

### (3) 丘陵部の岩

岩の丘陵は玄武岩のものと花崗岩のものが所々に存在している。これらの岩はコンクリート用骨材となり得る十分な硬さを有している。

#### 6.5.2 各材料の特性

各材料特性を表 6.13 に示す。また、土取場と採石場の位置を図 6.7 (A)、(B) に示す。

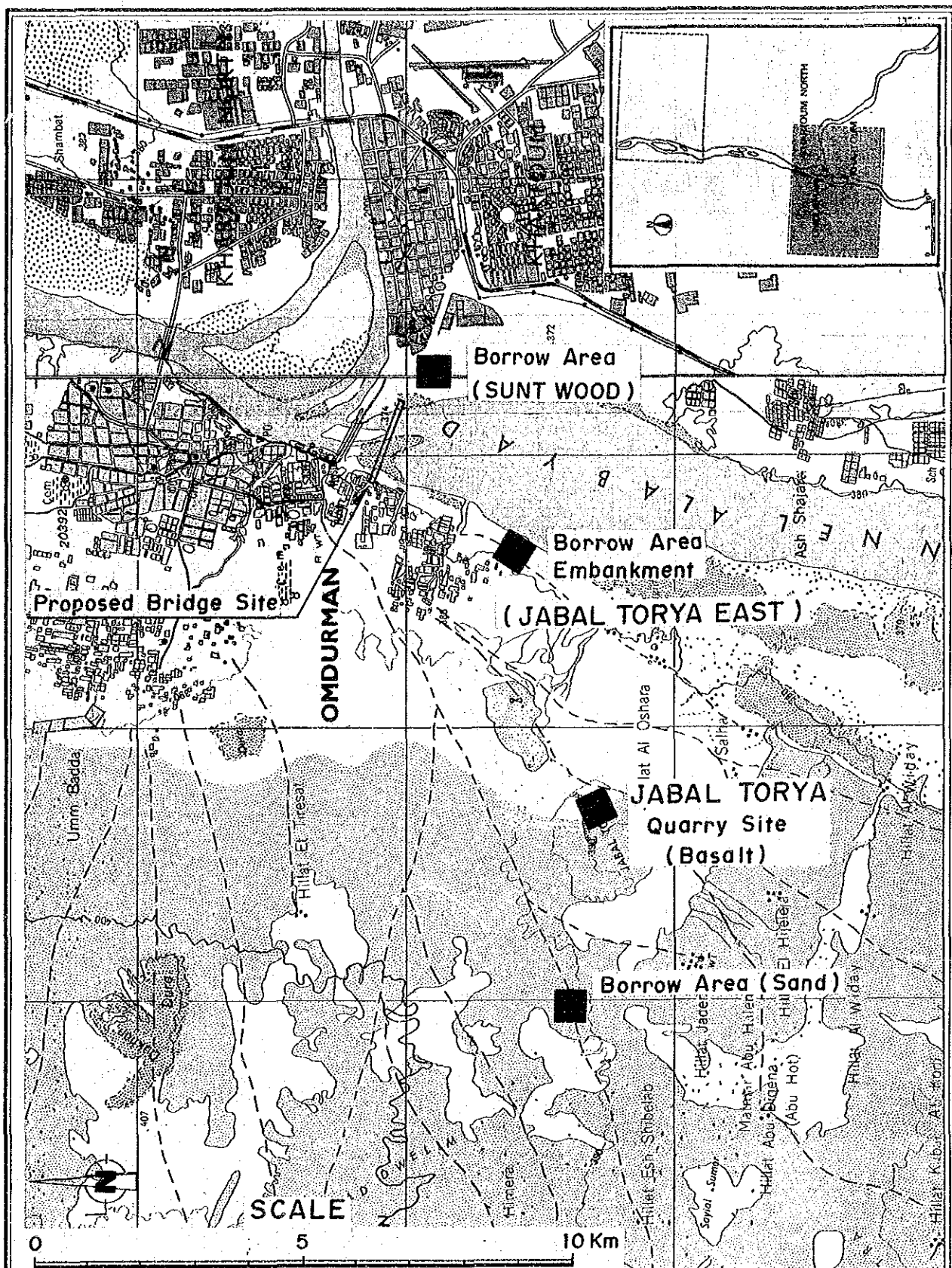
主なものを以下に箇条書にする。

- a) 玄武岩はアスファルト用骨材やリップ・ラップ材は勿論のことコンクリート用骨材として有望である。約 100,000m<sup>3</sup>の骨材が本プロジェクトに必要と考えられるので、約30,000m<sup>3</sup> (150 m × 200m) の採石場面積が必要とされる。
- b) 花崗岩及び砂利の採取場は本プロジェクトサイトから約40km以上と可成り離れている。
- c) 有望な砂材は発見されていない。
- d) 盛土材料に関しては、架橋地点付近に比較的良好な材料がある。これはオムドルマン側の約 2 km 上流部である。
- e) ナイル川の河川堆積物である粘土は、その締まり状態が軟らかい事を配慮すると低盛土材用としての使用に限定される。

表 6.13 各材料の材料特性

MATERIAL	GEOLOGY		LOCATION	DISTANCE	TECHNICAL CONDITIONS
	ORIGIN	TYPE			
1. CONCRETE AGGREGATE	a) ROCK HILL	BASALT	JABAL TORYA (MAIN QUARRY)	SOUTH-EAST 5km	GOOD ROCK. USED BY CRUSHING.
	b) ROCK HILL	GRANITE	JABAL SELETATE	NORTH 40km	FAIRLY GOOD ROCK. PROBABLY BRIDGE BROKEN IN FLAT SHAPE.
	c) DESERT SOIL	GRAVEL	JABAL SELETATE	NORTH 60km	FAIRLY GOOD PROPERTY. SIEVING AND WASHING ARE REQUIRED.
2. SAND FOR CONCRETE	a) ROCK HILL	BASALT	JABAL TORYA	SOUTH-EAST 5km	CRUSHING SAND
	b) ROCK HILL	GRANITE	JABAL SELETATE	NORTH 40km	CRUSHING SAND
	c) DESERT SOIL	WEATHERED SANDSTONE		SOUTH-EAST 15km	POOR GRAIN SIZE DISTRIBUTION SIEVING IN-SITE AND WASHING ARE REQUIRED
3. EMBANKMENT	a) DESERT SOIL	CLAY WITH GRAVEL, WEATHERED SAND- STONE, MUDSTONE	UPSTREAM OF SITE (MAIN BORROW)	SOUTH 4km	FAIRLY GOOD. CAN BE USED FOR SUBGRADE MATERIAL.
	b) RIVER DEPOSIT	CLAY	UPSTREAM OF SITE	SOUTH 2km	SOFT AND FRAGILE. PROBLEM IN COMPACTION. USED FOR A SUPPLEMENTAL MATERIAL
4. ASPHALT AGGREGATE	ROCK HILL	BASALT	JABAL TORYA	SOUTH-EAST 5km	GOOD ROCK. PRODUCED BY CRUSHING PLANT
5. BASE COARSE FOR ROAD	ROCK HILL	BASALT	JABAL TORYA	SOUTH-EAST 5km	GOOD ROCK. PRODUCED BY CRUSHING PLANT
6. MASONRY AND RIPRAP	ROCK HILL	BASALT	LABAL TORYA	SOUTH-EAST 5km	GOOD ROCK



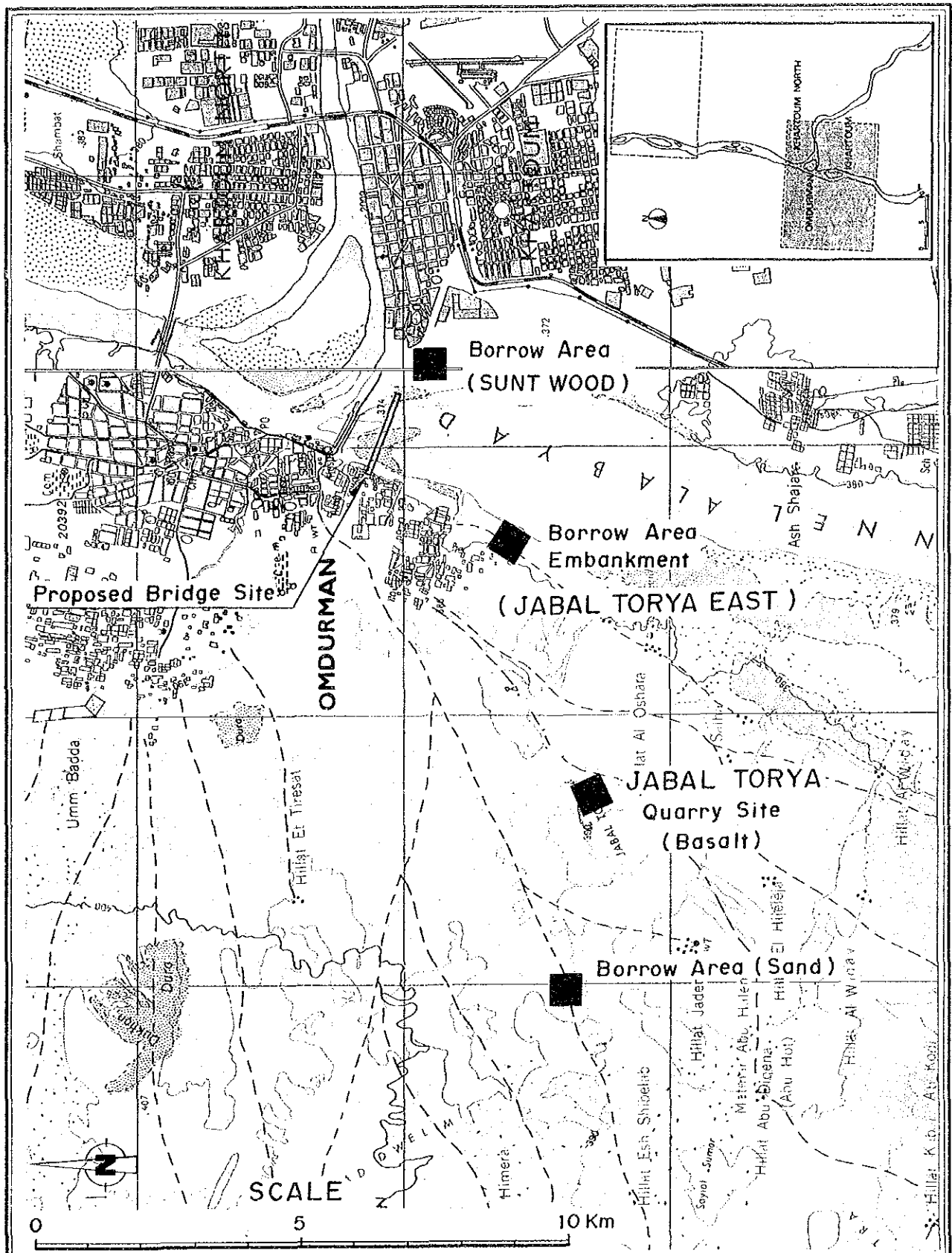


THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
6.7 (A)

土取場及び採石場 (その1)

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
6.7 (A)

土取場及び採石場 (その1)

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



## 第7章 橋梁概略設計





## 第 7 章 橋梁概略設計

### 7.1 概 要

前記の第 5 章において、路線-B 1 案が経済性と技術面の観点から最適架橋路線に決定された。

本章は提案する橋梁の橋長、幅員、構造形式、支間割をどの様に検討し、決定したかを記述するものである。

### 7.2 計画条件の決定

#### 7.2.1 航行船舶に係わる条件

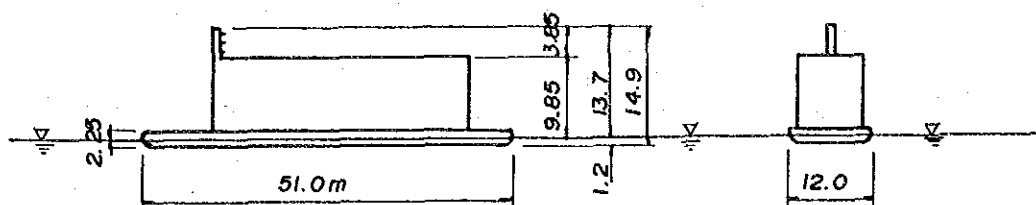
ハルツームからジュバに至る約 1,745km の白ナイル川水上輸送は、同国で最も利益の上げられるルートで、殊にコスティからジュバがそうである。この他のもの例えばナイル川のカリマ～ドンゴラ、ハルツーム～アトバラ（渇水期は航行不能）とか青ナイル川のスキ～ダマジン（渇水期は航行不能）も同様に航路として利用されている。

R T C (River Transport Corporation) は、内陸水運を運行している政府機関であり、現在カルツーム、カリマ、コスティと 3 カ所にドックヤードを有している。このドックヤードの中でハルツーム・ドックヤードが最も規模が大きくかつ他より優れた施設を有している。しかし、既存白ナイル橋は可動橋（旋回橋）としての機械的機能を失っているために、ハルツーム・ドックヤードはハルツーム～ジュバ間の船舶の補修に十分利用されていない。

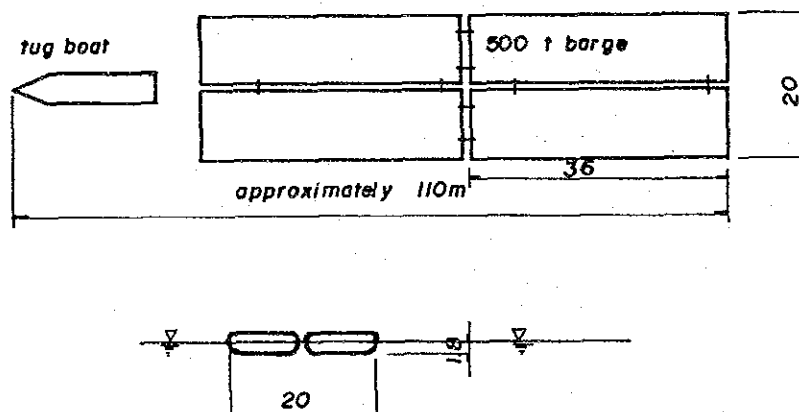
R T C は蒸気船やタッグボート等 92 隻及び 78～ 500 t のバージ 248 隻を保有している。最大規模のものの寸法諸元を図 7.1 に示す。この最も大きな蒸気船のマストは 3.85 m あるが、このマストは可動式で倒すことが可能である。このため、船の乾舷としての 10 m が航路空間の垂直クリアランスとしての必要条件となる。

水平クリアランス条件としては、図 7.1 に示されている連結式バージ（最大 4 隻まで）が支配的である。連結式バージの寸法は、総幅で 20 m、吃水が 1.8 m となっており、この寸法がスーダン国内で最大のものである。本調査に適用されるべき航路空間に関して言えば、民間の船舶はその寸法も小さく無視出来るものである。

調査団は 1989 年 1 月～ 2 月にかけて N C K と R T C と何度か話し合いを行い、次のものを決定した。



SIZES OF MAXIMUM SHIP



CONFIGURATION OF COMBINED BARGES

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.1

最大船舶と連結バージ

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

a) 垂直クリアランス : 12m、これは10m乾舷に2mの余裕を見込んだもの。

この場合、航路高を決定する水位としては、既往最大の高水位RL+379.96mとすることになる。

b) 水平クリアランス : 45m、これは以下の理由による。

— 連結式バージの最大幅=20m

— 既存白ナイル橋の旋回橋の水平空間=40m

## 7.2.2 橋 長

橋長が建設費の大小に大きく関係するために、橋長決定は橋梁計画の重要事項である。このため、調査団は橋長決定のためにNCK及びその他関連機関と慎重な打合せを重ねた。彼等との意見交換の後、次のものを橋長決定のための条件とした。

### (1) 河川幅

第6章に記述した水文及び河川工学上の検討結果を踏まえて、白ナイル川の低水路幅(560.7 m、1989年6月測定)以上の川幅を保持出来る様にする。

### (2) 橋台のセットバック量

橋台位置を次の目的で低水路の川岸よりセットバックさせなければならない。

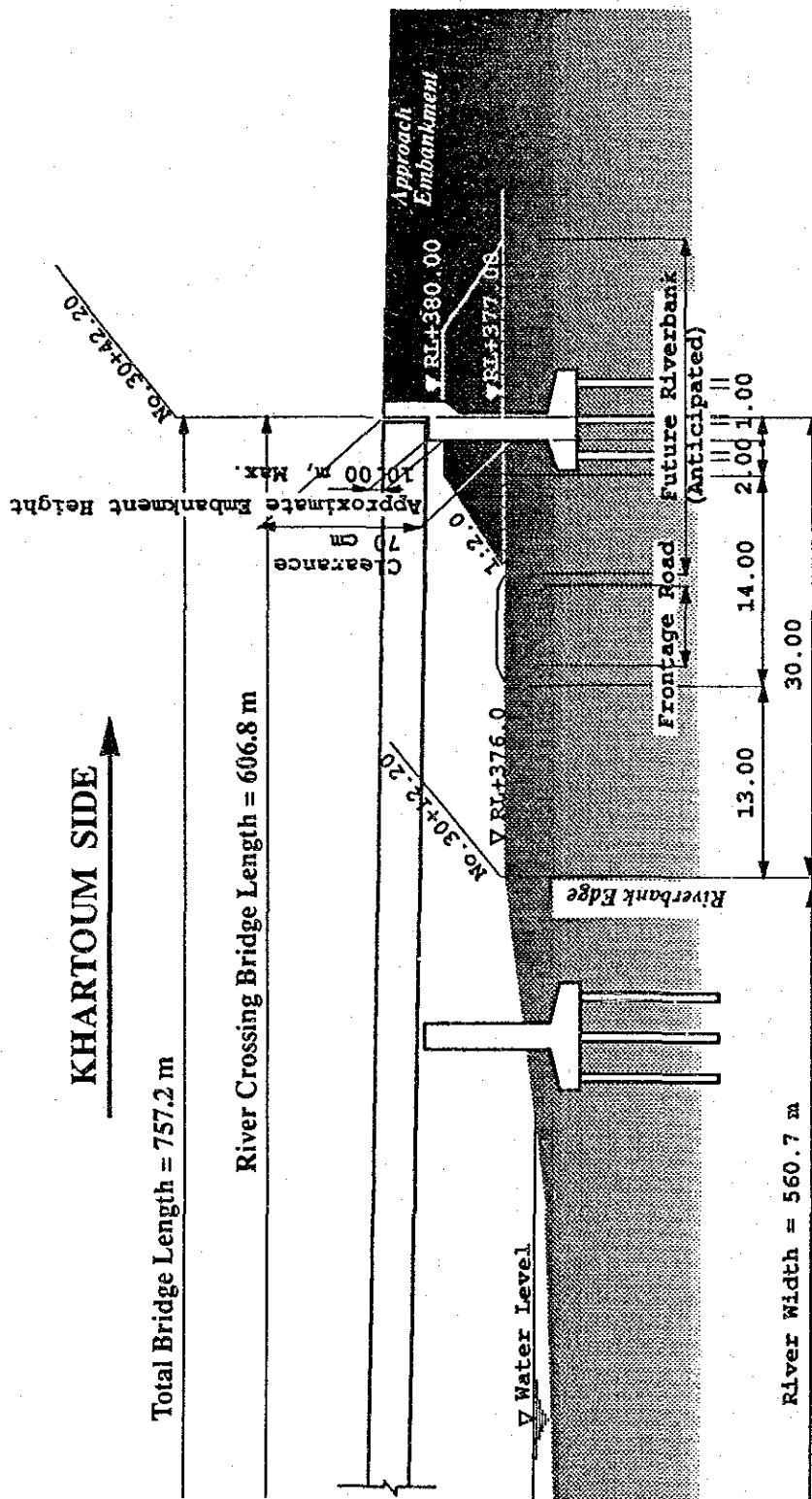
- a) 将来の護岸工事に必要な空間を残しておく。
- b) 上下流側を結ぶ道路(未舗装)の空間を橋台と川岸の間に確保する。
- c) 取付道路の盛土体の安定を確保出来るまで橋台を川から離す。

上記のa)～c)の検討結果として、川岸からの橋台のセット・バック量は、ハルツーム側で30m、オムドルマン側で166.5mになる。この概念図を図7.2と7.3に示す。オムドルマン側においては、取付高架橋を計画することで取付道路の盛土の安定を図る事とする。この結果、橋長は次の様に決定される。

$$\begin{array}{lcl} \text{河川部橋梁の橋長} & = & 16.1 + 560.7 + 30.0 = 606.8 \text{ m} \\ \text{取付高架橋の橋長} & & = 150.4 \text{ m} \end{array}$$

---

$$\text{総 橋 長} \qquad \qquad \qquad = 757.2 \text{ m}$$



#### General Notes

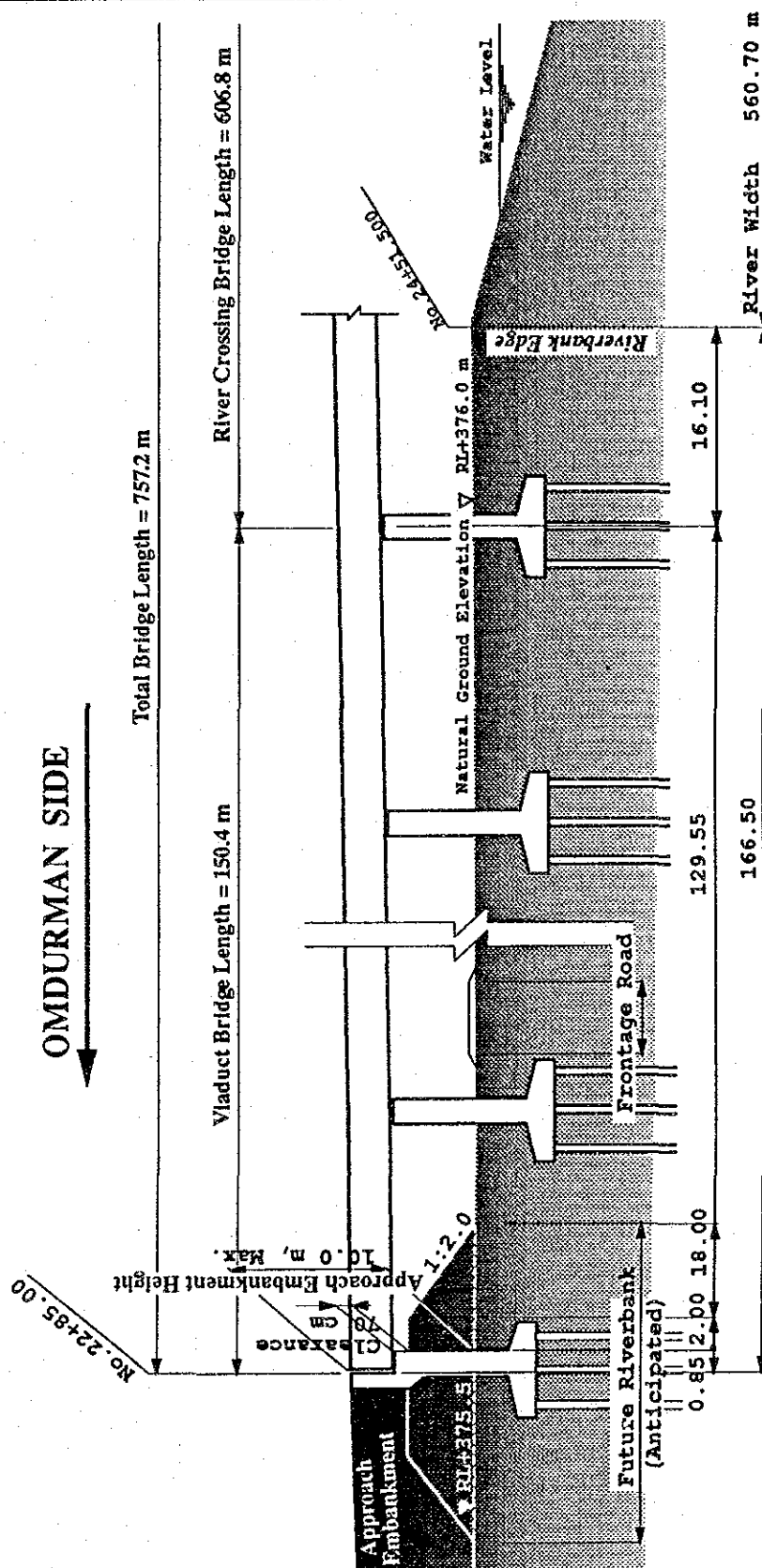
- 1) Unless otherwise shown, all dimensions are in meters.
- 2) This figure is prepared in N.T. scale.

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.2

ハルツーム側の橋台位置

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



General Notes:

- 1) Unless otherwise shown, dimensions are in meters.
- 2) This figure is prepared in N.T. scale.

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.3

オムドルマン側の橋台位置

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

### 7.2.3 中央径間位置

航路をまたぐ橋梁の中央径間の位置は橋梁計画上の基本事項の一つである。調査団と N C K 及びステアリング・コミッティが一連の協議を行った後、調査団は中央径間位置に関して以下の様に結論付けた。

- a) 平均水位時における河川の中央位置に中央径間を置く。なお、平均水位とは1年の7カ月以上保持される水位。
- b) R C T によって1989年6月に（調査団に対して）示された航行ルート上に中央径間を置く。
- c) 中洲の背後地等の様な水深の浅い場所に中央径間を置く事を避ける。
- d) 計画路面高の決定作業時に橋梁を挟む取付道路の盛土高が均衡のとれたものに出来る所に中央径間を置く。

結果として、オムドルマン側の川岸から 178.5m でハルツーム側の川岸から 382.2m の位置に航行ルートをもたぐ中央径間を定める。

### 7.2.4 最小設計支間長

最小設計支間長は次に示す河川水理上或いは航路上の制約条件を満足しなければならない。

- a) 河道内の支間は流木長以上とする。白ナイル川沿の立木の現況を考えると、この流木長はせいぜい30フィート程度とみなされる。航行上の問題を除外し、過去の日本での経験に従う最小支間長は36mとなる。
- b) 橋脚による河積阻害率を5%以内にとどめる。この場合の河積は、設計高水位と盛土との関係から決まる総流下断面とする。
- c) 中央径間部においては、必要支間長は7.2.1項に述べた航路幅（45m最小）以上でなければならない。更に、この中央径間部は、連結式バージが事故によって流出する事態も考えて、連結式バージ長（ $2 \times 36\text{m} = 72\text{m}$ ）以上とするのが望ましい。このことから、航路径間長は72m以上とする。

上記の必要条件に基づき、最小支間長を次の様に決定した。

- ー 中央径間（航路径間）     :   72   m
- ー 側   径   間                 :   36   m

#### 7.2.5 横断面

第8章で述べる取付道路計画にある様に、橋梁幅員は計画橋梁付近の将来交通量、既往交通調査結果（Khartoum Traffic Management Study by BCEOM 等）、日本における道路幾可構造規準等を考慮して決定された。標準的横断面は第8章の図8.8の通りである。この横断面は総有効幅員 22.75mで次のものから成る。

- a) 路面幅     :   8.75m、各上下線方向  
    (車道と路肩)
- b) 中央分離帯     :   1.25m
- c) 歩       道     :   2.0 m、両側

横断勾配は、通常の2.0%とする。

#### 7.2.6 基礎工の支持層

第6章に述べた様に、計画地域周辺の基岩であるヌビア層が橋梁基礎工の支持層になり得る。

機械ボーリングによる地質調査によると、ヌビア層は地表から約10m以深に分布している。ヌビア層は、砂岩と泥岩の互層を成している。これらの工学的諸量を詳細に検討した結果、このヌビア層の上層部分の数メートルは変質して軟らかくなっている事が明らかになった。このため、基礎工の設計条件を考えると基礎工の先端を河床からの深度約15mの硬岩領域に埋込む必要がある。

新白ナイル橋の計画路線上の地質横断面図は第6章図6.5に示す通りであり、そして設計用の土質定数は表6.2の様になっている。

## 7.2.7 設計条件と基準

### (1) 設計荷重

#### A) 死荷重

次に示す単位重量を死荷重計算時に用いることとする。なお、この単位重量は日本道路協会編の道路橋標準示方書に準拠している。

a) 鋼材及び鉄鋼	7.85 tf/m <sup>3</sup>
b) 鉄	7.25 tf/m <sup>3</sup>
c) 無筋コンクリート	2.35 tf/m <sup>3</sup>
d) 鉄筋コンクリート	2.50 tf/m <sup>3</sup>
e) プレストレストコンクリート	2.50 tf/m <sup>3</sup>
f) アスファルト舗装	2.30 tf/m <sup>3</sup>

上記に加えて、次に示す公共添架物の重量を考慮することとする。なお、これら添架物は政府機関によって将来橋に設置されるものである。予想される重量は以下の通り。

- a) 水道 : 100 kgf/m (National Urban Water Corporationによる推定値)
- b) 石油パイプライン (4インチパイプ) : 172 kgf/m (Public Corporation  
Petroleum による推定値)
- c) 電話線 : 70kgf/m (調査団による推定値)
- d) 配電線 (300m<sup>2</sup>ケーブル×5 本) : 200 kgf/m (調査団による推定値)

#### B) 活荷重

ハルツーム～ポートスーダン間の幹線道路上の車両重量調査を大蔵経済計画省 (MOFEP : Ministry of Finance and Economic Planning) が 1986 年 4 月に実施し、また類似の調査を道路橋梁公団 (R B P C : Roads and Bridges Public Corporation) が 1988 年 10 月に実施している。夫々の調査ともその調査期間は約 1 週間。これらの調査によって次の事項が明らかになった。



a) 車両の約99%は20トン以下。

b) 最も重い車両は総重量 114.4トンのトレーラーでその最大軸量は26トン。

最近、白ナイル川のコスティに建設されたコスティ橋と青ナイル川のウド・メダニ橋の2橋が完成した。両橋とも英国規準のHA荷重及び軸重30トンで総重量 115トンの重車両の組合せ荷重に耐えられる様に設計されている。

以上により、新白ナイル橋の設計活荷重を次の様にする。

活荷重 : HA荷重及びHB荷重の30ユニット

この荷重は英国規準BS5400: Part 2 - 1978に準拠するもの。

HB荷重30ユニットの場合、最大軸重は30.6トンで、これはMOFEPの調査結果の26トン以上であると同時にコスティ橋とウド・メダニ橋の30トンより大きい。

### C) 衝 撃

前述した様に、英国規準のHAとHB30ユニット活荷重を新白ナイル橋に適用する。HAとHB30ユニット活荷重は衝撃力等を含んでいるものである。しかし、過去に実施されたコスティ橋やウド・メダニ橋の設計では 115トン活荷重と一緒に衝撃力を考慮している。この場合、活荷重と衝撃力の組合せによる荷重がHAとHB30ユニット荷重より重くなっている。

スーダンにおける橋梁設計の統一性を保つために本調査団は活荷重に追加して衝撃力を加える事を勧める。そして日本道路協会が使用している次のものを適用する。

a) 鋼橋に対して :  $i = 20 / (50 + L)$

b) 鉄筋コンクリート橋に対して :  $i = 7 / (20 + L)$

c) プレストレスト・コンクリート橋に対して :  $i = 10 / (25 + L)$

ここに、 $i$  : 衝撃係数

$L$  : 支間長 m

### D) 歩行者荷重

歩道床版、縦桁及びそれらの支持材の設計には歩道の1平方メートル当たり 500キログラムの活荷重を考慮する。主桁をはじめとする主構部分については次に示す日本道路協会の歩行者荷重を設計に用いる。

支間長	80m未満	.....	350	kgf/m <sup>2</sup>
支間長	80~130 m	.....	(430 - L)	kgf/m <sup>2</sup>
支間長	130m超	.....	300	kgf/m <sup>2</sup>

#### E) 過載荷重

活荷重として英国規準のHAとHB30ユニット荷重を考慮するため、次に示す過載荷重を考える事になる。

HA 荷重に対して	:	1.0 tf/m <sup>2</sup>
HB30ユニット荷重に対して	:	1.25tf/m <sup>2</sup>

#### F) 土 圧

ランキン、クーロン、テルツァーギ等の種々の異なった公式で土圧が計算される。本調査においては、日本道路協会をはじめとした国際的規準に用いられているクーロン公式で土圧を計算する事とする。

埋戻し材の土質定数を次の様にする。

単位体積重量	:	1.8 tf/m <sup>3</sup>
内部摩擦角	:	35°
粘 着 力	:	0 tf/m <sup>2</sup>

#### G) 流 水 力

流水の橋脚に及ぼす影響を次式によって計算するものとする。

$$P = A \times K \times V^2$$

ここに、  
P ; 流水力 (tf)  
V ; 流 速 (m/秒)  
A ; 垂直暴露面積 (m<sup>2</sup>)  
K ; 定数、端部が四角の時は0.07、  
円又は鋭角の時は0.04、流線形の時は0.02

このPの作業位置は河床から0.5Hの所、Hは水深mとする。流速と水深については第6章で記述しているが、次の表7.1にそれをまとめておく。

表7.1 流速と水位

	V : 流速度 (m/秒)	H : 水深 (m)
高水位 (R L + 379.96m)	0.35	7.86
低水位 (R L + 373.54m)	1.32	1.44

#### H) 風荷重

水平に吹く一様な風によって引き起される風荷重は一般的に次の公式で計算される。

$$P = 1/2 \times D \times V^2 \times A \times CD$$

ここに、  
P ; 風 圧 kgf/m<sup>2</sup>  
D ; 空気密度 kgf・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>  
V ; 基本風速 m/秒  
で31.5m/秒とする(第6章参照)。  
A ; 垂直暴露面積 (m<sup>2</sup>)  
CD ; 抗力係数

#### I) 温度荷重

1902年～1988年のカルツーム市の架橋地点の気温データーによれば、最高気温は46.8℃で最低は6℃、月間平均気温は23.2℃～33.7℃となっている。一方、日本においては最高気温は38.0℃で最低気温は-6.9℃、そして月間平均気温5.0℃～27.4℃である。気温変化量について考えてみると、架橋地点と日本のものは殆ど類似している。更に、橋桁そのものの温度の変化量は一般に気温の変化量の約1/2であることが観測されている。そこで新白ナイル橋の構造計算に用いる温度変化量は次に示す表7.2に基づくものとする。

表 7.2 温度変化量

橋梁形式	変化量
鋼橋	± 30 ℃
コンクリート橋	± 15 ℃

#### J) 波 力

波高と水深との関係により波力は異なった式で計算されている。水深が波高の2倍以上の場合は重複波として計算し、そうで無い場合は碎波力を計算する。

第6章で得られた結果によれば、波高及び波長は以下の通りである。

波高 = 2.1 m、 波長 = 29.1 m

なお、波力は洪水時において他の荷重との組合せ荷重として考える。

#### K) 船舶衝突荷重

静的荷重に換算した水平力として船舶の衝突荷重を扱うこととする。この衝突力には、各 500トンのバージ4隻の連結状態での合計 2,000トンの船の衝突を考える。この衝突力を次の式によって計算する。

$$F = W \cdot V^2 / (4 g \cdot D)$$

ここに、  
 F ; 衝突力 tf  
 W ; 船舶重量 2,000 tf  
 V ; 衝突時の船の航行速度  
     洪水時 V = 0.4 m/秒  
     乾 期 V = 1.6 m/秒

これらの速度は流速の20%としたもの。

D ; 船の停止距離 D = 1.0 m  
 g ; 重力加速度 g = 9.8 m/秒<sup>2</sup>

この衝突力 F の作用位置は水位より 1 m 高さの所とする。

## L) 地震力

地震は紅海の周辺部で発生した事があるが、ナイル川沿に発生した地震の記録は無い。地質学的観点より、紅海はアフリカ・リフトの地殻変動帯に位置していると言われるている。しかし、ハルツームは紅海より内陸に約 700km 離れており、大陸の地殻構造上に位置している。このため、ハルツームでは地震が発生しないと思われる。

たとえばマグニチュード 7 の大地震が紅海の地底で発生したとしても、ハルツームにおける地盤加速度は僅か 14.5ガルにすぎず、これは静的な水平震度 0.01 と同程度である。このような加速度では、橋梁の設計にそれ程の意味を持たないものである。

スーダン国におけるコスティ橋、ジベル・アウリア・ダム、セナール・ダム等の既存の構造物に関して言えば、地震の影響はその設計に無視されている。このことから、地震の影響を本プロジェクトの設計で無視するものとする。

### (2) 設計方法と荷重の組合せ

日本道路協会が採用している許容応力度設計法により構造物設計を行うものとする。

橋梁設計において、次の荷重を考慮する。

主 荷 重 .....	{ P }
死 荷 重 .....	{ D }
活荷重と歩行者荷重 .....	{ L }
衝 撃 力 .....	{ I }
土 圧 .....	{ E }
流 水 圧 .....	{ S C }
浮 力 .....	{ B }
従 荷 重 .....	{ S }
風 荷 重 .....	{ W }
温 度 荷 重 .....	{ T }
特殊荷重 .....	{ P A }
波 力 .....	{ W P }
船舶衝突荷重 .....	{ C O }
架設時荷重 .....	{ E R }

各荷重の組合せとその時の許容応力度の割増率は表 7.3 に示す通りである。

表 7.3 上部工設計用の荷重の組合せ

荷 重 の 組 合 せ	許容応力度割増率
{P}	1.00
{P} + {T}	1.15
{P} + {W}	1.25
{P} + {T} + {W}	1.35
{P} + {CO}	1.50
{P} + {ER}	1.25

表 7.4 下部工設計用の荷重の組合せ

荷 重 の 組 合 せ	許容応力度割増率
{P} + {WP}	1.00
{P} + {T} + {WP}	1.15
{P} + {W} + {WP}	1.25
{P} + {T} + {W} + {WP}	1.35
{P} + {CO} + {WP}	1.50
{P} + {ER} + {WP}	1.50

### (3) 材 料

#### A) コンクリート

材令28日のコンクリートの円柱供試体圧縮強度 ( $f_c$ ) は、次の表 7.5 の通りである。

表 7.5 コンクリート圧縮強度

コンクリート種別	$f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
プレストレス・コンクリート、プレキャスト	400
プレストレス・コンクリート、場所打ち	350
場所打ち杭	300
鉄筋コンクリート、上部工	240
鉄筋コンクリート、下部工	240
無筋コンクリート	210

#### B) 構造用鋼材

構造用鋼材は圧延材とし、JISのSS41、SM50及びSM53材に準拠するもの、若しくはこれと同等品とする。

#### C) プレストレッシング鋼材

鋼ワイヤー、ストランド、棒鋼はJISで規定するSWPR、SWPD、SBPRに準拠するもの、若しくはこれと同等品とする。

#### D) 鉄 筋

鉄筋は熱間圧延異形棒鋼でJISのSD30又はSD35に合致するもの、若しくはこれと同等品とする。

#### E) そ の 他

その他構造用材料はJIS又は国際的に認められた規格に合致する製品とする。

#### (4) 設計方法

構造物の設計は許容応力度法で行うものとする。限界状態設計法（荷重係数法）は構造物の極限抵抗を照査する必要がある場合に用いるものとする。

### 7.3 橋梁形式代替案の比較検討

#### 7.3.1 橋梁形式代替案

最も有望な橋梁形式を設定することは橋梁計画の初期の基本的なプロセスであり、そして建設費を左右する橋梁形式の最適案選定に到達する上で非常に重要である。

橋梁形式代替案設定上の条件としては、

- a) 必要航路空間に対し、支間長が適用可能なもの
- b) 構造用部材や材料の搬入の容易なもの
- c) 材料調達の容易なもの
- d) 出来る限りメンテナンスの容易なもの
- e) 建設費の低廉なもの

想定される種々の橋梁形式を検討した結果、次に示す6形式を以降の比較検討の対象案として選定した。

- 形式－a : 鋼ローゼ桁と鈑桁
- 形式－b : 鋼トラス桁と鈑桁
- 形式－c : 鋼箱桁と鈑桁
- 形式－d : 逆T式橋脚付のPC箱桁とPCT桁又はI桁
- 形式－e : V橋脚付のPC箱桁とPCT桁又はI桁
- 形式－f : PC斜張橋とPCT桁又はI桁

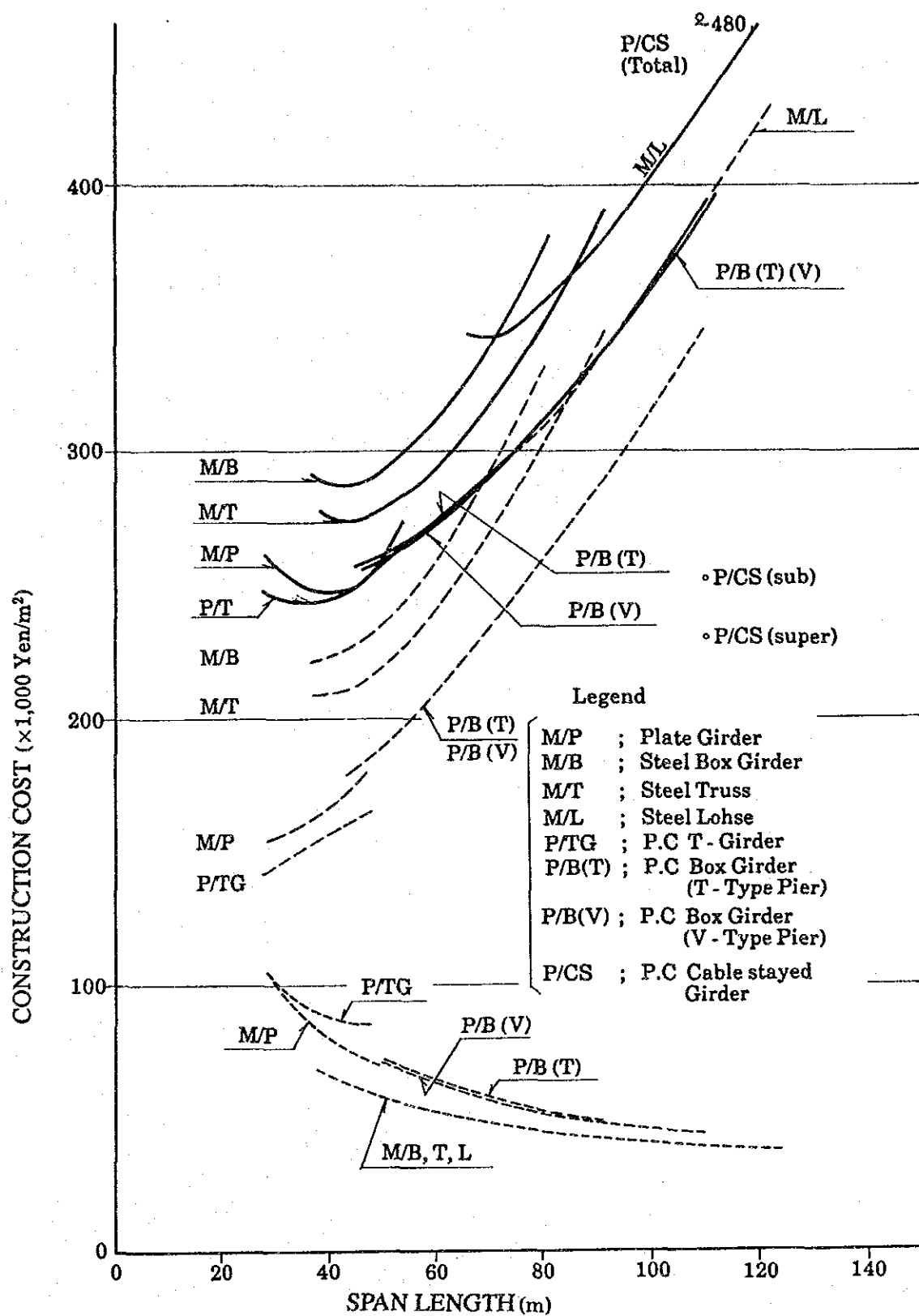
#### 7.3.2 橋梁形式毎の最適支間長

各橋梁形式に対する工費～支間長関係を検討し、その結果を図7.4にまとめた。経済的観点より、側径間部に対する概略支間長を次の様に提案する。

- a) 鈑 桁 : 40 m
- b) PCT桁又はI桁 : 36 m

主径間部（航路径間部）に関しては経済支間長では無く、前節7.2に述べた水平クリアランス72mがその支間長を支配する事になる。





THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.4

工費～支間長関係

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

### 7.3.3 各橋梁形式毎の支間割

前節 7.3.1 に述べた通り、6 種の橋梁形式を選定した。第 1 段階として、側径間部の差異による次の 2 ケースについてその適用の可能性と優位性を確かめる事とした。

ケース 1 : 側径間も主径間と同じか又は類似のもの（主径間と同類のものの繰返し）。

ケース 2 : 側径間は工費最廉形式とするもの ; 即ち鋼橋梁では鈑桁、P C 橋梁では T 桁又は I 桁。

図 7.5 は上記の 2 ケースの初期検討を行った結果を示すものである。これによれば、ケース 2 を用いるとケース 1 よりも 10% 以上の工費低減の優位性がある事が明らかになる。

この事から、以降の検討に際して側径間部の橋梁形式は鈑桁若しくは P C T 桁又は I 桁とする。

### 7.3.4 橋梁形式代替案の評価

図 7.4 と 7.5 の結果をもとにして評価した。要約すると、

#### (1) 形式 - a : 鋼ローゼ桁と鈑桁

材料調達と輸送が比較的不利である。主要部材の耐候性塗装等の定期的な補修が必要である。この様な鋼橋は、やっかいな補修を続けなければならず、スーダン国の事情に配慮すれば適切なものとは考えられなかった。美観に対しては代替案中最良と考えられた。その他の評価項目は中位にランクされた。

#### (2) 形式 - b : 鋼トラスと鈑桁

部材が小さくなるので、輸送や組立が容易で、この点が優位となった。しかし、美観が良く無いのと腐蝕に対する定期的補修の観点から劣っていると判断された。

#### (3) 形式 - c : 鋼箱桁と鈑桁

大寸法の鋼材は輸送上劣っていると考えられた。更に、建設費と補修費が割高であると判断された。

BRIDGE TYPE		SIDE VIEW AND SPAN ARRANGEMENT (UNIT: m)			CONSTRUCTION COST RATIO
MAIN SPAN	SIDE SPAN				
TYPE-a  STEEL LOHSE	STEEL LOHSE	<div>VIADUCT LOHSE LOHSE LOHSE</div> <div><div>2@77.0 =154.0</div><div>80.0</div><div>5@74.6=373.0</div></div> <div></div>			1.270
	PLATE GIRDER	<div>PLATE GIRDER LOHSE PLATE GIRDER</div> <div><div>3@38.0 =114.0</div><div>40+80+40 =160.0</div><div>8@41.625=333.0</div></div> <div></div>			1.000
TYPE-b  STEEL TRUSS	STEEL TRUSS & PLATE GIRDER	<div>PLATE GIRDER TRUSS TRUSS</div> <div><div>2@45.0 =90.0</div><div>64+80+64 =208.0</div><div>5@61.8=309.0</div></div> <div></div>			1.092
	PLATE GIRDER	<div>PLATE GIRDER TRUSS PLATE GIRDER</div> <div><div>2@45.0 =90.0</div><div>64+80+64 =208.0</div><div>8@38.625=309.0</div></div> <div></div>			1.000
TYPE-c  STEEL BOX	STEEL BOX & PLATE GIRDER	<div>PLATE GIRDER BOX BOX</div> <div><div>2@45.0 =90.0</div><div>64+80+64 =208.0</div><div>6@51.5=309.0</div></div> <div></div>			1.086
	PLATE GIRDER	<div>PLATE GIRDER BOX PLATE GIRDER</div> <div><div>2@45.0 =90.0</div><div>64+80+64 =208.0</div><div>8@38.625=309.0</div></div> <div></div>			1.000
TYPE-d  P.C BOX (T-TYPE PIER)	BOX	<div>BOX BOX BOX</div> <div><div>31+62 =93.0</div><div>62+80+62 =204.0</div><div>5@62.0=310.0</div></div> <div></div>			1.100
	T-GIRDER	<div>T-GIRDER BOX T-GIRDER</div> <div><div>3@35.0 =105.0</div><div>49+80+49 =178.0</div><div>9@36.0=324.0</div></div> <div></div>			1.000
TYPE-e  P.C BOX (V-TYPE PIER)	BOX	<div>BOX BOX BOX</div> <div><div>31+62 =93</div><div>62+80+62 =204.0</div><div>5@62=310.0</div></div> <div></div>			1.096
	T-GIRDER	<div>T-GIRDER BOX T-GIRDER</div> <div><div>3@35 =105.0</div><div>49+80+49 =178.0</div><div>9@36.0=324.0</div></div> <div></div>			1.000
TYPE-f  P.C CABLE- STAYED	BOX	<div>BOX CABLE STAYED BOX</div> <div><div>2@69.5 =139.0</div><div>110+70 =180.0</div><div>5@57.6=288.0</div></div> <div></div>			1.078
	T-GIRDER	<div>T-GIRDER CABLE STAYED T-GIRDER</div> <div><div>4@34.75 =139.0</div><div>110+70 =180.0</div><div>8@36.0=288.0</div></div> <div></div>			1.000

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

7.5

側径間部の差異による支間割

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

(4) 形式－d : 逆T式橋脚付PC箱桁とPCT桁又はI桁

橋脚付根の桁高が大きい為、床版の高さを他案より高くする必要がある。この様に床版が高くなると縦断勾配が急になり車両の乗り心地や美観の点で劣る。建設費は安い。

(5) 形式－e : V橋脚付のPC箱桁とPCT桁又はI桁

橋脚付根の桁高は形式－dのものより小くなり、これが建設費を代替案中で最廉とする。更に、美観も良くなる。このため、この案はどの評価項目にも優位となっている。

(6) 形式－f : PC斜張橋とPCT桁又はI桁

美観は優れている。しかし、建設費は代替案中で最も高い。

### 7.3.5 橋梁形式選定

橋梁形式代替案の評価結果として、V橋脚付のPC箱桁とPCT桁（又はI桁）が新白ナイル橋として提案出来るものである。理由は以下の通りである。

- a) 桁下の空間が広くなる。
- b) 主径間の橋脚位置の桁高が他のカンチレバー式のコンクリート橋（形式－d）より小さくなる。
- c) 連続桁形式であるため、乗り心地が良くなる。
- d) セメント、プレストレッシング鋼材、鉄筋を除く全ての材料をハルツームで調達出来る。
- e) 補修費が僅かである。
- f) 美観が良い。
- g) 建設工期が短い。
- h) 建設費は、逆T式橋脚付のPC箱桁と同程度で代替案中最も安い。

逆T式橋脚でなくV橋脚を選定する理由は、上記のほかに次のものがある。

LEGEND :

◎	VERY GOOD	○	GOOD	△	FAIR	×	BAD
---	-----------	---	------	---	------	---	-----

## 7-21

通常の状態では、高水位より上に航路空間 $12\text{m} \times 45\text{m}$ を確保することになる。水平方向の空間幅 $72\text{m}$ は、計画条件設定の所で述べた通り、緊急時のバージ流矢に対してのみ必要とされるものである。このため、経済的には、中央径間は少しでも短い方が有利である。V橋脚の方が逆T式橋脚より実質的な支間長を短く出来る。

橋脚幅員は、 $23.55\text{m}$ と比較的に広く、主桁断面は複数個の箱にして桁の剛性を高め、桁高を低く抑える様に設計される。更に、張出し部の工法は水上で可能である。張出し部の工法は2セットのトラベラー・ワゴンを用いるが、これが橋脚上の場所打ちセグメント（ハンマーヘッド）の大きさを規制する事になる。ハンマーヘッド上にセットする $350\text{t}$ 用のトラベラー・ワゴンは架設中の段取りや工期から選定されたものである。この場合、V橋脚と逆T式橋脚とでは支保工の費用に若干の差異を生じるが、V橋脚はカンチレバー工法で工事を進める場合に逆T式橋脚より構造上の安定性を増す。

カンチレバー工法による架設中には、橋脚上の曲げモーメントは桁の張出長に影響される。そしてV橋脚を用いた場合では（張出長が逆T式より短いので）、桁の中央径間閉合時の曲げモーメントは逆T式のものの76%程度になる。

更に、V橋脚の場合はT形橋脚より箱桁の桁高を低く出来る。このため、V橋脚の建設費が安くなる。

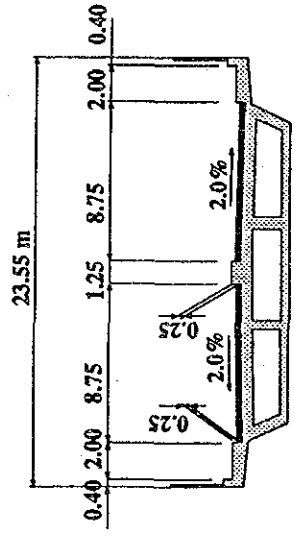
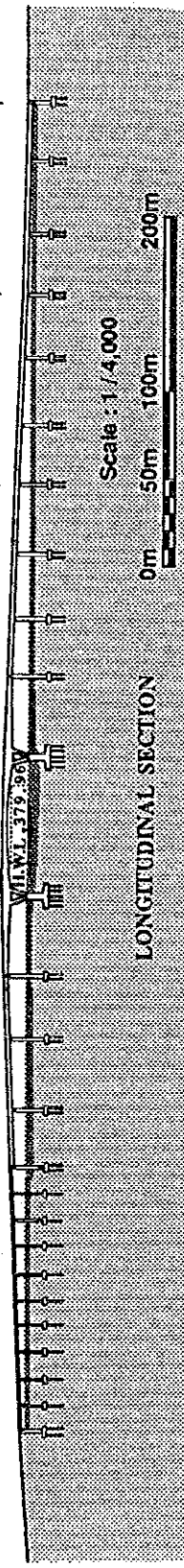
#### 7.3.6 提案する橋梁の概要

橋梁形式代替案の比較検討の結果、提案する橋梁はV橋脚付の3径間連続PC箱桁、活荷重合成PCI桁と連続RC中空床版橋から成る。概要図については、図7.7に示す通りである。

Omdurman Side
Khartoum Side

Bridge Length L=757.20 m

Omdurman Side Viaduct L=150.4		River Crossing Bridge L= 498.2	
RC Hollow Slab	PCI I-Girder	Continuous PC Box Girder	PCI I-Girder
15.4+3@15.0 = 60.4 3@15.0 = 45.0 NO.23+45.40 NO.23+90.40 NO.24+45.40	3@36.2 = 108.6 NO.25+44.00	46.0+80.0+46.0 = 172.0 Navigational Clearance = 45m x 12m NO.27+16.00	3@36.2 = 108.6 NO.28+24.60 3@36.2 = 108.6 NO.29+33.20 2@36.2+36.6 = 109.0 NO.30+42.20



CROSS SECTION      Scale 1:400

## 7.4 上部工の検討

### 7.4.1 主径間部のV橋脚付PC箱桁

#### (1) 構造上のレイアウト

主径間部の構造上のレイアウトは、以下の条件により検討された。

- a) 構造上のレイアウトの違いによって左右される曲げモーメントを出来る限り小さくする様にする。
- b) 温度変化、乾燥収縮、クリープ等による変形や拘束が少なくなる様にする。
- c) 橋軸方向には橋面を連続にする。
- d) 基礎工に伝達される力が小さくなる様にする。
- e) 美観の良くなるレイアウトとする。

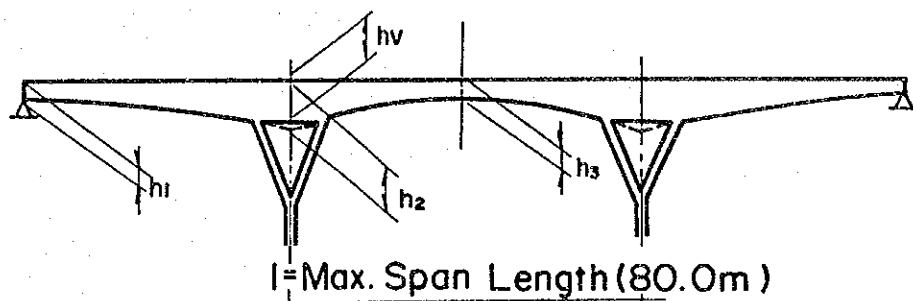
Appendix-7.5に構造的に異なったレイアウトについて記述している。結果として、ヒンジの全く無いラーメン構造を提案しているが、この理由は変位が少ない事と乗り心地の良い事と補修費が少なくなるためである。

構造計算を実施し、この結果をAppendix-7.6に示す。

#### (2) 桁 高

桁高とその変化曲線を図7.8に示す。最大の支間が80mの長さであるため、桁端部の桁高 $h_1$ は2.0m~2.7m程度と計算される。活荷重がHAとHB荷重である事と側径間の桁高のバランスを考えて、 $h_1 = 2.1$ mを採用する。一方、橋脚上の桁高 $h_2$ は、ラーメン構造のV橋脚を考えに入れると計算上では4.0m~5.0mとなる。支間中央の桁高 $h_3$ は一般的に1.3m~1.8mと計算されるが、HAとHB荷重を考えに入れると $h_3 = 2.1$ mとなる。一般的には、支点から支間中央までの桁高の変化形状として3種類のものがある。即ち正弦曲線、2次方物線と3次方物線である。ラーメン形式で無く連続桁が支承で支持される場合には、2次方物線が通常使用される。また、桁下空間の制限から桁高を小さくする場合には3次方物線がしばしば使用される。正弦曲線は支間中央にヒズミを設ける場合に用いられる。

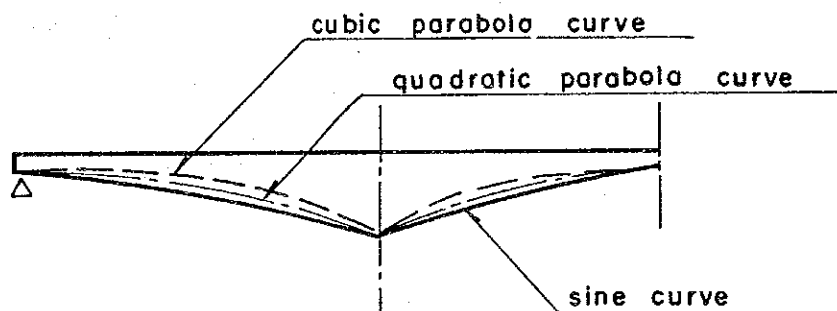




$$\begin{aligned} h_1 &= 1/30 \sim 1/40 \quad (2.0 \sim 2.7\text{m}) \\ h_2 &= 1/16 \sim 1/20 \quad (4.0 \sim 5.0\text{m}) \\ h_3 &= 1/45 \sim 1/60 \quad (1.3 \sim 1.8\text{m}) \end{aligned}$$

Note : Values in the brackets show the girder depth for a maximum span length of 80.0m.

#### Girder Depth of Box Girder



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

7.8

桁高と其の変化形状

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

新白ナイル橋の設計では、非常に大きな活荷重を対象とするため、剪断力が大きくなる。そして剪断抵抗を上げる上で正弦曲線を使用する事が有利である。このため、桁高の形状変化には正弦曲線を使用する事とした。

### (3) 構造断面

以下の事項を考えて構造断面を決定した。

- a) 橋梁の所要幅員
- b) 自重の低減
- c) プレストレッシング鋼材の配置
- d) 振りに対する十分な抵抗力

図7.9に示す様に橋梁幅員により異なった横断面形状に成る。

有効幅員 22.75mから判断して、タイプー3が推奨される。このタイプー3では図7.9に示す様に2種類のものがある。即ち、3セル1箱桁形式と1セル2箱桁のものである。前者は全体が閉構造のために桁の剛性が十分期待できる。一方、後者は桁剛性が小さい。床版の曲げモーメントに着目すると、1セル2箱桁のものは夫々の箱桁どうしの変位の違いによりその曲げモーメントは増幅されることがあり得る。

上記の理由により、3セル1箱桁で以降の検討をする事に決定した。

### (4) 橋梁計画高

第8章で計画高について詳しく説明するが、PC箱桁部分の計画高に関しては、次の2項目に留意した。

- a) H W L (計画高水位) から箱桁の下床版までのクリアランス : 航路上で12m以上とする。
- b) 桁高 : 前記の(2)を参照。

この結果、床版高さは図7.10の様に決定した。

TYPE - 1 Single Box Girder

$W < 12\text{m}$



TYPE - 2 Single Two - cell  
Box Girder

$W = 12 \sim 17\text{m}$



TYPE - 3 A : Single Three - cell  
Box Girder

$W = 17 \sim 23\text{m}$



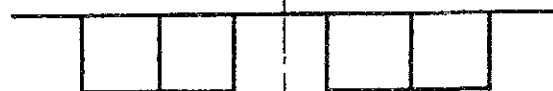
B : Twin Single Box  
Girders

or



TYPE - 4 A : Twin Two - cell Box  
Girders

$W = 23 \sim 30\text{m}$



B : Triplet Single Box  
Girders

or



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

7.9

箱桁横断面形状

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

#### (5) 箱桁のセグメント割

カンチレバー工法により架設する場合のセグメント長はセグメントの重量を支えるトラベラー・ワゴンの吊能力で決定される。橋脚付近の桁高は大きいので、これに伴って支間中央部や桁端部のものよりも重量が大きい。この工法での過去の経験によれば、350tトラベラー・ワゴンが適当なものであり、セグメント長としては3.0m～3.5mが採用される事になる。

一方、橋脚上のいわゆるハンマーヘッド部は、トラベラー・ワゴンの寸法によって決まるものであり、その吊能力とは無関係である。参考迄に示すと、標準的なセグメント長は表7.6のようになる。

表 7.6 橋脚上の標準セグメント長

工 法	200 t ワゴン	350 t ワゴン
対 称 カ ン チ レ バ ー	12 m	15 m
非 対 称 カ ン チ レ バ ー	10 m	13 m

#### (6) 構造要素の概略検討

##### A) 箱桁各部の厚さ

Appendix-7.7 に詳しく述べているが、以下にその要点を記述する。

上床版の厚さは、プレストレッシング鋼棒、シース、定着装置等の配置に要する最低限の条件を考慮して30cm厚とする。

箱桁の隔壁等の4枚のウェブは、その厚さを同一とする。この厚さは、プレストレッシング材の配置は勿論のこと、曲げモーメントや剪断力に対して決定される。

下床版の厚さは、正や負の曲げモーメントにより生じる圧縮と引張り部材断面として決定される。

この概要図を図7.10に示す。

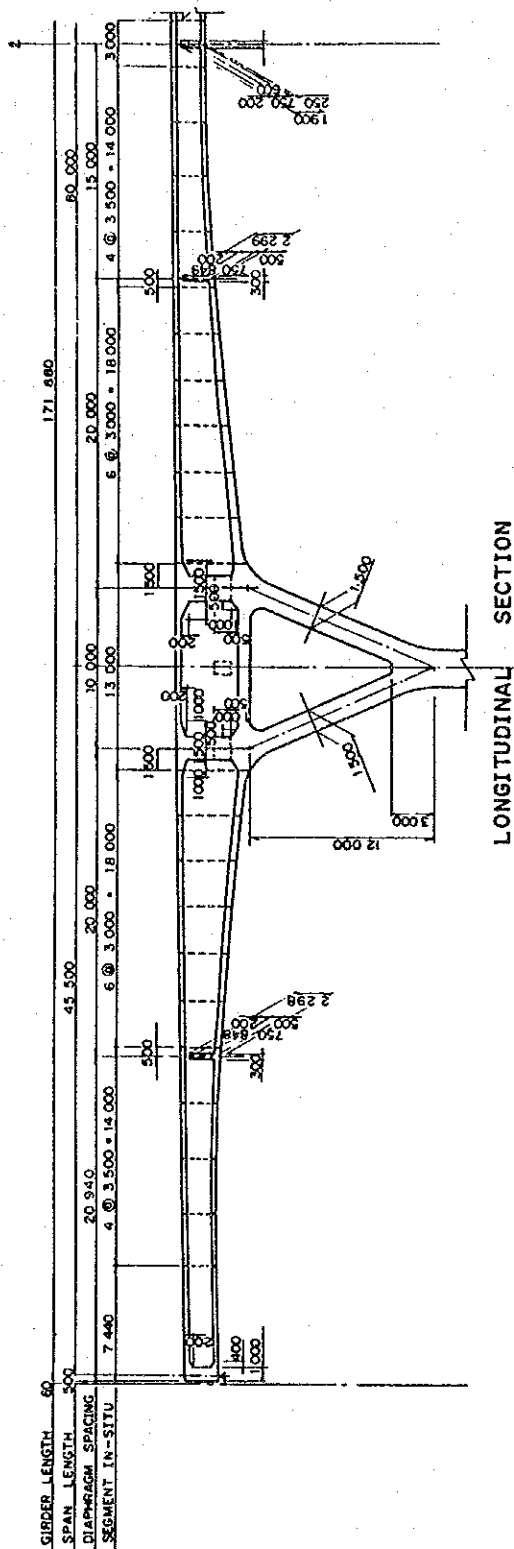
## B) 横 桁

Appendix-7.7にこの詳細を述べる。ここで提案している新橋は、種類の異なった横桁から成っている。即ち、端横桁、支間中央横桁、及びV橋脚との結合点の横桁である。横桁の概要も図7.10に示す。

## C) そ の 他

桁端部を支える支承は、上部工反力が比較的大きいので鍛鉄又は鋳鉄から成るローラー支承とする。

P C 箱桁とP C I 桁の接合部に設ける伸縮継手は、乗り心地を考えてゴム製の継手とする。そして、このゴム製継手は将来のスーダン側の補修を少なく出来る様に鋼板で補強されたものとする。



DECK LEVEL (RL + m)	GIRDER DEPTH (m)	LOWER SLAB	WEB	UPPER SLAB
394.624	2.100	0.250	0.600	0.300
394.623	2.100	0.250	0.600	0.300
394.620	2.132	0.290	0.350	0.300
394.617	2.228	0.340	0.350	0.300
394.931	2.385	0.380	0.350	0.300
394.983	2.598	0.430	0.400	0.300
395.025	2.822	0.460	0.450	0.300
395.065	3.079	0.500	0.500	0.300
395.103	3.364	0.540	0.550	0.300
395.139	3.671	0.580	0.600	0.300
395.173	3.995	0.610	0.650	0.300
395.205	4.328	0.650	0.650	0.300
395.220	4.497	0.650	0.650	0.300
395.267	4.800	0.650	0.650	0.300
395.309	4.503	0.650	0.65	0.300
395.342	4.000	0.610	0.650	0.300
395.361	3.675	0.580	0.600	0.300
395.376	3.367	0.540	0.550	0.300
395.394	3.081	0.500	0.500	0.300
395.418	2.599	0.430	0.400	0.300
395.419	2.824	0.460	0.450	0.300
395.429	2.385	0.380	0.350	0.300
395.437	2.228	0.340	0.350	0.300
395.442	2.132	0.290	0.350	0.300
395.445	2.100	0.250	0.350	0.300
395.445	2.100	0.250	0.350	0.300

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.10

P C 箱桁構造一般図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

#### 7.4.2 側径間部の活荷重合成P C I 桁

##### (1) 構造上のレイアウト

側径間部の構造上レイアウトを以下の条件に基づいて検討した。

- a) 多本数の橋脚が短い間隔で並ぶため伸縮継手を出来る限り減らす。
- b) 補修費の低廉なもの
- c) 工事の仕易さ、殊に現場状況とクレーン能力に配慮

Appendix-7.8 に詳しく述べているが、この結果として、側径間部は単純桁と単純桁との間を場所打ちコンクリートで間詰して連結構造とする。

##### (2) 桁 高

P C I 桁の桁高は、20m～40m程度の支間長であれば、桁高／支間の比は通常1/18～1/20である。本調査においては、側径間部の支間長は約36mであり、桁高は1.8 m～2.0 mであろう。しかし、活荷重がH AとH B荷重であることと、コンクリート強度等の現地状況から桁高を2.1 mとする。図7.11にI桁の桁高を示す。

##### (3) 構造各部の概略検討

###### A) 主 桁

P C I 桁の予想断面は過去における日本の経験をもとにし、これに活荷重の違いによる修正を加えて決定した。概要を図7.11に示してある。

###### B) 横 桁

異なった4種類の横桁を考慮した。即ち、端横桁、中間横桁、中間支点付近の横桁、中間支点上の連結横桁である。

この概略検討において、暫定的に提案する横桁厚は次の通りである。





- a) 端 横 桁 : 45 cm
- b) 中 間 横 桁 : 30 cm
- c) 中間支点付近の中間横桁 : 120 cm
- d) 中間支点上の連結横桁 : 100 cm

#### C) そ の 他

支承は費用の安いゴム沓とする。また、P C箱桁と同様に、伸縮継手はゴム製の継手とする。

### 7.4.3 オムドルマン側高架橋のR C中空床版

#### (1) 構造上のレイアウト

高架橋の構造形式として、3 径間連続R C中空床版を採用する事とした。支間長を14.76 mとし、全長は45mとなる。

#### (2) 桁 高

過去の日本における経験と設計活荷重を考慮して、図7.11に示す様な桁高90cmで下床版幅18.95 mの桁にする事とした。

#### (3) 構造各部の概要検討

##### A) ボイド孔

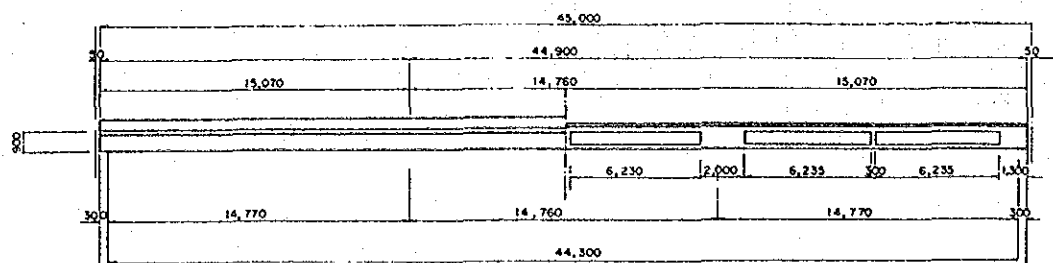
日本における標準ボイド孔寸法の一つである65cm径ボイドを床版に使用する。

##### B) 横 桁

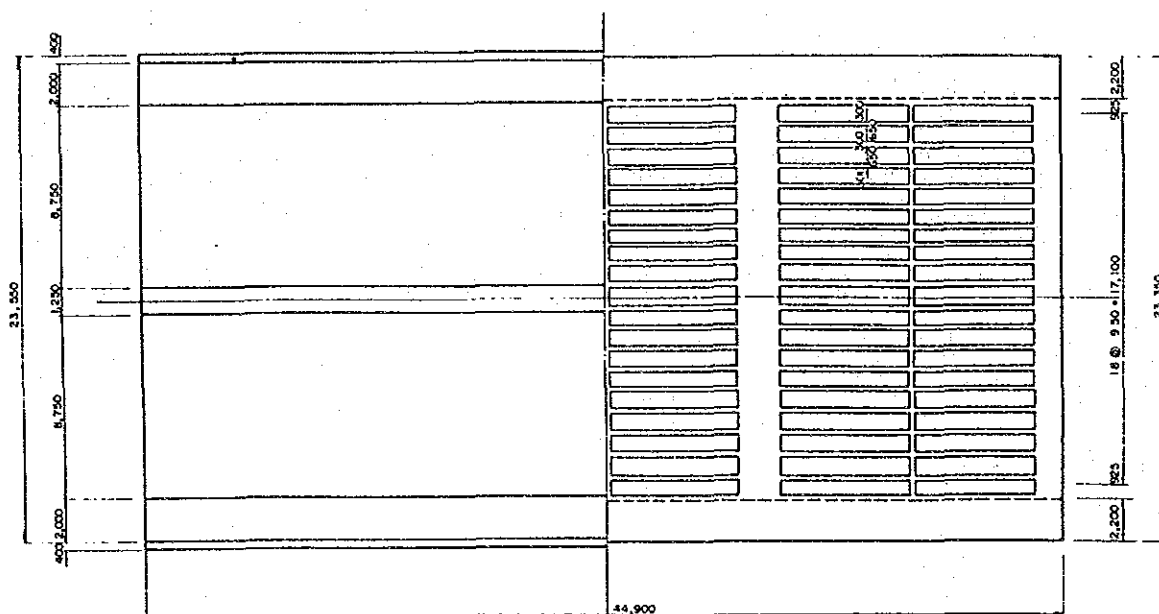
異なった3種類の横桁を考慮した。即ち、端横桁、中間横桁、中間支点上横桁である。

この概略検討において暫定的に提案する横桁寸法は、次の通りである。

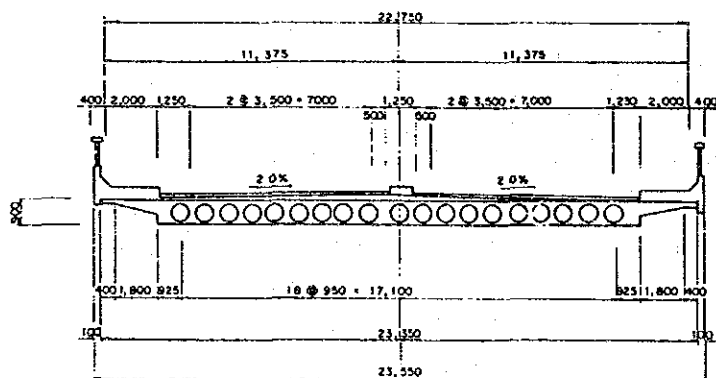
- a) 端 横 桁 : 130 cm
- b) 中 間 横 桁 : 30 cm
- c) 中間支点上横桁 : 200 cm



LONGITUDINAL SECTION



PLAN



CROSS SECTION

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.12

R C 中空床版構造一般図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

## C) そ の 他

活荷重合成 P C I 桁と同様に、ゴム沓とゴム製の伸縮継手を選定した。

### 7.4.4 その付の付帯施設

#### (1) 照 明

歩道の外側に30m～40m間隔で30ワット照明を設置する。これにより、平均照度7ルクスを得るものとする。

#### (2) 排 水 管

車道端に間隔20m置きに径12.5cmの排水管を設置する。

### 7.4.5 公共施設の添架計画

次に示す公共施設がスーダン政府直営工事として新白ナイル橋に添架されるものと想定した。前述の7.2.7項にある様に構造計算の中で次の添架物の重量を考慮した。

- a) National Urban Water Corporation の水道管
- b) Public Corporation of Petroleum の石油パイプライン
- c) Sudan Telecommunications Corporationの電話線
- d) National Electricity Corporationの電気ケーブル

上記添架物のための空間としてはウェブとウェブの間とか桁の外側にそれらを確保出来る事が明らかである。このため、本調査においては特にその設置位置の決定はなされなかった。

## 7.5 下部工の検討

### 7.5.1 下部工の形状

#### (1) 橋 台

本調査では2橋台が対象となる。橋台は取付道路と橋梁の接点に設置し、橋梁上部工を支持するためと取付道路の盛土を支えるという2つの構造的機能をもっている。そのため橋台は取付道路の盛土の構造に関連している。橋台と盛土との関係は第Ⅷ章で決定した線計を考慮して検討した。

その結果を図7.12に示す。

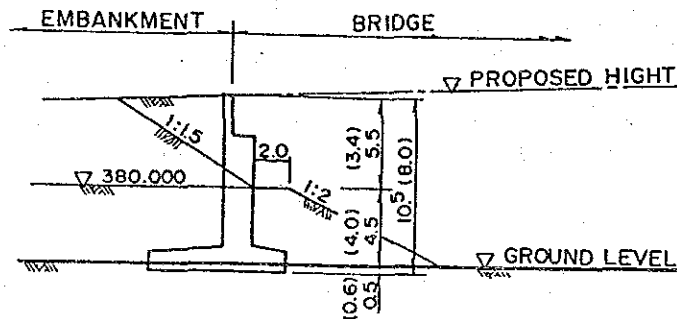


図7.12 橋脚付近の縦断図

図中に示されたフーチングは以下の理由から約0.5m現地盤に埋込む。

- 盛土法面の前面から橋台躯体前面までの横方向土被りは2.0mとするが、受動土圧の十分な抵抗は期待できない。従って、小橋台型式は推薦できず本橋梁計画では現地盤にフーチングを埋込んだ橋台型式を推薦する。
- 建設ヤードはハルツーム側に計画されていないので、取付道路の盛土工事は橋台完成後に開始する。

橋台の高さはオムドルマン側で10.5m、ハルツーム側で8.0mになる。このような橋台高さでは、建設費の点で逆T型橋脚が選定されることが望ましく、以後の調査・設計では逆T型橋脚が採用されることになる。

## (2) 橋 脚

P C 箱桁、P C 合成 I 桁と連続 R C 中空床版橋が前節 7.4 で上部工型式として提案された。橋脚形状の検討は違った型式の上部工を支持する橋脚ごとについておこなわれた。さらに、提案された上部工と調和のとれた橋脚形式に重点が置かれた。橋脚の型式と形状は以下の点を考慮して決定している。

- a) 上部工をしっかりと支持する。
- b) 各々の上部工型式と調和するだけでなく、橋梁全体の景観も考える。
- c) 施工性がすぐれている。
- d) 流水に著しい支障を与えない円柱形状を採用し、乱流を避けることに注意を払う。
- e) 河川水位の変動と上部工の床版高の変更に対処するため、ある程度柔軟性をもたせる
- f) 乾期において、橋脚によって阻外される面積は流下面積の 5 % 以下（河積阻害率）にする。

橋脚の形式や形状を決定するために、図 7.14 に示すような代替案（ケース 1 からケース 8）が選定された。この表から、以下のような橋脚形状が勧められる。

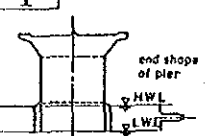
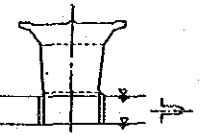
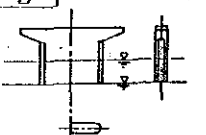
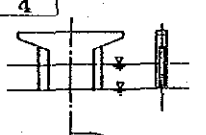
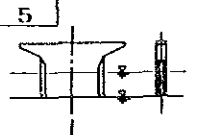
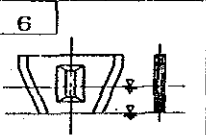
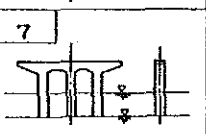
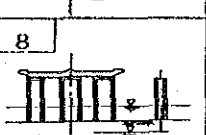
P C 箱 桁 の 橋 脚	: ケース 1
P C 合 成 I 桁 の 橋 脚	: ケース 4
連続 R C 中空床版橋の橋脚	: ケース 4

上のケースの概念は図 7.15 に示されている。

### 7.5.2 構造詳細

#### (1) 橋座の幅

橋軸方向において、橋座は支承を安全に設置するため桁端と胸壁の間隔（S）を十分に確保する。上部工からの荷重を下部工に伝達する省座は応力集中をさける役目をする。図 7.16 と次式は支承縁端から下部工軀体前面までの支承縁端距離（S）を説明している。

Case No.	Configuration of Pier	Objective Superstructure	Evaluation Item				Overall Evaluation
			Aesthetics	Construction Aspects	Response to Turbulent Flow	Response to Fluctuation Pier Height	
1		P.C. Box Girder	△	△	△	— Pier height is not varied	Overall evaluation is better than case 2. So, Recommended for P.C. Box Girder
2			○	×	○	— Pier height is not varied	Aesthetics is better than case 1. But construction aspect is worse. So, Not Recommended
3		P.C. Composite Girder R.C. Hollow Slab	○ (△)	○ (○)	○ (○)	○ (○)	Overall evaluation is best as well as case 3. But, this does not give us a new impression. So, Not Recommended
4			○ (△)	○ (○)	○ (○)	○ (○)	Overall evaluations are the best. So, Recommended for P.C. Composite Girder R.C. Hollow Slab.
5			○ (○)	○ (○)	○ (○)	○ (○)	Construction aspects are worse than case 3, 4. So, Not Recommended
6			○ (○)	×	○ (○)	×	Construction aspects are bad. In case of the same gradient of wall being adopted, the width at the bottom of walls differs from others. Not Recommended.
7			△ (△)	○ (○)	×	○ (○)	This has a cross section which causes turbulent flow. So, Not Recommended.
8		R.C. Hollow Slab	○	○	×	○	This is in the best harmony with the superstructure. But this shape is likely to cause turbulence. So, Not Recommended.

Note; Judging marks: ○ : Good, △ : Fair, × : Bad.

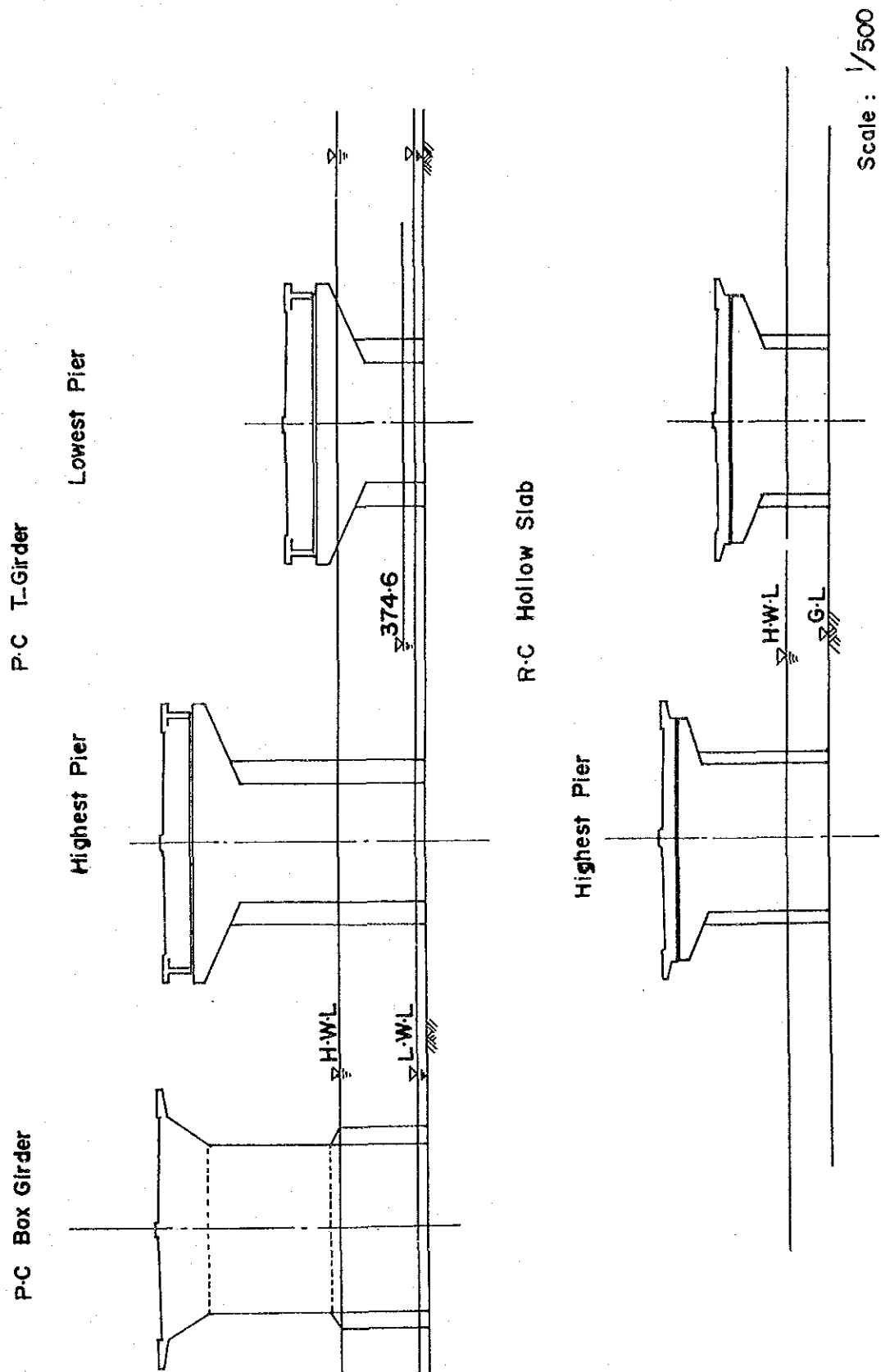
THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

7.14

橋脚形式の比較

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.15

橋脚とH.W.L.との関連図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

$$S = 20 + 0.5 \times L$$

ここに、 $L$  ; 支 間 (m)

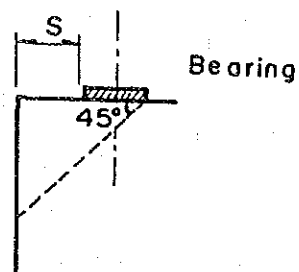


図 7.16 支 承 座

検討の結果、橋座の幅は表 7.7 に示すように標準化する。

表 7.7 上部工形式毎の橋座幅

上 部 工	下部工	橋 座 の 幅	
		最 小	適用値
R C 中空床版	Abutment	850	1,000
	Mid. Piers	1,600	1,600
	End Pier	1,770	2,000
P C 合成 I 桁	Mid. Piers	1,980	2,000
	End Pier	2,470	2,500
P C 箱 桁	Mid. Piers	Rigid Frame	
	End Pier	2,470	2,500
P C 合成 I 桁	Mid. Piers	1,980	2,000
	Abutment	990	1,000



## (2) 軀体端部の形状

軀体端部の形状は以下の点を考慮して決定した。

- A) 橋脚周辺での乱流現象を少なくする形状にする
- B) 全体的に一様な形状にする。

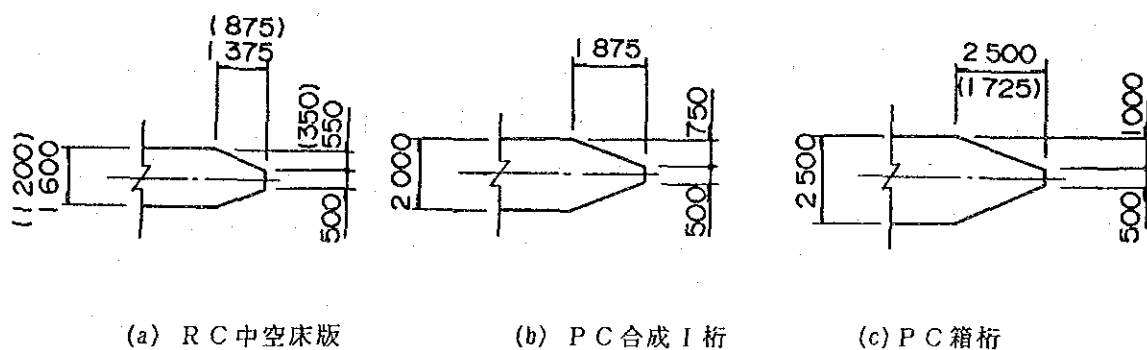


図 7.17 軀体端部の形状

## (3) 低水路における橋脚幅と河川流下幅の比率

低水路における橋脚総幅

$$L 1 = 28.0 \text{ m}$$

低水路における河川流下幅

$$L 2 = 560.7 \text{ m}$$

$$\text{河積阻害率} = L 1 / L 2 = 4.99 \% < 5 \%$$

## 7.5.3 構造計算の要点

下部工の寸法は上部工から伝達される外力に十分抵抗する様に決めるべきである。そして、その寸法は次節で検討した下部工形状をもとに応力算出して決めている。各々の下部工について応力計算した結果はAppendix 7.9 (1)～(3)に示す。

## 7.6 基礎工の検討

### 7.6.1 基礎条件の検討

#### (1) 土質定数

建設現場の地層は沖積層と基盤層（ヌビア層）で構成されている。沖積粘土層は地表から5～9m堆積している。この粘土層の下に約3mの沖積砂層が堆積し、さらにその下に基盤層がある。

これらの地層の土質定数は前章の6.3に記述している。

#### (2) 支持層

前記の小節6.3.2での述べたように橋梁の基礎は図6.5に示すヌビア層に設置する。

#### (3) 支持層の極限支持力

##### A) 場所打ち杭の場合

支持層上の粘土質砂の厚さが比較的うすいので、基礎の摩擦抵抗は無視できるほど小さい。それゆえ、極限支持力は次のテルツァギー公式で求めた支持力とする。

$$q_d = a \times c \times N_c = 2,925 \text{ tf/sg} \cdot \text{m}$$

ここに、

- $q_d$  ; 極限支持力 (tf/sg・m)
- $a$  ; 形状係数 (円形の場合、 $a = 1.3$ )
- $c$  ; 粘着力 = 50 (tf/sg・m)
- $N_c$  ; 支持力係数 = 45

##### B) 鋼管杭の場合

鋼管杭は支持層（硬岩）に杭径程度十分に打込むことができないので、先端閉塞効果を考慮して支持力を算出する。

従って、鋼管杭の極限支持力は次式によって求められる。

$$qd' = qd \times B = 1,250 \text{ tf/m'}$$

ここに、 $qd'$  ; 鋼管杭の極力支持力 (tf/m')

$B$  ; 先端閉塞効果に対する係数 = 0.428

## 7.6.2 低水路内の基礎型式

### (1) 代替基礎形式

基礎形式の分類は、図7.18に示す4形式について説明する。基礎工の選定は地形・地質条件、施工条件、荷重条件等の各要因を検討して行う。次の要因は橋梁基礎形式の選定にとって重要である。

#### A) 地形と地質条件

- a) 沖積層は少し柔らかい粘土とやや締まった砂から成り、砂利は含んでいない。
- b) 支持層はゆるやかに傾斜した砂岩層であり、河床から約9 m下にある。

#### B) 荷重条件

- a) 上部工がP C桁であるので、非常に大きな荷重が基礎工に作用する。
- b) 横方向荷重は非常に小さい。

#### C) 施工条件

- a) 基礎工の長さは約10mになる。
- b) ほとんどの基礎工は河川内に建設する。
- c) 輸入建設資材はポート・スーダンからハルツーム市まで約1200kmの内陸輸送をする必要がある。

以上の点から、次の4基礎形式が代替案として選定された。

- a) プレキャスト鋼管杭
- b) 現場打RC杭
- c) オープンケーソン
- d) 鋼管矢板井筒

基礎工の選定理由は以下の通りである。

- a) 支持層は直接基礎を採用するには深すぎる。
- b) ニューマチック・ケーソンは特別な施設及び機械を必要とするため、オープン・ケーソンに比べて建設費が高い。
- c) プレキャストRC及びPC杭は砂岩に打込むことが難しい。
- d) 手掘りによる現場打ちRC杭は河川内に建設することが非常に難しく、また砂岩層に貫入することは不可能である。

## (2) 最適基礎工の選定

基礎工の概略計算は各代替案ごとに行い、概略建設費の積算を行った。基礎工の建設費一寸法との関係は各代替案ごとに行い、図7.18に示している。

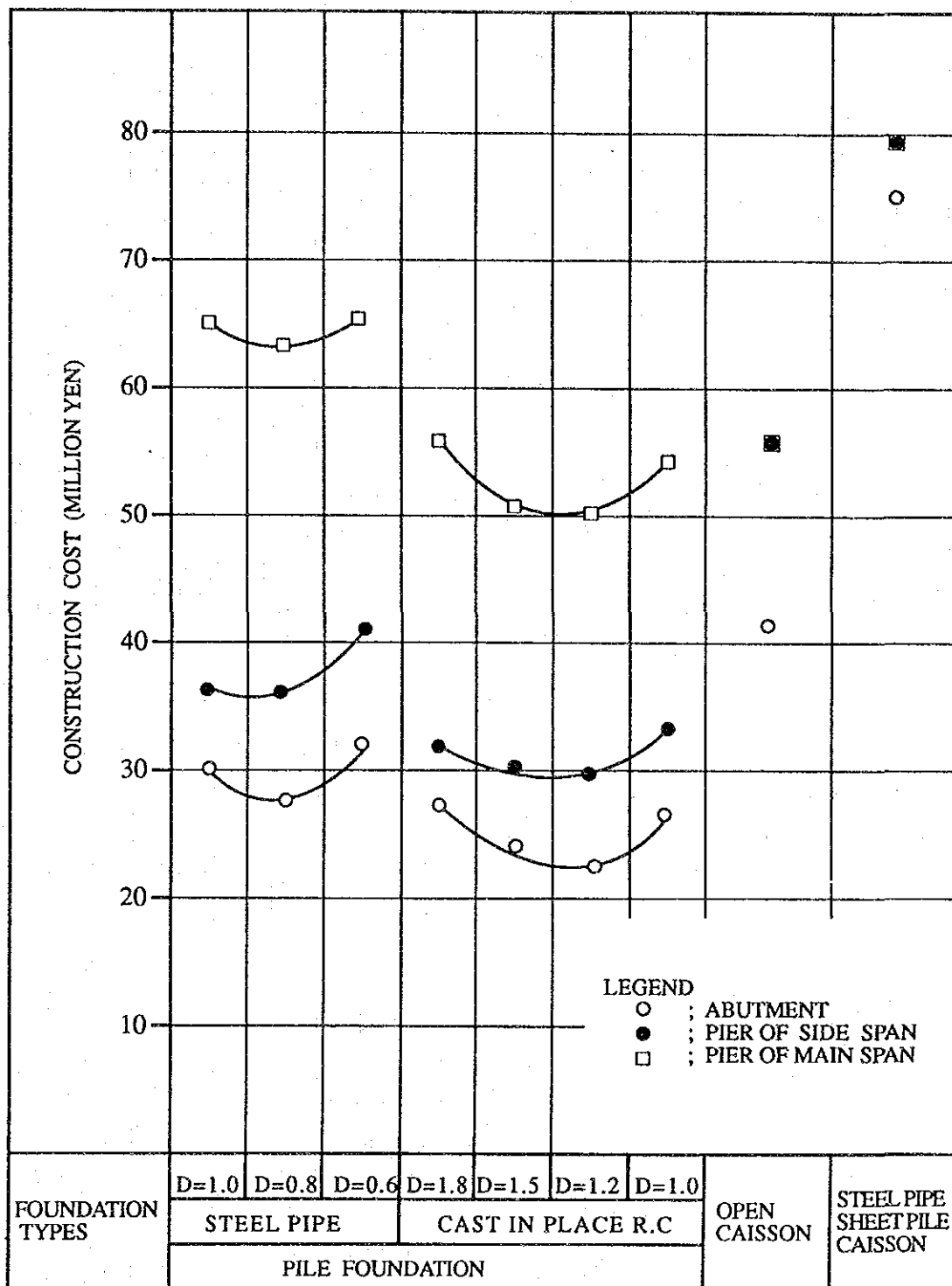
基礎工選定の評価は、図7.19に示す各要素についてなされた。この評価を以下に要約する。

### A) 鋼管杭基礎

鋼管杭は施工性の利点はあるが、材料の調達、輸送と建設費の点で欠点が多い。

### B) 現場打RC杭基礎

現場打RC杭は全ての点で他の基礎工よりすぐれている。特に、杭先端を砂岩層へ貫入しやすいという利点がある。



NOTE;

- (1) TEMPORARY JETTY IS EXCLUDED.
- (2) D REPRESENTS DIAMETER(m) OF PILES.
- (3) YEN 1.0= Ls 0.087

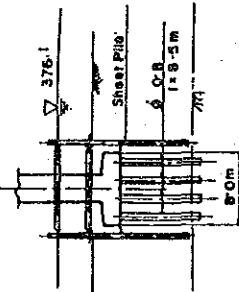
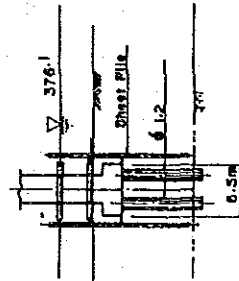
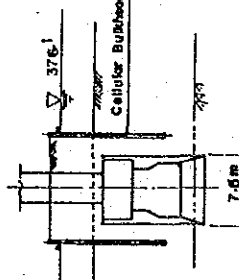
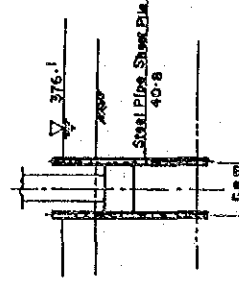
**THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE**

**Fig.**

**7.18**

工費～基礎工寸法関係図

**JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY**

Foundation Type	Steel Pipe Pile	Cast-in-place R.C. Pile	Open Caisson	Steel Pipe Sheet Pile Caisson
Configuration of Foundation				
Principal Materials of Foundation	Steel Pipe	Concrete in water Reinforcing bar	Concrete Reinforcing bar	Steel pipe sheet pile Concrete Reinforcing bar
Materials Procurement and Transport	Many imported materials are required, and transport of steel pipe is not efficient	Many materials can be procured around Khartoum, and cement and re-bars are good for transport conditions.	Same as Cast-in-place R.C. Pile	Same as Steel Pipe Pile
Construction Methode	Pile driving on the jetty by pile driving machine. Dry construction by single sheet pile cofferdam	Same as Steel Pipe Pile	Construction of cellular bulkhead with sheet piles and sand. sinking and excavation of caisson	Driving steel pipe sheet pile with both functions of foundation and cofferdam.
Construction Aspect	Construction Period	19.5 months	35.0 months	19.8 months
Economic Aspect (Ratio)	1.212	1.000	1.742	2.522
Overall Evaluation	Not Recommended	Recommended	Not Recommended	Not Recommended

Note: Judging marks ○, Good △, Fair X, Bad

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

7.19

基礎工形式代替案の比較表

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

### C) オープン・ケーソン基礎

オープン・ケーソンはもっとも安定した基礎形式であるが、施工性と建設費の点で劣っている。

### D) 鋼管矢板井筒

鋼管矢板井筒基礎は最も有利な基礎型式であり、河川中に基礎を建設する場合にはさらに有利である。しかしながら、白ナイル川では水深は2.5 mと浅いため、鋼管矢板井筒の利点が生かされない。建設費は他の基礎工よりも高くなる。

以上の結果から、現場打RC杭基礎が推薦される。また最も経済的な杭径として、1.2 mが採用される。

### 7.6.3 オムドルマン側高架橋の基礎

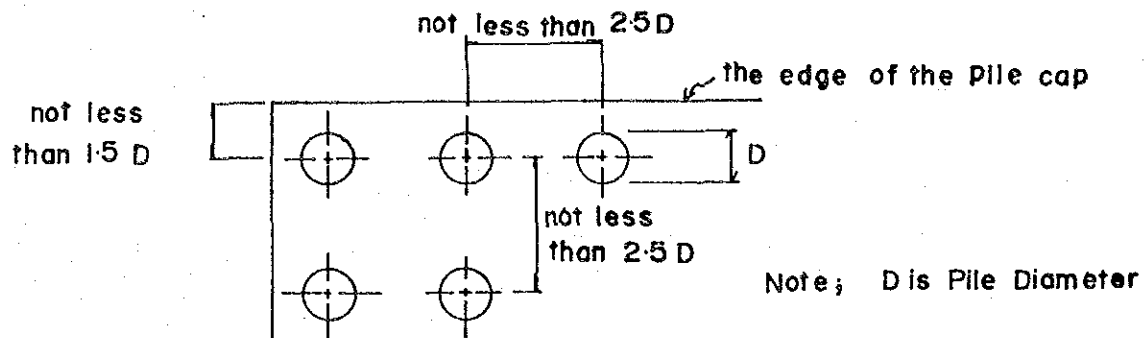
前節7.6.2の結果から、基礎工が乾期に河川の影響を受けない場所で施工されるとしても、現場打ちRC杭が最適な基礎形式である。従って、高架橋の基礎もまた現場打ち杭が推薦される。その他の選定理由は以下の通りである。

- a) 橋梁はしっかりした支持層の上に計画されており、地震荷重のような大きな横荷重を受けない。このような場合、基礎杭の寸法は鉛直荷重により決定されるため、現場打ちRC杭は上部工荷重を支持する最適な基礎形式である。
- b) ケーソン基礎は大断面となり、建設機械の作業効率が悪いため建設費が割高になる。

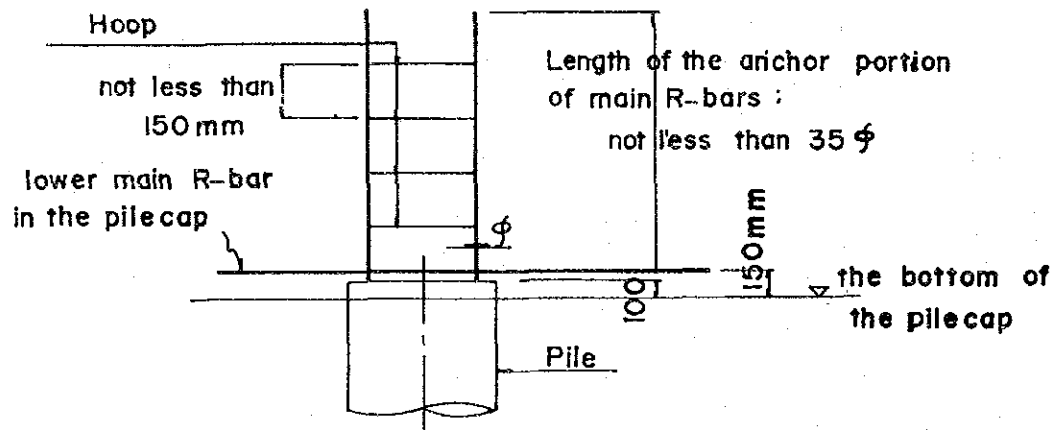
図7.18に示す杭径－建設費の相関図では、1.2 mの杭径がもっとも経済的である。図面集のSheet No17/32とSheet No23/32では、杭が1列に配置されているが、1列配置か2列配置については詳細設計時に再検討する必要がある。

### 7.6.4 基礎工とフーチングの連結

基礎杭工は上部工からの鉛直及び水平荷重を基礎工に伝達させるため、図7.20に示すような強固にフーチングと連結する。



Center-to-center Spacing of Piles



Details of Connection of Pile Head and Pilecap

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
7.20

杭の配置と杭頭処理

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



### 7.6.5 安定計算の要約

杭本数は以下の条件をみたすように決めるものとする。

- a) 支持層は基礎杭を通じて伝達される上部工・下部工反力を支持することができる。
- b) 杭頭部の水平変位は許容値を越えない。
- c) 基礎杭自体が作用力に対して十分な強度がある。

各上部工毎に算定した下部工の安定計算結果をAppendix 7.10(1)～(3)に示す。上記の条件のうち、杭の許容水平変位と許容支持力は以下の考え方にもとづいている。

#### A) 許容水平変位

土は弾塑性の特性があるが、小さな変位の場合は弾性の特性を示す。杭基礎の変位は小さいのが望ましいので、許容水平変位は1.0 mを採用する。

#### B) 許容支持力

杭の許容支持力は地質条件と杭本体に生ずる応力を検討して決める。

地質条件から検討した許容支持力は、周面摩擦力と鉛直支持力を合計して算出する。短杭の場合、周面摩擦力は無視できる。それゆえ杭の許容支持力は日本道路協会規格にしたがって1,000 tfとする。

一方、杭断面の縁応力に支配される許容支持力は、同様に日本道路協会規格にしたがって414 tfとする。

従って、杭一本当たりの許容支持力は 414tfに決定する。

## 7.7 概略工事数量

下部工及び上部工の工事数量は予備設計の図集をもとに計算され、表7.8の様になる。

表7.8 橋梁の概略工事数量

項 目	数 量
1. 下部工と基礎工	
1.1 場所打ちコンクリート杭	2,930 m
1.2 仮締切工	14 No
1.3 橋台	2 No
1) コンクリート・クラスA	1,030 cu. m
2) 鉄筋	50 tf
1.4 橋脚	24 No
1) コンクリート・クラスA	12,910 cu. m
2) コンクリート・クラスP	640 cu. m
3) コンクリート・クラスC	270 cu. m
4) 鉄筋	690 tf
1.5 栗石	780 cu. m
2. 上部工	
1.1 P C箱桁	172 m
1) コンクリート・クラスP	4,010 cu. m
2) 鉄筋	380 tf
3) プレストレスト P Cケーブル	240 tf
1.2 P C工桁橋	434.4 m
1) コンクリート・クラスP	7,430 cu. m
2) 鉄筋	600 tf
3) プレストレスト P Cケーブル	440 tf
4) P C I桁の架設	156 No
1.3 R C中空床版橋	6.04 m
1) コンクリート・クラスA	2,210 cu. m
2) 鉄筋	430 tf
1.4 伸縮継手	170 m
1.5 ゴム査	255 No
1.6 手すり	1,500 m
1.7 アスファルト舗装	13,250 sq. m

## 第8章 道路概略設計



## 第 8 章 道路概略設計

### 8.1 概 要

注意深い現地調査及び各種実施した現場調査結果を基に道路概略設計を実施した。その道路概略設計の主な内容は、線形設計、横断設計、舗装設計、排水設計及び交差点設計等である。

上記に掲げた、概略設計の内、縦断線形設計及び横断設計は、現地で調査団が実測した縦断測量及び横断測量の測量図を使用して概略設計を実施した。

### 8.2 概略設計条件の設定

#### 8.2.1 設計対象路線

前述第 5 章において、新白ナイル橋の建設位置選定のために、5 つの路線比較代替案を設定し、これらの代替案を比較・検討、評価を行った。その結果、B-1 路線が最適案として抽出された。これを受けて概略設計は、B-1 路線について実施した。

#### (1) 路線位置

B-1 路線は、オムドルマン地区側の Fittaihab 町の Abu Syaid 道路を始点とし、軍施設地域の南東端を通り、白ナイル川をほぼ直角に渡る。白ナイル川渡過地点は、現白ナイル橋の上流約 1.0 km 地点である。そして、Sunt Wood 地域の北端をかすめハルツーム地区側の Al Gaaba 道路に接続する。全体道路延長は 4,000m であり、この延長は橋梁延長の 752.2m を含むものである。

#### (2) 計画道路の機能・性能

ハルツーム首都圏の既存道路の機能分類は、インテリムレポート(1)で述べたように、幹線道路、補助幹線道路、街路及び細街路の 4 つに分類した。

本プロジェクト道路は、現在道路網構成また、将来道路網構成及び土地利用計画等を鑑み、幹線道路として位置づけることが出来る。すなわち、本プロジェクト道路は UNDP が実施したハルツーム市における交通管理調査プロジェクトで提案されている幹線道路であるベルトウェイ道路網の一部を供用する路線位置に選定されている。

### (3) 本プロジェクト道路における交通運用

都市内の道路は一般的に駐車帯を設ける事が望まれる。そのため、本プロジェクト道路は街路であり本来駐車帯を設けることが望ましいが、沿道の土地利用状況及び道路の機能・特性等を考え、また交通の安全性の確保及び走行の円滑性をも考慮し、駐車禁止及びUターン禁止の交通運用を導入した。

#### 8.2.2 設計速度

計画道路の機能は前述したように、幹線道路として位置付けられており、この幹線道路としての機能・性格を満足させるために、比較的速い設計速度が要求される。また、本計画道路はベルトウェイ道路網の一部を構成する事が可能であるから、このベルトウェイの設計速度(80k/h)とも充分な整合を持たせる必要がある。これらのことを考慮し、本プロジェクト道路の設計速度は、80k/h と設定した。

#### 8.2.3 設計基準

スーダン国には、まだ、規定された道路設計基準が確立されていないために、日本の道路基準、アメリカの道路基準、及びイギリス道路基準を考慮して計画した。

### 8.3 幾何構造基準

表8.1に日本、アメリカ及びイギリスの道路幾何構造基準を示す。また、本計画で採用した値も併せて表8.1に示す。

表8.1 幾何構造基準  
(設計速度80km/hの場合)

Items	Unit	Geometric Element			
		Japan *1	USA *2	UK *3	Adopted
1) Horizontal curve					
Minimum length	m	230	282	265	900
Desirable length	m	400	-	493	900
2) Curve length	m	140	-	-	335
3) Critical radius for clothoid	m	900	-	1,200	900
4) Critical radius for limited super- elevation	m	3,500	-	1,800	900
5) Maximum gradient	%	4	4	4	4
6) Length for limited gradient 5%	m	600	-	-	-
ditto 6%	m	500	-	-	-
ditto 7%	m	400	-	-	-
7) Vertical curve length	m	70	-	45	100
8) V. curve radius					
- At crest	m	3,000	2,500	2,000	4,500
- At sag	m	2,000	2,200	2,000	4,000
9) Sight distance					
Absolute minimum	m	110	106	-	200
Desirable minimum	m	-	137	137	-

Remarks :

- \*1 Japanese Highway Standards
- \*2 A policy on Design of Urban Highways and Arterial Streets
- \*3 Roads in Urban Areas

## 8.4 線形設計

### 8.4.1 平面線形

平面線形位置は、本調査のフェーズ（Ⅰ）調査時点で路線の概略位置を検討した。平面線形設定の設置条件を下記に示す。

- a) 道路概略設計の始点は、オムドルマン地区側の Al Pittaihab 町内に存在する Abu Syaid 道路の交差点とする。
- b) オムドルマン地区側の道路中心線位置は、軍事施設と現在の住宅地域の上に位置させる。路線位置は軍事施設地域への影響を避け、かつ住宅地域への影響を最少限にとどめるものとする。
- c) 橋梁の建設費を最少限にとどめるために、白ナイル川を極力直角に近い角度で渡河させる。
- d) 計画道路の終点は、ハルツーム地区側 Sunt Wood に隣接する現道 Al Gaaba 道路とする。
- e) 平面線形設計は、表 8.1 に示した幾何構造基準に整合させるのみならず、将来の諸開発計画とも充分整合させるものとする。

#### (1) 平面線形代替案

オムドルマン地区側には軍事施設地域と既存住宅地域との間の予定路線計画地域に計画道路路線位置と重なるように送電線路線計画が策定されている。

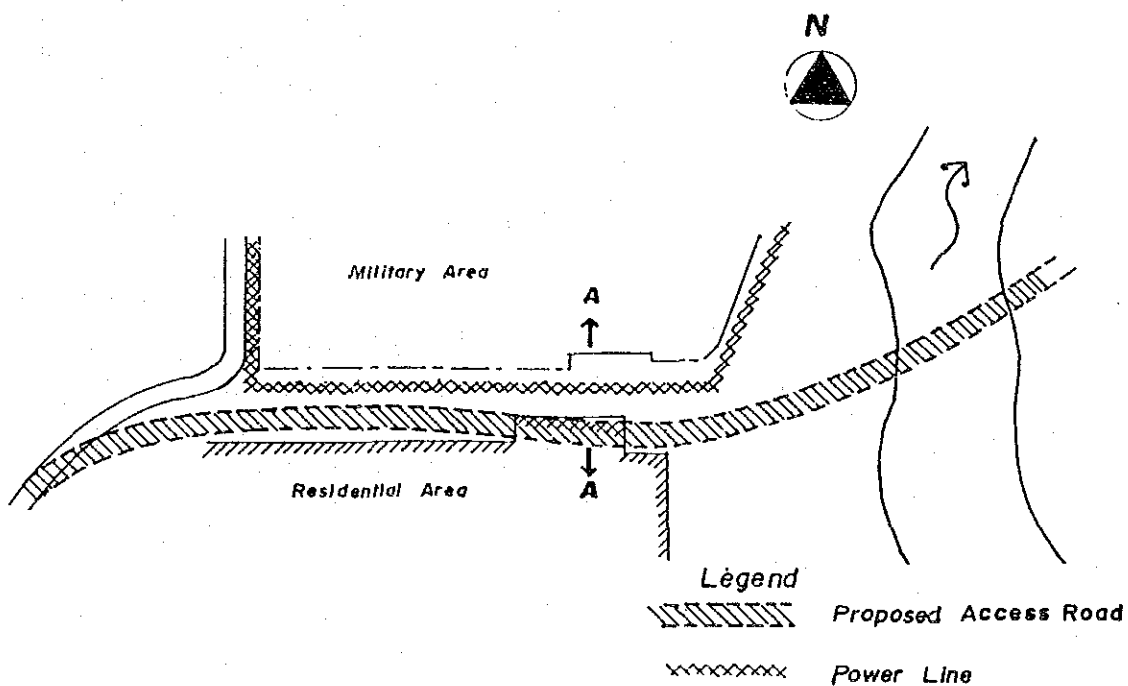
そのため、道路位置と送電線位置との相互調整を取る必要が生じた。同地域の十分な現地調査及び送電線計画等を調査・分析した結果、図 8.1 及び図 8.2 に示すような、2 案の代替案を策定し、スーダン国の関連諸機関と充分な協議を行い最終案を設定した。

#### 代替案 A

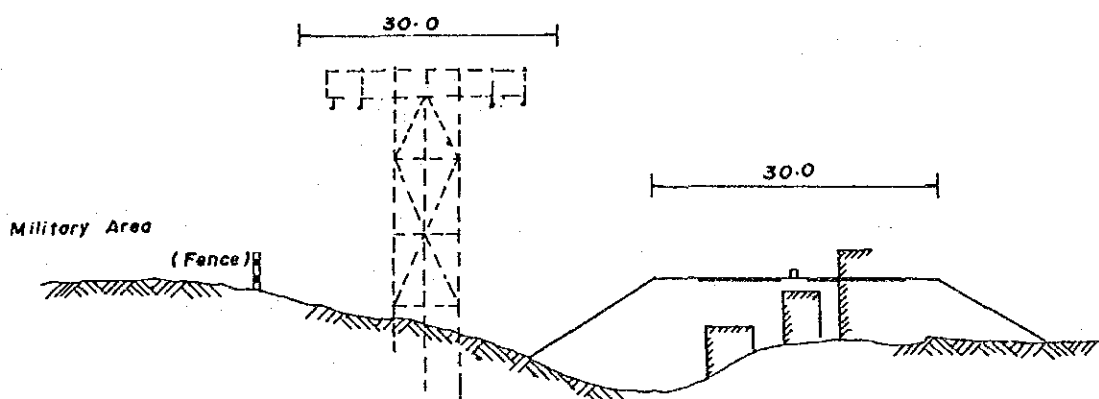
代替案 A は、図 8.1 に示すように、軍施設用地の南端に隣接し、送電線を計画、その送電線の南側に本プロジェクト道路を位置させるものである。この地域の巾は送電線及び道路の相方を設置するだけの十分なスペースが無いため、計画道路用地は、かなりの民家を取壊さねばならない状況となる。



# Alternative Plan A



## A - A Cross - Section



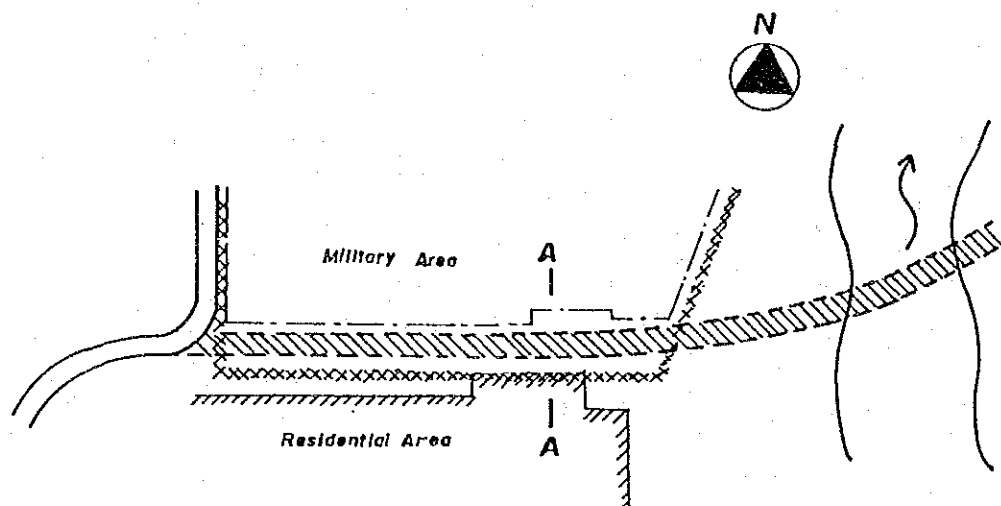
THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE


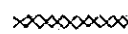
Fig.  
8.1

線形代替案 A

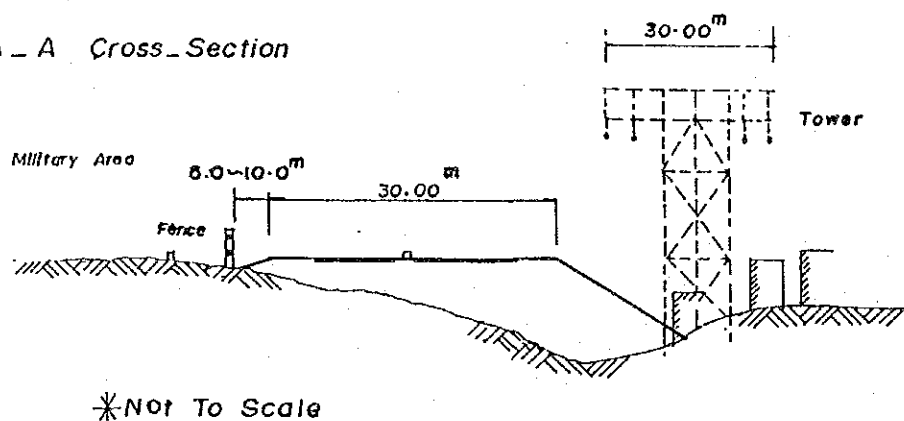
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

# Alternative Plan B



Legend  
 Proposed Access Road  
 Power Line

## A - A Cross-Section



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
 CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
 NILE BRIDGE

Fig.  
 8.2

線形代替案 B

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

## 代替案B

代替案Bでは、本計画道路を軍事施設寄りの空地内に通し、そして送電線を本計画道路の境界杭と住宅地の間に通すものとする。

上記、代替案A、Bについて、送電線の計画担当者である住宅都市計画局、本計画の担当局であるNCK及び、JICA調査団の間で十分な協議を重ねた。その結果、JICA調査団が提案した代替案Bが1989年6月 Central Physical Planning Committee (CPPC) により最終承認された。

### (2) 提案された平面線形

前述した代替案B路線をベースに計画道路の機能性格、周辺土地利用計画、幾何構造基準、及び支障物件を主な調査目的とした慎重な現地調査結果等を考慮して平面線形の概略設計を実施した。

下記にその概略設計の主な結果を記述する。

#### a) 最小曲線半径

幾何構造設計基準によれば、設計速度が80km/hの場合の最小曲線半径は 230m～280mと規定されている。本計画道路の最小曲線半径は、計画対策地域が平坦な地形であることと、障害物がほとんどなかったために、比較的大きな 900mの曲線半径が設定できた。

#### b) 曲線変化点

全体の平面線形は、3つの曲線で構成された。

その曲線の変化点の線形要素を表8.2に示す。

表8.2 線 形 要 素

	IP1	IP2	IP3
IA	21° 32' 07"	21° 22' 36"	21° 20' 36"
R	1,000 m	1,500 m	900 m
TL	190.175 m	283.110 m	169.596 m
CL	375.862 m	559.637 m	335.261 m
SL	17.923 m	26.483 m	15.840 m

#### Notations

IA : Internal angle  
R : Radius of alignment  
TL : Tangent length  
CL : Curve length  
SL : Sine length

c) 曲線長

幾何構造設計基準によれば、設計速度80km/hの場合の曲線長は 149mと規定されているが、本計画道路では前述したように、平坦な地形及び障害物等が少ないため、335mという比較的長い曲線長を採用することが出来た。

d) 視 距

前述した通り、比較的大きい最少曲線半径及び曲線長を採用することができたため、この視距については何ら問題はない。

e) クロソイド曲線の挿入（緩和曲線打ち切り半径）

幾何構造設計基準によれば、設計速度80km/hの場合の緩和曲線打ち切り半径は 900m以上と規定されている。

本計画道路の最少曲線半径は、900mであるのでクロソイド曲線を導入しなかった。

#### 8.4.2 縦断線形・設計

(1) 基本的な考え方

縦断線形設計は、前述した平面線形に基づいて実施した。以下に縦断線形の設定の基本的な考え方を下記に述べる。

- a) 最大縦断勾配 4.0 %、また最小縦断勾配 0.0 %を採用した。これらの数値は幾何構造基準をベースに経済性、走行性及び排水処理等をも考慮して決定したものである。
- b) 最も低い道路計画高を 382.0m（高水位+2.00m）とした。この事は、雨期における高水位時にアスファルト舗装への浸透水を防ぎ、道路構造の安定を確保するため、及び波による影響を最少限にとどめるためである。
- c) 第7章で述べた航路空間として高さ12.0m、横巾72.0mの航路幅を確保すること。

## (2) コントロールポイント

縦断勾配を決定したコントロールポイントを下記に述べる。

- a) 本計画道路の始点すなわち、オムドルマン地区側の交差点の高さは、現道の高さ 385.272m に一致させる。
- b) 最も低い道路計画高は 382.0m とする。
- c) No.26+30.00 の位置で下記の必要高さを確保する。

計画高水位高	380.00 m
航路高	12.00 m
桁高	3.70 m
縦断曲線の影響	3.60 m

---

合 計	399.30 m
-----	----------

- d) 本計画道路終点のハルツーム地区側交差点の計画高を現道の高さ 379.25m に一致させる。

## (3) 提案した縦断線形

前述した縦断線形の基本的考え方及び各コントロールポイント等をベースに縦断線形設計を実施した。

縦断線形は、1989年7月 JICA 調査団が実施した縮尺 1 : 2,500 縦断測量図を使用し設計を実施した。縦断線形の概略を図 8.3 に示すとともに、概略設計図を本報告書の“図面集”に記載した。

また、下記に概略設計結果の主な内容を記述する。

### a) 最大縦断勾配

最大縦断勾配は、幾何構造基準の設計速度が 80km/h の場合の最大値 4.0 % を採用した。最大値を採用した理由はこの 4.0 % 区間が橋梁区間にあたるため建設費の節減を計ったものである。

#### b) 最小縦断勾配

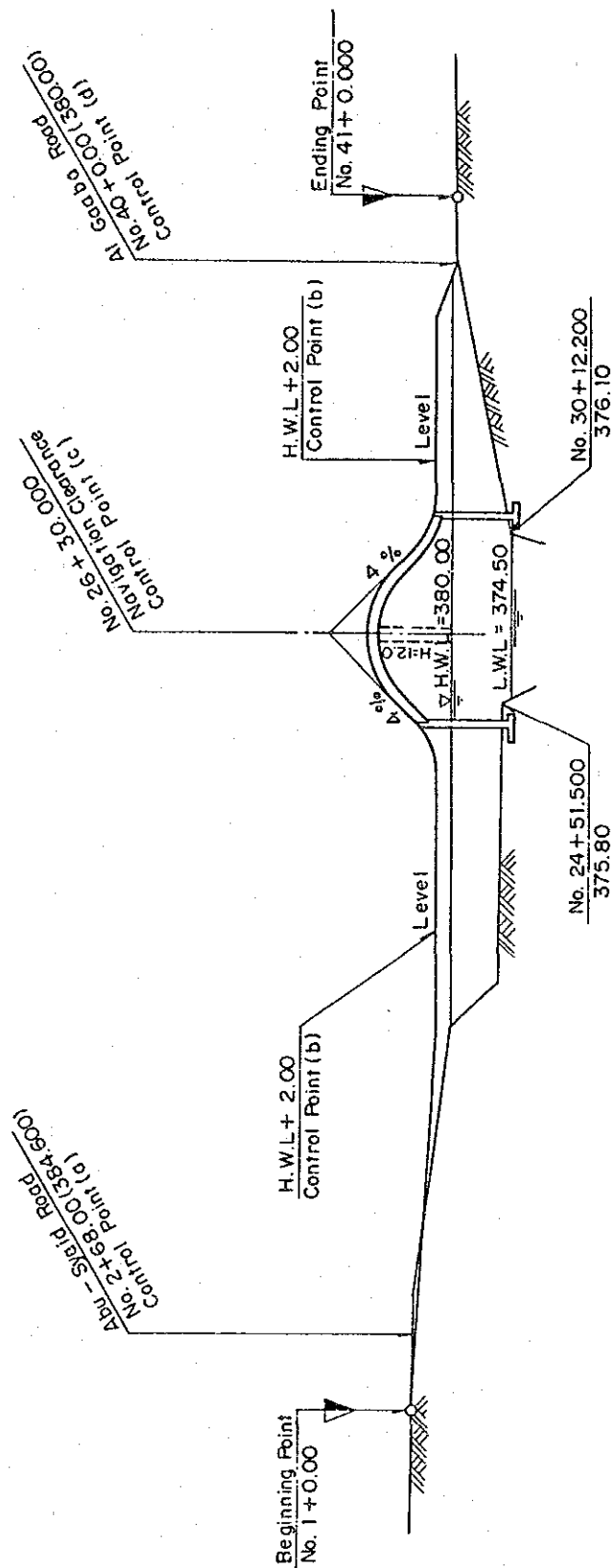
最小縦断勾配は、特に幾何構造基準には規定されていないが、通常、路面排水処理の観点から0.2%~0.3%が望まれる。しかしながら、本計画道路では、路面排水は、横断方向に排水可能であることと、また、最小勾配を0.2%或いは0.3%を使用すると全体工事費が増加する。この工事費の節減を計るために最小縦断勾配0.0%を採用した。

#### c) 縦断曲線半径

設計速度が80km/hの最小縦断曲線半径は、幾何構造基準ではクレスト区間で3,000m、サグ区間で2,000mと規定されているが、本計画道路では、より良い走行性を確保すること及び障害物件が少ないことを考えて、クレスト区間で基準の1.5倍の4,500mまたサグ区間で基準の2倍の4,000mをそれぞれ採用した。

#### d) 視 距

設計速度80km/hの最少視距は幾何構造基準では、110mと規定されているが、本計画道路では、上記のa)~c)の縦断線形設計の結果、基準の約2倍 208mの視距が確保できた。



— Not to Scale

General Plan of Vertical Alignment

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

8.3

縦断線形概要図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

## 8.5 横断面の設計

### 8.5.1 横断面の構成

計画道路の横断面は、下記に示す要素から構成されている。

- a) 車 線
- b) 路 肩（右側路肩及び左側路肩）
- c) 中央分離帯
- d) 歩 道

上記に掲げた横断面構成要素の幅員について以下に述べる。

#### (1) 車線幅員

道路区間及び橋梁区間の1車線当りの車線幅員を下記の理由により3.50mとした。

- a) 前節で述べたように、本計画道路の設計速度は、80km/hと比較的高速で運用されるため、交通の安全性及び安定した走行性を確保するために、ある程度広い幅の車線が要求される。
- b) 大型車混入率が10～15%と高く、交通安全及び交通処理上、比較的広い幅員の車線が要求される。
- c) イギリス或いはアメリカの道路構造基準では、幹線道路の幅員は3.3m～3.6mと規定されている。
- d) また、日本の道路構造基準では、幹線道路の幅員は3.5mと規定されている。

#### (2) 路肩幅員

道路区間の右側路肩、及び左側路肩の幅員は下記の理由によりそれぞれ2.00m及び0.5mとし、また、橋梁区間はそれぞれ1.25m及び0.5mとした。

- a) 右側路肩の最小幅員は、日本、アメリカ及びイギリスの道路構造基準では、それぞれ1.25m、1.20～1.80m及び1.20～1.50mと規定されている。本計画では、上記3ヶ国の基準値間でほとんど差がないことから、橋梁区間において日本の最小規準値1.25mを採用した。



- b) ハルツーム市交通管理計画の中で、ベルトウェイの一般道路区間の右側路肩幅員が2.0 mとして策定されている。本計画道路は将来ベルトウェイ道路網の一部を構成する事も出来るから、同一の断面を採用することが望ましい。そのため、本計画の道路区間の右側路肩幅員を2.0 mとした。

### (3) 中央分離帯幅員

本計画道路の道路区間及び橋梁区間の中央分離帯幅員は、下記の理由によりそれぞれ1.25m及び2.00mとした。

- a) 日本及びアメリカの道路構造規準では、最小中央分離帯幅員は、それぞれ1.25m及び1.20mと規定されている。本計画では橋梁区間に日本の最小規準を採用した。
- b) また、道路区間において、前述したベルトウェイの中央分離帯幅員が2.00mとして計画されており、本計画道路もこのベルトウェイの道路網との系統性を考えて2.00mを採用した。

### (4) 歩道幅員

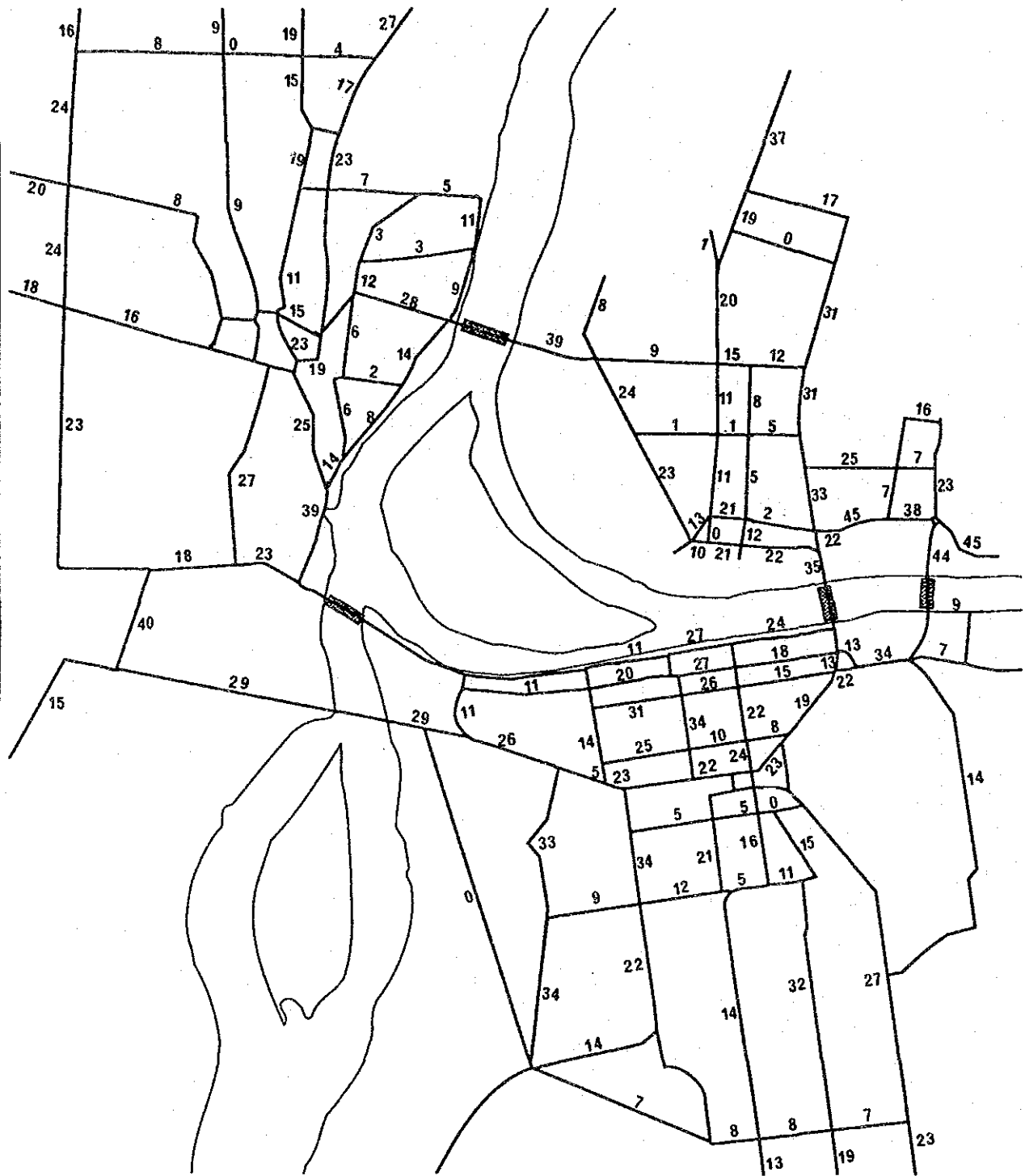
一般的に歩道は、市街地内の街路に設置される。本計画道路は沿道土地利用の観点から完全な街路ではないが、ハルツーム地区とオムドルマン地区のアル・フイタイプ町を直接的に結ぶ道路であり、徒歩による移動が容易に予想される。そのため橋梁区間上で2.0 m、及び道路区間上で4.50mの歩道を設け、住民のサービスに供することとした。

## 8.5.2 車線数

### (1) 交通量

1995年、2005年及び2015年の将来交通量は、前述したように各種交通調査の結果、社会・経済指標及び交通関連状況を考慮して推計した。詳細な交通推計方法は第4章に記述されている。また上記、1995年、2005年及び2015年の将来交通量を表8.3及び図8.4から図8.5に示す。

# CASE B-1 1995



UNIT: 1000pcu/day

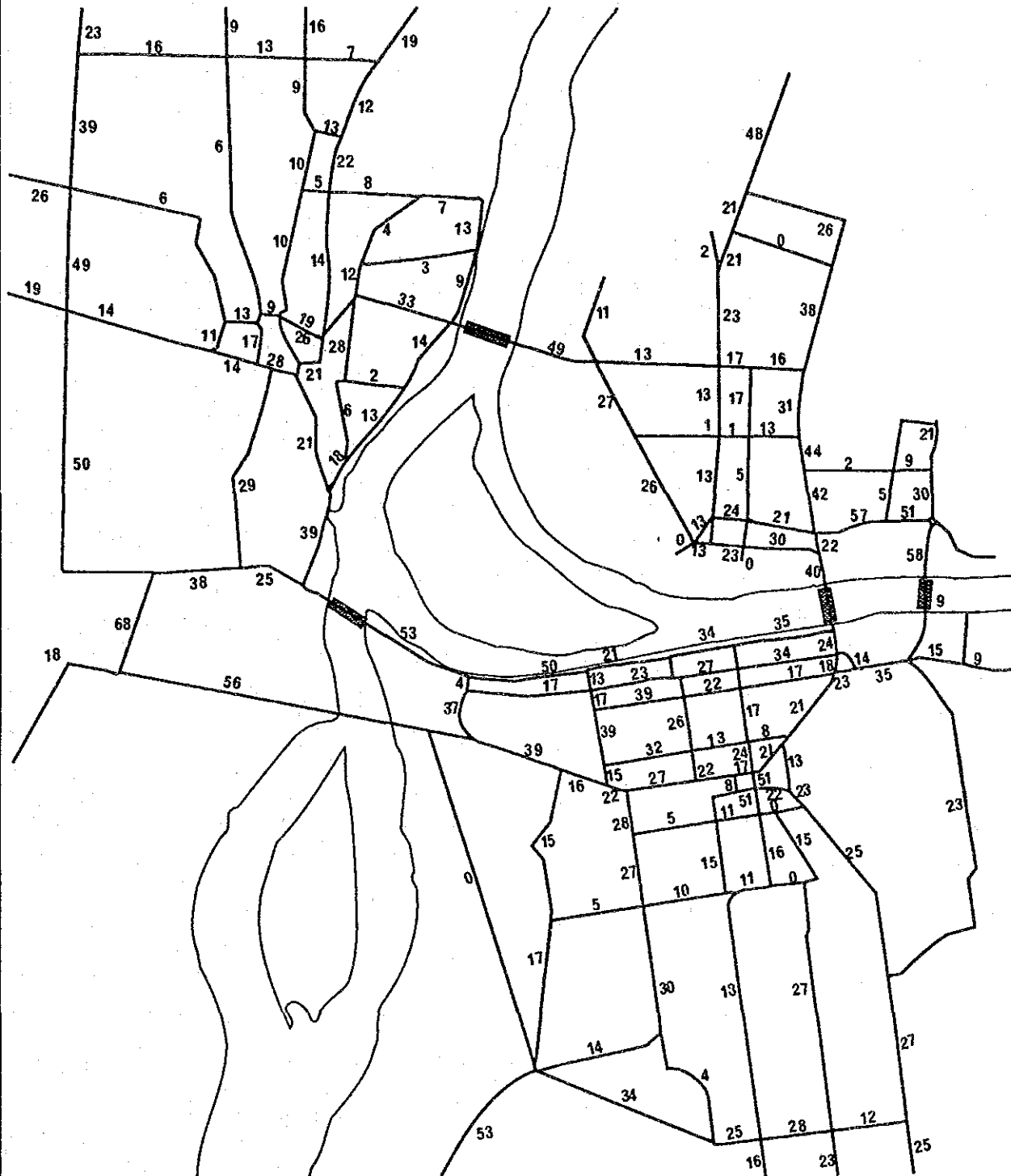
THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.4

1995年交通配分図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

# CASE B-1 2005



UNIT: 1000pcu/day

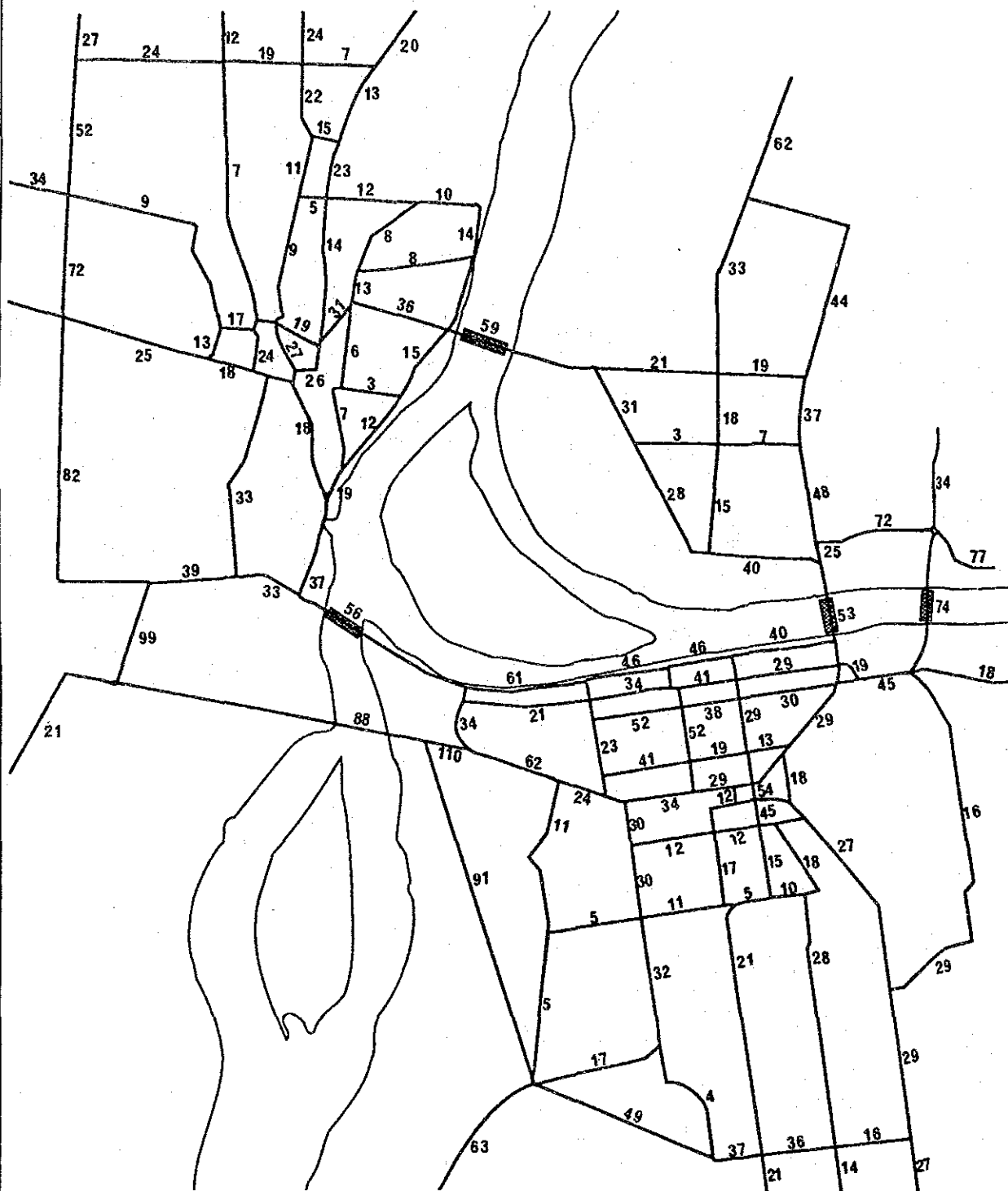
THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.5

2005年交通配分図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

## CASE B-1 2015



UNIT: 1000pcu/day

# THE FEASIBILITY STUDY ON THE CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE NILE BRIDGE

**Fig.**  
**8.6**

### 2015年交通配分図

**JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY**

表 8.3 計画道路の将来交通量

Year	Traffic Volume (PCU/day)
1995	28,500
2005	56,400
2015	88,200

(2) 交通容量

本計画道路の交通容量は、前節で述べた横断構成を基に、下記の式を使用し計算した。

$$C = C_B \times \gamma_L \times \gamma_C \times \gamma_T \times \gamma_I$$

$C$  : 1時間・1車線当りの交通容量

$C_B$  : 1時間・1車線当りの基本交通容量

$\gamma_L$  : 車線幅員による低減係数

$\gamma_C$  : 路肩幅員による低減係数

$\gamma_T$  : 大型車購入率による低減係数

$\gamma_I$  : 沿道状況による低減係数

a) 橋梁区間 (4車線) 交通容量

表 8.4

Items	Conditions	Revision Ratio
$C_B$	-	2,200 PUC/h/L
$\gamma_L$	3.50 m	1.0
$\gamma_C$	1.25 m	1.0
$\gamma_T$	20%(4%)	0.800
$\gamma_I$	Urban area	0.888

1車線当り時間交通容量

$$C = 2,200 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.80 \times 0.888 = 1,563 \text{ PCU/時}$$

4車線当り日・交通容量

$$C = 1,563 \times 4 \div 8.7\% \text{ (ピーク率)} \approx 72,000 \text{ PCU/時}$$

b) 道路区間（4車線）交通容量

表 8.5

Items	Conditions	Revision Ratio
$C_B$	-	2,200PCU/h/L
$r_L$	3.5 m	1.0
$r_C$	2.0 m	1.0
$r_T$	20% (0%)	0.88
$r_I$	Urban area	1.00

1 車線当り時間交通容量

$$C = 2,200 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.88 \times 1.0 = 1,936 \text{ PCU/時/車線}$$

4 車線当り日・交通容量

$$C = 1,936 \times 4 \div 8.7\% = 89,000 \text{ PCU/時/日}$$

(3) 必要車線数

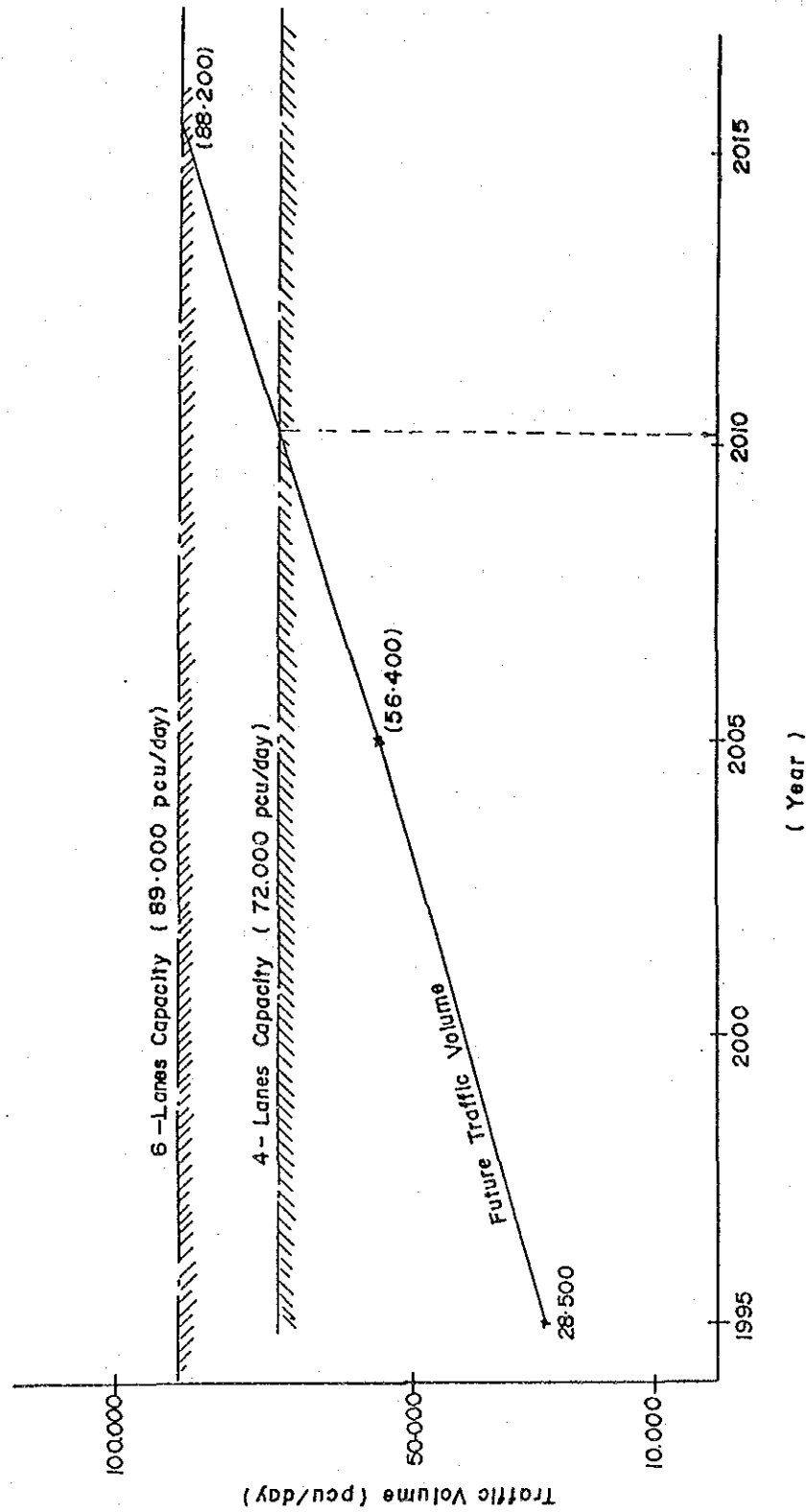
本計画道路の車線数は、交通容量と将来交通量との比較で検証した。図8.7に交通容量と将来交通量の比較図を示した。この図から下記のことが指摘出来る。

- a) 1995年及び2005年の将来交通量は本計画道路の4車線交通容量の範囲内である。
- b) 2010年及び2015年の将来交通量は本計画道路の4車線交通容量を越える。

しかし、本計画道路は、下記の状況を考慮し、往復4車線の道路として計画した。

2015年の将来交通量は、4車線交通容量を越えるが、本計画道路の幅員は路肩部分を車道部として使用し片側3車線、往復6車線として供用可能である。往復6車線の交通容量は89,000 PCU/日であるため、2015年の将来交通量を運行することができる。

因みに、2015年の将来交通量は88,000 PCU/日である。



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig. 8.7

交通量と交通容量の対比図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

### 8.5.3 標準横断面

前述した横断面構成の各幅員を標準横断面として図8.8に示す。また、その主な内容を以下に記述する。

- a) 1車線の幅員は3.50mである。
- b) 車線数は、橋梁区間、道路区間共に、往復4車線の分離帯を設けた道路である。
- c) 橋梁区間及び道路区間の中央分離帯幅員はそれぞれ1.25m及び2.00mである。
- d) 橋梁区間及び道路区間の路肩幅員はそれぞれ1.25m及び2.00mである。
- e) 橋梁区間及び道路区間の歩道幅員はそれぞれ2.00m及び4.50mである。

### 8.5.4 横断面の概略設計

横断面の概略設計は前述した平面設計、縦断設計及び関連設計を基に実施した。

また、横断面概略設計は、1989年6月に本調査団が実施した横断測量図を使用して実施した。この測量図の縮尺は1:200である。

横断面概略設計の成果は本報告書の“図面集”に添付してある。また、その主な設計内容を以下に述べる。

#### a) 中央分離帯の摺付け

橋梁区間と道路区間の中央分離帯幅員差による摺付けは(2.00mから1.25mへ)、橋梁端(橋台位置)から100mの道路区間で実施した。

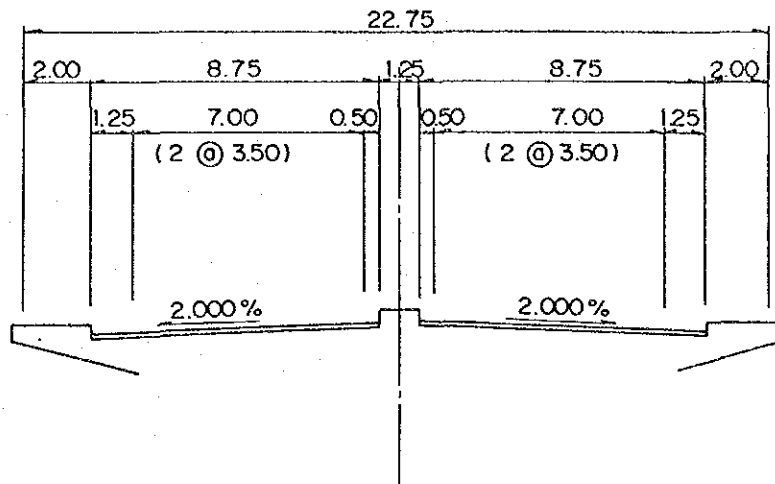
#### b) 歩道幅員の摺付け

橋梁区間の歩道幅員2.0m及び道路区間の歩道幅員4.5mの横断構成の摺付けは、摺付け区間を設けず、橋台位置で直接、接続させた。

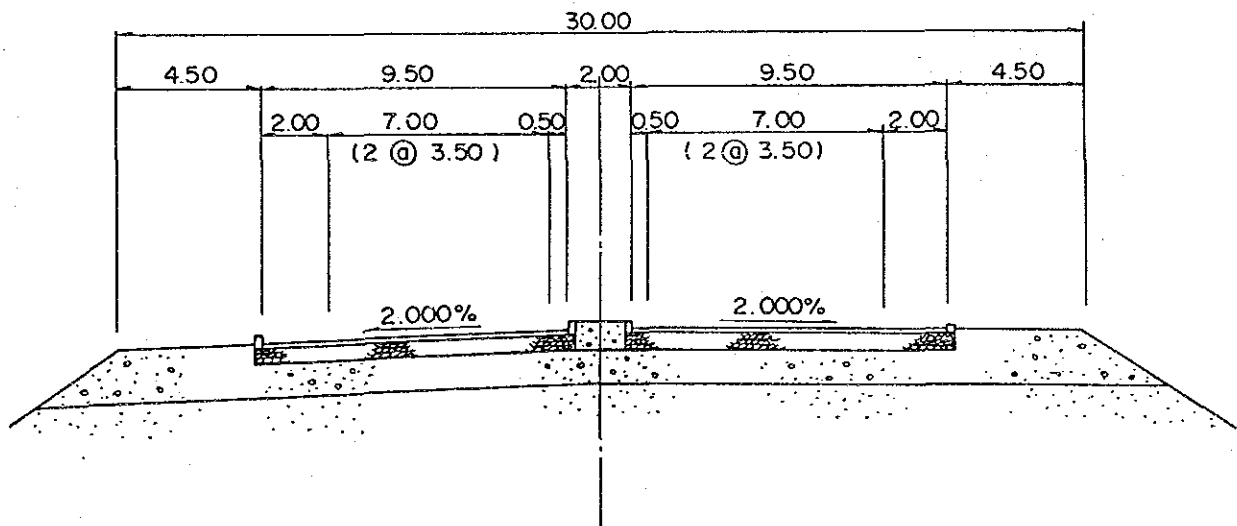


## Typical Cross - Sections

### 1) Bridge Section



### 2) Road Section



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.8

標準横断面図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

c) 作業場の建設

施工計画に従い、No.21+0 から No.23+0 の区間に橋梁架設のための作業場を計画した。作業場の計画天端高は、洪水時の最高水位でも作業可能なように R L + 380.0m と設定した。

d) ガードレールの設置

歩行者の安全と、走行時の自動車に対する安全を確保するために、盛土高 3.0 m 以上の盛土区間にガードレールを設置する。ガードレールの詳細は本報告書“図面集”に示されている。

e) 道路照明

道路照明は、道路区間、橋梁区間及び交差点区間に設する。

f) 波返し

雨期の洪水時に発生する碎波から盛土構造の安定を計るためにオムドルマン地区側 No.15 + 50 ~ No.21 + 0.0 及びハルツーム地区側 No.30 + 42.0 ~ No.33 + 50.0 の区間にコンクリート製波返しを設けた。詳細な波返しの構造は本報告書“図面集”に示してある。

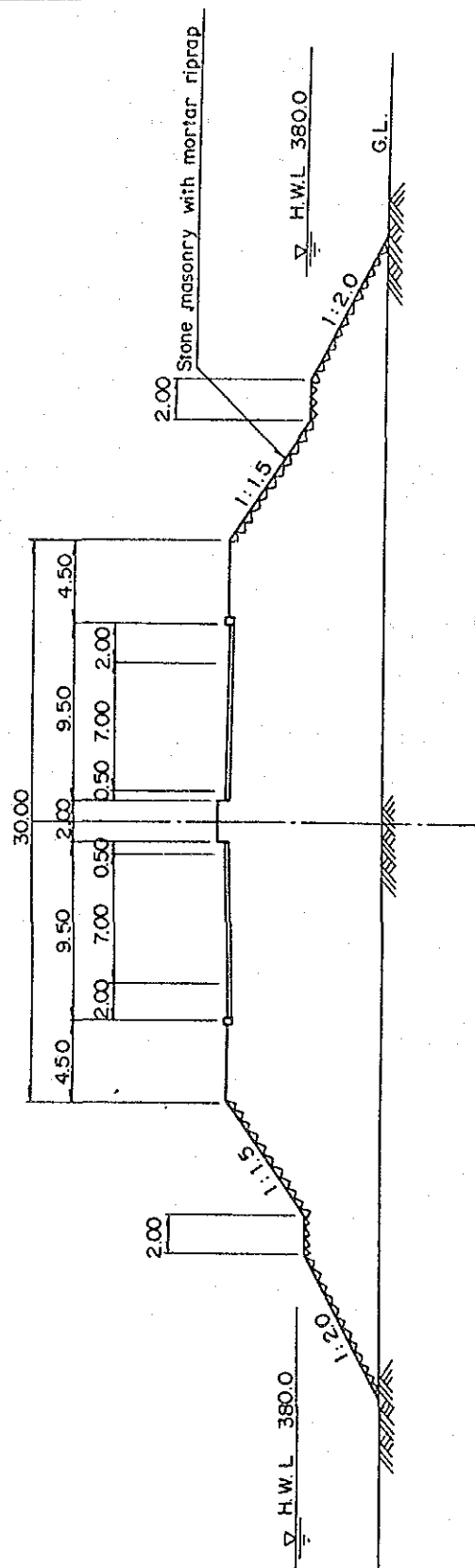
#### 8.5.5 盛土構造

第6章で述べたように、地盤改良等を行わない盛土断面の限界盛土高、及び押え盛土を実施した場合の限界盛土高はそれぞれ8.0 m及び10.0 mと計算された。この限界盛土高の条件からオムドルマン地区側の橋台位置を盛土高10.0 mに設定した。またハルツーム地区側の最高盛土高は、河川状況等から結果的に7.5 mとなった。このような計画をした事により、平均盛土高は約5.0 mとなった。盛土構造を設定するに当たり、下記の事項に対して技術的な考察を実施した。

- a) 調査対象地域は年間約3ヶ月間湛水し、その水深は約4.0 mである。
- b) 洪水時における白ナイル川の流速はほとんどないが、白ナイル川上流から強風が吹いた場合砕波が生じる。この砕波は約2.0 mの高さに達する。
- c) 本調査団が実施した土質調査の結果から、現地盤下約2.0～3.0 mは非常に弱い粘性土である。
- d) 盛土材料の土取場は、運搬の容易性及び経済性等を考慮して白ナイル川上流、既存白ナイル橋より約4.0 km地点のオムドルマン地区側に設定した。この盛土材料は粘性土である。

盛土構造における圧密沈下量の計算及び円弧すべり計算等の結果から図8.9に示す盛土構造を設定した。その主な構造を下記に記述する。

- a) 既存の白ナイル橋取付道路の法面は洪水時の砕波から盛土構造を保護するため石張り工が採用されている。本計画道路も同様に法面保護として石張り工法を採用した。
- b) 盛土法面の安定を考慮し、洪水時の高水位と同じ高さに幅2.0 mの小段を設置する。
- c) 法面勾配は高水位以下を1 : 2.0とし、高水位以上の法面勾配を1 : 1.5とした。



Embankment Structure

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.9

盛土構造図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

### 8.5.6 法面保護工

#### (1) 法面保護の必要性

前述したように、取付道路の測点No.15+0～No.35+0約2.0km区間は、雨期の約3ヶ月間洪水により湛水（水深4.0m）する地域である。白ナイル川の流速観測調査の結果から、この湛水地域での流速はほとんどなく、0.2m/secを記録している。この意味から本来流速が遅いために、水の移動に対する盛土法面への悪い影響はほとんど無いものと判断される。しかしながら、洪水時に強風（30.0m/sec）が吹いた場合、水面に波が生じ、この波の高さは1.93mにも達するものと計算された。この波の碎波のために法面が崩壊する危険性が生じる可能性がある。そのため盛土法面の安定を考え、何らかの法面保護が必要である。

#### (2) 法面保護工の形式

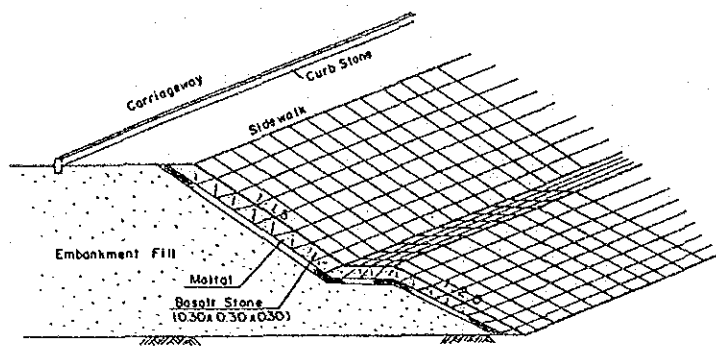
現地発生材の使用、過去に実施した現地での施工方法及び碎波状況等を考慮して、下記の3つの代替案を検討した。

- a) 石張工法 (図8.10の上段参照)
- b) コンクリート版工法 (図8.10の中段参照)
- c) 捨石工法 (図8.10の下段参照)

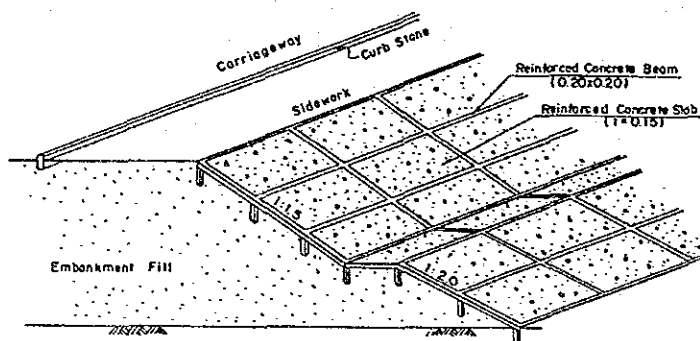
上記3つの代替案の比較表を表8.6に示す。また、同表の比較を評価した結果、経済性の視点及び施工の容易性が優れている石張工法を本計画に採用する。

表8.6 法面保護工形式の比較表

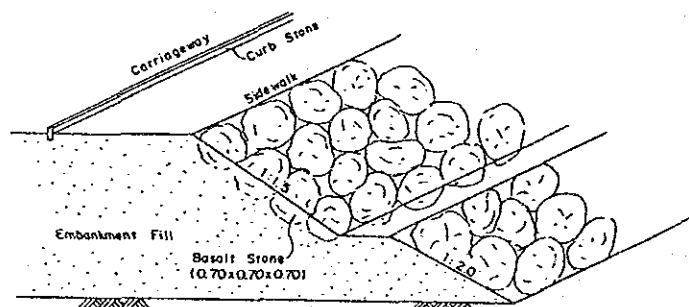
Item	Mortar Riprap	Concrete Placing	Rubble-Mound
1. Cost	303 Ls/sq.m	528 Ls/sq.m	305 Ls/m
2. Safety of Embankment	good	good	poor
3. Construction Period	long	long	long
4. Workability	good	poor	poor
5. Construction Size	small	large	large
6. Perspective	good	good	poor
7. Maintenance	easy	easy	difficult



Moltal Riprap Method



Concrete Placing Method



Rubble - Mound Break Water Method

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.10

法面保護工の形式図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

## 8.6 舗装設計

### 8.6.1 舗装の種類

一般的に車道舗装の種類はアスファルトコンクリート舗装と、セメントコンクリート舗装がある。本計画では下記の理由により、アスファルトコンクリート舗装を採用する。

- a) アスファルトコンクリート舗装とセメントコンクリート舗装のそれぞれの建設頭初の工事費は 457 LS/m<sup>2</sup>及び 544 LS/m<sup>2</sup>でアスファルトコンクリート舗装が約20%安い。アスファルトコンクリート舗装とセメントコンクリート舗装の耐久年数は異なり、当然維持管理費も異なるものである。維持管理費の積算は調査地域の気象条件等により異なり、かつ、過去の維持管理費に伴う資料の不足等により非常に困難である。しかしながら、明確には言えないが、計画対象地域は小型車の交通が多いことからアスファルトコンクリート舗装がセメントコンクリート舗装に比べて、多少工事費が安くなるものと判断される。
- b) セメントコンクリート舗装の主な建設資材であるセメントの生産はスーダン国ではほとんどなく、また鋼材はすべて輸入に頼らなければならない。アスファルトコンクリート舗装の主な建設資材であるアスファルト混合材もスーダン国では生産出来ない。しかし、他の舗装材料すなわち、砂、砂利等は現地発生材が使用出来る。  
これらの事から、比較的現地発生材を多く使用出来るアスファルトコンクリート舗装が有利であると考えられる。
- c) ハルツーム首都圏内の道路舗装は、すでにアスファルトコンクリート舗装で施工されている。そのため、NCKはすでにアスファルトコンクリート舗装に対する施工技術及び維持管理技術を保有しており、アスファルトコンクリート舗装の維持管理に対して技術的問題が少ないと考えられる。
- d) ハルツーム首都圏地域は雨期においてさえほとんど降雨がなく、また計画道路は高水位より2.0 m高く計画した。そのため、雨水によるアスファルトコンクリート舗装への浸透の影響がほとんどないものと思われる。

### 8.6.2 舗装構成

アスファルトコンクリート舗装構成を検討するために、ハルツーム首都圏における既存アスファルトコンクリート舗装状況及び建設資材調査を行った。

1989年6月に竣工した既存道路の舗装改良工事の舗装構成は下記の通りであった。

- a) 表 層 土 ;  $t = 70 \text{ mm}$  加熱アスファルト舗装材
- b) 基 層 工 ;  $t = 150 \text{ mm}$  粒度調整 (自然砂利) 材
- c) 路 盤 工 ;  $t = 300 \text{ mm}$  玉砂利材

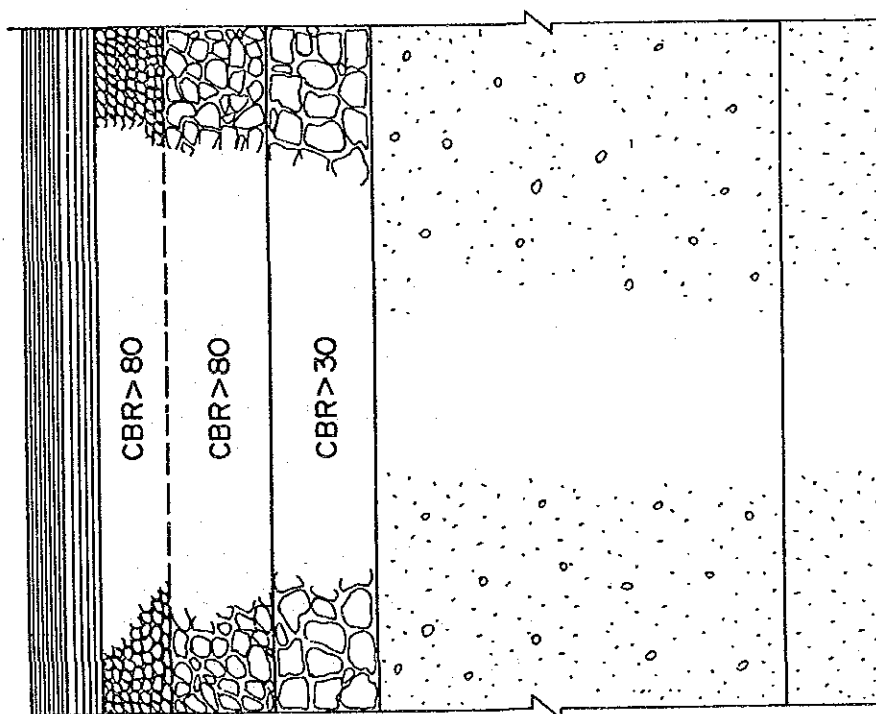
また、材料調査の結果、計画対象地域周辺で産出できる自然砂利が極めて少量であり、また基層工及び路盤工に使用する材料は比較計算の結果切込み碎石は自然砂利に比較して工事費が安い事も判明した。

これらの材料の入手の容易性及び経済性等の問題、また、将来交通量及び交通特性を考慮して下記に示す舗装構成を提案した。

- a) 表 層 工 ; 加熱アスファルト舗装材使用
- b) 基 層 工 ; アスファルト安全処理材使用
- c) 路 盤 工 ; 切込み碎石使用
- d) 路 体 ; 選定された土砂使用

上記の舗装構成を図8.11に示す。





THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.11

アスファルトコンクリート舗装構成図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

Items	Materials
Surface	Hot Mixed Asphalt Concrete $t = 5\text{cm}$
Binder Course	Crushed Stone for Asphalt Stabilization $t = 10\text{cm}$ CBR > 80
Base Course	Crushed Stone for Mechanical Stabilization $t = 15\text{cm}$ CBR > 80
Sub-base Course	Crushed Stone CBR > 30 (Material from Jebel Toria) $t = 20\text{cm}$
Upper-Subgrade	Soil with Gravel CBR > 8 (Materials from main Borrow Area) $t = 100\text{cm}$
Lower Subgrade	Soil (Materials from Side Borrow Area)

# Asphalt Concrete Pavement Structure

### 8.6.3 舗装構成断面厚の計算

#### (1) 計算方法

前節において、舗装の種類として工事の施工性、経済性及び過去の経験等からアスファルトコンクリート舗装が提案された。

舗装厚は、将来交通量、使用する舗装材料及び上部路床の盛土材強度等により決定されるものであり、本計画では下記の式を使用し、舗装厚を検討した。

$$H = \frac{28.0 \times N^{0.1}}{CBR^{0.6}}$$

$$T_A = \frac{3.84 \times N^{0.16}}{CBR^{0.3}}$$

H : 全舗装厚 (cm)

T<sub>A</sub> : アスファルトに換算した場合の全舗装厚 (cm)

N : 計画交通量 (5トン軸重換算台数)

CBR : カリホルニアベアリング値 (%)

#### (2) 舗装厚計算条件

##### a) 交通量

前章において、1995年、2005年及び2015年の各年次将来交通量が推計された。

舗装厚の検討に使用する交通量は通常供用開始後10年間の交通量の累計が使用される。1995年及び2005年の推計交通量は往復合計29,000台/日及び56,000台/日である。また、乗用車、ピックアップ及び大型車の混入率はそれぞれ72.0%、20%及び8.0%である。

##### b) CBR

盛土材に使用する材料の土質試験結果では、サイドボローすなわち本線隣接地からの採取する土砂のCBR値は2.0～2.5%であった。この土砂を上部路床材として使用した場合、強度が非常に低いため、何らかの土質改良が必要となる。しかしながら、前述した調査対象地域の白ナイル川上流4.0 kmにある土取場から採取した土砂のCBR値は8.0%である。

上記のサイドボローの土砂を使用するか、又は4.0 km離れた土取場の土砂を上部路床材として使用するか経済的な検証を加えた結果、4.0 km離れた土取場からの土砂を使用した方が約20%工事費が減少できる。以上のことから舗装厚の検討のためのCBR値を8.0%とした。

### (3) 舗装厚の決定

#### a) 5トン軸重換算交通量

表8.7に5トン軸重換算交通量を示す。

表8.7 5トン軸換算交通量

	Wheel Load	Number of Wheels	Damage Factor	Traffic Volume
Pass. car	0.5	41,760 <sup>*1</sup>	0.0001	4
Pick Up	1.5	2,900 <sup>*2</sup>	0.008	23
Truck	3.5	3,480 <sup>*3</sup>	0.25	870

Total 897 (N<sub>5</sub>)

$$*1 ; 29,000/2 \times 0.72 \times 4 \text{ axle} = 41,760$$

$$*2 ; 29,000/2 \times 0.20 \times 1 \text{ axle} = 2,900$$

$$*3 ; 29,000/2 \times 0.08 \times 3 \text{ axle} = 3,480$$

b) 10年間累計5 トン換算交通量

$$N = N_5 \times A \times 10 \text{年} \times 365 \text{日}$$

N : 10年間累計5 トン換算交通量

A : 年間伸び率

N<sub>5</sub> : 5 トン換算交通量

$$N = 897 \times 1.93 \times 10 \times 365 = 6.30 \times 10^6$$

c) 最低必要舗装厚

$$H = \frac{28.0 \times N^{0.1}}{CBR^{0.6}} = 38.5 \text{ cm}$$

$$T_a = \frac{3.84 \times N^{0.16}}{CBR^{0.3}} = 25.1 \text{ cm}$$

d) 提案した舗装厚

アスファルトコンクリート舗装の材料、工事費（経済性）及び最低必要舗装厚等を考慮して、下記の舗装構成及び各層の舗装厚を提案した。

* 表 層 工	(アスファルト)	t = 5.0 cm
* 基 層 工	(アスファルト)	t = 5.0 cm
* 上部路盤工	(アスファルト)	t = 10.0 cm
* 上層路盤工	(砕 石)	t = 15.0 cm
* 下層路盤工	(砕 石)	t = 20 cm

---

合 計	$\Sigma t = 55.0 \text{ cm} > H = 38.5 \text{ cm}$ (最低必要舗装厚)
-----	--

また、アスファルト混合換算厚すなわち設計舗装厚を下記のように検証した。

* 表 層 工		$5.0 \times 1.0 = 5.00 \text{ cm}$
* 基 層 工		$5.0 \times 1.0 = 5.00 \text{ cm}$
* 上層路盤工	(アスファルト)	$10.0 \times 0.55 = 5.50 \text{ cm}$
* 上層路盤工	(砕 石)	$15.0 \times 0.35 = 5.25 \text{ cm}$
* 下層路盤工	(砕 石)	$20.0 \times 0.25 = 5.00 \text{ cm}$

---

合 計	$\Sigma t = 25.75 \text{ cm} > T_a = 25.1 \text{ cm}$ (最低必要舗装厚)
-----	---

## 8.7 排水設計

### 8.7.1 概 要

ハルツーム首都圏の年間降雨量は、90mmから 150mm程度で降雨量のほとんどは雨期の6月から9月の4ヶ月間に集中している。また、降雨日は年間通してほんの22日間のみである。

このような降雨状況から判断して、道路排水は不要のように思われる。しかし現地調査及び住民へのヒアリング調査等の結果、オムドルマン地区側の本線側点No.1からNo.10すなわち軍施設の南側に雨期の降雨時には小河川となって流れる排水路が存在した。これらの降雨量を処理するために、本線測点No.1からNo.10付近に道路排水を設けることとした。

### 8.7.2 排水系統

#### (1) 路面排水系統

ハルツーム首都圏内の既存道路路面排水は、車道の両側にU字溝或いは蓋付U字溝が設けられている。しかし、既存排水路はハブーブによる土砂やゴミ（家庭から出る）等により、排水路がつまり、ほとんどその機能を果たしていない。

これらの既存排水路の現況を考慮して、図8.12に示すような排水系統を本計画道路に採用した。その主なシステムは下記の通りである。

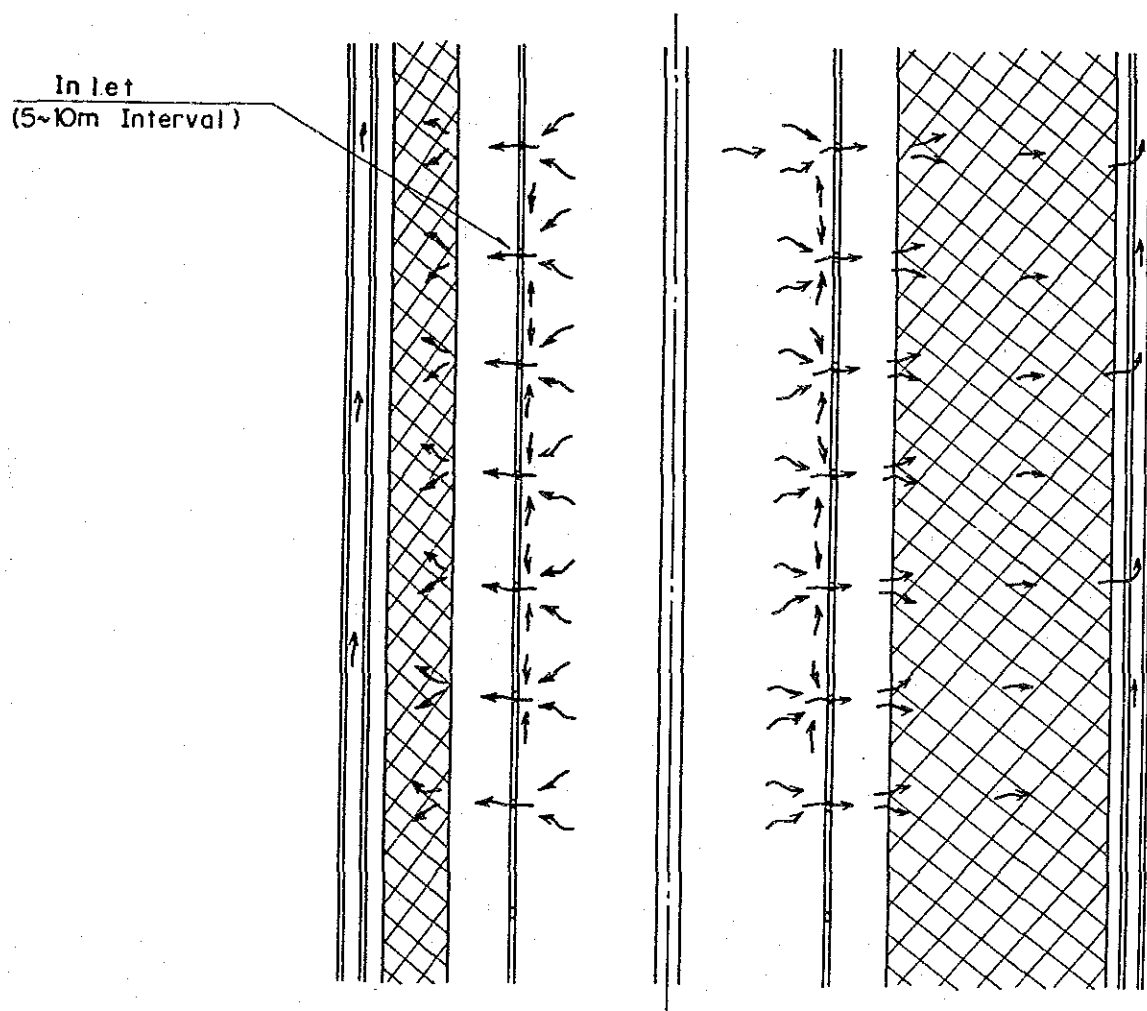
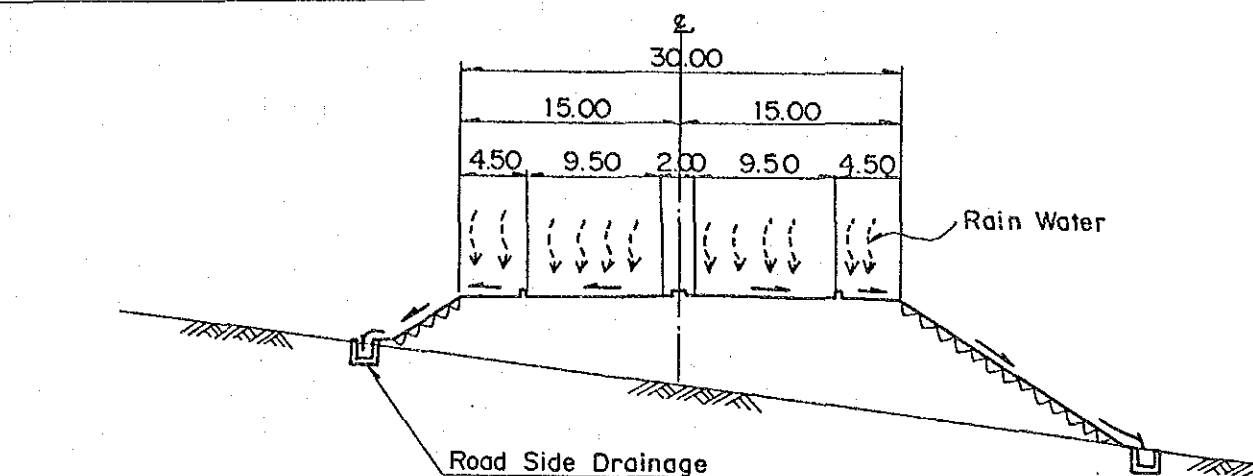
- a) 土砂或いはゴミ等により排水機能が阻害されるため、道路上には路面排水溝を設けない。
- b) 路面上に降った雨水は、車歩道境界ブロックの開口部を通し、路面外へと導くこととする。

#### (2) 法尻排水系統

法尻排水系統は図8.13に示すように設定し、その主なシステムは下記の通りである。

- a) 法尻排水溝は、盛土法尻に設けるものとする。
- b) 路面排水を法尻排水溝で受けて、その流末を白ナイル川とする。

- c) 法尻排水溝はU字型コンクリート溝とするが、湛水地域の排水溝は素掘側溝とする。
- d) 道路の盛土により湛水する様な場所には、横断管渠を設ける。
- e) 現地調査及び住民とのヒアリング調査結果から本線測点No.9 からNo.14の道路右側法尻に巾5.0 mのオープン水路を設ける。



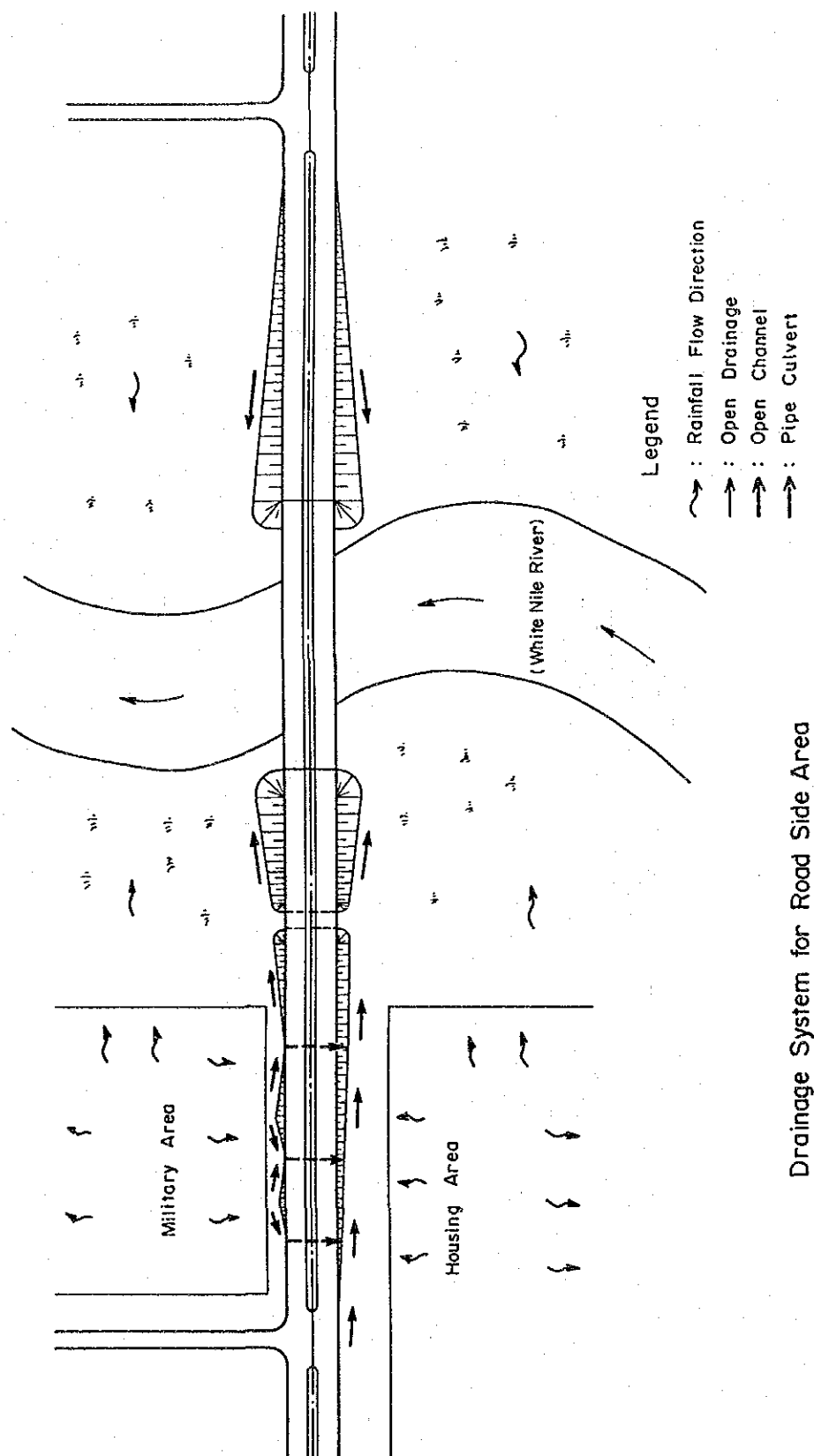
Drainage System for Carriageway

THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.12

路面の排水系統図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.13

法尻の排水系統図

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



### 8.7.3 排水構造物

前述した道路排水系統、現地調査及びハルツーム首都圏の降雨状況等を考慮して排水構造物の形状、位置等を検討した。

#### (1) 車歩道境界ブロックの開口部

道路の縦断勾配が0.00%~0.24%の区間は、路面上に降った雨水は縦断方向に流れず、横断方向に流れる。この区間の横断勾配は2.0%である。

上記の横断方向に流れてきた雨水を歩車道境界ブロックで集め、路面雨水を道路外に排水させる。この時の歩車道境界ブロック開口部を5.00mから7.5m間隔に設けることとした。

#### (2) 横断管渠

本道路測点No.1からNo.15の区間の現況雨水は、現地盤上を北から南へと流下する。本計画道路はこの雨水流れ方向に直角、すなわち東西方向に建設され、現況雨水の流れを堰止める状態となる。この堰止められた雨水を処理するために横断管渠を設けた。本線測点No.2+0、及びNo.6+0の横断管渠は土被りがとれないため、直径300mmの横断管としたが、他の土被りが充分確保できる場所については、維持管理を考えて、直径600mmの横断管とした。

下記に横断管を設置した場所及び直径を述べる。尚、詳細な横断管の設計図は本報告書“図面集”に記述されている。

a)	No. 2	+	0.00	直径 300mm × 2	鉄筋コンクリート製品
b)	No. 6	+	0.00	直径 300mm × 2	鉄筋コンクリート製品
c)	No. 9	+	45.00	直径 600mm	鉄筋コンクリート製品
d)	No. 11	+	30.00	直径 600mm	鉄筋コンクリート製品
e)	No. 12	+	25.00	直径 600mm	鉄筋コンクリート製品
f)	No. 13	+	35.00	直径 600mm	鉄筋コンクリート製品

### (3) ボックスカルバート

白ナイル川氾濫地域での計画道路の盛土高は、約 5.0 m から 5.5 m である。この氾濫地域内に計画道路を横切る現道が 2 路線存在する。これらの道路は雨期は周辺が湛水するため通行不能となる。

本計画では、これらの乾期における交通に使用するために、ボックスカルバートを下記の測点に設置した。また、設計図は本報告書“図面集”に記載されている。

a) No.15	+	50.00	断面	6.00 m × 4.50 m	鉄筋コンクリート製品
b) No.35	+	50.00	断面	6.00 m × 4.00 m	鉄筋コンクリート製品

## 8.8 交差点設計

### 8.8.1 交差点位置

本計画道路は、2箇所の交差点が存在する。1ヶ所はオムドルマン側の始点、他はハルツーム側の終点位置である。オムドルマン側の交差点を“A”交差点とし、ハルツーム側の交差点を“B”交差点と名称する。

上記の2交差点の位置は前節8.1.1に記述されている。

### 8.8.2 交差点計画のための交通量

交差点計画の対象計画交通量は下記の理由により供用開始5年後の交通量を採用した。

- a) 交差点内の方向別交通量は、関連道路の混雑状況の変化、或いは開発状況の変動等により大きくその交通流が変化するものであり、そのため長期的かつ正確な方向別交通量を推計することは非常に困難である。したがって、5年後の将来交通量程度が比較的正確に推計出来る期間と考えられている。
- b) 交差点は交通流変化に従い比較的短い期間（約5年間位）で、交差点混雑度を基にした見直し計画を作成し、必要あらばそのつど改良する事が交通運用上望まれる。一般的に交差点改良（立体交差点計画を除く）は、導入路の変更等比較的小規模な工事となり、工事費もそれほど必要としない例が多い。

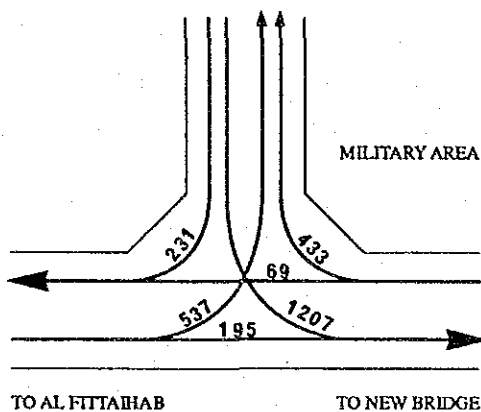
以上の事から、交差点計画は変動する交通流に対応した計画を作成する事が交通運用を円滑にさせるという意味から本計画においても1995年或いは少し長期に考えて2005年の将来交通量をベースに計画を作成した。

1995年及び2005年の交差点方向別交通量を図8.14及び図8.15に示す。

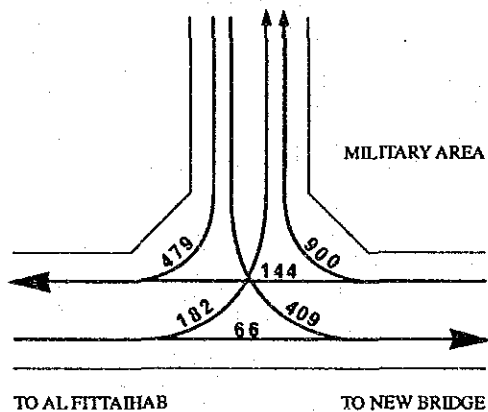
1989年1月に実施した各種交通量調査の結果、ピーク交通は日に2回、すなわち朝のピークと夕方のピークが観測できた。交差点の計画は朝ピークと夕方ピークの方向別交通量が異なるため、朝ピーク交通パターン及び夕方ピーク交通パターンについて検討した。また、将来交通量の年次は1995年及び2005年を対象とした。

# TRAFFIC VOLUME IN 1995

(1) MORNING PEAK IN 1995 (V/H)

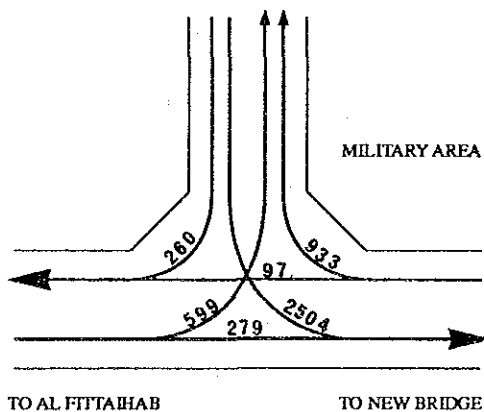


(2) AFTERNOON PEAK IN 1995 (V/H)

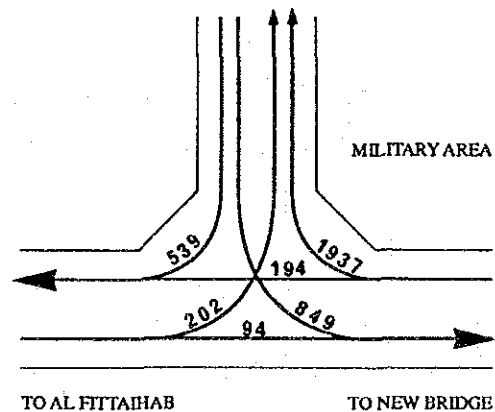


# TRAFFIC VOLUME IN 2005

(1) MORNING PEAK IN 2005 (V/H)



(2) AFTERNOON PEAK IN 2005 (V/H)



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.

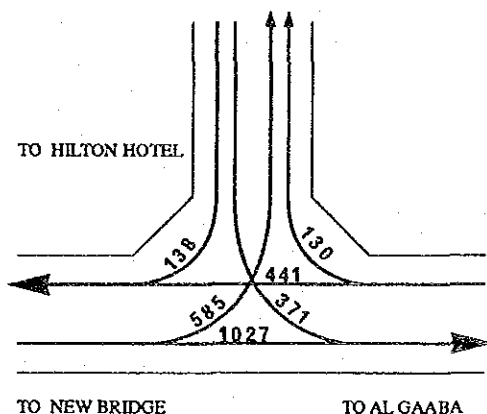
8.14

オムドルマン側交差点の将来交通量

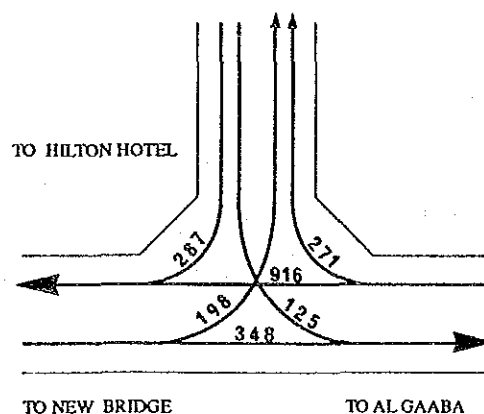
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

# TRAFFIC VOLUME IN 1995

(1) MORNING PEAK IN 1995 (V/H)

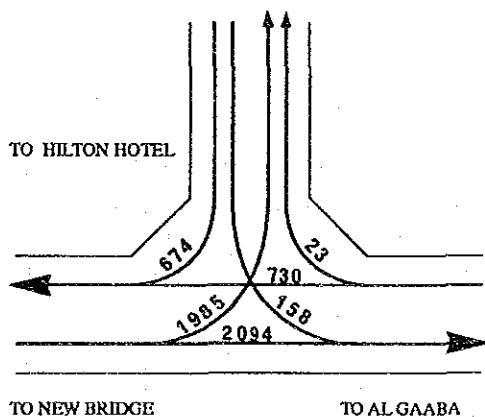


(2) AFTERNOON PEAK IN 1995 (V/H)

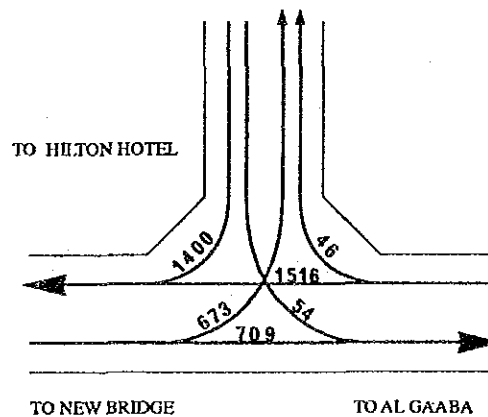


# TRAFFIC VOLUME IN 2005

(1) MORNING PEAK IN 2005 (V/H)



(2) AFTERNOON PEAK IN 2005 (V/H)



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.15

ハルツーム側交差点の将来交通量

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

### 8.8.3 交差点形式

#### (1) 交差点形式

交差点形式は、交通処理方法及び交差点構造の観点から下記の3形式に分類することが出来る。

- \* 立体交差点
- \* 信号平面交差点
- \* 無信号平面交差点

本計画では、交差点形式の選定を交差点の飽和度及び主道路と従道路の機能・性格等から検討した。

#### a) 飽和度の検討

オムドルマン側及びハルツーム側交差点の飽和度を信号交差点形式として計算した。計算結果は、本報告書 Appendix 8 に記述してある。1995年及び2005年の将来交通量を基に両交差点の飽和度を計算した結果、両年とも飽和度は1.00を越えることはなかった。この意味から両交差点は、信号平面交差点として計画に差しつかえないものと判断出来る。

$$\text{飽和度} = \frac{\text{計画交通量}}{\text{交差点交通容量}}$$

#### b) 道路網からの検討

主道路と従道路の交差方式は、道路の機能、交通運用及び交通安全の確保等の観点から表8.8に示すような交差方式が採用されている。本計画道路は幹線道路として位置付けられ、また接続する現道はハルツーム首都圏の補助幹線道路に位置付けられている。これらの道路の機能・性格から両交差点は立体交差点あ或いは信号平面交差点とすることが望ましいと言える。

表 8. 8 道路機能分類と交差点形式

FUNCTIONAL CLASSIFICATION	PRIMARY DISTRIBUTOR	DISTRICT DISTRIBUTOR	LOCAL DISTRIBUTOR	ACCESS
PRIMARY DISTRIBUTOR	⊙	⊙○	○	—
DISTRICT DISTRIBUTOR	⊙○	○	○△	—
LOCAL DISTRIBUTOR	○	○△	○△	○△
ACCESS ROAD	—	—	○△	○△

NOTES

- ⊙ : GRADE SEPARATED INTERSECTION  
 ○ : SIGNALIZED AT-GRADE INTERSECTION  
 △ : NON SIGNALIZED AT-GRADE INTERSECTION  
 — : NON ACCESS

c) 交通量からの観点

前述した交通量推計の結果から、本線上のオムドルマン側及びハルツーム側両交差点の1995年及び2005年の交通量はオムドルマン側で 1,300秒/日及び 2,400台/日、ハルツーム側交差点で 1,600台/日及び 2,600台/日である。また一方、本線に接続する現道の1995年及び2005年の交通量はそれぞれ 500台/日及び 800台/日である。過去の経験から無信号交差点で交通運用可能な本線交通量及び接続道路交通量は表 8. 9 に示す通り非常に小さいものである。この表から両交差点は明らかに無信号平面交差点では交通処理が不可能な交差点と言える。

表 8. 9 信号交差点における限界交通容量

Main Road ( 2-lane)	Main Road Traffic Volume(V/D)	400	500	600
	Sub Road Traffic Volume(V/D)	250	200	100
Main Road ( 4-lane)	Main Road Traffic Volume(V/D)	1,000	1,500	2,000
	Sub Road Traffic Volume(V/D)	100	50	25

#### d) 結 論

オムドルマン側及びハルツーム側の両交差点は、交差点飽和度、道路機能・性格及び交差点交通量の観点から信号平面交差点として計画する。

#### 8.8.4 比較代替案

##### (1) 代替案の設定

現地調査の結果および交通流、交通量等を考慮しオムドルマン側の交差点は3案の信号平面交差点の代替案、またハルツーム側の交差点は2案の信号平面交差点の代替案を下記のように設定した。

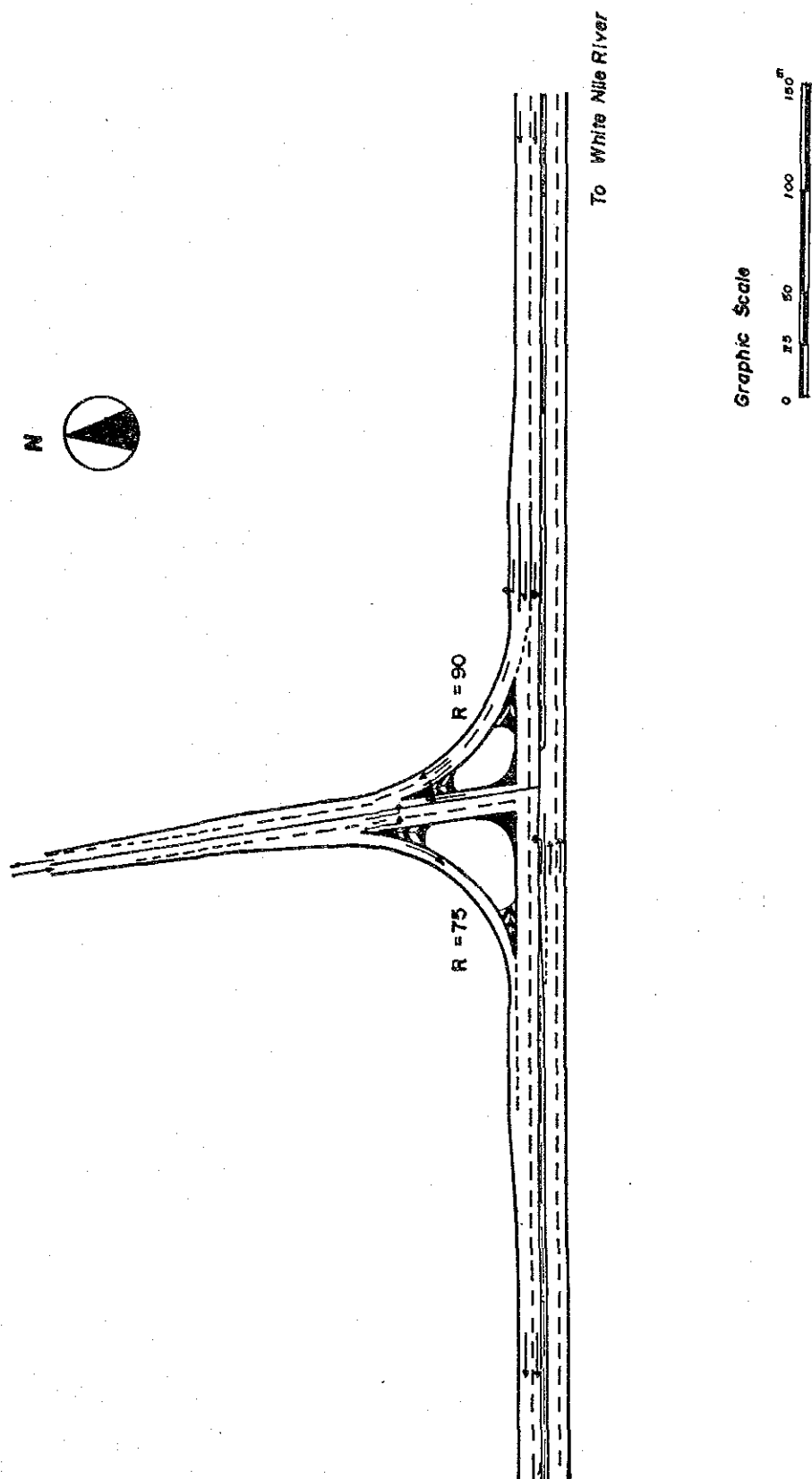
##### a) オムドルマン地区交差点

- o 代替案 A－A (図8.16参照)
- o 代替案 A－B (図8.17参照)
- o 代替案 A－C (図8.18参照)

##### b) ハルツーム地区交差点

- o 代替案 B－A (図8.19参照)
- o 代替案 B－B (図8.20参照)



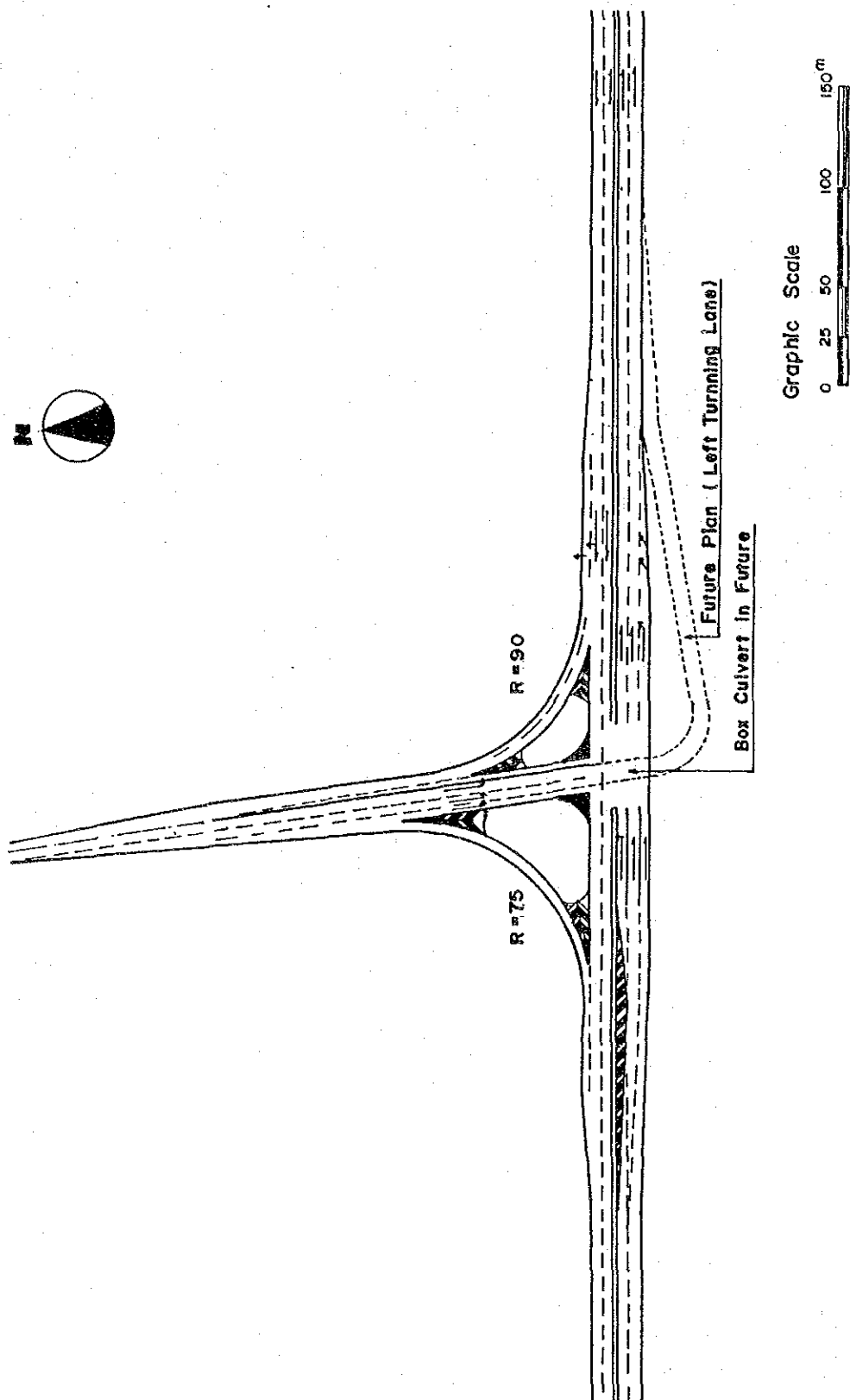


THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.16

代替案 A-A (オムドルマン側交差点)

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

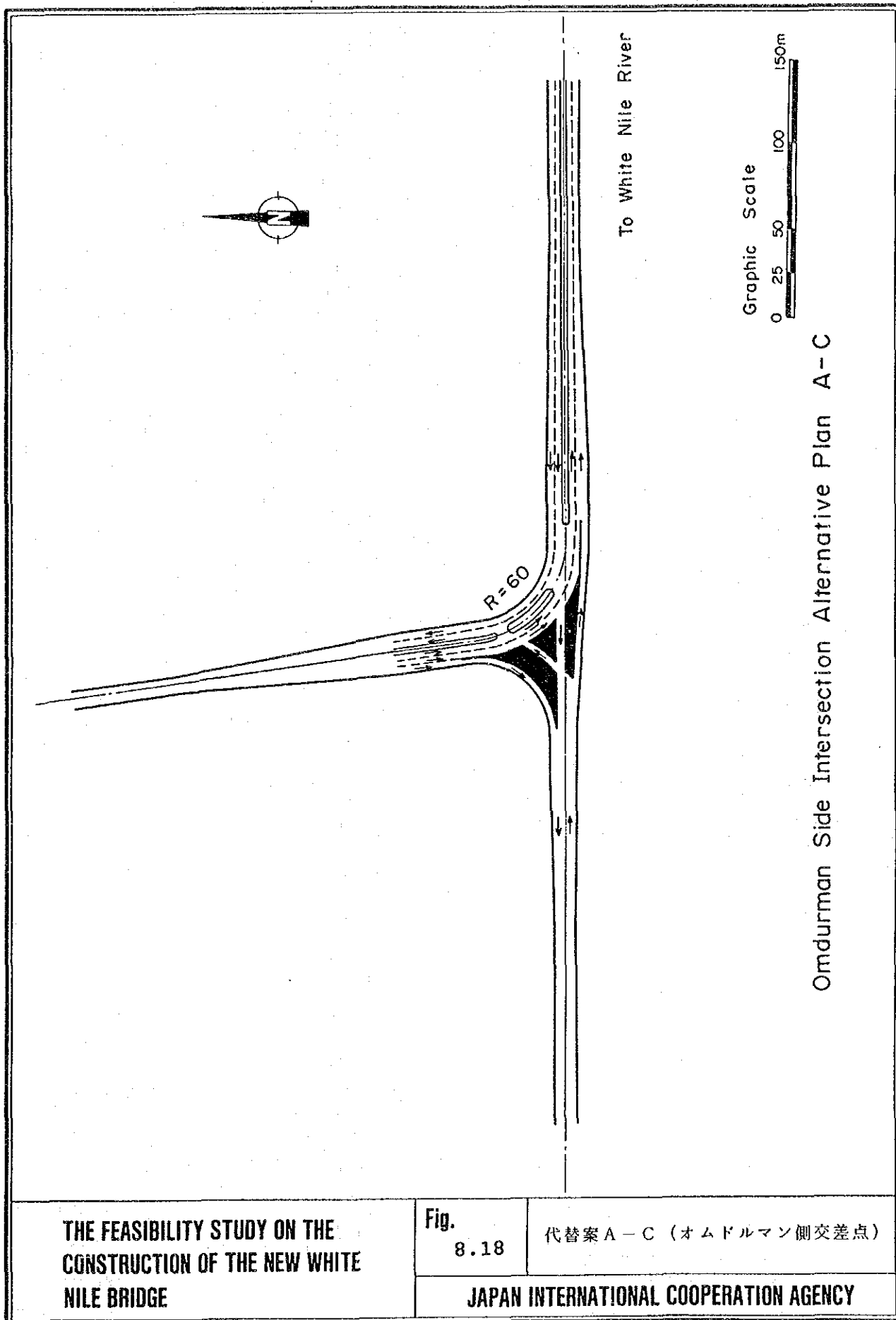


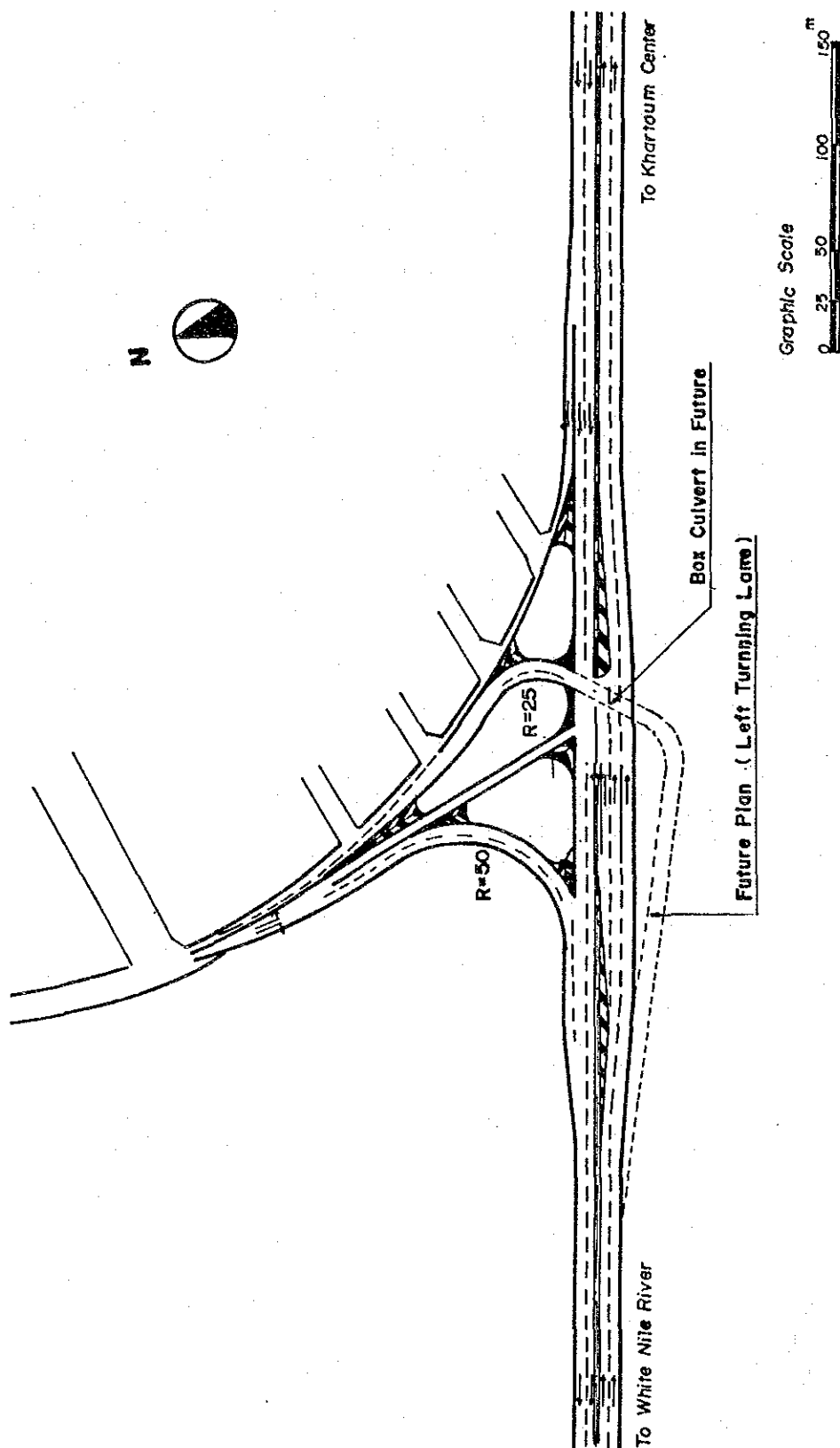
THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.17

代替 A-B (オムドルマン側交差点)

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



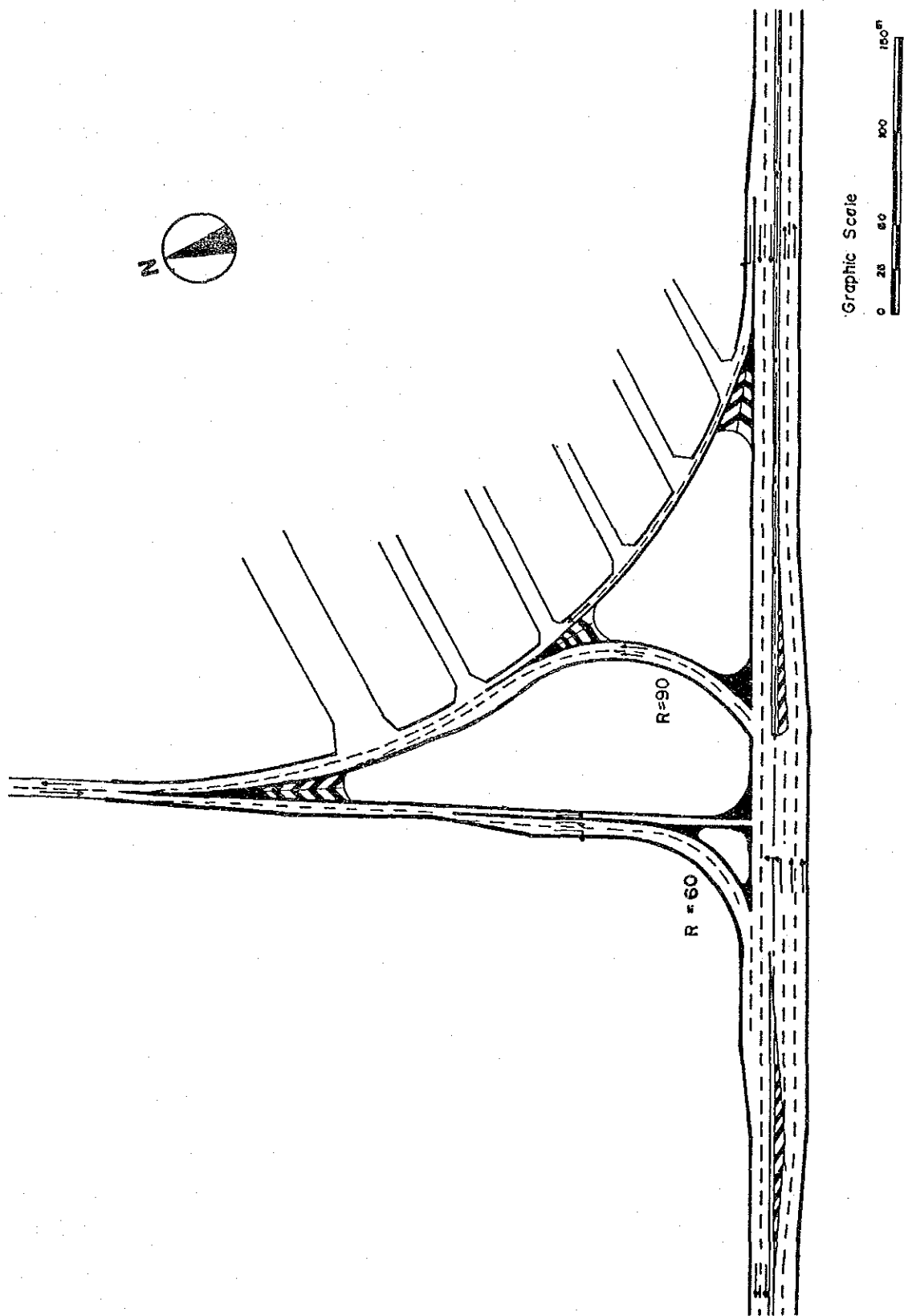


THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.19

代替案B-A (ハルツーム側交差点)

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY



THE FEASIBILITY STUDY ON THE  
CONSTRUCTION OF THE NEW WHITE  
NILE BRIDGE

Fig.  
8.20

代替案 B-B (ハルツーム側交差点)

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

## (2) 代替案の選定

### A) オムドルマン側交差点 (A 交差点)

オムドルマン側交差点の1995年及び2005年の将来交通量をベースとした交差点飽和度計算結果を表 8.10 に示し、詳細な計算を "Appendix 8 に添付した。

表 8.10 代替案別の交差点飽和度

		Alt. A-A	Alt. A-B	Alt. A-C
1995	M	0.712	0.590	0.619
	A	0.315	0.292	0.292
2005	M	1.175	0.901	0.968
	A	0.634	0.504	0.417

Notes M : Morning Peak Hour

A : Afternoon Peak Hour

オムドルマン側交差点は下記の理由により、代替案 A - C を選定した。

- a) 代替案 A - A は2005年の交通量に対し、飽和度が1.00を越え交通渋滞が生じる。
- b) 代替案 A - B、A - C は2005年の交通量に対し、飽和度が1.00を越えないため、交通運用が円滑に行われる。
- c) 代替案 A - C は現在の主流交通に沿い円滑な交通運用が期待出来る。
- d) しかしながら、将来ベルトウェイ道路網が供用開始された場合、交通流が大きく変化するものと容易に想象される。もし、ベルトウェイが本計画の西側を通過するような場合、代替案 A - B が有望な代替案になるだろう。そのためその時点で再度交差点改良計画を検討する必要がある。

## B) ハルツーム側交差点 (B交差点)

ハルツーム側交差点の代替案B-A、B-Bの1995年及び2005年における飽和度は表8.11に示すように1.00を越えない状態であり、信号平面交差点として計画可能である。しかし、代替案B-Aは明らかに代替案B-Bに比べて工事費が割高となることに加え、既存関連道路へのアクセスが交通運用上困難となる。これらの状況から判断して代替案B-Bを選定した。

表8.11 代替案別飽和度 (ハルツーム側)

		Alt. B-A	Alt. B-B
1995	M	0.578	0.578
	A	0.411	0.411
2005	M	0.885	0.885
	A	0.754	0.754

Notes M : Morning Peak Hour

A : Afternoon Peak Hour

## (3) 将来交差点形式

オムドルマン側及びハルツーム側両交差点は2005年以後に混雑が予想される。そのため、何らかの改良が必要になるであろう。本調査では前節8.8.3で述べた理由から将来の交差点設計は計画しないが、2005年以後下記の計画要素を考慮して交差点改良計画を実施する事を望む。

- a) 交通量及び交通特性の検討
- b) 現在交通を供用しながらの交差点改良施工方法の検討
- c) 工事費及び経済分析の実施
- d) 地下水位と洪水状況の分析
- e) 立体化した場合の排水処理の方法
- f) 電力事情
- g) 維持管理及びその組織・確立

### 8.8.5 交差点の設計条件

#### (1) 設計速度

交差点の設計速度は信号等より一時停止せざるを得ないため、本線交通よりも一般的に低い値が採用されている。このような意味から本計画では40km/h～60km/hを設計速度として採用した。

#### (2) 設計車両

本線は幹線道路として位置付けられ、主に長距離トリップの交通に供用される。そのため、大型車を含めたすべての車種が利用する。このことから当然交差点も同様な車種を利用させる事が望ましい。以上の観点から交差点設計車両は全車種を対象とした。

#### (3) 設計基準

スーダン国には交差点設計基準はない。ハルツーム首都圏を走行する自動車の種類はほとんど日本の自動車と同様であるため日本の基準を採用することとした。また、同時にアメリカの基準及びイギリスの基準等も参考にして設計を行った。

#### (4) 交差点形式

前述したように、オムドルマン側及びハルツーム側交差点は信号平面交差点で計画する。

### 8.8.6 概略設計の結論

前述した選定された交差点形式及び設計条件等を基にオムドルマン側及びハルツーム側の交差点の概略設計を実施した。概略設計は1989年7月に調査団が実施した縮尺1:500地形平面図を基に実施した。概略設計図は本報告書の“図面集”に記載した。

尚、概略設計の主な内容を下記に示す。

#### a) 車線幅員

自動車の走行速度及び経済性を考慮して、本線区間の1車線幅員を3.50mとし、右・左折車線幅員を3.00mとした。



b) 加速車線長

1車線の加速車線長を60.0mとし2車線の加速車線長を120.0mとした。(日本の幾何構造基準より)

c) 減速車線長

日本の幾何構造基準に従い、1車線の減速車線長を45.0mとした。

d) 滞留車線長

滞留車線長は滞留する台数により異なるものであるが、今回は滞留車が4台程度と推計し、滞留車線長を20.0mとした。

e) 導流路の幅員

導流路の幅員はその導流路の曲線半径により変化するものである。本設計では下記に述べる幅員と曲線半径の関係を使用して概略設計を実施した。

導流路の曲線半径	導流路の幅員
13~14m	8.5 m
14~15m	8.0 m
15~16m	7.5 m
16~17m	7.0 m
17~19m	6.5 m
19~21m	6.0 m
21~25m	5.5 m
25~30m	5.0 m
30~40m	4.5 m
40~60m	4.0 m
60以上	3.5 m

f) テーパー長

加・減速車線のテーパー長は、下記の式を利用し求めた。

$$T_L = \frac{V \cdot W}{6}$$

$T_L$  : テーパー長 (m)

$V$  : 設計速度 (km/h)

$W$  : 摺付け幅員 (m)

また、本線の摺付長は下記の式を利用し求めた。

$$T_{LL} = \frac{V \cdot W}{3}$$

$T_{LL}$  : 摺付長 (m)

$V$  : 設計速度 (km/h)

$W$  : 摺付け幅員 (m)