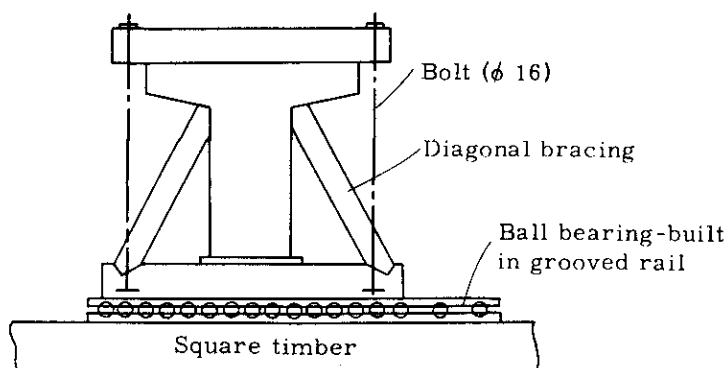
桁製作ベースから桁を打上し移動用台車にのせる場合又は桁を所定の位置に据える場合に桁両端にジャッキ受け金具を取り付け、それにジャッキ（油圧ジャッキ40t用4台）をかけて上下移動を行う。



中桁重量 69 t 耳桁重量 82 t

(3) 横移動

桁を横移動する場合は下図のような転倒防止材をとりつけ、ボールベアリング入溝型レール上に桁をのせて横移動する。



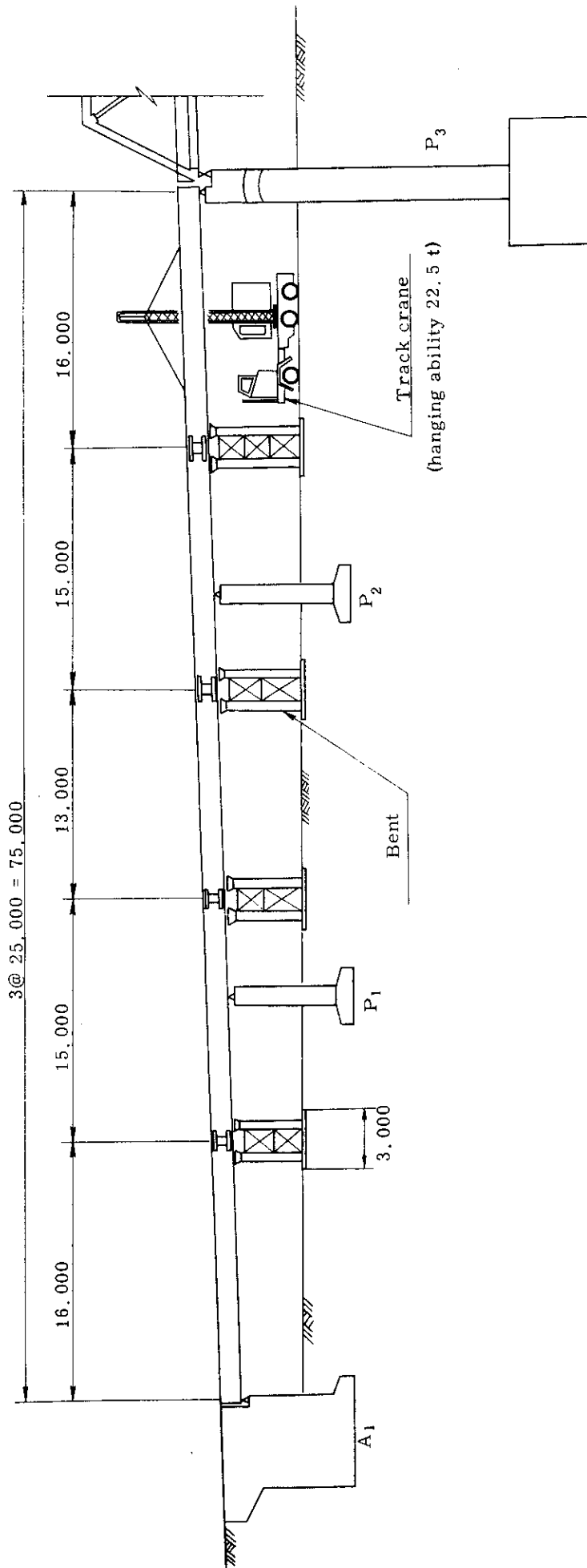
(4) エレクションガーダー（抱込み式）による架設

図の如く、ガーダー2本を使用し、この中間にP C桁を抱込んで架設するものである。  
(P9)

橋前面に引き出したP C桁前部を、前部桁吊機にて吊り上げて、運搬トrolleyより離し、後部は運搬トrolley上につたままガーダー上の電動トrolleyによつて前進させ、後部吊装置機の位置に桁後部がきたら1度停止し、桁後部を吊上げ再び前進し定位置にて停止する。

次に電動ウインチによつて静かに桁を横移動金具上に降す。桁のすえつけは、転倒防止材をとりつけ、ボールベアリング入溝型レールの上に桁をのせて横移動する。

Fig 19 アブローチの架設工法



## 2. 鋼橋上部構造

### a 連続鋼桁

連続桁の架設位置は陸上部であるので、ペントを用いて架設を行う。

すなわち、あらかじめ工場で製作された桁を部材仮置場より大型部材はトレーラーにて、小型部材はトラックに依り架設位置まで運搬配置し、クローラー・クレーン（吊上能力 20.2 ton）2台で両端より吊り上げ鋼製ペントでこれを仮受けしておき組み立てる。

### b 連続トラス桁

前の鋼桁と同様に部材の仮置場より、トレーラー又はトラックに依り、架設位置まで運搬し、陸上部はペントを用い、水上部はケーブルに依りそれぞれ架設する。

#### (1) 陸上部（P3～P4間及びP10～P11間）

- ① P3（P11）方取付道路上に荷取り及び荷さばき用としてガイデリックを設置
- ② P3～P4（P10～P11）間にキャリアケーブルを張渡す。
- ③ トラス格点下にペントを設置。
- ④ P3（P11）方から橋材を取込み、キャリアーでP4（P10）に向かつてトラスを順次架設

#### (2) 水上部

- ① 陸上部の桁上にトロ線を施設し、橋材を搬入。
- ② P4～P5（P10～P9）間にメインケーブルとキャリアーケーブルを張渡す。
- ③ トラスをキャリアーでP4とP5（P10とP9）の両側から中心に向かつて架設。
- ④ P5～P6間、P6～P7間、P7～P8間、P8～P9間も上記と同様の操作で順次架設する。

### c 架設用機械

表 2 6 架 設 用 機 械

種 類	内 訳	数 量	備 考
ガイデリック	ブーム 2 5.7m マスト 3 0.7m	1 基	荷卸し、荷さばき用
移動クレーン	ブーム 1 5.7m ( 5.0吊 )	1 台	
ペ ン ト	7.7m ( 平均高 ) ( 400×300 )	延 長	1 径間毎に移設使用
ト ロ レ ー ル	1 5 kg/m レール	延 長	段取り変えして使用
門 鉄 塔	2 5.7m ( 700×700 )	2 基	1 径間に 2 基設置 段取り変えして使用
キャリアケーブル	JIS 6号 50	延 長	
メインケーブル	JIS 6号 50	延 長	段取り変えして使用
キャリヤ	1 0.0 ton 吊用	2 台	〃

各種ワイヤー		1 式	
各種ブロック	一車, 二車, 三車	1 式	
トロ台車	5.0 ton 用	1 台	段取り変えして使用
枕	木 普通材木 140×200×400	J	〃
ウインチ	30 HP (W) 15 HP (S)	各 3 台	〃
コンプレッサー	20 HP	2 台	〃
電力		80 KW	30 HP ウインチ同時使用
小道具		1 式	

### 3. 下部構造

#### a 基礎の締切工

**Main** 基礎 9 基の締切工は鋼矢板を円形のガイドに沿って打込み、内部腹起材として円型 H 型鋼（リングビーム）を設置し、これを鋼矢板との間にパッキングとジャッキをはめ込むことにより、リングビームに予め圧力をかけたまま固定する締切工法によるものとする。

**Approach** に対する基礎土留工は I ビーム鋼杭を基礎の形状に合わせて打込んで、木製横板を I ビームにはめ込む土留工法によるものとする。

#### b 井筒工

井筒の沈下は大部分掘削作業によるものであつて沈下と掘削は不可分のものである。本設計の井筒は自重が普通の井筒と比較して軽いため荷重による沈下方法が注水沈下法等によつて沈下させるものとする。

井筒内の掘削で、陸上の井筒については地下水に達するまでは普通手掘で行う。地下水位以下の掘削はクラムシエル水中掘削とする。陸上より河中井筒迄の機器および資材の運搬は船を利用する。井筒の一日平均沈下量は約 80 cm とする。型枠は木製を使用する。

#### c 杭打工

杭打工はジーゼル杭打機を使用するものとする。

一日平均の打込作業能率は 20 m もの 7 本とする。

#### d 橋脚・橋台の躯体工

橋脚・橋台の躯体工のコンクリート打設は dry 作業する。型枠は木製と、足場は鋼製足場を使用する。またコンクリートの打込みについては、船またはコンクリートタワーを使用する。

#### e 仮設備工

締切工

杭打船	D-22	4台
起重機船	30t	3台
曳船	90PS	3台
三脚デリッククレーン	30HP	3台
ウインチ	15HP	4台

#### 井筒工

クラムシエル	0.6m <sup>3</sup>	5台
コンプレッサー	100HP	4台
三脚デリッククレーン	30HP	3台

#### コンクリート工

バッチャープラント	28切×2台	3台
ダンプトラック	7.5t	6台
コンクリートタワー 及びウインチ	50HP	6台
コンプレッサー	75HP	2台
コンクリートパイプレーター		20台

#### 排水工

排水ポンプ	φ180mm	10台
-------	--------	-----

#### 残土処理工

土運搬船	100m	2台
ダンプトラック	7.5t	10台

#### 杭打工

旋廻式デルマック		2台
----------	--	----

#### 仮設建物

工事々務所		124㎡
監督員事務所		99㎡
現場見張所	2棟分(左右岸)	27㎡
監督員宿泊所		149㎡
監督員家族宿舍		330㎡
機械倉庫	2棟分(左右岸)	168㎡
セメント倉庫	2棟分( )	178㎡
車庫	トラック及びジープ用	80㎡
油倉		13㎡

受電所	10 m <sup>2</sup>
勞務宿舍	770 〃
木工場	110 〃
鉄筋加工所	60 〃

- 第 7 章 工 事 数 量 -

表 2 7 工 事 数 量 表 (1)

1. P.C.橋上部工

※張出し桁には脚柱も含む

材 料		単 位	張出し桁7連	単純桁14連	合 計	
コ ン ク リ ー ト	δ28 350	コンクリート	m <sup>3</sup>	1 6 6 8.8	1 3 1 0.4	2 9 7 9.2
		セメント	t	6 1 7.5	4 8 4.8	1 1 0 2.3
		砂	m <sup>3</sup>	7 6 7.6	6 0 2.8	1 3 7 0.4
		砂 利	"	1 5 3 5.3	1 2 0 5.6	2 7 4 0.9
	300	コンクリート	m <sup>3</sup>		2 0 4.4	2 0 4.4
		セメント	t		6 5.4	6 5.4
		砂	m <sup>3</sup>		9 2.0	9 2.0
		砂 利	"		1 8 4.0	1 8 4.0
	240	コンクリート	m <sup>3</sup>	2 6 2 3.5	4 0 7.4	3 0 3 0.9
		セメント	t	7 3 4.6	1 1 4.1	8 4 8.7
		砂	m <sup>3</sup>	1 1 8 0.5	1 8 3.4	1 3 6 3.9
		砂 利	"	2 3 6 1.0	3 6 6.7	2 3 2 7.7
型 枠		m <sup>2</sup>	1 7 8 8 3.8	9 6 3 0.6	2 7 5 1 4.4	
P.C 鋼線	縦 締 φ7	Kg		6 3 6 5 1.0	6 3 6 5 1.0	
	横 締 φ5	"		1 1 5 9 7.6	1 1 5 9 7.6	
P.C鋼棒 φ27		"	1 0 5 1 3 0.2		1 0 5 1 3 0.2	
定 着 体		組	3 9 3 4		3 9 3 4	
カ ッ プ ラ ー		ヶ	5 7 5 4		5 7 5 4	
シー ス	縦 締 φ45	m	2 4 8 5 3.5	1 6 4 5 9.8	4 1 3 1 3.3	
	横 締 φ35	"		5 3 4 6.6	5 3 4 6.6	
コー ン	縦 締 φ7用	個		1 2 6 0	1 2 6 0	
	横 締 φ5用	"		1 8 7 6	1 8 7 6	
鉄 筋 SR24		Kg	1 3 9 0 2 0	9 6 0 4 6	2 3 5 0 6 6	
アスファルト舗装		m <sup>3</sup>	1 7 7.8	2 6 6.0	4 4 3.8	
高 欄		t			1 6.8	
伸 縮 装 置		"				
沓		"			1 9.1 5	
排水装置(ビニールパイプ)		Kg			6 2 7.0	
支 保 工		空 m <sup>3</sup>	7 4 7 4.7		7 4 7 4.7	

表 28 工事数量表 (2)

2. P.C 橋下部工

材	料	単位	数	量	
橋台 2 基 橋脚 13 基	コンクリート	δ28 165 (鉄筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	1 1 3 7. 0
			セメント	t	4 1 0
			砂	m <sup>3</sup>	3 8 0
			れんが	#	3 5 0
		δ28 165 (無筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	3 0. 5
			セメント	t	1 1
			砂	m <sup>3</sup>	1 0
			れんが	#	1 0
		鉄筋 SR24	t		7 8. 7
		れんが	m <sup>3</sup>		4 8. 2
		型枠	m <sup>2</sup>		2 9 4 7. 9 4
		支保工	m <sup>3</sup>		4 2 1 9. 9 6
		掘削土量	#		1 5 2 6. 0 6
	埋戻土量	#		1 0 6 8. 2 4	
井筒基礎	コンクリート	δ28 165 (鉄筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	5 8 4 4. 5
			セメント	t	2 1 1 0
			砂	#	1 9 3 0
			れんが	#	1 8 0 0
		δ28 165 (無筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	1 3 8 4. 0 5
			セメント	t	5 0 0
			砂	#	4 6 0
			れんが	#	4 3 0
		鉄筋	t		4 1 4. 5
		鋼材	#		1. 8
	型枠	m <sup>2</sup>		1 4 5 2 7. 4	
	支保工	m <sup>3</sup>		1 4 9 3. 6	
	掘削土量	#		1 9 7 5 0. 8	
杭	遠心力鉄筋コンクリート杭 φ450 × 2000	本		1 5 0	

表 29 工事数量表 (3)

3. 鋼橋上部工

材	料	名	単位	4 径間連続トラス 2 連	3 径間連続ガーダー 2 連	合計
総	鋼	重	t	8 6 0 7 5 2	1 3 5 1 3 8	9 9 5 8 9 0
コン クリ ート	δ28 240	コンクリート	m <sup>3</sup>	1 0 7 7	2 9 1	1 3 6 8
		セメント	t	3 5 9	9 7	4 5 6
		砂	#	4 8 5	1 3 1	6 1 6
		砂利	#	9 5 9	2 5 9	1 2 1 8
鉄筋 SR24		t	1 7 9	4 8	2 2 7	
型枠		m <sup>2</sup>	2 3 0 4	6 2 2	2 9 2 6	
アスファルト舗装		m <sup>3</sup>	2 0 6	5 6	2 6 2	
高欄		t			6 4. 2	
伸縮装置		#			1 1. 5	
沓		#			5 0. 1	
排水装置(ビニールパイプ)		kg			6 2 7	

基礎杭

表 3 0 工 事 数 量 表 (4)

4. 鋼 橋 下 部 工

材		料		単 位	数 量
軀体工 (橋台2基 橋脚13基)	コンクリート	δ28 165 (鉄筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	4 3 6 1.5
			セメント	t	1 5 7 0
			砂	m <sup>3</sup>	1 4 4 0
			れんが	//	1 3 5 0
	ト	δ28 165 (無筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	2 4. 1
			セメント	t	9
			砂	m <sup>3</sup>	8
			れんが	//	8
鉄筋敷 型支保掘埋			筋	t	2 1 7. 1
			れんが	m <sup>3</sup>	4 8. 2
			枠	m <sup>2</sup>	6 6 2 7. 1
			保工	m <sup>3</sup>	1 2 4 4 2. 7
			削土量	//	1 3 4 1. 3
埋戻土量	//	4 2 5. 4			
井筒基礎 礎	コンクリート	δ28 165 (鉄筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	4 7 5 9. 1
			セメント	t	1 7 2 0
			砂	m <sup>3</sup>	1 5 7 0
			れんが	//	1 4 7 0
	ト	δ28 165 (無筋)	コンクリート	m <sup>3</sup>	1 2 5 6. 6
			セメント	t	4 6 0
			砂	m <sup>3</sup>	4 2 0
			れんが	//	3 9 0
鉄鋼型支保掘			筋	t	3 6 8. 9
			材	kg	1 6 2 9
			枠	m <sup>2</sup>	1 2 5 5 3. 2
			保工	m <sup>3</sup>	1 3 8 4. 6
			削土量	//	1 4. 3 5 1. 6
杭	遠心力鉄筋コンクリート杭 φ450 × 20.00		本	1 2 4	

## － 第 8 章 概算工事費および工程表 －

### 1. 概算工事費の算出条件

概算工事費の算出にあたって考慮する主な条件は次の通りである。

- (i) 工事の施工は構造物の性質上よりして、上部工構造については外来コントラクターが主となり現地コントラクターを技術指導しながら行うものとする。下部工構造の施工にあたっては現地コントラクターが主となり必要に応じて外来コントラクターが技術的な指導を行うものとする。
- (ii) 工事費算出上外来コントラクターは、日本の業者があたるものと仮定する。
- (iii) 工事費算出金額は、外貨および、現地通貨共に U S ドルで示す。

算出費目の内容は次の如し。

材 料 費 (外貨)	鋼材、P C 鋼線、型枠、電気用品
(現地通貨)	コンクリート用材料、燃料
労 務 費 (外貨)	外来コントラクターの技術者、現地滞在費
(現地通貨)	現地コントラクター労務費
機 器 費 (外貨)	建設機械の償却費
(現地通貨)	
輸 送 費 (外貨)	横浜 - Chittagong 間
(現地通貨)	Chittagong - 架設地点間
税 金 (外貨)	
(現地通貨)	輸入税 - 外貨機械材料の 10 % 所得税 - 外貨労務費の 3 % 法人税 - 税金諸経費を含まない 総工事費の 12 %
諸 経 費 (外貨)	税金を除く総工費の約 10 %
(現地通貨)	

- (iv) 所要工期は実施設計、入札着手準備のため 8 ヶ月を予定し器材の輸送および現地作業として 31 ヶ月とし合計 39 ヶ月とする。
- (v) 工事の施工にあたって、電源引込みは Faridpur より可能であると仮定する。

## (V) 主要工事資材および労務費単価表

表 31 主要工事資材および労務費単価表

品 目		単 価	摘 要
材	鋼 材 (t)	470 \$	1.
	鉄 筋 (t)	120 "	(1)
	鋼 矢 板 (枚)	300 "	(2)
	R . C 杭 (本)	150 "	
	型 枠 (木製) (m <sup>2</sup> )	6 "	
	" (鋼製) (m <sup>2</sup> )	4.4 "	2.
	支保工 (パイプ) (m <sup>3</sup> )	2 "	(1)
	セ メ ン ト (t)	36 "	
	砂 (m <sup>3</sup> )	4 "	3.
	砂 利 (m <sup>3</sup> )	14 "	
	砕 煉 瓦 (m <sup>3</sup> )	5 "	
	煉 瓦 (m <sup>3</sup> )	4 "	4. :
	アスファルト (m <sup>3</sup> )	7 "	(1)
	P C 鋼 材 (t)	360 "	(2)
支 承 (t)	415 "		
労	鉄 筋 工 (t)	22 "	5. 系
	R . C 杭 打 工 (本)	3.5 "	(1)
	型 枠 工 (m <sup>2</sup> )	0.2 "	(2)
	支 保 工 (m <sup>3</sup> )	0.1 "	(3)
	鋼 矢 板 工 (枚)	5 "	
	コンクリート工 (m <sup>3</sup> )	3 "	
	掘 削 工 (m <sup>3</sup> )	1 "	
	沈 下 工 (m)	20 "	
	P C 鋼 材 工 (t)	132 "	

## 見 積 費 目 の 内 容

### 1. 輸 送 費

(1) Chittagong ~ Site (現地通貨払)

建設機械及び資材に対して ton 当り片道 2 \$

(2) 横浜 ~ Chittagong (外貨払)

建設機械に対して ton当り 片道 4 5 \$

資 材 " " " 2 5 \$

### 2. 諸 経 費

(1) (外貨払) 税金及びコンサルティング Feeを除く総工費の約 1 0 %

### 3. 現地会社 Fee

(現地通貨払) 現地通貨関係の税金を除いた費用の約 1 0 %

### 4. コンサルティング Fee

(1) 詳細設計費(外貨払)税金を除いた工事費の 3.5 %

(2) 工事監理費( " ) 技師 1 名に付き 1 日当り 1 2 0 \$

### 5. 税 金

(1) 輸 入 税 (現地通貨払) 外貨機械費の 1 0 %

(2) 所 得 税 ( " ) 外貨労務費の 3 %

(3) 法 人 税 ( " ) 税金諸経費を含まない工費の 1. 2 %

表 32 P . C 橋 工 事 費

( 単 位 ド ル )

	下 部 工		上 部 工		仮 設 備		合 計		
	外 貨	現 地 貨	外 貨	現 地 貨	外 貨	現 地 貨	外 貨	現 地 貨	計
現地会社 報酬		42,760		59,400		9,270		111,430	111,430
コンサル 報酬	112,540		170,350				282,890		282,890
設 備 費	建設機器具	80,000		148,000		10,000		238,000	238,000
	建 物						84,720	84,720	84,720
	電 気					2,000	3,000	2,000	3,000
	水 道 そ の 他						5,000	5,000	5,000
材 料 費	P C 鋼 材			85,350				85,350	85,350
	鉄 筋		59,160		64,650			123,810	123,810
	鋼 矢 板					120,000		120,000	120,000
	R . C . 杭		22,500					22,500	22,500
	型 枠		104,850		165,050			269,900	269,900
	支 保 工	11,430		14,950				26,380	26,380
	セ メ ン ト		109,120		73,330			182,450	182,450
	砂		11,120		11,190			22,310	22,310
	砂 利				78,300			78,300	78,300
	碎 煉 瓦		12,950					12,950	12,950
	煉 瓦		190					190	190
アスファルト			500	1,300			500	1,300	1,800
鋼 材			48,880	8,850			48,880	8,850	57,730
労 務 費		81,130		158,730				239,860	239,860
動 力 費	電 力 料								
燃 料		5,500		4,000				9,500	9,500
輸 送 費		84,250	21,070	60,500	28,600		144,750	49,670	194,420
諸 経 費		64,600			101,160	23,400	88,000	101,160	189,160
小 計		352,820	470,350	528,530	754,560	155,400	101,990		
		823,170		1,283,090		257,390			2,363,650
税 金	輸 入 税		8,000		14,800		1,000		23,800
	所 得 税		3,380		5,110				8,490
	法 人 税		9,100		15,290		3,090		27,480
計		352,820	490,830	528,530	789,760	155,400	106,080		
		843,650		1,318,290		261,480			2,423,420

現  
報  
報

設  
備

材  
料

労  
務

動  
力

輸  
送

諸  
経

小  
計

税  
金

計

表 33 鋼トラス橋工事費

(単位 ドル)

		下部工		上部工		仮設備		合計		
		外貨	現地貨	外貨	現地貨	外貨	現地貨	外貨	現地貨	計
現地会社 報酬			46,410		21,730		9,270		77,410	77,400
コンサル 報酬		115,000		154,000				269,000		269,000
設備費	建設機械器具	80,000		157,400		10,000		247,400		247,400
	建物						84,720		84,720	84,720
	電気道					2,000	3,000	2,000	3,000	5,000
	その他						5,000		5,000	5,000
材料費	鋼材			528,300	14,100			528,300	14,100	542,400
	鉄筋		70,320		40,900				111,220	111,220
	鋼矢板					120,000		120,000		120,000
	R.C 杭		18,600						18,600	18,600
	型枠		115,080	5,900	6,400			5,900	121,480	127,380
	支保工	27,660						27,660		27,660
	セメント		135,330		22,000				157,330	157,330
	砂		13,750		1,300				15,050	15,050
	砂利				8,300				8,300	8,300
	砕煉瓦		16,090						16,090	16,090
	煉瓦		190						190	190
アスファルト			500	1,300			500	1,300	1,800	
労務費		67,090		88,100				155,190	155,190	
動力費	電力料									
	燃料		6,000					6,000	6,000	
輸送費		91,000	21,690	63,500	34,900			154,500	56,590	211,090
諸経費		70,920		97,290		22,470		190,680		190,680
小計		384,580	510,550	1,006,890	239,030	154,470	101,990			
		895,130		1,245,920		256,460		2,397,510		
税金	輸入税		8,000		15,740		1,000			24,740
	所得税		3,450		4,600					8,050
	法人税		9,890		13,520		2,810			26,220
計		384,580	531,890	1,006,890	272,890	154,470	105,800			
		916,470		1,279,780		260,270		2,456,520		



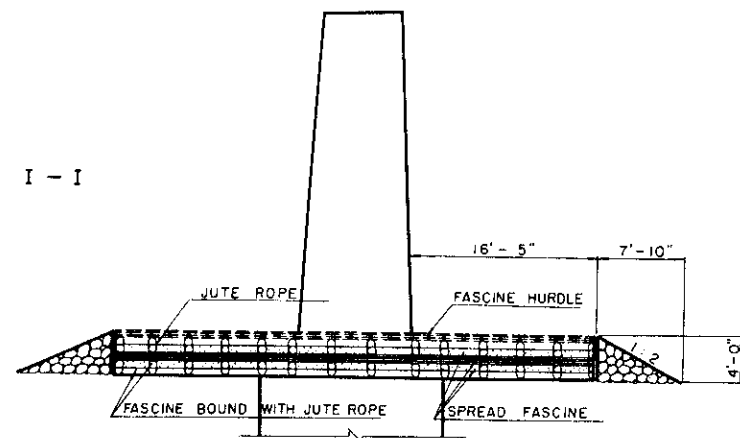




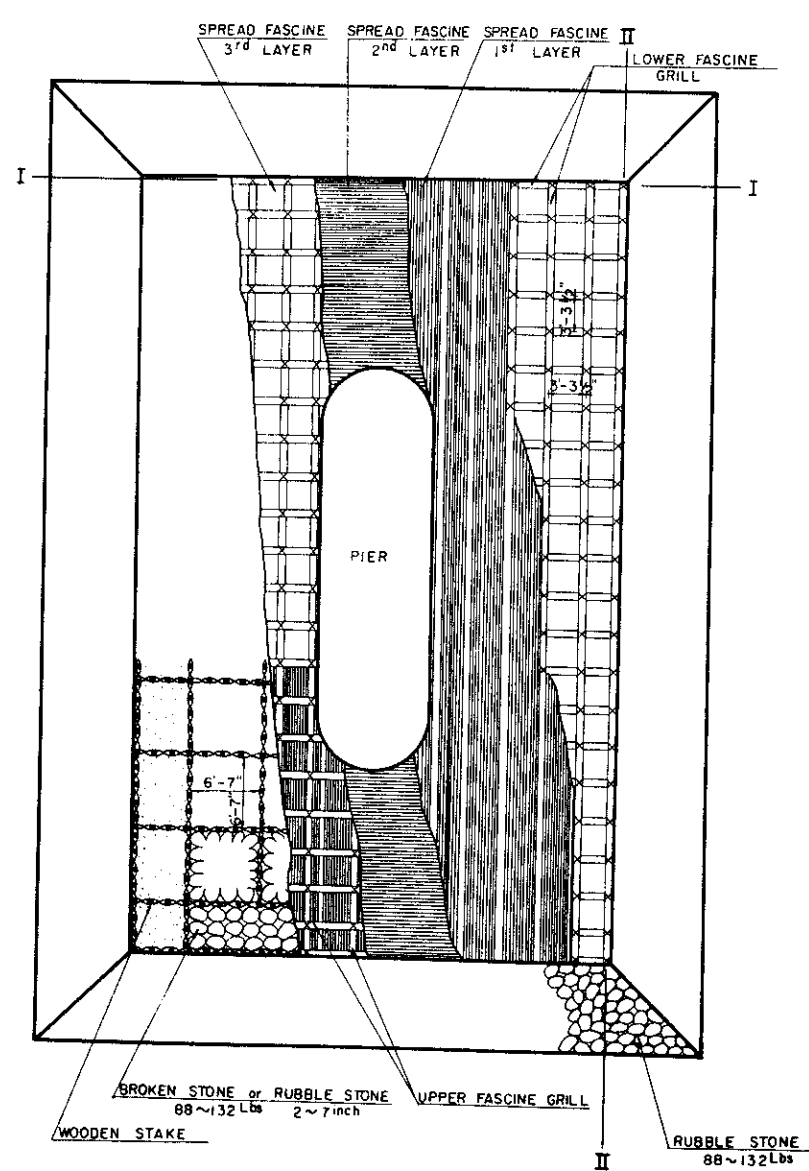
# FASCINE MATTRESS IN SUBSTRUCTURE OF SHIN-TORIGAI BRIDGE

SCALE 1:100

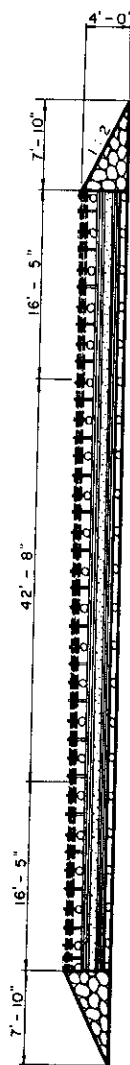
SECTION I - I



PLAN



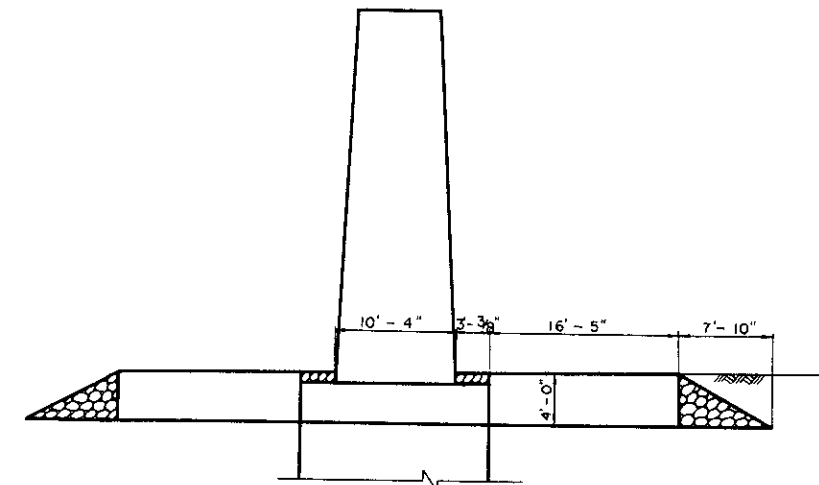
SECTION II - II



MATERIAL LIST FOR FASCINE MATTRESS FOR 10yd<sup>2</sup>

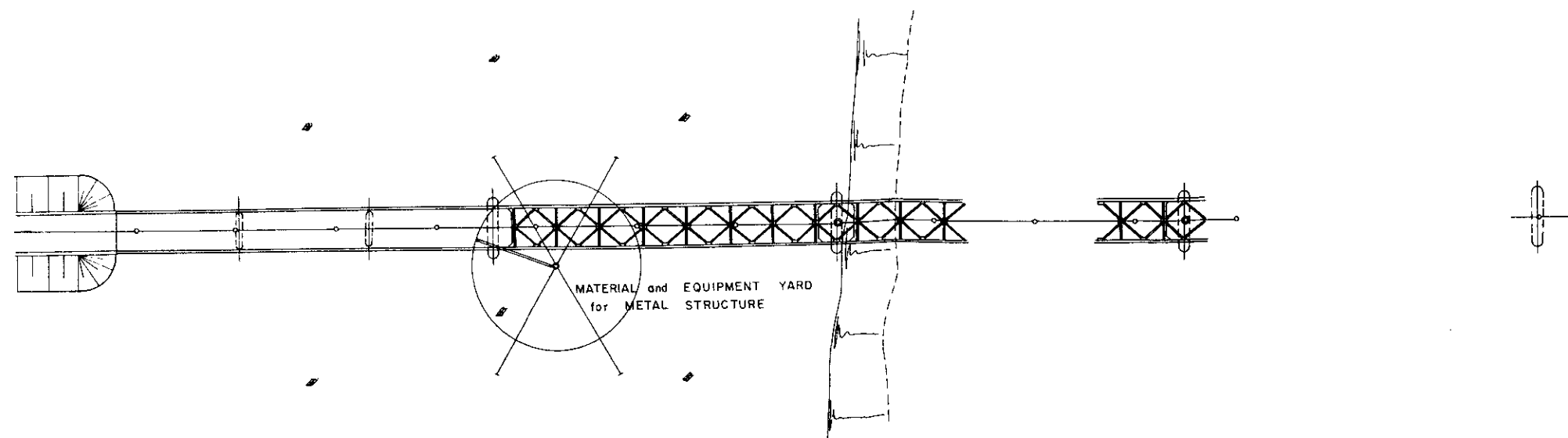
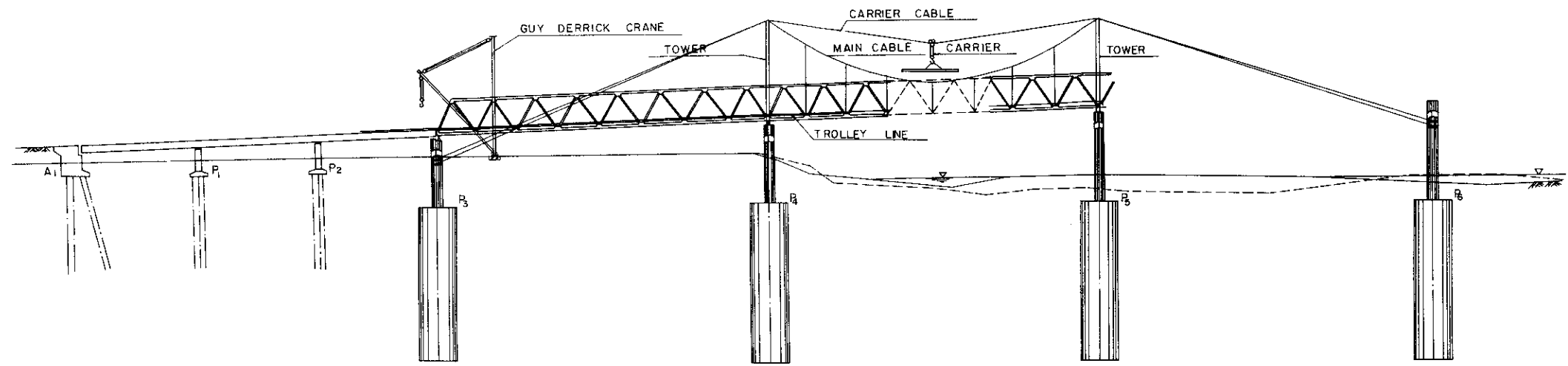
ITEM	SIZE	unit	amount	
			for mattress 4' th.	for mattress 2'-7" th.
FASCINE BUNDLE	40FT Long or more Circumference at 1'-6" from trunk end should be 2'-2" L=52'-6"	bundle	60	42
FASCINE HURDLE	a bundle consist of 25 twigs	"	2.0	2.0
WOODEN STAKE	L=4'-0" a bundle consist of 10-pieces	"	2.4	2.4
VINE PIECES or Wire	L=100' dia. 1/2" (for 1/16" dia of steel wire)	lbs.	1.1	2.2
JUTE ROPE	dia. 1/16"	"	1.1	6
"	dia. 1/8"	"	3.3	1.0
RUBBLE STONE	projection length 1'-2"	ea.	135	—

SECTION OF PIER



GARAI RIVER BRIDGE PROJECT  
 PROTECTION OF UNDER WATER STRUCTURE  
 FASCINE MATTRESS  
 JAPANESE SURVEY MISSION FOR GARAI  
 RIVER CONSTRUCTION PROJECT

JUNE 1966

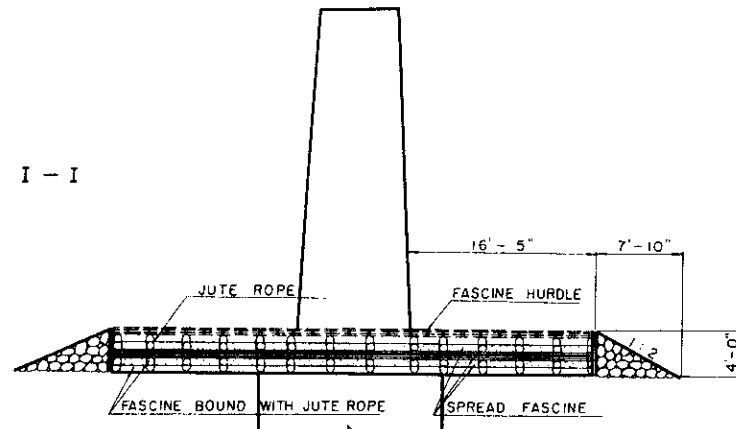


EAST PAKISTAN	
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL STEEL BRIDGE	
ELECTION (2)	
CHIEF ENR	SCALE 1 : 500
CHECKED BY	
DESIGNED BY	
DRAWN BY	DATE

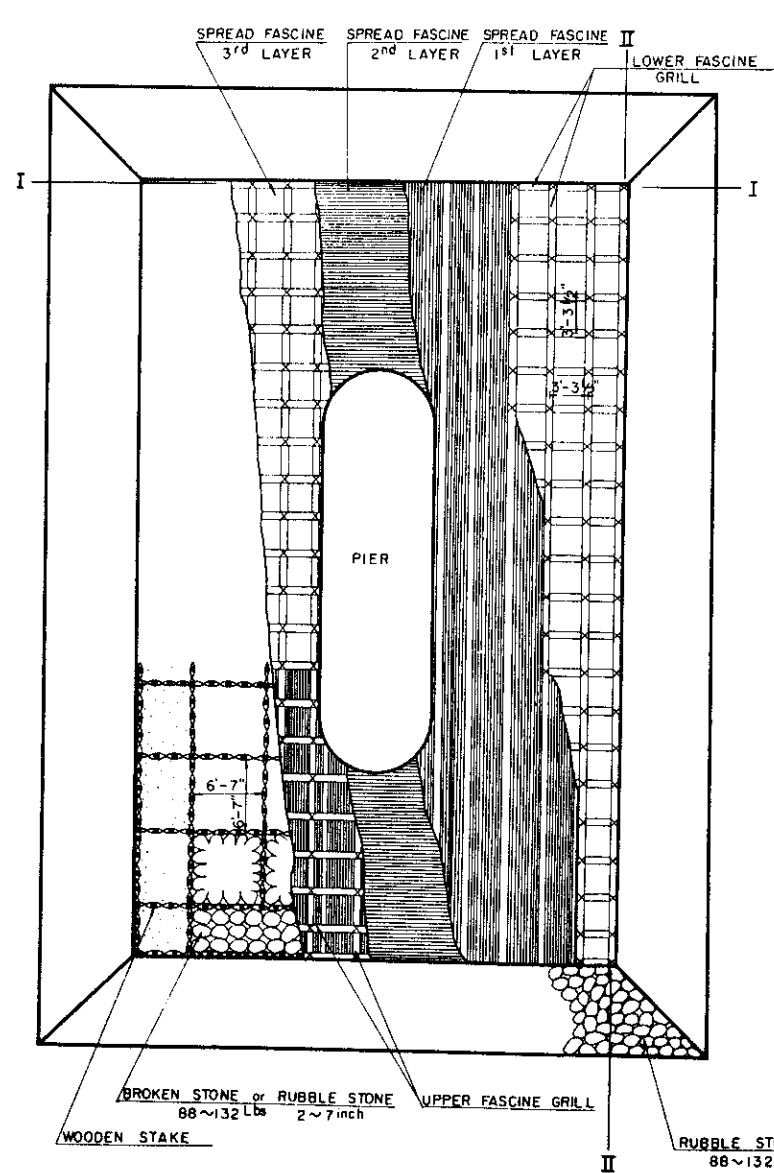
# FASCINE MATTRESS IN SUBSTRUCTURE OF SHIN-TORIGAI BRIDGE

SCALE 1:100

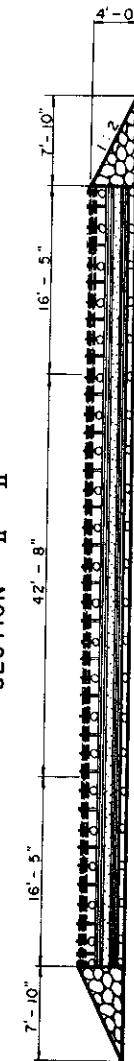
SECTION I - I



PLAN



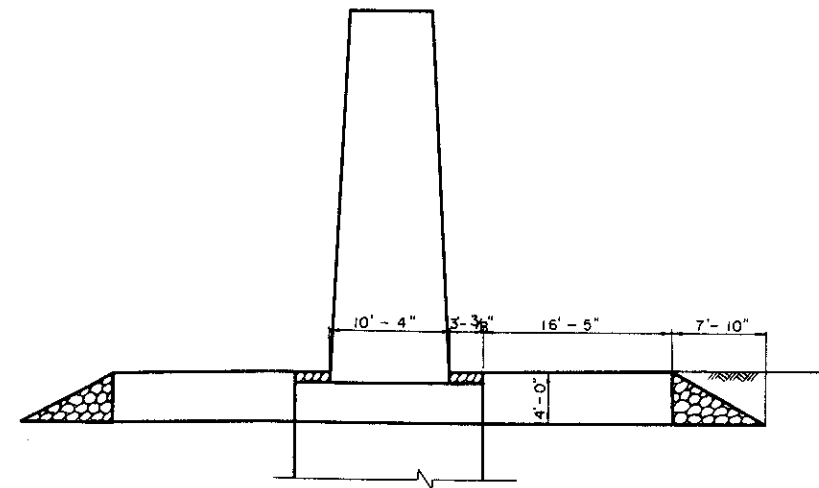
SECTION II - II



MATERIAL LIST FOR FASCINE MATTRESS FOR 10yd<sup>2</sup>

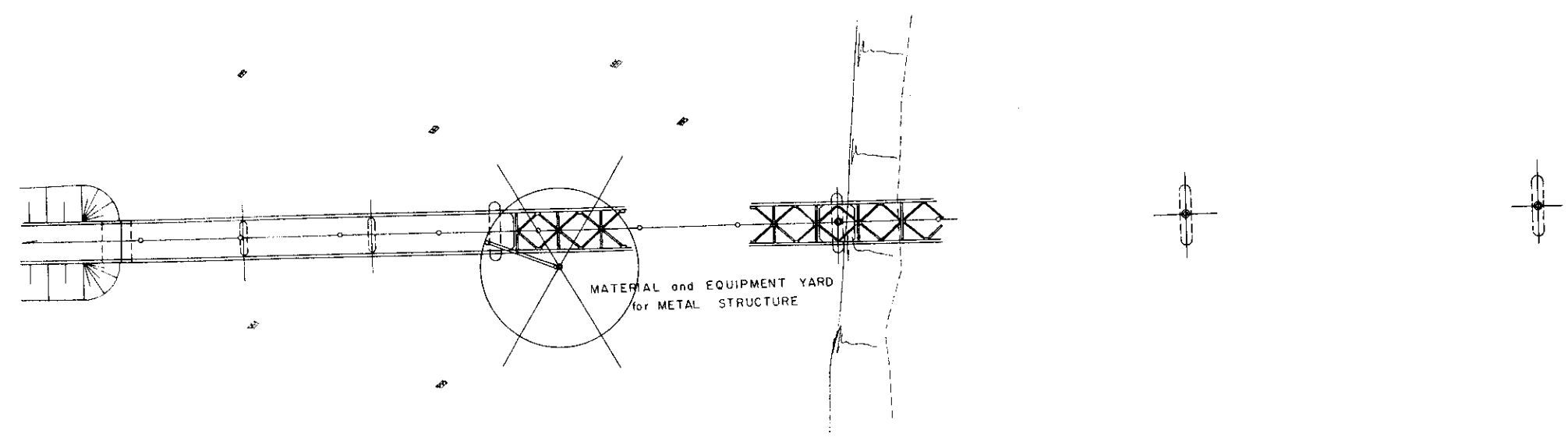
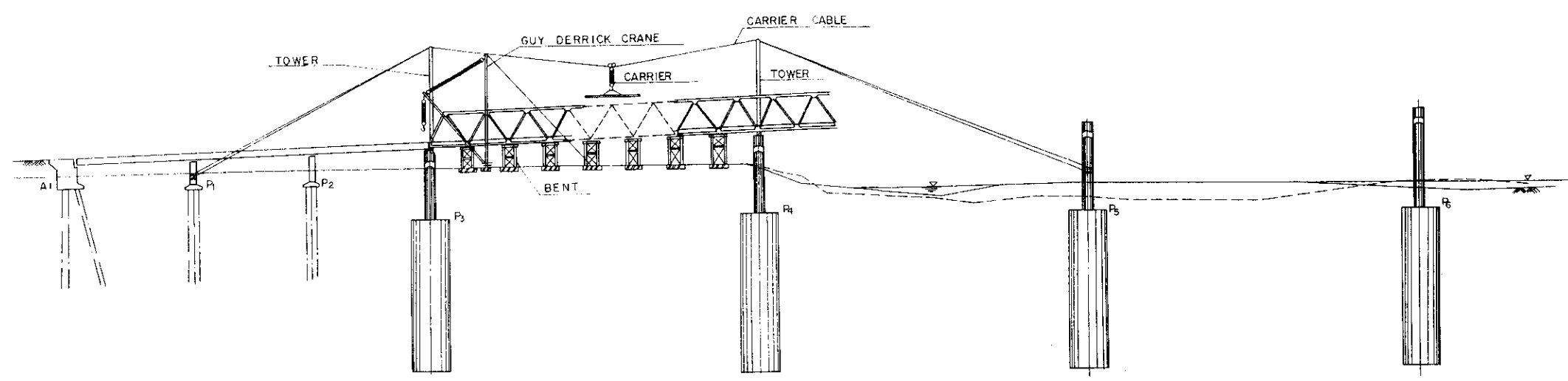
ITEM	SIZE	unit	amount	
			for mattress 4' th	for mattress 2'-7" th
FASCINE BUNDLE	40FT Long or more Circumference at 1'-6" from trunk end should be 2'-2"	bundle	60	42
FASCINE HURDLE	L: 52'-6" a bundle consist of 25 twigs	"	2.0	2.0
WOODEN STAKE	L: 4'-0" a bundle consist of 10-pieces	"	2.4	2.4
VINE PIECES or Wire	L: 100' dia. 1/2" (for 1/16" dia of steel wire)	Lbs	11	2.2
JUTE ROPE	dia. 1/16"	"	11	6
"	dia. 1/8"	"	3.3	1.0
RUBBLE STONE	projection length 1'-2"	ea.	135	—

SECTION OF PIER



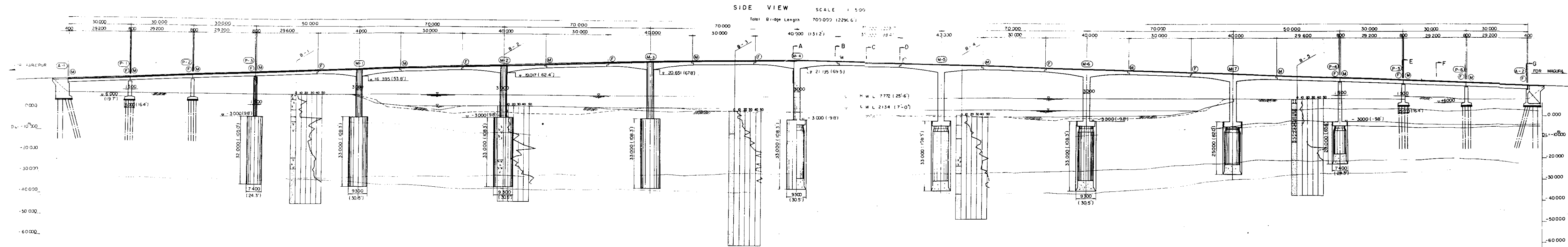
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT  
 PROTECTION OF UNDER WATER STRUCTURE  
 FASCINE MATTRESS  
 JAPANESE SURVEY MISSION FOR GARAI  
 RIVER CONSTRUCTION PROJECT

JUNE 1966

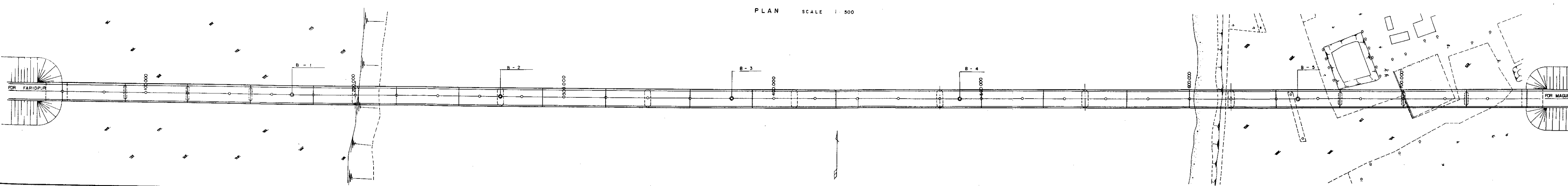


EAST PAKISTAN	
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL STEEL BRIDGE	
ELECTION (1)	
CHIEF ENG.	SCALE: 1 : 500
CHECKED BY	SHEET NO.
DESIGNED BY	DATE
DRAWN BY	

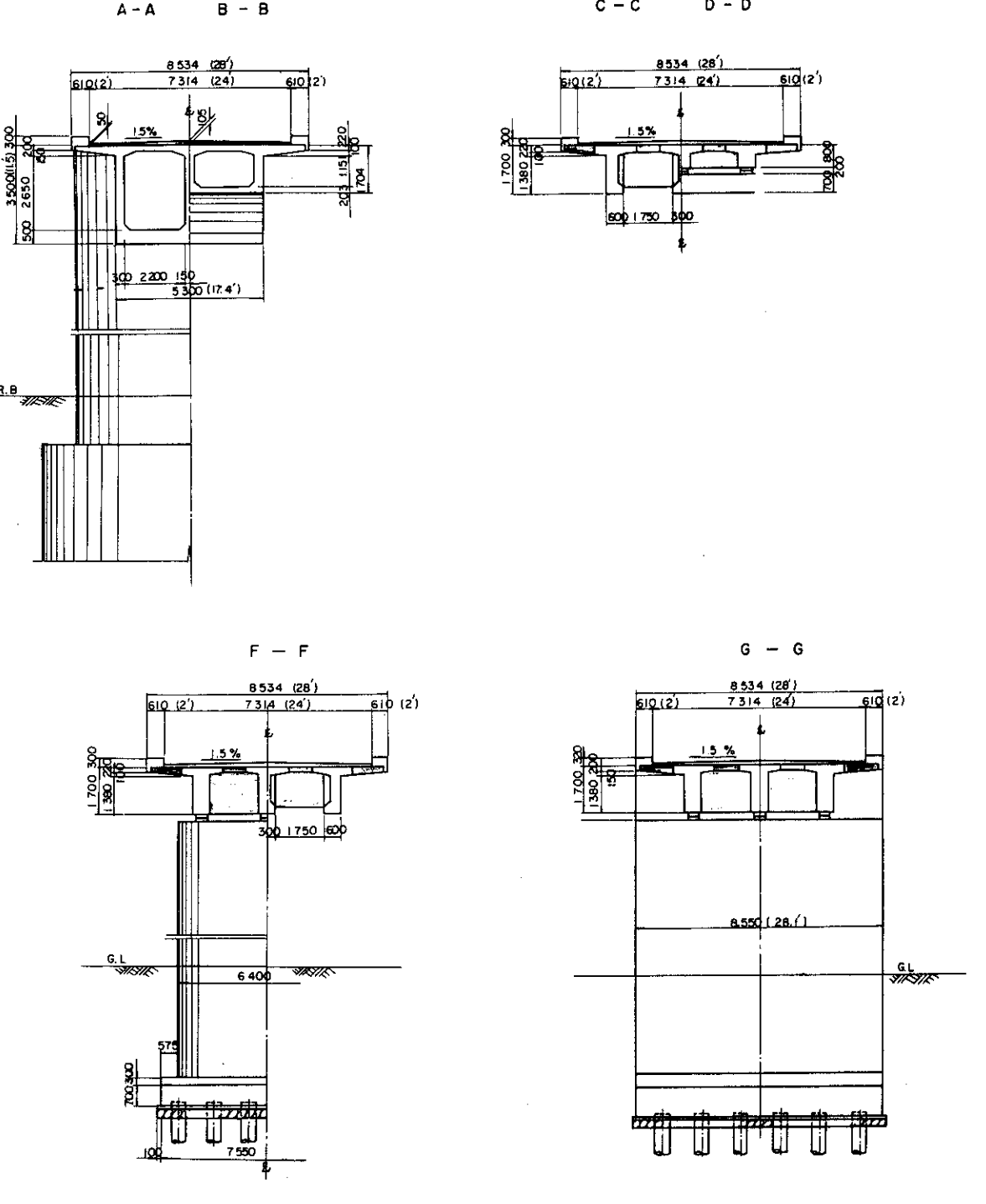
GENERAL PLAN OF GARAI RIVER BRIDGE



ACCU. DISTANCE	GROUND HEIGHT	PIER HEAD HEIGHT	GRADE
60,000	7.841	14.407	
80,000	7.902	15.600	
100,000	7.933	16.800	
120,000	7.841	18.000	
140,000	7.782		
160,000	7.732		
180,000	7.620		
200,000	7.512		
220,000	7.333		
240,000	7.100		
260,000	6.820		
280,000	6.500		
300,000	6.150		
320,000	5.800		
340,000	5.400		
360,000	5.000		
380,000	4.600		
400,000	4.200		
420,000	3.800		
440,000	3.400		
460,000	3.000		
480,000	2.600		
500,000	2.200		
520,000	1.800		
540,000	1.400		
560,000	1.000		
580,000	0.600		
600,000	0.200		
620,000	0.000		
640,000	0.000		
660,000	0.000		
680,000	0.000		
700,000	0.000		
720,000	0.000		
740,000	0.000		
760,000	0.000		



CROSS SECTION SCALE 1:100



PLAN SCALE 1:500

OVERSEAS TECHNICAL  
 COOPERATION AGENCY, JAPAN  
 PACIFIC CONSULTANTS K.K. TOKYO, JAPAN  
 EAST PAKISTAN  
 GARAI RIVER BRIDGE PROJECT  
 TYPICAL DETAIL P.C. BRIDGE  
 GENERAL VIEW

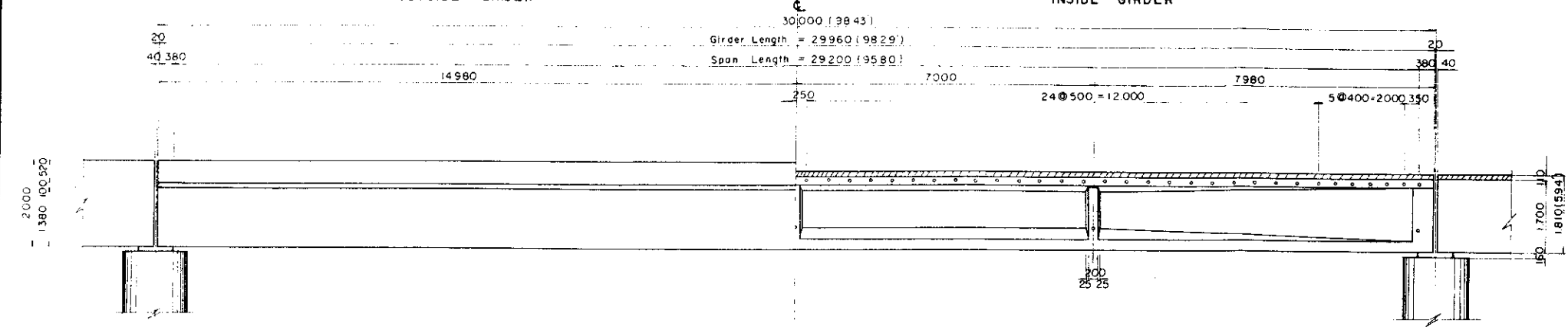
SCALE	1:500
SHEET NO.	1
DATE	Aug 1964



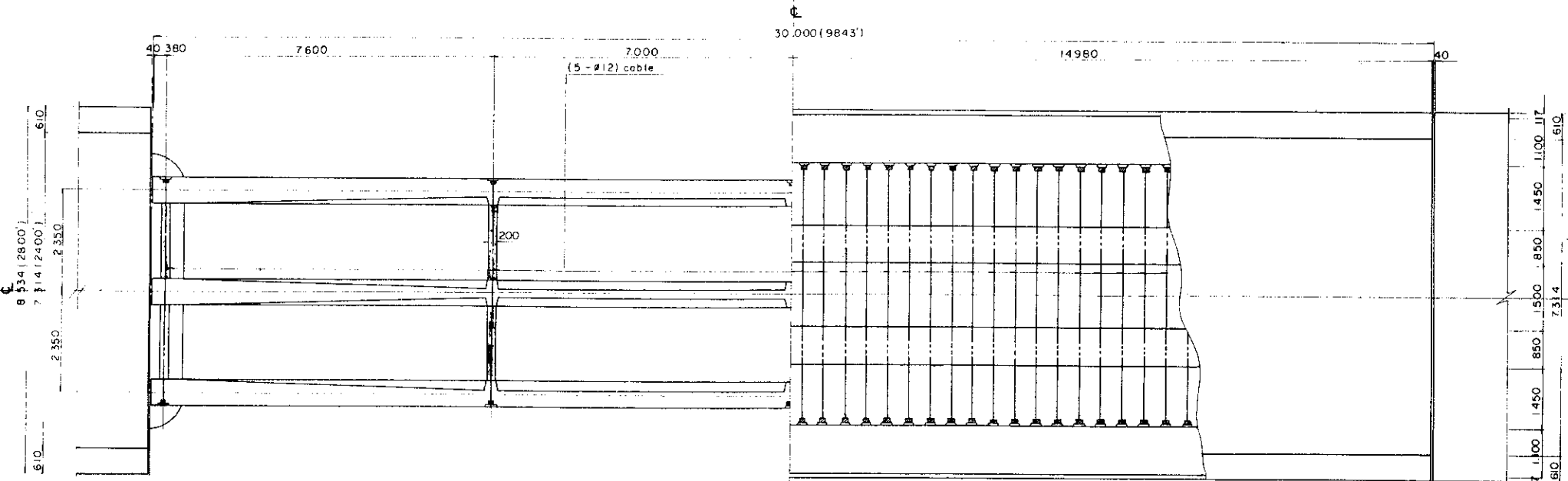
OUTSIDE GIRDER

SIDE VIEW Scale 1:60

INSIDE GIRDER



PLAN Scale 1:60

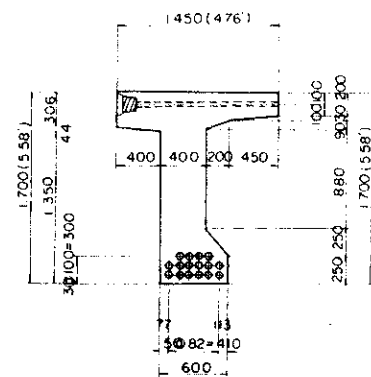


MATERIAL STRENGTH

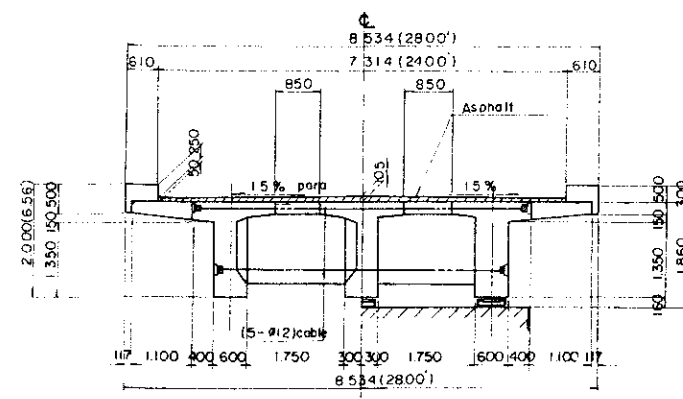
CONCRETE		PRESTRESSED CONCRETE SUSPENDED CANTILEVER GIRDER
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS		350 kg/cm <sup>2</sup>
ALLOWABLE BENDING COMPRESSIVE STRESS		115
ALLOWABLE TENSILE STRESS		-135
COMPRESSIVE STRENGTH AT TIME INITIAL STRESS		300
MAXIMUM SIZE OF GRAVEL		25 mm

PC WIRE		PRESTRESSING WIRE (#7) mm
ULTIMATE TENSILE STRENGTH		155 kg/mm <sup>2</sup>
YIELD POINT STRESS		135
ALLOWABLE TENSILE STRESS UNDER DESIGN LOAD		90
ALLOWABLE TENSILE STRESS AT PRESTRESSING		105

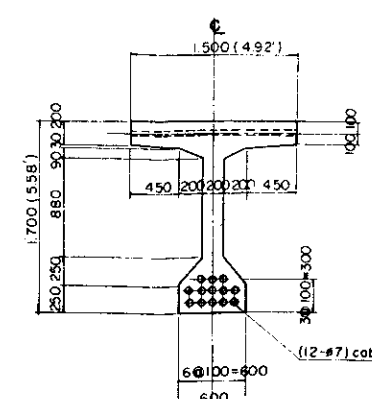
DETAIL SECTION OF OUTSIDE GIRDER Scale 1:30



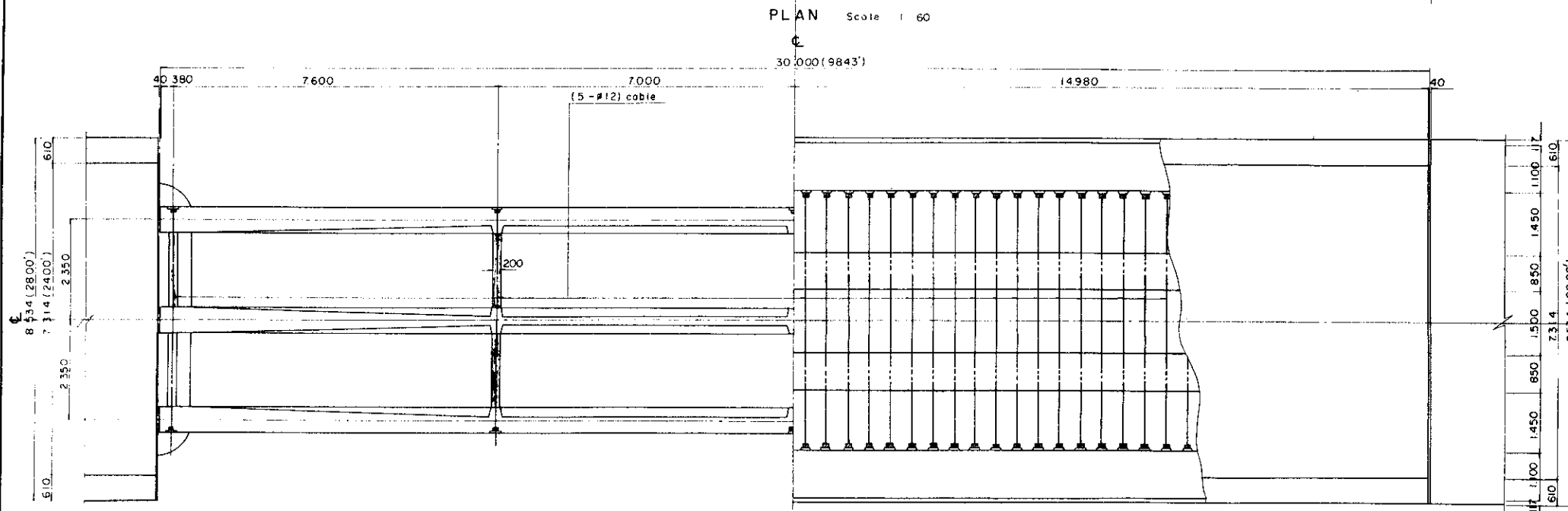
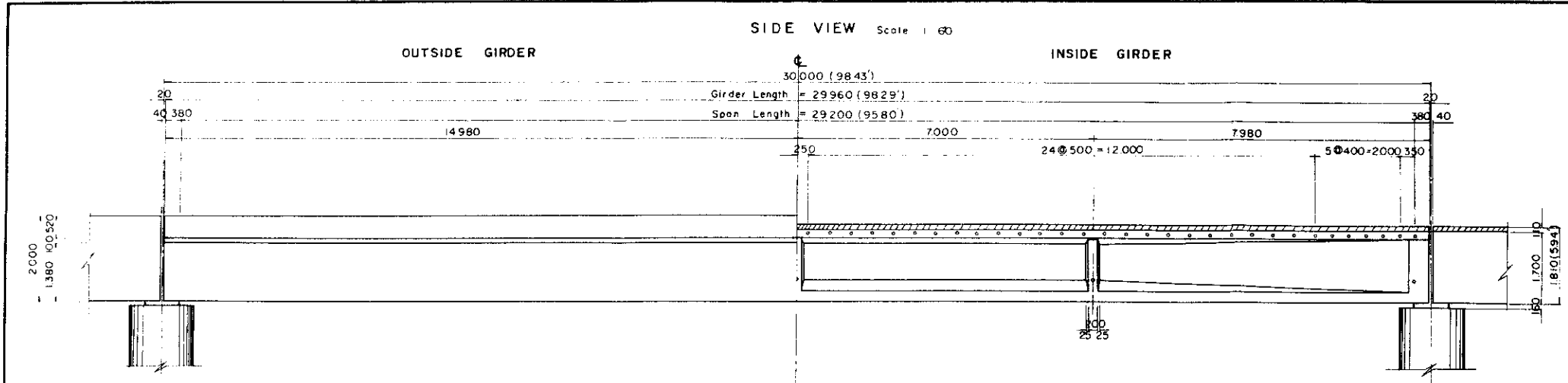
CROSS SECTION Scale 1:60



DETAIL OF INSIDE GIRDER Scale 1:30



OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY, JAPAN	
PACIFIC CONSULTANTS K. K., TOKYO, JAPAN	
EAST PAKISTAN	
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL P.C. BRIDGE GENERAL VIEW	
CHIEF ENG.	SCALE 1:30 1:60
CHECKED BY	SHEET NO. 6
DESIGNED BY	DATE
DRAWN BY	

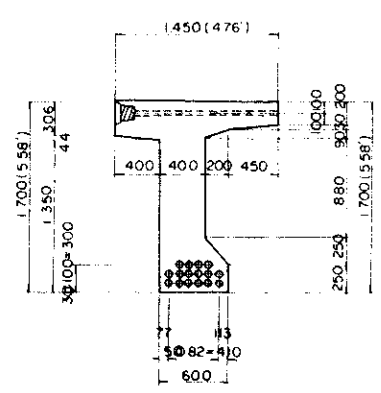


**MATERIAL STRENGTH**

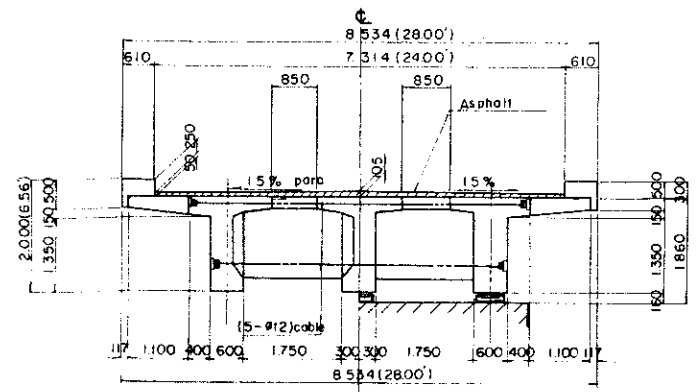
CONCRETE		PRESTRESSED CONCRETE SUSPENDED CANTILEVER GIRDER
COMPRESSIVE STRENGTH AT 28 DAYS		350 kg/cm <sup>2</sup>
ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS	BENDING	11.5
ALLOWABLE TENSILE STRESS	BENDING	-13.5
COMPRESSIVE STRENGTH AT TIME INITIAL STRESS		300
MAXIMUM SIZE OF GRAVEL		25 mm

PC WIRE		PRESTRESSING WIRE (φ7) mm
ULTIMATE TENSILE STRENGTH		155 kg/mm <sup>2</sup>
YIELD POINT STRESS		135
ALLOWABLE TENSILE STRESS UNDER DESIGN LOAD		92
ALLOWABLE TENSILE STRESS AT PRESTRESSING		10.5

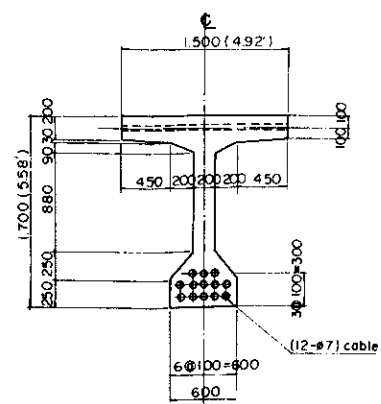
DETAIL SECTION OF OUTSIDE GIRDER Scale 1/30



CROSS SECTION Scale 1/60



DETAIL OF INSIDE GIRDER Scale 1/30

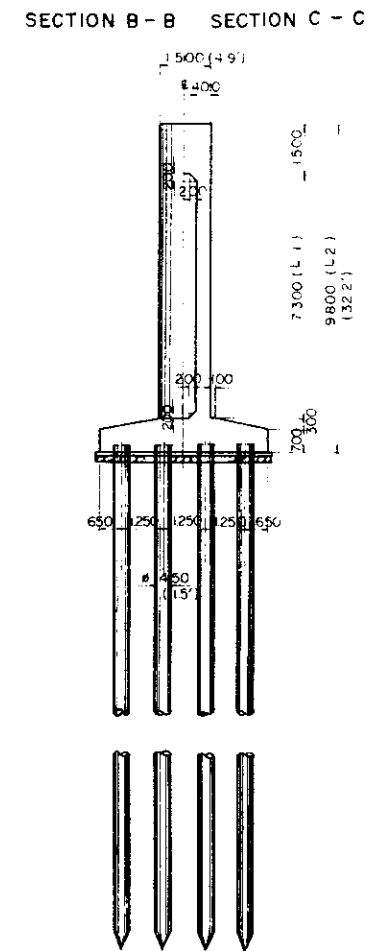
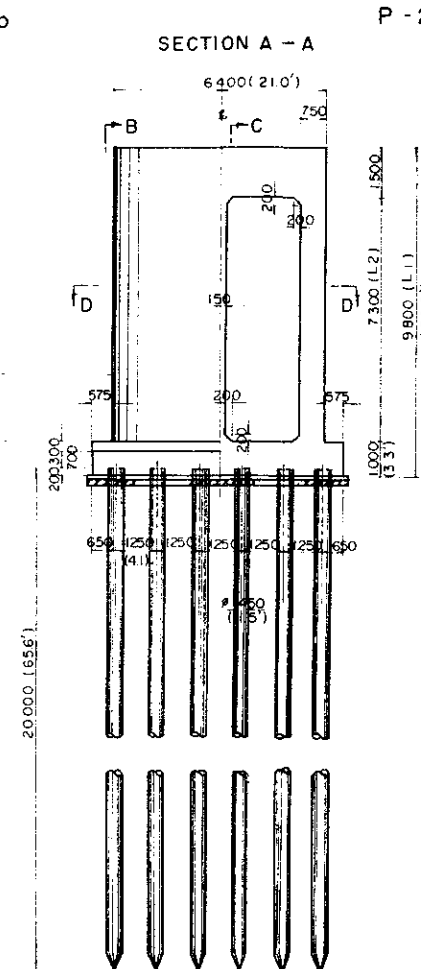
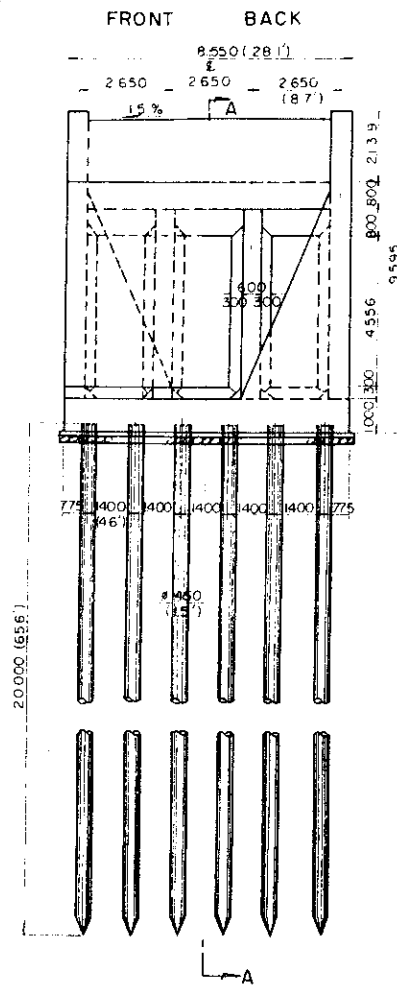
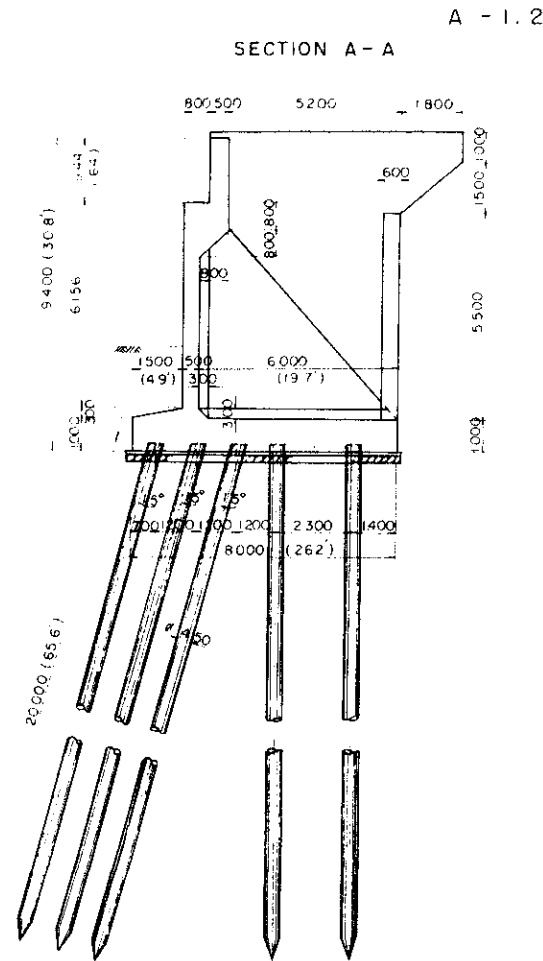


OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY, JAPAN  
 PACIFIC CONSULTANTS K. K., TOKYO, JAPAN  
 EAST PAKISTAN  
 GARAI RIVER BRIDGE PROJECT  
 TYPICAL DETAIL P.C. BRIDGE  
 GENERAL VIEW

CHEF ENG.	SCALE: 1/30 1/60
CHECKED BY	SHEET NO. 6
DESIGNED BY	DATE
DRAWN BY	

GENERAL VIEW (FOR P.C. BRIDGE)

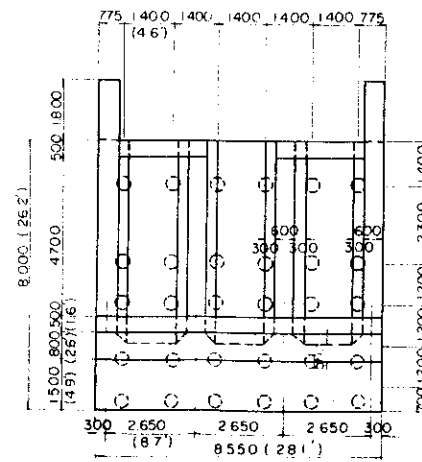
SCALE 1:100



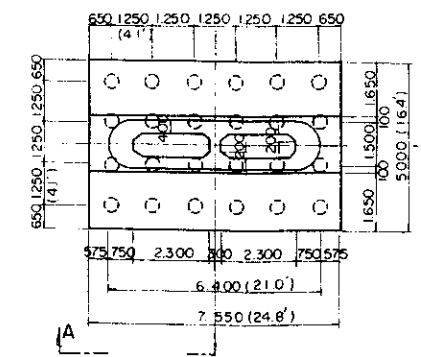
LENGTH OF PIERS (m)

PIER NO	L	L2
P - 1	5.140	7.640
P - 6	1.140	7.640

PLAN



SECTION D - D



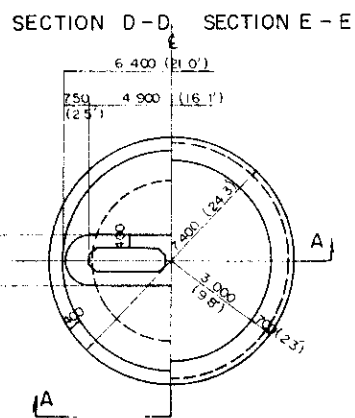
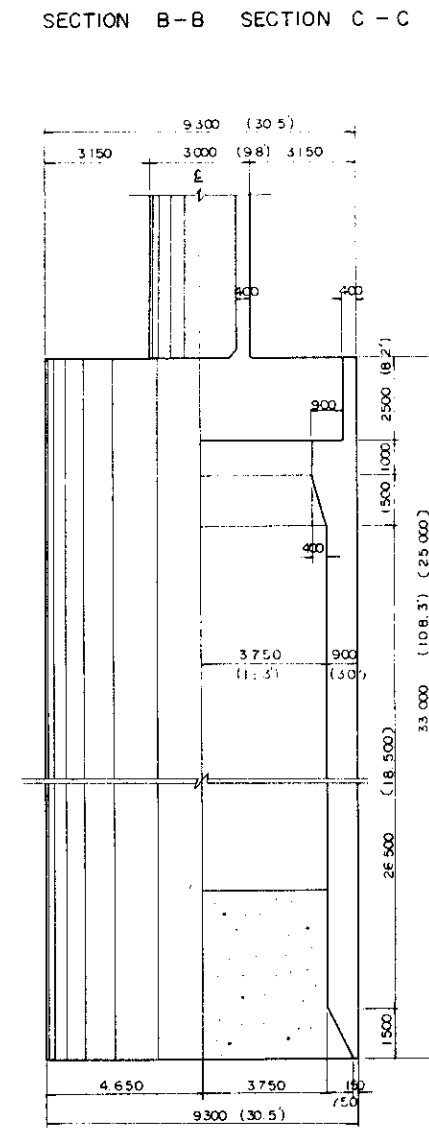
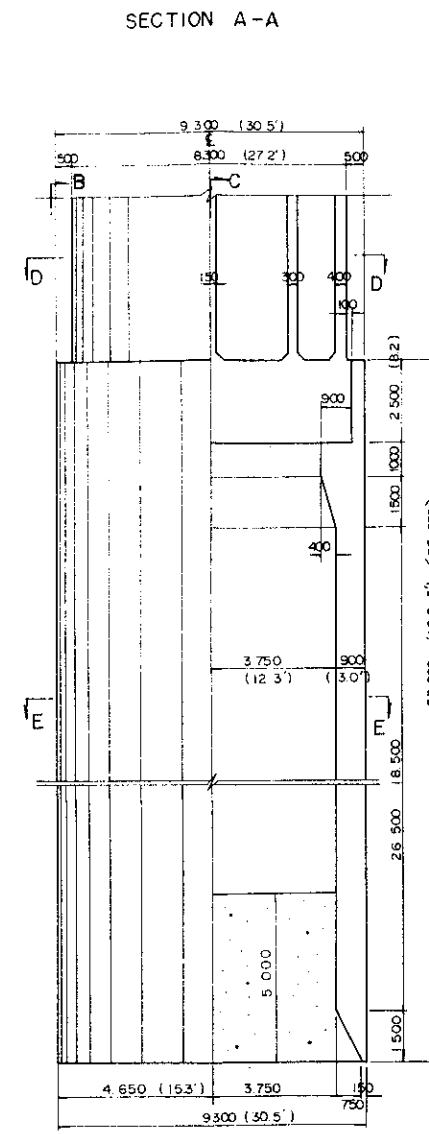
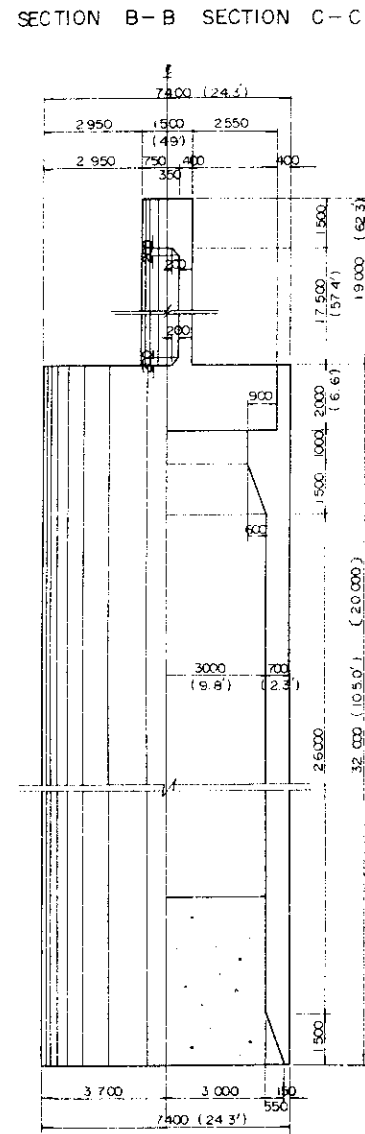
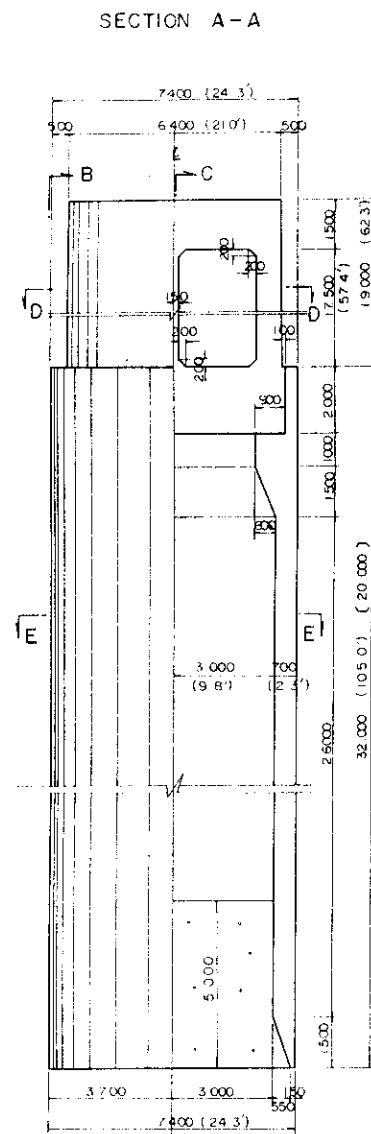
OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY, JAPAN	
PACIFIC CONSULTANTS K.K., TOKYO, JAPAN	
EAST PAKISTAN GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL P.C. BRIDGE GENERAL VIEW	
CHIEF ENG.	SCALE 1:100
CHECKED BY	SHEET NO. 9
DESIGNED BY	DATE
DRAWN BY	

GENERAL VIEW ( FOR P.C. BRIDGE)

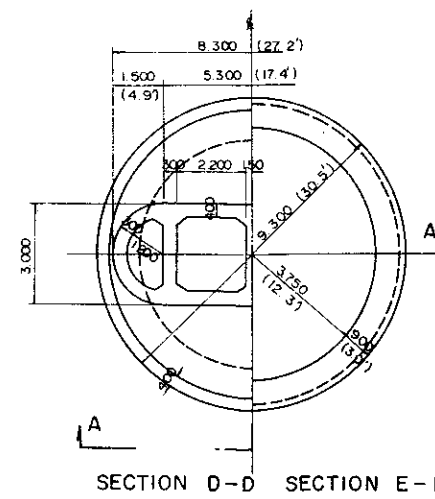
S : 1 : 100

P-3.4

M-1.2.3.4.5.6.7



Note:  
Figure in ( ) is WELL P-4



Note:  
Figure in ( ) is WELL M-7

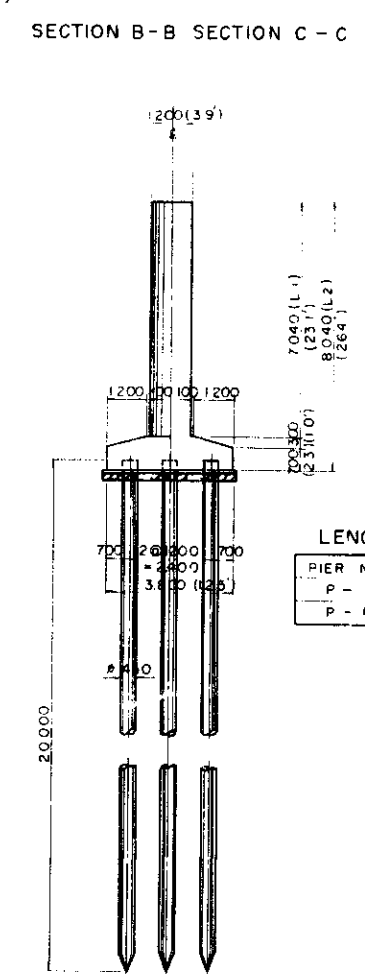
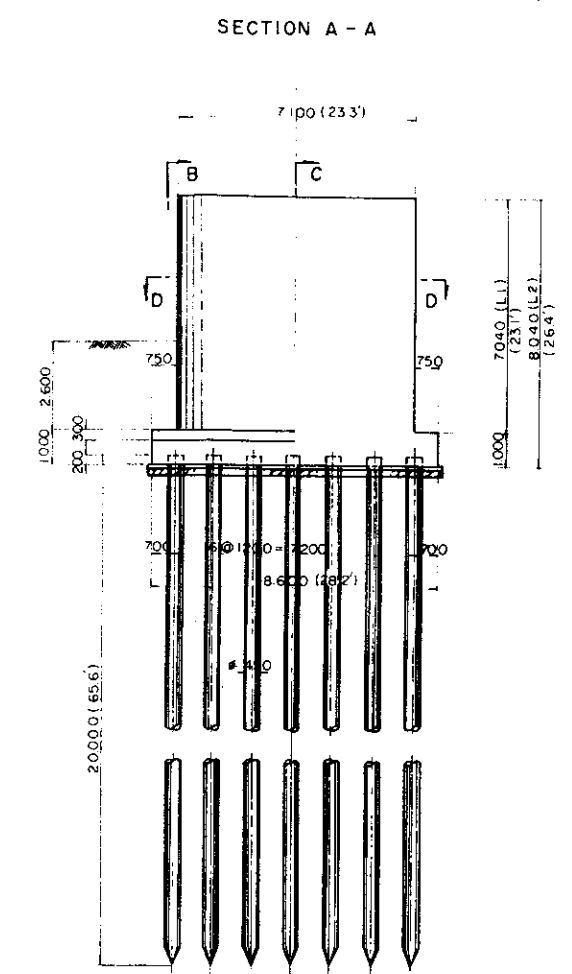
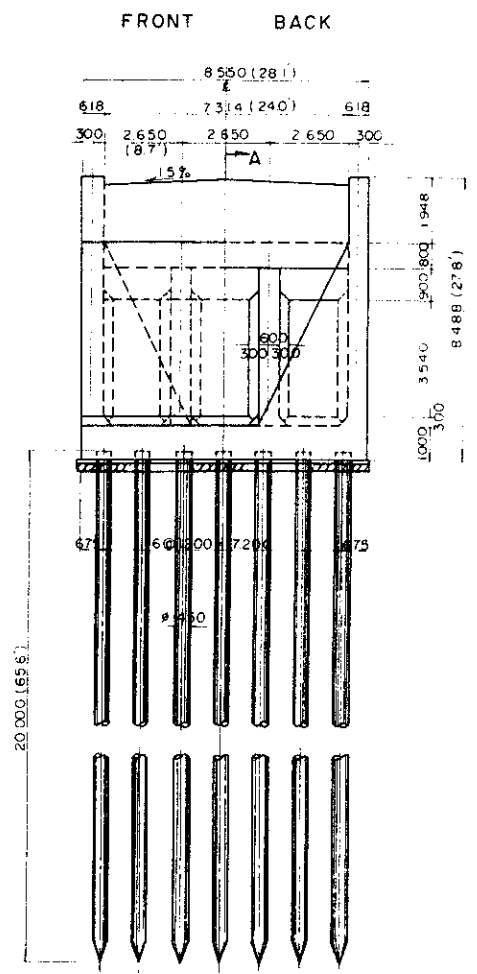
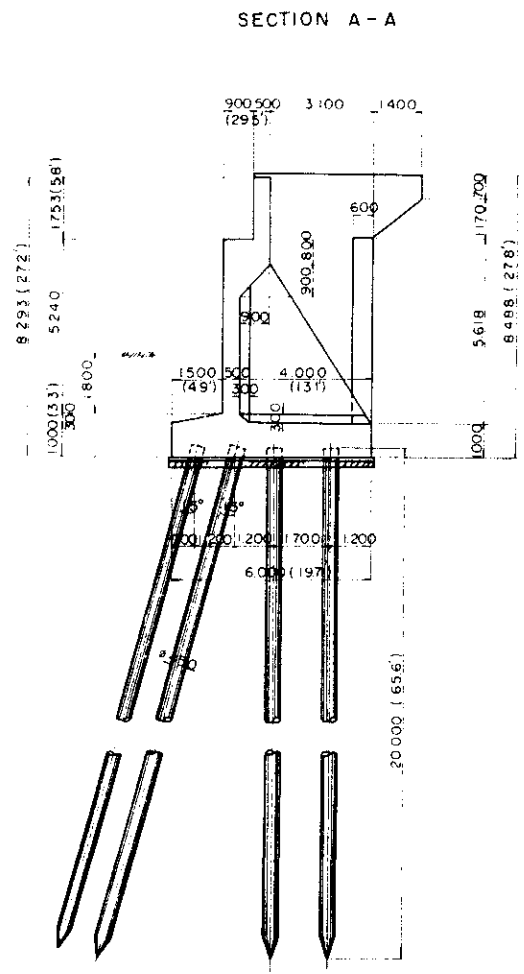
OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY JAPAN	
PACIFIC CONSULTANTS K.K TOKYO JAPAN	
EAST PAKISTAN	
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL P.C. BRIDGE	
GENERAL VIEW	
CHEF ENR	SCALE 1:100
CHECKED BY	SHEET NO 10
DESIGNED BY	DATE
DRAWN BY	

GENERAL VIEW (FOR STEEL BRIDGE)

SCALE 1:100

A - 1.2

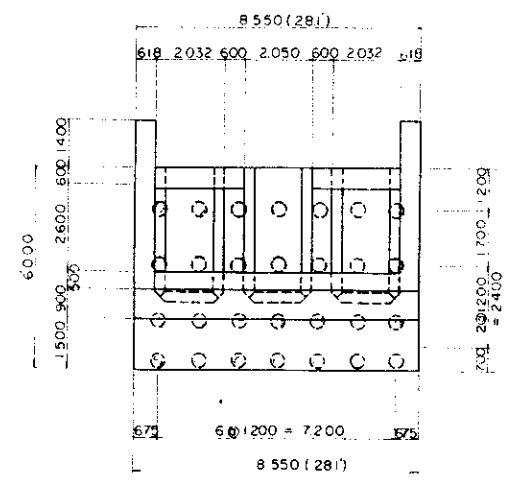
P-2,12 (P-1,13)



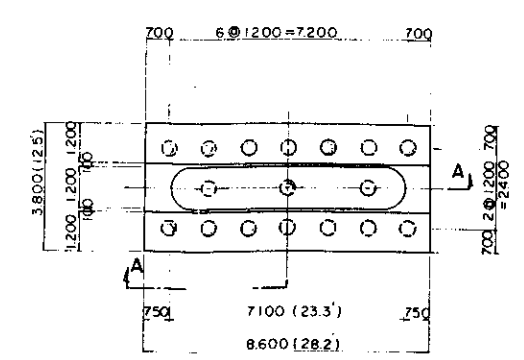
LENGTH OF PIERS

PIER NO	L1	L2
P - 1	6,090	7,090
P - 13	6,090	7,090

PLAN



SECTION D-D



OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY, JAPAN	
PACIFIC CONSULTANTS K.K. TOKYO JAPAN	
EAST PAKISTAN	
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL STEEL BRIDGE GENERAL VIEW	
CHEF ENG	SCALE 1:100
CHECKED BY	SHEET NO 11
DESIGNED BY	DATE
DRAWN BY	

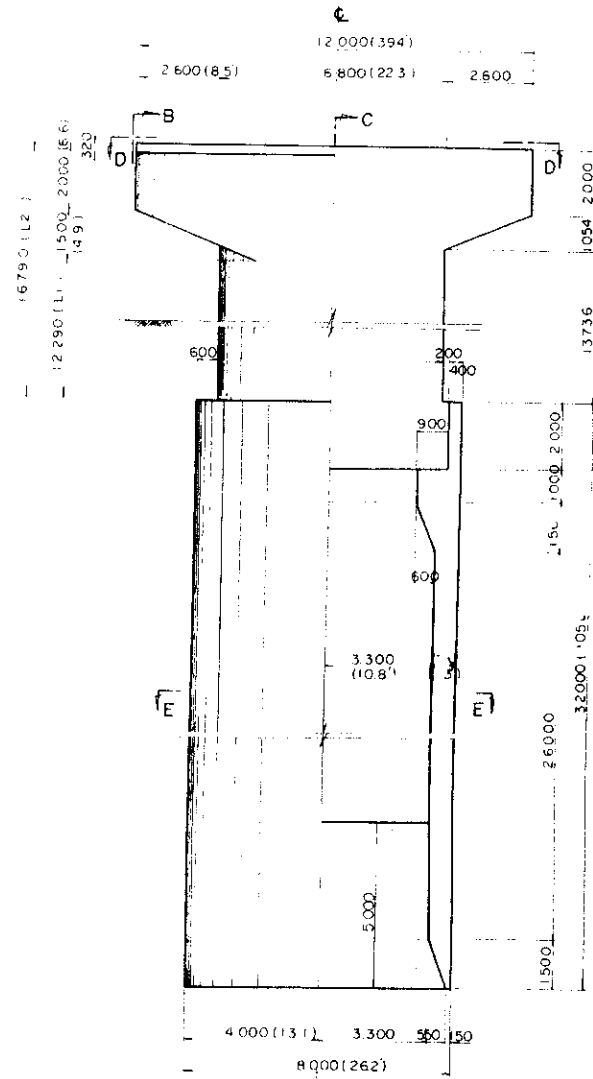
P-3.11

GENERAL VIEW (FOR STEEL BRIDGE)

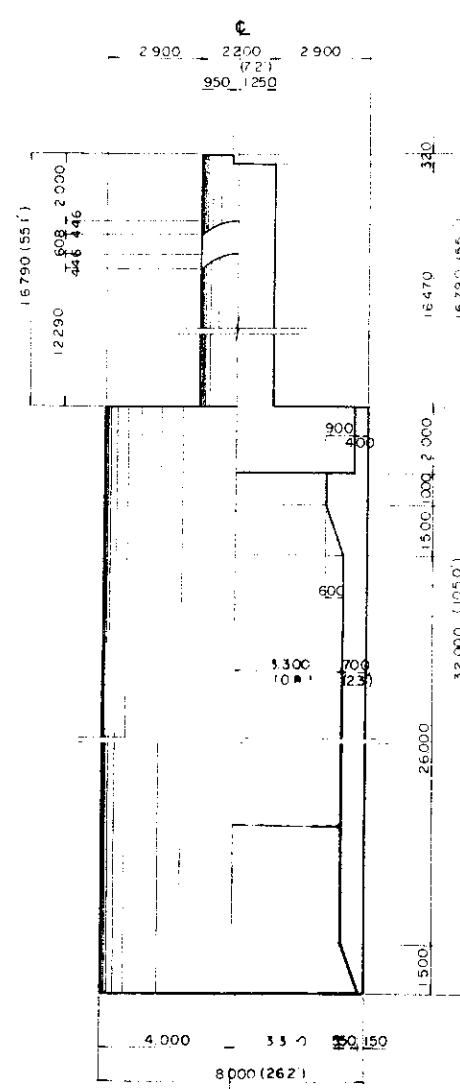
P-6.8 (P-4.5.7.9.10)

SCALE 1:100

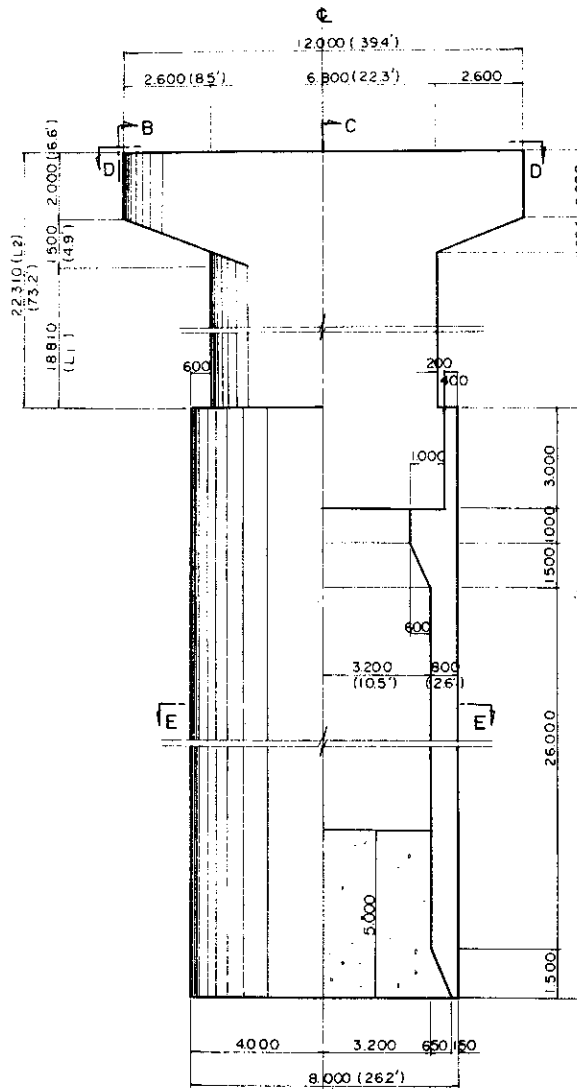
SECTION A - A



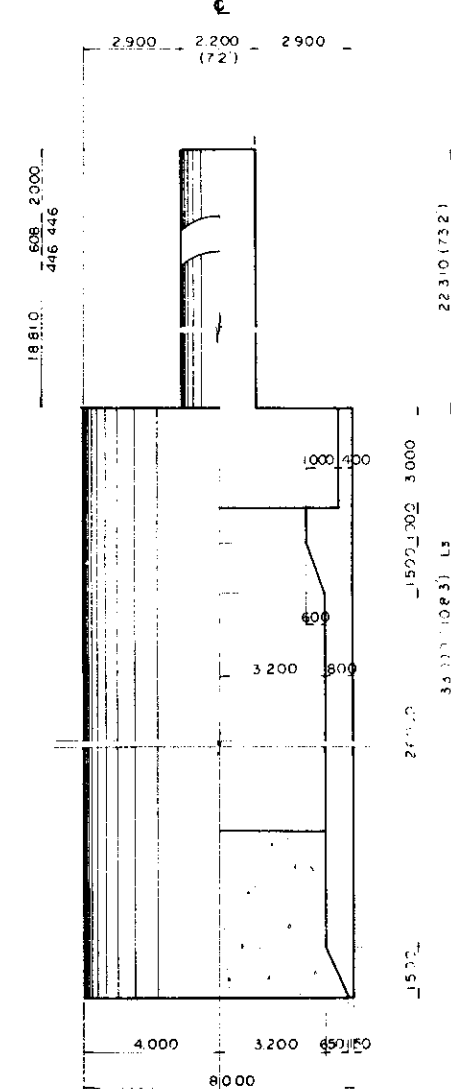
SECTION B - B SECTION C - C



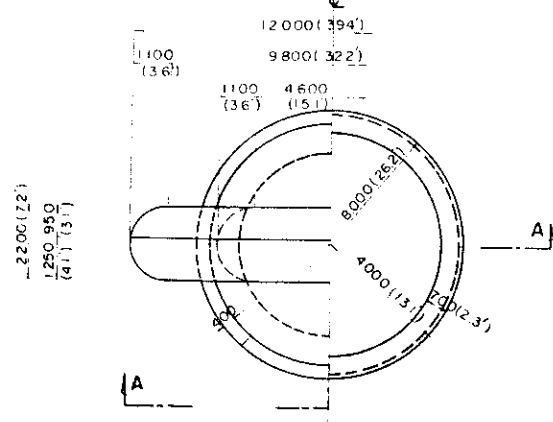
SECTION A - A



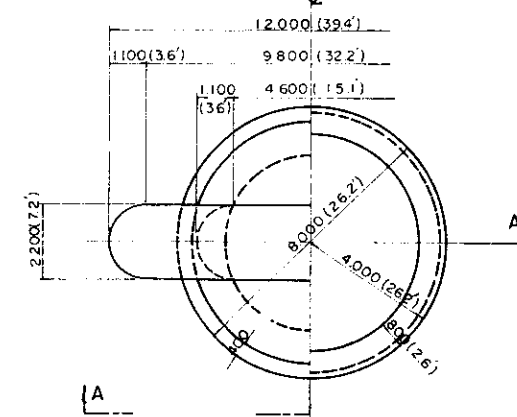
SECTION B - B SECTION E - E



SECTION D - D SECTION E - E



SECTION D - D SECTION E - E



LENGTH OF PIERS (m)

PIER NO	L1	L2	L3
P - 4	15.070	18.570	33.000
P - 5	17.170	20.670	33.000
P - 7	19.360	22.860	33.000
P - 9	17.170	20.670	33.000
P - 10	15.070	18.570	25.000

OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY, JAPAN	
PACIFIC CONSULTANTS K.K. TOKYO, JAPAN	
EAST PAKISTAN	
GARAI RIVER BRIDGE PROJECT	
TYPICAL DETAIL STEEL BRIDGE	
GENERAL VIEW	
CHEF. ENG.	SCALE: 1:100
CHECKED BY	SHEET NO. 12
DESIGNED BY	DATE:
DRAWN BY	

