

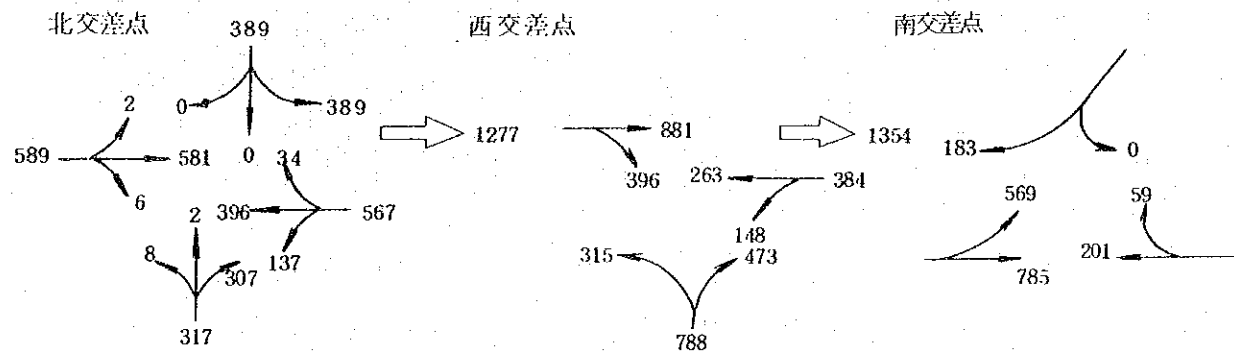
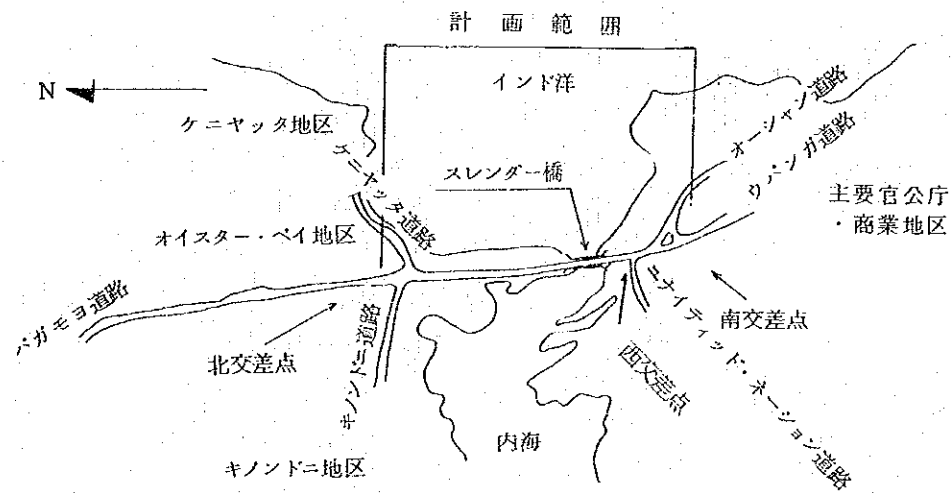
III 道路計画・設計資料

1. 交差点設計

現在方向別交通量は、COWI Consult が1970年に観測したものであり、又現在断面交通量は日本調査団が1979年12月5日観測したものである。この二種類の基礎データに基づき、1990年における将来方向別交通量を算出した。

将来方向別交通量は、3000台/ピーク時間をコントロール値として、事前調査団とタンザニア政府公共事業省との協議による西交差点(ウバンガ道路、ユナイティッド・ネーション道路の交差点)における右折車率を30%とし、その他は現在方向別交通量調査時点のパターンが将来も変化しないものとして算出した。

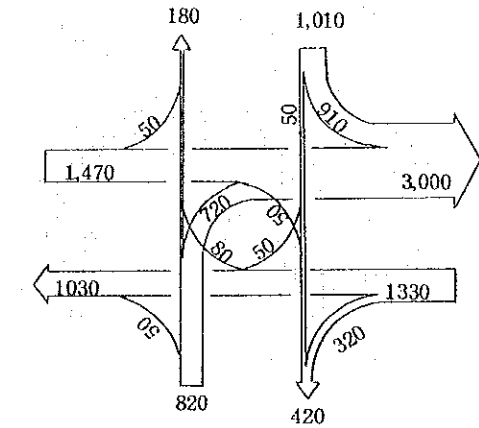
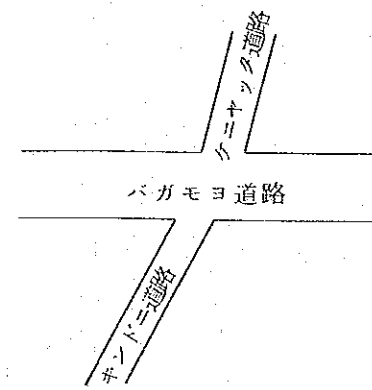
(1) 現在方向別交通量 1970



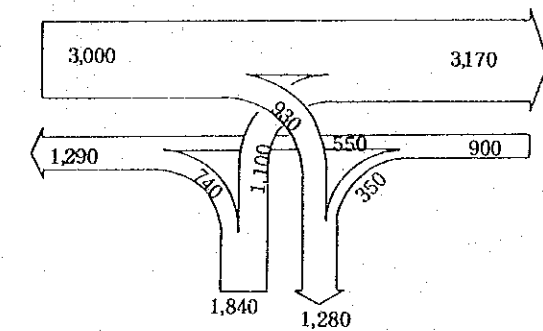
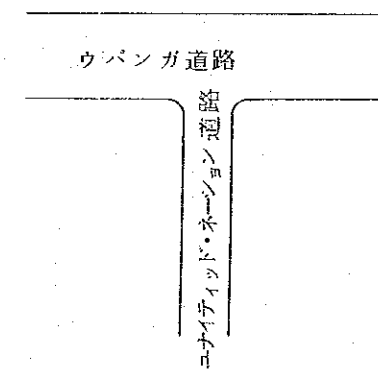
出典: COWI Consult

(2) 設計時間交通量 (1990年)

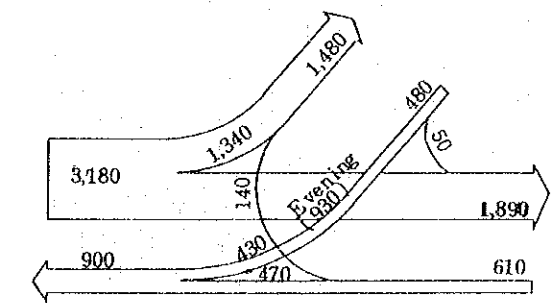
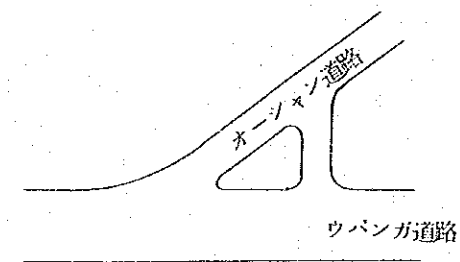
北交差点



西交差点



南交差点

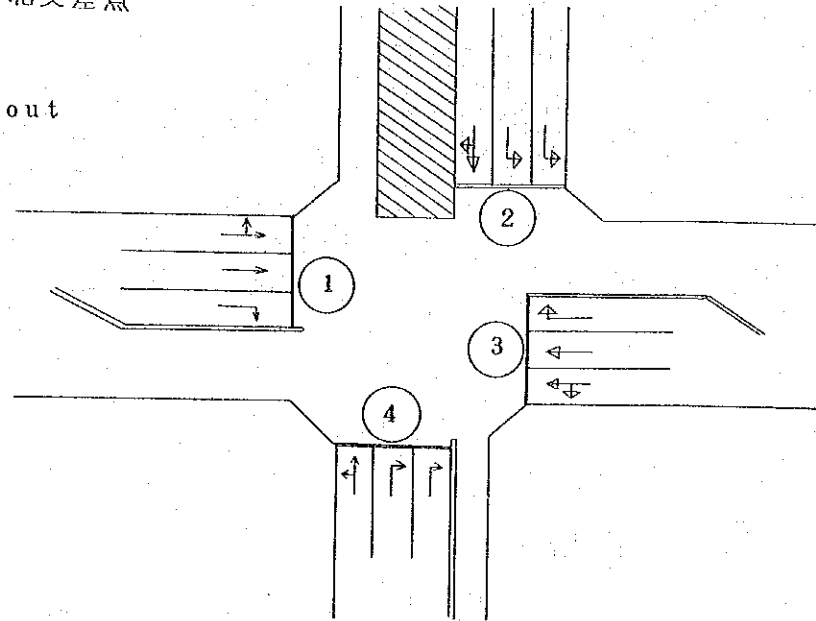


出典: JICA 調査団

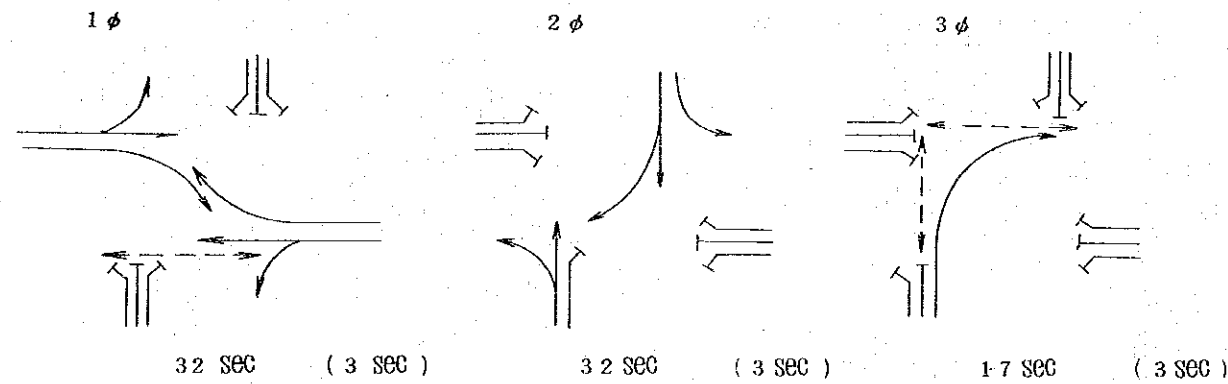
(3) 信号の交通容量の検討

a) 北交差点

Layout



Signal Phasing



() : Clearance time

Cycle time

$$C = \frac{A}{1 - \sum y_i}$$

$$= \frac{1.5L + 5}{1 - \lambda}$$

$$= \frac{1.5 \times 3 \times 3 + 5}{1 - 0.827}$$

$$107 \text{ sec} > 80 \text{ sec}$$

但しL; 現示の切替えによって生じる損失時間の一周期についての合計(秒)

y_i ; 信号の第i現示について各方向の流入交通についての必要現示率
(設計時間交通量/可能交通容量)の最大値

設計交通容量

設計交通容量 = 基本交通容量 × 右左折車混入による補正値 × 0.9 × 大型車混入による補正値 × 緑時間比

現示	流入路	流出方向	設計時間交通量	基本交通容量	車線数	可能交通容量	最小必要現示率Y	補正した現示率Y	現示率	設計交通容量	混雑度
1φ	①	50	710	2,000	1	※1. 1,900	0.374	0.452	0.400	684	1.04
1φ	①	→	710	2,000	1	2,000	0.355		0.400	720	0.99
1φ	①	↘	50	1,800	1	1,800	0.028			※5. 90	0.56
2φ	②	↓	910	3,600	2	3,600	0.253	0.306	0.275	891	1.02
2φ	②	50	100	2,000	1	※2. 1,550	0.065		0.275	384	0.26
1φ	③	↖	80	1,800	1	1,800	0.044			※5. 90	0.89
1φ	③	←	625	2,000	1	2,000	0.313		0.400	720	0.87
1φ	③	↙	625	2,000	1	※3. 1,710	0.365		0.400	616	1.01
3φ	④	↑	720	3,600	2	※4. 3,600	0.200	0.242	0.213	690	1.04
2φ	④	50	100	2,000	1	1,710	0.058		0.275	423	0.24

$$\sum Y_i = 0.827 < 0.9$$

※1. Left turn $50 \div 710 \times 100 = 7\%$ $2000 \times 0.95 = 1900$

※2. Right turn $50 \div 100 \times 100 = 50\%$ $2000 \times 0.795 = 1550$

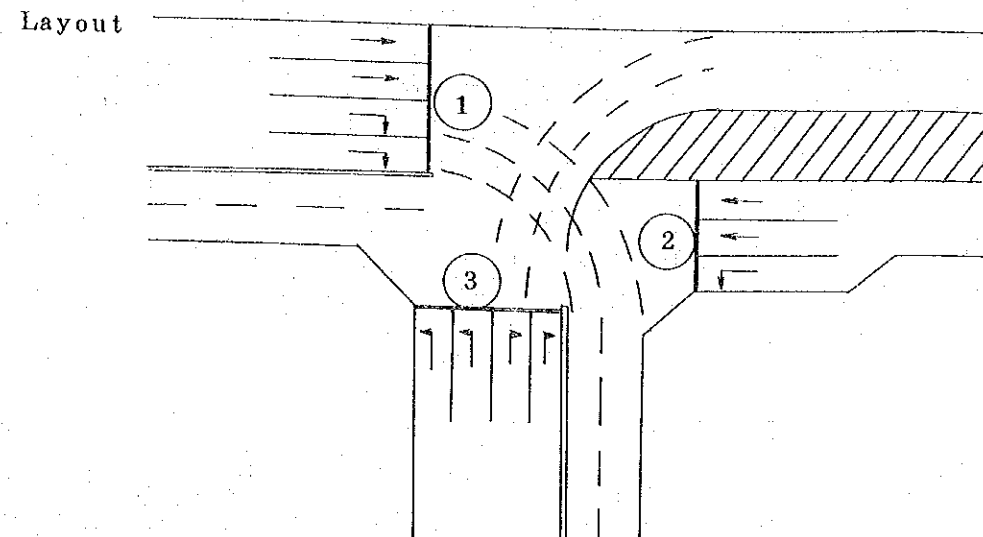
※3. Left turn $320 \div 625 \times 100 = 51.2\%$ $2000 \times 0.855 = 1710$

※4. Left turn $50 \div 100 \times 100 = 50\%$ $2000 \times 0.855 = 1710$

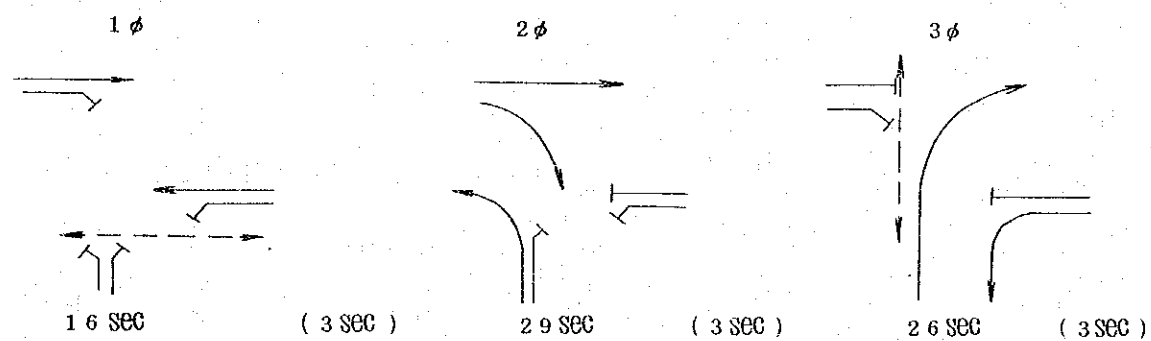
※5. 黄信号でさばける台数 ; $2 \times \frac{3,600}{80} = 90$ 台

(但し、本計画交通量は小型車台数換算しているため、大型車による補正は行わない。)

b) 西交差点



Signal Phasing



Cycle Time

(): Clearance time

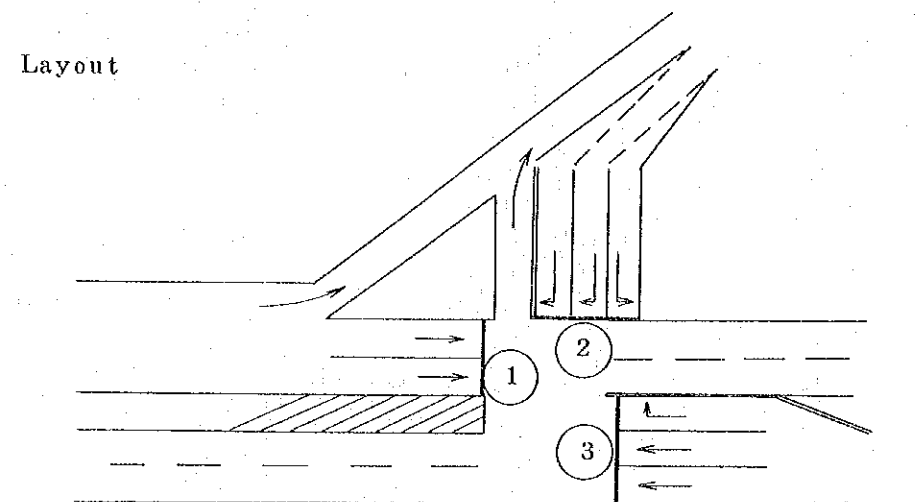
$$C = \frac{A}{1 - \sum y_i} = \frac{1.5L + 5}{1 - \lambda} = \frac{1.5 \times 3 \times 3 + 5}{1 - 0.824} \approx 105 \text{ sec} > 80 \text{ sec}$$

設計交通容量

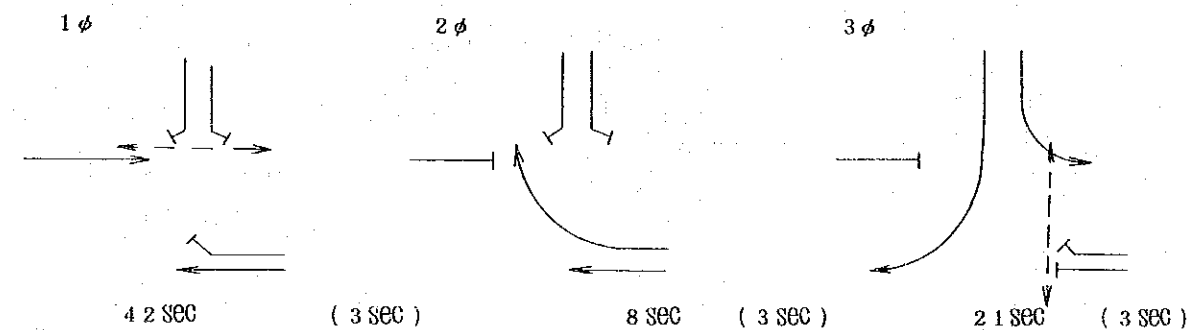
現示	流入路	流出方向	設計時間 交通量	基本交通 容量	車線 数	可能交通 容量	最小必要 現示率 Y	補正した 現示率 Y	現示率	設計交通 容量	混雑度
1φ 2φ	①	→	2,070	4,000	2	4,000	0.518	0.629	0.563	2,027	1.02
2φ	①	↓	930	3,600	2	3,600	0.258	0.313	0.363	1,176	(1.02) 0.79
1φ	②	←	550	4,000	2	4,000	0.138	0.167	0.200	720	0.76
3φ	②	↙	350	1,800	1	1,800	0.194	-	0.325	527	0.66
2φ	③	↖	740	3,600	2	3,600	0.206	-	0.363	1,176	0.63
3φ	③	↗	1,100	3,600	2	3,600	0.306	0.371	0.325	1,053	1.04

$$\sum Y_i = 0.824 < 0.9$$

c) 南交差点



Signal Phasing



Cycle Time

$$C = \frac{A}{1 - \sum y_i} = \frac{1.5L + 5}{1 - \lambda} = \frac{1.5 \times 3 \times 3 + 5}{1 - 0.779} \approx 83 \text{ sec} > 80 \text{ sec}$$

設計時間交通容量

現示	流入路	流出方向	設計時間 交通量	基本交通 容量	車線 数	可能交通 容量	最小必要 現示率 Y	補正した 現示率 Y	現示率	設計時間 交通容量	混雑度
1φ	①	→	1,840	4,000	2	4,000	0.460	0.590	0.525	1,890	0.97
3φ	②	↙	50	1,800	1	1,800	0.028	-	0.263	426	0.12
3φ	②	↖	430	1,800	1	1,800	0.239	0.307	0.263	426	1.00
2φ	③	↗	140	1,800	1	1,800	0.08	0.103	0.100	162	0.86
1φ 2φ	③	←	470	4,000	2	4,000	0.118	-	0.625	2,250	0.21

$$\sum Y_i = 0.779 < 0.9$$

(4) 滞留車線長の検討

$$L = N \times S$$

L ; Required length of waiting lane (m)
N ; Number of waiting Vehicles per signal cycle (pcus)
S ; Average interval of vehicles (=6.0m/pcu)

a) 北交差点

流入路①

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{50 \times 80}{3600} \times 6 = 6.6 \div 10m$$

(20m確保)

流入路②

$$L(\text{Through and right turn line}) = \frac{100 \times 80}{3600} \times 6 = 13 \div 15m$$

$$L(\text{Left turn line}) = \frac{910 \times 80}{3600} \times 6 = 60m$$

流入路③

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{80 \times 80}{3600} \times 6 = 10.6 \div 10m(20m確保)$$

流入路④

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{720/2 \times 80}{3600} \times 6 = 48 \div 50m(2車線)$$

$$L(\text{Left turn line}) = \frac{50 \times 80}{3600} \times 6 = 6.6 \div 10m(20m確保)$$

b) 西交差点

流入路①

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{930/2 \times 80}{3600} \times 6 = 61 \div 60m(2車線)$$

流入路②

$$L(\text{Left turn line}) = \frac{350 \times 80}{3600} \times 6 = 46.6 \div 50m$$

流入路③

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{1100/2 \times 80}{3600} \times 6 = 73.3 \div 70m(2車線)$$

$$L(\text{Left turn line}) = \frac{740/2 \times 80}{3600} \times 6 = 49.3 \div 50m(2車線)$$

c) 南交差点

流入路②

$$L(\text{Left turn line}) = \frac{50 \times 80}{3600} \times 6 = 6.7 \div 10m(20m確保)$$

流入路③

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{140 \times 80}{3600} \times 6 = 18.6 \div 20m$$

流入路②

$$L(\text{Right turn line}) = \frac{430 \times 80}{3600} \times 6 = 57.3 \div 55m$$

$$(\text{Evening}) = \frac{950 \times 80}{3600} \times 6 = 126m$$

2@60m=120m

2 舗装構造設計

(1) 設計基準

「アスファルト舗装要綱」 日本道路協会 昭和53年6月

(2) 交通量の区分

a) 伸び率の推定

年度	南行ピーク交通量(乗用車換算 7:00~8:00a.m.台/時)	伸び率	備考
1970	※1) 1,277	-	
1971	1,340	※2) 5.0	
1972	1,410	5.0	
1973	1,450	※3) 2.8	
1974	1,490	"	
1975	1,530	"	
1976	1,570	"	
1977	1,620	"	
1978	1,660	"	
1979	1,700	"	1700台/時 (調査団実測値)
1980	1,800	5.3	
1981	1,890	"	
1982	1,990	"	供用開始年
1983	2,100	"	
1984	2,210	"	
1985	2,330	"	
1986	2,450	"	
1987	2,580	"	供用開始後5年
1988	2,720	"	
1989	2,860	"	
1990	3,000	"	交差点改良設計 計画年次

※1) "Traffic Study and Traffic Design data" Sep. 1970 Fig. 12
COWI Consult

※2) 輸入規制処置により伸び率は低下 Dares Salaam Master Plan.
Technical Supplement III TRANSPORTATION 4.4 Vehicle Ownership(P13)

※3) JICA 事前調査団、基本調査団、実測値約1700台/時 (1979. & Dec)

※4) 工事着工予定1980年、竣工予定1982年

※5) 舗装設計 設計交通量目標年次(供用開始後5年)1987年

※6) 交差点改良、道路拡幅設計交通量目標年次 1990年 3000台/時

b) 日交通量の算定

時間変動実測値よりピーク率を算定する。昼間12時間交通量に対する日交通量の比(日交通量換算係数)は、1.29とする。(道路構造令表2-4 日交通量換算係数 一般国道市街地の値を適要する。)

7:00~19:00 昼間12時間交通量 ※1) 7016台/日
7:00~ 8:00 ピーク時間交通量 ※2) 785台/日

$$\text{ピーク率} = \frac{785}{7,016 \times 1.29} \times 100 = 8.67\%$$

舗装設計計画年次交通量 (乗用車換算) 1987年 = 2580 / 0.0867 = 29,760台/日

交差点設計計画年次交通量 (乗用車換算) 1990年 = 3000 / 0.0867 = 34,600台/日

※1)、※2) "Traffic Study and Traffic data" Sep. 1970

COWI Consult.

c) 大型車交通量と交通量区分

a)、b)で算定された交通量は、乗用車換算台数である。1979年実測調査時の実際の車輛構成比から、交通量を逆算する。

交通量実測値(am 7:00~8:00)

		小型車	大型車	オートバイ	合計
事前調査団	実測値	1367	59	203	1629
	乗用車	1367	177	152	1706
	換算 %	80. ¹	10. ⁴	9. ⁵	100
基本調査団	実測値	1398	80	148	1626
	乗用車	1398	240	118	1756
	換算 %	79. ⁶	13. ⁷	6. ⁷	100
平均(%)		79. ⁸⁵	12. ⁰⁵	8. ¹	

※1) 乗用車換算係数 大型車 3.0

オートバイ 0.8

※1) "Traffic Study and Traffic data"

COWI Consult.

一方向・日当り交通量と車種構成

年次	交通量			
	小型車	大型車	オートバイ・その他	合計
1987	23763	1195	3013	27971
1990	27628	1390	3503	32521

舗装設計計画年次1987年の大型車交通量1195台/日 一方向となるが、この値は1979年調査団の実測調査のピーク時間に於る、車種構成及び混入率をもとに得られたものであり、混入率約5%は非常に小さい値である。

本設計では、設計年次での大型車混入率は下記の理由により10%と推測する。

1. ピーク時間での大型車混入率は一般に平均混入率より小さい。
2. ダルエスサラム市のマスタープランによると、公共輸送力(バス)の増強が計られること
3. 産業の発達に伴い、大型車混入率が高まると予想される事

大型車交通量は

$$27,971 \text{台} \times 10\% = 2,797 \text{台/日 一方向となり、}$$

アスファルト舗装要綱での交通量区分はC交通に該当する。

表2-3 交通量の区分

交通量の区分	大型車交通量 (台/日・一方向)
L 交通	100未満
A 交通	100以上 250未満
B 交通	250以上 1,000未満
C 交通	1,000以上 3,000未満
D 交通	3,000以上

(3) 設計CBR

路床土材料の土質試験結果(添付資料B-I・5)より、設計CBRは3%とする。

(4) 舗装厚の設計と構成

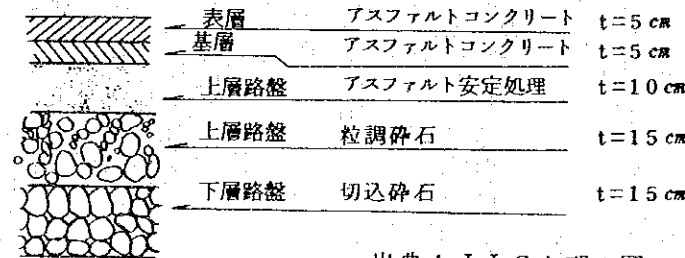
i) 設計CBR 3

ii) 交通量区分 C交通

下表から、目標とするTA = 26cm、舗装合計厚39cmとする。

TAと合計厚の目標値

	目標とする値 cm									
	L 交通		A 交通		B 交通		C 交通		D 交通	
	TA	合計厚	TA	合計厚	TA	合計厚	TA	合計厚	TA	合計厚
2	17	52	21	61	29	74	39	90	51	105
3	15	41	19	48	26	58	35	70	45	83
4	14	35	18	41	24	49	32	59	41	70
6	12	27	16	32	21	38	28	47	37	55
8	11	23	14	27	19	32	26	39	34	46
12	-	-	13	21	17	26	23	31	30	36
20以上	-	-	-	-	-	-	20	23	26	27



舗装構成を左記の通りとし、TAを計算すると、

算すると、

$$TA = 5 \times 1.0 + 5 \times 1.0 + 10 \times 0.80 + 15 \times 0.35 + 15 \times 0.20 = 26.25 > 26.0$$

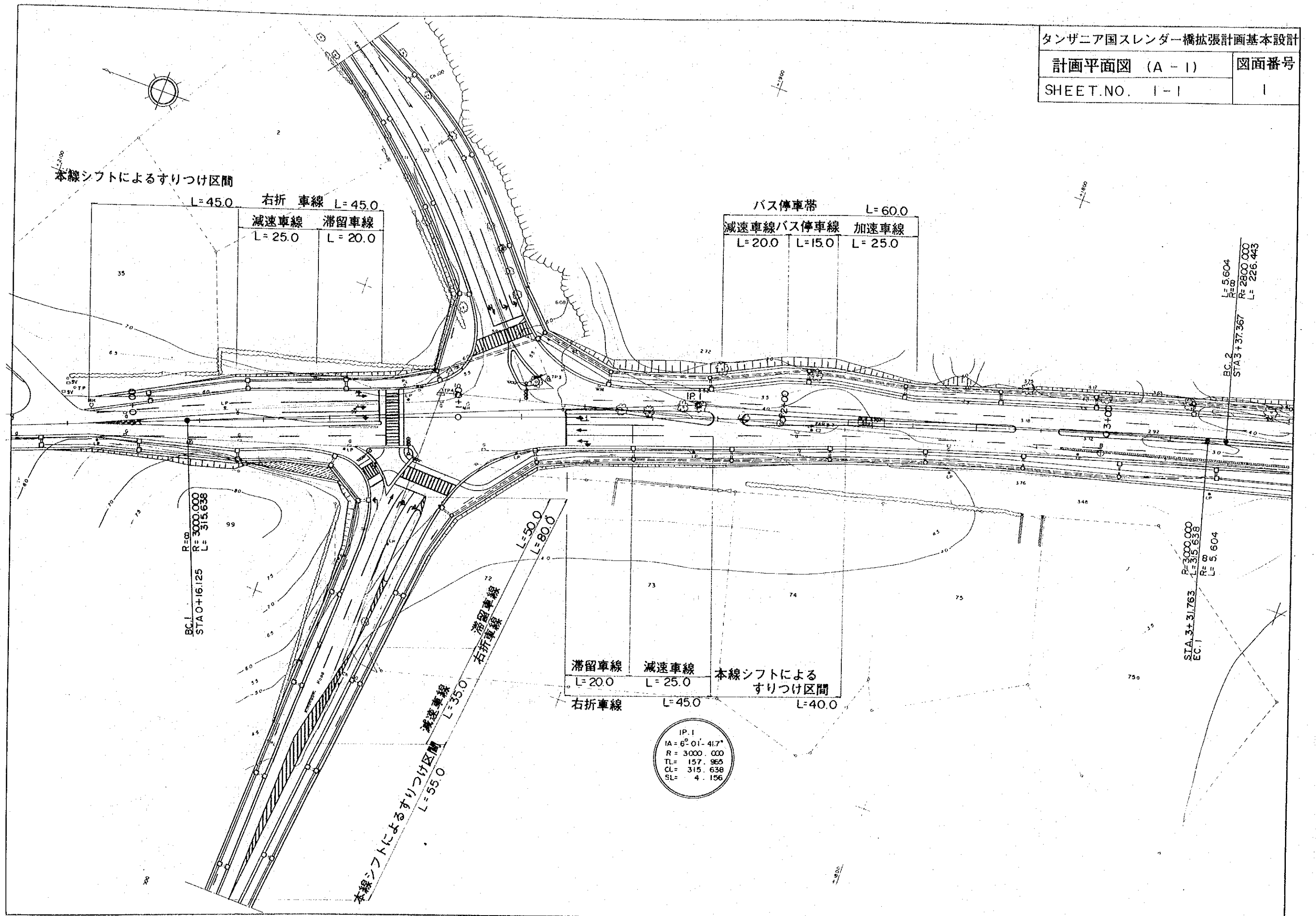
出典：JICA調査団

TA計算に用いる等値換算係数

使用する位置	工法材料	条件	等値換算係数
表層・基層	表層用加熱アスファルト混合物		1.0
上層路盤	歴青安定処理	安定度350kg以上	0.8
	粒度調整	修正CBR80以上	0.35
下層路盤	切込碎石・砂利・砂など	修正CBR20~30	0.20

Ⅳ 基本設計図

1. 平面図 A案 B案
2. 縦断図 A案 B案
3. 標準横断図
4. 橋梁一般図 スレンダー橋一般図 A案 B案
5. 親柱、高欄一般図
6. 交通安全、管理施設一般図

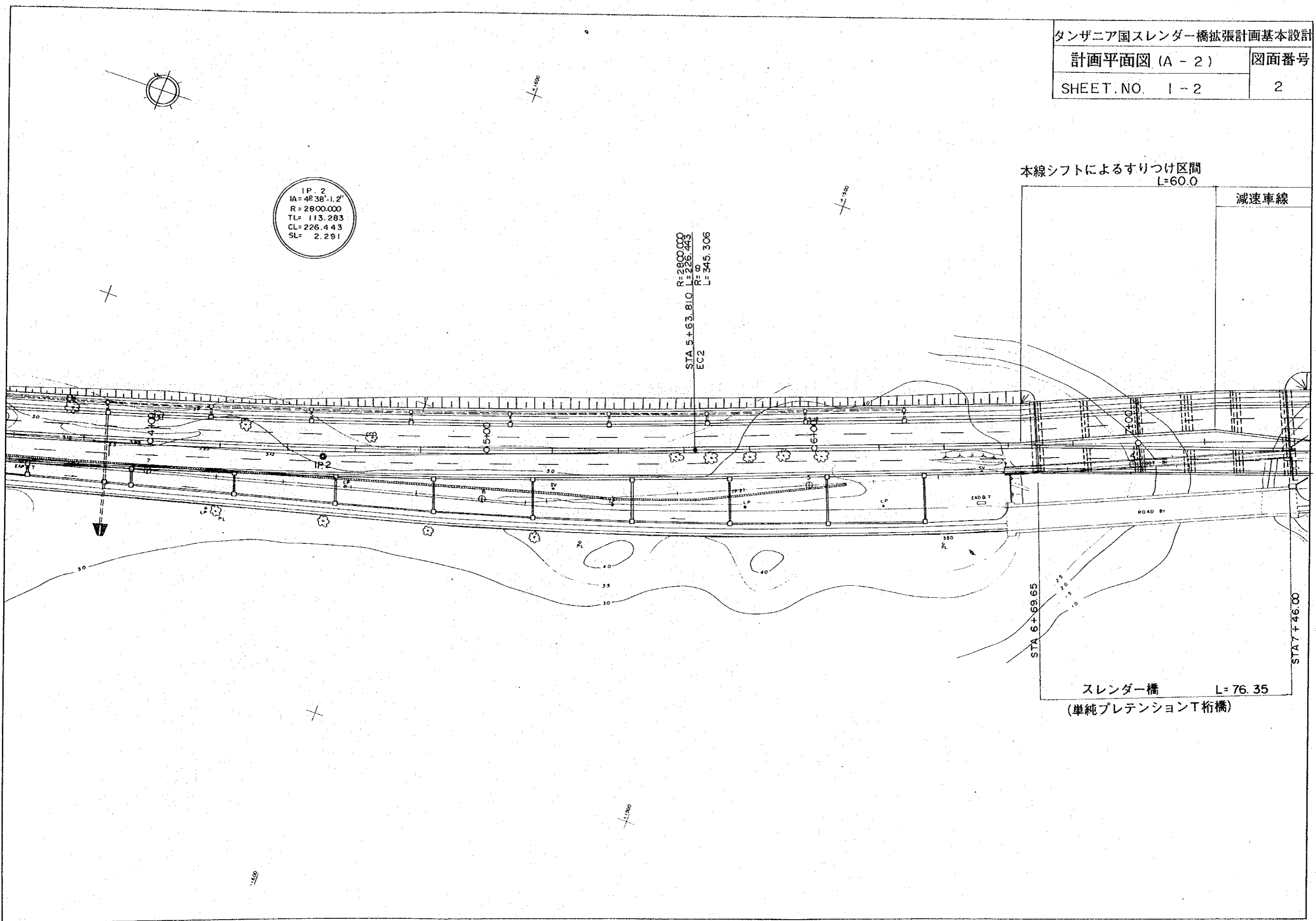


IP. 2
 IA= 48 38'-1.2"
 R= 2800.000
 TL= 113.283
 CL= 226.443
 SL= 2.291

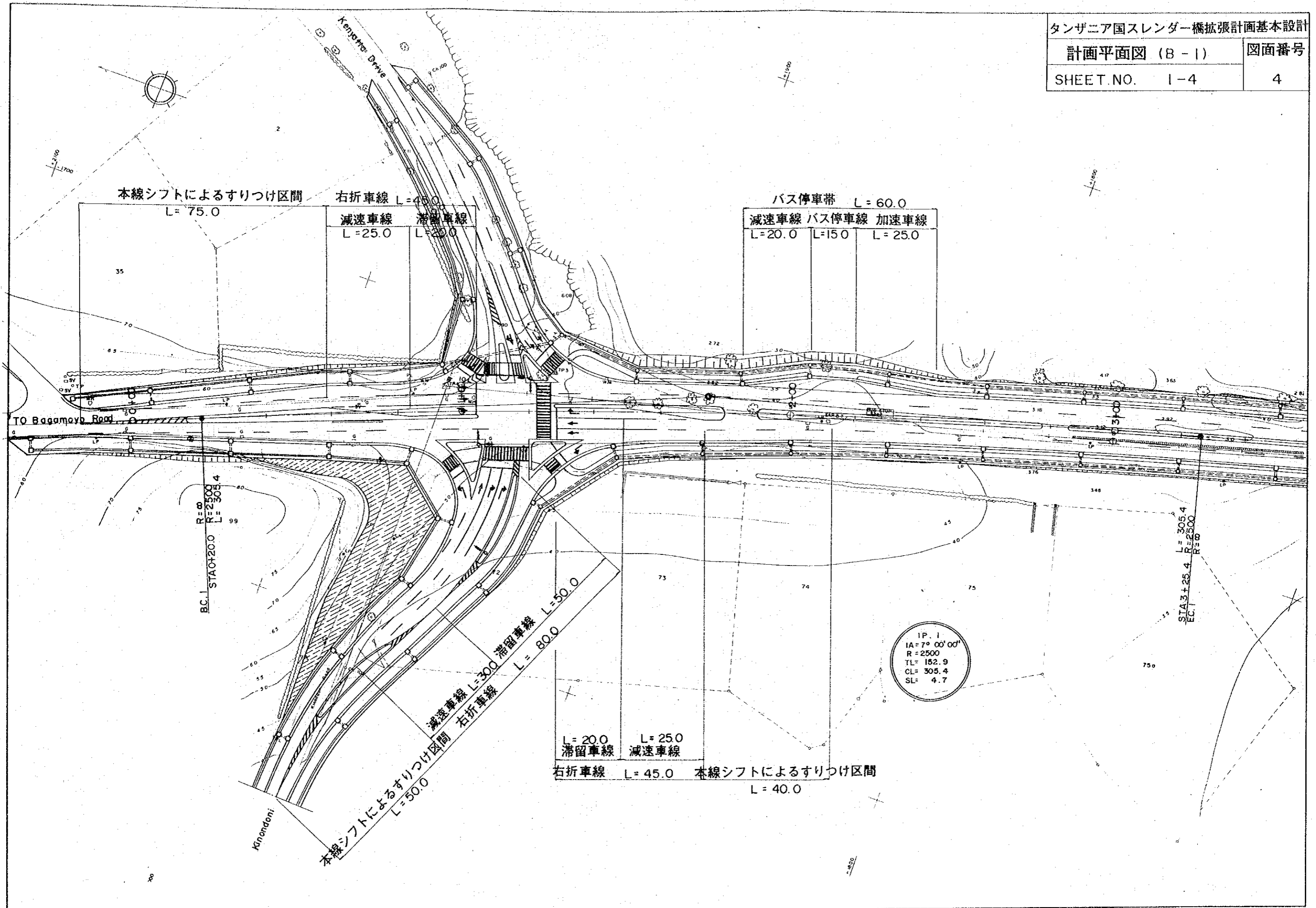
R= 2800.000
 L= 226.443
 STA 5+63.810
 EC2

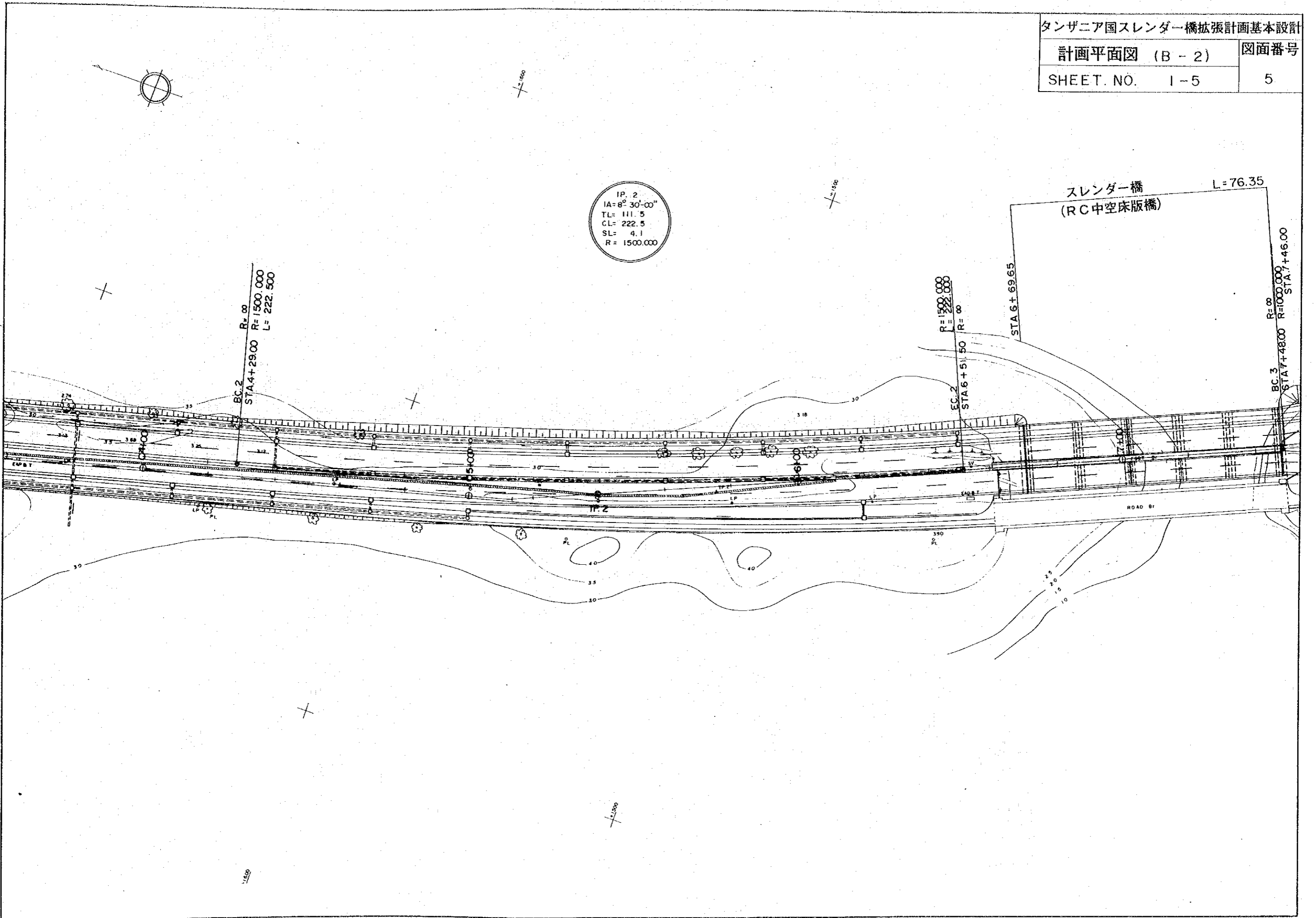
本線シフトによるすりつけ区間
 L=60.0

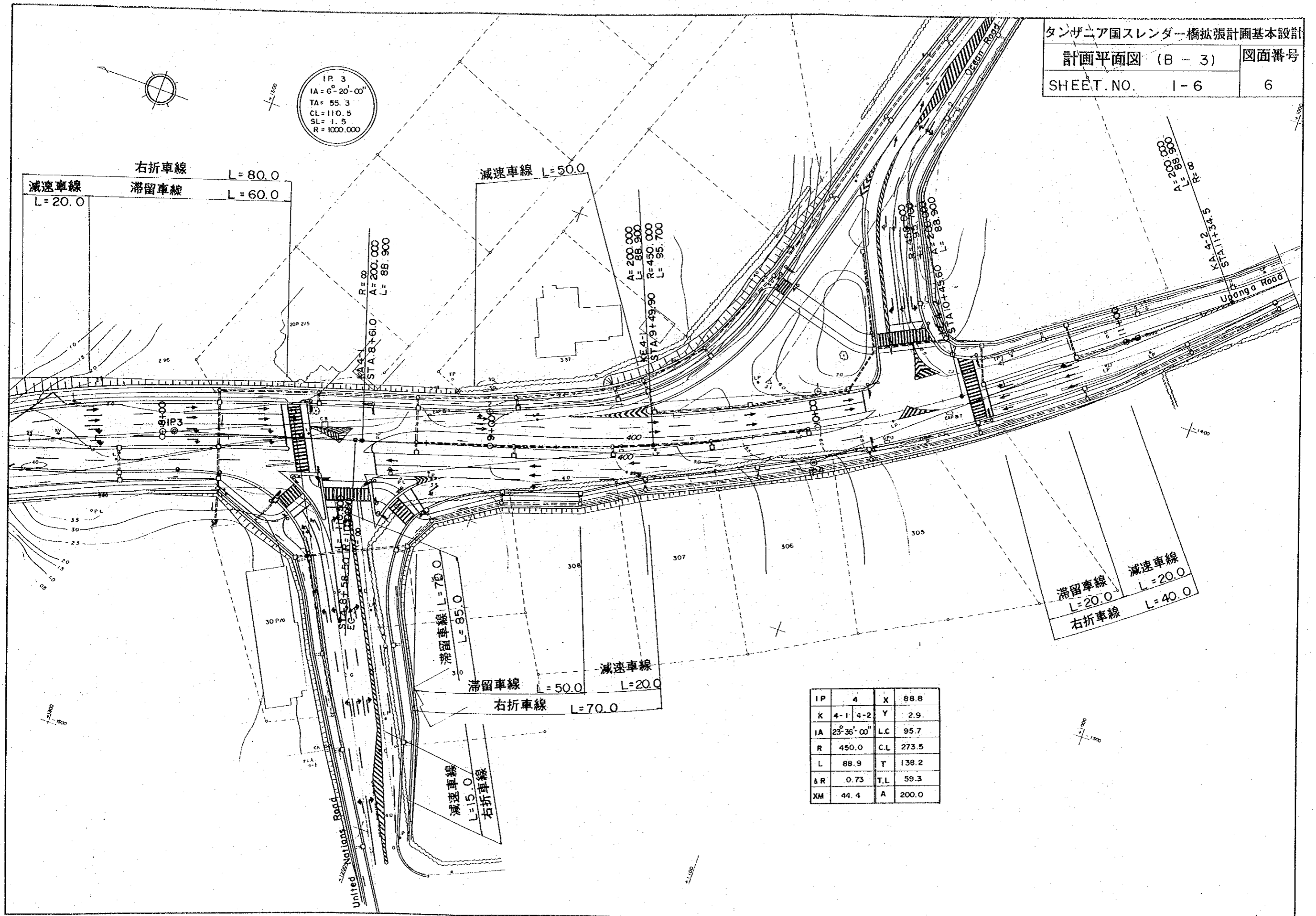
減速車線



スレンダー橋 L= 76.35
 (単純プレテンションT桁橋)



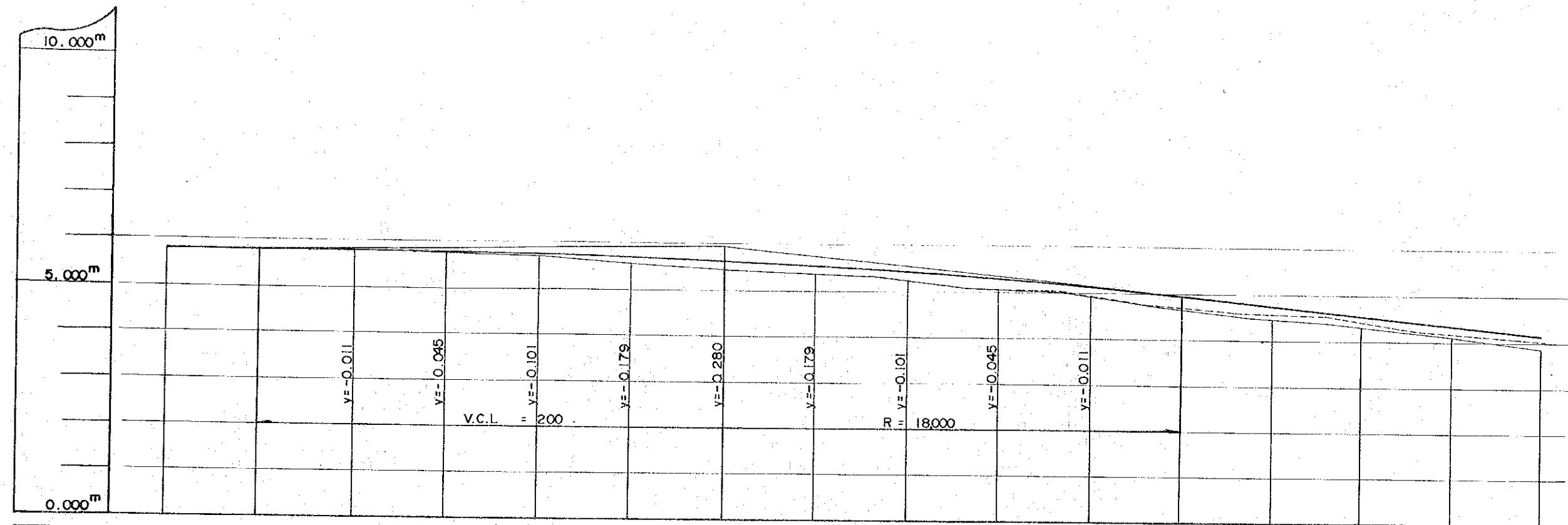




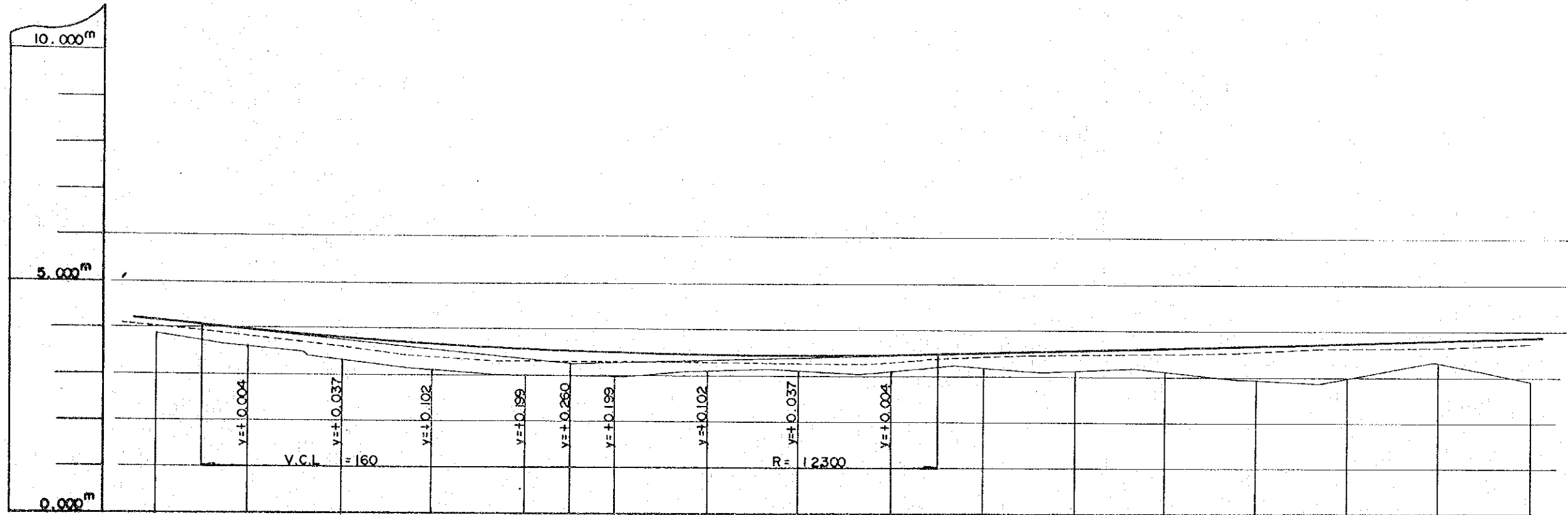
減速車線 L=20.0
 滞留車線 L=20.0
 右折車線 L=40.0

減速車線 L=15.0
 右折車線 L=70.0
 滞留車線 L=50.0
 減速車線 L=20.0
 滞留車線 L=70.0
 減速車線 L=85.0

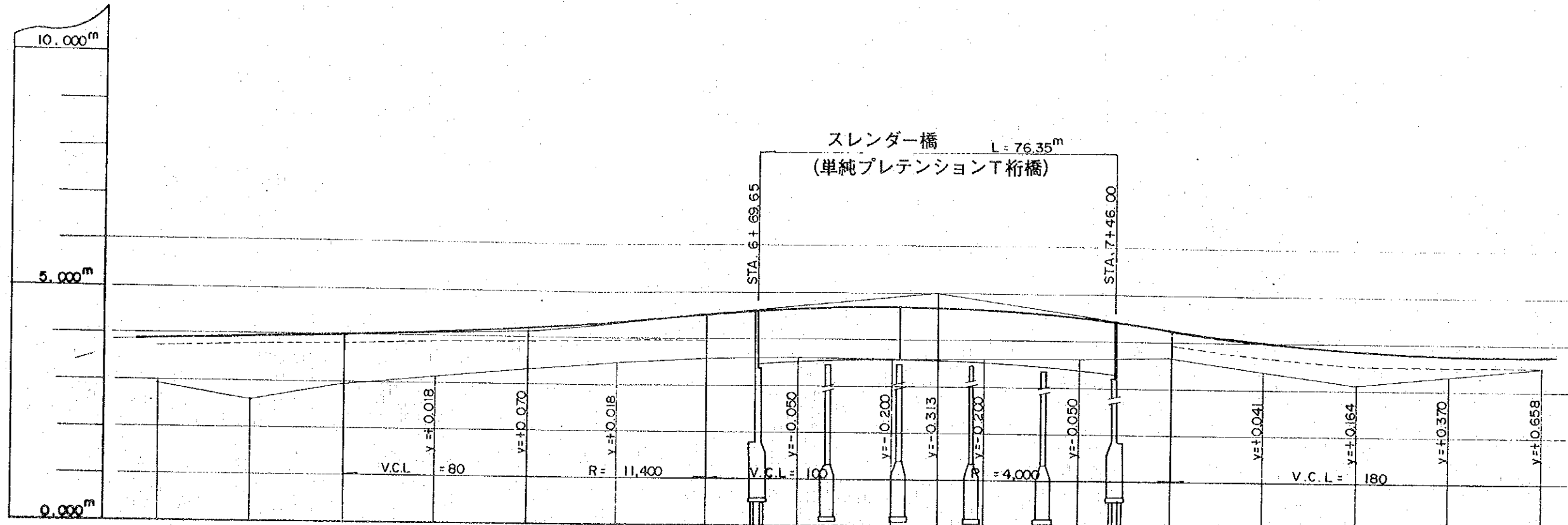
IP	4	X	88.8
K	4-1 4-2	Y	2.9
IA	23° 36' 00"	L.C	95.7
R	450.0	C.L	273.5
L	88.9	T	138.2
ΔR	0.73	T.L	59.3
XM	44.4	A	200.0



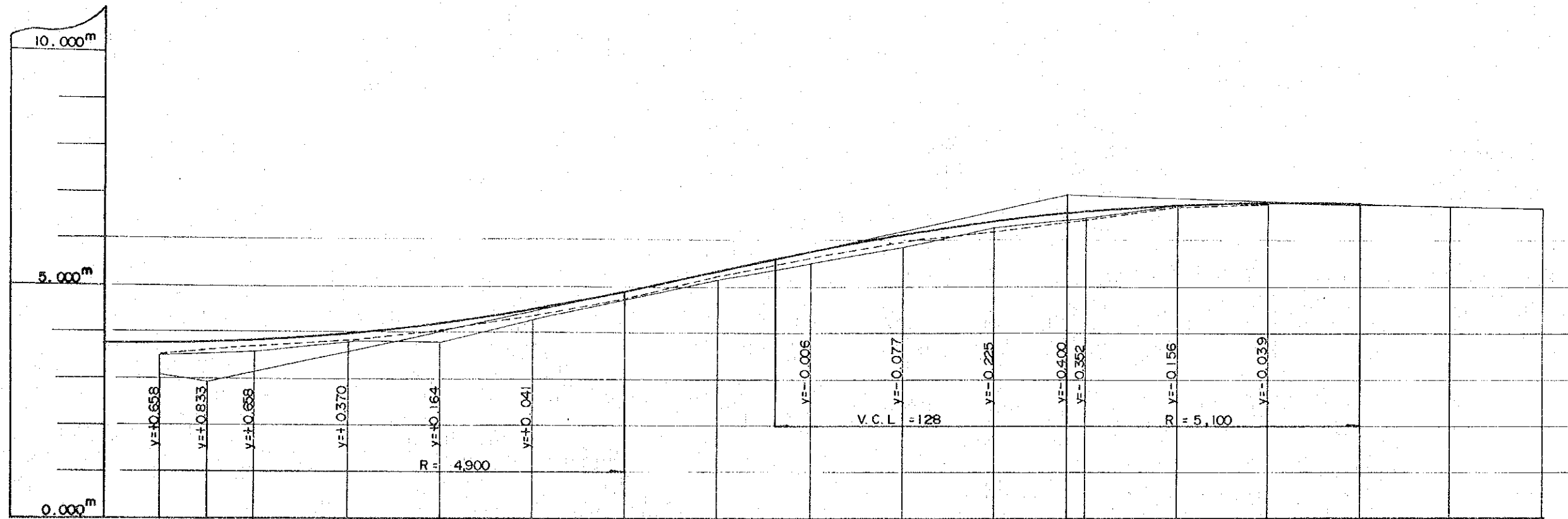
計画勾配	5.830		$i = 0.120\%$ $L = 100.000$										5.950		$i = 1.000\%$ $L = 270.000$									
盛土高			0.0	0.053	0.061	0.147	0.170	0.161	0.169	0.205	0.179	0.250	0.250	0.220	0.210	0.250								
切土高																								
計画高		5.830	5.843	5.843	5.801	5.747	5.670	5.571	5.449	5.305	5.139	4.950	4.750	4.550	4.350	4.150								
地盤高	5.82	5.83	5.82	5.79	5.74	5.60	5.50	5.41	5.28	5.10	4.96	4.70	4.50	4.35	4.14	3.90								
追加距離	-60.00	-40.00	-20.00	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	120.00	140.00	160.00	180.00	200.00	220.00	240.00								
単距離	20.00	20.00	20.00	0.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00								
測点	-60	-40	-20	0+00	+20	+40	+60	+80	1+00	+20	+40	+60	+80	2+00	+20	+40								
曲線図	$R = \infty$ $IP.1 \quad IA = 6^\circ - 1' - 41.7'' \quad R = 3000 \quad L = 315.638$																							



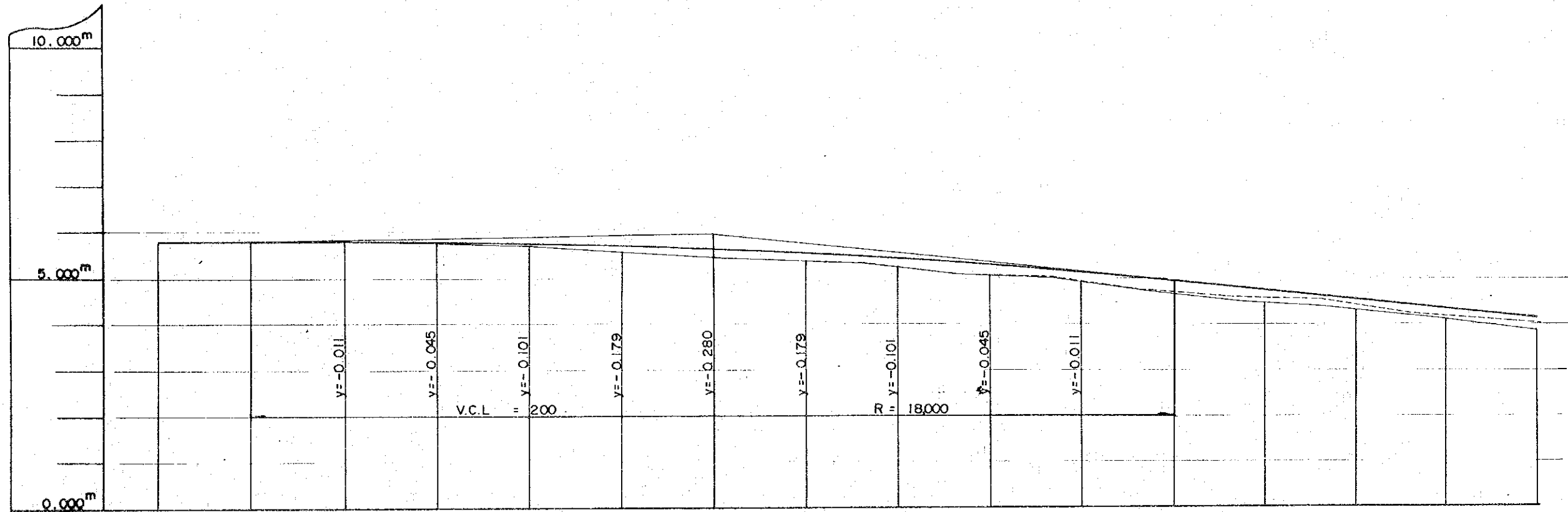
計画勾配																	
盛土高	0.250	0.334	0.444	0.522	0.519	0.479	0.302	0.297	0.324	0.300	0.430	0.500	0.740	0.760	0.480	0.930	
切土高																	
計画高	4.150	3.954	3.784	3.682	3.549	3.510	3.479	3.442	3.437	3.464	3.520	3.580	3.640	3.700	3.760	3.820	3.880
地盤高	3.90	3.62	3.34	3.13	3.03	3.00	3.14	3.14	3.14	3.22	3.15	3.14	2.96	3.00	3.34	2.95	
追加距離	240.00	260.00	280.00	300.00	320.00	340.00	360.00	380.00	400.00	420.00	440.00	460.00	480.00	500.00	520.00	540.00	
単距離	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	
測点	+40	+60	+80	3+00	+20	+40	+60	+80	4+00	+20	+40	+60	+80	5+00	+20	+40	
曲線図	IP.1 IA=6°-1'-41.7" R=3000 L=315.638 R=∞ IP.2 IA=4°-38'-1.2" R=2800 L=226.443																



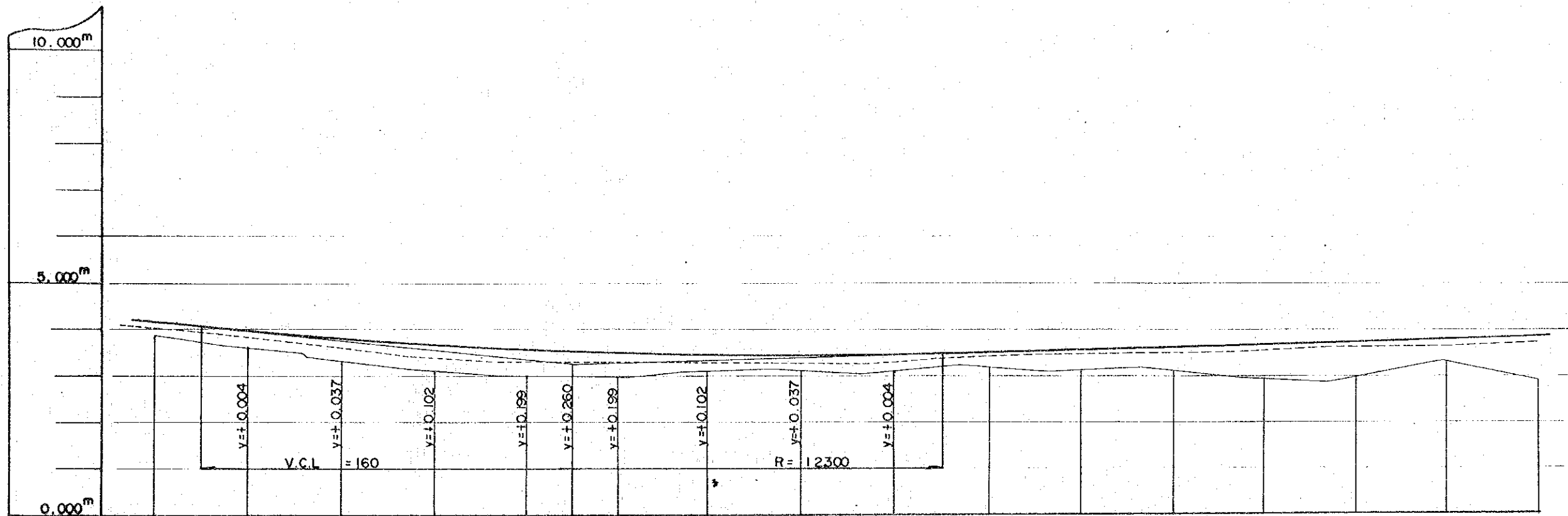
計画勾配	$i = 0.300\%$ L = 290.000 $i = 1.000\%$ L = 90.000 $i = 1.500\%$ L = 140.000																
盛土高	0.930	1.330	1.030	0.938	0.850	0.838	0.930	1.040	1.110	1.050	0.990	0.590	0.611	0.704	0.430	0.228	
切土高																	
計画高	3.880	3.940	4.000	4.078	4.190	4.338	4.520	4.670	4.720	4.707	4.670	4.520	4.270	4.011	3.834	3.740	3.728
地盤高	2.95	2.61	2.97	3.14	3.34	3.50	3.59	3.63	3.61	3.62	3.63	3.68	3.40	3.13	3.31	3.500	
追加距離	540.00	560.00	580.00	600.00	620.00	640.00	660.00	680.00	700.00	720.00	740.00	760.00	780.00	800.00	820.00	840.00	
単距離	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	
測点	+40	+60	+80	6+00	+20	+40	+60	+80	7+00	+20	+40	+60	+80	8+00	+20	+40	
曲線図	IP.2 IA = 4°-38'-12" R = 2800 L = 226.443 R = ∞																



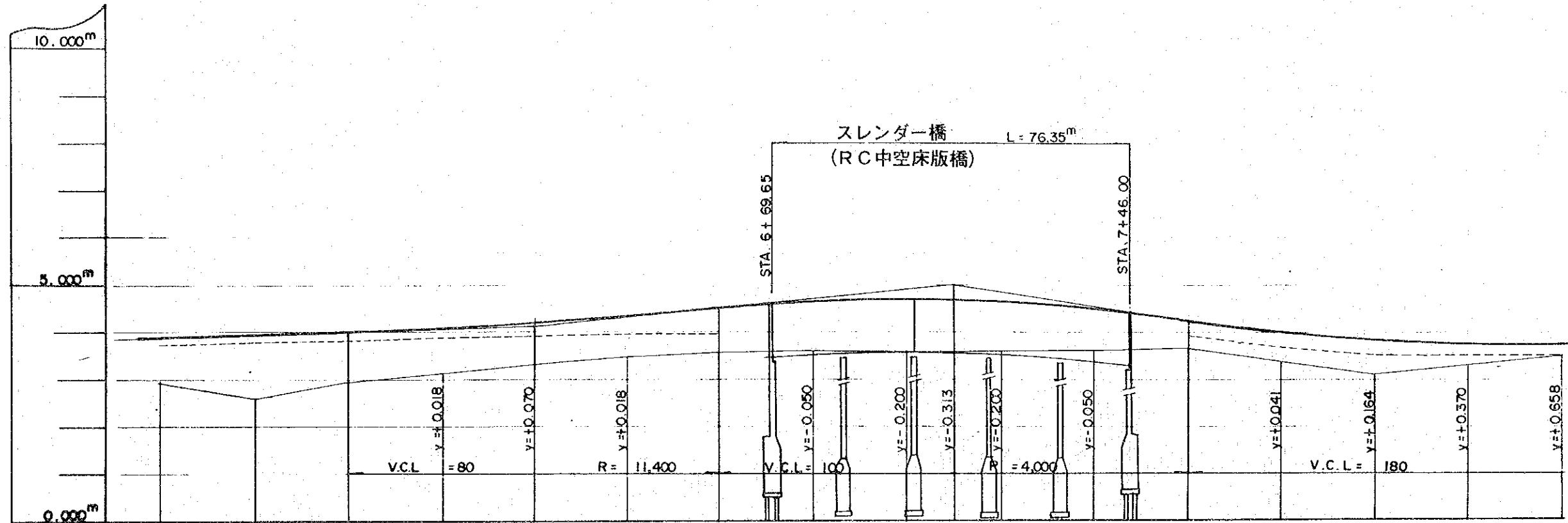
計画勾配	2.900		$i = 2.200\%$ $L = 186.000$										7.012		$i = 0.300\%$ $L =$		
盛土高		0.218	0.150	0.374	0.201	0.170	0.180	0.244	0.283	0.135	0.148		0.021				
切土高												0.006					0.010
計画高	3.728	3.798	3.950	4.184	4.501	4.900	5.340	5.774	6.143	6.435	6.612	6.648	6.784	6.841	6.820	6.760	6.700
地盤高	3.50	3.58	3.80	3.81	4.30	4.73	5.16	5.53	5.86	6.30	6.50	6.79	6.82	6.82	6.76	6.71	
追加距離	840.00	860.00	880.00	900.00	920.00	940.00	960.00	980.00	1000.00	1020.00	1040.00	1060.00	1080.00	1100.00	1120.00	1140.00	
単距離	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
測点	+40	+60	+80	9+00	+20	+40	+60	+80	10+00	+20	+40	+60	+80	11+00	+20	+40	
曲線図	$R = \infty$			$A = 200$ $L = 800$						IP.3		$IA = 20^\circ - 4' - 11''$ $R = 500$ $L = 95.141$		$A = 200$ $L = 80.0$			



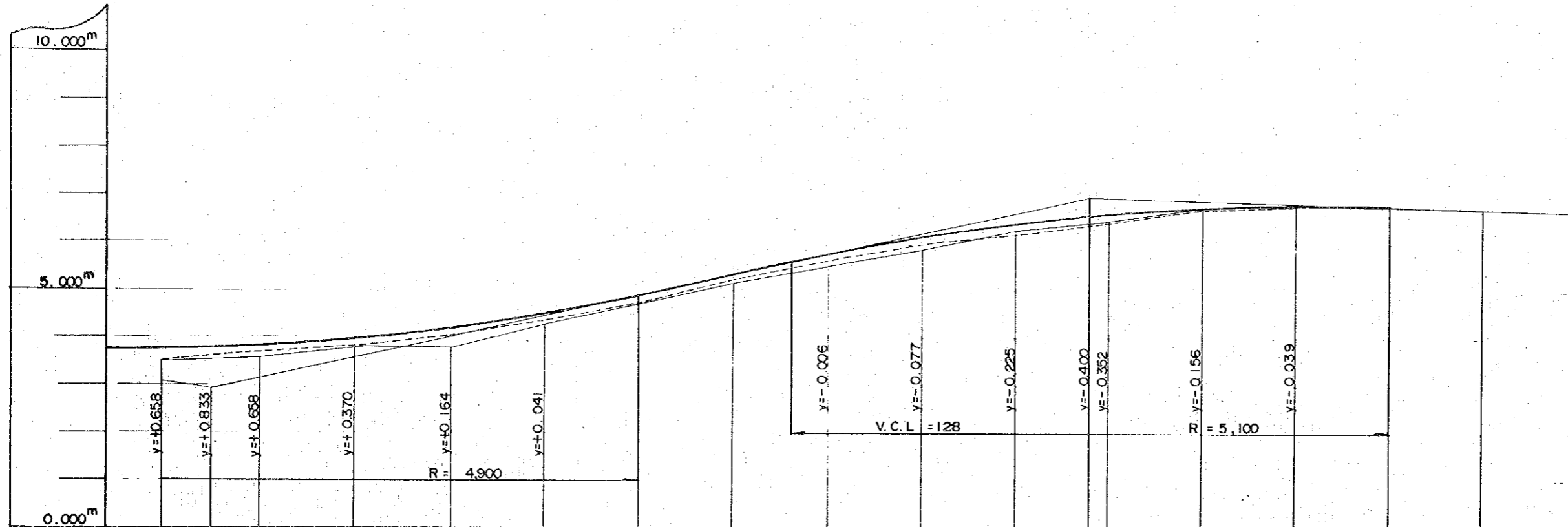
計画勾配																
盛土高			0.0	0.053	0.061	0.147	0.170	0.161	0.169	0.205	0.179	0.250	0.250	0.220	0.210	0.250
切土高																
計画高		5.830	5.843	5.843	5.801	5.747	5.670	5.571	5.449	5.305	5.139	4.950	4.750	4.550	4.350	4.150
地盤高	5.82	5.83	5.82	5.79	5.74	5.60	5.50	5.41	5.28	5.10	4.96	4.70	4.50	4.35	4.14	3.90
追加距離	-60.00	-40.00	-20.00	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	120.00	140.00	160.00	180.00	200.00	220.00	240.00
単距離	20.00	20.00	20.00	0.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
測点	-60	-40	-20	0+00	+20	+40	+60	+80	+100	+120	+140	+160	+180	+200	+220	+240
曲線図																



計画勾配	i=1.000% L=270.000		3.250		i=0.300% L=290.000												
盛土高	0.250	0.334	0.444	0.522	0.519	0.479	0.302	0.297	0.324	0.300	0.430	0.500	0.740	0.760	0.480	0.930	
切土高																	
計画高	4.150	3.954	3.784	3.682	3.549	3.510	3.479	3.442	3.437	3.464	3.520	3.580	3.640	3.700	3.760	3.820	3.880
地盤高	3.90	3.62	3.34	3.13	3.03	3.00	3.14	3.14	3.14	3.22	3.15	3.14	2.96	3.00	3.34	2.95	
追加距離	240.00	260.00	280.00	300.00	320.00	340.00	360.00	380.00	400.00	420.00	440.00	460.00	480.00	500.00	520.00	540.00	
単距離	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	
測点	+40	+60	+80	3+00	+20	+40	+60	+80	4+00	+20	+40	+60	+80	5+00	+20	+40	
曲線図	IP.1 IA=7°00'-00" R=2500 L=305.4								R=∞		IP.2 IA=8°30'-00" R=1500 L=222.5						



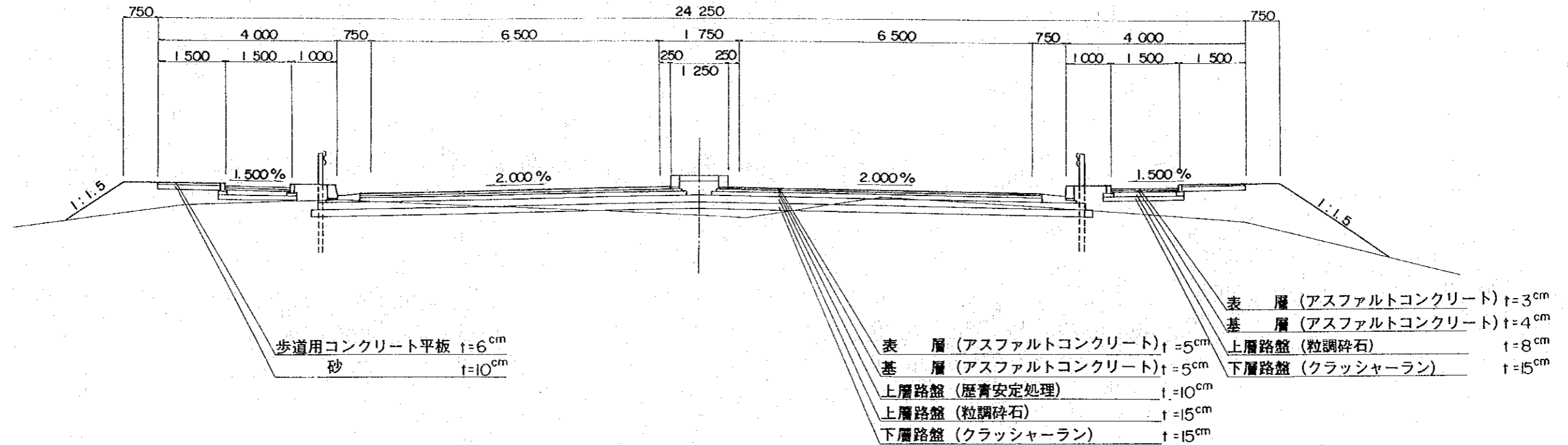
計画勾配	$i = 0.300\%$ $L = 290.000$															
盛土高	0.930	1.330	1.030	0.938	0.850	0.838	0.930	1.040	1.110	1.050	0.890	0.590	0.611	0.704	0.430	0.228
切土高																
計画高	3.880	3.940	4.000	4.078	4.190	4.338	4.520	4.670	4.720	4.707	4.670	4.520	4.270	4.011	3.834	3.740
地盤高	2.95	2.61	2.97	3.14	3.34	3.50	3.59	3.63	3.61	3.62	3.63	3.68	3.40	3.13	3.31	3.500
追加距離	540.00	560.00	580.00	600.00	620.00	640.00	660.00	680.00	700.00	720.00	740.00	760.00	780.00	800.00	820.00	840.00
単距離	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
測点	+40	+60	+80	6+00	+20	+40	+60	+80	7+00	+20	+40	+60	+80	8+00	+20	+40
曲線図	IP. 2 $IA=8^{\circ}30'-00''$ $R=1500$ $L=222.5$															
	$R=0$															
	IP. 3 $IA=6^{\circ}20'-00''$ $R=1000$ $L=110.5$															



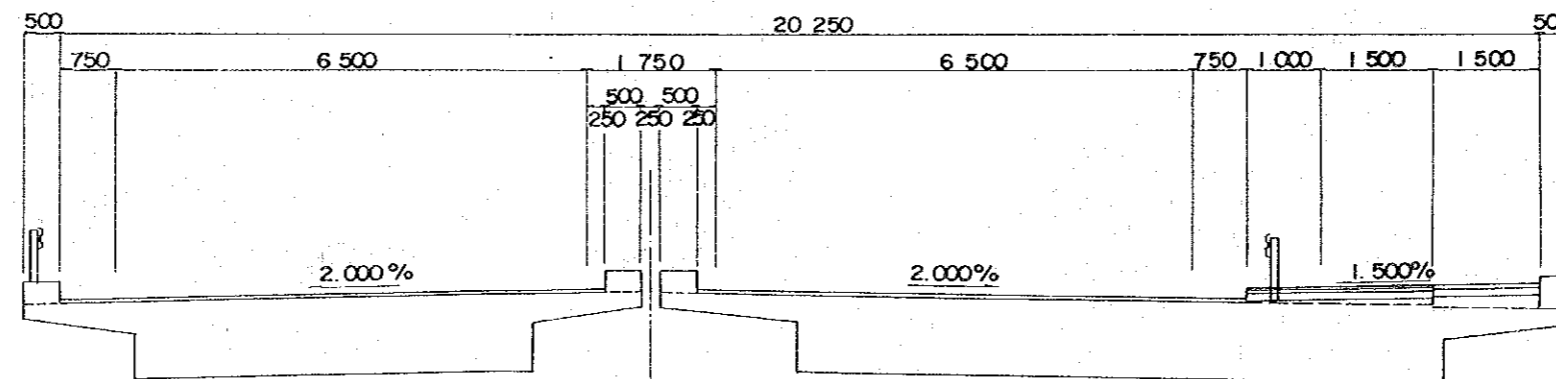
計画勾配	2.900		$i = 2.200\%$ $L = 186.000$										7.012		$i = 0.300\%$ $L =$		
盛土高		0.218	0.150	0.374	0.201	0.170	0.180	0.244	0.283	0.135	0.148		0.021				
切土高												0.006					0.010
計画高	3.728	3.798	3.950	4.184	4.501	4.900	5.340	5.774	6.143	6.435	6.612	6.648	6.784	6.841	6.820	6.760	6.700
地盤高	3.50	3.58	3.80	3.81	4.30	4.73	5.16	5.53	5.86	6.30	6.50	6.79	6.82	6.82	6.76	6.71	
追加距離	840.00	860.00	880.00	900.00	920.00	940.00	960.00	980.00	1000.00	1020.00	1040.00	1060.00	1080.00	1100.00	1120.00	1140.00	
単距離	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
測点	+40	+60	+80	9+00	+20	+40	+60	+80	10+00	+20	+40	+60	+80	11+00	+20	+40	
曲線図	$R = \infty$ $A = 200$ $L = 80.9$ $IP.4$ $IA = 23^{\circ}30'00''$ $R = 450$ $L = 95.7$ $A = 200$ $L = 88.9$																

標準横断面図

本線単路部

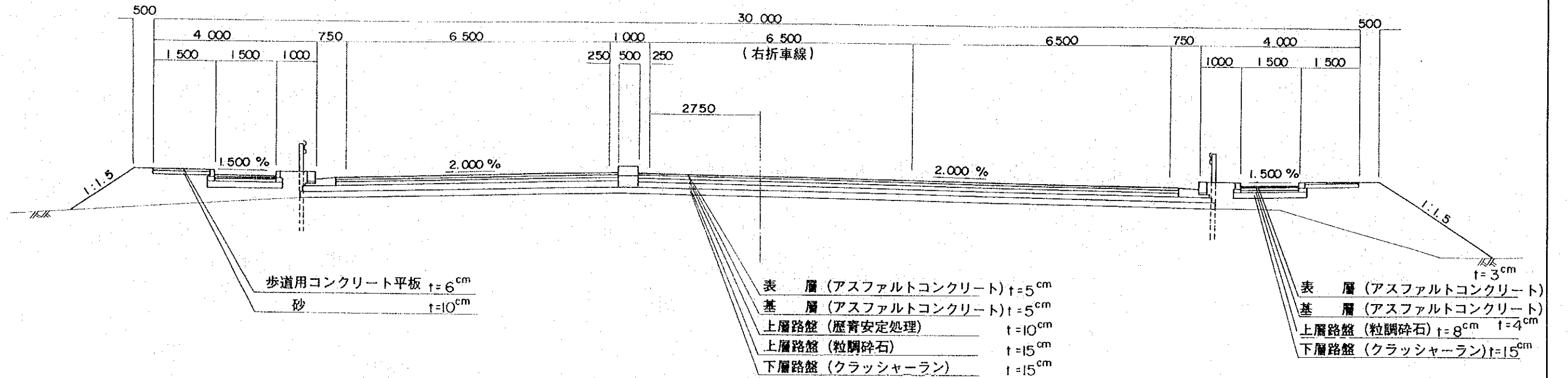


本線橋梁部

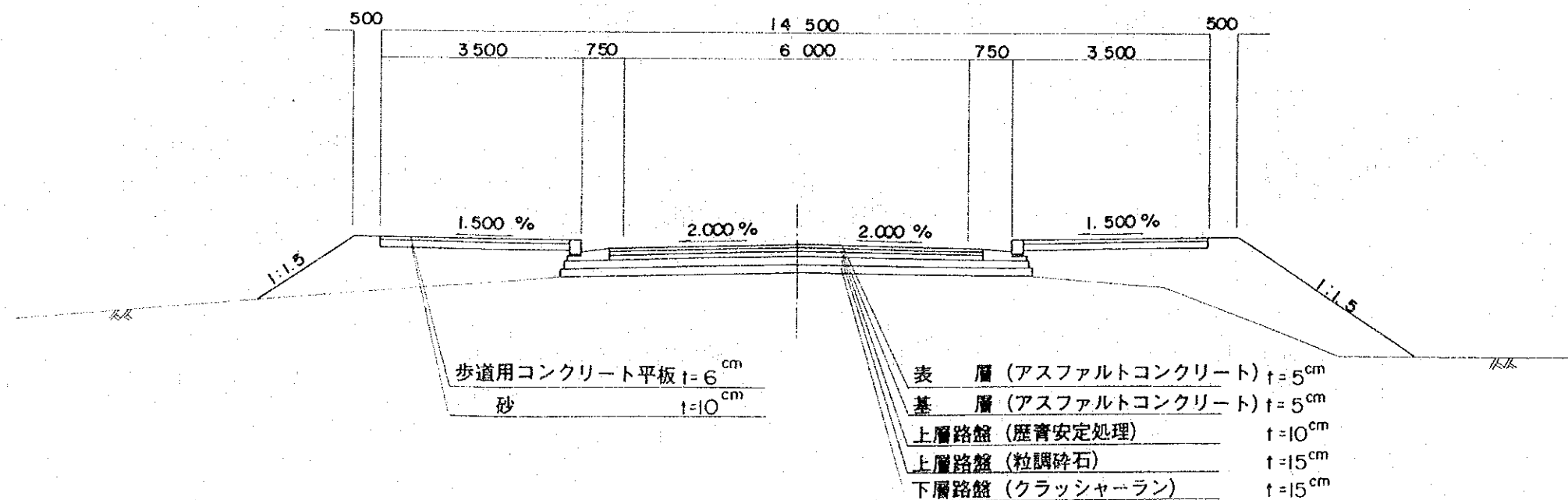


標準横断面図

本線 交差点部



接続道路



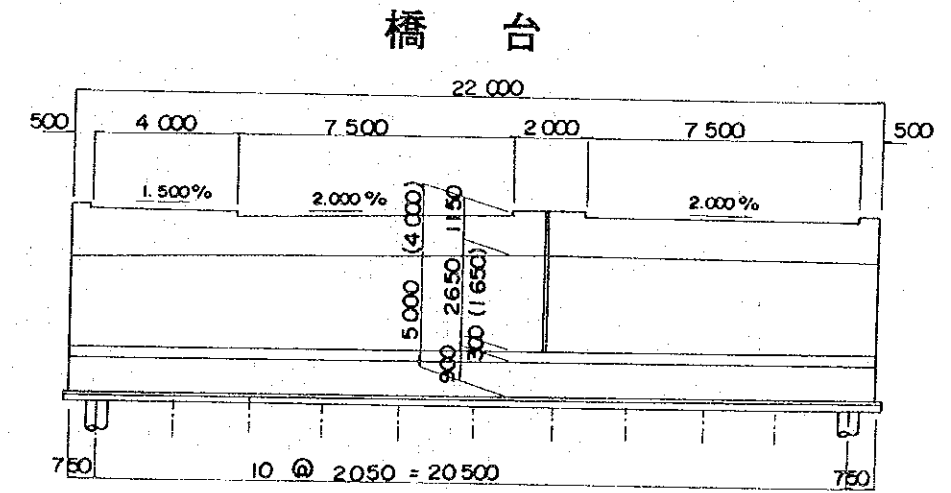
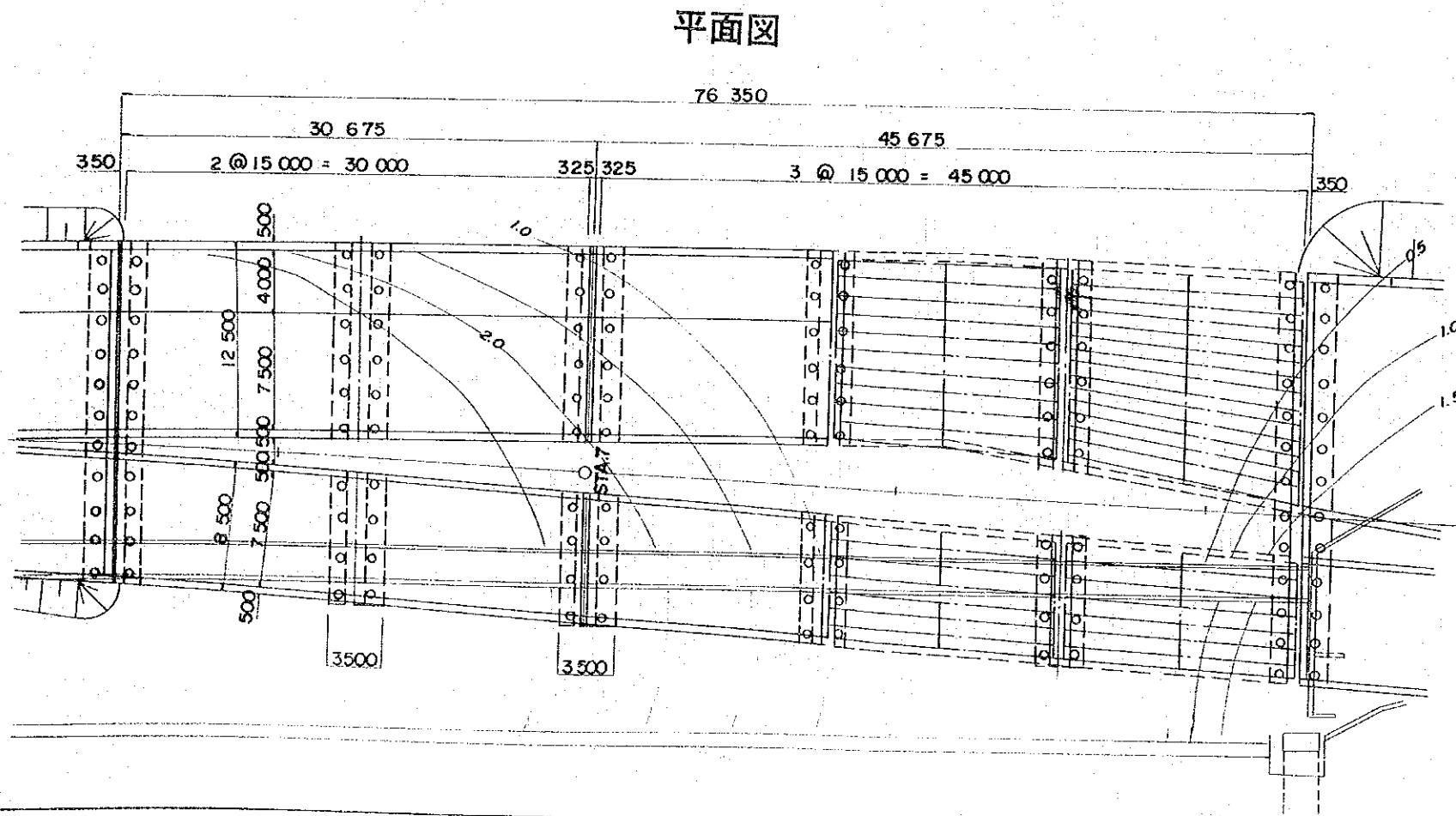
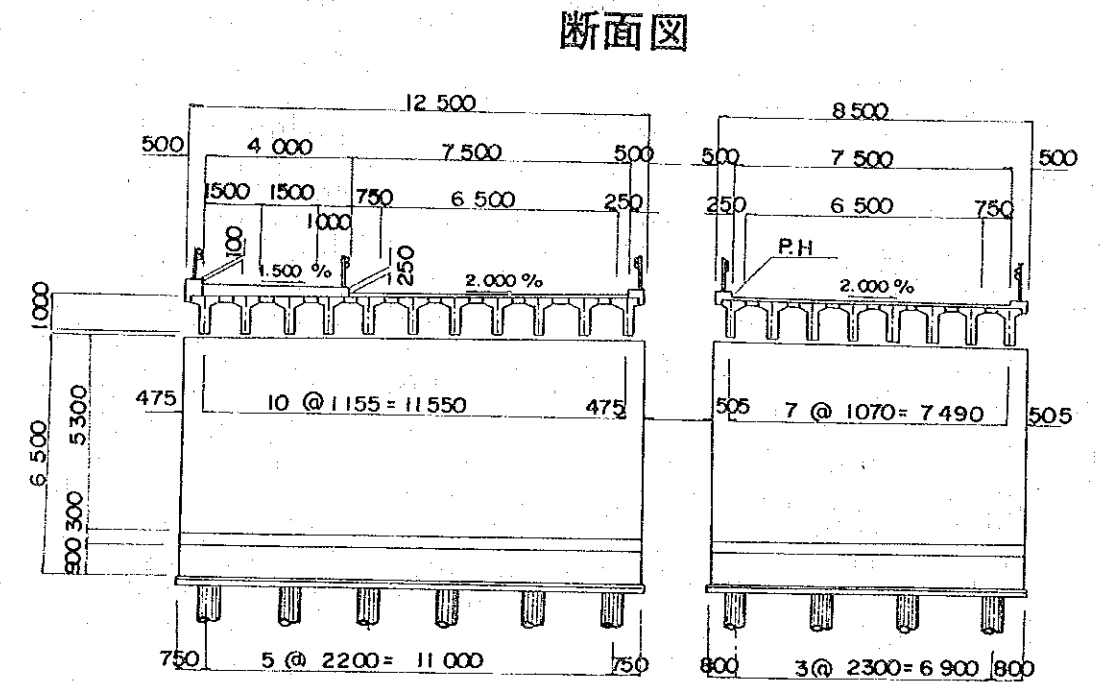
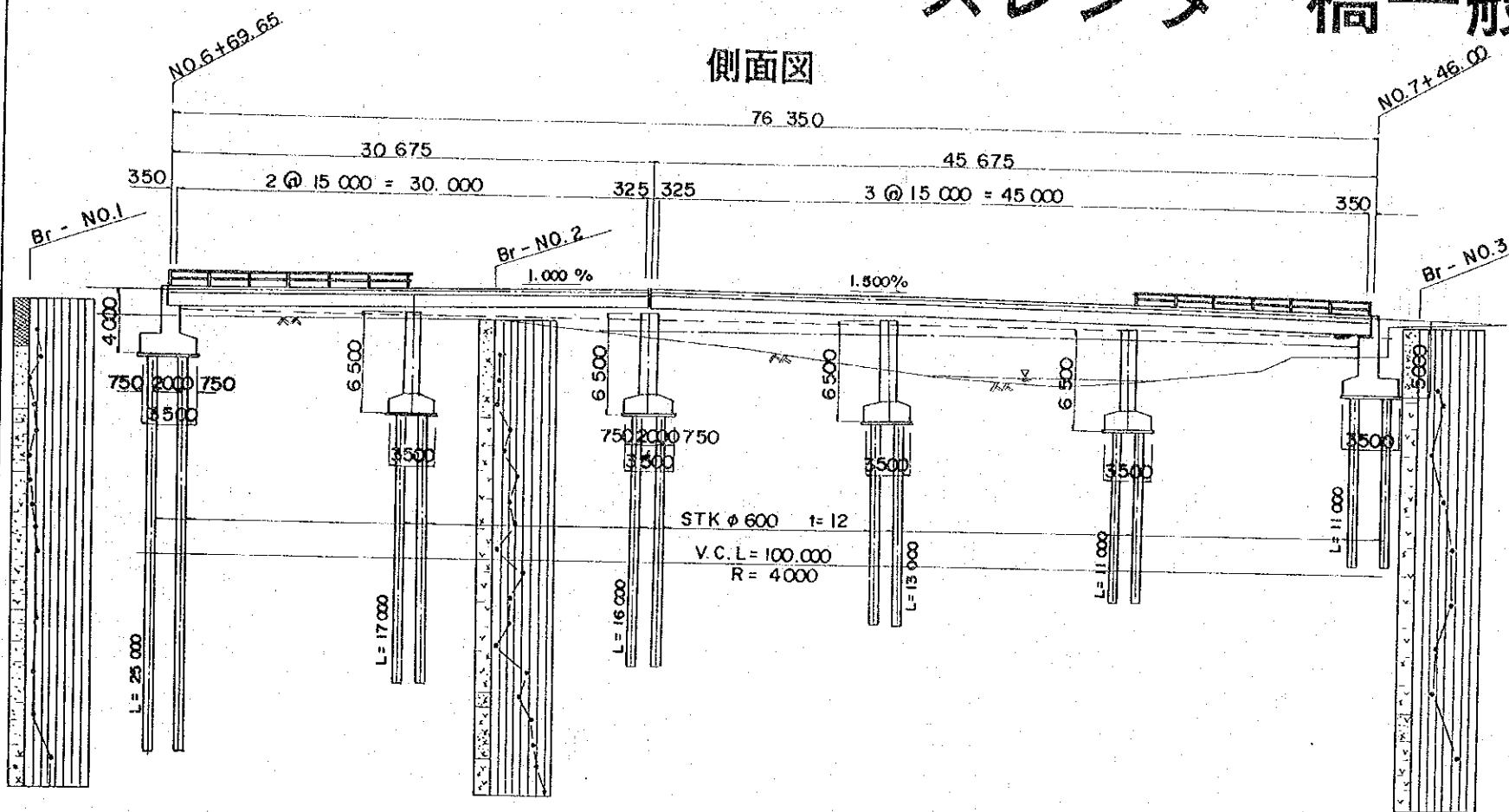
スレンダー橋一般図 (A)

タンザニア国スレンダー橋拡張計画基本設計

スレンダー橋一般図 (A) 図面番号

SHEET NO. 4-1

17



設計条件

橋長	L = 76.350	
荷重	BS 153 (HA・HB)	
型式	単純PCプレテンションT桁	
巾員	A-Line	7.500
	B-Line	7.500 + 4.000
支間	15 000	
基礎	STK ϕ 600 1=12	

側面図

スレンダー橋一般図 (B)

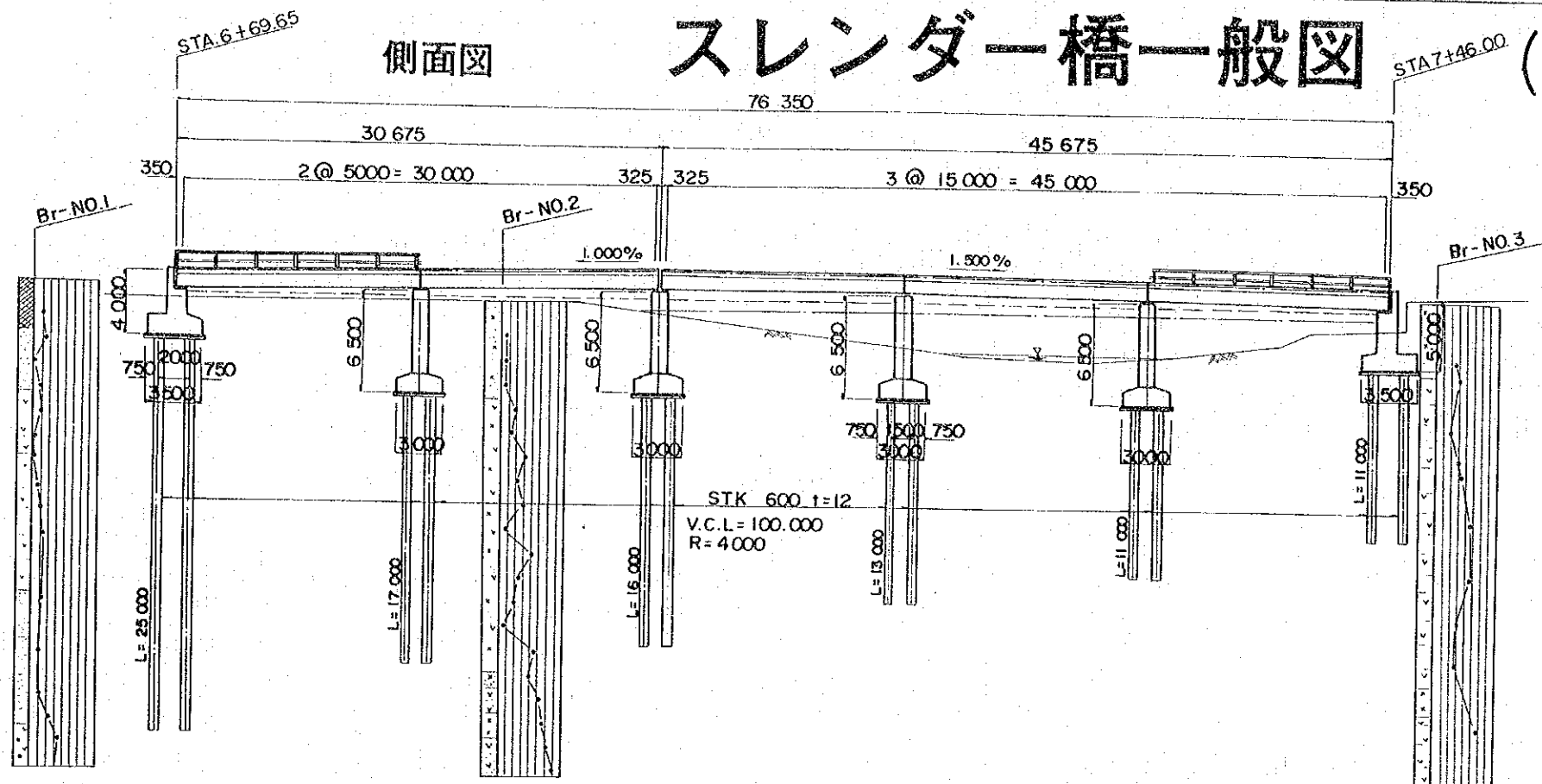
STA 7+46.00 (B)

タンザニア国スレンダー橋拡張計画基本設計

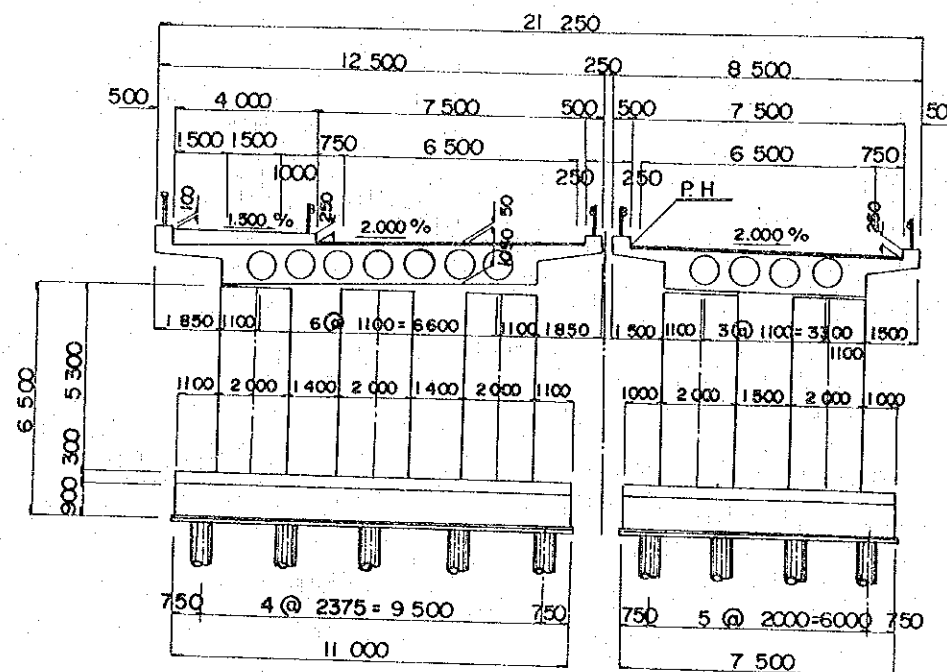
スレンダー橋一般図(B) 図面番号

SHEET.NO. 4-2

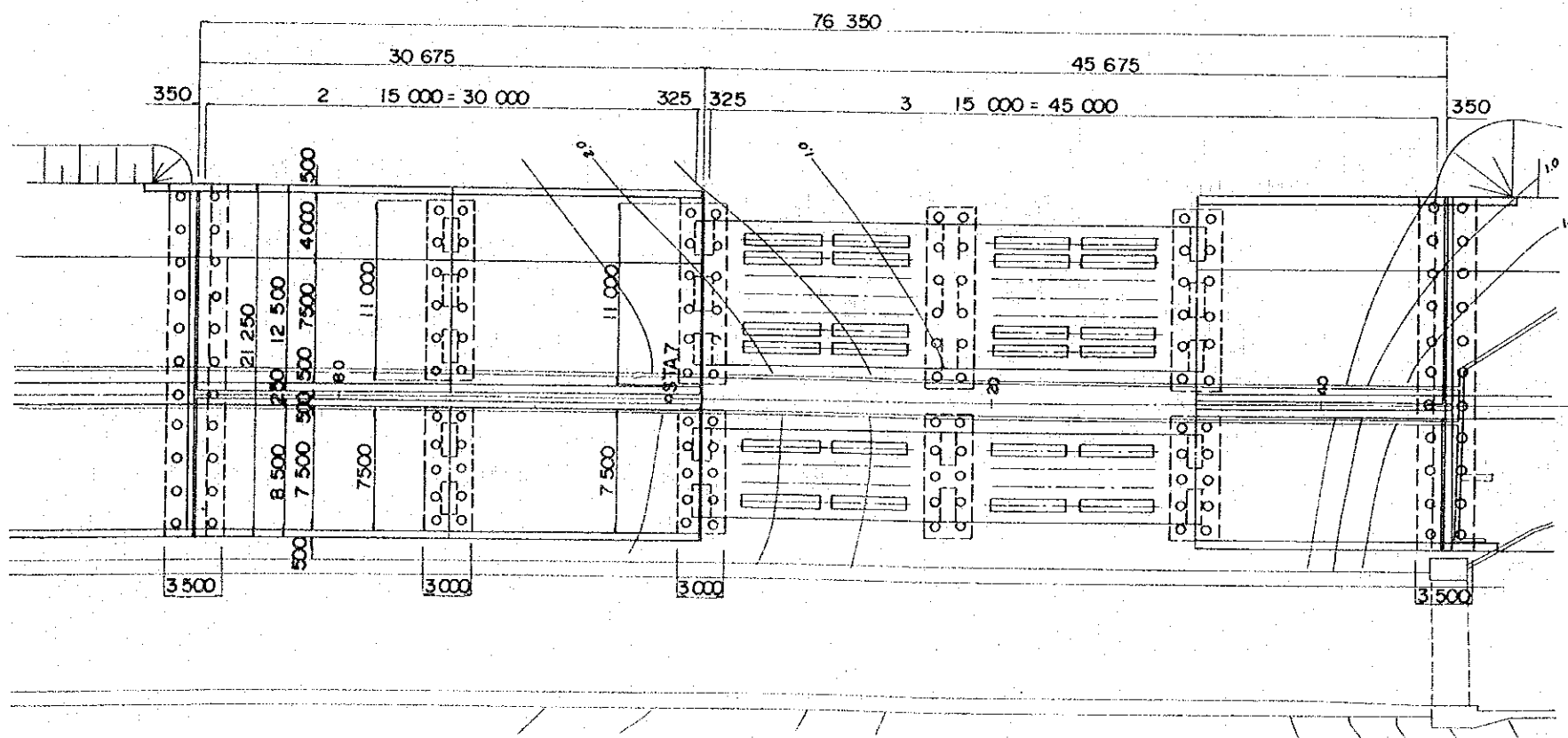
18



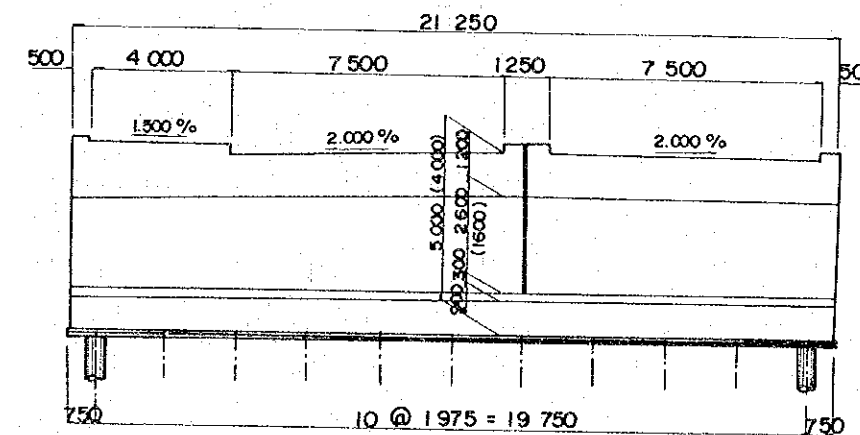
断面図



平面図



橋台



設計条件

橋長	L = 76.350	
荷重	BS 153 (HA・HB)	
型式	3径間連続RC中空床版	
	2径間連続RC中空床版	
巾員	A-Line	7.500
	B-Line	7.500 + 4.000
支間	15.000	
基礎	STK φ 600 1=12	

