

## 第3章 プロジェクトの内容

## 第3章 プロジェクトの内容

### 3-1 プロジェクトの概要

#### 3-1-1 上位目標とプロジェクト目標

タンザム幹線道路(ダルエスサラーム～モロゴロ～イリンガ～ムベヤ～ザンビア国)は、首都であり港湾都市であるダルエスサラームを起点として、同国農業の主要な生産地であるイリンガ州とムベヤ州を通りザンビアの首都ルサカに至る総延長約 1,400km の幹線道路である。ザンビア、マラウイ、コンゴ民主共和国等の近隣諸国にとっては海の出口に至る国際幹線道路でもある。本プロジェクトは、タンザム幹線道路のうちダルエスサラームから西に 450km の地点にある「キトンガ峡谷」区間の道路改修であり、裨益対象地域は全国の農産物の 15%以上を生産しているタンザニア国の重要穀倉地帯である。

農業は、タンザニア国の GDP の約半分、労働人口の 9 割、輸出額の 7 割強を占める基幹産業であり、農業の発展は経済成長の原動力としてだけではなく、貧困層の大半を占める農民層の生活レベルの向上という観点からも特に重要である。貧困削減戦略書(P R S P : Poverty Reduction Strategy Paper)では、農業がタンザニア支援戦略の基本コンポーネントに位置付けられ、貧困削減及び社会指標向上を目指した公共政策及び制度改革を目標としている。農業ポテンシャルの高い地域と首都圏・港湾を結ぶ国内物資の輸送システムを確立し、農産物のみならず肥料等の生産投入材流通の活性化、安定供給化を図ることが経済発展の基礎として位置づけられ、道路の整備が極めて重要視されている。

このような背景のもと、国家開発計画として、“The Rolling Plan and Forward Budget for Tanzania”(R P F B)が策定され、その中で優先事項を次の分野に指定している。

- 優先幹線及び地方道路の改修
- 都市及び地方交通の改善
- 改修された幹線及び地方道路のメンテナンス

この重点項目を担当する公共事業省(M O W)は、世銀や各国の支援のもとに全国道路整備計画(IRP: Integrated Roads Project)を策定し、1990年から10ヶ年計画(開始はIRP-I 1991年以降, IRP-II 1997年以降)で開始した。IRPの主たる目的は、幹線道路の80%を良好な状態に回復することである。

本プロジェクトは、タンザム幹線道路の他の区間が様々な援助国・機関により改修事業が実施されている中で、IRP-II において極めて高い整備順位が与えられている「キトンガ峡谷」

区間の現在の道路機能の回復及び安全施設の整備等の道路整備計画を促進することを目標としている。

### 3-1-2 プロジェクトの概要

改修対象区間は、タンザニア国政府の要請どおりの「キトンガ峡谷」を含む 10km の区間であり、縦断勾配が 7～8%ときつく小半径のカーブが連続する山岳道路である。1973 年に 2 車線に舗装化された後は、重貨物車輛の増加による重度の路面轍掘れにもかかわらず根本的な改修はなされていない。排水施設の損傷・不備、谷側路肩の浸食、及び交通安全施設の未整備も重なり、タンザニア国の最重要幹線道路であるにもかかわらず走行性は悪く、また事故の多い難所と言われている。

農業が基幹産業であるタンザニア国のなかで、特に高地に位置しているイリンガ州とムベヤ州は、気候が農作物に適していることから一大農耕地帯であり、タンザニア国内の食糧作物の総重量の 15%、換金作物では 7.4%を占める。そのため、タンザム幹線道路の整備による主要都市、周辺市場やダルエスサラーム港へのアクセスアビリティの向上は、農作物流通の促進のみならず、地方の経済活動の活性化や地域住民の定着化に繋がる。

本プロジェクトは、上記目標を達成するためタンザム幹線道路のボトルネック状態となっているキトンガ峡谷の道路改修を実施することとしている。これにより直接効果として、安全な交通の回復、車輛走行費用の軽減のほか、農作物の国内流通の促進と近隣諸国及びタンザニア国内の円滑な移動、物資の流通の活性化が期待されている。

## 3-2 協力対象事業の基本方針

### 3-2-1 設計方針

#### 3-2-1-1 基本方針

調査対象区間は、先方との協議及び現地調査にて、1999 年にタンザニア国から提出された要請書の記載どおり 10km であることが確認された。さらに、対象区間を含む前後において他ドナーによる支援計画がないことも併せて確認された。このため先方の要請区間を含む KP435～KP450 までの 15km の現地調査を実施し、以下の整備項目を含めることが MOW と合意されている。

- キトンガ峡谷の道路(10km)の道路改修
- 同区間の交通安全施設の整備

プロジェクトの目的を達成するための改修対象は、道路が以下の状態である箇所とする。

- 轍掘れがひどく、舗装改良が必要な箇所
- 縦断・横断線形が悪く、円滑な道路交通に支障が出る箇所
- 路肩の浸食が激しく、保護工が必要な箇所

### 3-2-1-2 自然条件に対する方針

調査対象地域付近は乾季(4月～10月)と雨季(11月～3月)に区分される。年間の降水量は588mmと少ないが、大部分は雨季に集中しているため、雨季において路面冠水に伴う急坂区間の車輛の走行に支障がでていることが聞き取り調査で確認されている。このため、路面からの雨水の円滑な排水による安全走行の確保、舗装の劣化防止及び路肩の浸食保護を行う必要がある。具体的な工事としては、排水施設(側溝及び横断排水管等)の修復を行う。また、山側に湧水は見られないが、降雨により挟られた道路脇の空き地から雨水が舗装下に浸透し路盤や路床を急速に劣化させる恐れがある。そのため、現在すでに機能していない山側V型側溝下にある縦断暗渠に代わる排水対策を講じる必要がある。

調査対象地区近くで、関連する水系の水位、水量の観測データは無いが、1997年の集中豪雨時に水位がムロワ橋の桁下近くまで上昇した痕跡が認められる。背後地の流域からの降雨流出水が、道路横断暗渠の通水能力不足で道路上に冠水した事例は無い。しかしながら、峡谷部を通過する道路区間で、横断暗渠の土砂や塵芥の堆積による機能の低下や側溝の断面不足のため、雨水が路面に溢れて流下し、路面の強度維持に支障があるばかりでなく、舗装が流水に穿かれて生じた水路が散見される。また、聞き取り調査によれば、道路に沿って流下するムサバング川の道路脇の巨礫による河道閉塞により、KP446+900付近で道路が冠水した事例があることを確認している。

### 3-2-1-3 建設事情及び調達事情に対する方針

本プロジェクト対象区間のキトンガ峡谷は、ダルエスサラームから西に450km、イリンガから東に60kmに位置している。イリンガは、この地域最大の都市であるが、建設資材及び建設機械の恒常的な保有量はほとんどなく、ダルエスサラームからの調達が原則となる。

タンザニア国における建設業従事者は、労働力過多の状態となっており、同国内での労働力の供給には問題はない。しかし、現場付近では、単純労働者以外の熟練労働者やオペレーターの確保は難しく、ダルエスサラームより動員する必要がある。現場より60キロメートルほど東に戻り40kmの荒道を北に入ったマロロで行われている「ワミ川中流域小規模灌漑農業開発計画」無償プロジェクトにおいても、労働力はほとんどがダルエスサラームより動員されている。

ダルエスサラームにおける重機、大型車両、プラントなどのリース会社はなく、これら機材を保有する建設会社も限られており、絶対量が少ない点が危惧される。

砕石は、峡谷の山の掘削岩の使用を見込んでいたが、風化しやすい強度不足の片麻岩であり路盤材にも使用できないことが判明した。現場周辺には適切な採石場はなく、恒久的に稼働している砕石場とは 300km 以上の距離があるため、割高となる強度の非常に高い岩を砕石するか、遠方より用途に応じて購入してくる必要がある。

電力に関しては、タンザム幹線道路とほぼ平行に走る 220kV の高圧線があるが、現地電力会社の TANESCO には、キトンガ周辺までの延伸計画はなく、延伸する場合はすべて業者負担となるため発電機を使用する場合よりも大幅なコスト高となる。従って、本プロジェクトは移動作業にも適している発電機の使用を計画する。

現場周辺の村では、川の水または井戸水を飲料水に使われている。タンザニア国では、薬物による浄化後に沸騰させて飲料水としていることが一般的である。本プロジェクトにおいて、衛生上の観点より、飲料水はキャンプ内で井戸を掘り地下水を使用することとし、工事用水はタンザム幹線道路の南を走るルコシ川の水を使用する。

#### 3-2-1-4 現地業者の活用に係る方針

タンザニア国で最上位のランクに登録されている建設会社は 29 社に及び、南アフリカ共和国、ノルウェー、日系などの外国資本の現地法人の建設会社(18社)のほか、現地資本の建設会社(11社)が存在する。現地資本の建設会社は、主要道路の補修工事などを主に請け負っているが、重機の保有台数などの問題から大規模工事を単独で行える業者は少ない。一方で、外国資本の建設会社は現地業者または他の外国資本の建設会社と J/V を組み、大型道路工事などの施工を行っており、本プロジェクトにおいても積極的に活用する方針とする。これら業者のうち 3 社から得た労務、資材、機械の減価償却費等の単価を積算資料として用いる。

#### 3-2-1-5 実施機関の運営・維持管理能力に対する対応方針

実施機関である公共事業省の技術職員は教育水準も高く、ダルエス市内道路開発計画、マクユニ・ンゴロンゴ道路改修計画等、我が国の無償案件の経験も豊富にあり、本プロジェクトに必要な体制、能力、ノウハウが整っている。

また、2001 年 7 月以降 MOW から維持管理業務を引き継いだタンザニア道路公社(TANROADS)のイリンガ州事務所が本プロジェクトの維持管理を担当することになっており、職員は MOW からの移籍であり、管理、体制に問題はない。現在、維持管理工事の一部は日

本から無償で供与された機材を基に直営で実施している。また、道路脇、排水施設の清掃や舗装のポットホール、クラック等の修復などの定期的な維持管理に加え、規模の大きい補修工事は設計及び工事を外注により実施するなど、維持管理・修復に十分対応できる予算とシステムがあることが確認されている。

### 3-2-1-6 施設のグレードの設定に対する方針

道路の改修規模、幾何構造、排水及び交通安全施設については下記の方針により決定する。

#### (1) 幾何構造、道路幅員

線形改良、幅員の拡幅に不可欠な岩盤斜面の掘削は、切土法面の安全性からも掘削規模は大きくなり工費を要することや、地質調査の結果、掘削岩は路盤材に転用できないことから、現在の日交通量が 500 台未満である道路規模に対して岩掘削を伴う道路線形の改良・拡幅は避け、現道の線形に沿った道路復旧とする。ただし、制動視距の不足する箇所、幾何構造上支障のある箇所については最小限の対応を行う。

#### (2) 障害物への対応

本プロジェクト範囲内の唯一の障害物として、ダルエスサラームとンドラ(ザンビア)をつなぐパイプラインが 3 箇所で交差している。パイプラインとその付属施設の位置・状況を把握した上で、パイプラインの移設・改修・補強、及びベント管の防護等が必要ないように配慮し、施工方法においても十分に配慮する。

#### (3) 舗装構造

PSI(Present Serviceability Index)調査に基づく舗装の損傷度及び現在の舗装構造から、舗装の改修範囲を決定するとともにオーバーレイや舗装打換え等の改修方法を区分する。

舗装打換えが必要な峡谷区間の舗装構造は、現況の路床土強度(CBR)及び交通量調査の結果に基づく大型車交通量の予測を基に必要とされる舗装強度を算定し、舗装構成を決定する。ただし、現地調査の結果、峡谷区間の轍掘れの主な原因は重車輦による低速度の登坂によるものであり、アスファルト舗装による改修は早期の変状発生が予想される。よって、アスファルト舗装とコンクリート舗装の比較検討を行い舗装仕様を決定する。

#### (4) 排水施設

道路線形の改良及び道路拡幅は行わないため、既設の山側 V 型側溝及び横断函渠を生かした設計とする。既設の排水構造物は各流域と通水断面を確認した上で、排水量が不足している場合は新規に設け、破損しているものは修復し、土砂が管内に堆積しているものは清掃を行う。山側側溝背面からの雨水の路盤への浸透対策、及び谷側の路肩保護のための排水対策を講じる。

排水対策の不備により路肩の浸食が著しく道路崩壊の危険性がある箇所は、擁壁構造により補強を行う。また、一部の車輛の近接走行に伴い崩壊の危険性があると判断される谷側路肩部分には進入防止施設を設ける。

#### (5) 交通安全施設等

峡谷区間の交通事故対策のため、車輛転落の危険性のあるカーブには転落防止壁を設けるとともに、小半径の外カーブの谷側にはドライバーの視線誘導のため柱設置や区画線付設等の安全対策を講じる。

### 3-2-1-7 工法、工期に係る方針

#### (1) 工法

対象区間は国際幹線道路であり、ダルエスサラームからタンザニア国の西側、ザンビア国へのアクセスである。交通の殆どが貨物または路線バスであることから、工事による交通支障は社会的・経済的に多大の影響を及ぼす。しかしながら、キトンガ峡谷区間で迂回路を確保できる場所はないため、既設舗装撤去や舗装工事区間は片側車線を 24 時間閉塞し、反対側車線で一般車輛及び工事車輛を相互交通により処理しながら進めていく。幅員が狭く急勾配な箇所での工事であり、特に路面が滑りやすい雨季は十分な交通安全対策を講じる必要がある。

#### (2) 工期

工期算定に際しては、降雨パターンを十分考慮する。全体工期を左右する主要な工種は、ダルエスサラームからの資機材の調達、各種プラントの設営、砕石の生産、舗装撤去、舗装工である。舗装の主材料となる砕石、コンクリート、及びアスファルトは仮設プラントを設けて現場で生産する。ただし、ダルエスサラームにおける重機及びプラントの数が限られているため、施工時期の調達状況を確認する必要がある。

### 3-2-2 基本計画

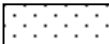

#### 3-2-2-1 全体計画

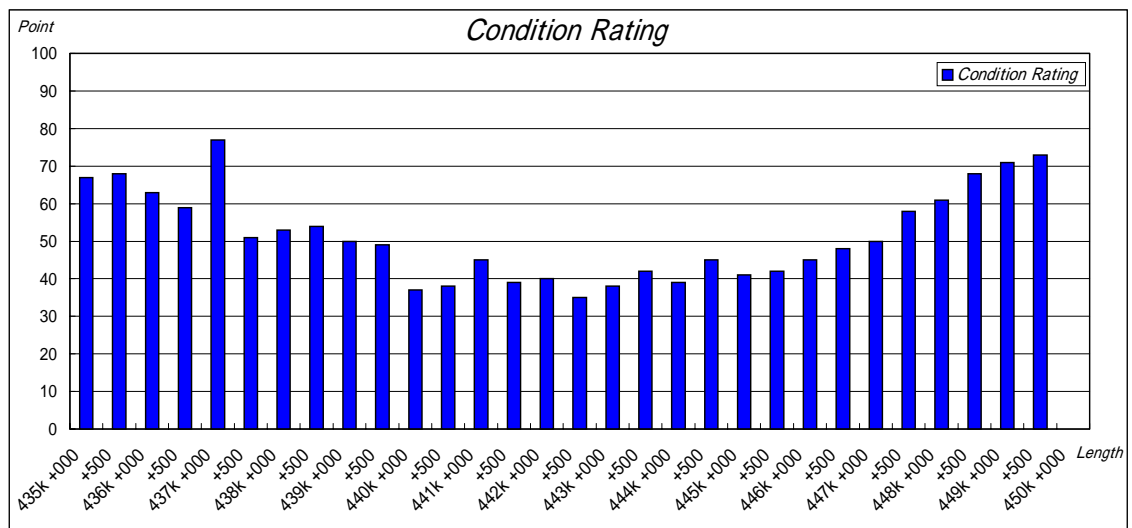
##### (1) 計画施設の範囲及び規模

道路インベントリー調査及び PSI(Present Serviceability Index)調査の結果を基に、道路改修規模を以下のように設定した。

- PSI 55: 舗装の状態及び線形等に大きな問題はないため現況維持
- 55 > PSI 50: 線形的に問題はないが、ポットホール、アリゲータークラック等が見られるため、アスファルト・オーバーレイによる補修を図る。
- PSI < 50: 重度の轍掘れやアリゲータークラックが見られるとともに、排水施設の老朽化や破損が見られる。したがって、舗装打換えと排水施設の改修を実施する。

その結果図 3-1 に示すように、舗装のオーバーレイ区間は起点側 2km と終点側 0.5km の計 2.5km、舗装打換えは 7.5km とする。

 : オーバーレイ  : 舗装打換え



資料 8-2 参照

図 3-1 PSI 調査結果と改修タイプの選定



## (2) 平面及び縦断線形の決定方針

中心線線形及び縦断線形については、本プロジェクトが改修を目的とすることから、基本的に現況に合わせ、経済性を考慮することとする。ただし、安全性の観点から、幾何構造上の問題を残す場合には、別途安全対策施設によって考慮する。

## (3) 道路幅員の決定方針

対象区間は、急峻な山岳地域に位置し、道路インベントリー調査表(資料 8-1)に示されるとおり、道路幅員も一部 9mを超える箇所もみられるが、基本的に 7m前後の幅員しか確保されていない。したがって、タンザニア国基準に示される幹線道路の標準幅員(9.5m)を採用した場合、大規模な切土が発生し、さらに切土法面の対策工が必要となる。また、表 3-1 に示すとおり標準的な幅員を確保しても、課題となっている追い越し需要への対策につながらない。したがって、本プロジェクトでは既存幅員を採用し、幅員の標準化を図らない。

## (4) 設計基準

タンザニア国では、道路設計に係わる基準として以下のものを所有している。本プロジェクトでは、基本的にこれらの基準を採用することとする。

- 道路構造 : Draft Road Manual 1989 Edition, Ministry of Communication and Works
- 舗装設計 : Pavement and Materials Manual 1999, Ministry of Works
- 排水計画 : 流出量の算定に「TRRL 法」を用いる  
The TRRL East African Flood Model by D. Fiddes  
(TRRL : Transport and Road Research Laboratory)



### 3-2-2-2 施設計画

#### (1) 道路設計に係わる基本諸条件

##### 1) 設計速度

設定しない(V = 30km/h 相当で照査)

##### 2) 設計基準

設計基準については、タンザニア国のスタンダード「Draft Road Manual 1989 Edition」(Ministry of Communication and Works)を基本とする。ただし、本プロジェクトが現道の改修を基本方針としていることから、各基準値の適用は以下の通りとする。

表 3-2 タンザニア幾何構造及びその適用

設計速度		30km/h	基準の適用**	
最小曲線半径 (m)	標準	50	×	
	特例値	$e_{\max} = 0.08$	30	×
		$e_{\max} = 0.06$	30	×
クロソイド省略半径 (m)	$e_0 = 0.020$	150	×	
	$e = 0.025$	120	×	
最急縦断勾配 (%)	平坦部	6 (7:制限長 150m)	×	
	丘陵部	8 (9:制限長 150m)	×	
	山岳部	10 (11:制限長 150m)		
最小縦断曲線長 (m)	制動停止視距 (m)	クレスト	$4A^*$	
		サグ	$6A^*$	
	追い越し視距(m)	$35A^*$	×	
平面視距 (m)	制動停止視距(m)	30		
	追い越し視距(m)	180	×	

\* A:縦断勾配の代数差

\*\* 基準の適用: 適用 ×適用外

### 3) 横断勾配

対象区間では、曲線半径の小さな曲線が連続し、さらに曲線間間隔が短い。したがって、標準の横断勾配を採用することが困難なため、最大 2.5%として運用する。なお、片勾配の省略半径については、タンザニア幾何構造基準の式にしたがい算出する。

$$e=V^2/(314*R)$$

ここに e=2.5%を代入すれば、R=114m が得られる。したがって、R=114m が片勾配の打ち切り半径と設定される。

### 4) 曲線拡幅

曲線部における拡幅については、表 3-3 にしたがい実施される。本調査対象区間の平均車道幅員を 7.0m とした場合には、最大 2.0m の拡幅が必要となる。また、幅員 6.5m 程度の狭幅員区間では最大 2.2m の拡幅を必要とする。

対象区間のように小さな半径の曲線が連続する路線では、この拡幅が連続的に発生し、掘削土量及びコストの大幅な増加につながる。したがって、本プロジェクトでは曲線部の拡幅基準を適用しない。

表 3-3 曲線部の拡幅量計算

		車道幅員： 7.00 m															
曲線半径 (m)		30	40	50	60	80	100	150	200	250	300	400	500	600	800	1000	1200
拡幅量		9.0	8.5	8.2	8.0	7.8	7.6	7.4	7.3	7.2	7.2	7.1	7.1	7.1	7.0	7.0	7.0

		車道幅員： 6.50 m															
曲線半径 (m)		30	40	50	60	80	100	150	200	250	300	400	500	600	800	1000	1200
拡幅量		8.7	8.2	8.0	7.8	7.5	7.4	7.2	7.1	7.0	6.9	6.9	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8

## 5) 視距拡幅

現地調査結果から、対象区間は歩行者にも利用されていることがわかっている。また、整備不良やオーバーヒートによる故障車が、道路の本線上に数多く停車している。したがって、これらの車輛への追突防止、及び歩行者の早期確認を図るため、制動停止視距を確保する。追い越し視距については、コストの増加を避けるため新たな確保を考慮しない。

表 3-4 に制動停止視距の検証結果を示すが、改修対象区間内においては、計算上1ヶ所 (IP30) の視距拡幅が必要となる。ただし図 3-2 の通り、現況で十分なセットバックが確保されているため、新たな拡幅は必要としない。

設計速度 30km/h における必要視距は以下の通り。

制動停止視距 = 30m

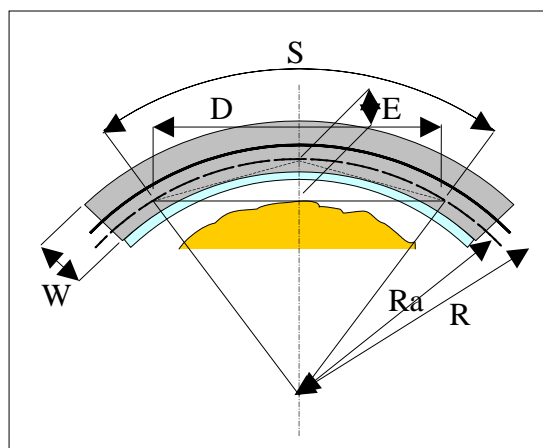
- 視距拡幅の計算方法

$$E = D^2 / 8R_a$$

E: 必要幅 (m)

D: 視距 S (m)

R<sub>a</sub>: 曲線半径 (m)



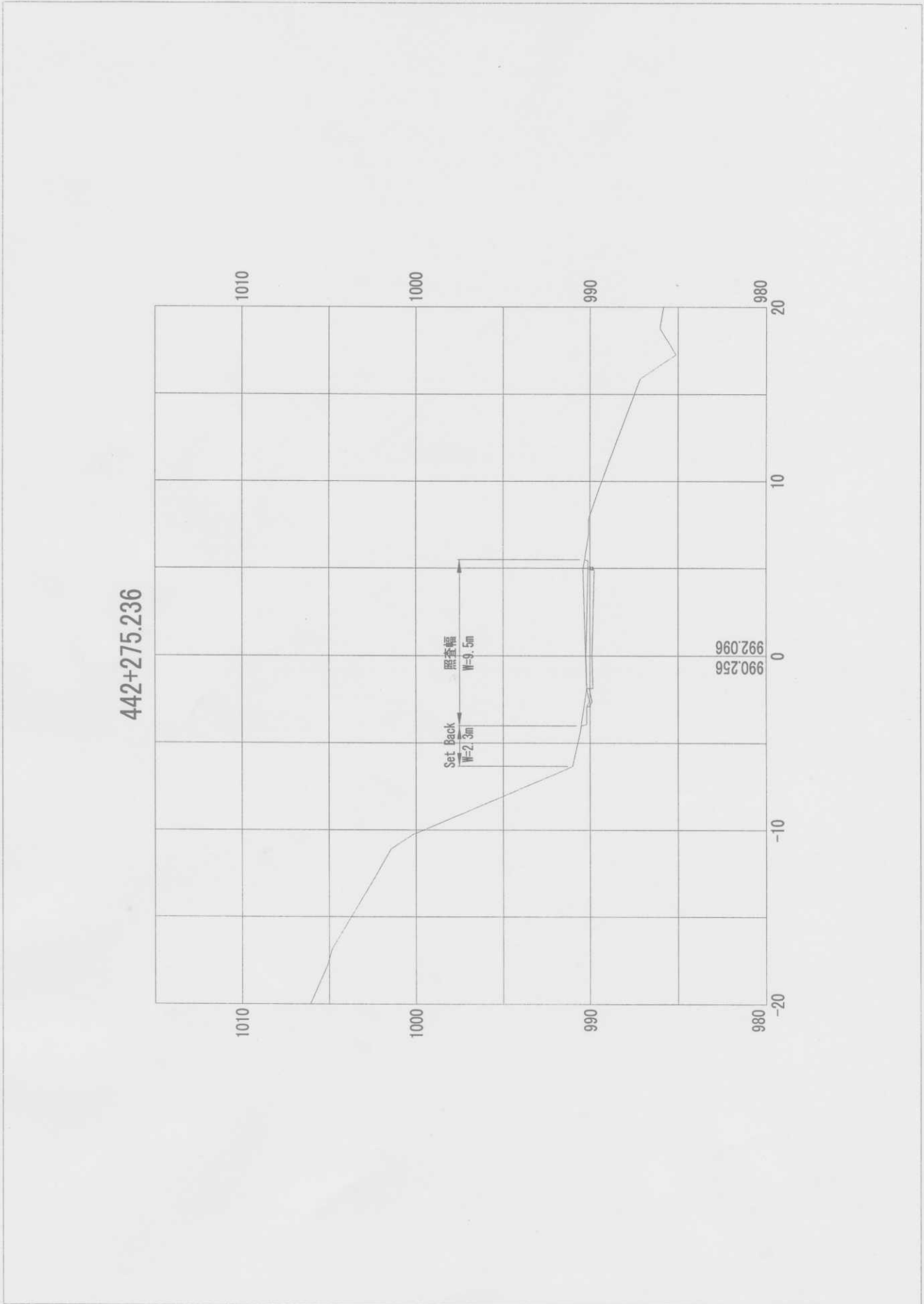
視距と半径の関係

表 3-4 制動停止視距計算結果

必要視距 = 30.0 m

IP No.	曲線			道路幅 W (m)	山側車線 半径 Ra (m)	必要幅 E <sub>req</sub> (m)	幅員				結果 E>E <sub>req</sub>
	開始測点	終了測点	半径 R (m)				W/4 (m)	側溝 (m)	山側 (m)	合計 E (m)	
IP6	439 + 599.898	439 + 884.177	185.00	6.682	183.33	0.61	1.671	1.05	-	2.72	OK
IP9	439 + 993.220	439 + 24.259	100.00	4.190	98.95	1.14	1.048	1.05	-	2.10	OK
IP13	440 + 334.543	440 + 411.994	120.00	6.140	118.47	0.95	1.535	1.05	-	2.59	OK
IP14	440 + 429.812	440 + 542.451	110.00	4.752	108.81	1.03	1.188	1.05	-	2.24	OK
IP16	440 + 684.444	440 + 782.847	385.00	6.868	383.28	0.29	1.717	1.05	-	2.77	OK
IP18	440 + 949.713	440 + 999.746	200.00	6.704	198.32	0.57	1.676	1.05	-	2.73	OK
IP20	441 + 176.193	441 + 295.788	80.00	8.960	77.76	1.45	2.240	1.05	-	3.29	OK
IP23	441 + 571.104	441 + 667.648	95.00	5.260	93.69	1.20	1.315	1.05	-	2.37	OK
IP24	441 + 741.395	441 + 768.939	100.00	7.040	98.24	1.15	1.760	1.05	-	2.81	OK
IP26	441 + 881.887	441 + 923.932	75.00	5.716	73.57	1.53	1.429	1.05	-	2.48	OK
IP28	442 + 90.187	442 + 192.729	80.00	3.604	79.10	1.42	0.901	1.05	-	1.95	OK
IP30	442 + 275.236	442 + 309.238	38.00	4.304	36.92	3.05	1.076	1.05	2.30	4.43	OK
IP32	442 + 478.285	442 + 554.978	125.00	5.732	123.57	0.91	1.433	1.05	-	2.48	OK
IP34	442 + 616.966	442 + 666.864	200.00	8.668	197.83	0.57	2.167	1.05	-	3.22	OK
IP35	442 + 692.328	442 + 749.170	65.00	7.428	63.14	1.78	1.857	1.05	-	2.91	OK
IP37	442 + 884.376	442 + 918.776	60.00	5.654	58.59	1.92	1.414	1.05	-	2.46	OK
IP38	442 + 941.796	443 + 6.475	55.00	5.350	53.66	2.10	1.338	1.05	-	2.39	OK
IP39	443 + 36.600	443 + 77.696	200.00	6.788	198.30	0.57	1.697	1.05	-	2.75	OK
IP43	443 + 371.413	443 + 428.198	750.00	6.962	748.26	0.15	1.741	1.05	-	2.79	OK
IP44	443 + 469.518	443 + 491.378	75.00	6.708	73.32	1.53	1.677	1.05	-	2.73	OK
IP46	443 + 575.393	443 + 617.929	65.00	6.868	63.28	1.78	1.717	1.05	-	2.77	OK
IP48	443 + 680.832	443 + 735.867	95.00	5.756	93.56	1.20	1.439	1.05	-	2.49	OK
IP50	443 + 850.545	443 + 884.930	120.00	6.992	118.25	0.95	1.748	1.05	-	2.80	OK
IP52	443 + 999.551	444 + 79.616	125.00	7.548	123.11	0.91	1.887	1.05	-	2.94	OK
IP53	444 + 97.107	444 + 166.263	105.00	8.542	102.86	1.09	2.136	1.05	-	3.19	OK
IP56	444 + 303.262	444 + 350.129	100.00	6.912	98.27	1.14	1.728	1.05	-	2.78	OK
IP57	444 + 441.028	444 + 469.049	75.00	7.896	73.03	1.54	1.974	1.05	-	3.02	OK
IP59	444 + 548.238	444 + 591.511	125.00	6.606	123.35	0.91	1.652	1.05	-	2.70	OK
IP61	444 + 672.040	444 + 704.786	60.00	6.264	58.43	1.93	1.566	1.05	-	2.62	OK
IP64	444 + 893.261	444 + 951.031	175.00	6.208	173.45	0.65	1.552	1.05	-	2.60	OK
IP65	444 + 997.221	445 + 60.546	175.00	5.610	173.60	0.65	1.403	1.05	-	2.45	OK
IP67	445 + 210.683	445 + 248.586	120.00	6.404	118.40	0.95	1.601	1.05	-	2.65	OK
IP68	445 + 539.751	445 + 651.196	185.00	6.524	183.37	0.61	1.631	1.05	-	2.68	OK
IP70	445 + 808.979	445 + 907.542	75.00	5.768	73.56	1.53	1.442	1.05	-	2.49	OK
IP72	446 + 43.073	446 + 145.165	95.00	4.660	93.84	1.20	1.165	1.05	-	2.22	OK
IP74	446 + 292.531	446 + 380.372	157.00	6.986	155.25	0.72	1.747	1.05	-	2.80	OK
IP76	446 + 551.341	446 + 608.979	200.00	6.774	198.31	0.57	1.694	1.05	-	2.74	OK
IP79	446 + 852.000	446 + 880.050	100.00	5.882	98.53	1.14	1.471	1.05	-	2.52	OK
IP80	446 + 896.823	446 + 935.928	150.00	4.194	148.95	0.76	1.049	1.05	-	2.10	OK
IP81	446 + 953.591	446 + 973.499	250.00	5.880	248.53	0.45	1.470	1.05	-	2.52	OK

図 3-2 視距照査横断図 No.442+275-309 (IP30)



## (2) 計画交通量

### 1) 設計基準年度及び基本交通量

ここで算定される設計基準年度における交通量は、舗装設計に用いる。一般的に日本では、設計基準年度を供用後 10 年程度と定めている。しかし、タンザニア国の舗装設計基準となる「Pavement and Materials Design Manual」(1999 年)では、タンザニア国の経済状況(コンスタントな道路の維持・管理費用の確保が困難である)を踏まえ、極力長い設計期間を推奨しており、その期間を 20 年と定めている。したがって、本プロジェクトでは、設計期間を 10 年とした場合と 20 年とした場合について舗装設計を実施し、その経済性を比較することとする。

また、計画交通量を算定する基本交通量は、調査団によって実施された交通量調査結果を用いる。キトンガ峡谷の周辺で実施された既往の交通量調査結果を含めて表 3-5 に示す。

表 3-5 交通量調査の結果

Year	Month	Location	Passenger Cars		Trucks			Buses			Total	24 Hour Factor	Seasonal Factor	Adjusted ADT	Remark
			Passenger Car	Pick-up Truck + 4WD	2axles	3axles	4 or more axles	Mini Bus	Medium Bus over 25 pass	Large Bus over 40 pass					
1996	-	Kitonga	-	-	-	-	-	-	-	-	382	-	-	-	
1998	July	Mikumi	11	94	55	12	27	-	16	64	280	1.570	0.985	433	
		Iringa	15	74	55	12	18	-	13	49	237	1.570	0.985	367	
1999	May	Iringa	21	126	39	35	26	-	98	55	400	1.332	0.919	490	
2001	March	Mikumi	22	108	39	56	51	55	51	-	382	-	-	-	
		Mikumi	21	104	41	75	63	46	56	-	406	-	-	-	
		Mikumi	34	96	39	77	50	45	47	-	388	-	-	-	
		Mikumi	23	99	38	86	40	42	58	-	386	-	-	-	
		Mikumi	35	131	27	89	45	37	58	-	422	-	-	-	
	April	Mikumi	49	136	41	68	45	45	53	-	437	-	-	-	日曜
		Mikumi	18	85	24	31	27	30	53	-	268	-	-	-	
	June	Kitonga	10	107	223	33	17	27	7	53	477	-	-	-	設計採用値
		Kitonga	27	149	184	36	16	24	3	61	500	-	-	-	日曜

### 2) 交通量の伸び率

基本交通量から対象となる設計期間後への交通量算出には、表 3-6 に示すように「Tanzam Highway Rehabilitation Project Sections 1.1A, 1.1B and 3B Report dated 1994」に示される伸び率を用いる。また、2015 年以降の伸び率については、2003 年から 2015 年の伸び率を用いる。また、伸び率が舗装設計の対象車輦のみ示されているため、設計対象外である乗用車や中型バス等の伸び率には、一般の移動需要を反映するバスの伸び率を用いる。



表 3-6 交通量の伸び率

期 間	1993-2003		2003-2015	
大型バス	5.50	%	4.80	%
小/中型バス	5.50	%	4.80	%
貨物車(5t以上)	4.00	%	3.00	%
トレーラー	4.00	%	3.00	%
乗用車/4WD等	5.50	%	4.80	%

出展:

Tanzam Highway Rehabilitation Project Sections 1.1A, 1.1B and 3B Report dated 1994

### 3) 交通量の予測

設計基準年度は、日本の一般的な基準年度である供用後 10 年とタンザニア国のスタンダードに基づく供用後 20 年について算出する。

将来交通量の算出結果を表 3-7 に示す。この内、乗用車/4WD 及び小型/中型バスについては参考値であり、舗装設計の対象とはならない。

表 3-7 設計基準交通量の計算

車種	2001	伸び率(%)		2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
	ADT	2001-2003	2004-	-	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
中型貨物 - 2軸 - 空積み3トン以上	223	4.0	3.0	232	241	248	256	264	271	280	288	297	306	315	324	334	344	354	365	376	387	399	411	423	436
大型貨物 - 3軸 - 空積み3トン以上	33	4.0	3.0	34	36	37	38	39	40	41	43	44	45	47	48	49	51	52	54	56	57	59	61	63	64
特大貨物 - 4軸以上 - 空積み3トン以上	17	4.0	3.0	18	18	19	20	20	21	21	22	23	23	24	25	25	26	27	28	29	30	30	31	32	33
大型バス - 座席数40以上	53	5.5	4.8	56	59	62	65	68	71	75	78	82	86	90	94	99	104	109	114	119	125	131	137	144	151
小型/中型バス - 座席数40未満	34	5.5	4.8	36	38	40	42	44	46	48	50	53	55	58	60	63	66	70	73	76	80	84	88	92	97
乗用車	10	5.5	4.8	11	11	12	12	13	13	14	15	15	16	17	18	19	20	20	21	22	24	25	26	27	28
4WD/ピックアップ アップ	107	5.5	4.8	113	119	125	131	137	144	151	158	165	173	182	190	199	209	219	230	241	252	264	277	290	304
合計				499	522	547	574	601	630	660	692	725	760	797	835	875	917	961	1007	1055	1106	1159	1215	1273	1334
備考							供用									10年後								20年後	

### 3-2-2-3 舗装設計

#### (1) 既存舗装の変状

峡谷区間の目視による路面変状および試掘調査により以下の項目が確認された。

- 山側の登り車線に約 10 cm の深さの轍掘れが発生していた。谷側の下り車線の轍掘れは山側の半分程度の轍掘れであったが、大型車両のブレーキによるものと考えられる縦断方向の波状変形が確認された。
- 表層部のアスファルトコンクリートは 15 cm で設計されていたと考えられ、車両荷重によりアスファルトが流動して現在の轍掘れが形成されたと考えられる。
- 峡谷区間における表層部のアスファルトコンクリートの下には砕石等の上層路盤材料が敷設されていない。山砂、砂礫土～礫質土、掘削岩片等の道路施工時に発生したと思われる埋め戻し材が峡谷区間全域で確認されている。
- 仮にアスファルトコンクリート以下の 50 cm の層を下層路盤(CBR = 25 %相当)とみなして、「アスファルト舗装要綱」(日本道路協会)に準拠した等値換算厚 TA'を算定すると以下のとおりとなる。

$$TA' = 1.00 \times 15 + 0.20 \times 50 = 25.0 \text{ cm}$$

舗装 : アスファルトコンクリート(t=15 cm)、  
下層路盤 : CBR = 25 %相当(t=50 cm)、  
路床 : CBR=16 %

#### (2) 既存アスファルトの性状

峡谷区間よりアスファルト試料を採取して、アスファルトの配合(アスファルト量、骨材の粒度分布)を調査した。その結果は以下のとおりであり、アスファルトの配合のみを取り上げた場合致命的な問題点は認められない。

- アスファルト量: 5.3 % (現在のタンザニア舗装基準の 5.0 %と比較すると若干高い。)

(3) 骨材の粒径分布：図 3-3（規定範囲内）

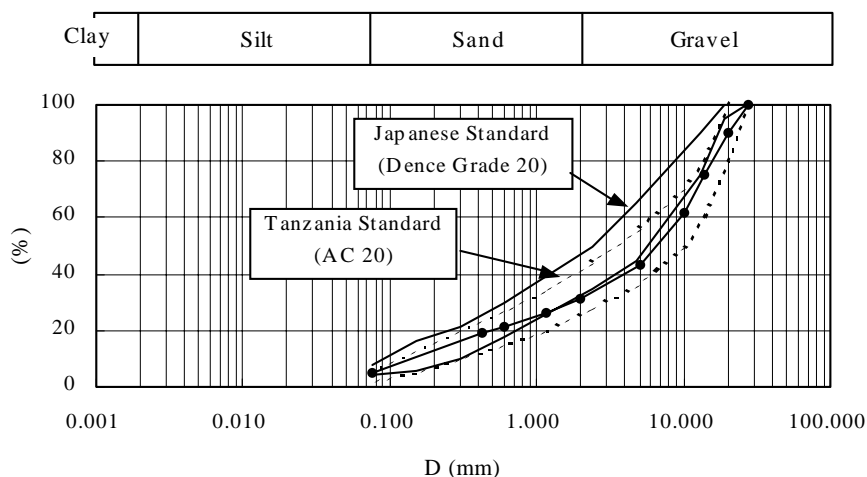


図 3-3 アスファルト骨材の粒径分布(キトンガ峡谷区間からの採取試料)

(4) 交通車両

本調査において交通量調査を実施したところ、約 50 台/日の大型 3 軸、4 軸車両が確認されている。4 軸車両の車両重量は確認するには至っていないが、3 軸車両の重量は、MOW の Makanbako 軸重計測所(タンザム幹線道路のイリンガの西 176km)で下記の重量が確認されている。

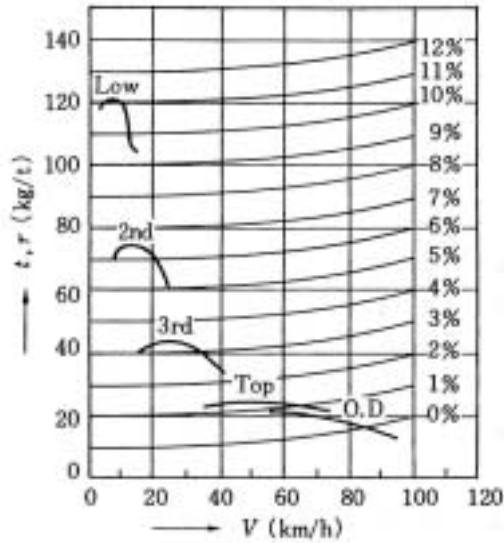
- 3 軸車両の重量(満載時) = 7.0 t(第 1 軸) + 18.0 t(第 2 軸) + 25.0 t(第 3 軸) = 50 t

上記の車両重量の他、以下の 2 つの荷重が路面に作用していると考えられる。

- 車両の振動荷重 = 50 t × 0.20 = 10t
- 登坂時の車両駆動力

図 3-4 は、「道路構造令の解説と運用」(日本道路協会)によるセミトレーラー(32t、満載時)の駆動力を示すグラフである。キトンガ峡谷区間の平均勾配は 8%程度であり、大型重車両が約 8km/h の低速度で走行している。登り勾配はローギアで走行していると想定され、その場合の以下の駆動力が想定される。

- 登坂時の車両駆動力 = 50 t × 0.12 = 6t



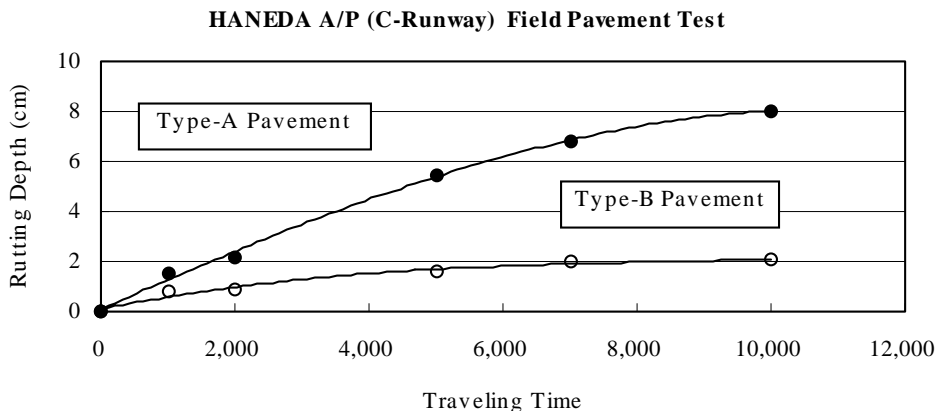
t: 駆動力、r: 重量当たりの抵抗、V: 車速

(出典:「道路構造令の解説と運用」 日本道路協会)

図 3-4 走行性能曲線(セミトレーラー 32 t、満載時)

(5) 既存舗装の変状要因 (羽田空港新 C 滑走路舗装試験の舗装変状事例)

現在供用されている新東京国際空港(羽田空港)新 C 滑走路は、設計段階に滑走路の走行試験が実施されている。舗装試験では、複数断面の舗装構成で試験走行路が建設され、航空機荷重に相当する走行荷重車(90t)を 10,000 回走行させ、轍掘れ等の変状や舗装中の応力などが観測された。試験結果の一例として、車両の走行回数と轍掘れ深さの関係を図 3-5 に示す。図中の Type-A および B の舗装構成は図 3-6 のとおり。



\* 走行車両の総重量 = 90 t、走行速度=15 km/h

図 3-5 羽田空港新 C 滑走路の走行回数と轍掘れ深さの関係

Type-A 舗装		Type-B 舗装	
アスファルト・コンクリート	t=15cm	アスファルト・コンクリート	t=15cm
上層路盤 ( 粒度調整碎石 )	t=30cm	上層路盤 (アスファルト安定処理)	t=15cm
下層路盤 ( 切込碎石 )	t=65cm	下層路盤 ( 切込碎石 )	t=65cm
路床 ( 山砂 CBR = 10% )	t=200cm	路床 ( 山砂 CBR = 10% )	t=200cm

図 3-6 羽田空港新 C 滑走路の走行試験の舗装構成

「アスファルト舗装要綱」(日本道路協会)に準拠した上記 Type-A、Type-B の等値換算 TA'は下記のとおり。

$$TA' = a_1 T_1 + a_2 T_2 + \dots + a_n T_n$$

$a_1, a_2, \dots, a_n$  : 等値換算係数

表層・基層加熱材アスファルト混合物 :  $a = 1.00$

上層路盤アスファルト安定処理 :  $a = 0.80$

(安定度 350 kgf 以上)

粒度調整碎石 (CBR 80) :  $a = 0.35$

下層路盤 切込碎石 (CBR 20) :  $a = 0.20$

$T_1, T_2, \dots, T_n$  : 各層の厚さ

Type-A 舗装:  $TA' = 1.00 \times 15 + 0.35 \times 30 + 0.20 \times 65 = 38.5 \text{ cm}$

Type-B 舗装:  $TA' = 1.00 \times 15 + 0.80 \times 15 + 0.20 \times 65 = 40.0 \text{ cm}$

## (6) 路面変状の評価

キトンガ峡谷区間の轍掘れの変状を、羽田空港新 C 滑走路の走行試験のデータ(舗装 Type-A)と比較して表 3-8 に示した。車両重量、走行条件、舗装条件等が異なっているため、定量的な比較は困難であるものの、キトンガ峡谷区間の路面変状は、低速走行している航空機荷重に匹敵する大型重車両が、その主要因と結論づけられる。したがって、舗装の打換え区間(急勾配区間)については、剛性の高い舗装が提案される。

表 3-8 想定される轍掘れ深さ (走行 10,000 回)

	車両重量	走行条件		舗装条件		轍掘れ厚
		勾配	車両駆動力	路床 CBR	等値換算厚 TA'	
キトンガ峡谷区間	60t	i=8%	6.0t	16%	25.0cm	10cm
羽田空港 C 滑走路	90t	i=6%	4.5t	10%	38.5cm	8cm

## (7) 設計基準及び設計方法

舗装設計の基準は以下の通りとする。

- 打換え区間(剛性舗装):  
「アスファルト舗装要綱」(日本道路協会)に示される「多層弾性理論」による。
- オーバーレイ区間:  
タンザニア国の基準である「Pavement and Materials Design Manual」(1999 年)による

## (8) 多層弾性解析による剛性舗装設計

### 1) 材料の物理特性値

多層弾性理論を用いて、大型重車両の輪荷重を考慮した剛性舗装の設計を実施する。多層弾性解析における各舗装材料の特性値は表 3-9 のように設定した。

表 3-9 多層弾性解析における材料特性値

材料	弾性係数 E (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
ストレート・アスファルト・コンクリート	10,000	0.35
改質・アスファルト・コンクリート	40,000	0.35
コンクリート版	350,000	0.15
粒度調整碎石 (上層路盤)	2,000	0.30
アスファルト安定処理 (上層路盤)	8,000	0.30
切込碎石 (下層路盤)	1,500	0.30
路床 (キトンガ) CBR=16	1,200	0.30
路床 (Haneda A/P) CBR=10	750	0.30
地山 (キトンガ) 風化岩	5,000	0.35
地山 (Haneda A/P) N=10	150	0.35

## (9) 解析ケース

各ケースの舗装構成は以下の通り。

Case-1: 既存舗装

Case-2: タンザニア基準による標準設計

Case-3: 路盤安定処理 (Case-2 に対し、上層路盤をアスファルトで安定処理をする)

Case-4: 改質アスファルト舗装 (Case-3 に対し、改質アスファルトを用いる)

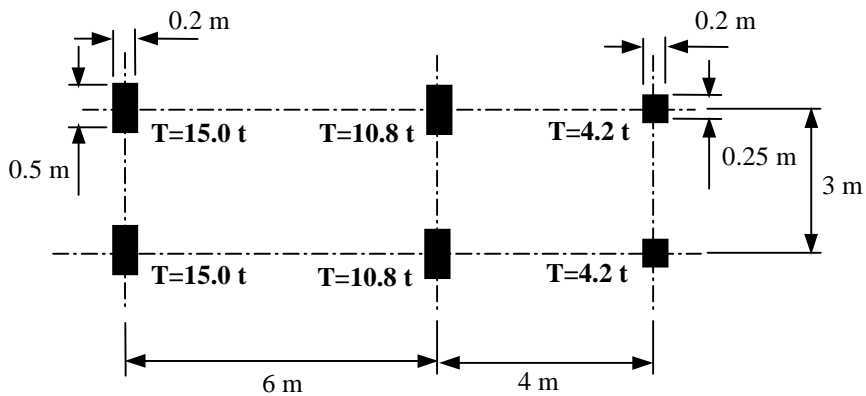
Case-5: コンクリート舗装

Case-1	Case-2
アスファルト・コンクリート <span style="float: right;">t=15cm</span>	ストレート・アスファルト・コンクリート <span style="float: right;">t=10cm</span>
<hr/>	
	上層路盤 (粒度調整碎石) <span style="float: right;">t=10cm</span>
<hr/>	
路床 (砂礫土 CBR = 16%) <span style="float: right;">t=50cm</span>	下層路盤 (切込碎石) <span style="float: right;">t=15cm</span>
<hr/>	
地山 (風化岩)	路床 (砂礫土 CBR = 16%) <span style="float: right;">t=50cm</span>
<hr/>	
	地山 (風化岩)
<hr/>	
Case-3, Case-4	Case-5
ストレート・アスファルト・コンクリート (case-3)	コンクリート版 <span style="float: right;">t=25cm</span>
改質アスファルト・コンクリート (case-4) <span style="float: right;">t=10cm</span>	$ca=45 \text{ kg/cm}^2$
上層路盤 (アスファルト安定処理) <span style="float: right;">t=10cm</span>	
<hr/>	
下層路盤 (切込碎石) <span style="float: right;">t=15cm</span>	上層路盤 (粒度調整碎石) <span style="float: right;">t=15cm</span>
<hr/>	
路床 (砂礫土 CBR = 16%) <span style="float: right;">t=50cm</span>	路床 (砂礫土 CBR = 16%) <span style="float: right;">t=50cm</span>
<hr/>	
地山 (風化岩)	地山 (風化岩)

図 3-7 多層弾性解析の舗装モデル(キトンガ峡谷区間)



(10) 輪荷重条件：キトンガ峡谷（3軸フル・トレーラー）



(11) 剛性舗装の解析結果

各ケースの解析結果を表 3-10 に示す。表中のアスファルト混合物層(またはコンクリート版)下面の水平方向引張りひずみ(  $x$  )は、ひび割れ発生の指標となり、路床上面の鉛直方向の圧縮ひずみ(  $z$  )は、轍掘れの指標となる。許容値として定めた値は、100,000 回(一日 20 台とすると、約 10 年間に相当)の走行回数時のものである。なお、解析において、荷重は鉛直荷重のみとし、駆動力は考慮していない。

キトンガ峡谷の解析において、上層路盤 ( $t=10\text{cm}$ ) をアスファルトによる安定処理を行い (Case-3 及び Case-4)、表層・基層に高温時でも大きな強度低下が生じない改質アスファルトを使用した場合でも (Case-4)、轍掘れに起因する路床上面の鉛直ひずみは大きく改善するには至っていない。同峡谷で想定される重車両で許容値を満足させるには、コンクリート舗装 (Case-5) 程度の剛性が必要となる。

表 3-10 各ケースの多層弾性解析結果

舗装構成	許容値	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
		既存道路	タンザニア舗装基準	路盤安定処理	改質アスファルト+路盤安定処理	コンクリート
アスファルト下面の水平ひずみ $x$	$4.0 \times 10^{-4}$	$11.9 \times 10^{-4}$	$12.0 \times 10^{-4}$	<b><math>2.94 \times 10^{-4}</math></b>	<b><math>3.39 \times 10^{-4}</math></b>	<b><math>0.06 \times 10^{-4}</math></b>
路床上面の鉛直ひずみ $z$	$8.0 \times 10^{-4}$	$18.8 \times 10^{-4}$	$27.0 \times 10^{-4}$	$22.4 \times 10^{-4}$	$17.3 \times 10^{-4}$	<b><math>3.13 \times 10^{-4}</math></b>
結果						<b>採用</b>

以上の結果より、現況のアスファルト舗装と同様な舗装後早期の轍掘れの発生を避けるためキトンガ峡谷区間はコンクリート舗装を採用する。

## (12)オーバーレイ区間の設計方法

オーバーレイ区間にはタンザニア国基準を用い、アスファルトコンクリート舗装で設計する。タンザニア国基準による設計方法は、新設道路に対する設計方法と、既設道路の改修に対する設計方法の 2 つに分けられる。本プロジェクトでは、既設道路の改修を基本としているため、改修に対する設計方法に準ずることとする。

設計の基本的な考え方は、日本の「舗装設計要領」と同様であり、各層の厚さと材料の等値換算係数を次式に代入し、その結果が要求されるSN以上であればよいこととなっている。

$$SN=(a_1 \times t_1 + a_2 \times t_2 + a_3 \times t_3 + \dots + a_n \times t_n)/25.4$$

SN : Structure Number

a : 等値換算係数

t : 層厚(mm)

表 3-11 CBRと設計輪荷重から要求されるSN値

Sub-grade CBR	Required Structure Number. SN <sub>Required</sub>						
	Traffic load Classes						
	TLC02	TLC05	TLC1	TLC3	TLC10	TLC20	TLC50
30	1.10	1.25	1.60	1.90	2.35	3.00	3.50
15 - 20	1.35	1.50	1.80	2.20	2.75	3.80	4.20
10 - 14	1.60	1.80	2.10	2.50	3.00	4.10	4.50
7 - 9	1.90	2.00	2.30	2.75	3.30	4.30	4.70
5 - 6	2.10	2.20	2.50	2.90	3.50	4.50	5.00
3 - 4	2.40	2.80	3.10	3.40	4.00	5.00	5.50

## (13)設計輪荷重 (TLC)

供用後 10 年及び 20 年ともに、設計輪荷重は交通量調査結果と伸び率から「TLC10」クラスに相当する。したがって、タンザニア国基準による舗装構造は、設計期間 10 年及び 20 年ともに同様となる。算定される設計輪荷重を表 3-12 及び輪荷重クラス(TLC)を表 3-13 に示す。また、使用された換算係数は表 3-14 の通り。

表 3-12 設計輪荷重の計算

車種	基準 交通量 (台/日)	年間 交通量 (台)	8t換算 係数	8t換算 値	伸び率(%) 2001- 2003	工事期間		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	累計	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	累計
						2003	2002																						
中型貨物	223	43,953	2.920	128343.6	4.0	133,477	138,816	142,981	147,270	151,669	156,239	160,926	165,754	170,727	175,848	181,124	186,558	1,348,865	192,154	197,919	203,857	209,972	216,272	222,760	229,442	236,326	243,419	250,718	3,551,701
大型貨物	33	6,504	5.989	38173.7	4.0	39,701	41,289	42,527	43,803	45,117	46,471	47,865	49,301	50,780	52,303	53,872	55,489	401,198	57,153	58,868	60,634	62,453	64,326	66,256	68,244	70,291	72,400	74,572	1,056,396
特大貨物	17	3,351	21.693	72686.7	4.0	75,594	78,618	80,977	83,406	85,908	88,485	91,140	93,874	96,690	99,591	102,579	105,656	763,923	108,828	112,090	115,453	118,917	122,484	126,159	129,944	133,842	137,857	141,983	2,011,487
大型バス	53	10,446	3.456	36102.4	5.5	38,088	40,183	42,112	44,133	46,251	48,471	50,798	53,236	55,792	58,470	61,276	64,218	524,758	67,300	70,530	73,916	77,464	81,182	85,079	89,163	93,442	97,928	102,628	1,363,390
荷重累計		1車線の 90%						266,485	274,479	282,714	291,195	299,931	308,929	318,197	327,743	337,575	347,702	3,054,950	425,433	439,408	453,860	468,806	484,264	500,254	516,793	533,901	551,800	569,911	7,999,180
設計輪荷重 10年																		設計輪荷重 20年										8.00 *10 <sup>6</sup>	

表 3-13 輪荷重クラス - TLC

設計輪荷重 [E80*10 <sup>6</sup> ]	輪荷重クラス(TLC)	Kitonga Gorge
< 0.2	TLC02	
0.2 to 0.5	TLC05	
0.5 to 1.0	TLC1	
1.0 to 3.0	TLC3	
3.0 to 10.0	TLC10	
10.0 to 20.0	TLC20	
20.0 to 50.0	TLC50	

出展 : P8.4, Pavement and Materials Design Manual 1999

TLC : Traffic Load Class

表 3-14 車種別 8 トン換算係数

車 種		平均総重量 (tons)	平均換算値 (80kN)	調査時交通量 (台/日)
中型貨物	- 2軸車 - 空積み時3t以上	13.107	2.920	387
大型貨物	- 3軸車 - 空積み時3t以上	24.130	5.869	221
特大貨物	- 4軸以上 - 空積み時3t以上	47.867	21.693	233
バス	- 座席数40席以上	15.584	3.456	218

出典:

SUMMARY AXLE LOAD SURVEY 2000 FOR PAVEMENT MONITORING PROGRAMME

調査地点: ミクミ (MIKUMI)

調査期間: 17th-24th November, 2000

#### (14) 路床の設計 CBR

DCP による打撃貫入量と CBR との相関性が次式により確認されている (Overseas Road Note 31, A Guide to the Structural Design of Bitumen-surfaced Roads in Tropical and Sub-tropical Countries: Overseas Centre Transport Research Laboratory, Crownthorne, Cerkshire, United Kingdom より)。

$$\log_{10}(\text{CBR}_{\text{DCP}}) = 2.632 - 1.28 \log_{10}(S)$$

$\text{CBR}_{\text{DCP}}$  : DCP から推定した CBR

S : 打撃貫入量 (mm/blow)

調査対象区間 (15km) を地形に応じて 3 区間に分け、上層路盤と考えられる砕石以深の路床部 (または下層路盤部) に相当する 1m の合成 CBR の算定結果を表 3-15 に示す。なお、各箇所における CBR は次式により求める。

$$\text{CBR}_m = \{ (h_1 \text{CBR}_{11}/3 + h_2 \text{CBR}_{21}/3 + \dots + h_n \text{CBR}_{n1}/3) / 100 \}^3$$

$\text{CBR}_m$  : m地点の CBR

$\text{CBR}_1, \text{CBR}_2, \dots, \text{CBR}_n$  : m地点の各層の CBR

$h_1, h_2, \dots, h_n$  : m地点の各層の厚さ (cm)

$h_1 + h_2 + \dots + h_n = 100 \text{ cm}$

表 3-15 各地点の DCP による CBR の一覧

平坦部-1 (KP435+000 ~ KP439+300)

Pit No.	TP- 1	TP- 2	TP- 3	TP- 4	TP- 5	TP- 6	TP- 7
Sta. No	435+000	435+520	436+053	436+559	436+800	437+500	438+100
CBR <sub>DCP</sub>	16	24	32	107	19	25	36

TP- 8	TP- 9
438+500	439+000
79	60

峡谷部 (KP439+300 ~ KP440+800)

Pit No.	TP-10	TP- 11	TP-12	TP-13	TP-14	TP-15	TP-16
Sta. No	439+500	440+000	440+500	441+000	441+500	442+000	442+500
CBR <sub>DCP</sub>	165	93	93	107	99	64	72

TP-17	TP-18	TP-19	TP-20	TP-21	TP-22	TP-23
443+000	443+500	444+000	444+500	445+000	445+500	446+000
232	320	66	18	101	45	89

TP-24
446+500
57

平坦部-2 (KP440+800 ~ KP445+000)

Pit No.	TP-25	TP-26	TP-27	TP-28	TP-29	TP-30	TP-31
Sta. No	447+000	447+500	448+000	448+500	449+000	449+500	450+000
CBR <sub>DCP</sub>	80	67	177	70	69	54	71

「Pavement and Material Design Manual 1999」に従い、上記3区間における設計 CBR DCP の算定結果を表 3-16 に示す。同マニュアルによると、切土部以外において、CBR 結果を昇順にプロットして、以下のd番目に相当するものが設計 CBR DCP となる。

$$d = 0.1 \times (n - 1)$$

d: 最小値を1番目とした X 座標値

n: データサンプルの数

表 3-16 DCP による設計 CBR の算定結果

検討区間	n	d	設計 CBR <sub>DCP</sub>
平坦部-1: KP435+000~KP439+300	9	0.8	22
峡谷部: KP439+300~KP440+800	14	1.3	59
平坦部-2: KP440+800~KP445+000	7	0.6	62

\*峡谷部において T/P-20(CBR=18)のデータは棄却した。

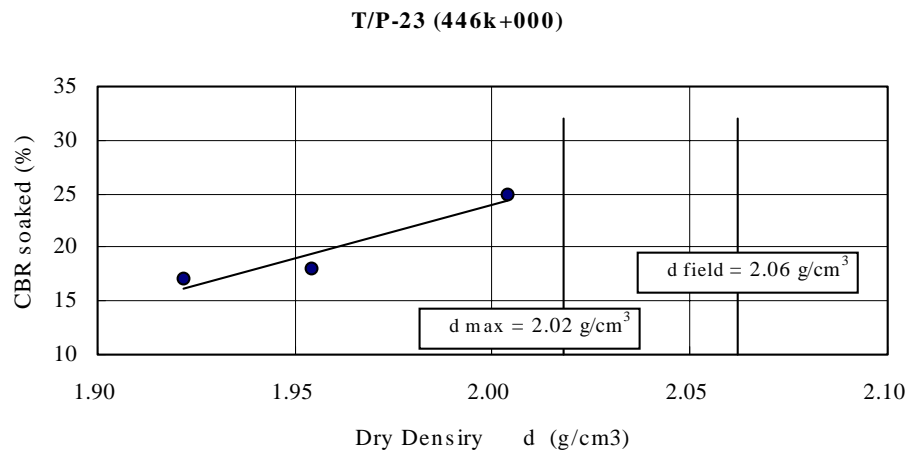
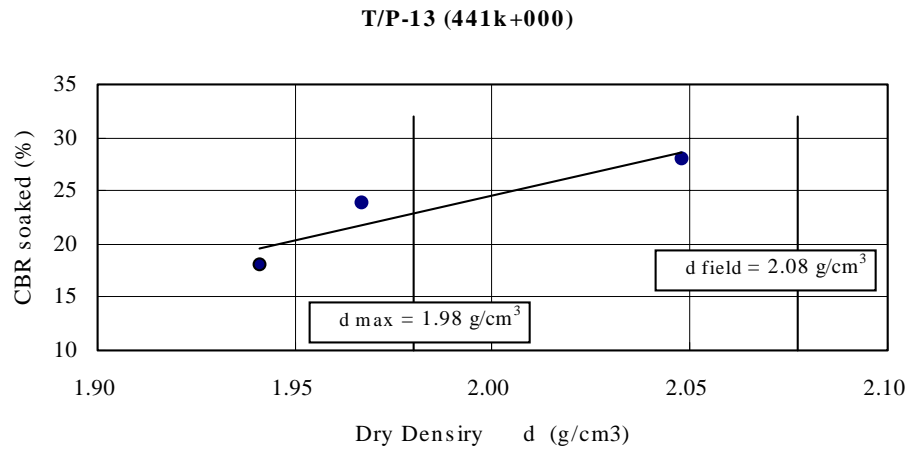


図 3-8 試掘試料(路床土)による室内 4 日水浸 CBR

峡谷区間の T/P-13(KP441+000)および T/P-23(KP446+000)に試掘箇所から路床土を採取して 4 日水浸 CBR 試験を行った。各箇所とも 3 種類の締め固め密度で試験を実施し、その結果として密度  $d$  と CBR の関係を図 3-8 に示し、図中には現場密度試験 ( $d_{field}$ ) の結果も併せて示してある。両箇所とも CBR 試験の締め固め密度が現場密度以下であることより、現場密度に相当する CBR は以下のように設定できる。

T/P-13 の現場密度に相当する 4 日水浸 CBR 28%

T/P-23 の現場密度に相当する 4 日水浸 CBR 25%

なお、峡谷区間の路床土の粒度分布を図 3-9 に示す。

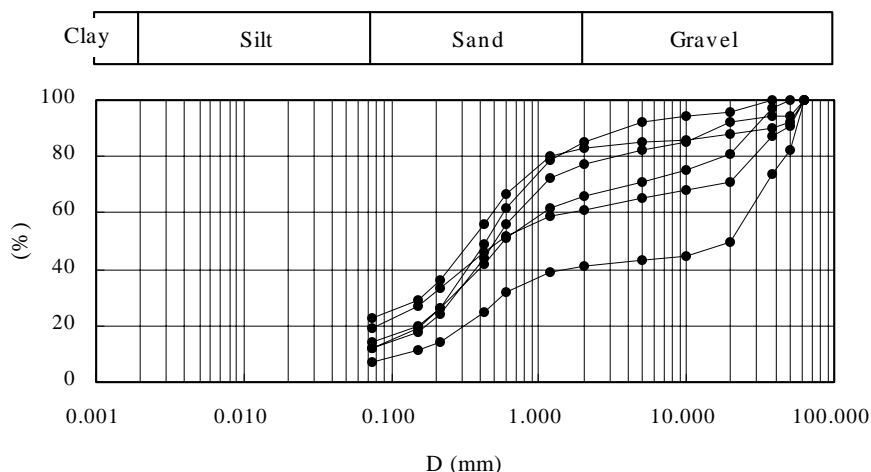


図 3-9 路床土の粒度分布(キトンガ峡谷区間)

### (15)区間の設計 CBR

現位置で実施した DCP 試験から推定される CBR 値は、室内 4 日水浸 CBR と比較すると過大な結果を示しているが、DCP の打撃貫入量と CBR は比例関係にあると仮定すれば、室内 4 日水浸 CBR を基準とした設計 CBR の設定は可能となる。DCP からの CBR 値と室内試験の CBR 値との比は、

$$T/P-13:28 / 107 = 0.26$$

$$T/P-23:25 / 89 = 0.28$$

$$\text{両者の平均値} = 0.27$$

となる。両者の平均値 0.27 を適用すると、各区間の設計 CBR は以下のように設定できる。

$$\text{平坦部-1 (KP435+000~KP439+500): 設計 CBR} = 22 \times 0.27 = 5.9 = 6\%$$

$$\text{峡谷部 (KP439+300~KP440+800): 設計 CBR} = 59 \times 0.27 = 15.9 = 16\%$$

$$\text{平坦部-2 (KP440+800~KP447+500): 設計 CBR} = 62 \times 0.27 = 16.7 = 17\%$$

### (16)オーバーレイ厚の算定

オーバーレイ区間に採用される、既設舗装部の強度評価に用いる材料換算係数は表 3-17 の通りである。これらの係数は、資料 8-6 に示す DCP 試験の結果から決められたものである。

さらに、今回のオーバーレイ区間の内、起点側 KP437+500 での既存路盤 CBR が 35%と低い数値となっていることから、オーバーレイ区間の既存路盤強度の評価を、路盤 CBR と路床 CBR から以下の 3 タイプに分けることとする。

Ov-1:換算係数 0.10 路床 CBR 6.0% (KP437+500 ~ KP438+0.0)

Ov-2:換算係数 0.12 路床 CBR 6.0% (KP438+0.0 ~ KP439+500)

Ov-3:換算係数 0.12 路床 CBR 17.0%(KP447+0.0 ~ KP447+500)

表 3-17 既設舗装部の強度評価に用いる材料換算係数

測点 (kp)	路盤1		路盤2		路盤3		路盤CBR	換算係数
	厚さ(cm)	CBR	厚さ(cm)	CBR	厚さ(cm)	CBR		
KP437+500	15.0	35.0	10.0	67.2	20.0	33.4	40	0.12
KP438+100	15.0	85.2	10.0	49.7	15.0	83.2	74	
KP438+500	15.0	162.0	35.0	95.7	0.0	0.0	113	
KP439+000	15.0	140.0	5.0	311.0	0.0	0.0	175	
KP439+500	10.0	759.0	10.0	418.0	15.0	69.1	275	
KP447+000	-	79.9	-	-	-	-	80	
KP447+500	15.0	96.7	15.0	39.8	10.0	153.0	82	

表 3-18 タンザニア国の基準材料換算係数

Type of material	Existing Material coefficients
Surfacing	
Asphalt Concrete (AC) that exhibit some cracking but with little deformation in the wheel paths	0.30
Low grade base course	
Fully cracked cemented subbase or granular layers of natural gravel or with small proportions of crushed particles, CBR min 60%	0.12
Natural gravel of nominally subbase quality, CBR min. 25%	0.10

出展: Pavement and Materials Design

表 3-19 にオーバーレイ区間のアスファルト舗装厚の計算結果を示す。

表 3-19 オーバーレイ舗装厚の計算

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
舗装タイプ	起点	終点	延長(m)	設計CBR	SN	既設路盤(mm)	換算係数	既設舗装(mm)	換算係数	Ov舗装(mm)	換算係数	Total
Ov-1	KP437+500	KP438+000	500.0	6	3.50	450	0.10	70	0.30	60	0.40	3.54
Ov-2	KP438+000	KP439+500	1500.0	6	3.50	400	0.12	70	0.30	60	0.40	3.66
Ov-3	KP447+000	KP447+500	500.0	17	2.75	400	0.12	70	0.30	10	0.40	2.87
Total			2500.0									

オーバーレイの最小厚は、施工性から 50mm と設定されるため、2 タイプのオーバーレイとして厚さ 50mm と 60mm を採用する。



### 3-2-2-4 排水計画及び排水構造物設計

#### (1) 設計期間（設計確率年）

排水構造物の設計期間は以下の通りとする。

パイプカルバート(流域 大)	: 25 年
パイプカルバート(流域 小)	: 10 年
側溝	: 5 年

#### (2) 雨水流出量の算定方法

本プロジェクトにおける雨水流出量は、東アフリカで流出量算定のため広く活用されている TRRL 法により算定される。ただし、TRRL(Transport and Road Research Laboratory)法では、短時間降雨特性を利用する路面排水の流出量が算出できないため、路面排水については排水工指針(日本道路協会)等に使用されている合理式(ラショナル式)を用いる。

両方式による算出の基本となる確率日雨量は、イリンガの過去 40 年の降雨データに基づき GUMBLE、PEASON、HAZEN の3つの確率降雨算定式より求められた。この内、確率降雨量の最も大きくなる GUMBLE を本設計に採用する。

表 3-20 確率日雨量の算出方法別比較

確率年	単位: mm/day					
	3	5	10	20	25	50
GUMBLE	56.43	65.64	77.22	88.32	91.85	102.74
PEASON	53.42	62.17	72.35	82.24	85.71	96.27
HAZEN	54.28	62.46	71.98	81.49	84.59	94.20

#### (3) TRRL 法による雨水流出量

TRRL 法で算定されるのは 10 年確率における流出量であるため、各構造タイプ別の確率年への変換は、次式によって実施される。

$$Q_x = I_x / I_{10} \times Q_{10}$$

ここで、

- $Q_x$  : 調査対象地域における X 年確率流出量 m<sup>3</sup>/sec
- $I_x$  : 調査対象地域における X 年確率日雨量 mm/day
- $I_{10}$  : 調査対象地域における 10 年確率日雨量 mm/day
- $Q_{10}$  : 調査対象地域における 10 年確率流出量 m<sup>3</sup>/sec

#### (4) 排水システム及び TRRL 法雨水流出量の算定結果

調査対象地区の基幹水系は、道路右側に沿って西から東に向かって流下するムサバンガ川、および KP445 + 800 付近で合流するムロワ川である。更に、ムロワ川が、ムロワ橋地点で道路左側に転じ、その直下流で合流しているルコシ川も一部関連している。したがって、道路背後の降雨流出水は、ムロワ橋からモロゴロ側寄りの流域では道路右側から左側に向かって流下してルコシ川に注ぎ、ムロワ橋からイリング寄りの流域では、道路左側から右側に向かって流下し、ムロワ川あるいはその支流であるムサバラン川に注いでいる。道路背後地の流域は、その地形特性から 44 の水系に分割される。

これらの水系の流域図を図 3-10、流域面積及びピーク流出量を表 3-21 に示す。また、TRRL 法への入力条件及び算定手順を表 3-22 に示す。

道路排水については、山側のほぼ全線に渡って V 型側溝が設置され、流末への誘導がなされている。また、谷側については、表流水の集中が予想される小さな曲線部に L 型側溝を設置し、法肩及び法面の保護を図っている。



图 3-10 流域图



表 3-22 TRRL 方式によるピーク流出量計算手順

- ・ 計算は、流域A1をモデルとしてstep-by-step で次の手順に従って行う。
- ・ 計算式は10年確率洪水を基準に作成されている。

Sr.N.	Items	Description	Value	Unit
<b>1st trial</b>				
1	Cachment Area:A1	Geographical map with 1/50000 scale	0.217	km2
2	Altitude difference	Geographical map with 1/50000 scale	0.085	km
3	Channel Length:L		0.30	km
4	Channel Slope:S		0.283	m/m
5	Catcment Type	Caltivated land, Partry Forest		
6	Lag Time:K	TRRL Method document Table 7	3.0	h
7	Soil Type		Well Drained	
8	Standard Contributing Area Coefficient:CS		0.45	
9	Catcment Wetness Factor , CW	TRRL Method document Table 5	0.50	
10	Land Use Factor, CL	TRRL Method document Table 6	1.00	
11	Contributing Area Coefficient:CA	$CA=Cs*CW*CL$	0.225	
12	Rainfall Time (Inland Zone ):Tp	TRRL Method document Table 8	0.75	h
13	Index:n	TRRL Method document Table 8	0.96	
14	Base Time	$TB=Tp+2.3K+TA$ 1st:TA=0	7.65	h
15	10year daily point rainfall:R <sup>10/24</sup>		77.2	mm
16	Rainfall duaring Base Time:RTB	$TB/24*(24.33/(TB+0.33))^n*R10/24$	71.75	mm
17	Area Redaction Factor:ARF	$1-0.04*TB^{1/3}*A1^{0.5}$	0.963	
18	Average Rainfall:P	$RTB*ARF$	69.12	mm
19	Volume of Runoff:RO	$CA*(P-Y)*A1*10^3$ Y=0(Fix)	3374.7	m3
20	Average Flow:Q	$0.93*RO/(3600*TB)$	0.114	m3/s
21	Attenuation Time:TA	$0.028*L/(Q^{1/4}*S^{1/2})$	0.027	h
22	Recalculatied base time:TB'	$TB=Tp+2.3K+TA$	7.677	h
<b>2nd trial</b>				
23	RTB'		71.77	mm
24	ARF'		0.963	
25	P'		69.14	mm
26	RQ'		3375.61	m3
27	Q'		0.114	m3/s
28	TA'		0.027	h
29	TB''		7.677	h
<b>3rd trial</b>				
32	ARF''		0.963	
33	RTB''		72.04	mm
34	P''		69.39	mm
35	RO''		3387.88	m3
36	Q''		0.114	m3/s
37				
38	Design Peak Flow:Qd	$F*Q''$ F=2.3(Fix)	0.262	m3/s
39	5yr	$Qd*R_{5/24}/R_{10/24}$	0.223	m3/s
40	10yr	$Qd*R_{10/24}/R_{10/24}$	0.262	m3/s
41	25yr	$Qd*R_{25/24}/R_{10/24}$	0.312	m3/s
42	50yr	$Qd*R_{50/24}/R_{10/24}$	0.349	m3/s

source:TRRL Laboratory Report 706

### (5) 短時間降雨強度

路面排水流出量の算定に必要な短時間降雨強度は、対象区間付近での計測、解析実績がない。したがって、時間降雨強度特性式が求められているダルエスサラームの確率日雨量と対象地域の確率日雨量の比率で補正することにより求める。各確率年における降雨強度は表 3-24 の通りである。

表 3-23 イリंगा及びダルエスサラームの確率日雨量

確率年	単位:mm/day					
	3	5	10	20	25	50
イリंगा	56.4	65.6	77.2	88.3	91.8	102.7
ダルエス	79.6	96.6	111.0	123.6	128.5	141.2

表 3-24 時間降雨強度の算定

地域	確率年	単位:mm									
		時間強度									
		15 min	30 min	1 h	3 h	5 h	7 h	24 h			
ダルエス	5year	213.2 mm	123.2 mm	71.2 mm	29.8 mm	19.9 mm	15.3 mm	5.8 mm			
	25year	189.7 mm	109.6 mm	63.3 mm	26.5 mm	17.7 mm	13.6 mm	5.1 mm			
	50year	140.4 mm	81.0 mm	46.8 mm	19.6 mm	13.1 mm	10.0 mm	3.8 mm			
イリंगा	5year	144.8 mm	83.7 mm	48.3 mm	20.3 mm	13.5 mm	10.4 mm	3.9 mm			
	25year	135.6 mm	78.3 mm	45.2 mm	19.0 mm	12.7 mm	9.7 mm	3.7 mm			
	50year	102.1 mm	58.9 mm	34.0 mm	14.2 mm	9.5 mm	7.3 mm	2.7 mm			

ダルエスサラームの短時間降雨強度は図 3-11 による。

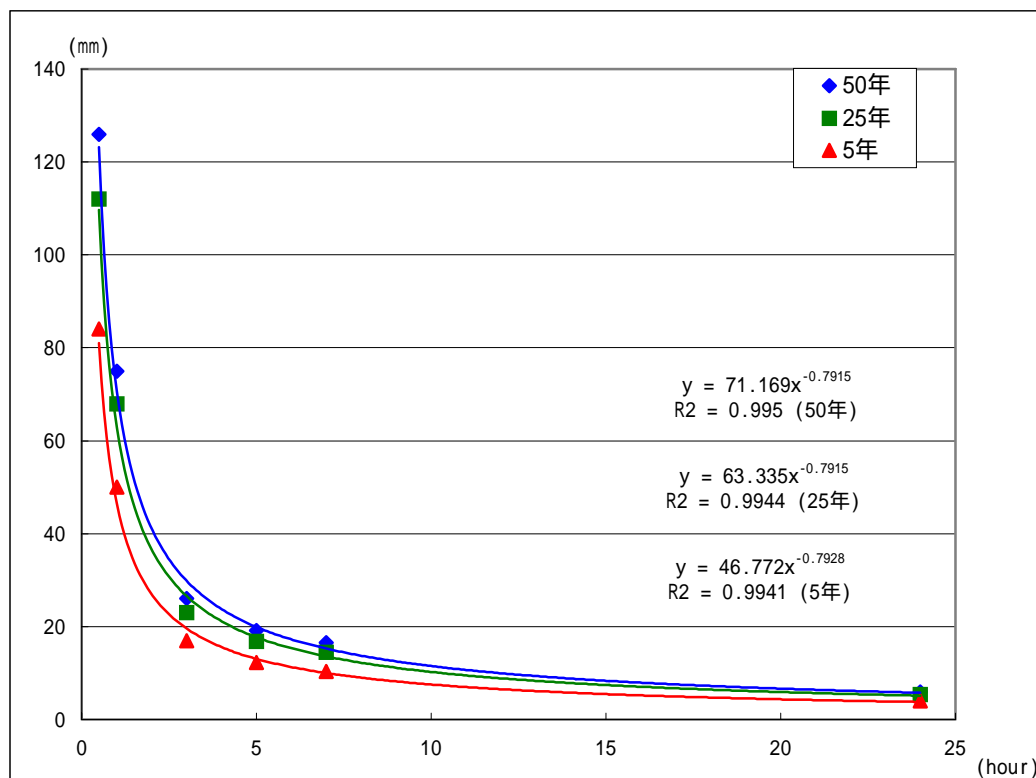


図 3-11 ダルエスサラームの短時間降雨強度 (mm/h)

調査対象区間の降雨強度は、次式によりえられる。

$$I_x = D_x / D_d \cdot I_d$$

ここで、

$I_x$  : 調査対象区間における降雨継続時間内の降雨強度 mm/h

$D_x$  : イリंगाにおける確率日雨量 mm/day

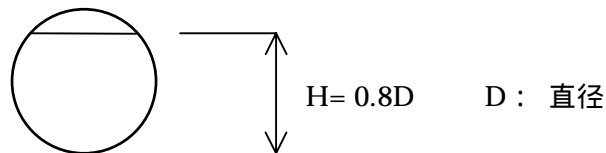
$D_d$  : ダルエスサラームにおける確率日雨量 mm/day

$I_d$  : ダルエスサラームにおける降雨強度 mm/h

## (6) 既設排水構造物の通水能力

### パイプカルバート

パイプカルバートの通水能力は、8割水深で流下させるものとして検討する。



8割水深の時の通水面積は  $A = 0.512 \times D^2$  である。管内流速を 2.50m/s として、各管径の通水能力は次のように設定される。

管径 (mm)	流速 m/s	通水能力 m <sup>3</sup> /s
600	2.50	0.44
900	2.50	1.00
1200	2.50	1.80
1800	2.50	4.10
2200	2.50	6.10
3000	2.50	11.20

最大流域 C2 (12.25ha) の流出量は、TRRL 法による計算から 20.21m<sup>3</sup>/s となる。一方、既存排水施設の通水能力は、3.0m コルゲートパイプが2連で配置されている。この通水能力は 11.20x2 = 22.40m<sup>3</sup>/s であり、流出量を満たす通水能力を有している。

他の流域についても、流出量を上回る通水能力を有するカルバートが設置されている。したがって、横断排水構造物の増設は考慮しない。照査結果を表 3-25 に示す。

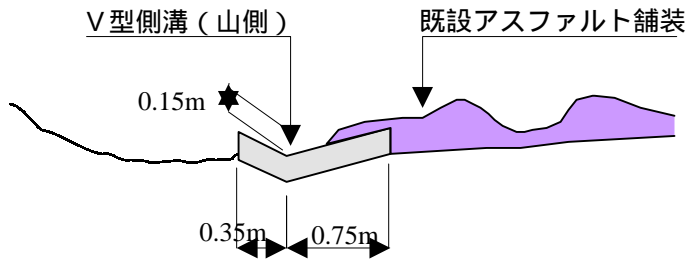
表 3-25 既設横断排水構造物の容量照査

No. of Catchment	Area of Catchment km <sup>2</sup>	TRRL Method		Size of Existing Structure	Flow Capacity of Existing Culverts		Q/Qc	Judge
		Q10yr m <sup>3</sup> /s	Q25yr m <sup>3</sup> /s		Qc10yr m <sup>3</sup> /s	Qc25yr m <sup>3</sup> /s		
A1	0.217	0.261	-	2culverts with 0.90m & 1.20m dia	2.80	-	0.09	OK
A2	0.242	0.290	-	Culvert with 0.90m dia	1.00	-	0.29	OK
A3	0.028	0.034	-	Culvert with 0.90m dia	1.00	-	0.03	OK
A4	0.376	0.446	-	2culvert with 1.20m & 2.20 dia	7.90	-	0.06	OK
A5	0.165	0.199	-	Culvert with 9.00m dia	1.00	-	0.20	OK
A6	1.665	1.830	-	2culverts with 2-1.20m dia	3.60	-	0.51	OK
A7	1.247	1.618	-	Culvert with 3.00m dia	11.20	-	0.14	OK
A8	0.150	0.211	-	2culverts with 0.90m dia.	2.00	-	0.11	OK
A9	0.260	0.359	-	3culverts with 0.90m dia	3.00	-	0.12	OK
B1	0.088	0.133	-	Culvert with 0.90 dia	1.00	-	0.13	OK
B2	0.172	0.239	-	Culvert With 2-1.20m dia	3.60	-	0.07	OK
B3	0.818	0.930	-	Culvert with 1.80m dia	4.10	-	0.23	OK
B4	0.030	0.037	-	Culvert with 0.90m dia	1.00	-	0.04	OK
B5	1.379	1.545	-	Culvert with 1.80m dia	4.10	-	0.38	OK
B6	6.342	-	9.556	Box culvert with 3.00 x3.00	-	11.2	0.85	OK
B7	0.571	0.659	-	2culvert with 1.20m dia	3.60	-	0.18	OK
B8	0.213	0.752	-	7culverts with 1.20m and 0.6 dia	4.44	-	0.17	OK
B9	0.315	1.384	-	11culverts with 0.60m and 1.20m dia	6.20	-	0.22	OK
B10	0.656	0.530	-	Culvert with 1.80m dia	4.10	-	0.13	OK
B11	0.106	0.373	-	3pit type culvert with 0.60m dia	1.32	-	0.28	OK
B12	2.437	1.596	-	Culvert with 3.0m dia class	11.20	-	0.14	OK
B13	0.090	0.260	-	2culverts with 0.90m dia	2.00	-	0.13	OK
B14	1.130	1.493	-	Culvert with 1.80m dia	4.10	-	0.36	OK
B15	0.150	0.526	-	5pit type culverts with 0.60m	2.20	-	0.24	OK
B16	0.349	0.319	-	3pit type culverts with 0.60	1.32	-	0.24	OK
B17	0.296	0.271	-	Pit type culvert with 2-1.20m dia	3.60	-	0.08	OK
B18	0.256	0.894	-	12pit type culverts with 0.60m & 0.90m	4.20	-	0.21	OK
B19	0.399	0.362	-	3pit type culverts with 0.90x1.20m box & 0.60m dia	1.32	-	0.27	OK
B20	0.551	0.494	-	5pit type culverts with 1.20m arched box & 0.60m dia	2.20	-	0.22	OK
B21	0.291	0.266	-	Culvert with 120m dia	1.80	-	0.15	OK
B22	0.060	0.168	-	2pit type culverts with 0.90m & 0.60m	1.44	-	0.12	OK
B23	0.435	0.394	-	Culvert with 1.80m dia	4.10	-	0.10	OK
B24	0.168	0.463	-	6pit type culverts with 0.60m & 0.90m	3.76	-	0.12	OK
B25	0.090	0.250	-	3pit type culvert with 0.60m & 0.90m	2.44	-	0.10	OK
B26	0.020	0.050	-	Culvert with 0.90m dia	1.00	-	0.05	OK
B27	1.671	1.610	-	Culvert with 3.00m dia	11.20	-	0.14	OK
B28	0.574	0.832	-	2 culverts with 0.90m & 2.20m dia	7.10	-	0.12	OK
C1	0.036	0.055	-	Culvert with 0.90m dia	1.00	-	0.05	OK
C2	12.250	-	20.204	Culvert with 2-3.00m dia	-	22.4	0.90	OK
C3	0.137	0.206	-	2culverts with 0.90m & 2-1.20m dia	4.60	-	0.04	OK
C4	0.137	0.206	-	2culverts with 0.90m & 2-1.20m dia	4.60	-	0.04	OK
C5	0.203	0.302	-	2culverts with 0.90m & 2-1.20m dia	4.60	-	0.07	OK
C6	0.665	0.956	-	2culverts with 0.90m & 1.80m dia	5.10	-	0.19	OK
C7	0.090	0.136	-	Culverts with 0.90m dia	1.00	-	0.14	OK



## V 型側溝

現況側溝の形状寸法は次のとおりである。



維持管理が容易な形状であることから、堆砂等による流下能力の低下は無いものとして検する。

通水能力の算出には、マンニングの平均流速式を使用する。

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

$$Q = A \cdot V$$

ここに、V = 平均流速 (m/s)

Q = 通水量 (m<sup>3</sup>/s)

A = 通水面積 (m<sup>2</sup>)

P = 潤辺 (m)

n = 粗度係数 (s/m<sup>1/3</sup>)

R = 径深 = A/P (m)

I = 水路底勾配

表 3-26 V 型側溝の通水容量

A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	n(s/m <sup>1/3</sup> )	I	V(m/s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
0.079	1.079	0.073	0.015	0.005	0.825	0.065
				0.010	1.167	0.092
				0.013	1.347	0.106
				0.020	1.650	0.130
				0.040	2.334	0.184
				0.100	3.690	0.291

V 型側溝で最も流下量が多い区間は、流域 B13 である。

このときの、山腹斜面及び路面からの流出量は、側溝m当たりで次の通りである。

$$Q_r = 0.212/360 = 0.000589\text{m}^3/\text{m}$$

ここで、

$$\text{流域 B13 の流出量} = 0.212\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{流域 B13 における側溝の延長} = 360\text{m}$$

集水枡間の距離の長い 200m 区間での、側溝最大流下量  $Q_r \text{ max}$

$$Q_r \text{ max} = 0.000589 \times 200 = 0.117\text{m}^3/\text{s} < 0.130\text{m}^3/\text{s}$$

この区間における道路(側溝)勾配は 2% 以上であるので、流下能力  $0.130\text{m}^3/\text{s}$  が確保されている。

一方、道路勾配が 2% 以下である流域 B25 では、次の通りである。

$$Q \text{ max} = 0.000597 \times 160 = 0.096 < 0.106\text{m}^3/\text{s} \text{ (勾配 } 1.5\% \text{ 相当)}$$

ここで、

$$\text{流出量 } Q = 0.212\text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{区間距離 } L = 355\text{m}$$

$$\text{集水枡間の最大距離 } l \text{ max} = 160\text{m}$$

$$q_r = 0.212/355 = 0.000597 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

その他区間についても、流域 B25 と同等かあるいは横断暗渠がより密に配置されているので、現況側溝は全ての区間で必要通水能力を確保している。

ただし、山腹斜面からの風化土砂の流入が多く、その堆積により流水が溢流すること、あるいは道路勾配が急なため、雨水が道路舗装面上を縦方向に流下し易い状況にあることにも留意する必要がある。

## (7) 排水施設の改修方針

最終的な排水施設の改修については、以下の方針によって実施する。

- 破損の見られる既存 V 型側溝については既設タイプでの補修を実施する。
- V 型側溝背面に土砂流出等による段差が見られ、山からの表面水が地下浸透する場合には、舗装構造保護のため、整地工による適切な V 型側溝への誘導を図る。
- 柵及び横断管渠について、清掃により計画容量を確保する。
- 既存グレーチングの消失、破損が見られる柵については、グレーチングの復旧を実施する。

- 道路排水が谷側へ流下する場合は、谷側法肩部及び法面侵食保護のため、現況と同様に L 型側溝、及び縦溝工により流末への適切誘導を図る。

なお、L 型側溝の通水容量の算定には、V 型側溝と同様にマンシングの平均流速式を使用する。また、舗装端部の 0.5m を排水に使用する。

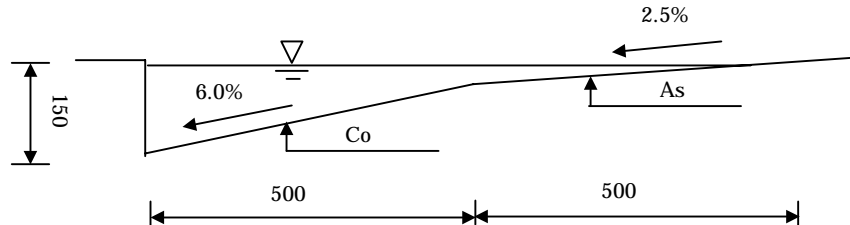


表 3-27 L 型側溝の通水容量

A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	n(s/m <sup>1/3</sup> )	I	V(m/s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
0.015	1.04	0.014	0.013	0.005	0.322	0.005
				0.010	0.456	0.007
				0.013	0.526	0.008
				0.020	0.645	0.010
				0.040	0.912	0.014
				0.100	1.441	0.022

路面排水の流出量の算出には、次式の合理式を用いる。

$$Q = 1 / (3.6 \times 10^6) \times C \times I \times A$$

ここに、

Q = 流出量(m<sup>3</sup>/s)

C = 流出係数: 舗装路面 0.70 ~ 0.95

I = 流達時間内の降雨強度: 表 3-24 に示す 15 分強度より 144.8mm

A = 集水面積(m<sup>2</sup>): 平均道路幅 7.0mとして 7.0m<sup>2</sup>/m

したがって、m当たりの路面排水の流出量は次式の通りとなる。

$$Q = 1 / (3.6 \times 10^6) \times 0.8 \times 144.8 \times 7.0 = 0.00023\text{m}^3/\text{s}$$

L型側溝の設置区間における平均的な勾配が 2 ~ 4%程度であることから、1 箇所/40mの縦溝を設置し谷側に排水する。

### 3-2-2-5 その他安全施設等設計

#### (1) 非常駐車帯施設

現地調査の結果から、対象区間には登りと下りの両方向に追い越し需要があることが確認されている。ただし、表 3-1 に示すとおり調査区間 15kmの内、約 9km区間について追い越しが可能な状態にあるため、本プロジェクトでは現状復旧を主とし、追い越し需要に対応した計画は実施しない。

一方、車輛の老朽化、メンテナンス不足、及び急勾配によるエンジンへの過度の負荷等により、対象区間のいたるところで停車車輛が確認されている。したがって、これら故障車輛や整備不良車輛の整備スペースとして、地形状況等を勘案し非常駐車帯を設置する。具体的な形状は図 3-12、設置位置は表 3-28 及び図 3-13 に示す。

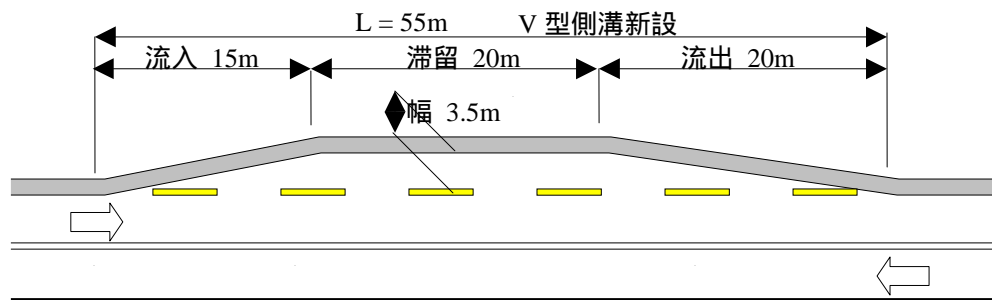


図 3-12 非常駐車帯の形状図

表 3-28 非常駐車帯の設置位置

測点 (KP)	登り (To イリンガ)	下り (To ダルエスサラーム)
KP440+100		
KP440+632		
KP441+400		
KP442+177		
KP442+608		
KP442+780		
KP444+797		
KP445+628		
KP446+327		

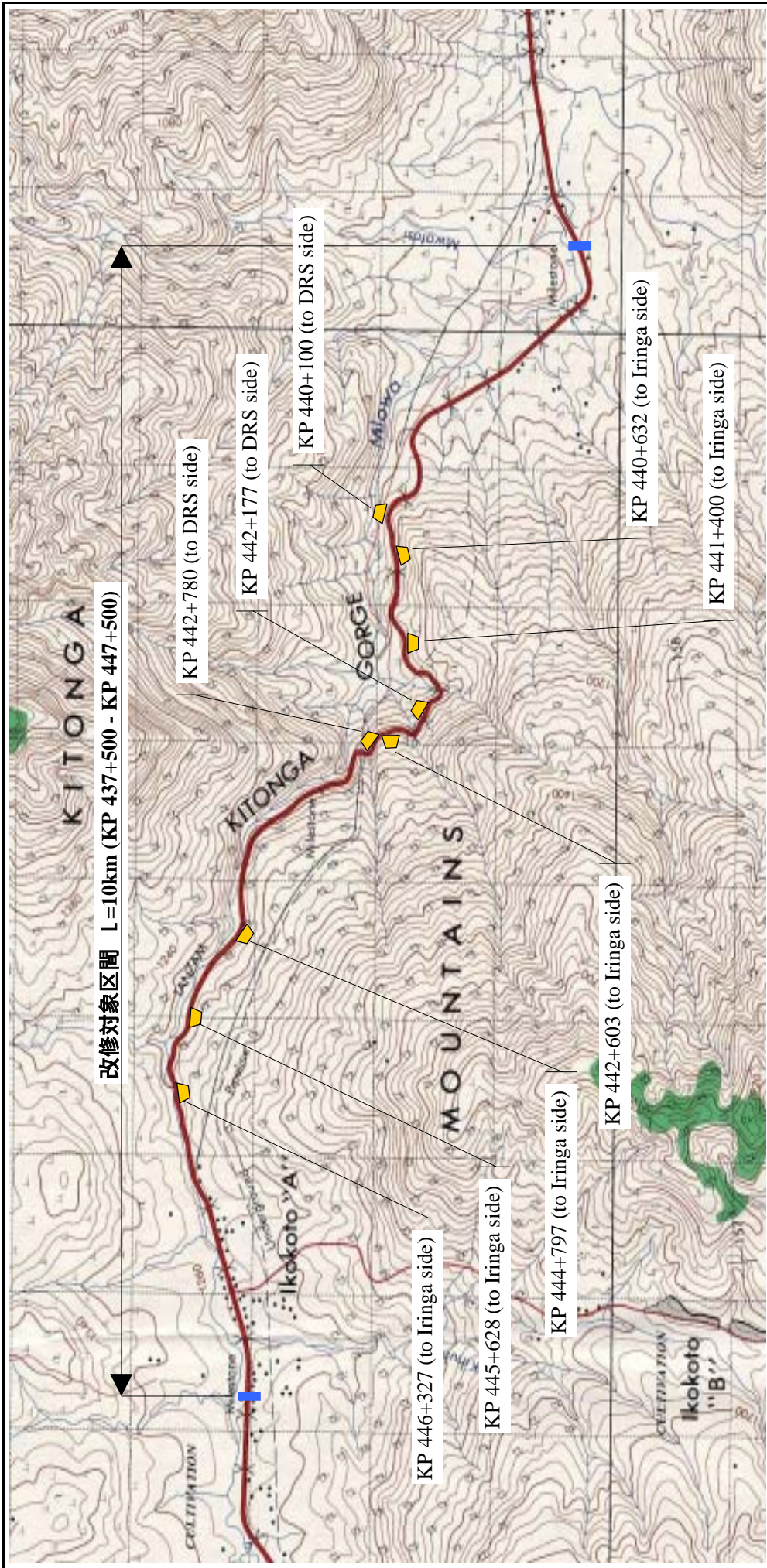


図 3-13 非常駐車帯位置図

## (2) 車輛の転落防止施設

本プロジェクトでは、車輛の転落防止対策として、コンクリート壁、コンクリートポストによる視線誘導柵等の設置を考慮する。設置位置は、曲線半径の小さな曲線部外側等、転落の危険性のある箇所とする。

具体的には、谷側への飛び出しが懸念される設計速度 30km/h における、クロソイド省略限界曲線半径 120m 以下の左カーブ(カーブの方向はダルエスサラーム側からイリンガ側を見る)の区間を、転落防止施設の設置対象区間とする。この内、本プロジェクトで採用する最大片勾配(max 2.5%)から計算される設計速度 30km/h の最小曲線半径以下の左カーブの区間に転落防止擁壁を設置する。

その他、現地調査において判明している転落危険箇所についても、転落防止擁壁を設置する。

転落防止擁壁の設置区間の計算

$$R=V^2/127(i+f)$$

ここに、

- R : 曲線半径(m)
- V : 設計速度(km/h)
- i : 路面の片勾配
- f : 横滑りに対する路面とタイヤの摩擦係数(0.15)

V = 30km/h と i = 0.025 を代入すれば、R=40m が得られる。したがって、R<40m の左カーブ区間には、転落防止擁壁を設置する。

## (3) 車輛の進入防止施設

対象区間には、雨季における雨水の流入や、過大な輪荷重によって、谷側路肩部分に侵食、クラック、はらみ出し等が見られる。したがって、本プロジェクトでは、過度の輪荷重による谷側斜面の崩壊を防ぐため、車輛の進入防止施設(柱)を設置する。

設置区間は、現地調査により決定された箇所とする。

#### (4) 道路交通標識

本プロジェクトでは道路管理者である公共事業省からの要望、及び協議により表 3-29 に示す必要最低限の道路標識の設置が決められた。その内訳は規制標識 3 種類(追越禁止、追越禁止解除、速度制限:峡谷区間 25km/h)、危険予告標識 2 種類(急カーブ予告、急勾配予告)、及び非常駐車帯の案内標識である。

この内、急カーブ予告の具体的な設置箇所は、すれ違いが困難と判断される曲線部とし、R 60m 以下を対象とする。これは表 3-30 に示すとおり、平均道路幅 7.0m に対し曲線拡幅量が 1m(片側 0.5m のすれ違い余裕が無くなる曲線半径)を超える区間である。

表 3-29 道路交通標識の設置計画

Type of Road Sign Plate	No. of Plate	Remarks
Speed Limited (25km/h)	2	
Overtaking Prohibited	2	Attach at "Speed Limited" pole
Speed Limited (30km/h)	2	
End of Prohibited of Overtaking	2	Attach at "Speed Limited" pole
Dangerous Bend Sign	26	including "Double Bend" mark
Steep Hill Ascent	1	
Steep Hill Descent	1	
Parking	9	
Total	45	

表 3-30 曲線拡幅量の計算

車道幅員： 7.00 m

曲線半径 (m)	30	40	50	60	80	100	150	200	250	300	400	500	600	800	1000	1200
拡幅量	9.0	8.5	8.2	8.0	7.8	7.6	7.4	7.3	7.2	7.2	7.1	7.1	7.1	7.0	7.0	7.0

#### (5) 区画線

道路標識と同様に、道路管理者である公共事業省からの要望及び協議により区画線として中央線を設置することとした。道路管理者としては、安全性の観点から中央線は効果的であり不可欠であるとともに、区画線の無い道路で事故が発生した場合に、警察から管理責任を問われるということであった。タンザニア国の標準に従い、中央線の色は白色とし、非常駐車帯は本線との区分のための黄色の破線を設置する。

### 3-2-2-6 環境配慮事項の確認

NEMC (National Environment Management Council, Ministry of Natural Resource) より「環境配慮に対するコメント」(6月18日付け)として、初回の現地調査に基づき以下の項目について配慮するようコメントがあった。

- 急峻な山岳地域であるため、事業による法面への影響について、地質学者からの専門的な意見が必要とされる。
- 現地調査時に TANESCO の送電線が対象区間上で交差することが指摘された。したがって、TANESCO の基準を調べられなければならない。
- 既設の路床材料(舗装材料)の処分について、環境を考慮して計画されるべきである。
- TAZAMA パイプラインが3箇所道路を横切るため、適切な専門的知識を必要とする。
- ベースキャンプや土取り場の選定に当たっては、補償問題を含めての社会経済学が考慮に入れられるべきである。
- 住民の健康が配慮されるべきである。
- 発破の使用が計画される場合、引き起こされる公害(騒音、空気、雨水)への影響緩和が計画されるべきである。
- 基本設計の段階で侵食防止の対策が計画されるべきである。
- 侵食防止処置に関して重要であるため、植物の保護が考慮に入れられるべきである。
- 事業実施に際しては、環境の政策、EIAの手続きとガイドライン、採鉱法令(The Mining Act)、土地法令(The Village Land Act)、TANESCO 基準図書、MOW 基準図書等の適切な資料を参考とすること。

これに対して調査団は「基本設計概要書」説明時に、本プロジェクトが現道の舗装復旧であり法面の改変を含まないこと、TANESCO、TAZAMAパイプラインへ影響を与えないこと、施設改修による新たな土地収用を必要としないことを説明するとともに、環境に対する影響の低減について、設計段階と工事段階それぞれに、以下の事項を盛り込むことを説明した。

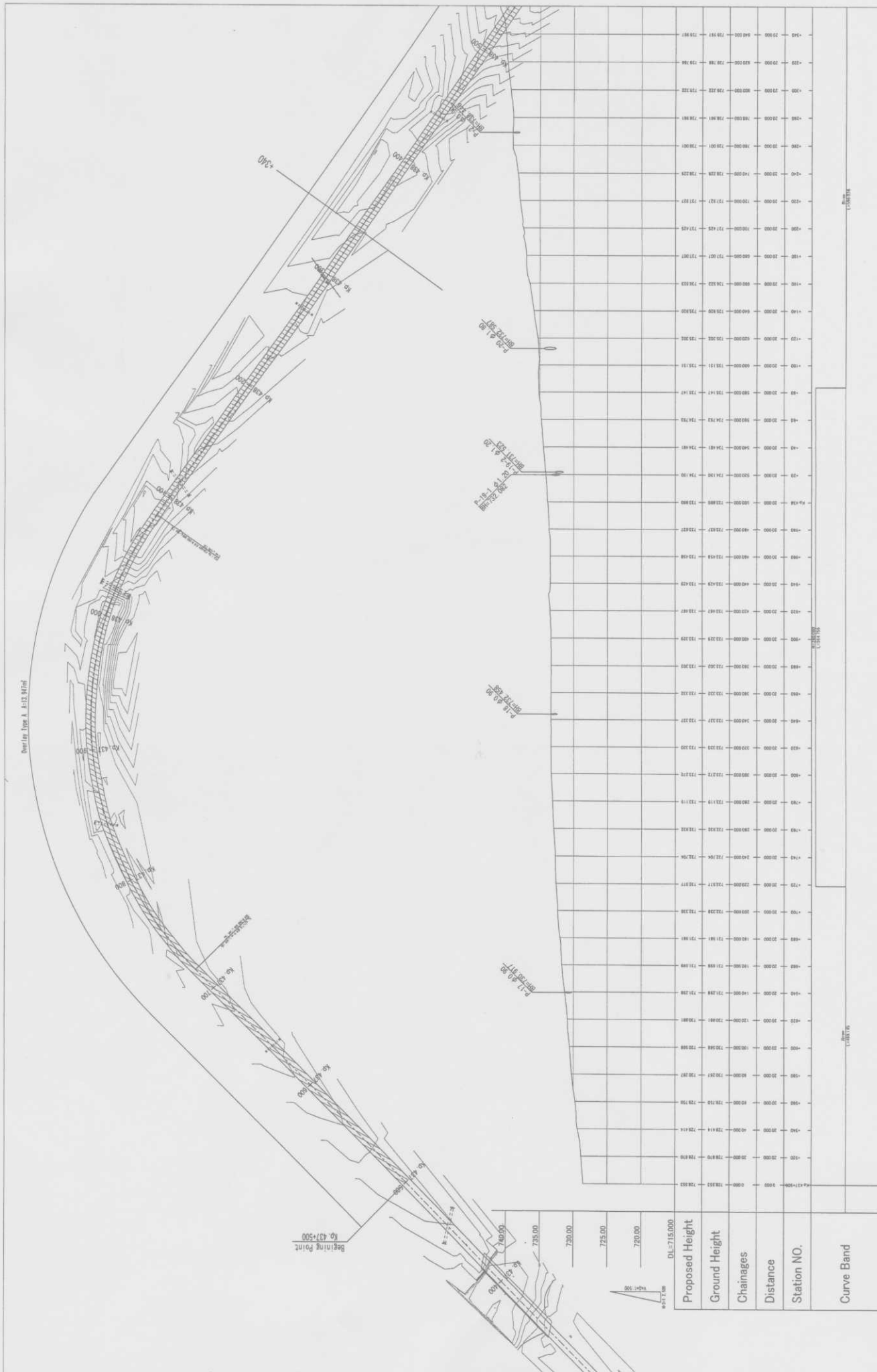
- 設計段階においては、排水施設の適正配置、谷側法面の侵食防止、交通安全施設の整備等を十分に考慮する。
- 工事段階においては、低公害設備の使用の他、廃棄物(残土、撤去アスファルト、廃油、汚水等)の適正処理について公共事業省及びコンサルタントによる適正管理を実施する。



- 廃棄物の廃棄方法及び廃棄場所については、公共事業省の指示によるものとする。
- キャンプサイト、プラントヤード及び土取場、採石場についても、地元住民への影響を極力避けて計画する。

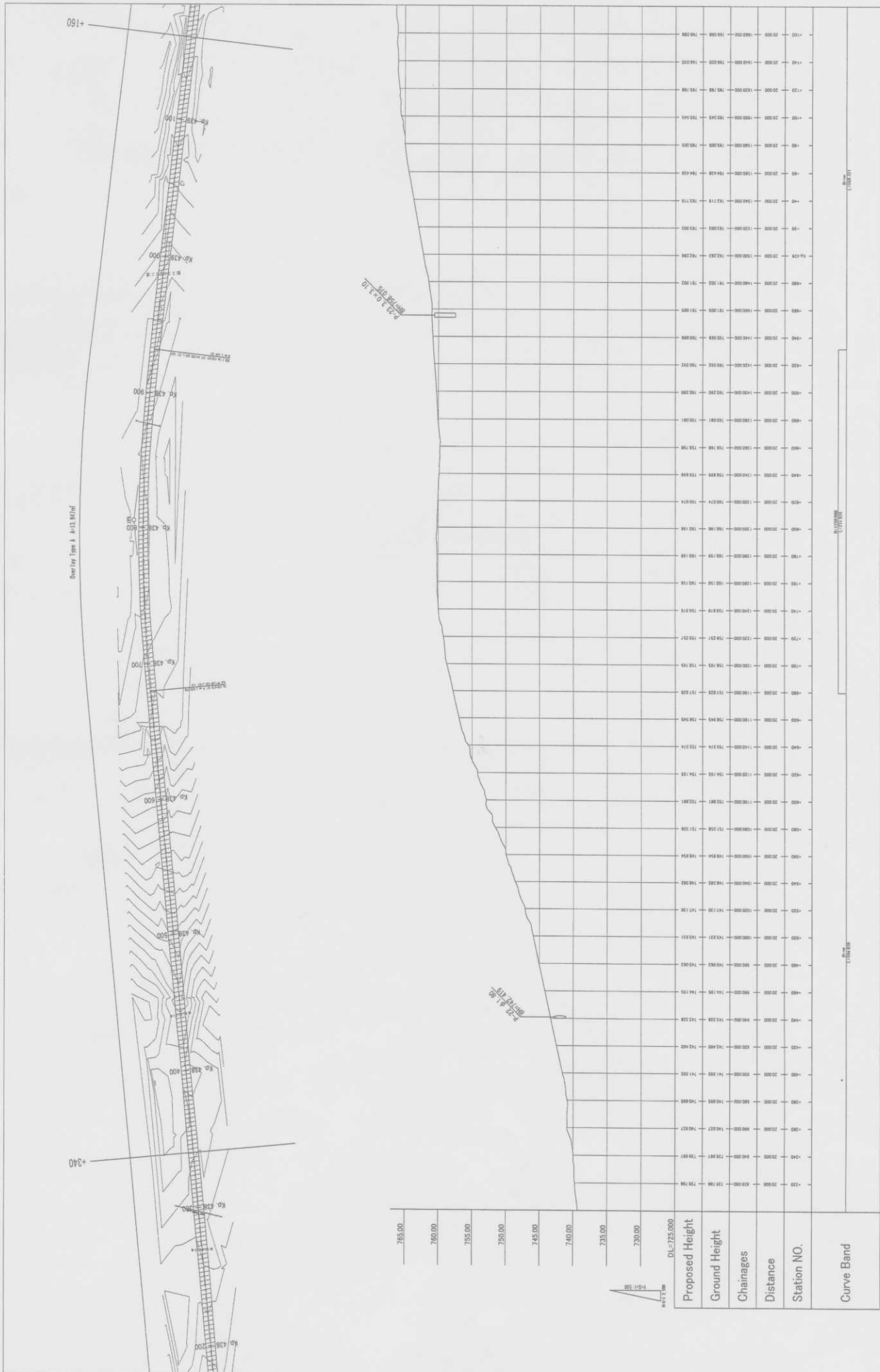
### 3-2-3 基本設計図

基本設計図面を次頁以降に示す。



Proposed Height	Ground Height	Chainages	Distance	Station NO.
740.00	740.00	0+00	0.00	0+00
735.00	735.00	0+100	100.00	0+100
730.00	730.00	0+200	200.00	0+200
725.00	725.00	0+300	300.00	0+300
720.00	720.00	0+400	400.00	0+400
715.00	715.00	0+500	500.00	0+500
710.00	710.00	0+600	600.00	0+600
705.00	705.00	0+700	700.00	0+700
700.00	700.00	0+800	800.00	0+800
695.00	695.00	0+900	900.00	0+900
690.00	690.00	1+000	1000.00	1+000

MINISTRY OF WORKS THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	THE PROJECT FOR REHABILITATION OF TANZAM HIGHWAY (KONGA GORGE SECTION) IN THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA		NIPPON KOEI CO.,LTD IN ASSOCIATION WITH JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD		Plan & Profile (1/13)	SCALE H-S=1:2,500 V-S=1:500	MINISTRY OF WORKS THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	APPROVED	NIPPON KOEI CO.,LTD IN ASSOCIATION WITH JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD	PREPARED CHECKED	DATE Dec.2001	SHEET NO
		DATE	SUBMITTED									



MINISTRY OF WORKS THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	THE PROJECT FOR REHABILITATION OF TANZAM HIGHWAY (KITONGA GORGE SECTION) IN THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	NIPPON KOEI CO.LTD IN ASSOCIATION WITH JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS CO.LTD		Plan & Profile (2/13)	SCALE H-S-1:2,500 V-S-1:500	MINISTRY OF WORKS THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	APPROVED	PREPARED CHECKED SUBMITTED	DATE Dec-2001	SHEET NO
		DATE								



Proposed Height	Ground Height	Chainages	Distance	Station NO.	Curve Band
820.00				100	
815.00				200	
810.00				300	
805.00				400	
800.00				500	
795.00				600	
790.00				700	
785.00				800	
780.00				900	
775.00				1000	
770.00				1100	
765.00				1200	
DL=760.000				1300	

MINISTRY OF WORKS THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	THE PROJECT FOR REHABILITATION OF TANZAM HIGHWAY (KITONGA GORGE SECTION) IN THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	NIPPON KOEI CO.LTD IN ASSOCIATION WITH JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD	Plan & Profile (3/13)	SCALE	MINISTRY OF WORKS THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA	APPROVED	PREPARED CHECKED	DATE	SHEET NO
				H-S:1:2500 V-S:1:500		DATE	SUBMITTED	Dec.2001	