

土木研究所資料

第 214 号

裾花アーチダムの構造設計

昭和 41 年 12 月

建設省土木研究所

裾花アーチダムの構造設計

長野県企業局 佐藤 一郎
建設省土木研究所 柴田 功

目 次

1. 概 要	1
1.1 裾花ダム計画概要	1
(1) 一般事項	1
(2) 裾花ダム	1
(3) 貯水池	1
(4) 工費工期	1
1.2 貯水池附近の地形地質概要	2
1.3 調査経過	4
1.4 調査概要	4
2. ダム地点の地質	6
2.1 地質の構成	6
2.2 断層，境界面	8
3. 基礎岩盤の性状	10
3.1 安山岩	10
3.2 安山岩下位の角礫凝灰岩	15
3.3 安山岩上位の角礫凝灰岩	17
3.4 泥質凝灰岩	23
4. ダムの形式の検討	37
5. 設 計	44
5.1 設計方針	44
5.1.1 地形的条件	44
5.1.2 地質的条件	44
(1) 河 床	44
(2) 左 岸	47
(3) 右 岸	47
5.2 設計要項	49
(1) ダムの寸法	49
(2) 設計に用いる基本数値	49
(3) 設計荷重	49

5.3 ダム設計々算および許容応力	50
(1) 設計々算	50
(2) 設計上の許容応力	51
5.4 設 計	51
5.4.1 予備設計	51
(1) ダムの形状と岩盤の安全性	51
(2) ダムの形状	52
(3) ダム位置の検討	55
5.4.2 ダム基礎の検討	73
(1) ショルダーの取り方（ダム基礎の根入れ）	73
(2) 所要堅岩等高線の計算	74
(3) 滑り安定	75
5.4.3 円弧アーチ	76
5.4.4 最終形状および応力度	87
(1) 形状諸元	87
(2) 半径方向調整計算	89

1. 概 要

1.1 裾花ダム計画概要

裾花ダムは裾花川総合開発計画の一環として、長野市の西約5km信濃川水系、犀川支川、裾花川に計画されている多目的ダムで、その概要は次のとおりである。

(1) 一般事項

事業者名	長野県
事業名	裾花川河川総合開発事業
河川名	信濃川水系、犀川、裾花川
ダム名	裾花ダム
目的	洪水調節、発電、上水道用の補給

(2) 裾花ダム

位置 右岸	長野県長野市大字小鍋字下殿 3,136
左岸	長野県長野市大字入山字岩戸南沖 2,032
型式	アーチ式コンクリートダム
寸法	
基礎岩盤標高	E.L. 480.00m
堤頂標高	
非溢流部	E.L. 563.00m
溢流部	E.L. 555.00m
堤高	83.00m
計画洪水量	1,290m ³ /s (100年洪水)
放流施設	
中央溢流部	6.5m×9.0m×3門
高圧放水管	3.6m×3.6m×2門

(3) 貯水池

集水面積	250km ²
総貯水量	1,5000×10 ³ m ³
有効貯水量	10,000×10 ³ m ³
治水容量	10,000×10 ³ m ³
発電容量	9,200×10 ³ m ³
水道容量	300×10 ³ m ³

(4) 工費工期

総事業費	3,050,000×10 ³ 円
着工	昭和39年度
竣工予定	昭和43年度末

1.2 貯水池附近の地形

地質概要

本貯水池附近の基盤は東方から第三紀鮮新世の小川累層に属する堆積岩、同じく柵(しがらみ)累層に属する火砕岩ならびに堆積岩の順にかさなる単斜構造をなし、その一般的な走向はほぼ南北で西にゆるく傾斜する。この地域ではその下流端に近い善光寺温泉附近に2～3の破砕帯が見られる以外、顕著な断層等は認められない。

小川累層の堆積岩は砂質凝灰岩、泥質凝灰岩、頁岩等からなり、岩質は全般的に軟弱で風化に対する抵抗が弱く、その分布する善光寺温泉から小鍋部落にかけては谷巾が広く、地形がなだらかで各所に地すべり、崩壊地

が見られ、山麓には岩屑堆積層が発達している。

柵累層の火砕岩は一部に安山岩層をはさむ角礫凝灰岩からなり、岩質は比較的堅固で風化に対する抵抗も強く、その分布地域は小鍋部落の上流約2kmにわたり、裾花峡と呼ばれる急峻な峡谷を形成している。峡谷内ではほとんど基盤岩が露出し岩屑の堆積はごく局部的である。柵累層の堆積岩は礫岩、砂質凝灰岩、泥質凝灰岩等からなり、岩質は小川累層のそれとほぼ同様で、その分布する裾花峡の上流楠川合流点附近では、再び谷巾がひろがり地形がなだらかになっている。

図-1.1 計画一般平面図(1/200,000)

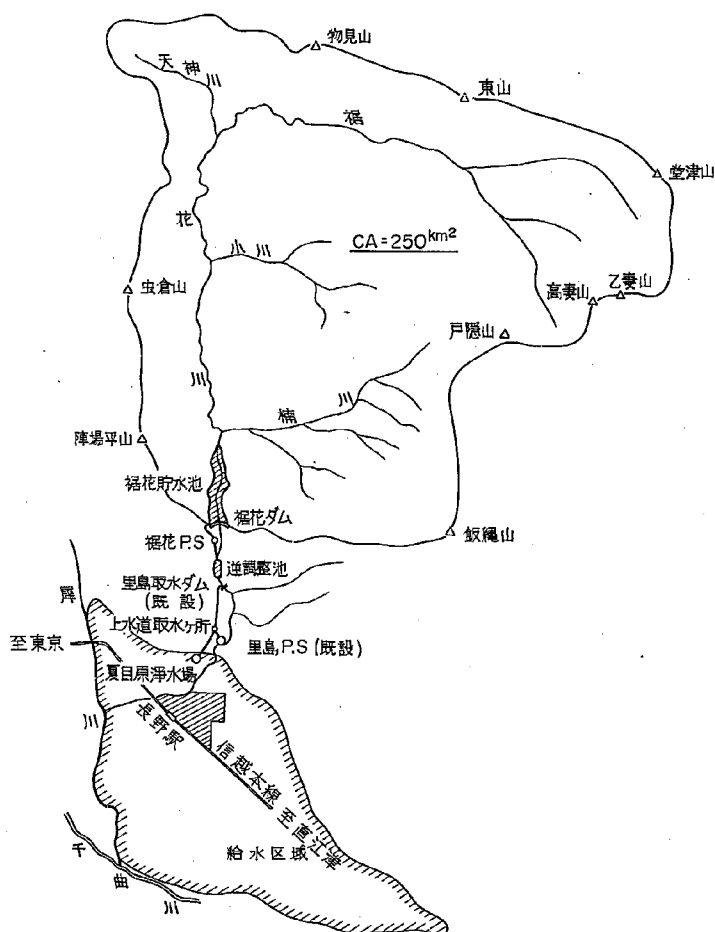
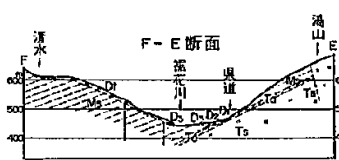
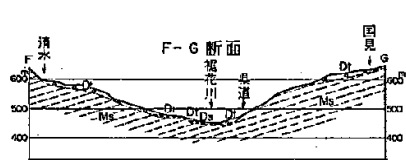
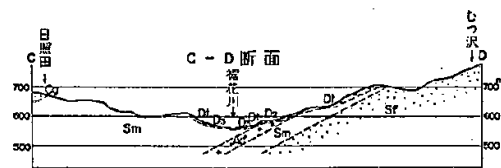
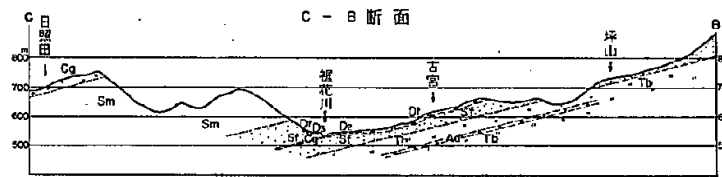
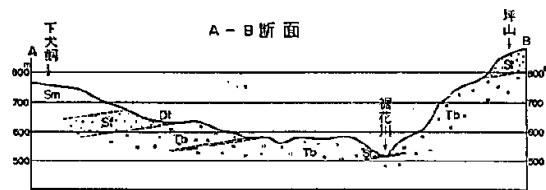
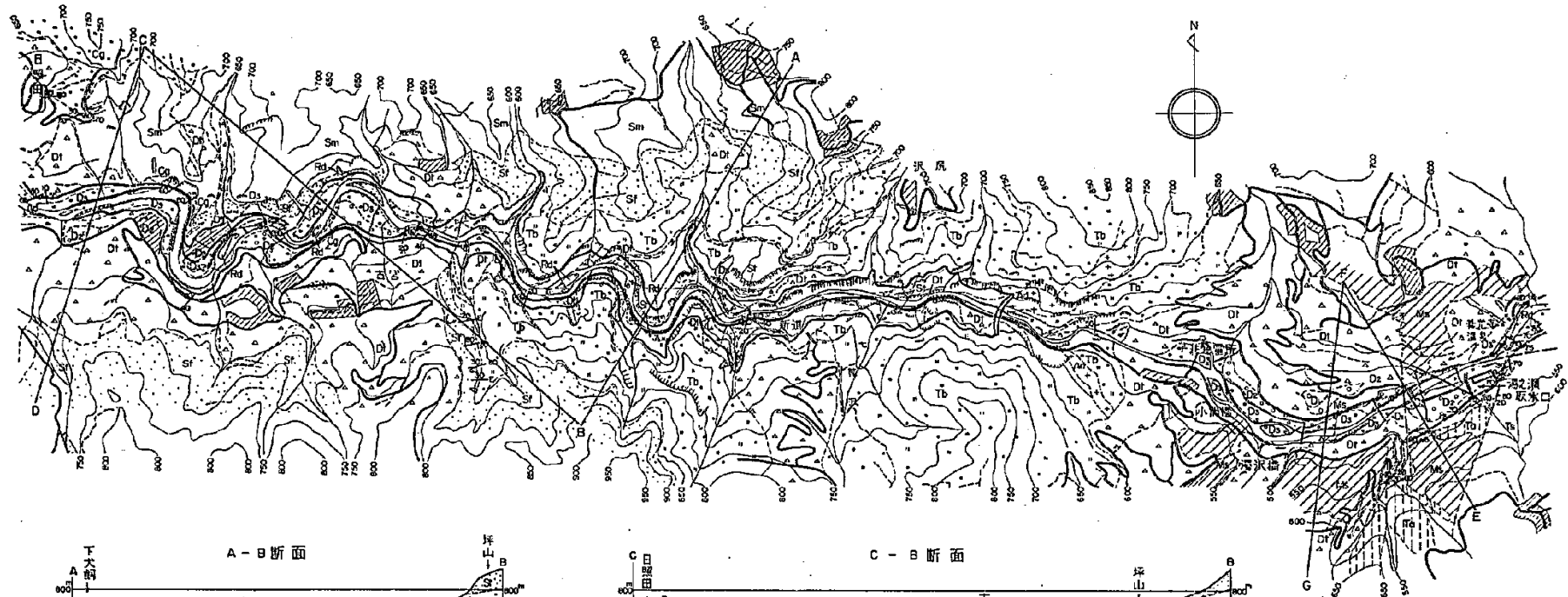


図-1.2 長野県裾花川水系裾花ダム湛水域地質平面図及び地質断面図

S = 1/25000



地質時代	地層	(断面)断層	岩相
第四紀	河川堆積層	Dd	砂・砂・粘土
	扇状地堆積層	Da	角礫・砂・粘土
	低位段立堆積層	Ds	砂・砂・粘土
	中位段立堆積層	Dm	砂・砂・粘土
第三紀	標	Ma	砂岩 泥岩互層
	標	St	砂岩 泥岩 凝灰岩
	標	St	砂岩 泥岩 凝灰岩
	標	Ma	凝灰岩 凝灰岩
中新世	小川集層	Ma	砂岩 泥岩
	小川集層	Ma	砂岩 泥岩

現河床の堆積は通常粒径 1.0 m 以下の安山岩礫を主体とし、局部的には若干の発達が見られるが、全般的には著しいものではなく各所に基盤岩が露出している。

1.3 調査経過

本計画については昭和 36 年度から単独県費を以って予備的調査が始められた。本ダムは堤高 80 m 以上の高ダムであり、前述の貯水池附近の地形地質からダム地点は火砕岩で構成される延長 2km の裾花峡内に限定され、地表踏査の結果この峡谷内で最も安山岩が優勢で、地質的に最適と考えられる峡谷の下流端に近い狭穿部 A 地点（図 2.1）を選定した。昭和 36 年度には若干の試錐、試掘を含む調査が行なわれ一応の計画が完成し、昭和 37 年度から実施計画調査地点として採択され、国庫補助をうけるに至った。

実施計画調査が始まって間もなく、右岸河岸の内部から河床下にかけて泥質凝灰岩が介在し、これが本ダム計画上、重要な問題になることがわかり、その詳細な調査を続行するとともに、ダム地点についても再検討を加え、A 地点上流約 600 m の狭穿部 B 地点（図 2.1）についても比較調査を行なった。その結果 B 地点はほぼ様な角礫凝灰岩からなり特別な弱点はないが、全般的に岩質が脆弱で 80 m 以上のコンクリートダムの基礎としては不適当と判断された。他方 A 地点は泥質凝灰岩部分に問題を含むが処理は可能で、その他は問題が少なく、アーチダムの築造は可能と判断され、ダム地点は A 地点に決定し昭和 38 年度をもって実施計画調査を完了した。

昭和 39 年度には補償関係等一部工事の実施に入ったが、これと併行して更に詳細な調査試験が追加され、昭和 40 年度には土木研究所に委託して構造設計が進められ、今日に至ったものである。

1.4 調査概要

昭和 35 年度以降行なわれた諸調査試験の概要は表 1.1 のとおりであり、本文は A 地点についての地形地質調査の結果を要約整理したものである。

表-1.1 年度別調査概要

年度別	調査費 千円	水理調査	地形調査	地質調査			その他
				試 錐	試掘坑	その他	
35	3,200 — —		縦断 5.0km 横断 3.0km 航測 27km ² 実測平面 0.4km ²	3本—120 ^m	—190 ^m	踏査地質図の作成	
36	9,520 — —	資料蒐集	実測平面 0.4km ² 縦断 1.0km 横断 4本	—	10ヶ所—190 ^m	物探 2,250m 弾性係数 6点	骨材調査
37	— (23,400) 39,740	資料蒐集 整理	河川横断 30本 附替道路 5km	22本—1,126 ^m	18ヶ所—548 ^m	弾性係数 3点	補償調査
38	— (26,000) 37,460	測水所 1ヶ所 雨量計 2ヶ所	附替道路 その他測量	13本—706 ^m	7ヶ所—175 ^m	テストグラウト 弾性係数 泥岩圧縮 剪断変形	骨材調査 補償調査 その他
39	— — 5,365	水位観測	ダムサイト測量 仮設備測量 補償工事測量	—	—	泥岩岩質試験 集塊岩剪断試験	補償調査 コンクリート試験 光弾性試験
40	— — 3,471	水位観測	ダムサイト 仮設備 補償工事測量	14本—540 ^m	5ヶ所—133 ^m	弾性係数 4点 透水テスト 凝灰角礫岩 ・岩石試験 地圧調査	補償調査 ダム設計 コンクリート試験
計	12,720 (49,400) 36,036	—	—	本 52—2,492 ^m	ヶ所 40—1,046 ^m	—	—

註 調査費中上段は単独県費、中段()内は電気資金で内書、下段は河川総合開発事業費を示す。

2. ダム地点の地質

2.1 地質の構成

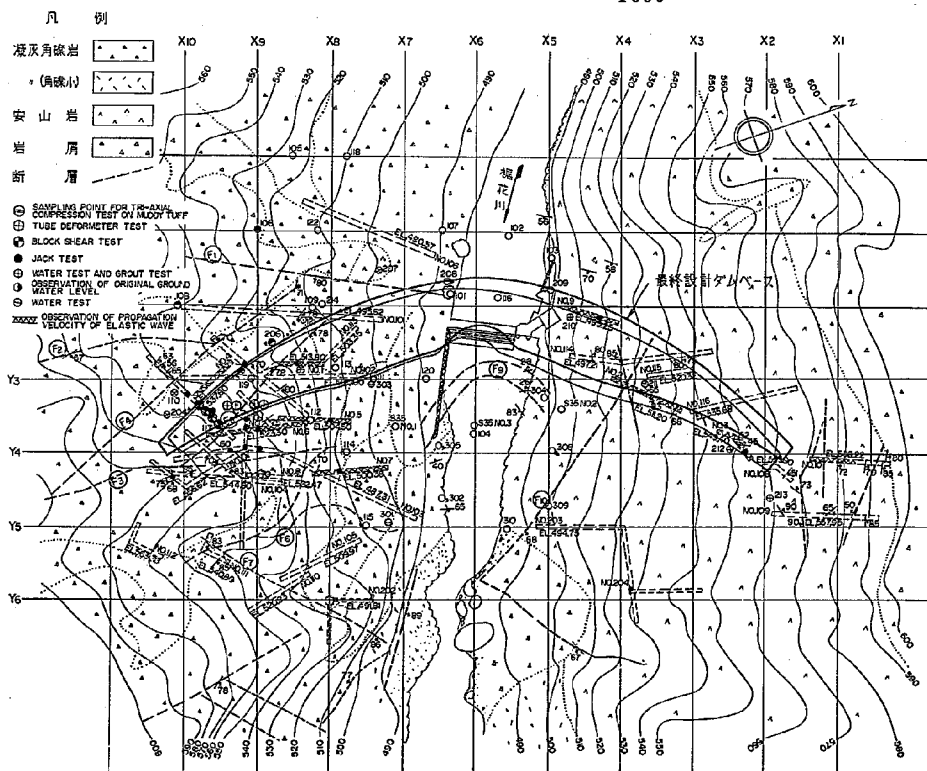
ダム地点の地質は第三紀鮮新世の桐原層に属する角礫凝灰岩、安山岩、砂質凝灰岩、泥質凝灰岩を基盤とし、これをおおう岩屑堆積層、河床堆積層から構成されている。

基盤岩は東方、即ち本川の下流側から角礫凝灰岩、安山岩、角礫凝灰岩の順にかさなる単斜構造をなしており、その走向はほぼNW、傾斜は30°SWで、見かけ上は右岸上流方向に緩傾斜している。ただし火砕岩であるから局所的な走向傾斜の乱れのあるのは勿論、異なる岩層の境界面も起伏に富んでいる。

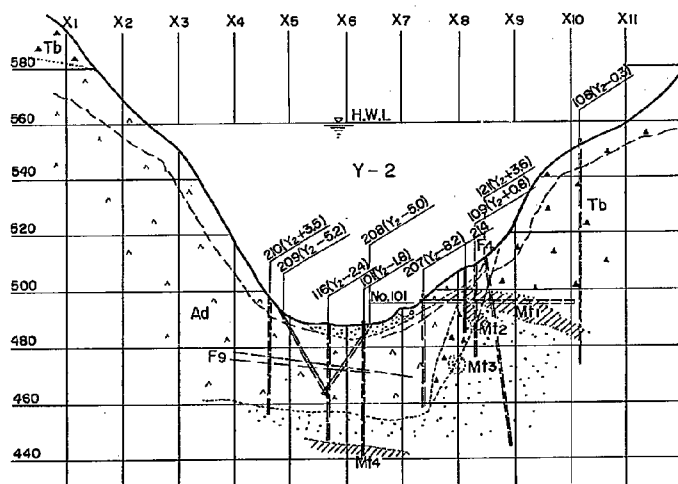
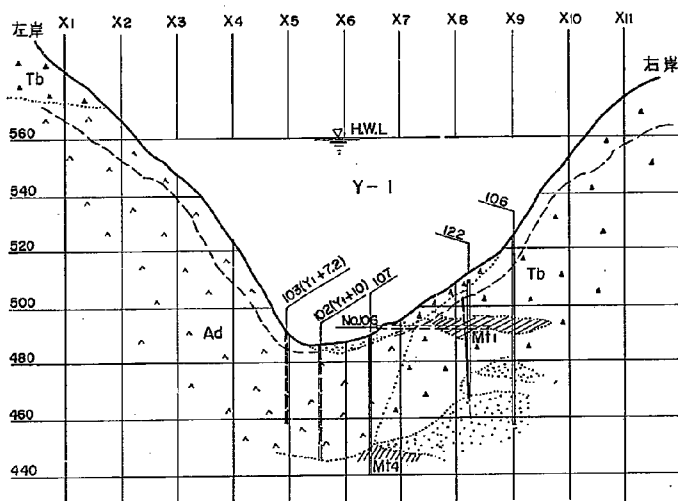
全般的に見て基盤岩のなかで最も発達の著しいのは角礫凝灰岩であるが、この地点の左岸のダム取付部附近では安山岩が厚く広く分布している。この安山岩は河床から右岸方向にむかうにつれて次第にうすくなり、右岸では河床附近の地表から約20m程度に限られ、その内部では消滅しており、この部分は熔岩流の縁辺部と考えられる。

角礫凝灰岩は安山岩の上下、および右岸安山岩の縁辺部より内部に広く分布しているが、

図-2.1 地質平面図 $S = \frac{1}{1000}$



図一 2.2(1) 鉛直断面地質図 $S=\frac{1}{2000}$



安山岩の上と下では岩相が異なり、安山岩上位のものは含有する角礫径が大きく含有量も多いが、下位のもの角礫径が小さく含有量が少ない。

砂質凝灰岩、泥質凝灰岩は安山岩下位の角礫凝灰岩のなかに介在しているが、そのうち砂質凝灰岩は一般的な走向傾斜とほぼ同様な走向傾斜をもつ不連続な薄層をなしており、その発達には著しいものではなく、またその性質も特に周囲の角礫凝灰岩と区分する必要はない。

泥質凝灰岩は他の基盤岩のように層状をなさず、いびつなレンズ状または筒状の塊りをなして、安山岩下位の角礫凝灰岩のなかに封じこめられて、不規則に分布している。

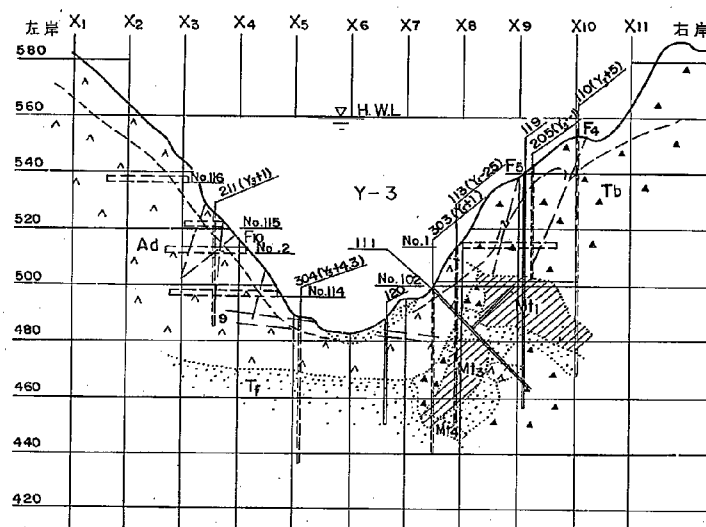
これを試験試験の結果から見て連続する一つの塊りと見なせるものごとに分割すると、Mt1～Mt4の4層に分けられる。その各々の分布位置形状は図2.1～2.3のとおりであるが、その最上層のMt1が最も大塊で、最もダム基礎に近接し、地表には露出していないがダム基礎掘削前面には一部露出する。

岩屑堆積層は芋井取水ダム右岸取付部の上流側山麓に、若干の発達が見られるが、その他の部分ではほとんど基盤岩が露出している。河床の堆積は芋井取水ダムの上流で約4m程度、下流では1mたらずである。

2.2 断層、境界面

本地点には顕著な断層は見られないが、左岸安山岩部分では川と平行し山側に $50^{\circ} \sim 90^{\circ}$

図-2.2(2) 鉛直断面地質図



傾斜した数条の小断層が見られ、また芋井取水ダムの下流河岸附近に地層面とほぼ同様な走向傾斜をもつ断層 F_6 が見られる。これ等はいずれも巾3cm内外の角礫化した破碎帯をともし、粘土等の介在は見られず特に問題とする程のものではない。

河床部では試錐の結果および左右岸の岩層の連続性から見て、川にそう方向の断層はないものと考えられる。ただし芋井取水ダム上流部では河床から15m程度の深部の安山岩内に試錐の状況から破碎帯と推定される部分がある。これは F_6 断層の延長部にあっており同断層によるものと考えられる。

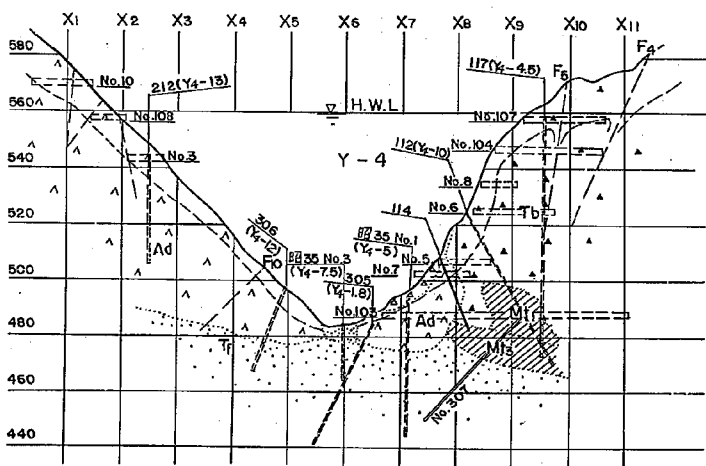
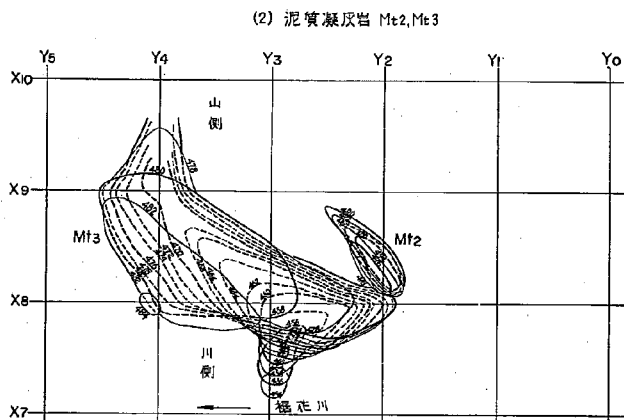
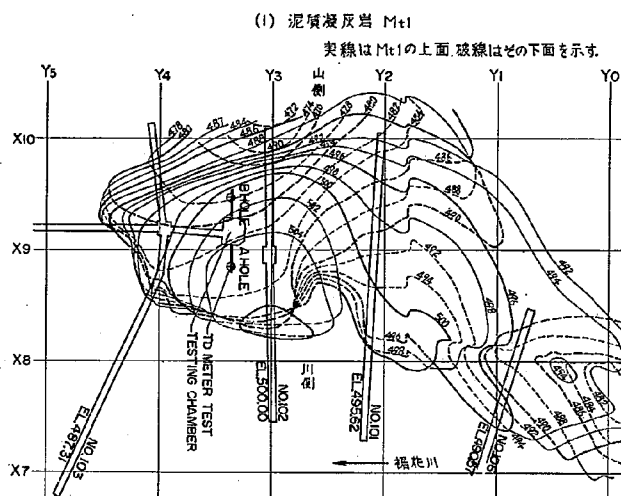


図-2.3 Mt 地下等高線図 S=1/1000



右岸角礫凝灰岩部分では
ダム取付部から上流にかけ
ては走向NWまたはNNW、
傾斜 $70^\circ \pm$ NE の断層 (F_2 ,
 F_4 , F_5) が多く、下流側では
走向NE 傾斜 $80^\circ \pm$ NW の
断層 (F_3 , F_6 , F_7) が多い。
この2方向は前者はほぼダ
ムの推力の方向に平行し、
後者はこれに直交する。こ
れ等の断層のなかで最大の
ものはダム取付部下流側の
谷を形成する F_7 断層で、
粘土をはさむ巾 30cm の破
砕帯を伴っている。その
他の断層は地表では浅い谷
を形成しているが、内部で
は多少の風化を伴う割れ
目程度で、断層面は凹凸を
もちかなりの剪断抵抗が期
待でき、またその方向から
見ても特に問題とする程の
ものではない。

安山岩と角礫凝灰岩の境
界はいずれもよく密着して
おり、地表では角礫凝灰岩
の方が若干風化が進行して
おり区分できるが、試掘坑
内では判然としていない。

泥質凝

3. 基盤岩盤の性状

3.1 安山岩

安山岩の個々の岩片は暗灰色の堅硬緻密な岩石で、 700Kg/cm^2 以上の圧縮強度をもつが、全体的に割れ目の発達が著しい。割れ目の方向は地層面にほぼ平行なものと、この面に角柱をたてたような外観を呈する柱状節理が見られる。この角柱は多角形で面の方向は種々であるが、Schmidt ネット図により卓越した走向傾斜を求めると、図3.1.(1)に示すように $N80^\circ W, 80^\circ S$ と $N10^\circ W, 70^\circ E \sim N50^\circ E, 50^\circ SE$ の走向、傾斜を示す2群が認められる。前者はダムからのスラストの方向にほぼ平行し、後者はこれにほぼ直交する。

試掘坑の観察、透水試験（図-3.2）、弾性波試験（図-3.3）の結果から、割れ目にゆるみを生じている部分は河床附近では地表から10m程度であるが、山腹上部にゆくにつれて深くなり、ダム頂附近では30m程度に達する。風化の性状も割れ目のゆるみと同様な傾向をもっている。

割れ目には地表近くの風化部以外では一部に緑泥石状のうすい被膜の附着が認められるが、粘土その他の夾雑物は認められない。また試掘坑内の各所で割れ目から地下水の滲出が見られ、透水試験の結果からもこれ等の割れ目は水を透しやすく、グラウト試験の結果（図-3.3）からセメントペーストもよく透すことが認められる。

この安山岩については割れ目の頻度および開きに重点をおき、風化の程度および割れ目の状態をあわせて考えて、下表のように試掘坑の岩盤を級別し、A、B級以上の岩盤等高線を推定すると図-5.4.4~5.4.7に示すようになる。

表-3.1 安山岩の級別

状 態	基 準	記 号
1. 割れ目の頻度	間隔 50cm 以上	A
	" 10 ~ 50cm	B
	" 10cm 以下	C
2. 割れ目の開き	0.1cm 以下	a
	0.1 ~ 1cm	b
	1.0cm 以上	c
3. 風化の程度	新鮮で硬い	イ
	風化しているが硬い	ロ
	風化してもろい	ハ
4. 割れ目の状態	夾雑物の有無	ヶ所ごとに記入

A, B級→Aa, Ab, Ba, Bb, Caの状態でイ, ロを満足するもの。

本岩盤の変形性についてはジャッキ試験を行なったが、その結果は表-3.2、図-3.4に示すとおりで、弾性係数は $40,000\text{Kg/cm}^2$ 前後となっているが、残留変形が大きく持続荷重時の変形が収れんせず、変形は弾性的とはいいがたい。これは前述の割れ目の発達が著しいことによるものと考えられる。また本岩盤の許容支持力は試掘坑内の観察による経

図-3.1 シュミットネット

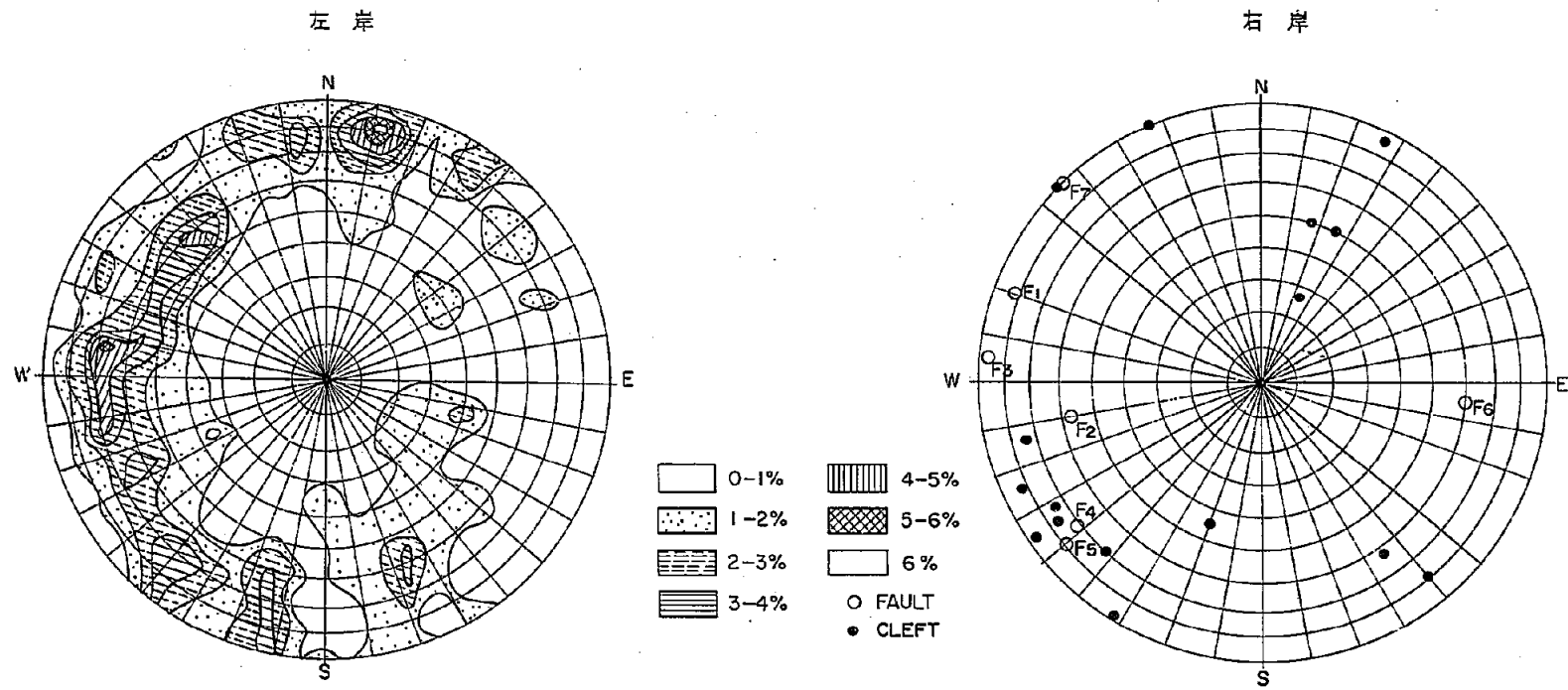


圖-3.2 透 水 試 驗 成 果 圖

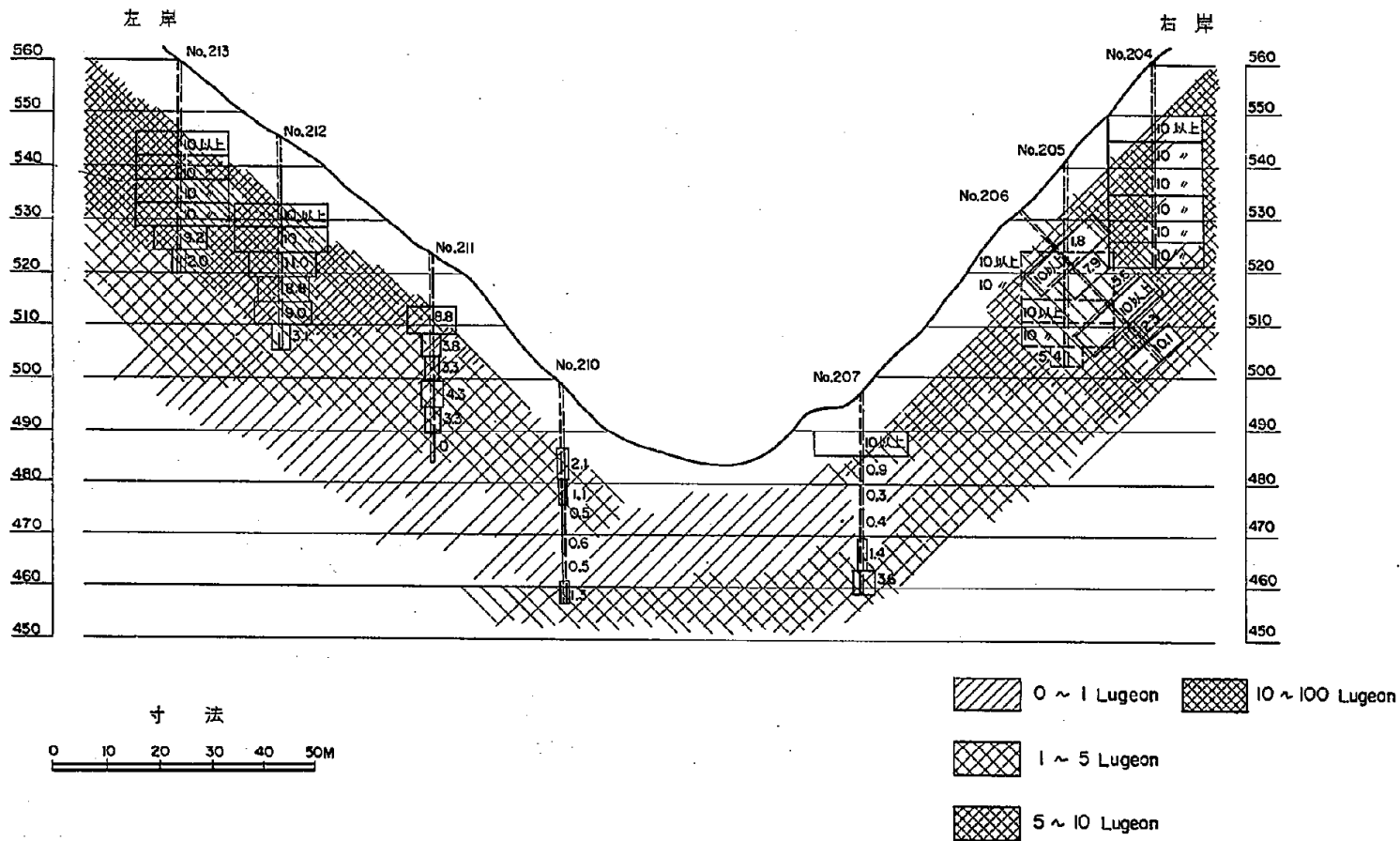


図- 3.3 弾性波速度分布図・グラウト試験成果図

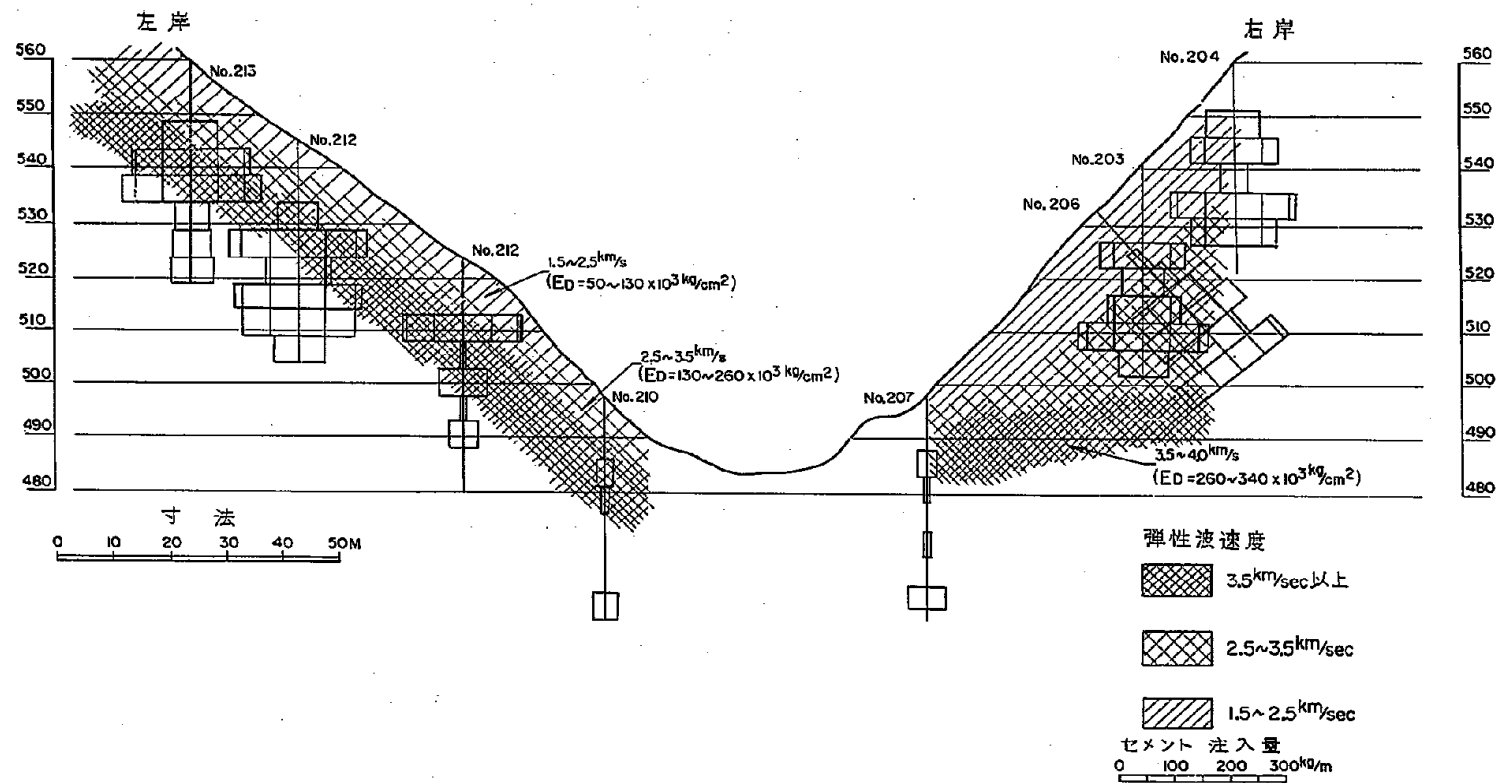


表-3.2 安山岩の弾性係数

試 験 所	試 験 ケ 所			載 荷 方 向	総 変 形 量	ク リ ー プ 量	弾 性 係 数	変 形 係 数
	横 坑 坑	E L	坑 口 距 離					
1	坑 3	543.40	10.40	V	1.80	0.095mm (0.003)	59,200 kg/cm ²	15,200 kg/cm ²
2	坑 9	495.20	9.60	V	8.50	0.802 (0.007)	37,100	3,100
3	坑 5	504.60	5.60	H	5.50	1.095 (0.024)	43,200	5,900
4	坑 7	500.40	13.00	H	6.50	0.806 (0.013)	38,900	4,300
平均							44,600	7,100

- 註 1. 試験は100t オイルジャッキ, $\phi 400$ mm 円板載荷板使用最大荷重 80Kg/cm²
 2. クリープ量は100t 持続荷重時の総変形量をいう。同欄の()内は単位時間当りのクリープ量を示す。

図-3.4(1) 安山岩のジャッキ試験による応力～変形曲線図

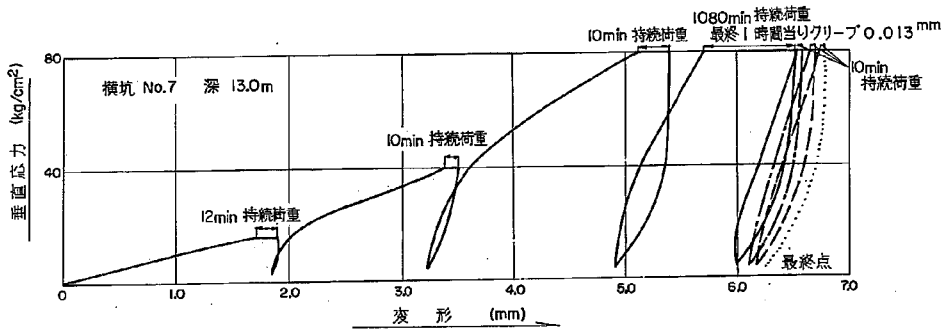
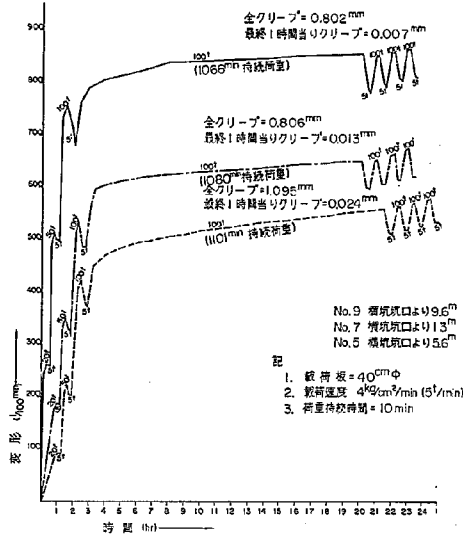


図-3.4(2) 安山岩のジャッキ 試験による時間～変形曲線



3.2 安山岩下位の角礫凝灰岩

安山岩の下位に広く分布する角礫凝灰岩は、安山岩質の小角礫と、これをつむ基質部からなり、地表では黒褐色を呈するが新鮮な部分では暗灰色をなす岩石で、組織はほぼ均一で割れ目は非常に少く、透水試験の結果では表-3.3に示すようにほとんど水を透さない程度によく固結している。したがって風化は地表から一様に進行しその深さは2～3mにとまっている。然し基質部の固結が弱いため、表-3.4の物理試験に示すように、空隙率が高く密度が小さく単軸圧縮強度は、100 Kg/cm² 前後で、全般的に脆弱である。

表-3.3 角礫凝灰岩(安山岩下位)透水試験成果表

NO.307 (NO.103横坑内) 孔口 EL.488.42									
深 度 m	5.00	10.00	15.00	17.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00
岩 質									
採取率	100	50	0	0	0	0	0	0	0
ルネン数		0.2	0.2	0.4	1.2	0.7	0.0	0.0	0.4

NO.301 EL.503.82						
深 度 m	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00
岩 質						
採取率	100	50	0	0	0	0
ルネン数		18.0	14.0	13.5	9.0	2.5

NO.308 A-2 (10°) (NO.202横坑内)					
深 度 m	5.00	10.00	17.50	25.00	30.00
岩 質					
採取率	100	50	0	0	0
ルネン数	1.5	0.8	0.7	0.8	

凡 例	
安 山 岩	
角礫凝灰岩 (上)	
砂漠凝灰岩	
角礫凝灰岩 (下)	
泥質凝灰岩	

表-3.4 角礫凝灰岩(安山岩下位)物理試験成果表

No.	物 理 試 験			弾 性 波 速 m/sec	静 弾 性 係 数	圧 縮 強 度 kg/cm ²	備 考	
	高 速 圧 縮	空 隙 率 %	含 水 比 %					
1	1.93	31.7	15.9	—	29,900	150.0	L=10.28	D=5.00
2	2.13	23.0	9.9	—	24,200	126.2	L=13.41	D=6.85
3	2.04	26.0	11.3	3,130	19,500	119.2	L=14.01	D=5.83
4	2.04	26.3	11.6	3,470	22,300	82.52	L=13.79	D=6.85
5	2.30	16.3	6.0	3,500	22,600	99.92	L=14.18	D=6.82
6	2.06	25.3	10.7	3,020	21,400	106.87	L=14.03	D=6.26
8	2.08	25.5	10.9	3,050	17,000	68.83	L=14.07	D=6.80
9	2.17	16.6	4.4	3,400	37,300	247.25	L=14.01	D=6.35
10	2.15	19.6	4.5	4,310	27,700	210.89	L=14.01	D=6.34
11	2.11	16.5	5.5	3,890	22,500	73.82	L=14.14	D=6.38
12	2.05	35.9	12.7	3,760	21,600	92.01	L=14.00	D=6.40
13	2.02	28.5	13.7	2,600	31,000	116.72	L=14.09	D=6.37
15	2.04	26.9	12.3	3,680	39,100	113.67	L=14.10	D=6.50
16	2.19	23.4	9.3	4,440	27,900	131.68	L=12.14	D=6.53
17	2.05	27.6	12.4	4,310	33,800	155.62	L=14.12	D=6.56
18	2.26	19.9	7.4	4,760	29,400	167.16	L=13.79	D=6.56
23	2.18	23.1	8.7	3,410	11,200	47.93	L=10.14	D=5.05
24	2.05	26.9	26.9	3,690	17,200	73.93	L=10.18	D=5.05
31	2.17	23.5	23.8	3,550	24,400	72.93	L=10.20	D=5.05
32	2.13	23.6	23.6	3,400	38,800	59.94	L=10.21	D=5.05
平均	2.11	23.37	13.4	3,360	28,440	115.8		

註 1. 試料は、左岸底203横坑の坑壁から採取した岩塊をボーリング機械によりほぼ $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ の円筒形に成型したものをを用いた。

2. 圧縮強度は湿潤状態のものである。

この角礫凝灰岩の中に介在する砂質凝灰岩は更に細粒の亜円礫とこれをつむ基質部からなり、岩石学的には角礫凝灰岩と区分されるが、その性状はほぼ周囲の角礫凝灰岩と同様で表-3.5に示すように物理的性質、力学的性質も大差ない。したがって以下述べる剪断強度変形性については両者は区分せず、安山岩下位の角礫凝灰岩として取り扱うことにする。

この岩石の剪断強度については図-3.5に示すような装置により2面剪断試験を行った。試験筒数が少く結果にばらつきが多いが表-3.6に示すように、合計12ヶの試料の大部分は 10Kg/cm^2 以上の値を示す。また、この岩石の変形性については単軸圧縮による弾性係数は表-3.4、表-3.5に示すように $30,000\text{Kg/cm}^2$ 前後で、その変形曲線は図-3.6に示すようにほぼ直線的である。試掘坑内に於るジャッキ試験の結果の図-3.7に示すようにこの荷重範囲(6.3Kg/cm^2)では総変形量が小さく、持続荷重時のクリープ量も短時間で収れんし、変形は弾性的でその弾性係数は $70,000\text{Kg/cm}^2$ 程度の値を示している。

表-3.5 凝灰質砂岩の物理試験成果表

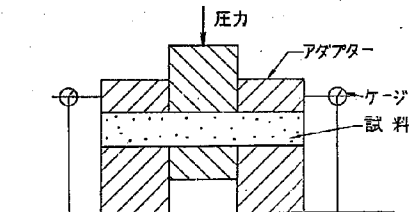
	物 理 試 験			弾 性 波 速 度	静 弾 性 係 数	圧 縮 強 度	備 考
	密 度	空 隙 率 %	含 水 比 %				
7	2.02	26.5	11.9	3,410	23,100	14656	L=14.16 D=6.03
14	2.05	27.3	6.2	3,710	48,100	14930	L=14.05 D=6.51
19	2.02	26.9	11.9	3,480	24,500	12637	L=10.02 D=5.05
20	2.16	22.9	5.9	3,470	37,000	15235	L=10.17 D=5.05
21	2.14	23.3	8.7	3,790	25,900	11880	L=10.19 D=5.05
22	2.16	21.8	5.3	3,510	34,200	12087	L=10.15 D=5.05
25	2.03	28.0	12.4	3,600	27,200	13387	L=10.20 D=5.05
26	2.04	27.0	5.0	3,380	29,400	13287	L=10.21 D=5.05
27	2.05	26.7	11.6	3,150	18,300	7942	L=10.20 D=5.08
28	2.11	27.4	4.4	3,410	20,900	7293	L=10.18 D=5.45
29	2.11	25.0	10.0	3,240	20,000	8192	L=10.14 D=5.05
30	2.11	24.8	6.1	3,750	20,700	6294	L=9.70 D=5.05
23	2.18	23.4	9.9	3,320	29,400	12488	L=10.18 D=5.05
34	2.09	25.2	6.2	3,150	38,800	12837	L=8.09 D=5.05
平均	2.08	25.9	8.2	3,455	28,464	1165	

註 試料採取ヶ所、成型方法は前に同じである。

表-3.6 剪断強度

剪 断 強 度	試 料 ケ 数
5~10 Kg/cm ²	2 ケ
10~20 "	4
20~30	3
30以上	3
合 計	12

図-3.5 剪断試験装置図



3.3 安山岩上位の角礫凝灰岩

安山岩上位の角礫凝灰岩は下位のものと比べて角礫の含有率、大きさ、粒度の変化が大きく、場所によって角礫の大きさ、含有率に若干の差があり、又局部的に軟弱な所もあるが、全体的にはほぼ均質でよく固結して堅硬で、新鮮な部分では暗灰色をなし一見コンクリートの様な外観を呈する。

割れ目は断層附近ではこれと平行した走向傾斜をもつものが若干見られる(図-3.1(2))程度で、全体的には左岸安山岩より堅固に見えるが、弾性波の伝播速度は2.5Km/s程度で(図-3.3)安山岩より若干小さい。

割れ目は微細なもので割れ目にそって変色は見られるが、組織のゆみは特に認められな

図-3.6 角礫凝灰岩(安山岩下位)の単軸
圧縮試験応力変形曲線

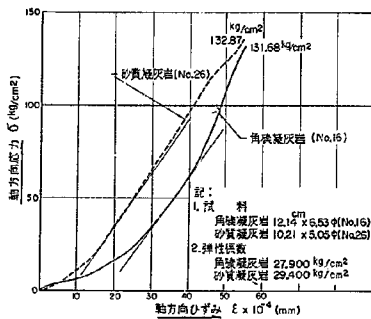


図-3.7(1) 角礫凝灰岩(安山岩下位)のジャッキ試験による荷重変形曲線

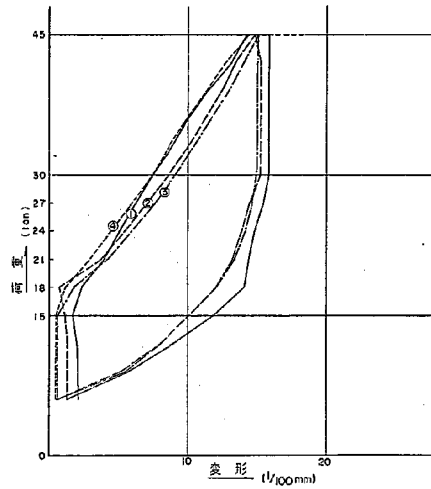
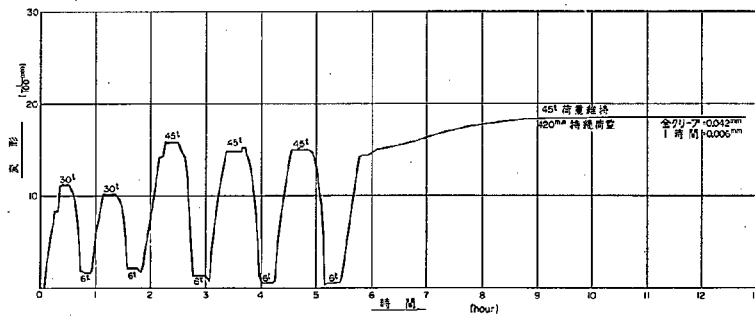


図-3.7(2) 角礫凝灰(安山岩下位)のジャッキ試験による
時間~変形曲線



い。透水試験の結果（図-3.2）では相当深部でもこれ等の割れ目附近ではよく水を透すだけでなく、グラウト試験の結果（図-3.3）では1:1程度の濃いセメントミルクもよく透し、附近試掘坑内に漏洩し広範囲にひろがる事が認められた。したがってこれ等の割れ目は相当深部でも透水性が大きい、グラウトによるその改善は期待出来ると考えられる。ただし、割れ目は少いのでグラウトによる強度の補強はあまり期待出来ない。

風化の状況は全般的に割れ目が少いため地表から一様に進行し6~7mで止って居り、左岸安山岩のように標高による差があまり見られない。ただし、EL550附近から上部では地形的にやせ尾根をなし、断層 F_3 、 F_4 、 F_5 が接近する関係から相当深部迄風化が進んでいる。

この岩盤の強さは角礫の含有量、粒度、風化の程度によって定るものと考え、試掘坑 $\#4$ で行なったブロック剪断試験の試験箇所の岩相を基準として、各試掘坑の岩盤を表-3.7のように級別し、これからAB級以上の堅岩の等高線を推定すると図-5.4.7のとおりである。試掘坑内の観察による堅岩部の許容支持力は、良好なヶ所で 60 Kg/cm^2 、予定基礎掘前面附近で $30 \sim 40 \text{ Kg/cm}^2$ と考えられる。

表-3.7 角礫凝灰岩の級別

状 態	基 準	記 号
1. 角礫の大きさ	10cm以上が多い、	大
	10cm~3cm、	中
	3cm以下が多い、	小
2. 角礫の風化	風化していない、	A
	やや風化している、	B
	非常に風化している、	C
3. 基質部の風化	角礫とのかみ合せ良好、	a
	風化して少し軟かい、	b
	非常に軟かい（礫がとれる）	c
4. 角礫の含有量	基準地点より多い	+1
	基準地点と同じ程度	0
	基準地点と同じ程度	+1

A級 Aa+1 Aa0 Aa-1 Ab+1

B級 Bb+1 Bb0 Bb-1 Ab0 Ab-1

C級 Cc Bc0 Bc-1 Bc+1 Ac0 Ac-1 Cb+1

この岩盤の変形性についてはジャッキ試験を行ったが、その結果は表-3.8のとおりで、その代表的な変形曲線を図-3.8に示す。表-3.8の中で、 $\#1$ 、 $\#6$ は相当風化した部分で前述の級別でC級の部分にあたる。 $\#2$ 、 $\#3$ 、 $\#4$ は新鮮で本岩盤としては最も堅硬な部分

図-3.8(1) 角礫凝灰岩のジャッキ試験による
応力変形曲線

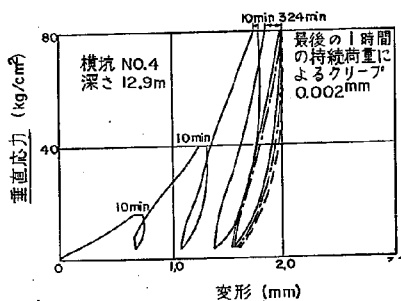


図-3.8(2) 角礫凝灰岩のジャッキ試験による
時間-変形曲線

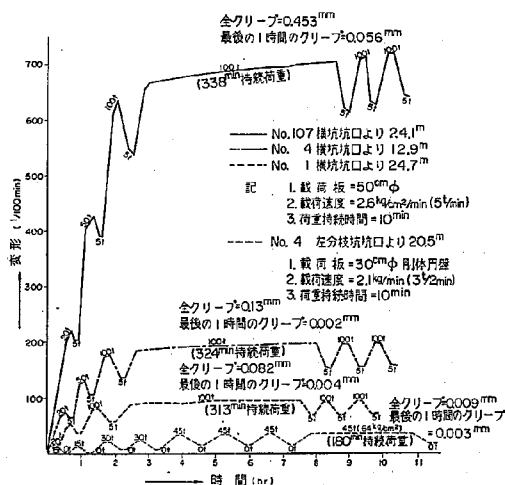


表-3.8 角礫凝灰岩の弾性係数

No.	試験ヶ所			載荷方向	総変形量 mm	クリープ量 mm	弾性係数 kg/cm²	変形係数 mm
	横坑番号	E L m	坑口距離 m					
1	No. 1	51330	7.70	V	9.300	0.491(0015)	17,500	2.900
2	No. 1	51330		V	1.200	0.082(0004)	73,300	23,500
3	No. 6	52330	24.70	V	0.934	0.180(0004)	65,900	26,000
4	No. 6	52330	14.10	V	0.925	0.129(0008)	84,000	25,000
5	No. 4	53760	18.00	V	1.993	0.130(0002)	50,400	10,200
6	No. 107	55662	24.10	V	7.186	0.453(0058)	19,900	2,900

で、 80 kg/cm^2 程度の圧縮応力の範囲では総変形量が小さく、クリープ、残留変形も収れん性をもち充分弾性的で、弾性係数は $70,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度と考えられる。No. 5. は断層 F_4 に接近しているので前者より若干劣る。No. 2, 3, 4. のような箇所は割れ目がほとんどないのでグラウトによるこれ以上の補強は期待されないが、No. 5. のような箇所では多少の補強は期待出来る。したがって本岩盤の弾性係数は $70,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度が上限値で、山全体の平均値としては $50,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度と考えられる。右岸の大部分を占めるこの岩石の剪断強さを知るためブロック剪断試験を行った。試験箇所は右岸の No. 1, 4, 6. 横坑について風化の程度により A, B, C. の3種に区分し、更に角礫の大きさが 4 cm 以上のものが多い所と、 4 cm 以下のものが殆んどない所に区分し、風化が B 程度で角礫の大きさが、 4 cm 以下の所が基礎岩盤のほぼ平均的な強さを示すものと判断され、No. 4. 横坑の左支坑を選んで、4 箇のコンクリートブロックを設けた。各ブロックの底面の岩質は次表のとおりである。コンクリートブロックの大きさは角礫の大きさ、含有量、ジャッキ能力を考へて $0.9 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$ とし、荷重は 200 t オイルジャッキ 4 台を用い各ブロックで角度をかえて斜方向に載荷し(図-3.9)、段階的に増減する繰返し荷重(図-3.10)とし、測定は図-3.9 に示す 8 ケのダイヤルゲージによって行った。

表-3.9 ブロック底面の岩質

ブロック No.	基 質 部		角 礫 の 平均径	角 礫 の 量 比 例	角 礫 の 分 布	そ の 他
	基 質 部	角 礫 部				
C	B 級 緻密 黒色	A 級	3.0 ^{mm}	26	方向性なし	割れ目なし
B	同 上	同 上	3.3	30	同上	同 上
A	同 上	同 上	4.4	34	同上	同 上
A	B 級 緻密、褐色々変色	B 級表面は褐色に変色	4.5	45	同上	ブロックをばさんで 2本の割れ目あり

図-3.9 ブロック剪断試験装置概要

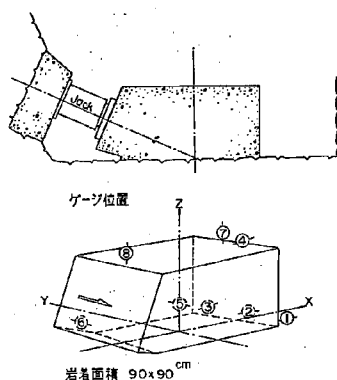
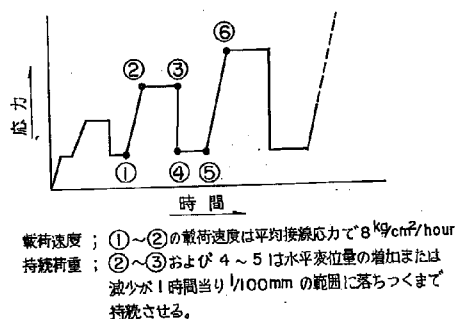


図-3.10 載荷基準



測定の結果各方向の変位とブロック底面の平均接線方向応力との関係は比較的スムーズな曲線となるが、図-3.11に示すように2つ特異点が認められる。その最初のものをI. Y. 次の点をP. Y. と名づけ、これ等の点および破壊点と平均接線応力の関係を示すと次表のようになる。以上の結果から剪断強さを求めるのに岩質のほぼ同様なA. Bブロックの破壊点を用いこれを結ぶと、図-3.12に示すような直線となり次式で示される。

$$\tau = \sigma \tan 58^{\circ}30' + 35$$

ここに

$$\tau = \text{せん断強さ (kg/cm}^2\text{)}$$

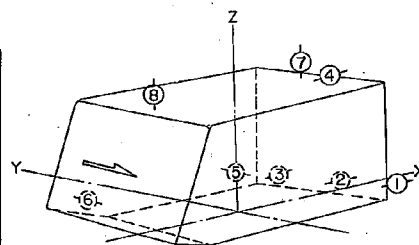
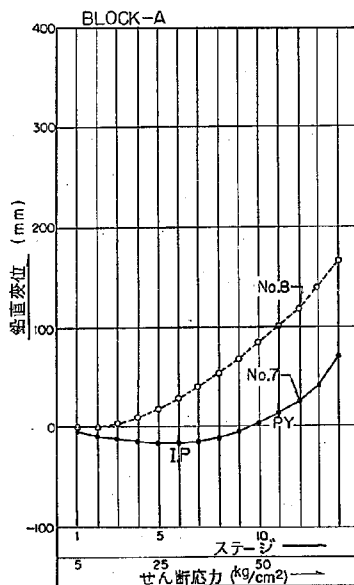
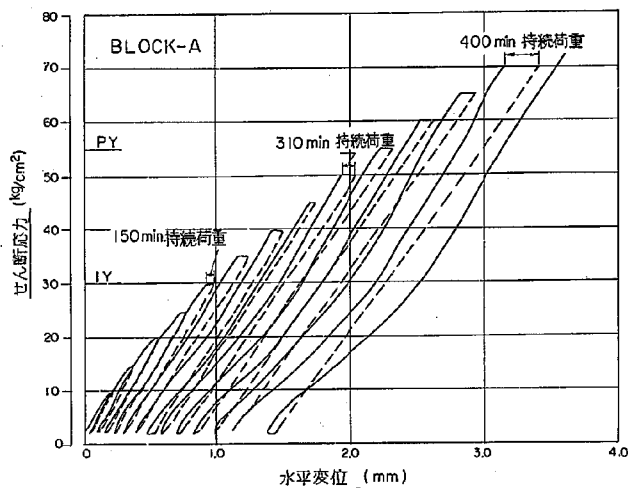
$$\sigma = \text{垂直応力 (kg/cm}^2\text{)}$$

岩質の低下しているA'ブロックについては1点だけであるため、上式の摩擦角を適用すると、その剪断強さは図-3.12に破線で示す直線となり次式で与えられる。

$$\tau = \sigma \tan 58^{\circ}30' + 21.5 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

以上の結果から破壊を剪断破壊と見なす限りにおいて、この岩盤固有の剪断強さは多少の風化をともない平均よりやや劣る岩盤で200 t/m²、良好なヶ所で350 t/m²と推定され山全体としては200 t/m²程度と考えれば安全である。変形に変化のおこるI. Y点はこ

図 3.11 ブロック剪断試験応力～変形曲線



記:

1. 試験面積 $90 \times 90 \text{ cm}$
2. 載荷速度 $8 \text{ kg/cm}^2/\text{hr}$
3. 各ステージで1時間当りクリープ 0.01 mm になるまで持続荷重を加える。

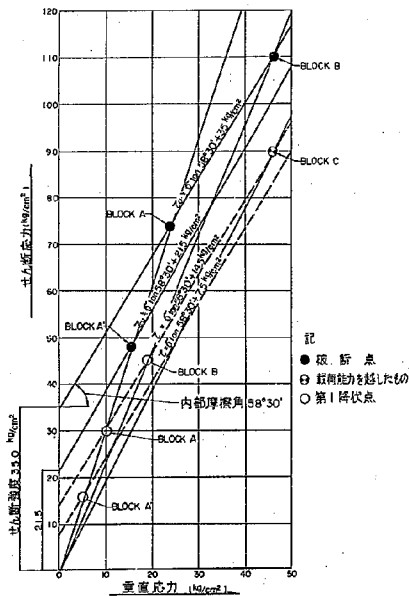
表-3.10 異状変形を示す点と平均接線応力

ブ ロ ク	項 目	異状変形の徴候を示す点					I, Y.	P, Y.	破 点
		クリープ	残留変形	鉛直変位	クラック発生	総 合			
A'	ステーション	6	6	6	8	6~8	8	16	23
	平均接線応力	12	12	12	16	12~16	16	32	46
	%	26	26	26	33	26~35	35	70	100
A'	ステーション	—	7	6	8	6~8	6	11	15
	平均接線応力	—	35	30	40	30~40	30	55	25
	%	—	47	40	53	40~53	40	73	100
B	ステーション	—	10	8	9	8~10	9	17	22
	平均接線応力	—	50	40	45	40~50	45	85	110
	%	—	45	36	41	36~45	41	77	100

註 1) 平均接線応力の単位は kg/cm^2 。

2) C-ブロックは直線的に増荷し変移測定は行はなかつた。また、ジャッキ容量不足で破壊しなかつた。

図-3.12 ブロック剪断試験による剪断強さ



の剪断強さの50~60%程度のところである。

3.4 泥質凝灰岩

泥質凝灰岩は直径1cm内外の安山岩、またはチャートの亜円礫を含む暗灰色の岩石で、X線分析の結果では基質部にモンモリロナイトを主とする粘土鉱物の含有が認められる。外見的な組織は均一で場所による変化は見られない。粘土鉱物の含有率については明確ではないが、特に異常な性状を示す箇所はないのでほぼ一樣と考えられる。

割れ目は全体的に少くいずれもよく密着しており、開口したものは見られない。これ等の割れ目は造山運動によるスリッペンサイドと考えられ、割れ目にそつてうすい粘土状の被膜は見られるが、組織の変化やゆるみ、または方向性等は特に認められない。

物理試験の結果(表-3.11)では強制湿潤密度2.45、有効間隙率1.0%前後で、安山岩等に比べると密度が小さく空隙が多く固結が弱く、ハンマーのピックによる打撃で表面

に傷をつける事が出来る。しかし、試掘坑の掘削はピック等では困難で、周囲の岩盤と同様な発破を必要とした。

表-3.1.1 泥質凝灰岩の物理的性質

試料 No.	試料採取箇所		強制乾燥	強制湿潤	含水比	吸水率	有効間隙
	横坑名	坑口巨離 m	密度 ρ/Cm^3	密度 ρ/Cm^3	%	%	率 %
1	No.101 E.L.495.62 Y ₂ 断面	14	2.36	2.45	6.43	3.65	9.0
2		16	2.40	2.47	5.09	2.91	7.0
3		20	2.38	2.46	6.28	3.52	8.0
4		25	2.36	2.47	5.68	4.56	11.0
5		45	2.33	2.43	7.05	4.24	10.0
6	No.102 E.L.500.00 Y ₃ 断面	20	2.32	2.43	7.47	4.56	11.0
7		29	2.31	2.42	6.80	4.72	11.0
8	No.103 E.L.487.31 Y ₄ 断面	36	2.34	2.43	6.24	3.87	9.0
9		50	2.25	2.45	5.23	8.17	19.0
10	No.106 E.L.490.57 Y ₁ 断面	59	2.33	2.43	7.73	4.29	10.0
11		23	2.31	2.42	13.27	4.43	11.0
12		32	1.81	2.10	22.17	16.41	29.0
平均			2.33	2.44	7.02	4.45	10.5

- 註 1. 試料は試掘坑の坑壁からタガネ、ハンマー等で切り取り、新鮮な状態を保って、 $5 \times 5 \times 5cm$ の立方体に整形した。
2. 強制乾燥密度 (ρ_d) 強制湿潤試料を48hr、 $40^\circ C$ で炉乾燥したものの密度
3. 強制湿潤密度 (ρ_w) 試料整形後48hr水浸保持したものの密度
4. 含水比 = $(\rho - \rho_d) / \rho_w$ ただし、 ρ は自然含水状態での密度
5. 吸水率 = $(\rho_w - \rho_d) / \rho_d$
6. 有効間隙率 = $(\rho_w - \rho_d) \times 100$

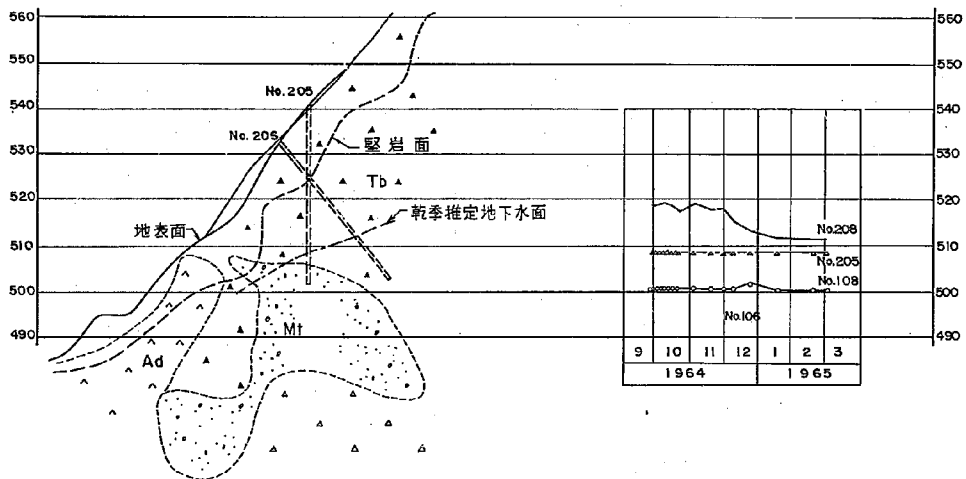
この岩盤の透水試験の結果は表-3.1.2のとおりいずれも $10^{-1} \sim 10^{-2}$ ルヂオン程度であり、また、本岩周辺の地下水位の観測結果(図-3.1.3)から見て、本岩は長年月地下水位以下にあったと考えられるが、試掘坑内では滲透水または、その痕跡も認められない事から、本岩盤は工学的には水を透さないと考えられる。しかし周辺の地下水位の関係から、本岩盤は現況では飽和状態に迄含水しているものと推定され、切り取った岩片を空气中に放置すると急速に表面乾燥が進んで、短時間で試料表面の色調が暗色から淡色に変化するのが認められる。この岩石はそのおかれた環境が変化するとこのように含水状態が変化だけでなく、その性状も著しく変化して甚しい場合は泥土状になる。この変質については後でふれる事にして以下現況での本岩の力学的性質について述べる。

表- 3.1 2 泥質凝灰岩の透水性

NO.110 (孔口 EL.553.28 Y3, X10 付近)						
深 度 m	53.00	58.00	63.00	68.00	73.00	78.00
岩 質	▲	▲	▲	▲	▲	▲
採取率	100%	50	50	50	50	50
ルチオン数	0.00	0.22	0.02	0.03	0.07	0.00

NO.117 (孔口 EL.556.80)						
深 度 m	53.00	58.00	63.00	68.00	73.00	78.00
岩 質	▲	▲	▲	▲	▲	▲
採取率	100	50	50	50	50	50
ルチオン数	3.9	8%以上圧力以上	3.3	0.02	0.08	4.1

図- 3.1 3 泥質凝灰岩附近の地下水位



本岩石から採取した試料を含水状態が変化しないように保った場合の、単軸圧縮強度は、表- 3.1 3 に示すとおり 100 kg/cm^2 程度で、周辺の岩石に比較するとかなり弱い。3 軸圧縮試験の結果は表- 3.1 4 のとおりで、側圧が加はると強度が増加しその関係は図- 3.1 4 に示すように次式で与えられる。

$$\sigma_1 = 147 + 4.7\sigma_3 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{ただし、}\sigma_3\text{は側圧}$$

また、その変形曲線は図- 3.1 5 のとおりで側圧との関係は次式で与えられる。

$$E_1 = 31,000 + 770 \sigma_3 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

表-3.13 泥質凝灰岩単軸圧縮強度

試料 No	採取 模 抗	弾 性 係 数	圧 縮 強 度	備 考
1	101	28,800	106	キャッピング不良 キャッピング不良 テストピース $\phi 11 \times 21 \pm \text{cm}$
2	101	12,500	71.5	
3	103	46,400	112.8	
4	103	15,500	60.5	
5	101	43,000	120	
6	103	48,500	157	
7	101	26,800	164	テストピース $\phi 9 \times 14 \pm \text{cm}$
8	101	19,000	110	
9	103	40,500	133	
10	103	32,300	116	
11	103	35,000	147	
平均		34,100	124.5	

- 註 1. 試料は坑壁から切り取った岩塊を平ノミで円筒形に整形した。
 2. キャッピングはセメントベースを用いたが供試体と充分附着していなかった。
 3. 平均には No. 1.2 はふくまない。

表-3.14 3 軸圧縮強度

No	側 圧	弾 性 係 数	圧 縮 強 度	備 考
4	0 Kg/cm ²	32,000 Kg/cm ²	145 Kg/cm ²	試料は $\phi 101 \text{mm}$ のボーリングコアを $200 \text{cm} \pm$ に岩石切断機で切断したものを 用いた。試料採取箇所は現場変形試験の B 孔
5	5	33,000	166	
6	10	40,000	186	
7	20	45,000	215	
8	30	55,000	258	

図-3.14 泥質凝灰岩 3 軸圧縮試験応力変形曲線

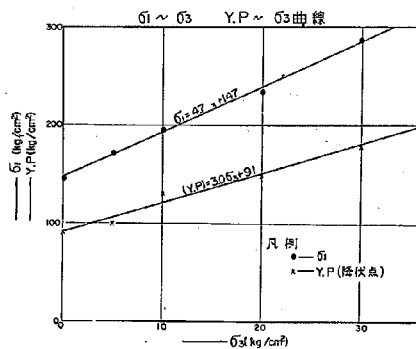
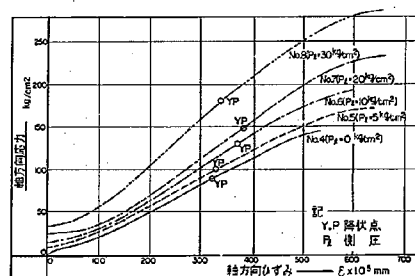


図-3.15 泥質凝灰岩 3 軸圧縮応力～変形曲線



変形性について現地における第1回目のジャッキ試験の結果は表-3.15、図-3.16に示すとおりで、総変形量、弾性係数は周辺の角礫凝灰岩と大差ないが、持続荷重時のクリープに収れん性が見られず、最初の段階から残留変形が大きく最後迄その増勢が止まらず、変形の様相は弾性的とはいえない。特にジャッキ試験のNo.1の箇所ではジャッキ試験終了後その装置を用い、50t(40kg/cm²)の荷重を持続載荷しクリープ試験を行ったが、その結果(図-3.17)約1週間しても変形は0.008mm/hrの速度でほぼ直線的に増加し、収れん性が見られなかった。この場合荷重の補正は1日3~4回係員が巡視して調節した。

表-3.15 泥質凝灰岩の弾性係数

No.	試験箇所			載荷方向	総変形量 mm	クリープ量 mm/hr	弾性係数 kg/cm ²	変形係数 mm	備考	
	横坑	EL	坑口距離							
1	103	487.31	47.9	H	2.28	0.91(0.06)	57,600	11,000	接続荷重	100t 16hr
2	103	487.31	51.6	H	1.295	0.22(0.01)	72,000	18,000	接続荷重	50t 21hr
3	103	487.31	55.7	H	1.97	0.28(0.06)	69,300	10,000	接続荷重	100t 5hr
平均							66,300	13,000		

図-3.16(1) 泥質凝灰岩のジャッキ試験による応力-変形曲線

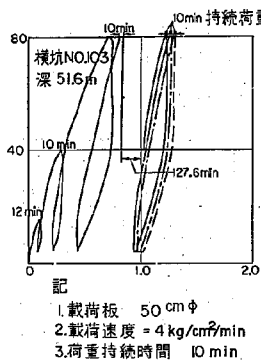


図-3.16(2) 泥質凝灰岩のジャッキ試験による時間-変形曲線

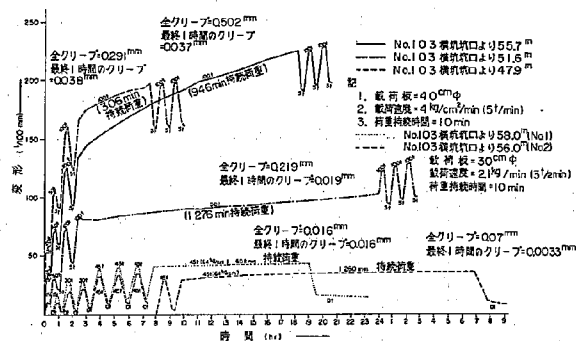


図-3.17 泥質凝灰岩クリープ曲線

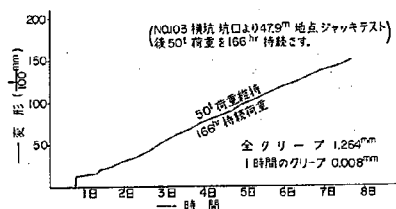
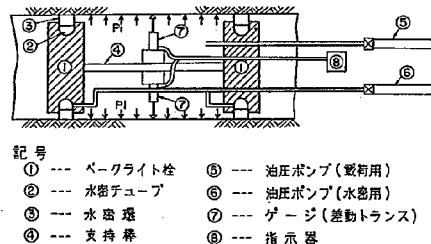
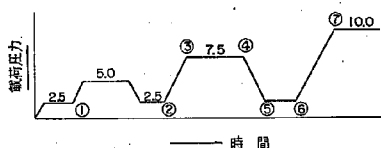


図-3.18 チューブデフォーメーター



第1回ジャッキ試験に次いで現地でφ300mmのボーリング孔を利用して小型の水室試験を行った。その装置は図-3.18のとおりでTube Deformater と称し、この試験をT. Dメーター試験と称する。測定はSealing Ring③の間に油圧Piをかけて、ボーリング孔の孔壁の変形を⑦のゲージで電圧の変化にかえて、⑧のインシテータに取り出して計測した。測定箇所は泥質部のはず中心としてφ103横坑右枝坑でY₃+10, X₉附近をえらんだ。荷重は図-3.19に示すような基準で増減する繰返し荷重とした。試験の結果は表-3.15および図-3.21、図-3.22に示すとおり、変形量が少なく残留変形、クリープ等もほとんど見られず、この様な状態では30kg/cm²程度の応力範囲ではその変形は極めて弾性的で、弾性係数は、40,000~50,000kg/cm²と考えられる。

図-3.19 T. Dメーター荷重基準



1. 応力、7~3を10kg/cm²までは、2.5kg/cm²刻みに、10kg/cm²以上では5kg/cm²刻みにする。
2. 増加ならびに減荷速度、増加(②~③)および減荷(④~⑤)の速度は8kg/cm²/hour
3. 荷重増減、変形量が0.01mm/hour程度に落着くまでとする。

T. Dメーター試験と併行してそのパイロットボーリングで得られたφ101mmのコアを用いて、前述の3軸圧縮強度試験ならびに3軸圧縮変形試験を行った。強度試験では破壊する迄直線的に荷重を増加したが変形試験ではT. Dメーター試験の場合と同様な基準で荷重を増減し、各段階の変形を測定した。その結果は表-3.16、図-3.23、24、25に示すとおりで、弾性係数と変形係数に

表-3.15 T. Dメーター試験による泥質部の変形

測点	Hole	Star	総変形量 mm	残留変形 mm	弾性係数 kg/cm ²	変形係数 mm/kg	ク リ ー プ		
							持続荷重	載荷時間	変形量
A		F	0.22	0.01	平均 43,000	平均 39,000	30 kg	9.0 hr	0.01mm
		C	0.25	0.01			30	9.0	0.02
		B	0.23	0.01			30	9.0	0.00
B		F	0.20	0.01	49,000	43,000	30	9.0	0.00
		C	0.19	0.00			30	9.0	0.00
		B	0.20	0.00			30	9.0	0.00

註：測点の配置は図-3.20のとおりである。

図-3.20 T. Dメーター測点配置図

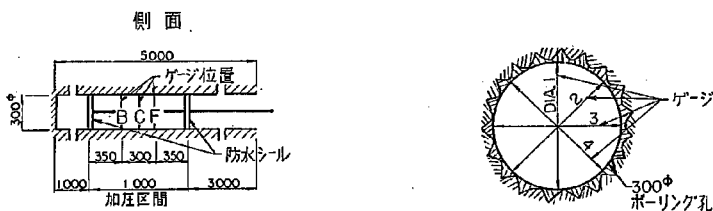
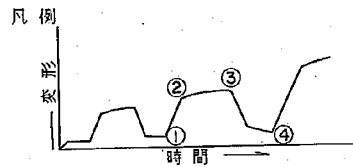
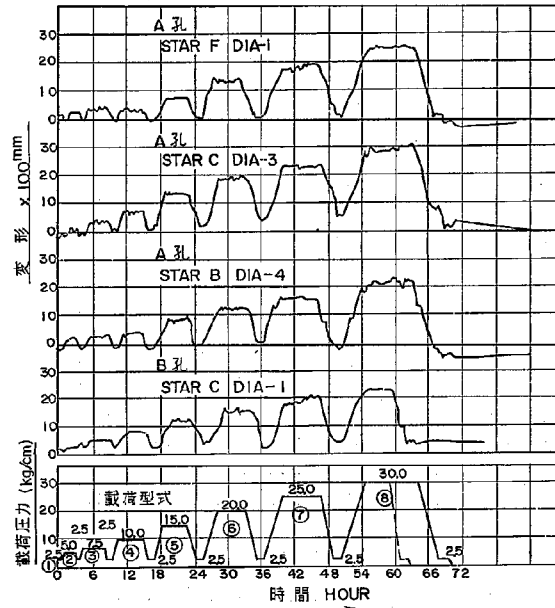


図-3.21 T. Dメーター試験による時間変位曲線（泥質凝灰岩）



③-① ———
 ④-① - - - -
 ②-① - - - -

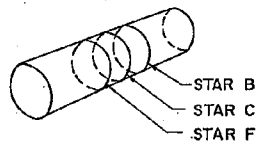
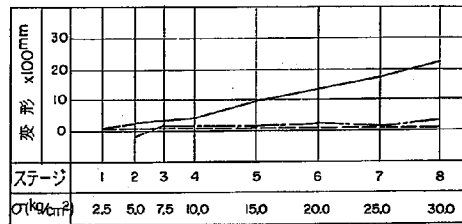
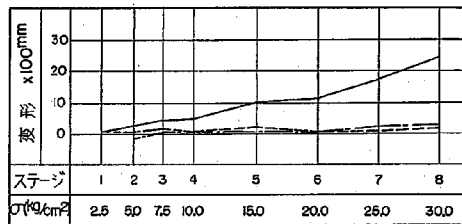


図-3.22 T, Dメーター試験による応力と諸変形

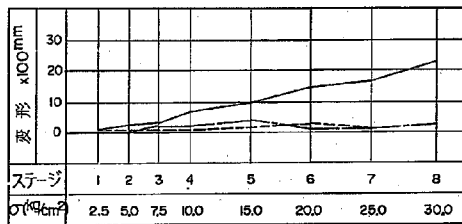
A 孔 STAR-F



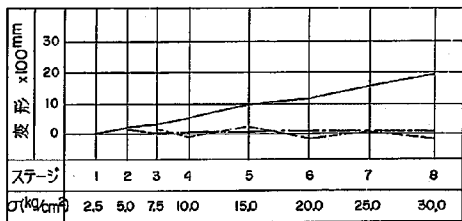
A 孔 STAR-C



A 孔 STAR-B



B 孔 STAR-C



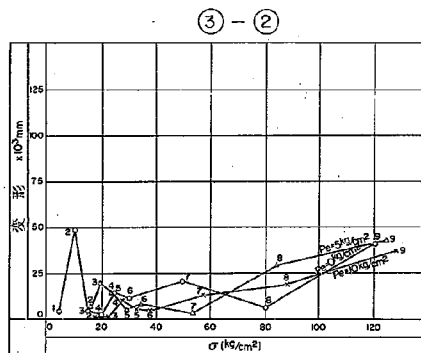
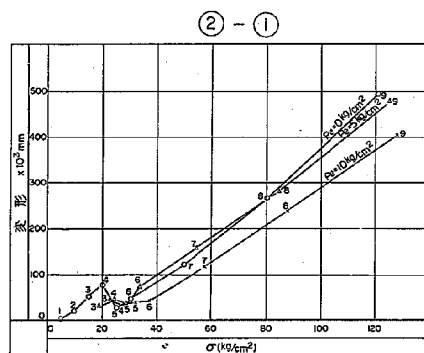
大差がなく、クリープ、残留変形も特に問題とする程のものではなく、その変形はかなり弾性的である。また、図-3.2.6.2.7.2.8.に強度試験の変形曲線と変形試験のそれとを比較すると、双方の変形の様相にはほとんど差がない。

表-3.1.6 3軸圧縮強度試験と変形試験結果の比較

試料	側圧	総歪量 10^{-5}	破壊強度 MPa	弾性係数 MPa	変形係数 MPa	備 考
1	0	496.3	141	38,000	33,000	① 試料1.2.3変形試験
4		529.2	145	32,000	—	② 試料4.5.6強度試験
2	5	644.	185	41,000	36,000	③ 強度試験の荷重増加速度 80Kg/cm ² /hr
5		638.4	171	33,000	—	④ 変形試験の時間 5~6日
3	10	602.	208	46,000	38,000	
6		600.8	196	40,000	—	

図-3.2.3 3軸圧縮試験による応力～歪曲線

図-3.2.4 3軸圧縮試験による応力～クリープ量曲線



以上述べた第1回ジャッキ試験の結果と、T. D メーター 試験および3軸圧縮変形試験の結果は相互に矛盾し、前者ではクリープが大きく非弾性的な変形を示し、後者では弾性的な変形を示している。その原因として試験法の差異のみならず本岩盤は後述のようにそのおかれた環境が変化すると変質し易いので、第1回のジャッキ試験では試験設備の装置中に岩盤の表面の一部に変質部が発生していたのではいかと考えられ、特に次の点に留意して第2回目のジャッキ試験を行った。

- (i) 試験区域は出来るだけ衝撃を与えない様に掘削し、完全に新鮮な岩盤面を出す。
 - (ii) 掘削した新鮮な岩盤面は出来るかぎり速かに適当な被膜材で保護し外気と遮断する。
- 試験箇所は第1回の試験箇所に近い試料1.0.3模坑の左支坑に2ヶ所をえらび載荷面の仕上は図-3.2.9のように行い。載荷盤はφ3.0cmの剛体円盤、ジャッキは60t(最大応力

図-3.25 3軸圧縮変形試験による応力～
残留変形曲線

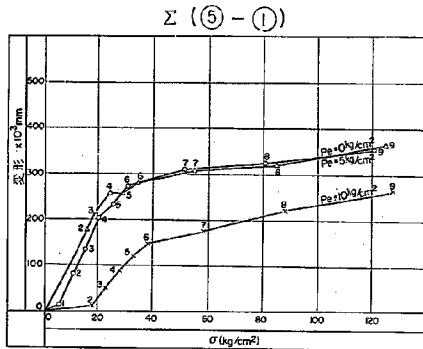


図-3.26 3軸圧縮強度試験と変形試験の
応力～変形曲線の比較 (側圧 0)

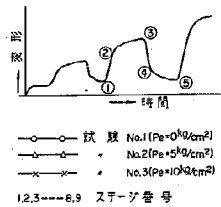
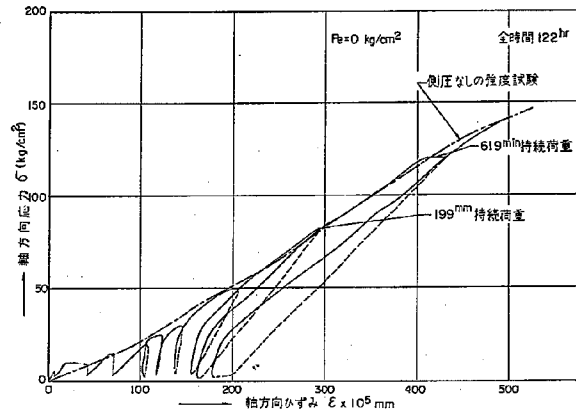
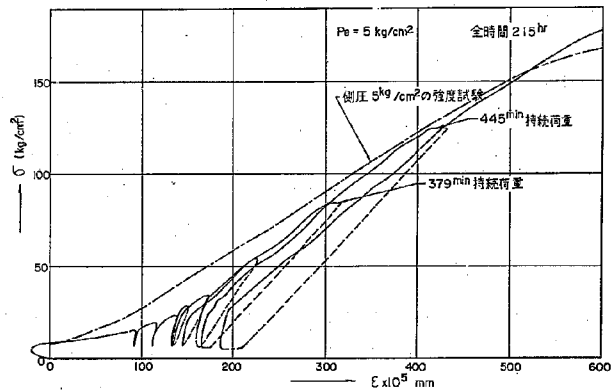


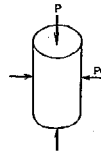
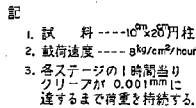
図-3.27 3軸圧縮強度試験と変形試験の
応力～変形曲線の比較 (側圧 5kg/cm²)



63kg/cm²油圧ジャッキを用
いた。

試験の結果は表-3.17および図-3.30に示すように、いずれも総変形量が少なく、残留変形、クリープ量も少なく短時間で収れんし変形は弾性的で、その弾性係数はほぼ55,000kg/cm²と周辺の角礫凝灰岩とほとんど一致する。以上の結果から泥質凝灰岩は圧縮強度は、100kg/cm²程度でかなり弱い、その取り扱い方に慎重を期して変質をおこさない様に保てば、60kg/cm²程度の応力に対しては充分弾性的で、弾性係数は50,000kg/cm²程度の性質

図-3.28 3軸圧縮強度試験と変形試験の応力～
変形曲線の比較(側圧 10 kg/cm^2)

[illegible]

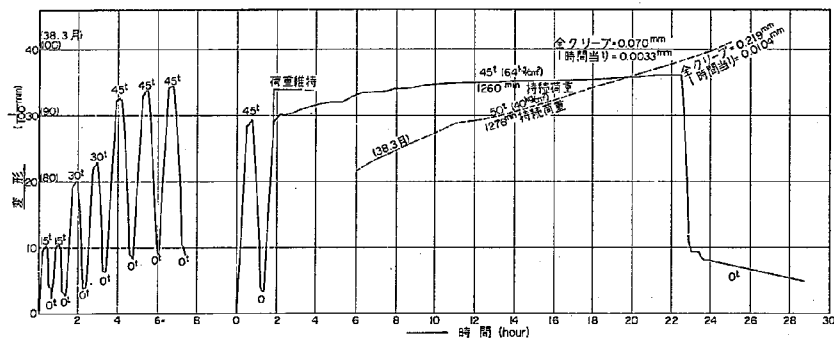
No.	試験ヶ所			載荷 方向	総変 形量	ク リ ブ 量	弾 性 係 数	備 考
	横坑	E. L	坑口距離					
1	103	487.31	左枝坑	V	0.36	0.07 (0.0033)	56,800	持続載荷時間 1,260 min
2	103	487.31	左枝坑	V	0.43	0.016 (0.0016)	55,900	持続載荷時間 608 min

Figure 1 is a schematic diagram of a 10-story building. The building is divided into two main vertical sections. The left section contains a staircase labeled '階段' (Staircase) and a '避難階段' (Evacuation Staircase). The right section contains an elevator labeled 'エレベーター' (Elevator) and a '避難エレベーター' (Evacuation Elevator). The building is labeled '高層建築物' (High-rise building) and '避難のための' (For evacuation). The diagram is numbered 1 to 10 on the right side, corresponding to the floors.

この値は周囲の角礫凝灰岩と比べて大差ない。泥質部内には密着はしているが多少の割れ目はあるので、全体的には安全に見て $200\text{t}/\text{m}^2$ 程度と考えられる。変形の直線性が失なわれる

以上述べたように泥質凝灰岩部は圧縮強度は弱い、ある応力範囲では周辺の岩盤と同様な弾性係数をもった弾性体とみなせる。しかし、そのおかれた環境が変化すると急速に性状が変化する。泥質部が現在おかれている環境の特質としては、

図-3.30(2) 第2回泥質凝灰岩のジャッキ試験による時間～変形曲線(161)



B 泥質凝灰岩部周辺の地下水位の観測結果（図-3.13）が示すように、泥質部は長年月地下水位以下にあったものと考えられる。したがって本岩石は飽和状態に達含水していると考えられる。

— 34 —

図-3.3 0(4) 第2回泥質凝灰岩のジャッキ試験による時間～
変形曲線 (No.2)

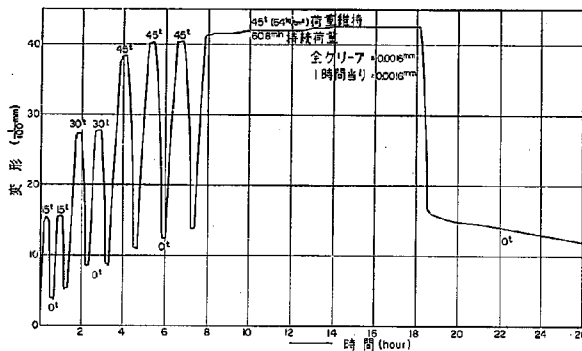
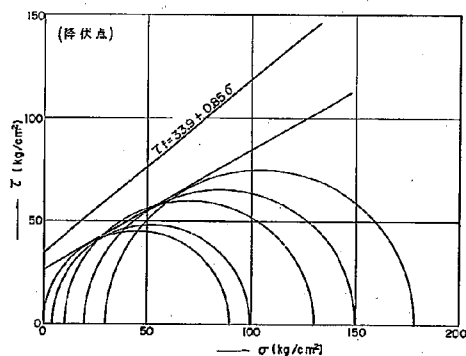
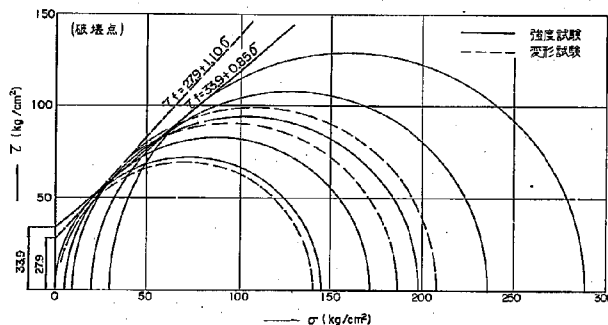


図-3.31 3軸圧縮強度試験および変形試験の結果から
モールの円による剪断強度

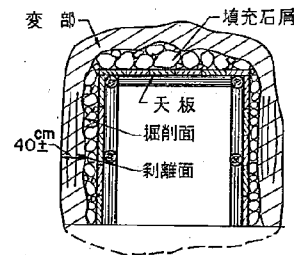


列記すると。

A 試掘坑の掘削面を坑外に搬出し、風雨にさらすと急速に泥土状になり、坑内では掘削後約1ヶ月くらいから肌おちが始まり、支保工を施さねば次々に進行する。肌おちの剝離面の多くは内在する継目で、その面には粘土状の被膜が見られる。

B 坑内の肌おちは簡単な支保工で防止出来、支保工背面は約40cmくらい内部迄坑壁にほぼ平行した何条かの剝離面が発生し、変質しているが、それ以上内部では変化は認められない。剝離面には茶褐色に変色した粘土状被膜が見られる。なお、支保工の矢板背面に填充した本岩塊は、その表面に粘土状の被膜が見られるが、内部は特に変質していない。

図-3.32 試掘坑断面図



C 地山から切り取った岩片でも含水状態が変化しない様に保てば変質しないが、表一

3.18に示すように水中につけると一様に強度が低下し、長期間たつと泥土状になり、浸水したものを乾燥すると強度が強くなる部分もあり、自ら割れ目を発生し破壊するものもある。

表-3.18 泥質凝灰岩の強制湿潤、強制乾燥時の強度

試料 番号	圧 縮	強 度	摘 要
	強 制 湿 潤	強 制 乾 燥	
1	3 3.0	1 6 8.	
2	6 2.0	2 4 7.	
3	6 5.0	0	乾燥時に自ら割れる
4	3 1.0	0	乾燥時に自ら割れる
5	3 1.0	1 4 1.	
6	7. 9	1 3 0.	
7	2 0.0	4 0	
8	1 9.0	6. 9	割れ目が発生していた
9	5. 6	0	乾燥時に自ら割れる
10	8. 5	9 3	
11	2 9.0	2 4 9.	
12	1 8.0	4 2.	割れ目が発生していた

註 試料採取ケ所、整形方法、強制湿潤および乾燥の状態は表-3.11物理的性質の測定の場合と同様である。

D 表-3.18で強制湿潤時の強度の特に弱い試料6.9.10.と同一箇所から採取した試料について、水浸湿潤による容積の変化を測定したが、168時間水浸後も測定出来るような変化は見られない。

E 泥質部に設けられたφ300mmのボーリング孔内では、何度か長時間浸水したが、表面がわずかに被膜状に粘土状になっているだけで、変質は内部迄進行しない。

F 本岩石の上にモルタルを打設するとその接着面にうすい粘土状の被膜が発生し、打設したモルタルは容易に剝離する。ブロック剪断試験の結果ではコンクリートブロックとの境界面の剪断強度は20t/m²程度である。

G 泥質部の山側の角礫凝灰岩との境界面は地下に封じこめられ、空気との接触が遮断された状態で地下水と長年月接触していたと考えられるが、3.3.2で述べたように特に変質は見られない。

以上の観察測定の結果から変質をおこす条件についてまとめてみると。

A 変質は変形に対して抱束のない状態即ち空气中にさらされた状態で、乾燥湿潤をくり返す場合急速に進行する。

B 変形に対する抱束のない状態でも空気との接触が遮断され、含水状態に変化がなければ容易に変質しない。

C 変形が抱束されている状態即ち空気との接触が遮断された状態で水に接しても容易に変質は進行しない。

などがあげられる。

4. ダムの形式の検討

裾花ダムの形式としてフィルタイプダムは材料が入手困難であり除外して重力ダム、セミアーチダム、アーチダムについて比較することにした。各形式のダムの概要図は図-4.1、図-4.2、図-5.4.1の通りである。

これらについて基礎処理を除くダム費は次表の通りである。

工 種	重 力 式			セミアーチ式			ア ー チ 式		
	数量	単価	金額	数量	単価	金額	数量	単価	金額
掘 削	85,000	1,200	102,000	95,000	1,200	114,000	115,000	1,200	138,000
コンクリート	245,000	6,000	1,470,000	205,000	6,700	1,373,500	115,000	7,400	851,000
小 計			1,572,000			1,487,500			989,000
放水設備	ゲート放水管		200,000			200,000			200,000
副 ダ ム							5,000	7,000	35,000
グラウト工	カーテン コンソリデーション		50,000			50,000	17,000		50,000
継 目 工	ジョイントグラフト					14,000	7,000		11,000
冷 却 工						48,500			34,000
			1,822,000			1,800,000			1,319,000

さらに詳細な検討の結果コンクリートダムの場合かなりの量に達する地質処理を要するが、裾花川の骨材がコンクリートの骨材として使用できなくダム地点までの供給可能範囲で量、質とも限度があることが明らかにされた。これらからダムの形式としてアーチダムが選定された。

図-4.1(1) 比較設計重力式ダム平面図 $S=1/1000$

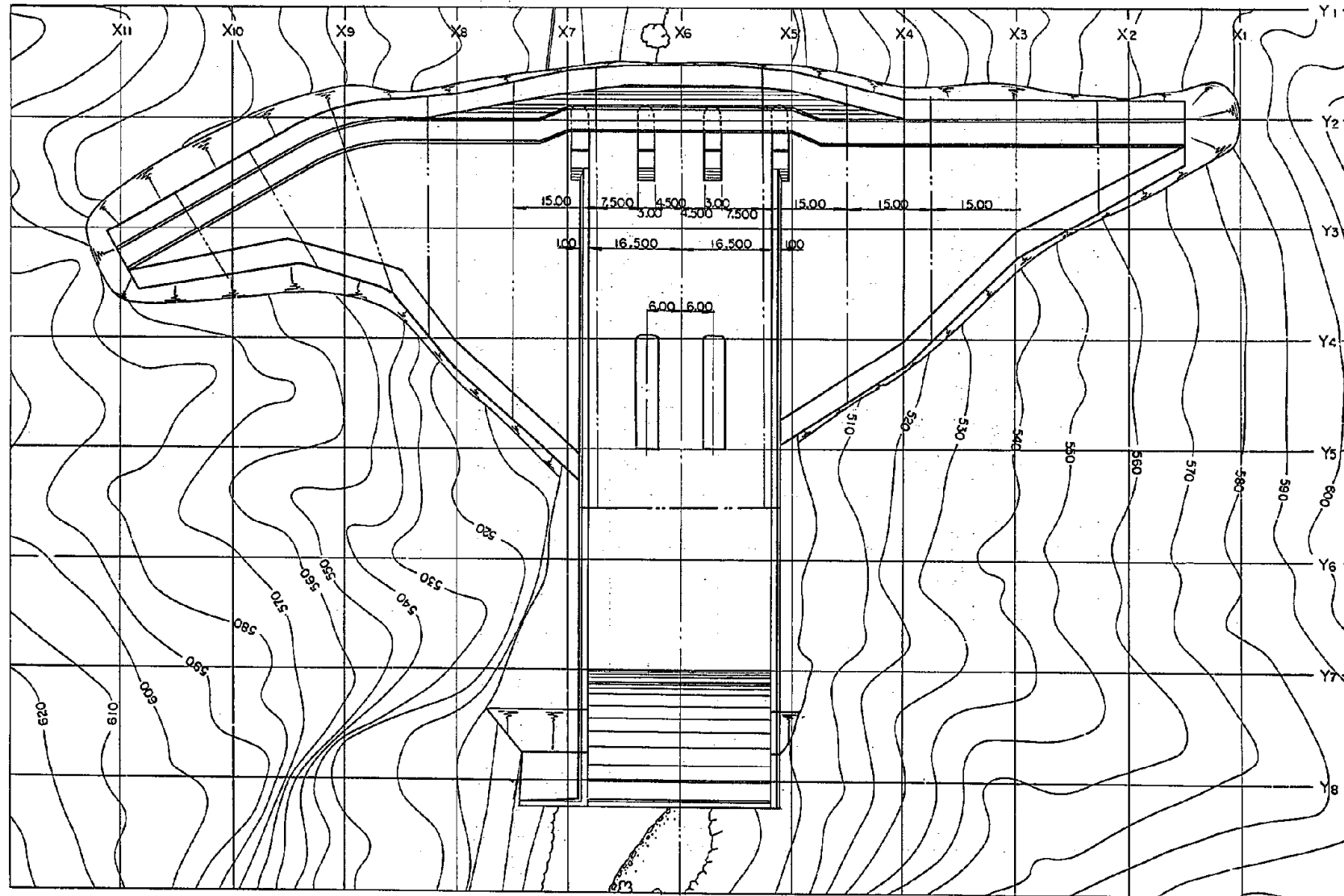


図-4.1(2) 比較設計重力式ダム設計図 $S=1/1000$

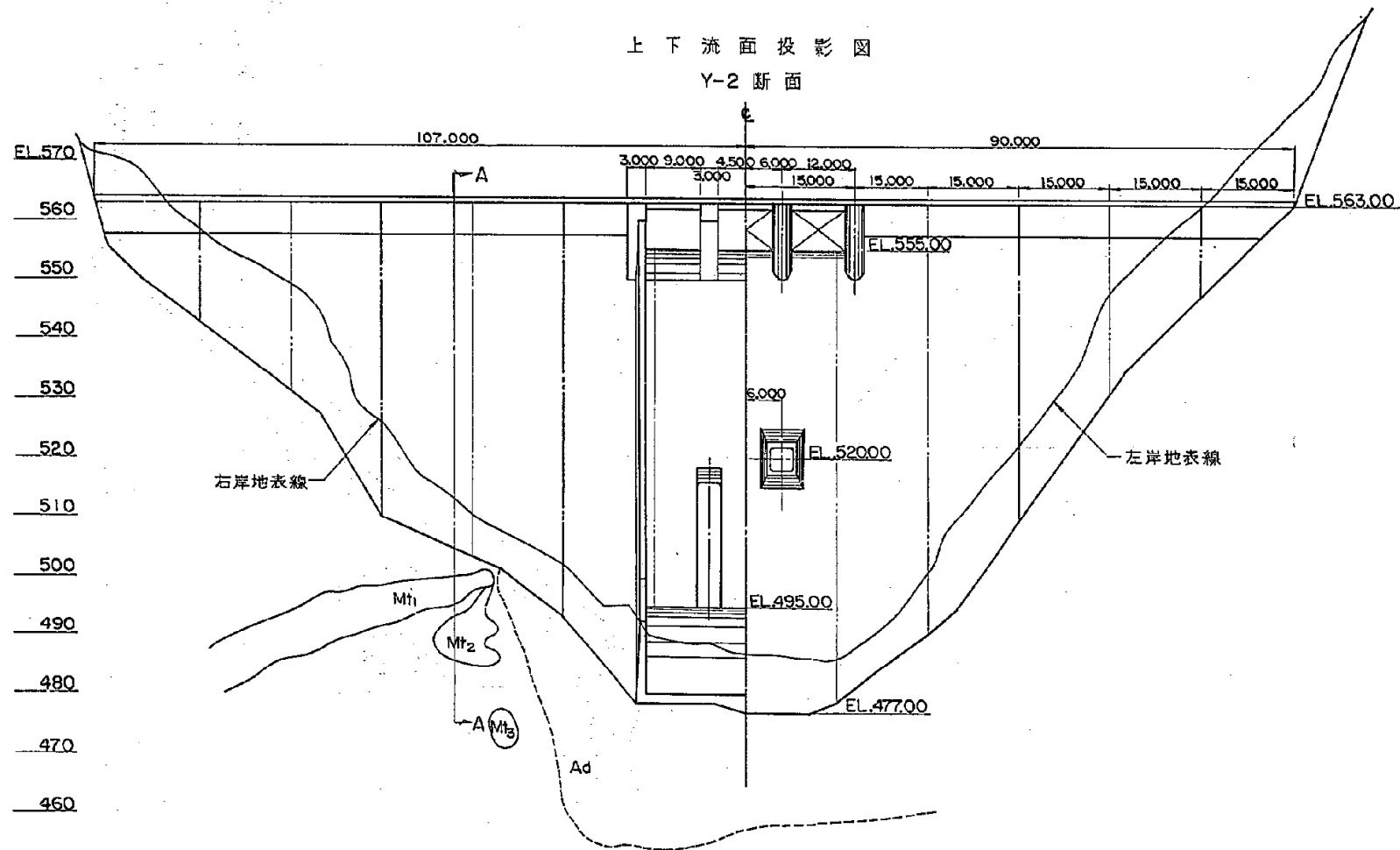


図-4.1(3) 比較設計重力式ダム設計図 $S=\frac{1}{1000}$

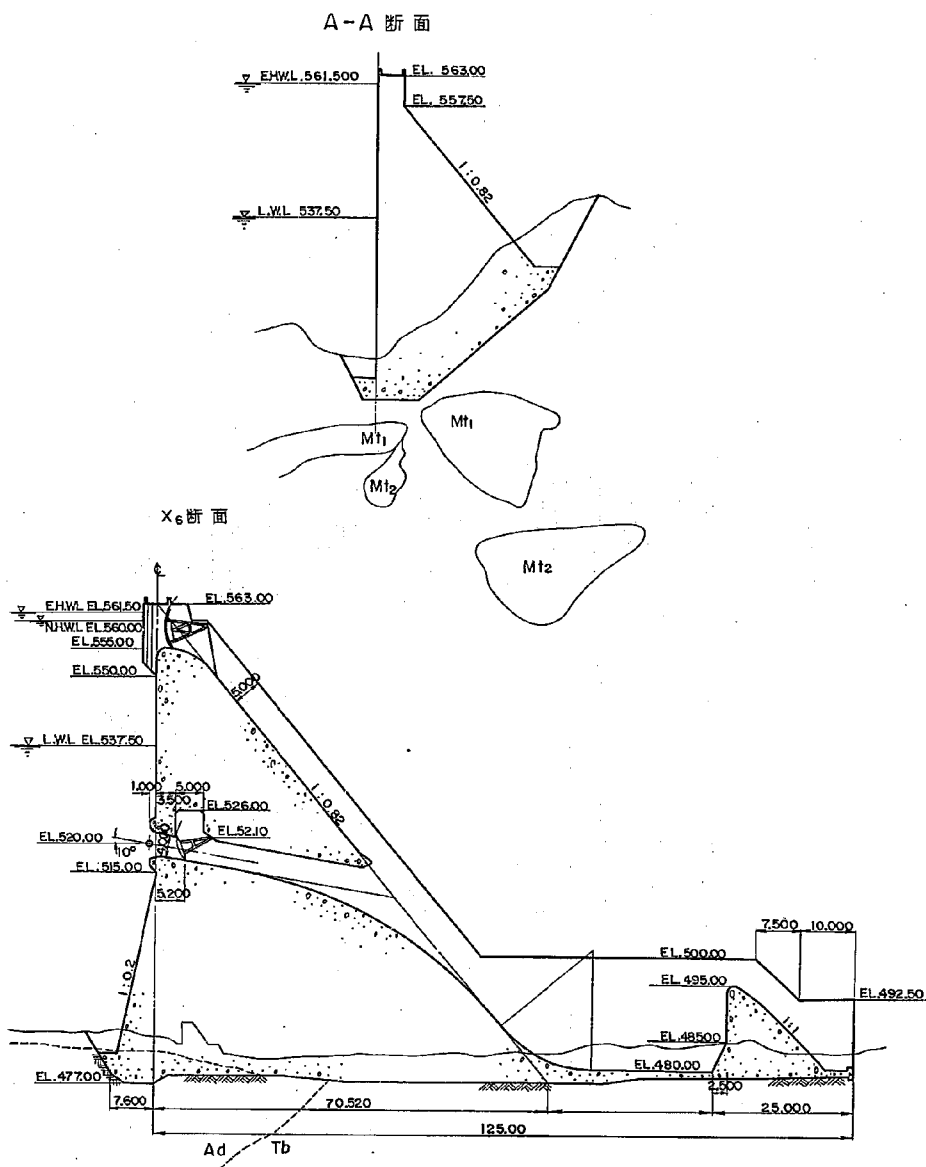


図-4.2(1) 比較設計セミアーチダム平面図 $S=\frac{1}{1000}$

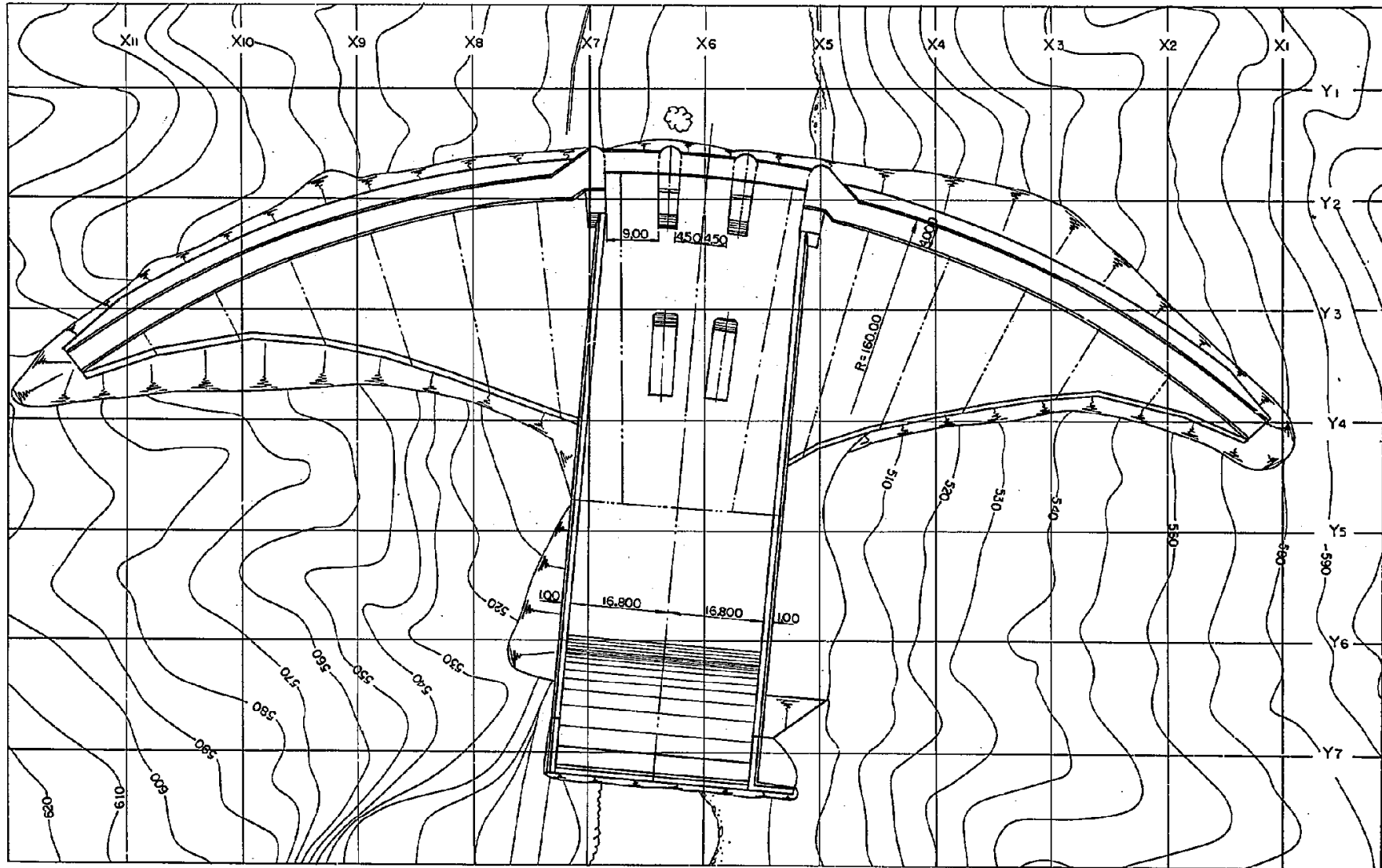


図-4.2(2) 比較設計セミアーチダム設計図 $S=\frac{1}{1000}$

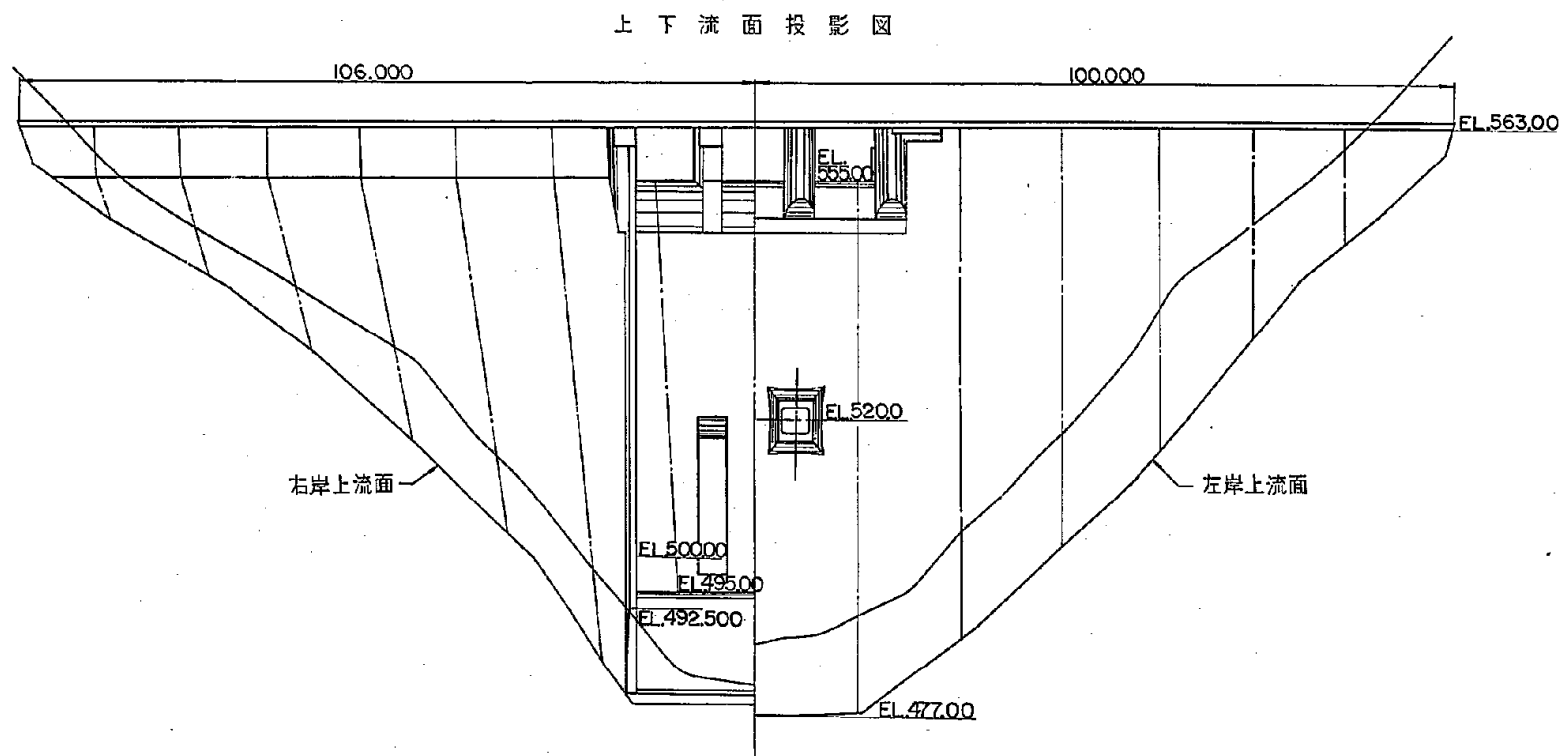
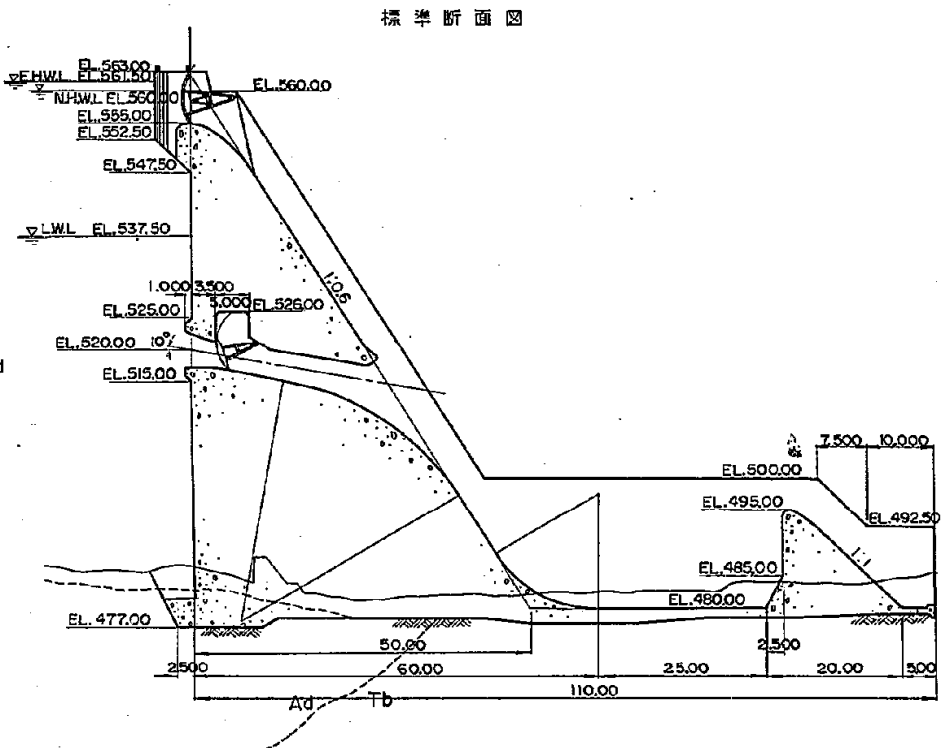
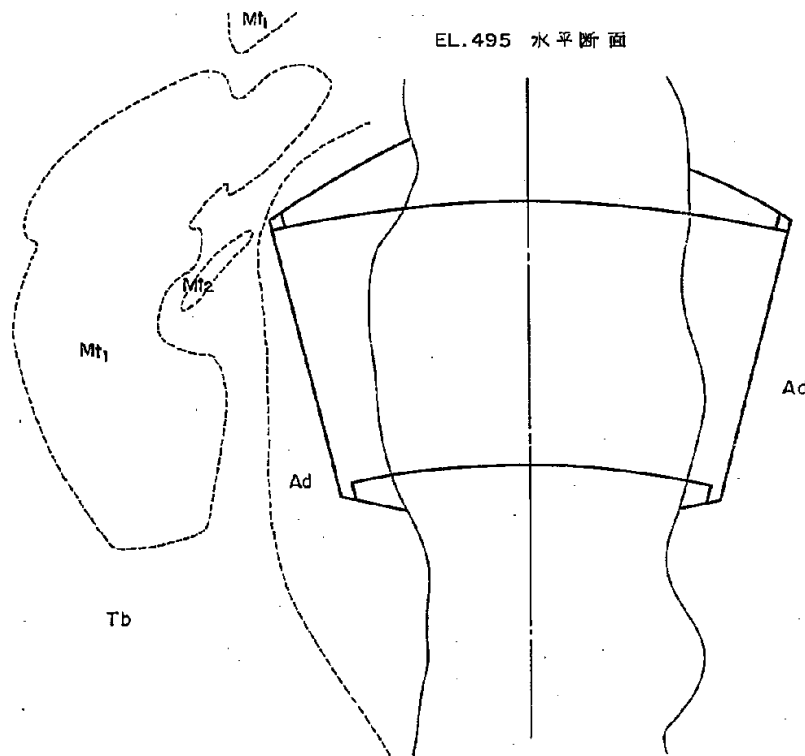


図-4.2(3) 比較設計セミアーチダム平面図 $S=\frac{1}{1000}$



5. 設 計

5.1 設計方針

5.1.1 地形的条件

左岸は地形図の座標 $Y_1 \sim Y_6$ 間で等高線はほぼ等間隔 (傾斜約 45°) で川に平行しているが Y_1 より上流では若干川側に張り出して小さな尾根をなし Y_6 より下流では山側に逃げて浅い谷をなしている。したがって左岸のアーチ基礎の取付部は Y_2 より上流にすると上流側掘削法長が長くなり掘削が増加し Y_6 より下流にすると地山の厚みを充分取るため根入れ (スパン) が増大する。

右岸では $Y_2 \sim Y_3$ 間および $Y_5 \sim Y_6$ 間に2つの谷があり、その中間は尾根を形成しており、 $Y_5 \sim Y_6$ の谷の下流では等高線がかなり急角度で山側に逃げて急峻な断崖をなしている。 $Y_3 \sim Y_5$ 間の尾根はダムからの推力に対し充分な厚さをもっているため右岸のダム基礎はこの尾根の上流側の斜面に取り付けるのがよい。

したがって地形的には $Y_1 \sim Y_5$ の範囲でダム基礎を設定するのが適当である。

5.1.2 地質的条件

(1) 河 床

河床では $Y_3 \sim Y_4$ の間に安山岩と角礫凝灰岩の境界 (上流下り約 30°) があって上部に安山岩がある。河床の角礫凝灰岩は透水性が極めて小さく割れ目も少ないが一軸圧縮強度 (湿潤状態) が 100 kg/cm^2 、せん断強度が 10 kg/cm^2 程度と弱く、コンクリートダムの基礎としては問題が多いと判断されている。

ダムサイトでは角礫凝灰岩の上に割れ目はあるが硬い安山岩が上流側に行くほど厚く分布しているのでダムをできるだけ上流側に位置させて安山岩の厚さを大きくとり応力の分散を図るのが良い。

上流案 (タイプⅡ)、下流案 (タイプⅠ) について安山岩と下位の角礫凝灰岩の境界の応力の算出を試みることにした。

計算は基礎を等方等質で一樣な弾性体とし拱頂片持梁のスラストとせん断力の合力が底部中央に作用するものとして計算する。(曲げモーメントは偏心によってとる。)

ダム基礎近くの岩盤等高線を直線に仮定してこれを半無限板の境界にとる。この場合は基礎の延長を岩盤線とした。この垂線と堤体との取付角を α とする。境界面に沿って y 軸を、これに垂直に岩盤内に x 軸をとる。堤体の厚さを t とすれば堆力の作用する巾は $t \sec \alpha$ となる。(図 5.1.1)

集中力 P が半無限板の境界の一点に作用するとき、力の方向に首線をとれば半無限板内の応力は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= +\frac{2}{\pi} P \cdot \frac{\cos \theta}{r} \\ \sigma_\theta &= \tau_{r\theta} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

(Love: "Mathematical Theory of Elasticity"
P 210)

いま作用点から η だけ離れた点を原点とすると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= +\frac{2}{\pi} \cdot P \cdot \frac{x^2 \{x \cos \alpha + (\eta - y) \cdot \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} \\ \sigma_y &= +\frac{2}{\pi} \cdot P \cdot \frac{(\eta - y)^2 \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} \\ \tau_{xy} &= -\frac{2}{\pi} \cdot P \cdot \frac{x(\eta - y) \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

推力に対する式を求めるに $(H/t) \cos \alpha$ なる強度の分布荷重が $(t/2) \sec \alpha \sim (-t/2) \sec \alpha$ の範囲に分布しているときの式を求めればよい。すなわち

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= +\frac{2H}{\pi \cdot t} \cdot \cos \alpha \int_{-(t/2) \sec \alpha}^{(t/2) \sec \alpha} \frac{x^2 \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} d\eta \\ \sigma_y &= +\frac{2H}{\pi \cdot t} \cdot \cos \alpha \int_{-(t/2) \sec \alpha}^{(t/2) \sec \alpha} \frac{(\eta - y)^2 \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} d\eta \\ \tau_{xy} &= -\frac{2H}{\pi \cdot t} \cdot \cos \alpha \int_{-(t/2) \sec \alpha}^{(t/2) \sec \alpha} \frac{x(\eta - y) \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} d\eta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

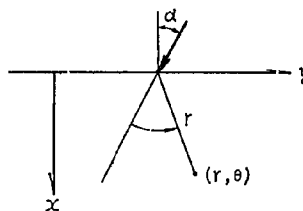
これを計算して

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= +\frac{H}{\pi \cdot t} \cdot \cos \alpha \cdot H_x \\ \sigma_y &= +\frac{H}{\pi \cdot t} \cdot \cos \alpha \cdot H_y \\ \tau_{xy} &= -\frac{H}{\pi \cdot t} \cdot \cos \alpha \cdot H_{xy} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

ただし

$$\begin{aligned} H_x &= 2 \int_{-(t/2) \sec \alpha}^{(t/2) \sec \alpha} \frac{x^2 \{x \cos \alpha + (\eta - y) \cdot \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}^2} d\eta \\ &= \left\{ \tan^{-1} \frac{\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}}{\frac{x}{t}} + \tan^{-1} \frac{\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}}{\frac{x}{t}} + \frac{\frac{x}{t} (\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t})}{(\frac{x}{t})^2 + (\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t})^2} + \frac{\frac{x}{t} (\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t})}{(\frac{x}{t})^2 + (\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t})^2} \right\} \end{aligned}$$

図 5.1.1 計算座標



$$\cos \alpha - \left\{ \frac{\left(\frac{x}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2} - \frac{\left(\frac{x}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2} \right\} \sin \alpha \dots\dots\dots (5,9)$$

$$H_y = 2 \int_{-(t/2) \sec \alpha}^{(t/2) \sec \alpha} \frac{(\eta - y)^2 \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}} d\eta$$

$$\begin{aligned} &= \left\{ \tan^{-1} \frac{\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}}{\frac{x}{t}} + \tan^{-1} \frac{\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}}{\frac{x}{t}} - \frac{\frac{x}{t} (\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t})}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\frac{x}{t} (\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t})}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2} \right\} \cos \alpha + \left\{ \log \frac{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2} + \frac{\left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2} \right\} \sin \alpha \dots\dots\dots (5,6) \end{aligned}$$

$$H_{xy} = 2 \int_{-(t/2) \sec \alpha}^{(t/2) \sec \alpha} \frac{x(\eta - y) \{x \cos \alpha + (\eta - y) \sin \alpha\}}{\{x^2 + (\eta - y)^2\}} d\eta$$

$$\begin{aligned} &= \left\{ \tan^{-1} \frac{\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}}{\frac{x}{t}} + \tan^{-1} \frac{\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}}{\frac{x}{t}} - \frac{\frac{x}{t} (\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t})}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\frac{x}{t} (\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t})}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2} \right\} \sin \alpha \end{aligned}$$

$$\left\{ \frac{\left(\frac{x}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha - \frac{y}{t}\right)^2} - \frac{\left(\frac{x}{t}\right)^2}{\left(\frac{x}{t}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \sec \alpha + \frac{y}{t}\right)^2} \right\} \cos \alpha \dots\dots\dots (5, C)$$

である。

岩盤内に存在する境界面での応力は、この面のノリ線と x 軸とのなす角を β (水平と傾斜面とのなす角に等しい) とすると、この面に作用する直応力 σ_n 、接線方向直応力 σ_t 、せん断応力 τ_{nt} とすれば

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_x \cdot \cos^2 \beta + \sigma_y \sin^2 \beta + 2\tau_{xy} \sin \beta \cdot \cos \beta \\ \sigma_t &= \sigma_x \cdot \sin \beta + \sigma_y \cdot \cos^2 \beta - 2\tau_{xy} \sin \beta \cdot \cos \beta \\ \tau_{nt} &= (\sigma_y - \sigma_x) \sin \beta \cdot \cos \beta + \tau_{xy} (\cos^2 \beta - \sin^2 \beta) \end{aligned}$$

によって求められる。

この計算結果による境界面の直応力、せん断力は図-5.1.2のとおりである。

計算にはかなり仮定が含まれているがタイプ I と II の中間の位置では最大応力 10 kg/cm^2

せん断応力 $3 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ 程度の応力が作用するものと予想され、ダムの位置は少くともこのⅠ、Ⅱ案の中間より上流側に位置することが望ましい。

(2) 左岸

岩質が硬く割れ目が多いが夾雑物が少ないので入念なグラウチングをすればどうにか補強できると判断されるがアーチアバットメントを出来るだけ根入れすることが望ましいことはいうまでもない。

(3) 右岸

右岸の大部分を占める角礫凝灰岩はアーチダムの基礎としてはやや弱いが不適当なものではない。

泥質凝灰岩は局部的なものであるが貯水後の劣化もあるいはと懸念されるので周りの岩と弾性係数が相違した場合を2次元光弾性実験を行なって検討した。

その結果

① 泥質凝灰岩の弾性係数

が周辺の $\frac{1}{2}$ として図5.1.3(1)のようにスラストの作用位置を変えた場合、岩盤表面応力に大きな変化はない。

② 泥質凝灰岩の弾性係数

を周辺の $1, \frac{1}{2}, \frac{1}{4}, \frac{1}{8}, 0$ とした場合弾性係数の比が $1 \sim \frac{1}{4}$ のときには表面応力は変化しない。

などが示された。これから泥質凝灰岩の変形が周囲の $\frac{1}{2}$ の弾性係数と同じ程度にまでなっても基礎の応力状態に大きな変化はなく、基礎の一部として十分耐え得るものと判断された。

しかしこのような結果があるとはいえ本体基礎掘削時のゆるみ、貯水後の滲透水の影

図-5.1.2 河床部の安山岩(Ad)と凝灰角礫岩(Tf)の境界に作用する応力

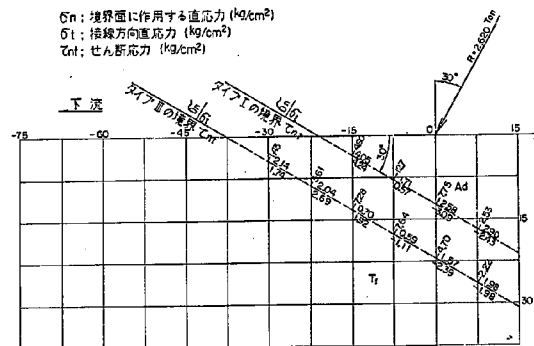
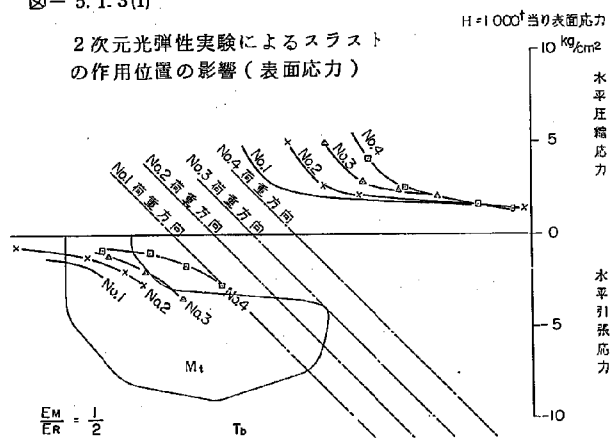


図-5.1.3(1)

2次元光弾性実験によるスラストの作用位置の影響(表面応力)



礫などを考慮すると設計ではアーチアバットメントと泥質凝灰岩までの距離をできるだけ大きくとり劣化の原因を少なくしなければならない。

なお泥質凝灰岩の地質処理等については別途検討する。

図-5.1.3(2) 2次元光弾性実験による泥質凝灰岩の
弾性係数の影響(表面応力)

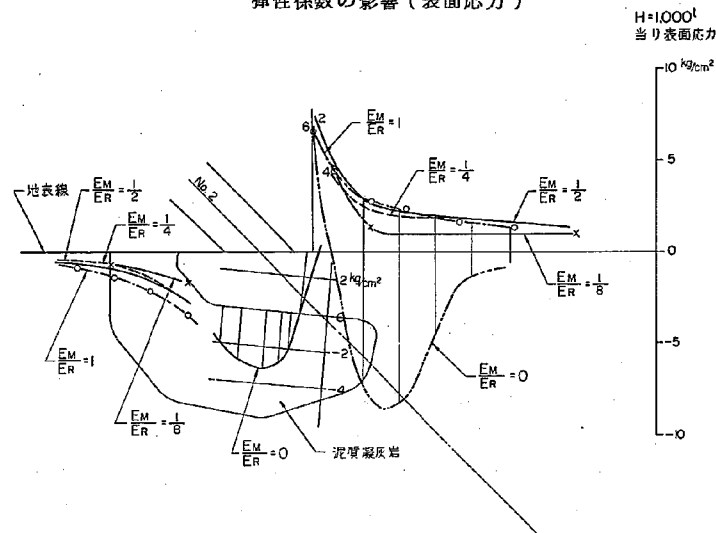
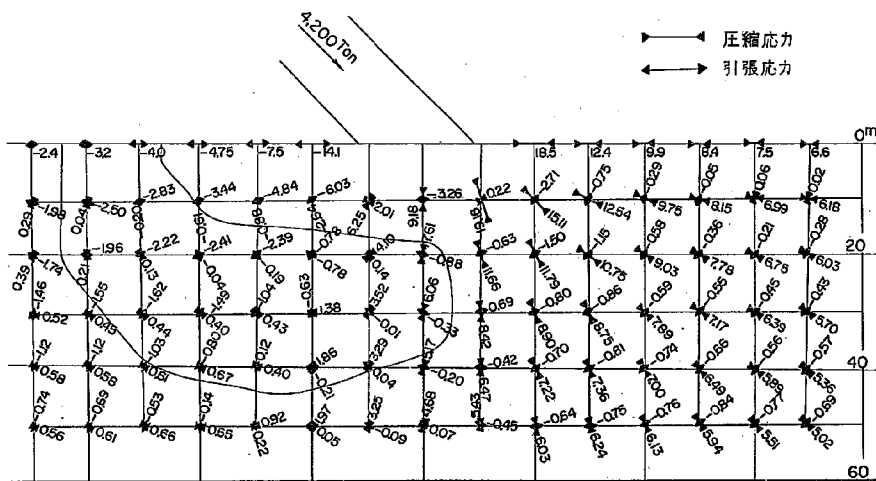


図-5.1.3(3) 2次元光弾性実験によるEL. 495 アーチ
アバットメント附近主応力図(一様弾性体)



5.2 設計要項

(1) ダムの寸法

ダム天端	EL 563.0 m
基礎岩盤	EL 480.0 m
異常洪水位	EL 561.5 m
(サーチャージ水位)	
堆砂面	EL 537.5 m

(2) 設計に用いる基本数値

貯水の単位体積重量	1.0 t/m ³
コンクリートの単位容積重量	2.3 t/m ³
堆砂の水中重量	1.0 t/m ³
土圧係数	0.6
コンクリートの弾性係数	2,500,000 t/m ²
* 岩盤の弾性係数	500,000 t/m ² (左右岸共)
* 岩盤のせん断強さ	
EL 530 m以上	150 t/m ² (左右岸共)
EL 530 m以下	180 t/m ² (左右岸共)
* 岩盤の摩擦係数	0.8
コンクリートおよび岩盤のポアソン比	0.2
コンクリートの熱膨張係数	10 ⁻⁵ /°C
地震の水平震度	0.15 および 0.2
* ジャッキ試験, ブロックせん断試験および工学的岩盤の分類によって余裕を考慮して決定した。	

(3) 設計荷重

I) 設計荷重の組合せ

1. 静的荷重の場合, 静水圧+堆砂圧+(温度変化)
2. 静荷重と動荷重の場合, 静水圧+動水圧+堆砂圧+(温度荷重)

II) 荷重算式

1. 静水圧, P_s

静水圧設計水位	静荷重の場合	こう水時最高水位+風浪
	静荷重と動荷重の場合	常時満水位+地震波浪

○ 風による波浪高

$$h_1 = 0.75 + \frac{1}{8} F^{1/2} - \frac{1}{4} F^{1/4} = 0.748 = 1.0 \text{ m}, F: \text{対岸距離} = 0.3 \text{ km}$$

○ 地震による波浪高

$$h_2 = \frac{k \cdot T}{2\pi} \cdot \sqrt{g \cdot H}$$

k; 水平震度 = 0.3 or 0.4

T; 地震周期 = 1.0 sec

g; 重力加速度 = 9.8

$$H ; \text{水深} = \text{EL}560^m - \text{EL}480^m = 80.0 \text{ m}$$

$$k = 0.3 \quad h_2 = 1.33 = 1.0 \text{ m}$$

$$k = 0.4 \quad h_2 = 1.78 = 2.0 \text{ m}$$

$$\text{静荷重時の設計水深} = \text{EL}561.5^m - \text{EL}480^m + 1.0^m = 82.5 \text{ m}$$

動荷重時の設計水深

$$k = 0.3 \text{ の時} \quad \text{EL}560^m - \text{EL}480^m + 1.0^m = 81.0 \text{ m}$$

$$k = 0.4 \text{ の時} \quad \text{EL}560^m - \text{EL}480^m + 2.0^m = 82.0 \text{ m}$$

$$P_s = W_o \cdot H$$

$$P_s ; \text{静水圧} \quad (\text{t/m}^2)$$

$$W_o ; \text{水の単位容積重量} = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$H ; \text{設計水深}$$

2. 動水圧 ; P_d

$$P_d ; \text{動水圧} \quad (\text{t/m}^2)$$

$$P_d = \frac{7}{8} W_o k \sqrt{H \cdot x}$$

$$W_o ; \text{池水の単位容積重量} = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$k ; \text{水平震度} = 0.3, 0.4$$

$$H ; \text{設計水深} \quad m$$

$$x ; \text{設計水位から求める標高までの深さ}(m)$$

3. 堆砂圧 ; P_e

$$W_e ; \text{堆砂の水中単位重量} = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$P_e = W_e \cdot C_e \cdot h_e$$

$$C_e ; \text{土圧・係数} = 0.6$$

$$h_e ; \text{堆砂面から求める標高までの深さ}(m)$$

4. 温度荷重 ; $T^\circ\text{C}$

$$\text{EL } 555 \text{ m} \quad -3^\circ$$

$$\text{EL } 540 \text{ m} \quad -3^\circ$$

$$\text{EL } 525 \text{ m} \quad -3^\circ$$

$$\text{EL } 510 \text{ m} \quad -2^\circ$$

$$\text{EL } 495 \text{ m} \quad -2^\circ$$

$$\text{EL } 480 \text{ m} \quad -2^\circ$$

これは最終安定平均温度からの温度降下を推定して定めたものである。

5.3 ダム設計々算および許容応力

(1) 設計々算

裾花ダムの応力解析は試算荷重方式によったが計算は建設省土木研究所ダム構造研究室が I. B. M 7090 用に作成したプログラムを用いて行った。

こゝに示すのは半径方向の撓みの調整および完全調整による応力解析の値である。

アーチダムの応力解析では現在行われている試算荷重法にも岩盤の変形の影響が考慮されているが、その方法は岩盤を半無限体と仮定し等置展開法を用いるなどの多くの仮定が行なわれている。このため実物の応力との間に差があることが予想され大きな応力のくい

ちがいを未然に防ぐため多くの計算と模型実験を併用しながら設計されている。

榎花ダムの場合はこれまでのアーチダムの設計結果から計算と模型実験の応力の関係を推定できると判断されたが構造模型実験の応力の関係を推定できると判断されたが構造模型実験も行ない確実な設計をすることにした。これら実験については別途報告する。

(2) 計算上の許容応力

これまで設計例の実験による応力は計算による応力に比し次の関係を示すことが多い。

i) 中央片持梁のベース上流面に発生する鉛直引張応力は $30 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側になる。

ii) アーチアバットの上流面に発生した水平引張応力は 10 kg/cm^2 程度圧縮側になる。

iii) アーチクラウン下流面の最大水平応力は 10 kg/cm^2 程度引張側になる。

榎花ダムの設計にあたって上記の特徴を参考にして計算上の許容応力を設定し計算を進めた。

i) 中央片持梁ベースの鉛直引張応力は -30 kg/cm^2 まで許容する。

ii) アーチクラウン附近の最大水平圧縮応力は $70 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ とする。

iii) アバットの最大水平圧縮応力は 50 kg/cm^2 程度にする。

iv) 施工中の自重による引張応力は $5 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ 程度にする。

5.4 設 計

5.4.1 予備設計

(1) ダムの型状と岩盤の安全性

従来一心円弧のアーチダムを設計する場合にダムの応力分布が最もよいのは $100^\circ \sim 110^\circ$ といわれていた。

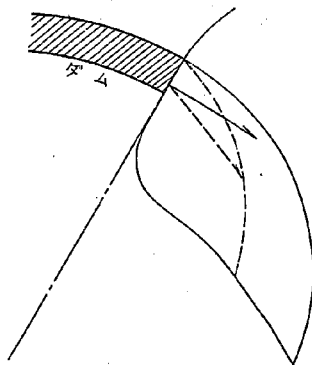
一方アーチダムの破かいした例を見るにほとんどすべての例が基礎岩盤の破かいによるものであり、できるだけ岩盤の強さにゆとりのあるように設計することが最も重要な点となっている。岩盤に滑り面の仮定を適用すると図-5.4.1 から明らかなようにダムからのスラストが山側に向く程抵抗部が大きくなり安全性は高くなる。

そしてダムの中心角とスラスト方向の関係は $60 \sim 90^\circ$ の中心角のとき最も山側に向くだろうと推定されている。

(図-5.4.2)

しかし中心角を小さくするとダム応力が許容値を超過することはよく知られている。そこでいかにしてダムの応力を悪くせずに中心角を低下し得るか検討され一つのアーチでも部分的に曲率半径を変えると曲率半径を小さくした部分では曲げモーメントは小さくなることが明らか

図-5.4.1 基礎の滑り破壊



にされた。

これから引張応力の生じ易い拱頂部で曲率半径を小さくしアバットで曲率半径を大きくとれば中心角はかなり小さくし得ると考えられ円弧の組合せで考える以外に連続的な曲線として放物線、双曲線等が考えられる。

さいわい建設省では電子計算機によるアーチダムの応力計算法が研究開発され実用段階に入っており、きわめて廉価、且つ短時間に応力を知ることができる。また建設省内のアーチダムの設計々算、模型実験、実測などからダムの応力のみ

ならずダム基礎の最も重要な基礎の厚みをより大きくとれるということも含めて放物線（変半径）アーチが優れていることが明らかにされている。

参考までに最近中心角を小さくとして設計されているダムの最大中心角の例を示すと

ダム名	型 式	最大中心角	摘 要
川 俣	二心アーチ	100°	昭和40年竣工
小 渋	三心アーチ	93°	工事中
下 笠	三心アーチ	82°	工事中
矢 作	放物線アーチ	76°	工事中

である。

(2) ダムの形状

ダムの構造上は上述のように放物線アーチが優れている。しかしアーチダムの施工ではダムが曲線で規定されているのでその型枠設置附属物の詳細設計のためダム上任意点の座標計算が必要であり円弧の組合せによるアーチの方が容易である。この問題は建設省土木研究所が高速計算による型枠計算のプログラムを作成したので実際問題として現場の机上製図にコンパスを使えないので多少時間を要するだけである。

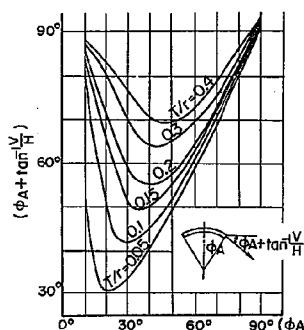
これらのことから裾花ダムでは放物線アーチを採用することにし、ダムの応力に基づくダム形状の選定はもちろんであるが、むしろダム全体の安全性に影響の多いダムの位置選定に最も重点をおいて設計することにした。

アーチダムの形状の選定ではクラウンキャンティレバーの形状(Xc)、中心角(φ_A)および厚さ(T_c、T_A)がダムの応力に大きな影響を与えるので特にこれらについて検討した。

1) クラウンキャンティレバーの形状

クラウンキャンティレバーの形状を求めるため上流側オーバーハングが11m、

図-5.4.2 アーチ中心角とスラスト方向の関係



12.5 m, 14.5 m, 17.5 m の場合について種々のアーチを書き、そのうちでサイドキャンティレバーのオーバーハングの最も少なく、クラウンキャンティレバーの上流面において許容応力を上まわる鉛直方向の引張応力が出ないような形としてクラウンキャンティレバーの上流側のオーバーハングが $X_u = 12.5 \text{ m}$ のものを採用した。

II) アーチ中心角およびダムの応力

既述の如く裾花ダムの形状は極力フラットにしてダムからのスラストをできるだけ山側に向けるため中心角 80° , 74° , 71° について応力状態を検討したがクラウンでの水平応力が許容応力度から最大中心角を 75° 程度以下にできると判定しそれに基づいてダムの厚さを検討した。

まずダムを等厚アーチとして種々の厚さのダム形状をかきサイドキャンティレバー（側方片持梁）の上流側へのオーバーハング、発生応力度などからクラウンキャンティレバー（拱頂片持梁）のダム天端で 4.0 m 、ベースで 13.0 m の厚さを選定した。

この等厚アーチでは側方片持梁の上流側へのオーバーハングが大きく、ダムコンクリート施工時に困難があるだけでなく、ダムの応力上好ましくない構造作用を示すことが予想される。またアーチアバットメントの応力度が大きいためこれを緩和する必要もあり、等厚アーチのアーチ中心線を変えずアーチアバットメントの厚さを増してこれらの問題を解決した。この検討の結果アーチアバットメントの厚さとしてダム天端で 4.0 m 、ベースで 13.0 m アバットの最大厚 18 m を選定した。

III) アーチダム応力計算法概説

これまでのアーチダムは一心不等厚でないと計算が複雑で困難であったが電子計算機の利用により三心不等厚アーチ（3つの円弧の組合せ）、変半径不等厚アーチ（放物線アーチ）の計算が短時間に行なえるようになった。すなわち建設省土木研究所では三心不等厚アーチ、変半径不等厚アーチの各々について対称半径方向調整、対称完全調整、非対称半径方向調整、非対称完全調整計算に対する I. B. M. 7090 用使用するプログラムを完成して実用に入っている。

この計算システムではアーチの形状の名称はすべてアーチ中心線形で決められており、アーチの計算もすべてアーチ中心線に着目して行われている。したがってダム軸はすべて天端アーチの中心線にとられている。

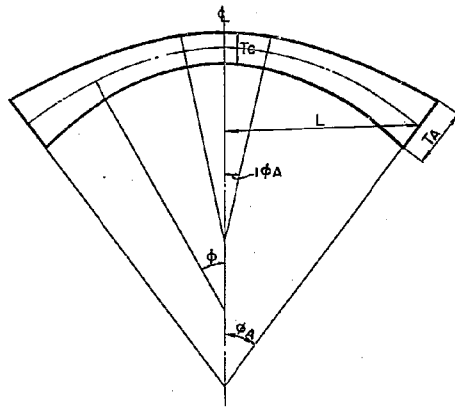
ここではまずアーチ形状について概説する。なお試算荷重法の半径方向調整計算ではダムを数個のアーチおよび片持梁要素に分け、それらの要素が交差する各格子点に作用する全荷重をこれら2要素の各格子点の半径方向たわみが一致するような配分にし、配分荷重による各要素の応力を計算するものである。

変半径アーチは右図のようにアーチ中心線上任意の一点でアーチ中心線の法線がクラウンでの法線がクラウンでの法線とのなす角を ϕ とした時（これを中心角と定義する）、その点でのアーチ中心線の曲率半径が $R \cos \lambda \phi$ なる形で連続的に変化する不等厚アーチで

1. $\lambda = 0$, $\phi_A = \phi_A$, 又は $\phi_A = 0$, $T_c = T_A$ とすれば一心等厚アーチ,

2. $\lambda=0$, $T_c \neq T_A$ とすればアーチ中心線が一つの円弧からなる一心不等厚アーチ
3. $\lambda=-3.0$ とすればアーチ中心線が放物線であるアーチとなる。

図-5.4.3 記号



$x = \frac{1}{4p} \cdot y^2$ の放物線の焦点を $Co(P \cdot O)$ とし放物線上の任意の一点を $P(x, y)$ とする。

P 点における放物線の法線と x 軸と交わる点を C とし

$\angle PCO = \phi$, $\angle PCO = \theta$ とする。

今 P を通って x 軸の平行線 PE をひくと放物線の性質から

$$EPC = CPC$$

$$\therefore \theta = 2\phi$$

$$PCo = CoC$$

$$PCo = 2P - PCo \cos \theta = 2P - PCo \cos 2\phi$$

$$\therefore PCo = \frac{2P}{1 + \cos 2\phi} = P \sec^2 \phi$$

$$\therefore x = PCo - P = P \sec^2 \phi - P = P \tan^2 \phi$$

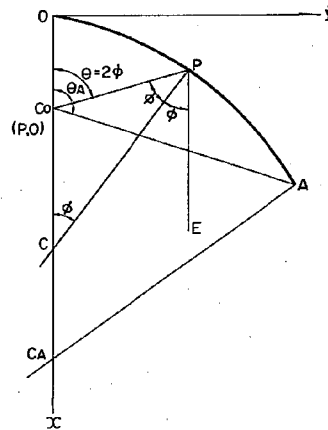
$$y = PCo \cdot \sin 2\phi = 2P \tan \phi$$

$$\therefore \frac{dy}{dx} = \frac{dy/d\phi}{dx/d\phi} = \frac{\sec^2 \phi}{\tan \phi \cdot \sec^2 \phi} = \cot \phi$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{d}{d\phi} \left(\frac{dy}{dx} \right) \frac{d\phi}{dx} = -\operatorname{cosec}^2 \phi \times \frac{1}{2P \tan \phi \sec^2 \phi} = -\frac{1}{2P} \cot^3 \phi$$

故に曲率半径は

$$r = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{3/2}}{\left| \frac{d^2 y}{dx^2} \right|} = 2P \cdot \sec^3 \phi$$



即ち放物線の曲率半径は $\cos^{-3}\phi$ に比例して変化する。

円形アーチの曲率半径は $r = R$ で放物線の曲率半径は

$$r = 2P \cos^{-3} \phi \text{ で表わされる。}$$

(3) ダムの位置の検討 (図 - 5.4.4 ~ 5.4.7)

ダムの位置は地形、地質条件から下流側の限度と考えられるものを〔I〕、上流側の限度と考えられるものを〔II〕、それらの中間案を〔III〕として、各案の得失を検討することによって選定した。その問題点は次の通りである。

I) 応力は I, II, III 案共許容応力を満足できアーチアバットにおける合力は 3 つの案共ほぼ同じで下表の通りである。

(地震、温度は考慮しない)

EL	右 岸		左 岸	
	アーチの合力	アーチと片持梁の合力	アーチの合力	アーチと片持梁の合力
555	1,951 t	1,952 t	1,951 t	1,951 t
540	2,658 "	2,667 "	2,658 "	2,668 "
525	3,284 "	3,328 "	3,284 "	3,334 "
510	3,726 "	3,855 "	3,724 "	3,863 "
495	4,075 "	4,452 "	4,060 "	4,497 "
480	2,759 "	3,635 "	2,748 "	3,833 "

II) ダム基礎と河床および左岸の安山岩の関係

項 目	ダムタイプ			
	EL	I	II	III
河床安山岩の厚さ (m) (片持梁基礎と河床凝灰岩との境界までの最短距離)		13	18	22
左岸アバット上流端より河床角礫凝灰岩との境界までの最短水平距離 (m)	500	52	56	64
	495	42	48	57
	490	40	44	53
	485	36	42	49
	480	30	36	45

上流側に位置する程河床部および左岸の安山岩の厚みは大きくなり有利である。

図-5.4.4(1) 第I案ダム平面図

$S=\frac{1}{1000}$

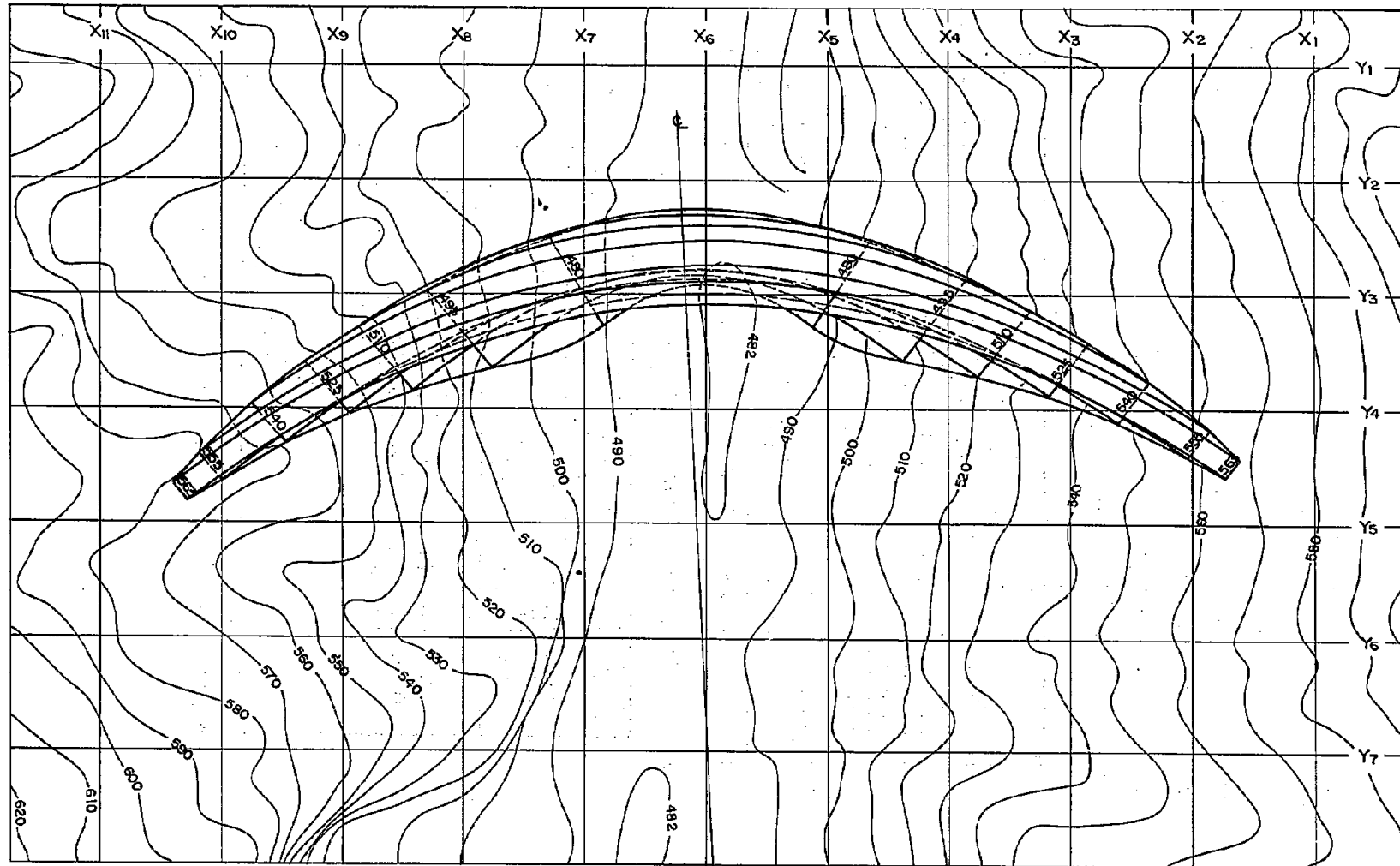


図-5.4.4(2) 第Ⅱ案ダム平面図

$S=\frac{1}{1000}$

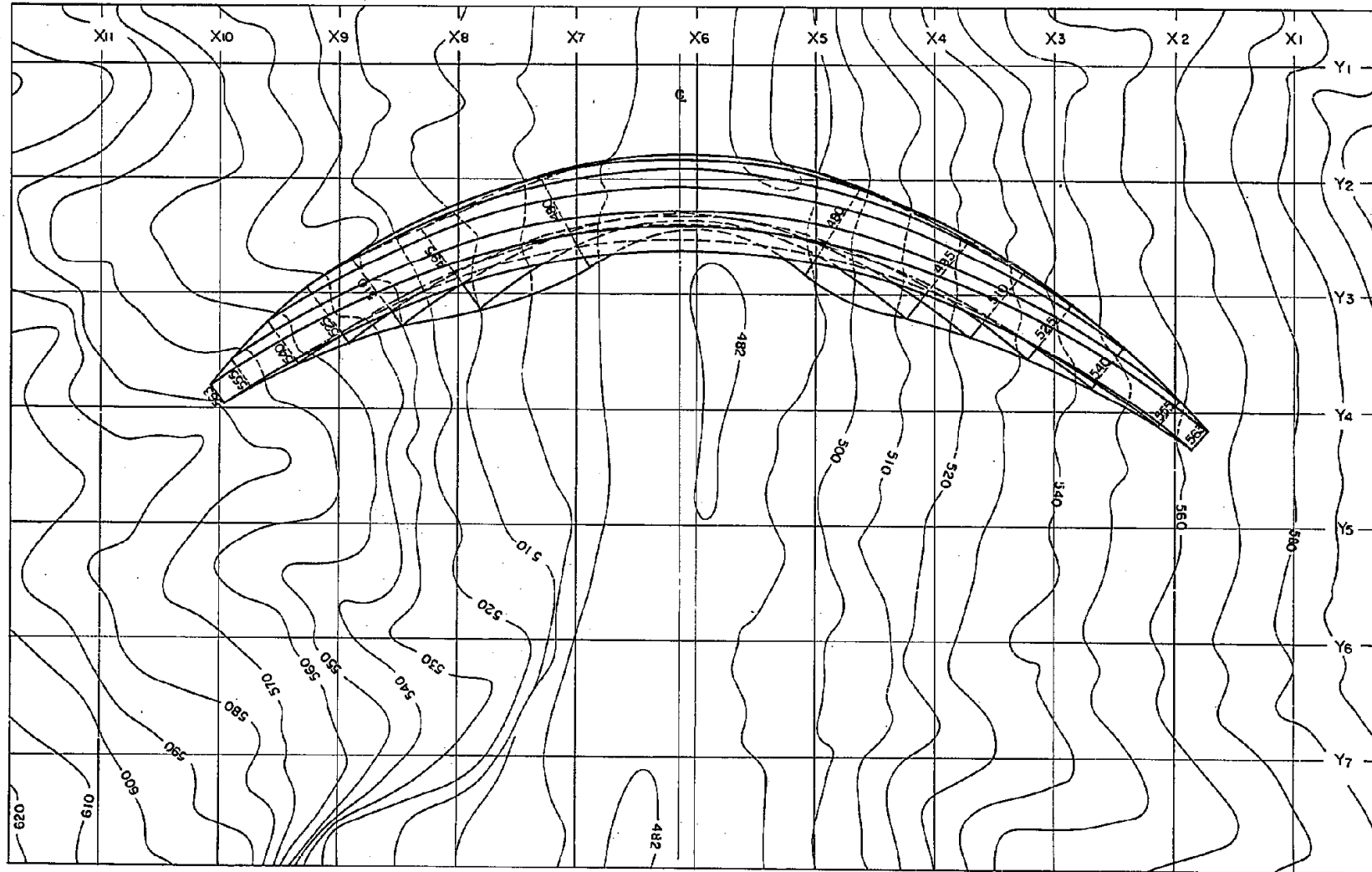


図-5.4.4(3) 第Ⅲ案ダム平面図

$S=1/1000$

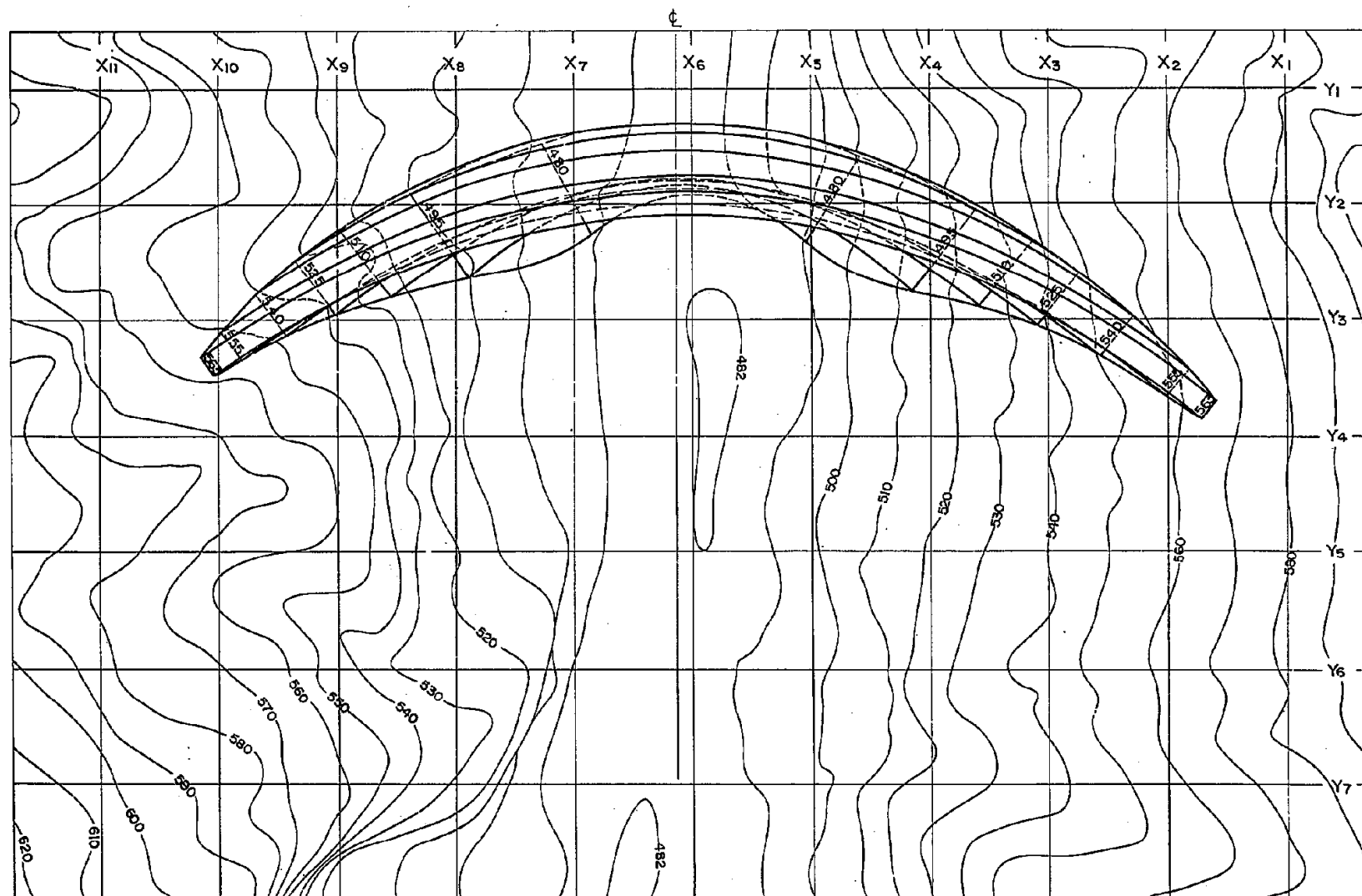


圖-5.4.5(1) 第 I 案中心線展開圖 $S=\frac{1}{1000}$

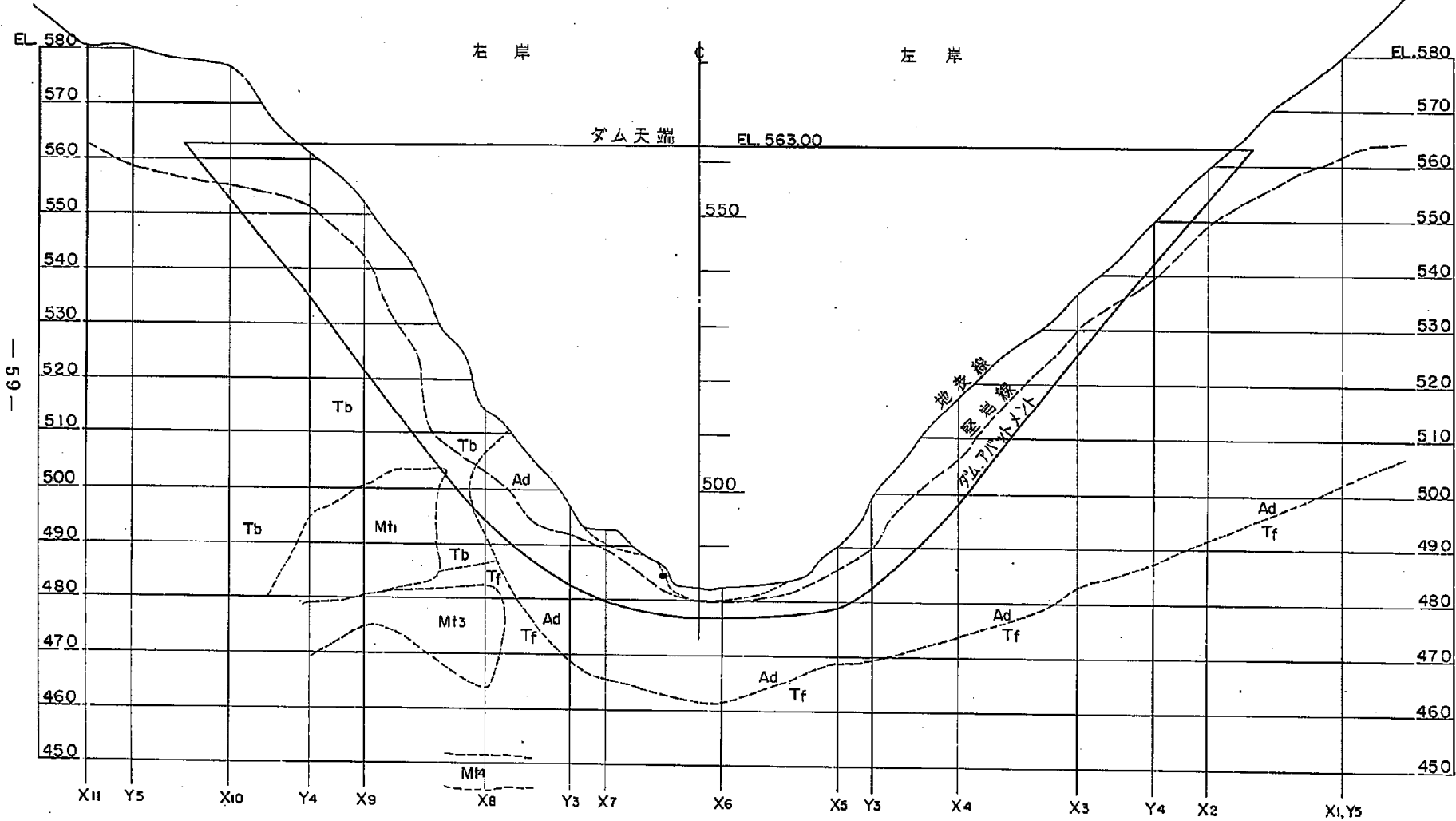


図-5.4.5(2) 第Ⅱ案中心線展開図 $S=\frac{1}{1000}$

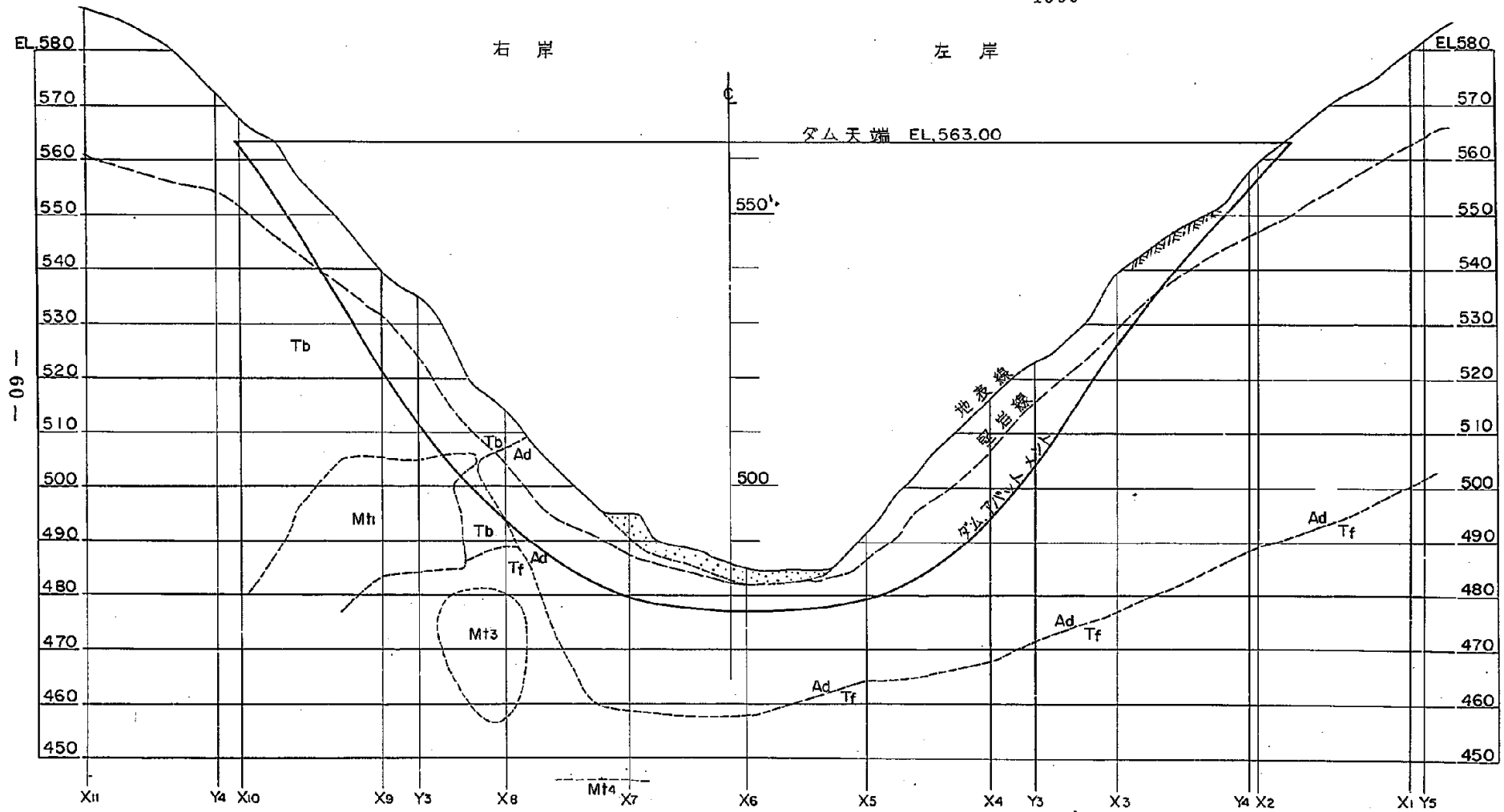


図-5.4.5(3) 第Ⅱ案中心線展開図 $S=\frac{1}{1000}$

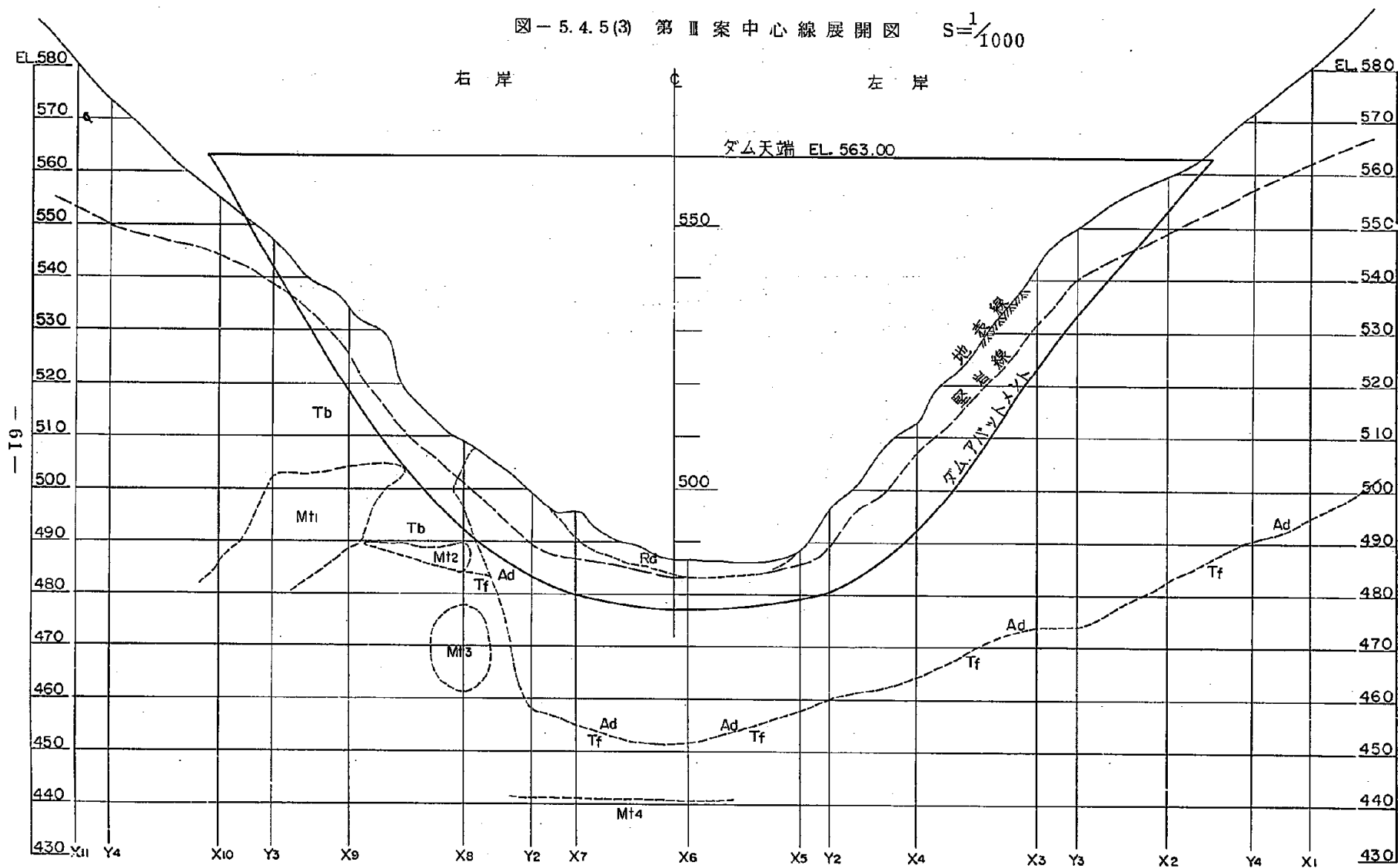


图-5.4.6 X₆ 断面图

$$S = \frac{1}{1000}$$

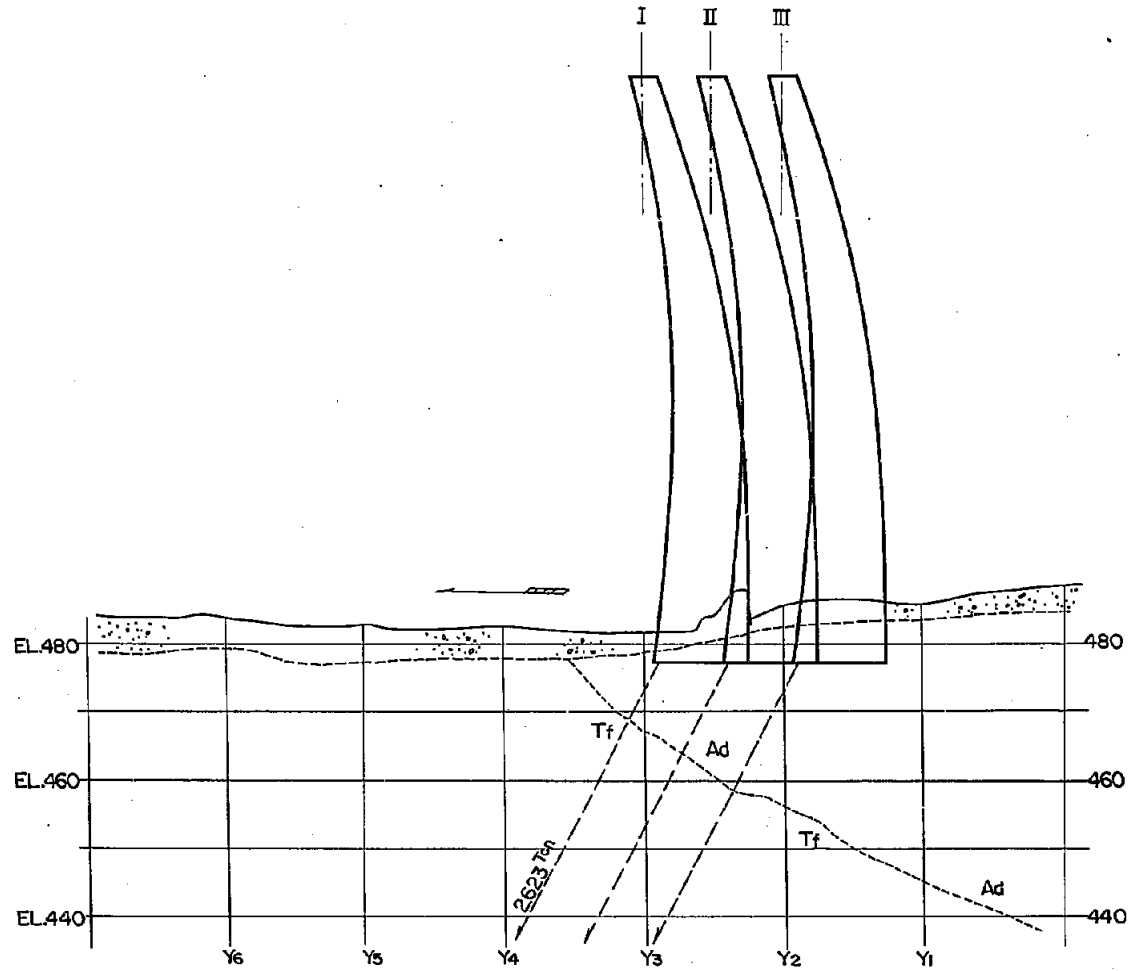


圖-5.4.7(1) EL. 555 水平断面圖 $S=\frac{1}{1000}$

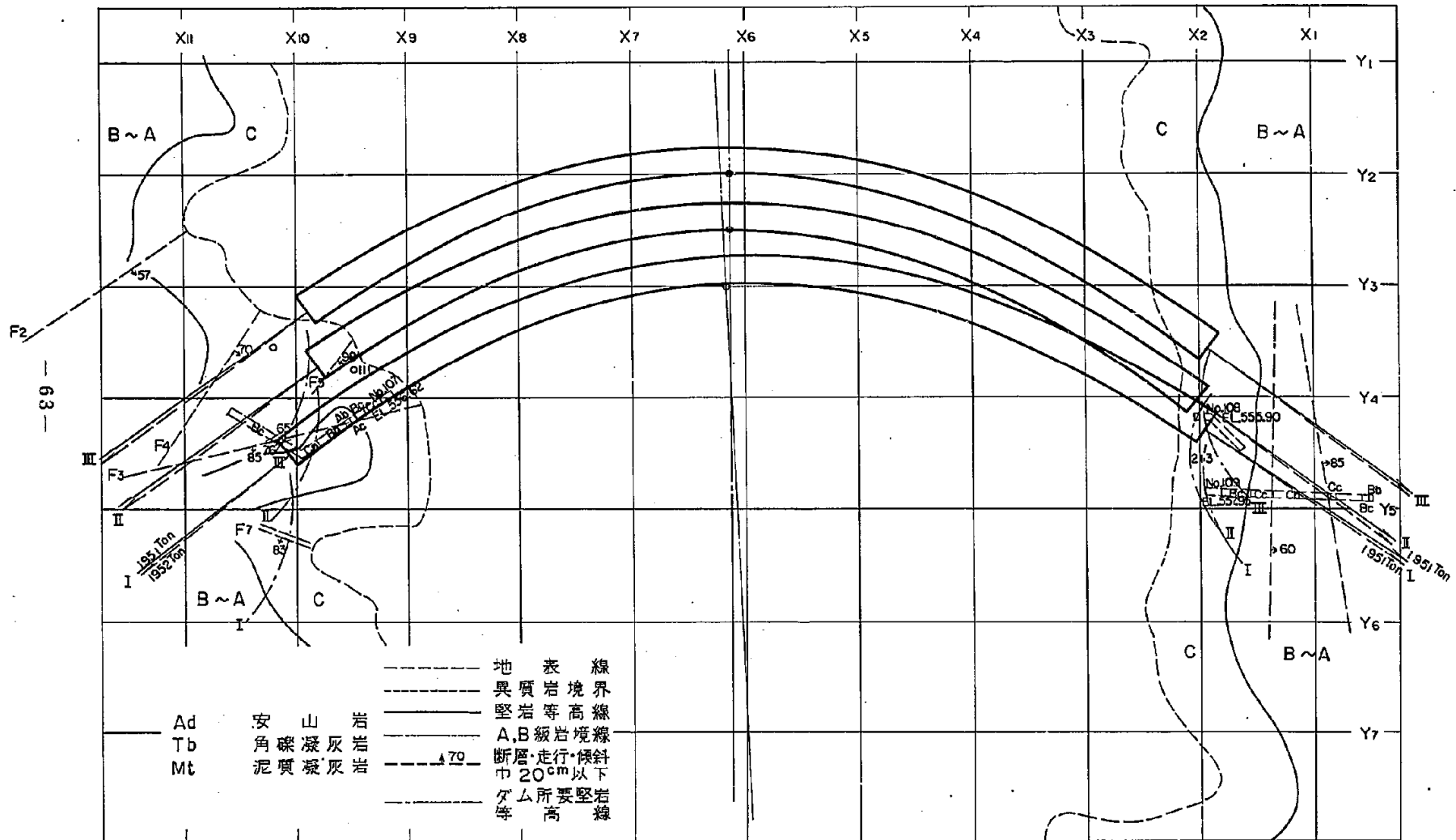


图-5.4.7(2) EL. 540 水平断面图 $S=\frac{1}{1000}$

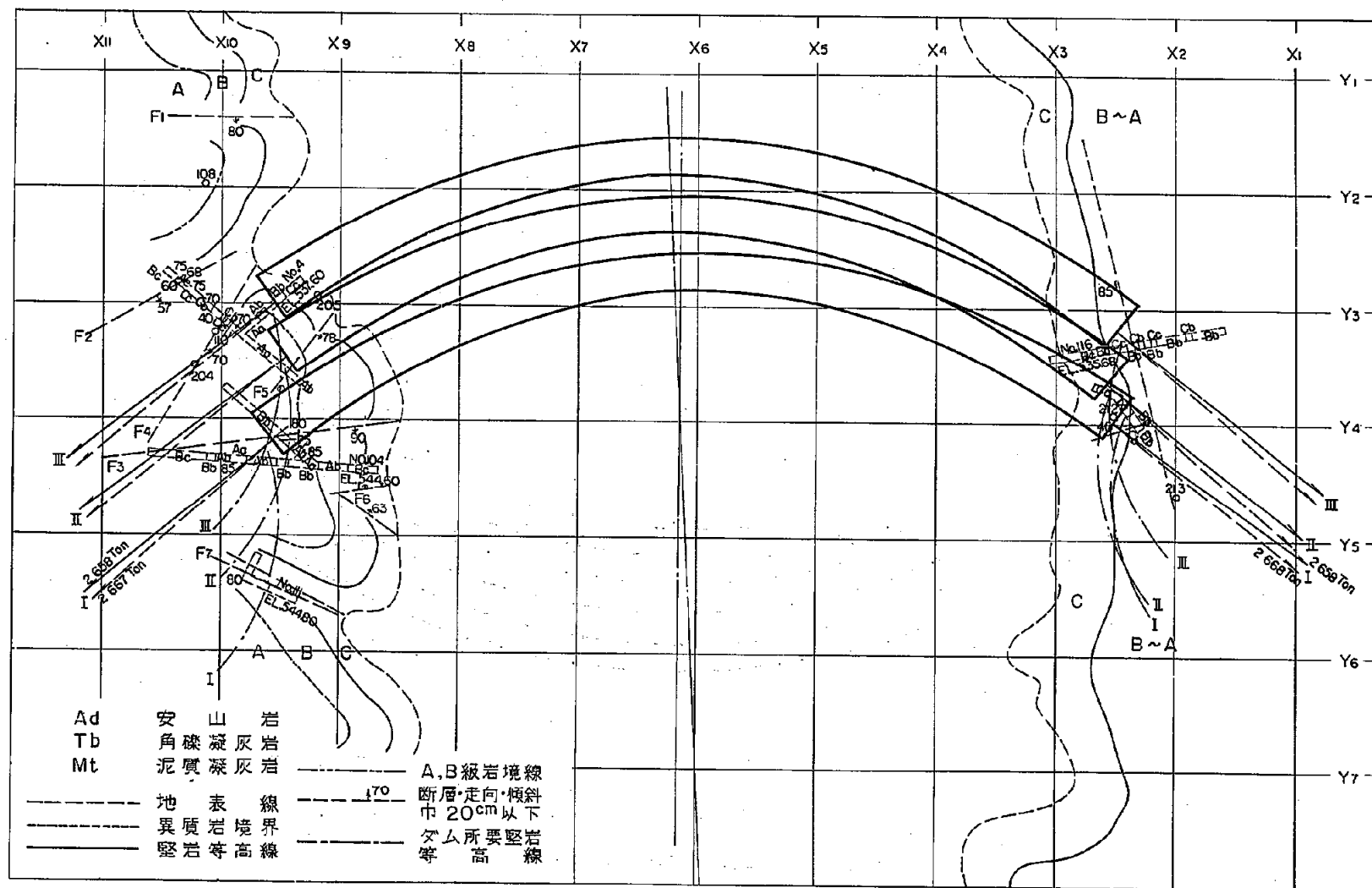


圖-5.4.7(3) EL. 525 水平断面圖

S=1/1000

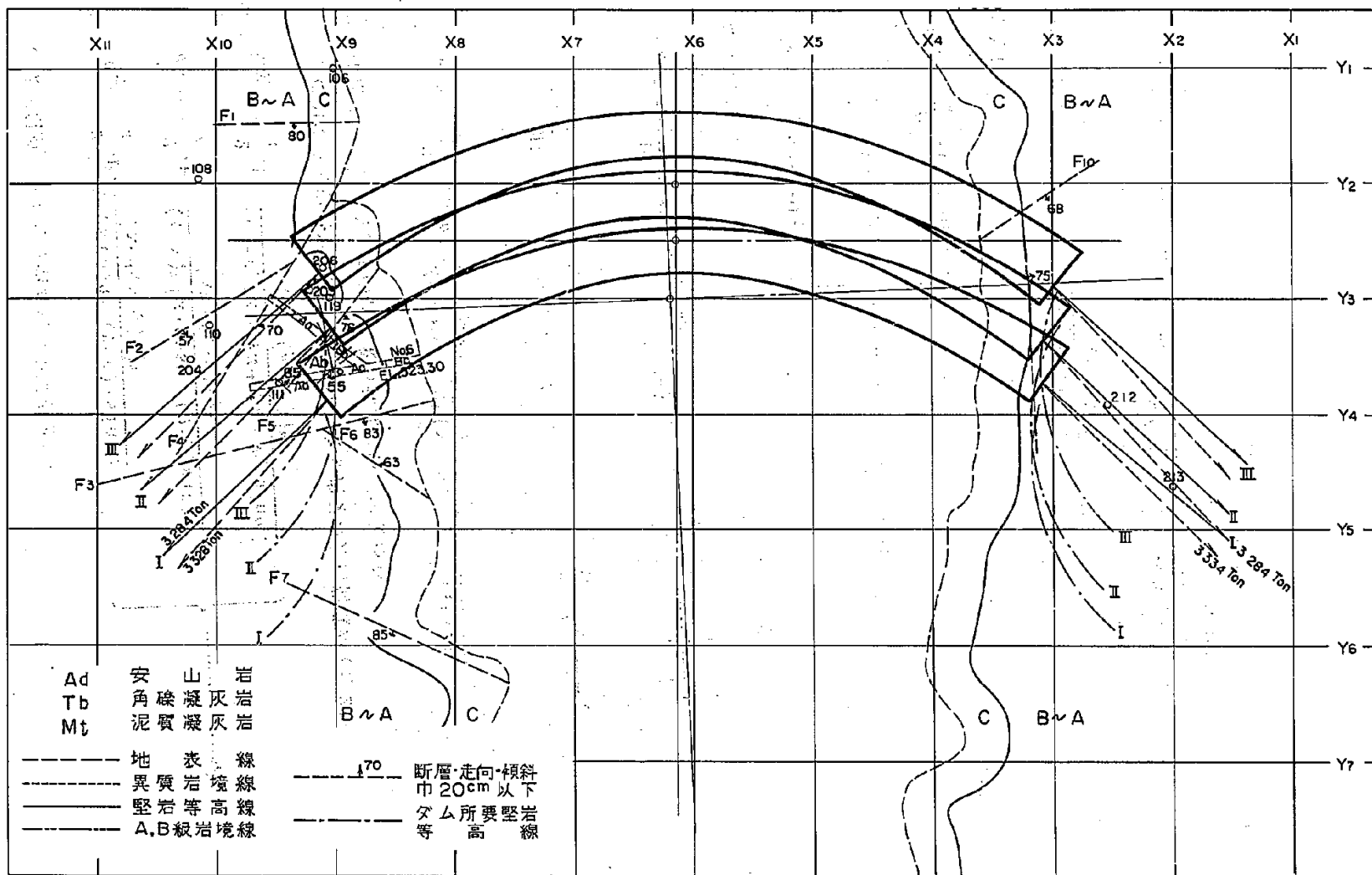


图-5.4.7(4) EL. 510 水平断面图 $S=1/1000$

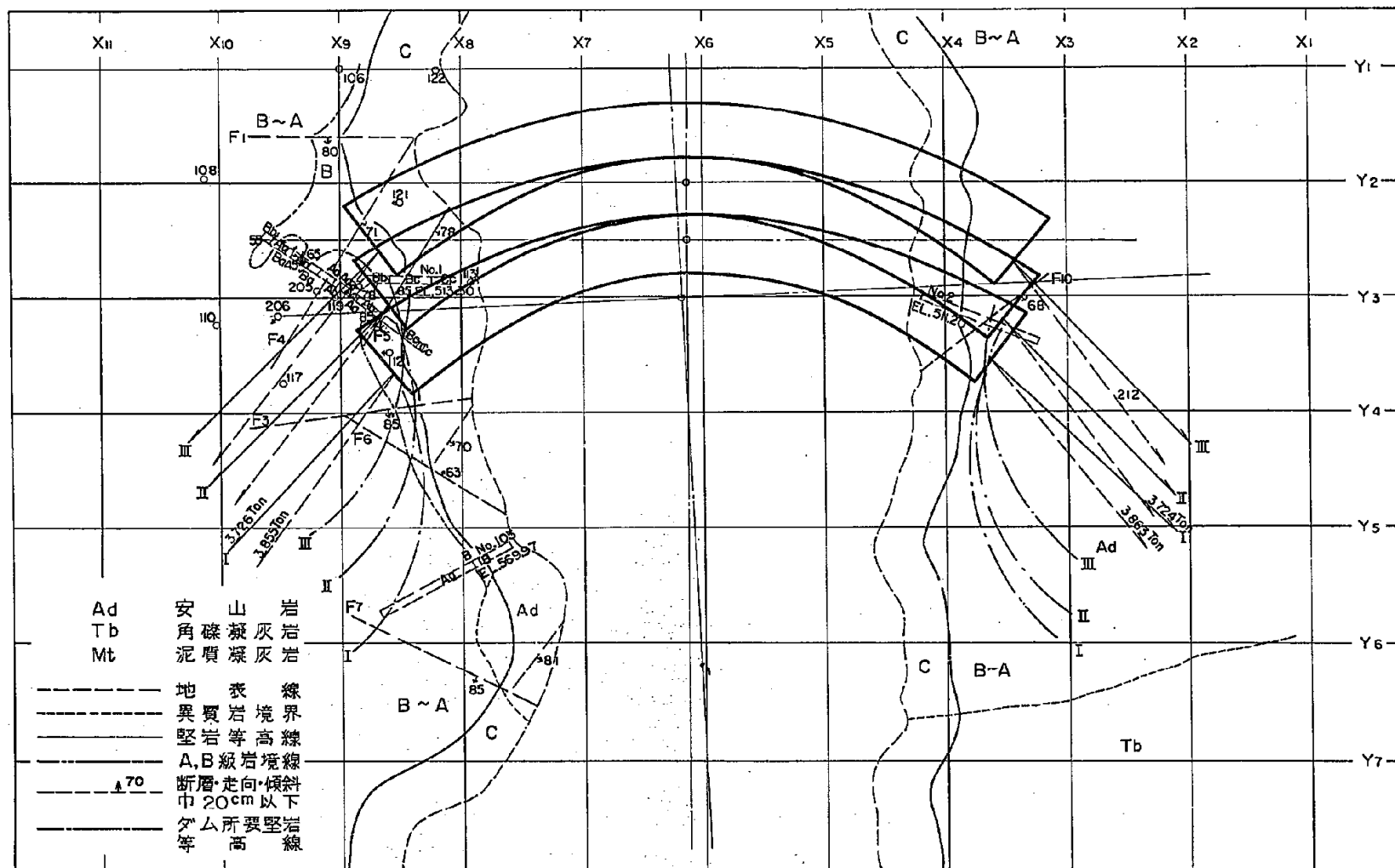


圖-5.4.7(5) EL. 50250 水平断面圖 $S=\frac{1}{1000}$

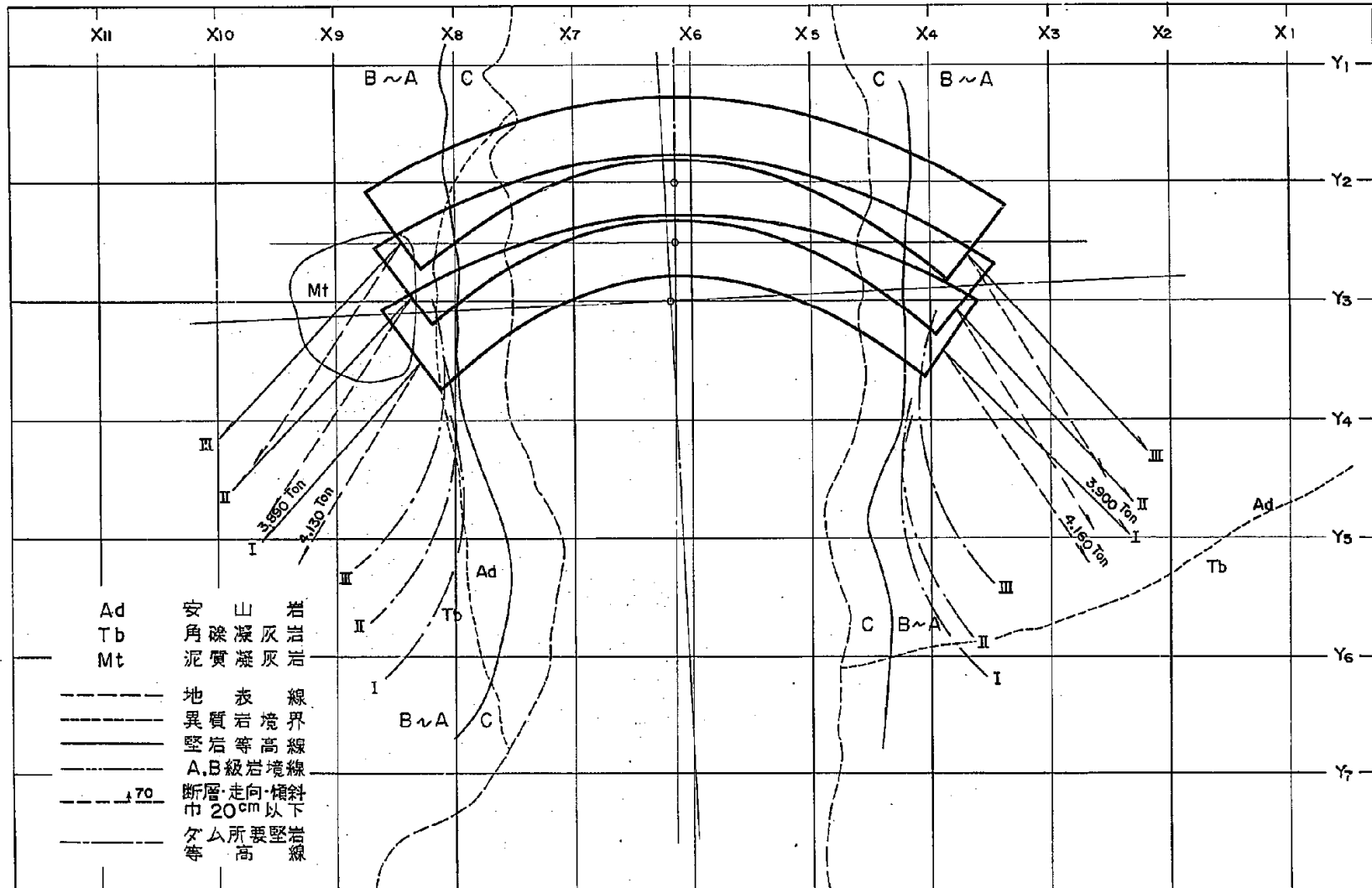


圖-5.4.7(6) EL. 500 水平断面圖 $S=\frac{1}{1000}$

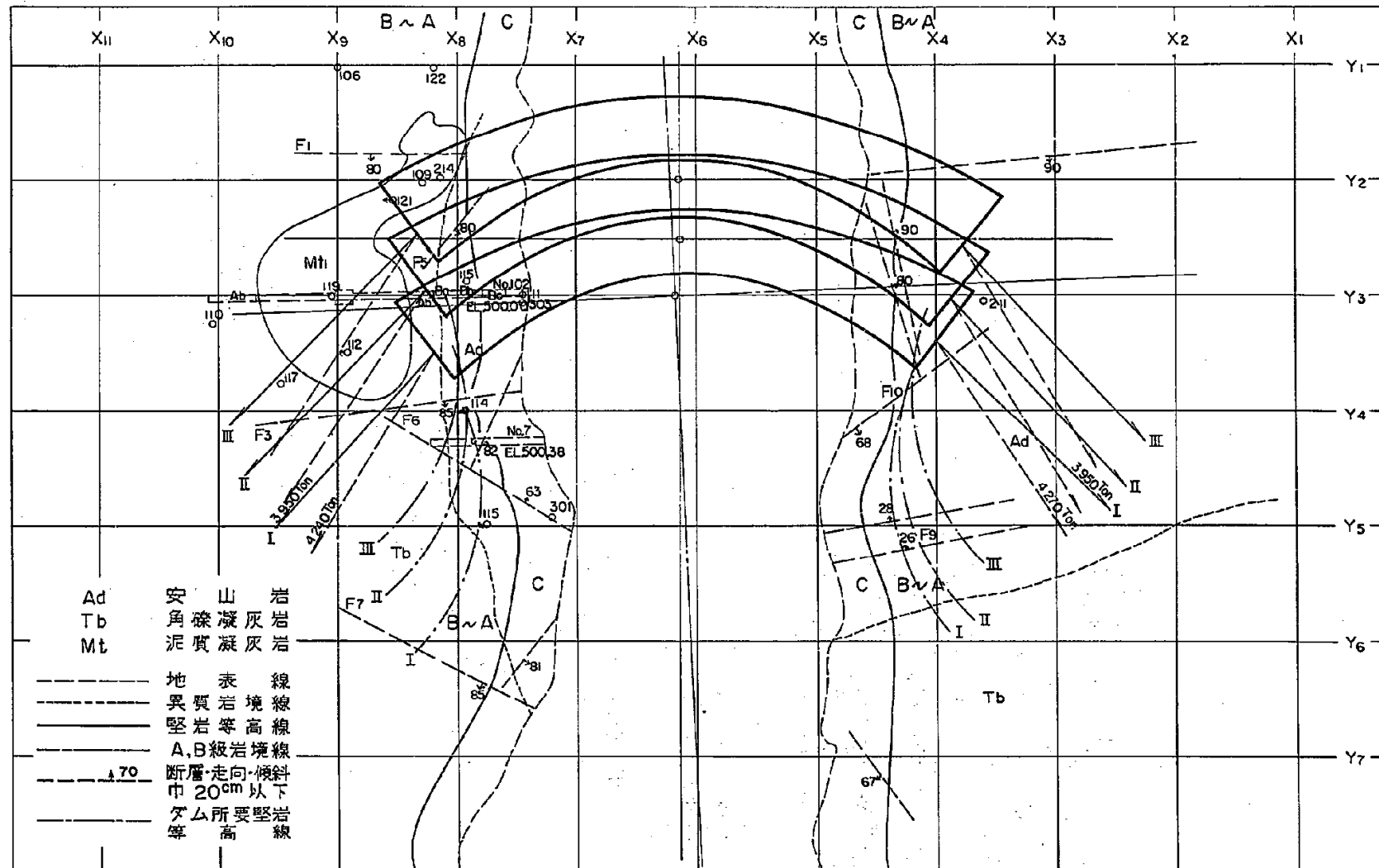


图-5.4.7(7) EL. 495 水平断面图 $S=\frac{1}{1000}$

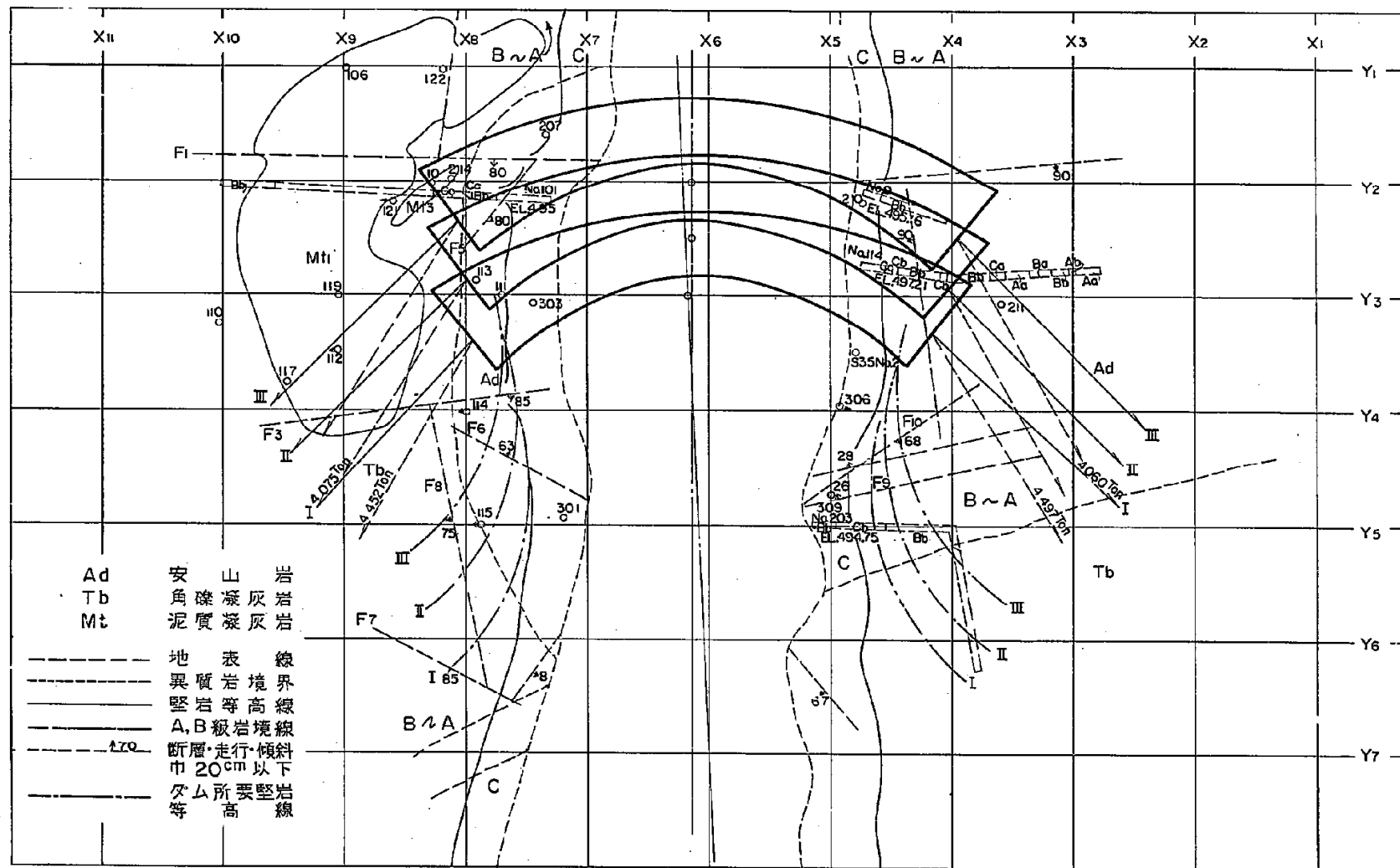


圖-5.4.7(9) EL. 485水平断面圖

$S=\frac{1}{1000}$

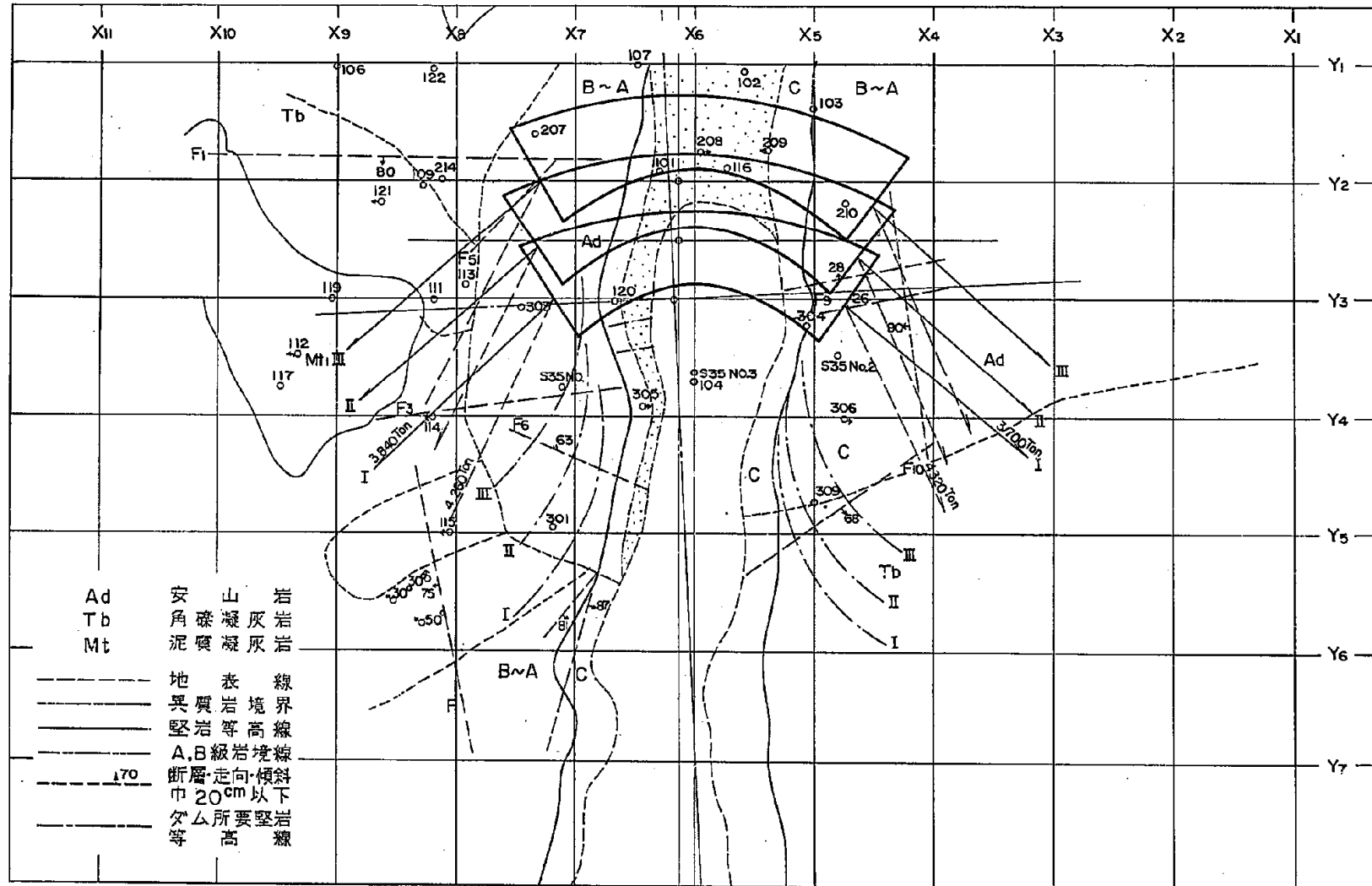
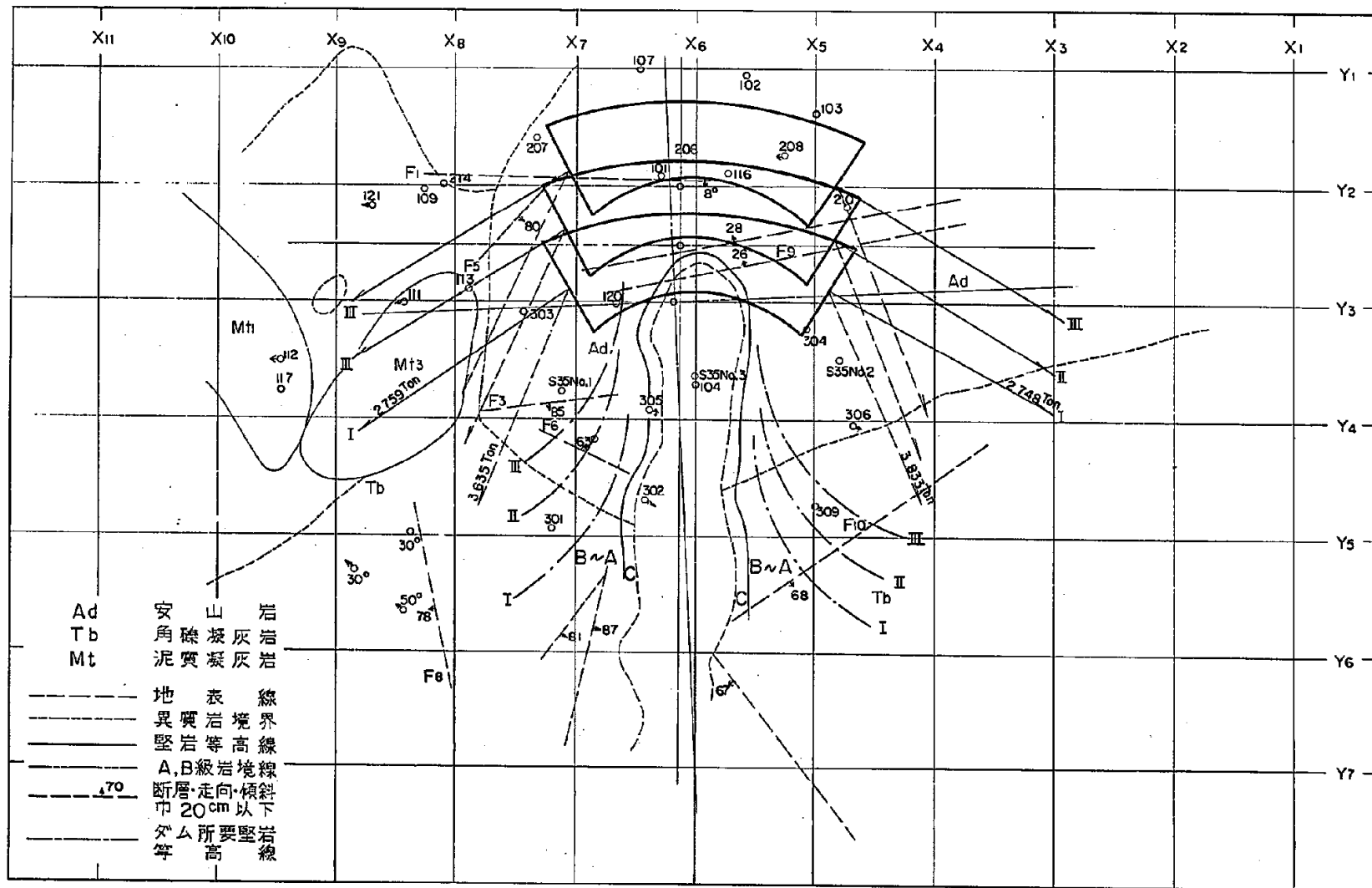


图-5.4.7(10) EL. 480 水平断面图 $S=1/1000$



III) アバットと泥質凝灰岩の関係 (Mtは泥質凝灰岩)

ダムタイプ EL	ダムの合力の作用線と 泥質凝灰岩の位置	I	II	III
		Mtを さける	Mtに のる	Mtに のる
ダムアバットと泥質凝 灰岩との最短水平距離 (m)	502.5	M _{t1} 接触	M _{t1} 接触	M _{t1} 接触
	500	M _{t1} "	M _{t1} 1	M _{t1} "
	495	M _{t1} 1	M _{t1} 6	M _{t1} 2 Mt ₂ 接触
	490	M _{t1} 7	M _{t1} 12	M _{t1} 18 Mt ₂ 1
	485	M _{t1} 19	M _{t1} 21	M _{t1} 27
	480	M _{t1} 43 Mt ₃ 20	M _{t1} 48 Mt ₃ 18	M _{t1} 52 Mt ₃ 24

アーチアバットメントの泥質凝灰岩に対する接近度は大差ないがⅢ案では掘削面に大きく露出する。

IV) コンクリート容積および掘削量

	コンクリート容積 m³	掘削量 m³
I	94,500	95,000
II	95,300	96,000
III	97,800	100,000

各案の間に大きな差はない。

前述のように河床部安山岩の厚さを大きくとることが基本設計方針であり上述の検討から〔Ⅲ〕と〔Ⅱ〕案の中間が最も良い位置として決定した。

5.4.2 ダム基礎の検討

(1) ショルダーの取り方(ダム基礎の根入れ)

ダム基礎としての岩盤は基礎岩盤を工学的にA, B, C級に分類を行いC級を除いたA B級としCとBの境界を堅岩等高線とした。したがってダムの基礎は堅岩等高線の範囲で根入れを検討した。

基礎岩盤のアーチスラストによる安定性を検討するにはせん断摩擦抵抗の式による方法があり、これを用いた。

$$n = \frac{\tau \cdot \ell + f \cdot V}{H}$$

V ; 滑り面に対する垂直力 (t)

ℓ ; 滑り線の長さ (m)

n ; 安全率

H ; 滑り面に対するせん断力 (t)

f ; 摩擦係数

τ ; せん断抵抗 (t / m²)

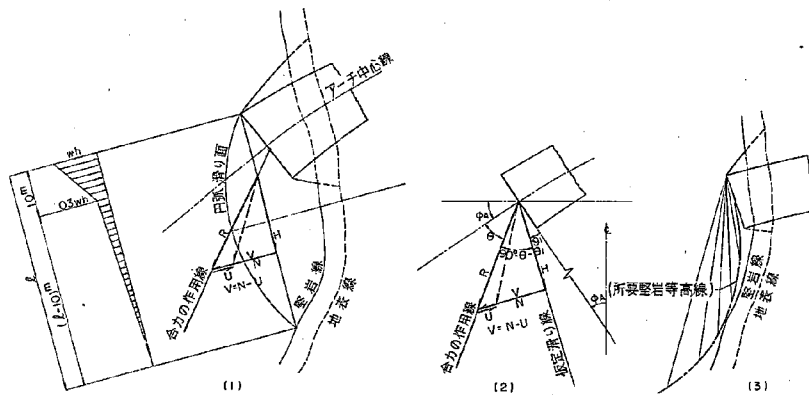
上式における τ , f , n の数値如何によって根入れの深さが決まるがこれを予備設計の段階においてダム of 種々な形状に対しそのつど標高ごとに安全率を検討することは莫大な時間と労力を要するので上式を利用してあらかじめ各標高ごとの所要堅岩等線を求めておき、この所要堅岩等高線が堅岩等高線に接するか極めて接近する状態で根入れを決定した。

(2) 所要堅岩等高線の計算 (図-5.4.8)

- i) 滑り面の仮定は直線とし2次元で考え安全率は4とする。
- ii) 山のせん断強さは両岸共EL530以上150 t/m², EL530以下, 180 t/m²とする
- iii) 間隙水圧

アーチバットの上流端で100%, 10m下流で30%, 下流端で0と仮定する。

図-5.4.8 基礎の根入れの検討



IV) 仮定滑り面で安全率4の場合の滑り線の長さ (図-5.4.8)

前述の Henny の式から

$$\ell = \frac{n \cdot H - f \cdot V}{\tau} \quad (m)$$

$H = R \cdot \cos(90^\circ - \theta - \theta_1)$; 滑り面に対するせん断力 (t)

$N = R \cdot \sin(90^\circ - \theta - \theta_1)$; ダムの合力による滑り面に対する垂直力 (t)

$V = N - U$; 滑り面に対する間隙水圧を考えた垂直力 (t)

$U = (5 - 0.5 \cdot \ell) \cdot w \cdot h$; 上記条件の間隙水圧 (t)

h ; 静水深 (m)

w ; 水の単位重量

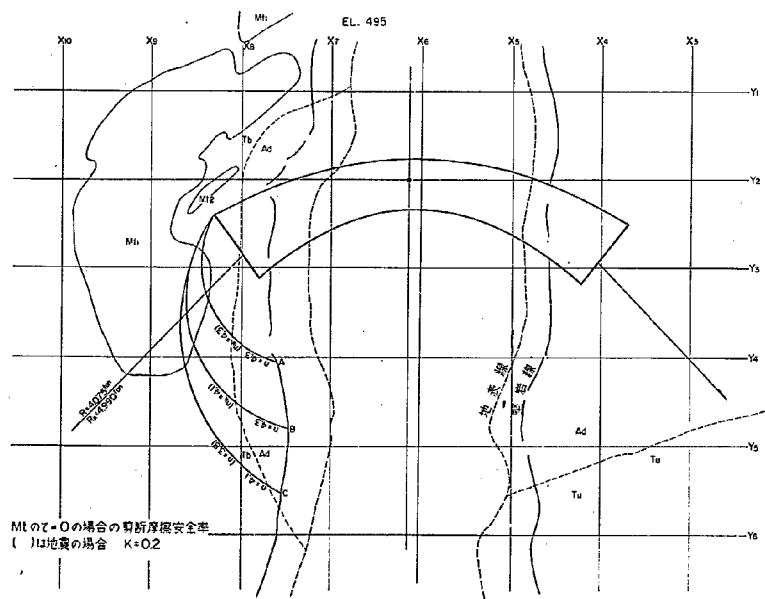
$$\ell = \frac{n \cdot H - f \cdot N + 5.0 \cdot h \cdot f}{\tau - 0.15 \cdot h \cdot f} \quad (m)$$

図-5.4.8(2)のようにダムアバット面の半径方向と仮定滑り面との角(θ_1)を5~10度間隔にしてそれぞれ必要な滑り線の距離を求め、それらを包絡する曲線を描きこの曲線が各標高において堅岩等高線の内部に入る様に設計した。この曲線が所要堅岩等高線(Required shoulder)である。

(3) 滑り安定 (図-5.4.9)

この場合は滑り面が泥質凝灰岩にかゝるように仮定し泥質凝灰岩のせん断強さを期待せず、また間隙水圧は前記と同様の考え方で円弧の中心に働くと同定して計算したが安全率は何れも4以上を示す。

图-5.4.9 滑り安全率



5.4.3 円弧アーチ (タイプ Y-13)

参考までにダムサイトに最適の円弧による不等厚アーチを設計した。中心角 110° 拱頂片持梁のオーバーハング 14.5 m で形状および応力状態は図-C-5のとおりである。

次節に述べる放物線アーチ (最終決定タイプ) と比較すると

	円弧 (Y-13)	放物線 (SC-1)
アーチの推力の最大	4,034 t	3,940 t
" せん断力 "	-797 t	-649 t
" モーメント "	-8,369 t-m	-8,118 t-m
" 合力 "	4,112 t	3,994 t
アーチのクラウンの最大応力	49.22 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	64.78 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
" アバットの最大応力	38.91 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	50.92 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
コンクリートの容量	124,000 m^3	93,000 m^3

中心角に対するスラストの方向は図-C-4に示すとおり放物線を採用したものが約 10° 前後山側に向いており、基礎の強さに対して非常に優れている。

図・C・1 円弧アーチ

$s = 1/1000$

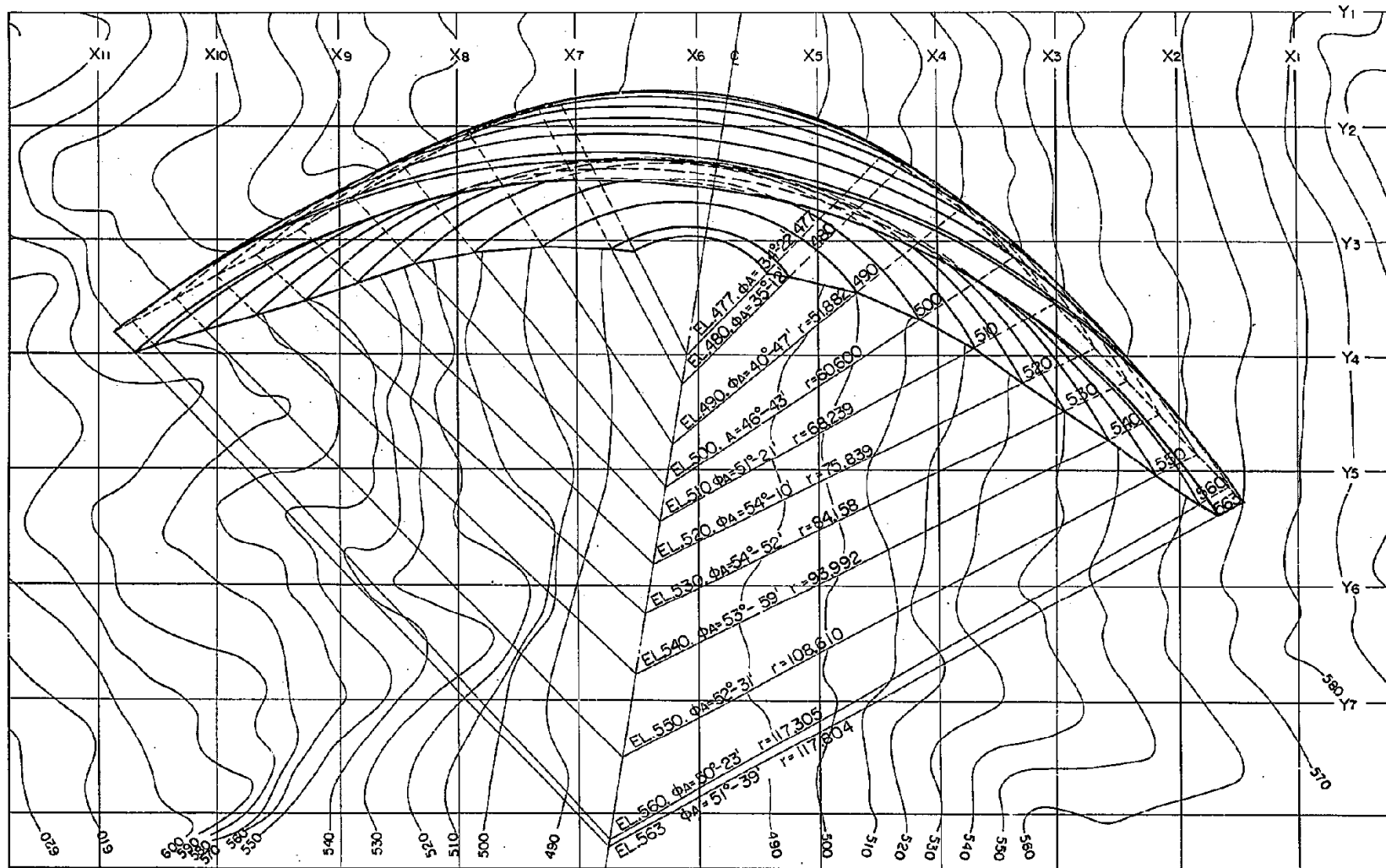


図-C-2(1) EL.540 円弧アーチ $s=1/1000$

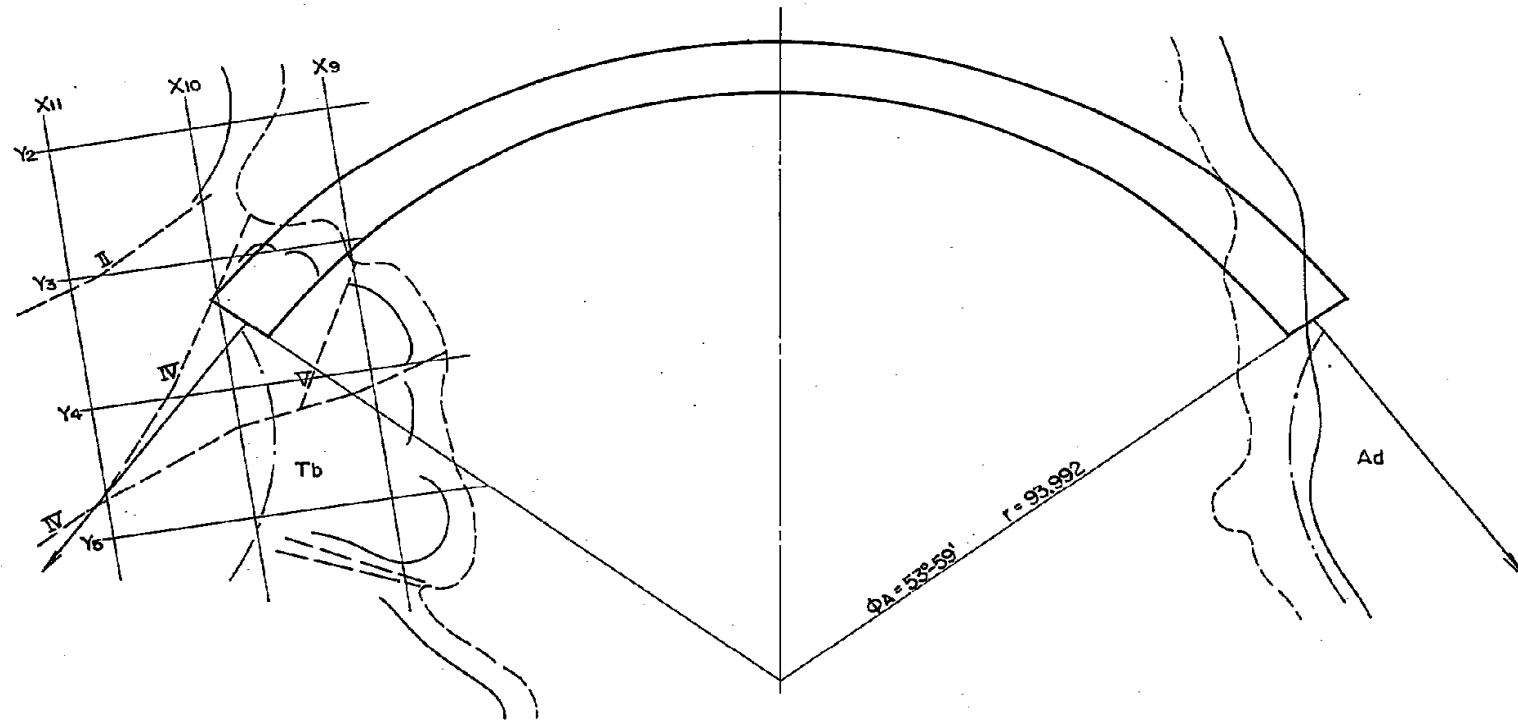


図-C. 2(2) 円弧アーチ

$S = 1/1000$

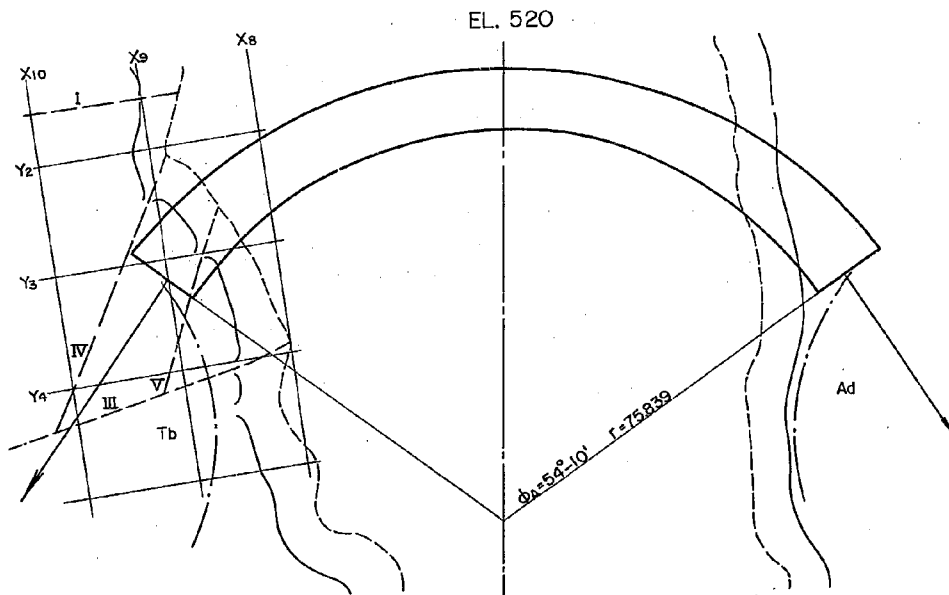
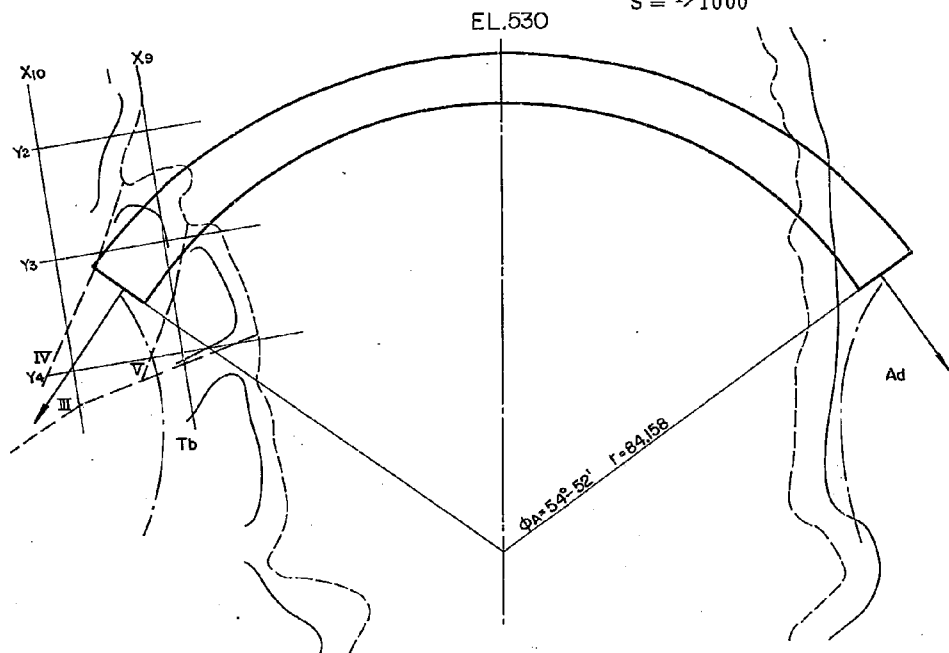


図-C.2(3) 円弧アーチ

S = 1/1000

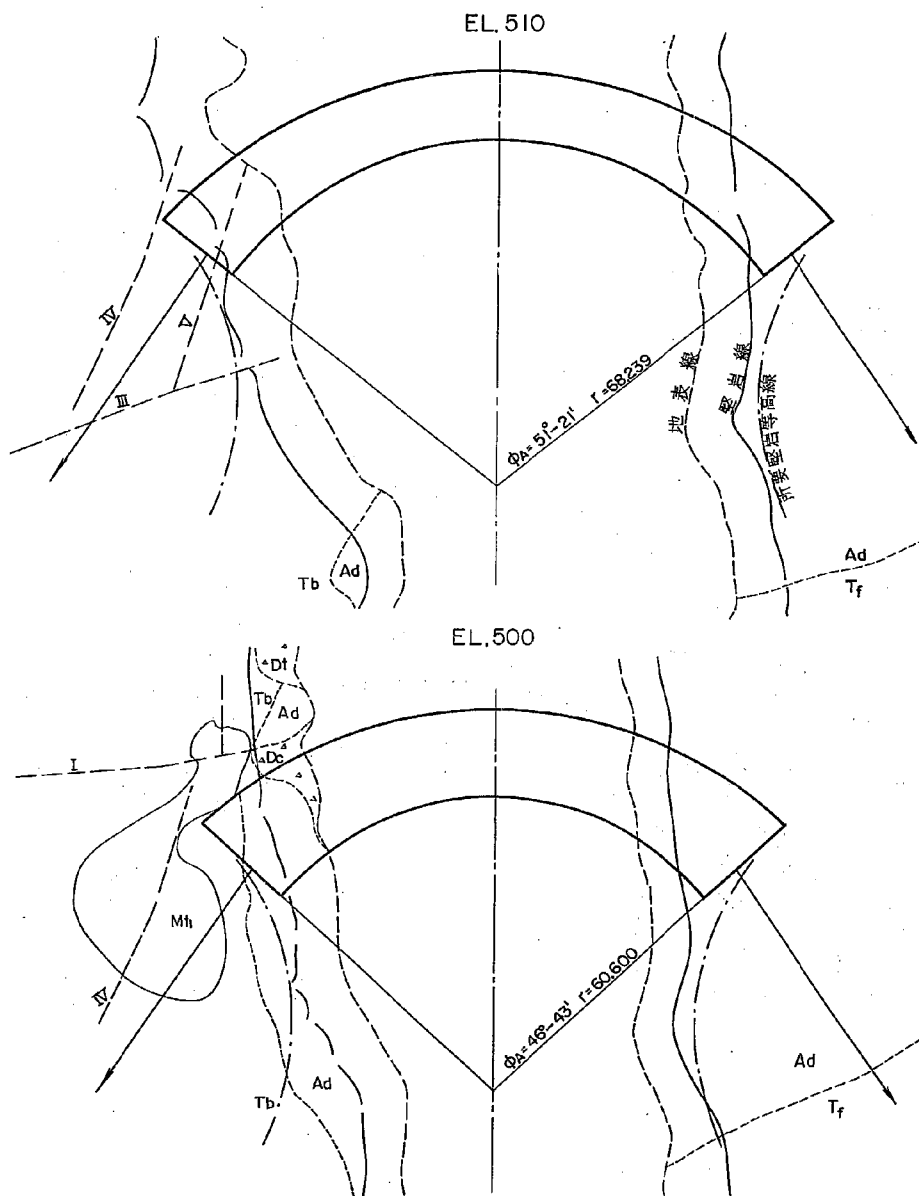


図 - C・2(4) 円 弧 ア - チ

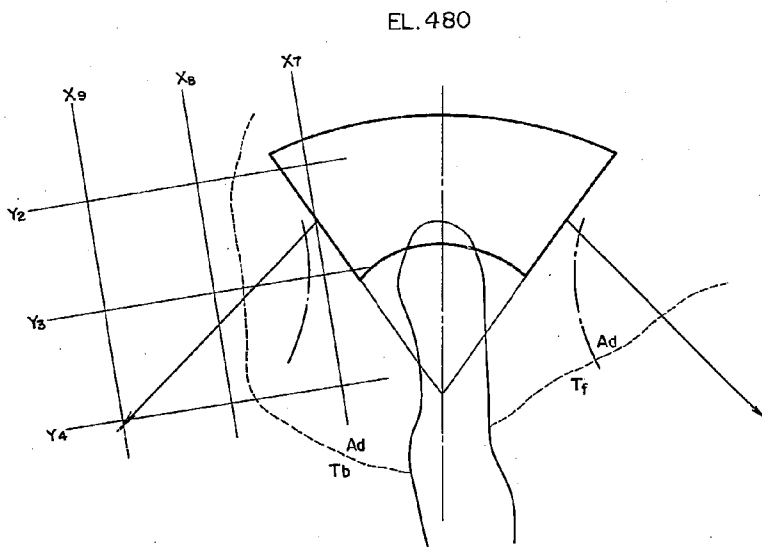
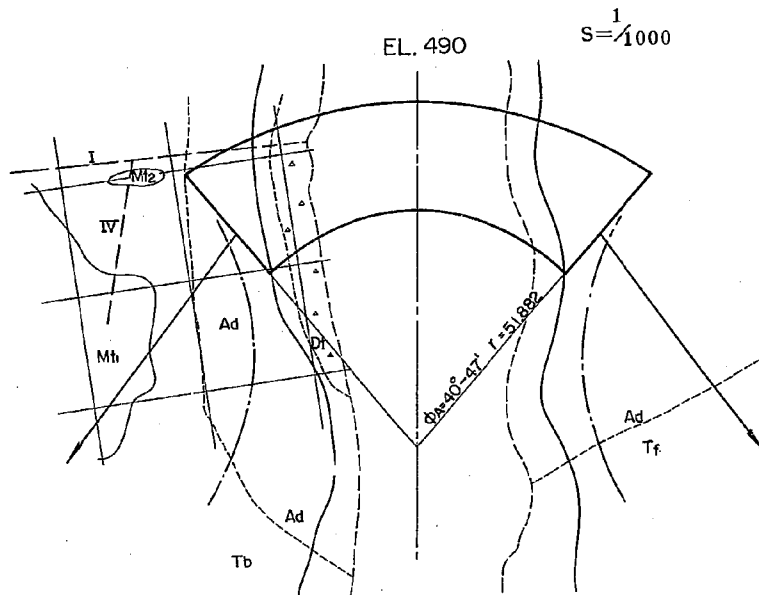


図-C.3 円弧によるアーチ寸法諸元

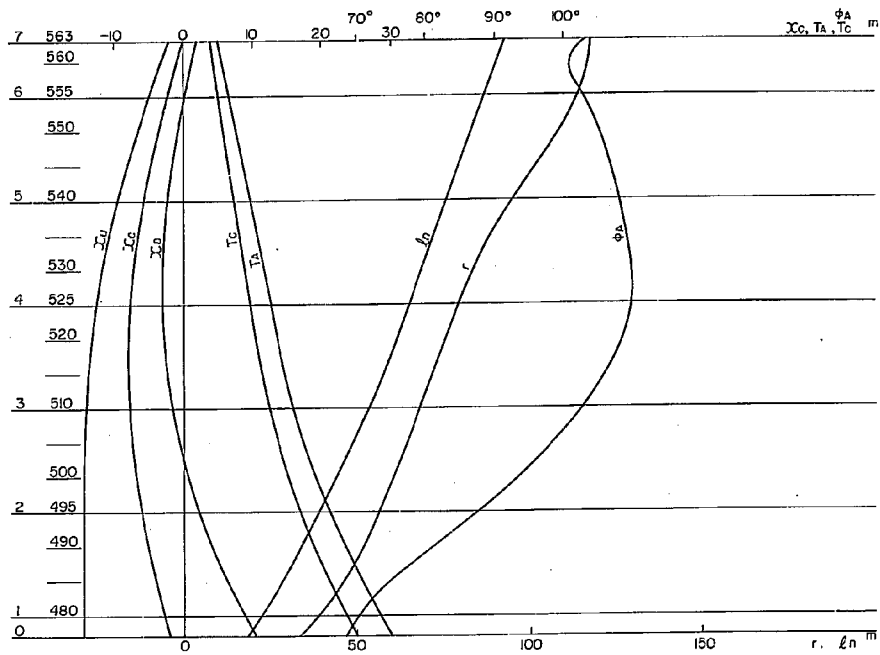


図-C.4 スラスト作用方向の比較

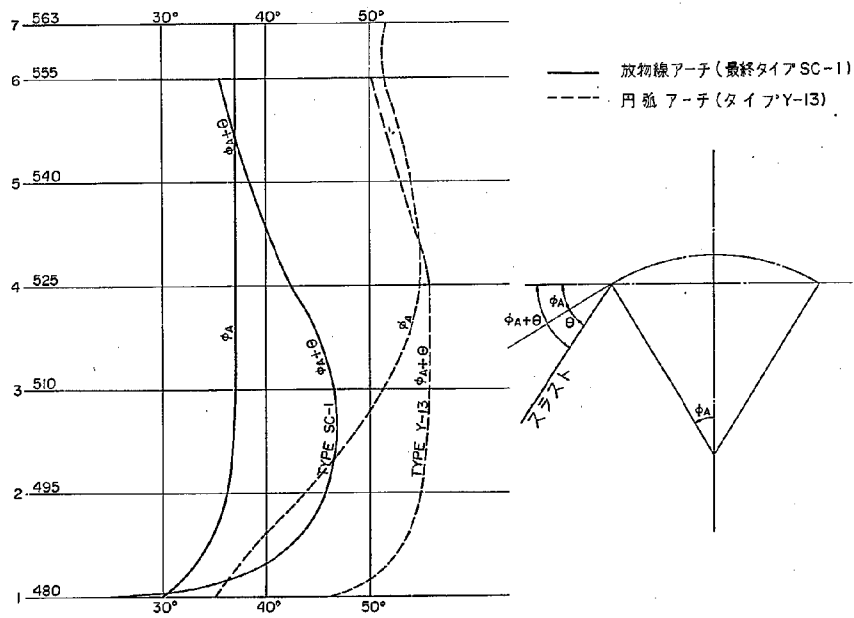
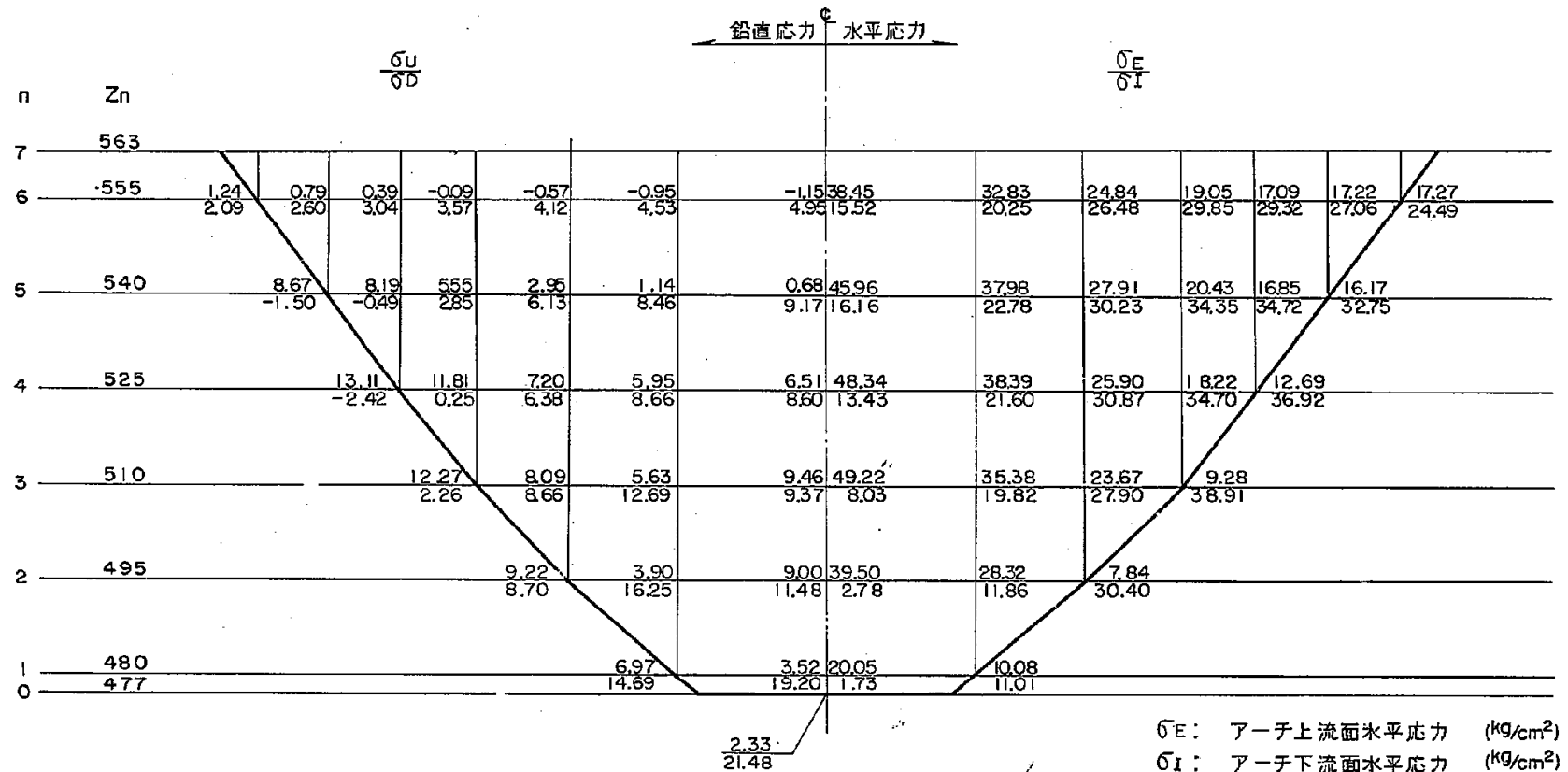


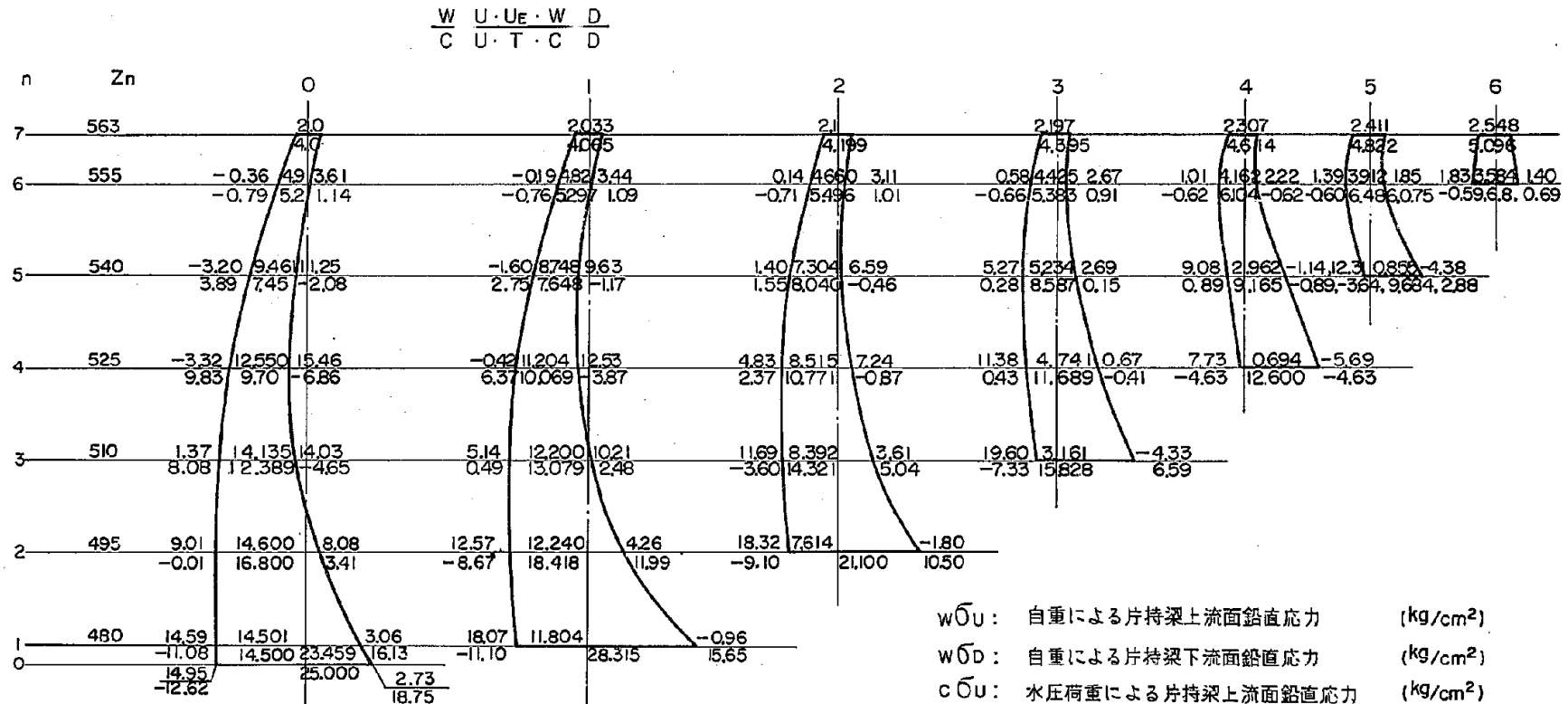
図-C. 5(1) 円弧アーチ，静荷重時半径方向調整計算による応力度

単位 Kg/cm^2



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2)
 σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)
 σ_U : 片持梁上流面水平応力 (kg/cm^2)
 σ_D : 片持梁下流面水平応力 (kg/cm^2)

図-C. 5(2) 円弧アーチ，静荷重時半径方向調整計算による応力度



$w\sigma_U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

$w\sigma_D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

$c\sigma_U$: 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

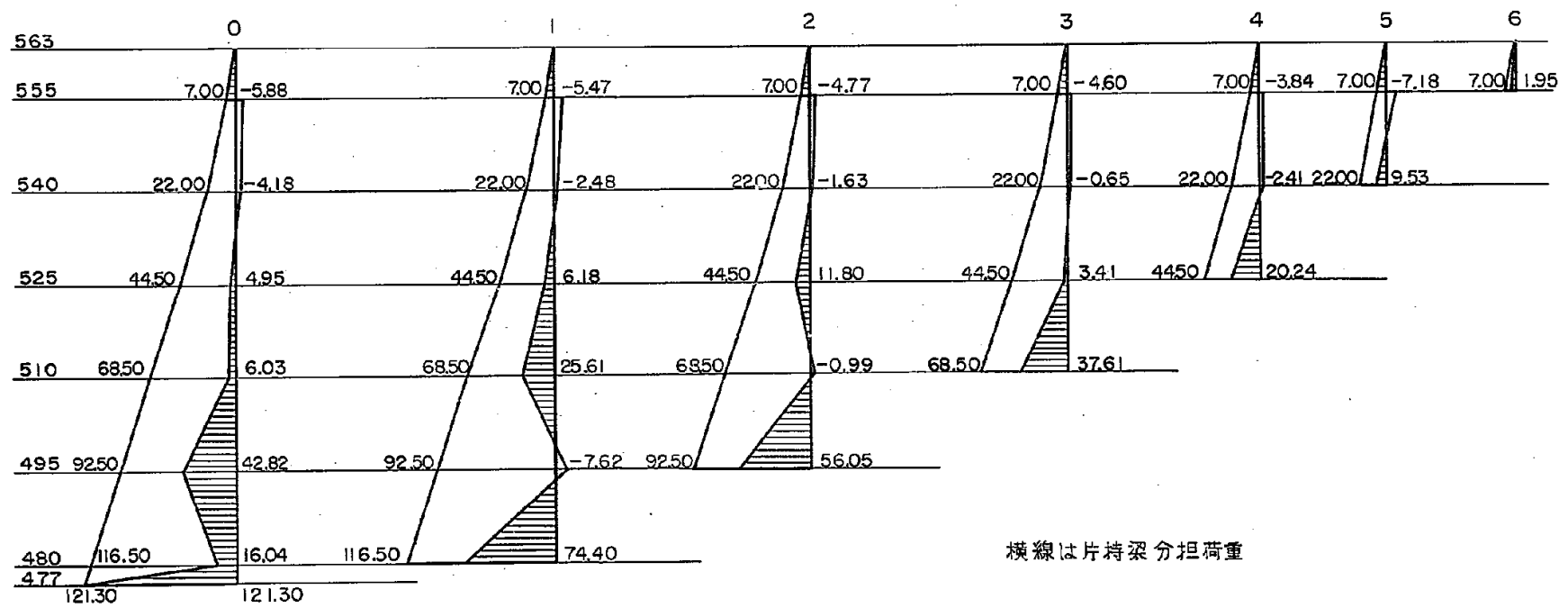
$c\sigma_D$: 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

U_E : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)

T : ダムの厚さ (m)

図-C.6 円弧アーチ，荷重分割図

単位 ton/m^2



円弧によるアーチ

ダム基礎における推力、剪断力、モーメント

	n	アーチアバウト			キャンティレバーベース				
		arH(t)	arV(t)	arM(t-m)	crH(t)	crV(t)	crM(t-m)	wW(t)	wW(t-m)
静 荷 重 時	6	1,419.579	32.933	-278.146	0	-25.270	-49.238	110.111	16.519
	5	2,368.640	40.422	-1,296.221	5.121	-42.229	-477.952	373.768	1,223.794
	4	3,125.285	-53.915	-3,205.949	6.456	-111.823	-924.411	706.287	2,740.197
	3	3,813.773	-304.841	-6,184.859	-0.036	-328.457	-2,500.386	1,107.792	4,299.921
	2	4,034.340	-797.372	-8,369.144	-24.792	-614.274	-6,271.114	1,636.210	6,437.386
	1	2,985.817	-575.993	-627.237	-90.002	-1,074.240	-14,775.790	2,375.698	10,510.609
	0	0		0		-1,406.032	-16,567.663	2,553.912	6,452.142

ダム基礎の合力の作用点、方向

	$e = arM/arH$	$R = \sqrt{arH^2 + arV^2}$	$\tan^{-1} \theta = arV/arH$	θ	ϕ_A	$\phi_A - \theta$
6	-0.196	1,420.0	0.023199	1°~20'	51°-26'	50°-06'
5	-0.547	2,369.0	0.017065	1°~00'	53°-59'	52°-59'
4	-1.026	3,126.0	-(0.017251)	-(1°~00')	54°-50'	55°-50'
3	-1.621	3,826.0	-(0.079931)	-(4°~35')	51°-21'	55°-56'
2	-2.074	4,112.0	-(0.197646)	-(11°~11')	43°-50'	55°-01'
1	-0.210	3,041.0	-(0.192909)	-(10°~55')	35°-12'	46°-07'

表-C-1

5.4.4 最終形状（放物線）および応力度

(1) 裾花ダム形状諸元（放物線）

1. $X_c (m)$

$$563 \geq Z \geq 495 \quad X_c = 0.00270329Z^2 - 2.730474Z + 680.397723$$

$$495 \geq Z \quad X_c = -0.054217Z + 18.02416$$

2. $T_c (m)$

$$T_c = -0.108434Z + 65.048320$$

3. $T_A (m)$

$$Z \geq 555 \quad T_A = -0.00729163Z^2 + 7.902042Z - 2133.628977$$

$$555 \geq Z \geq 495 \quad T_A = -0.191667Z + 1123.75185$$

$$495 \geq Z \quad T_A = -0.0127778Z^2 + 12.460855Z - 3019.74278$$

4. $ln (m)$

$$\geq Z \geq 525 \quad ln = 0.605263Z - 254.763069$$

$$525 \geq Z \geq 495 \quad ln = -0.0081579Z^2 + 91.71058Z - 2,503.284257$$

$$495 \geq Z \geq 490 \quad ln = -0.04105284Z^2 + 41.7192286Z - 10,554.54603$$

$$490 \geq Z \quad ln = -0.00714646Z^2 + 8.4909762Z - 2,413.624192$$

5. $\phi_A (\text{degree})$

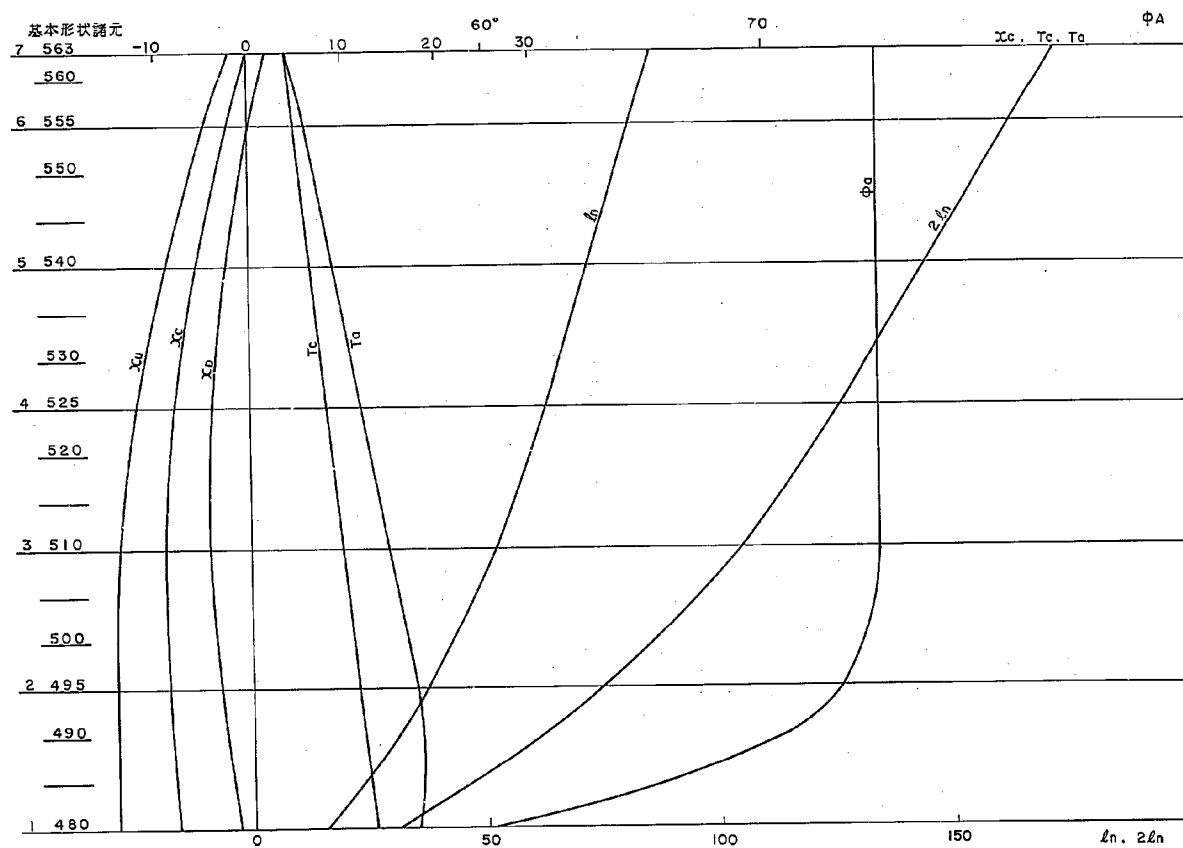
$$Z \geq 510 \quad \phi_A = 74.0$$

$$510 \geq Z \geq 495 \quad \phi_A = -0.00592592Z^2 + 6.044438Z - 1,467.331592$$

$$495 \geq Z \quad \phi_A = -0.0444445Z^2 + 44.177833Z - 10,905.34704$$

ただし Z は標高 (m) とする。

図-5.4.10 裾花ダム形状諸元



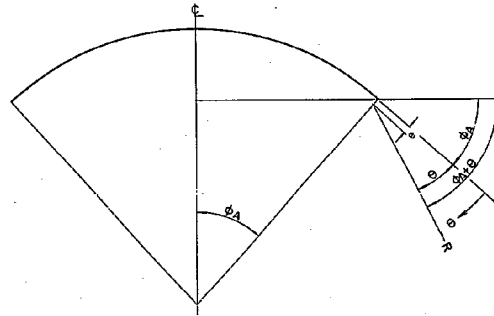
(2) 半径方向調整計算

1) ダム基礎における推力, 剪断力, モーメント

		アーチアバット			キャンティレバーベース				
静 荷 重 時	n	arH(t)	arV(t)	arM(t-m)	crH(t)	crH(t)	crM(t-m)	ww(t)	wM(t-m)
	6	1,971.811	51.468	689.270	- 0	27.087	53.277	93.189	- 18.494
	5	2,657.584	- 66.664	2,606.050	- 37.15	116.590	995.082	344.503	- 74.561
	4	3,230.055	-316.352	5,392.188	- 72.84	268.509	2,384.191	682.254	129.899
	3	3,681.322	-618.080	8,070.500	- 20.498	515.619	4,840.592	1,089.545	139.3867
	2	3,940.353	-649.371	8,118.382	- 59.006	911.952	9,791.019	1,530.005	378.6629
	1	2,450.781	211.561	1,481.961	-148.656	1,413.692	15,476.938	1,929.952	204.5680
	0					12,697.12	12,133.177	1,887.120	-1,404.079
動 荷 重 時	6	2,969.093	84.821	- 986.761	- 16.629	42.882	100.707		
	5	3,785.679	- 75.687	- 3,649.730	- 64.717	186.597	1,405.269		
	4	4,374.396	-407.110	- 7,312.828	-126.381	412.150	3,338.622		
	3	4,793.713	-789.458	-10,604.932	-206.963	741.058	6,614.593		
	2	4,976.687	-801.781	-10,331.566	-308.941	1,245.891	12,908.034		
	2k=0.3	1	3,059.791	286.127	1,951.987	-379.603	1,870.838	19,630.353	
	0					16,947.82	15,428.453		
	6	3,368.697	93.904	- 1,115.646	- 22.173	- 51.476	- 126.014		
動 荷 重 時	5	4,220.849	- 83.565	- 4,066.916	- 85.268	- 214.863	- 1,608.566		
	4	4,802.280	-444.408	- 8,049.256	-166.476	- 463.928	- 3,762.621		
	3	5,200.497	-854.140	-11,537.670	-269.662	- 819.155	- 7,344.648		
	2	5,348.845	-857.687	-11,138.821	-392.997	-1,360.568	-14,117.160		
	2k=0.4	1	3,272.388	310.610	2,109.223	-457.155	-2027.572	-21,170.516	
	0					-18,400.67	-16,643.477		

2) 合力, 作用点, 力の方向

図-5.4.11 各荷重時のダムからの作用力



n	ϕ_A	静 荷 重 時				動 荷 重 時 $2k=0.3$				動 荷 重 時 $2k=0.4$			
		e	θ	$\phi_A + \theta$	$R(t)$	e	θ	$\phi_A + \theta$	$R(t)$	e	θ	$\phi_A + \theta$	$R(t)$
6	37°	0.350	$-(1^\circ-30')$	$35^\circ-30'$	1,972.0	0.331	$-(1^\circ-38')$	$35^\circ-22'$	2,970.0	-0.331	$-(1^\circ-36')$	$35^\circ-24'$	3,370.0
5	37°	0.981	$1^\circ-28'$	$38^\circ-26'$	2,658.0	0.964	$1^\circ-08'$	$38^\circ-08'$	3,786.0	-0.964	$1^\circ-08'$	$38^\circ-08'$	4,222.0
4	37°	1.669	$5^\circ-38'$	$42^\circ-36'$	3,246.0	1.672	$5^\circ-19'$	$42^\circ-19'$	4,394.0	-1.674	$5^\circ-17'$	$42^\circ-17'$	4,823.0
3	37°	2.192	$9^\circ-32'$	$46^\circ-32'$	3,733.0	2.212	$9^\circ-28'$	$46^\circ-28'$	4,858.0	-2.219	$9^\circ-20'$	$46^\circ-20'$	4,270.0
2	$36^\circ-20'$	2.060	$9^\circ-21'$	$45^\circ-41'$	3,994.0	2.076	$9^\circ-09'$	$46^\circ-09'$	5,041.0	-2.082	$9^\circ-07'$	$45^\circ-27'$	5,417.0
1	30°	0.605	$4^\circ-58'$	$25^\circ-04'$	2,460.0	0.638	$5^\circ-20'$	$24^\circ-40'$	3,073.0	0.645	$5^\circ-26'$	$24^\circ-34'$	3,287.0

図-5.4.12(1) (水圧(異常洪水水位+風浪高)+たい砂圧+自重)の場合の半径方向調整計算による応力度

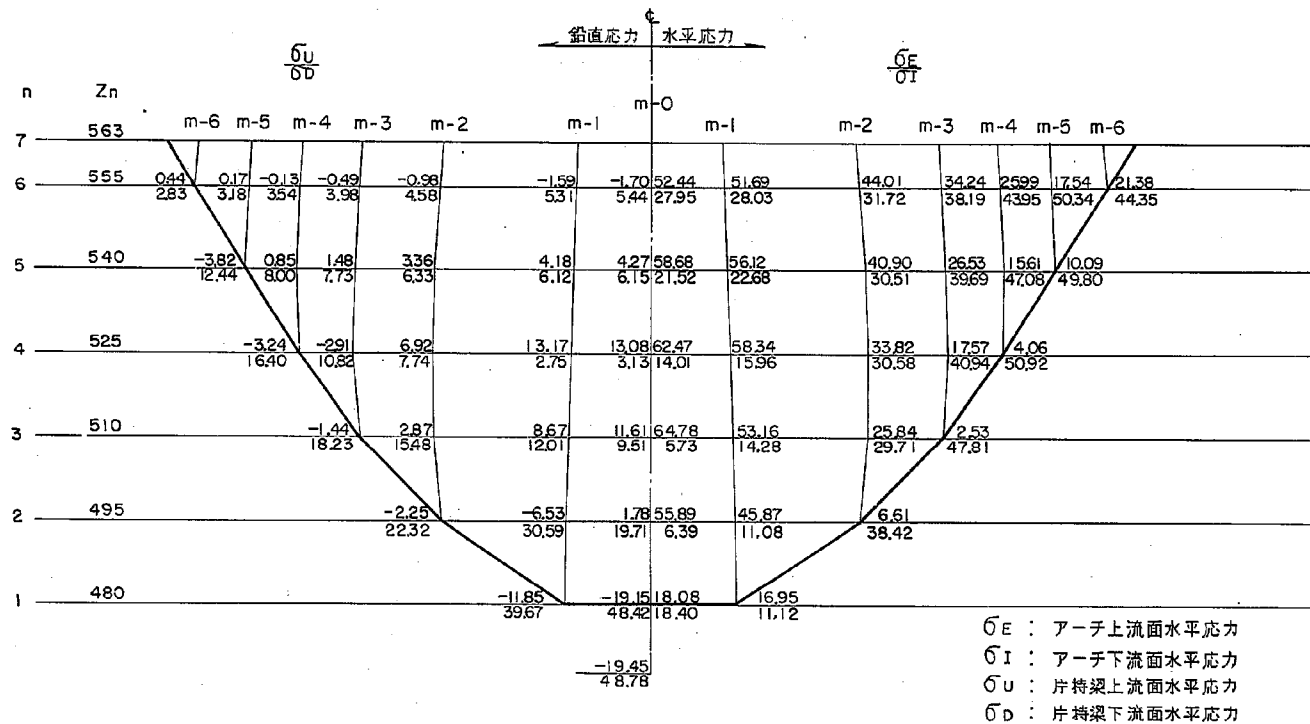


図 - 5-4-12(2A) (水圧(異常洪水位+風浪高)+土砂圧+自重)の場合の半径方向調整計算による応力度

- 92 -

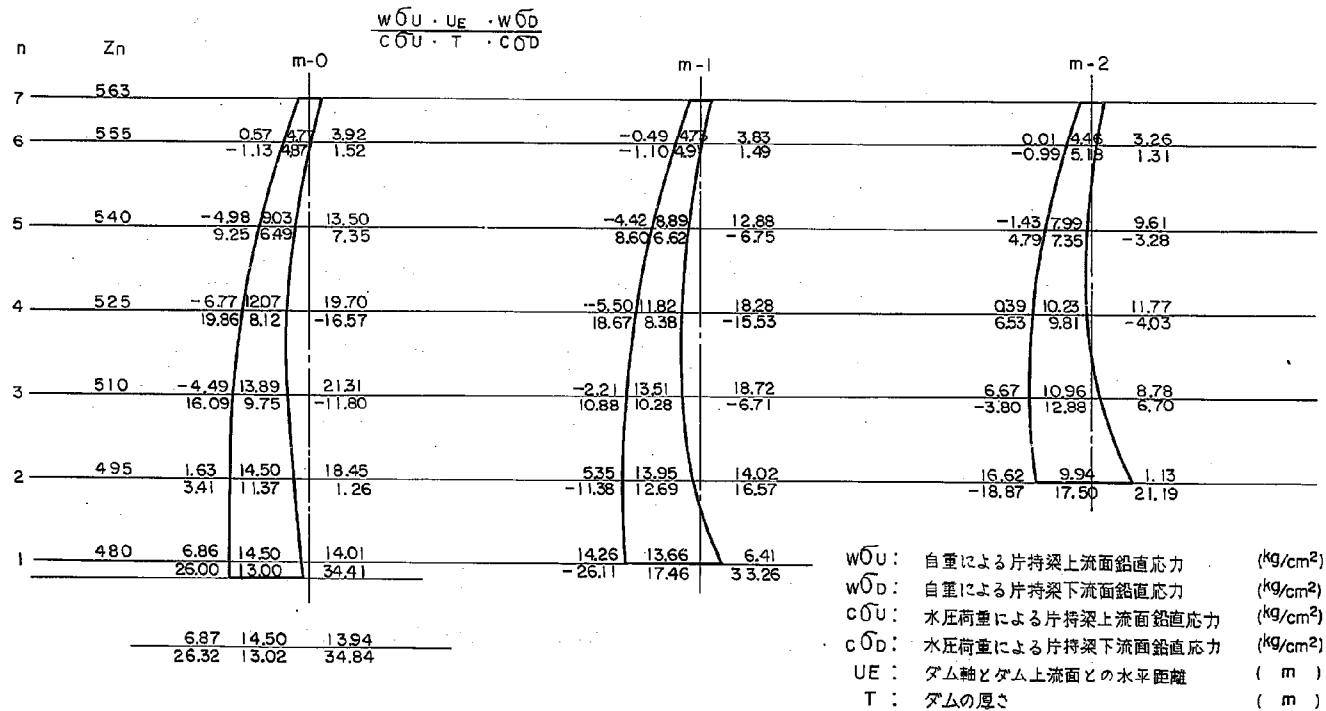


図-5-4-12(2B) (水圧(異常洪水位+風浪高)+たい砂圧+自重)の場合の半径方向調整計算による応力度

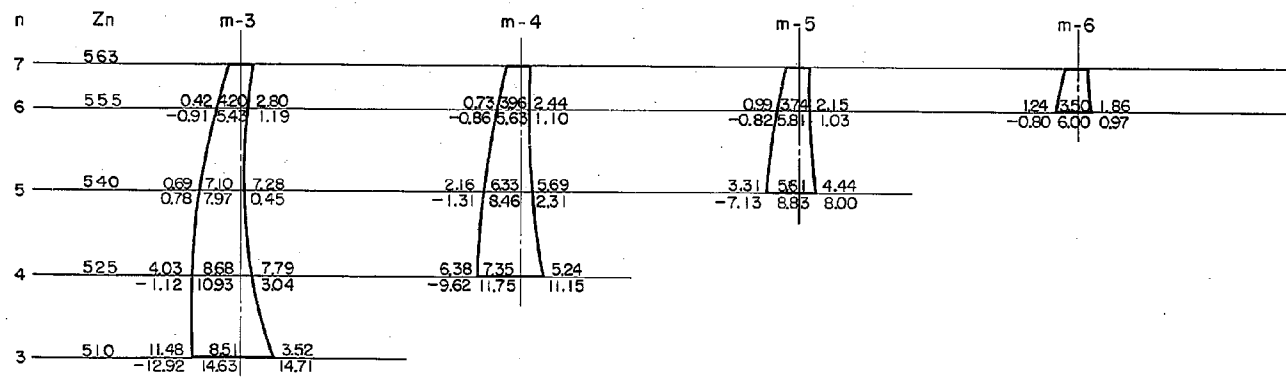


図 - 5-4-12(3) (水圧(異常洪水位+風浪高)+土圧+自重+温度)の場合の半径方向調整計算による応力度

温度荷重; $T = -3^{\circ} \sim -2^{\circ}C$;

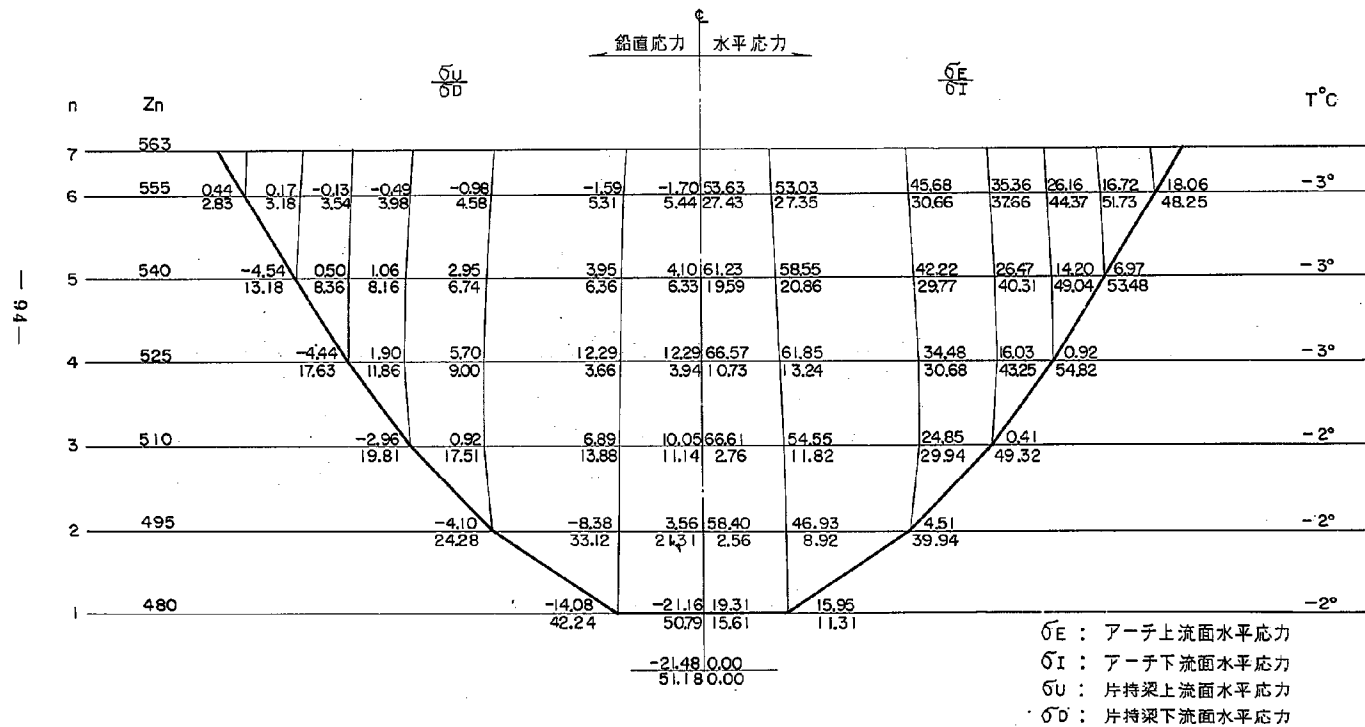


図-5-4-12(4) (温度荷重) の半径方向調整計算による応力度

温度荷重 $T^{\circ}\text{C}$

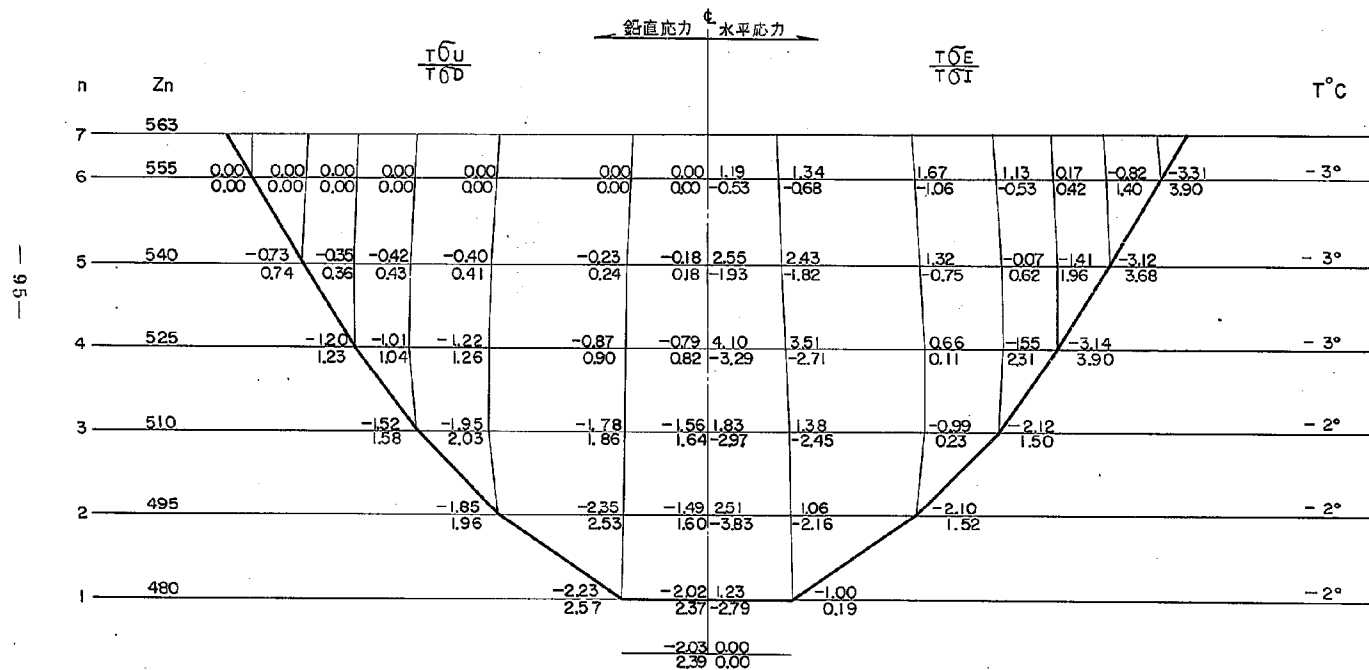


図-5-4-12(5) 荷 重 分 割 図

(単位 ton/m^2) : $2k=0.0$

$T=0$

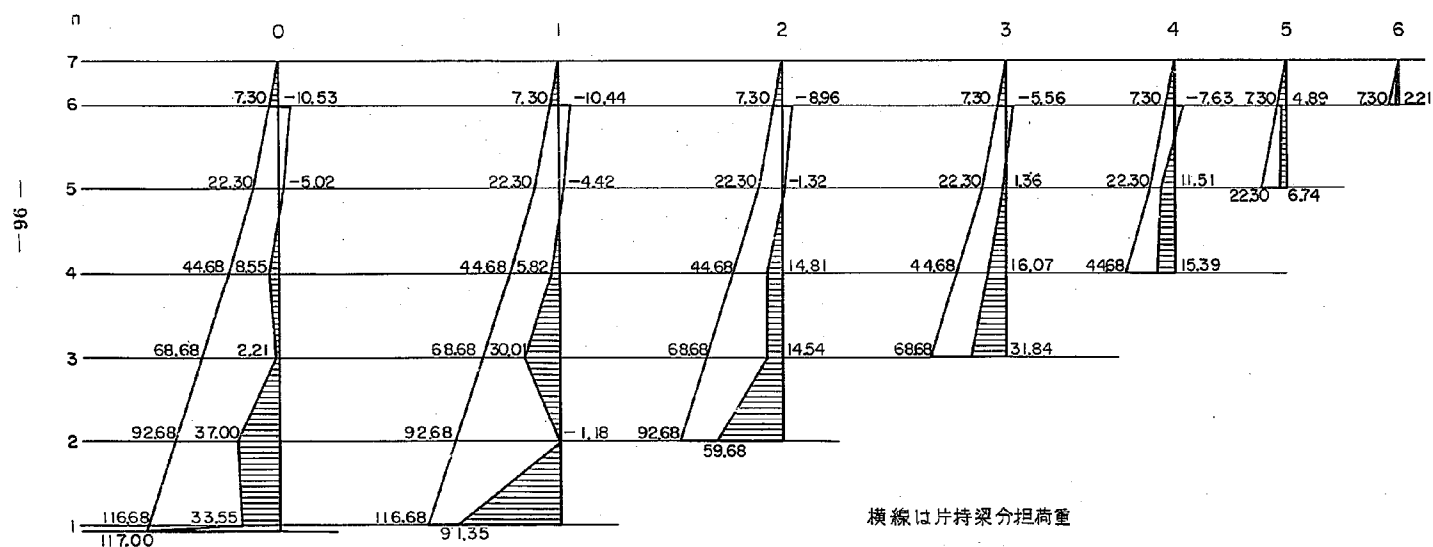
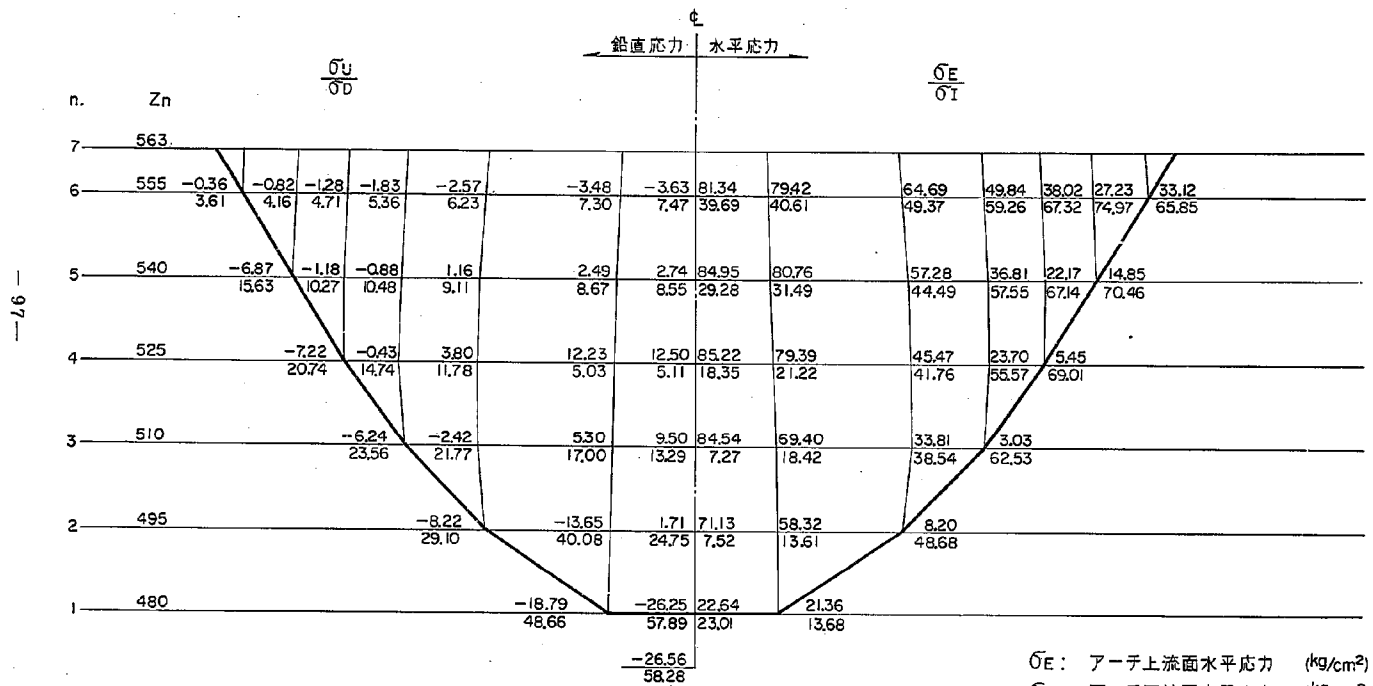


図-5-4-13(1) 〔水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たい砂+自重+地震慣性力)の場合の半径方向調整計算による応力度

2k=0.3



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)

σ_u : 片持梁上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_D : 片持梁下流面水平応力 (kg/cm²)

図-5・4・13 (2A) 〔水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たい砂+自重+地震慣性力〕の場合の半径方向調整計算による応力度

地震係数 $2k = 0.3$

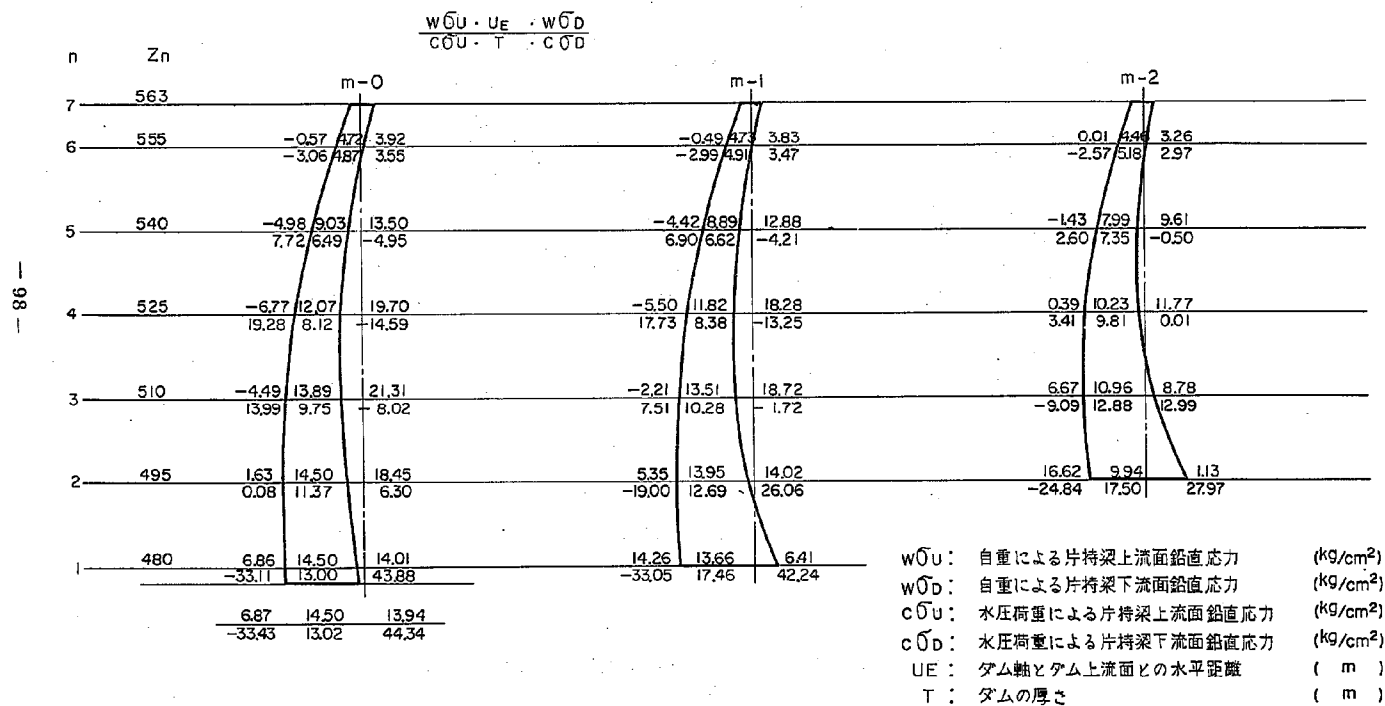
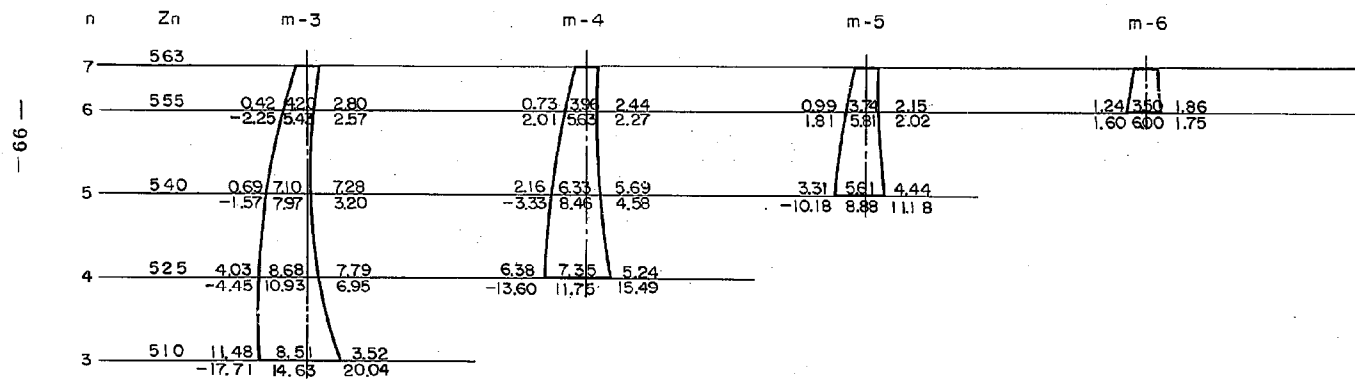


図-5-4-13(23)〔水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たい砂+自重+地震慣性力〕の場合の半径方向調整計算による応力度



図一 5・4・13(3) 〔水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+土の自重+地震慣性力+温度〕の場合の半径方向離散計算による応力度

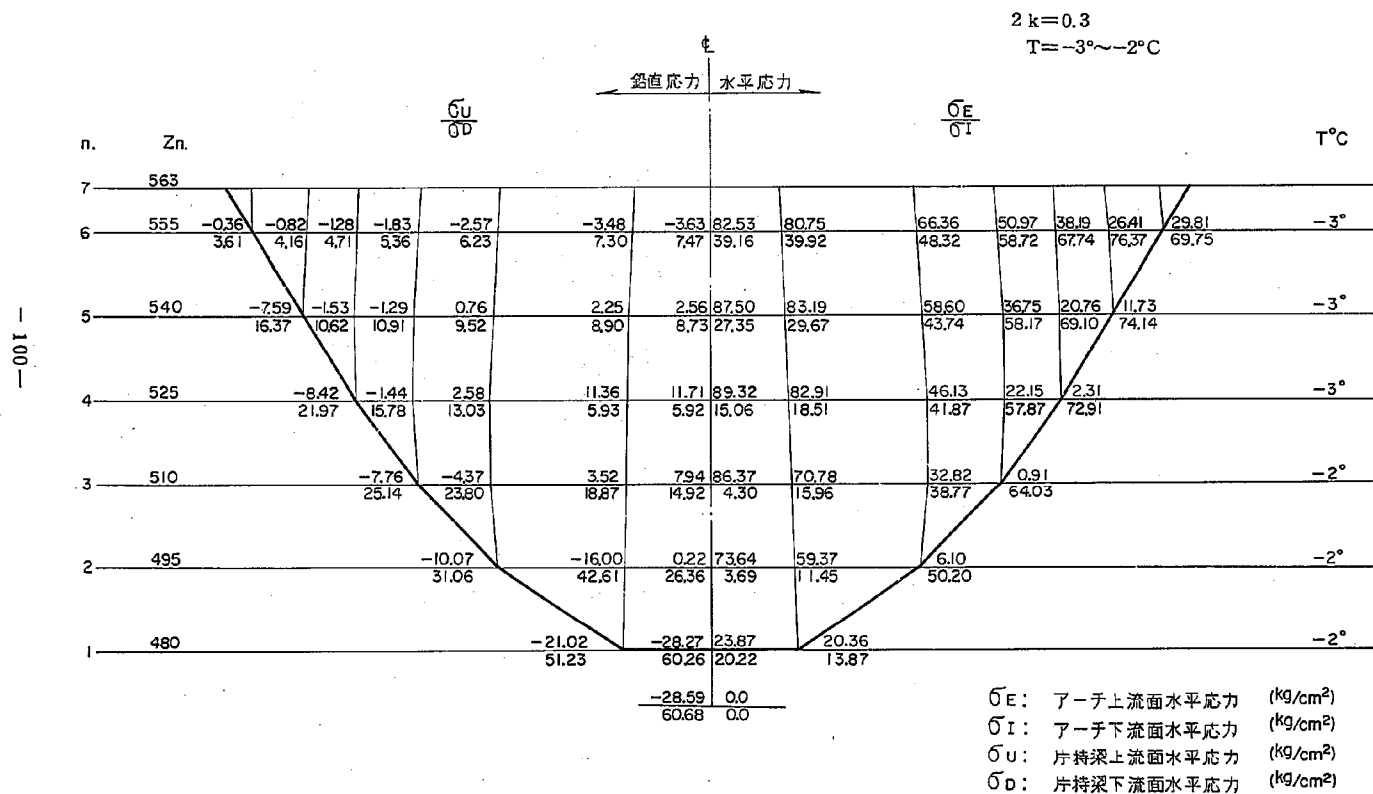


図-5.4.13(4) 荷 重 分 割 図

(単位, ton/m^2)

; $2k=0.3$

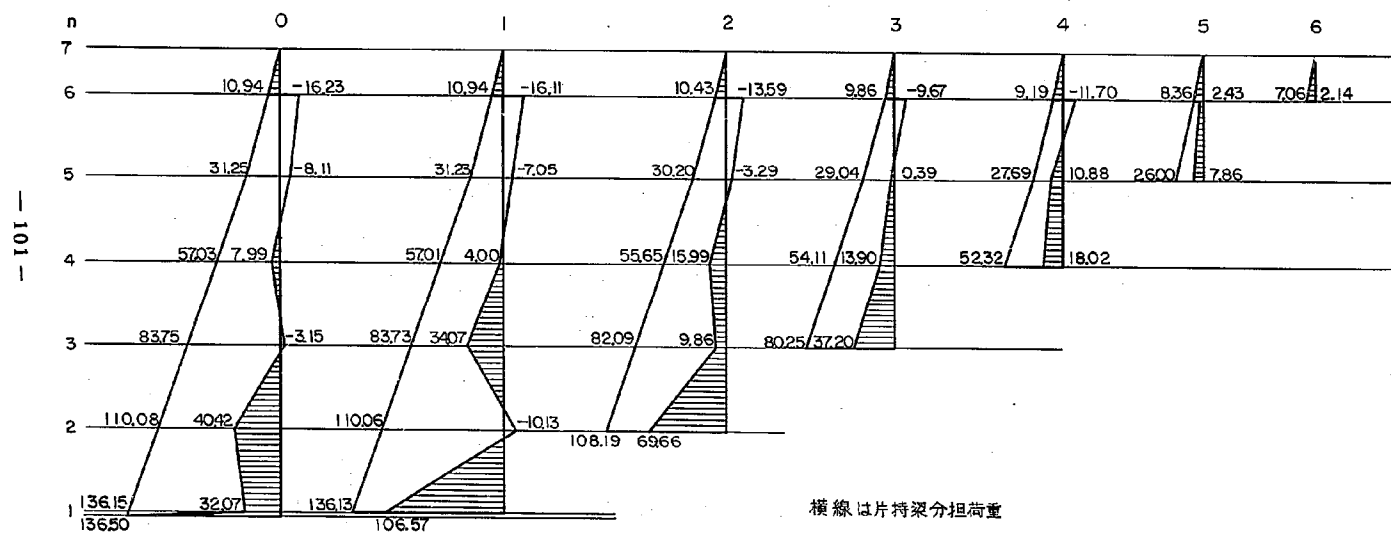
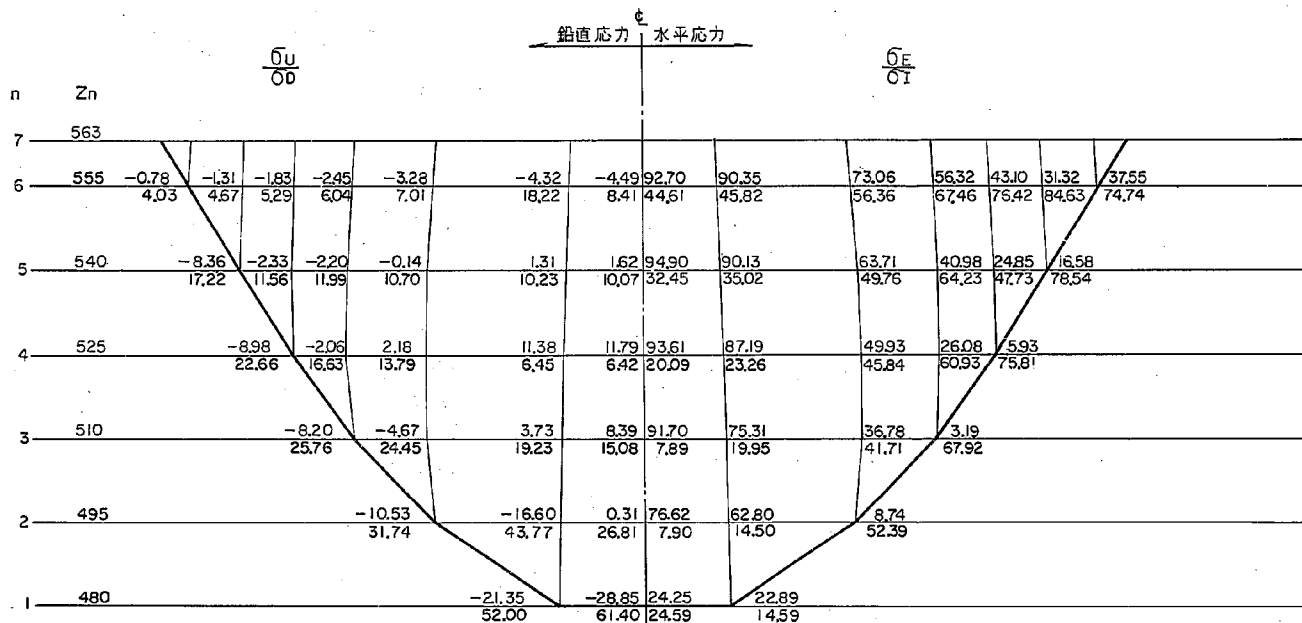


図-5-4-14(1)〔水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+土の自重+地震慣性力)の場合の半径方向調整計算による応力度

2k=0.4



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)
 σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)
 σ_U : 片持梁上流面水平応力 (kg/cm²)
 σ_D : 片持梁下流面水平応力 (kg/cm²)

図一 5-4-14(2A) (水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たかい砂+自重+地震慣性力)の場合の半径方向調整計算による応力度

2k=0.4

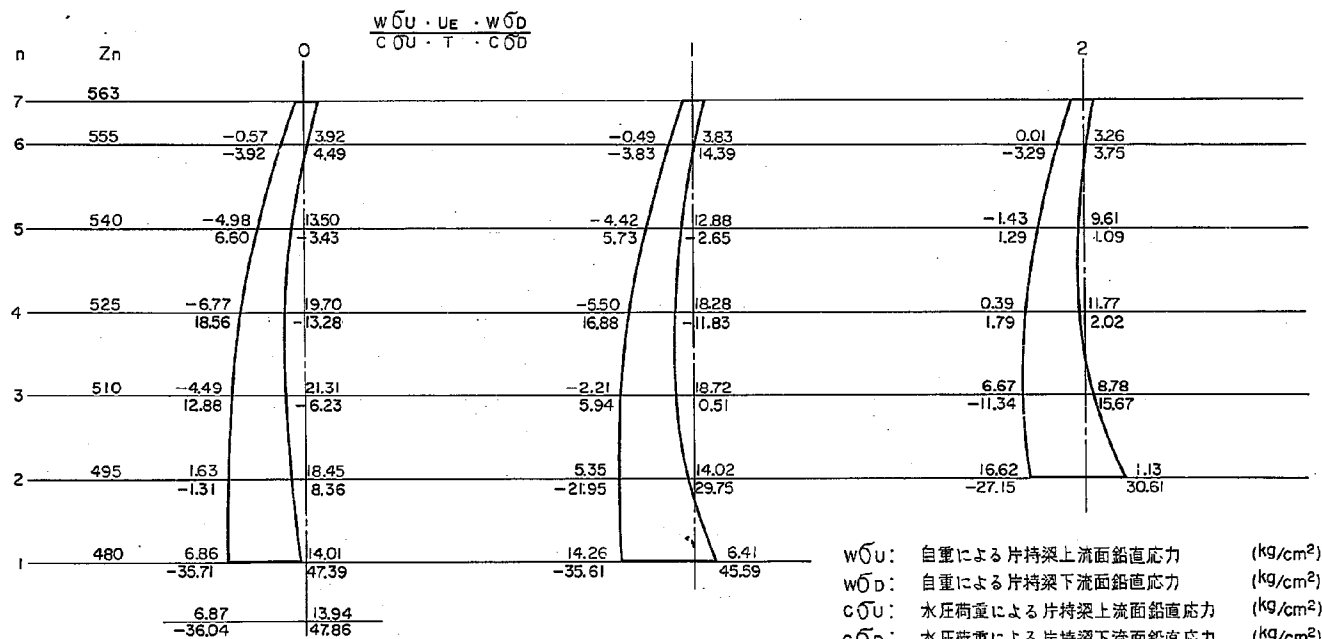
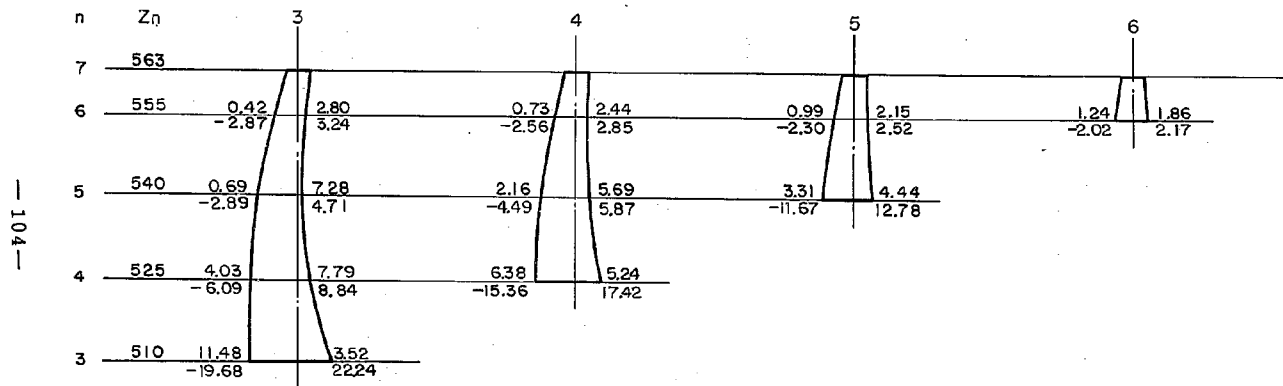


図-5-4-14(2B) 水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たい砂+自重+地震慣性力)の場合の半径方向調整計算による応力度



図一 5・4・14(3) (水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たかい砂+自重+地震慣性力+温度)の場合の半径方向調整計算による応力度

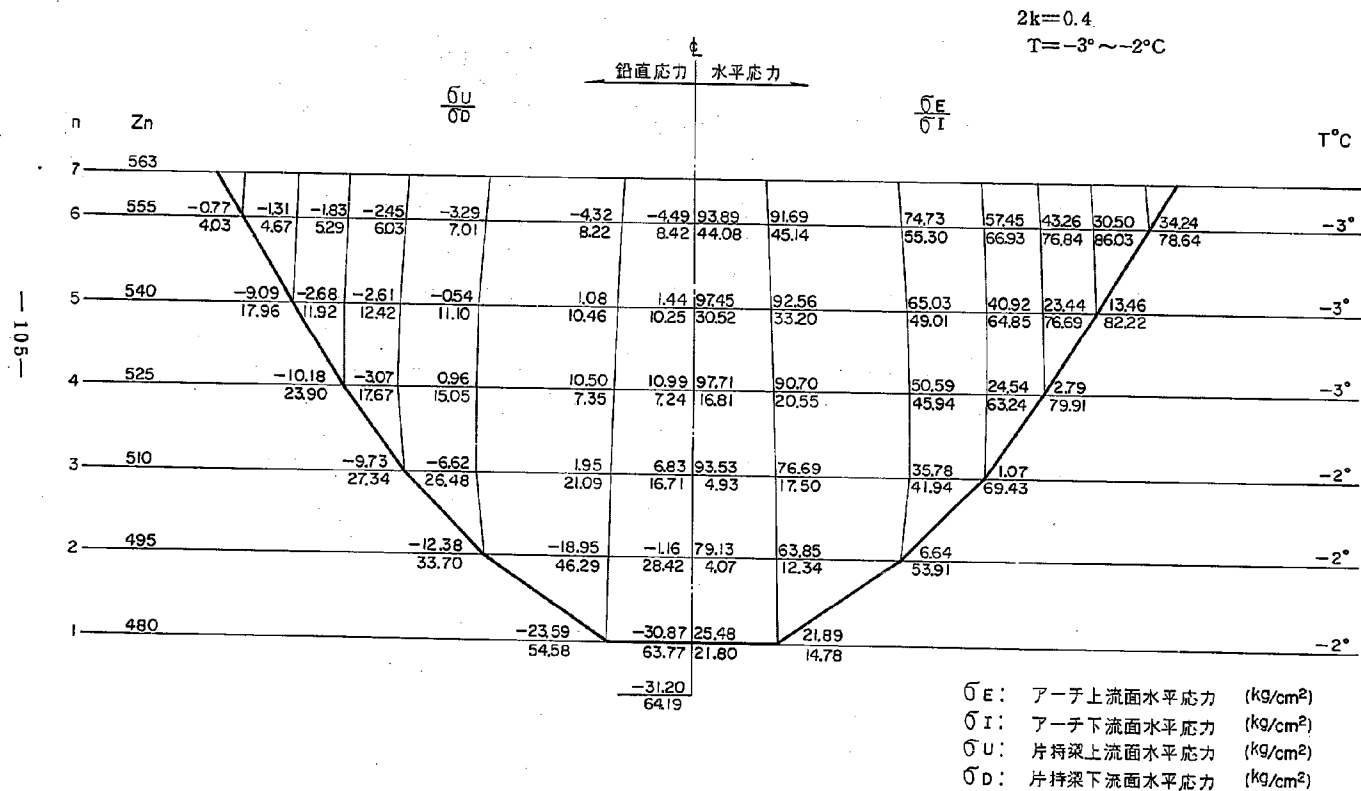


图-5.4.14(4) 荷 重 分 割 图

(单位 ton/m^2) ; $2k = 0.4$

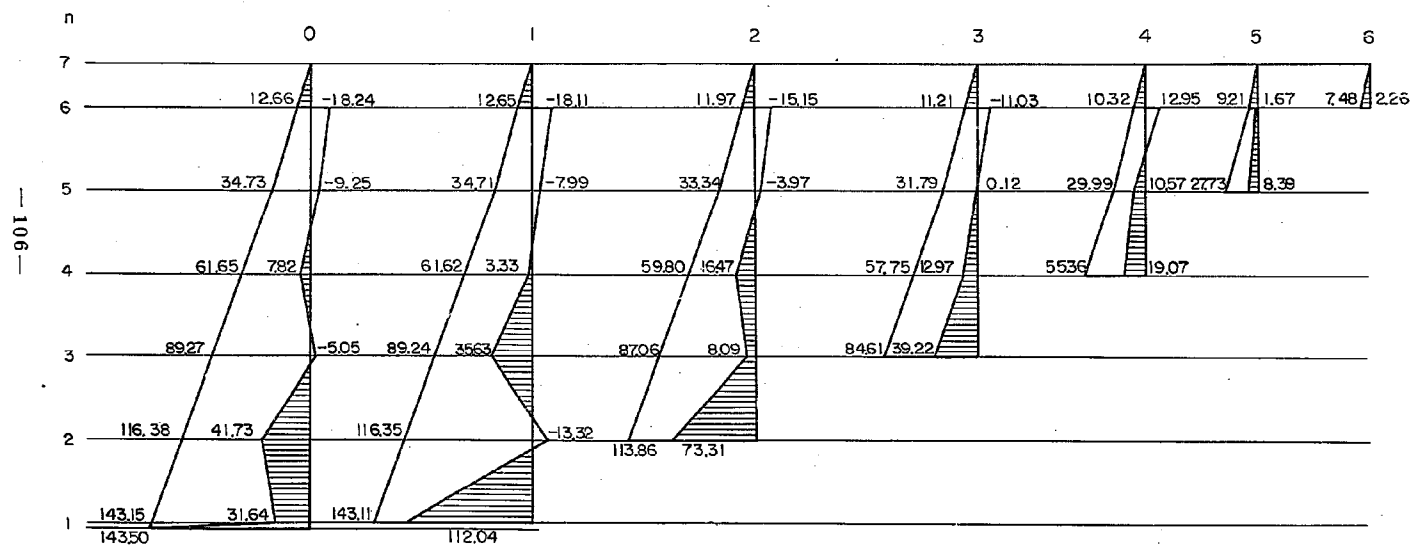


図-5.4.15(1) 半径方向分担荷重 (完全調整)

$2k = 0$

$T = 0$

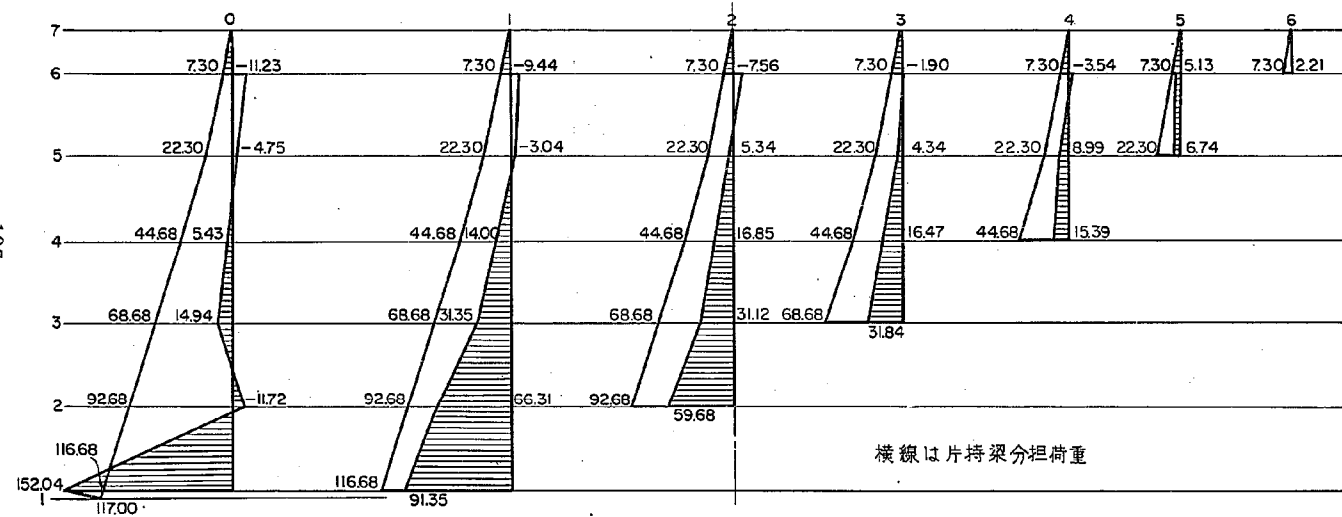
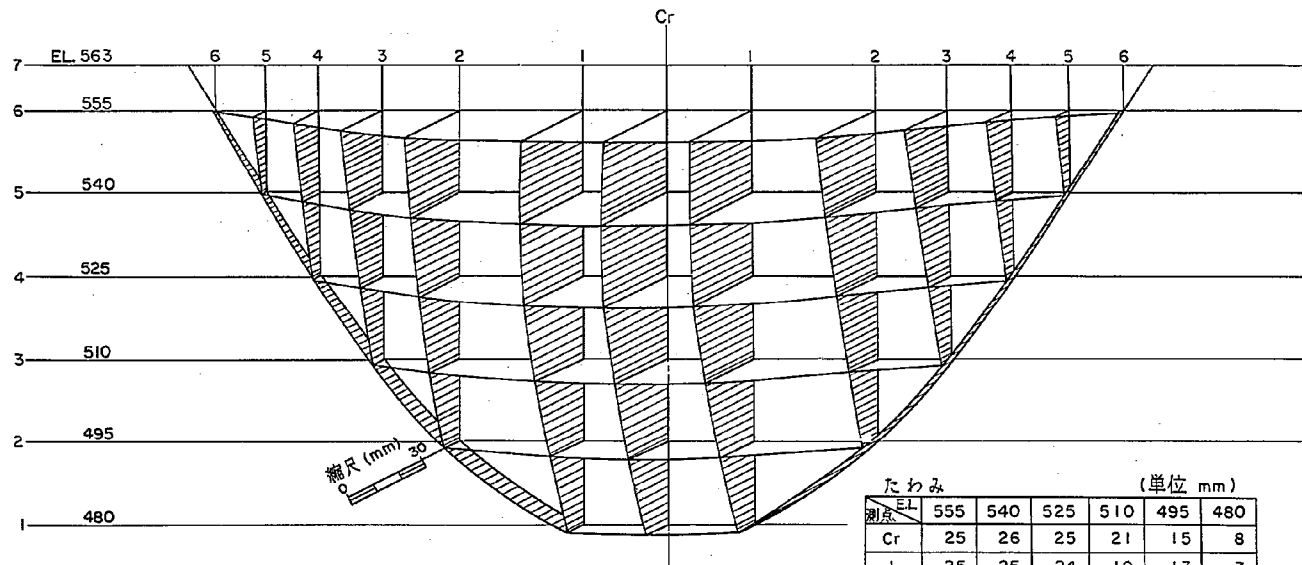


図-5.4.15(2A) 半径方向たわみ図(完全調整)

$2k=0$

$T=0$

— 108 —



たわみ		(単位 mm)					
測点	EL	555	540	525	510	495	480
Cr		25	26	25	21	15	8
1		25	25	24	19	13	7
2		23	20	16	11	6	
3		16	13	9	4		
4		10	7	3			
5		5	2				
6		1					

図-5.4.15(2B) 接線方向たわみ図(完全調整)

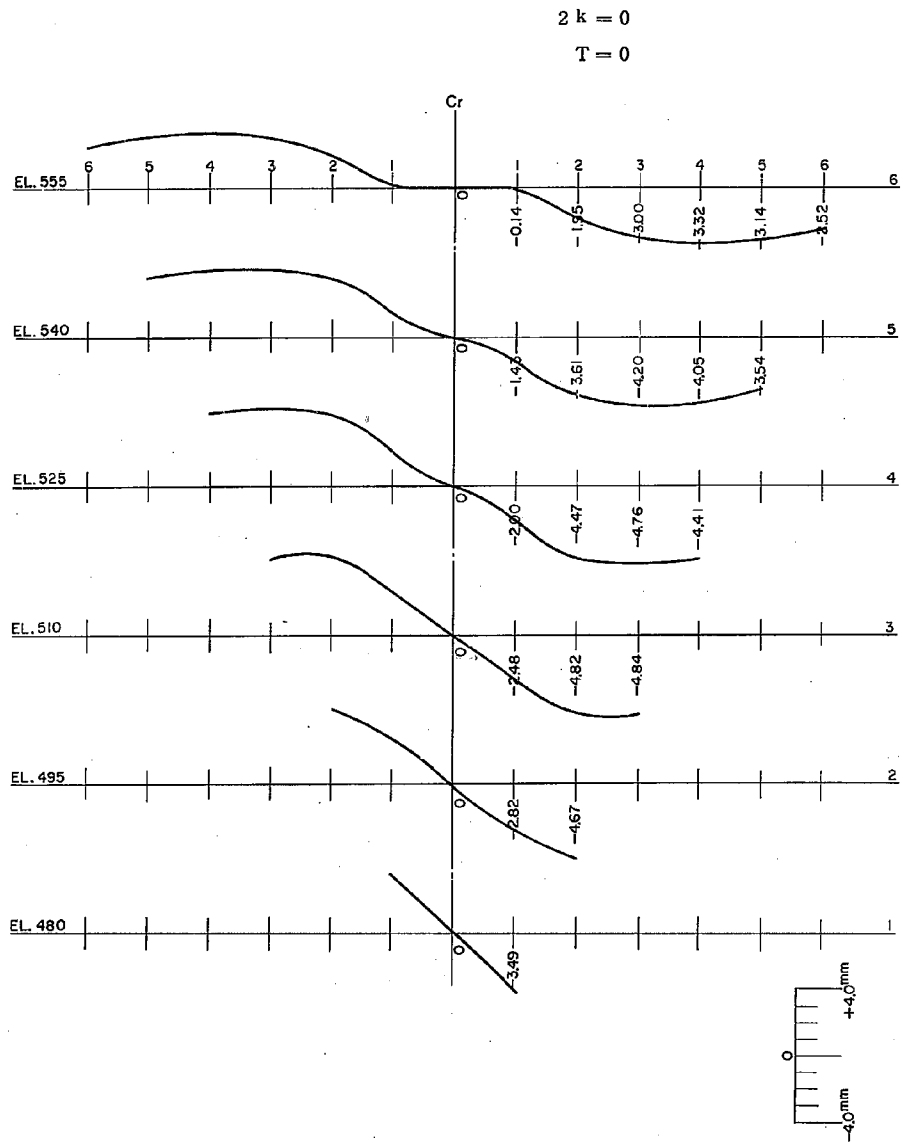


図-5.4.15(2C) アーチ要素の鉛直軸のまわりの回転(安全調整)

$$2k = 0$$

$$T = 0$$

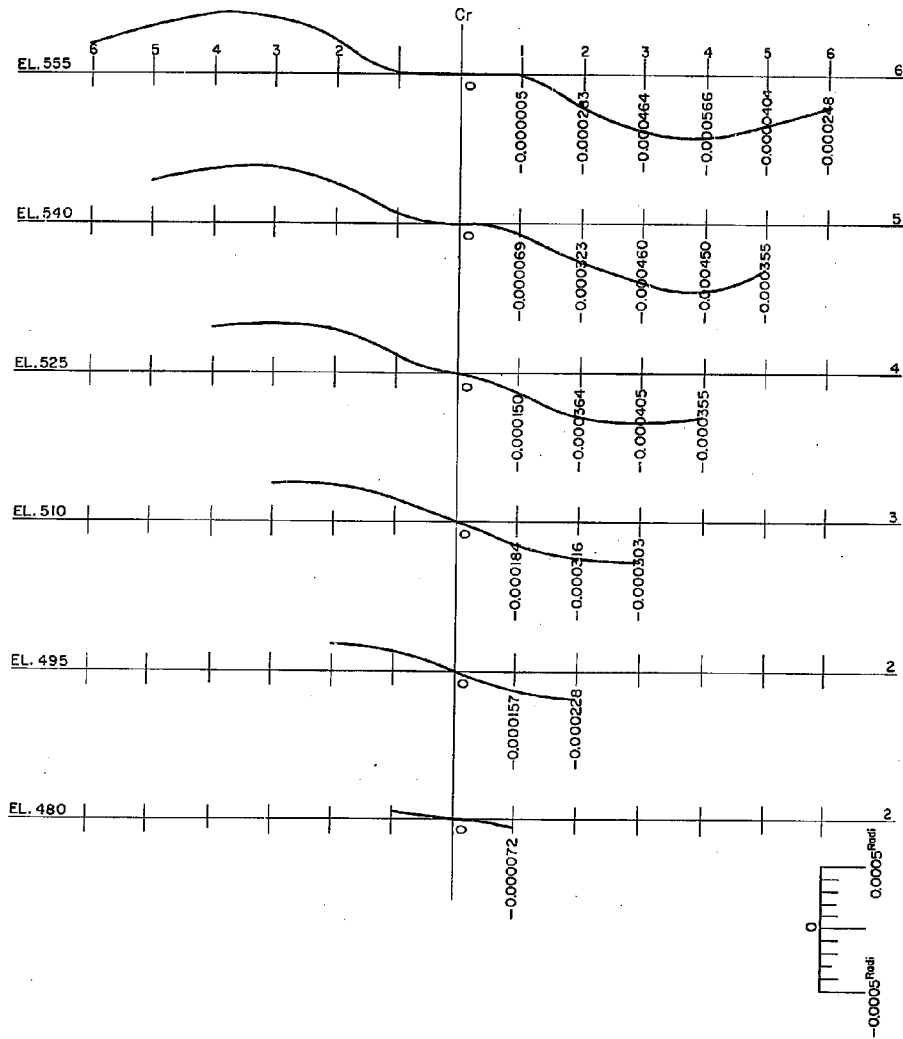


図-5.4.15(3) モーメント図 (完全調整) 全調整

K: 0, T: 0 (t-m)

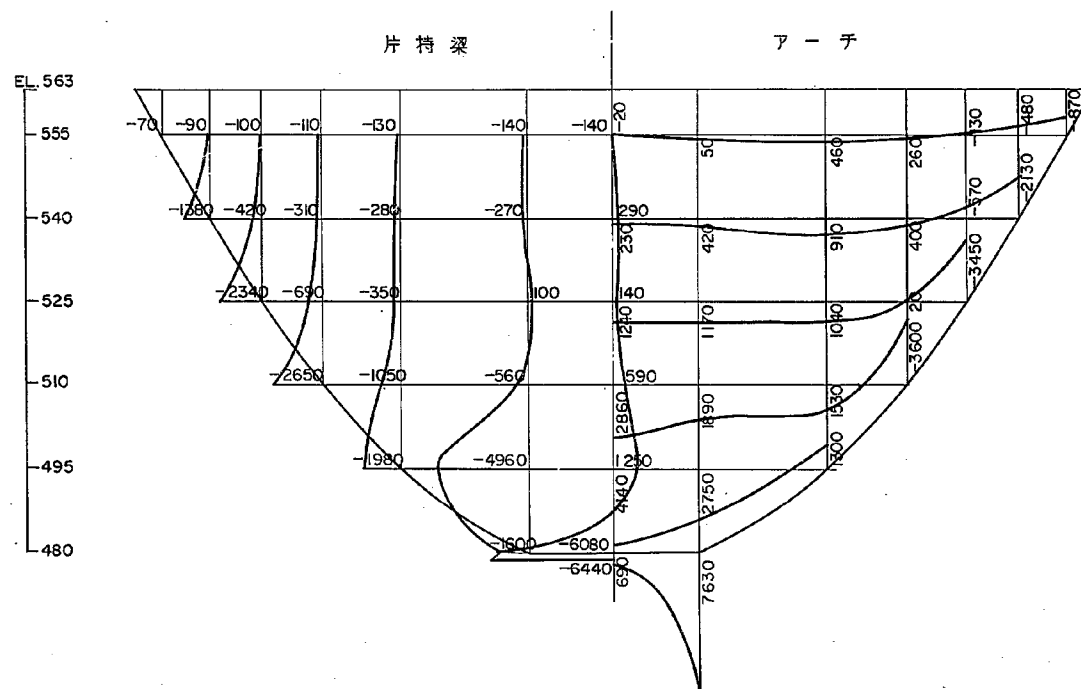


図-5.4.15(4) スラスト図 (完全調整)

K : 0, T : 0 (t)

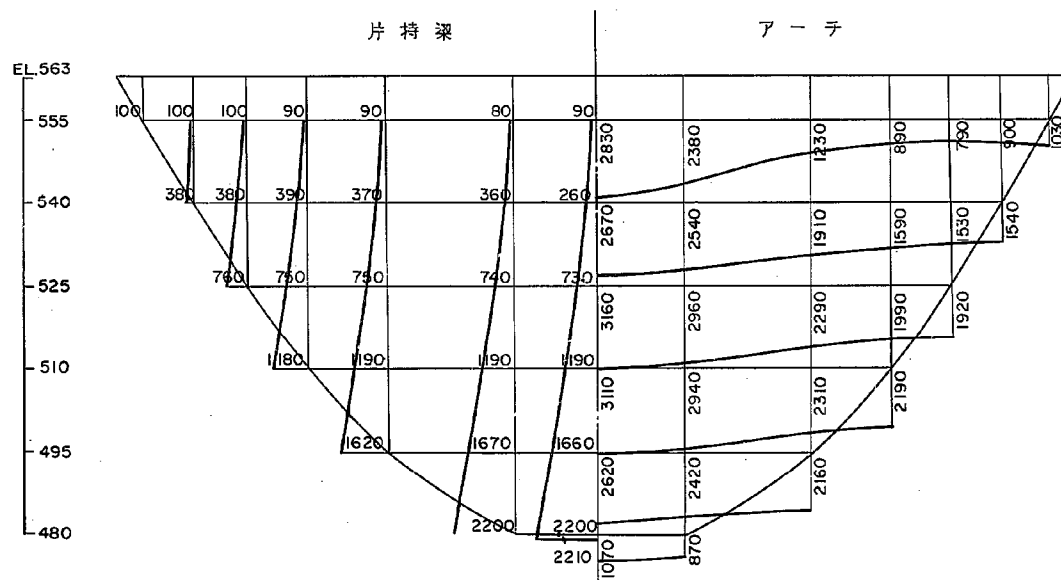
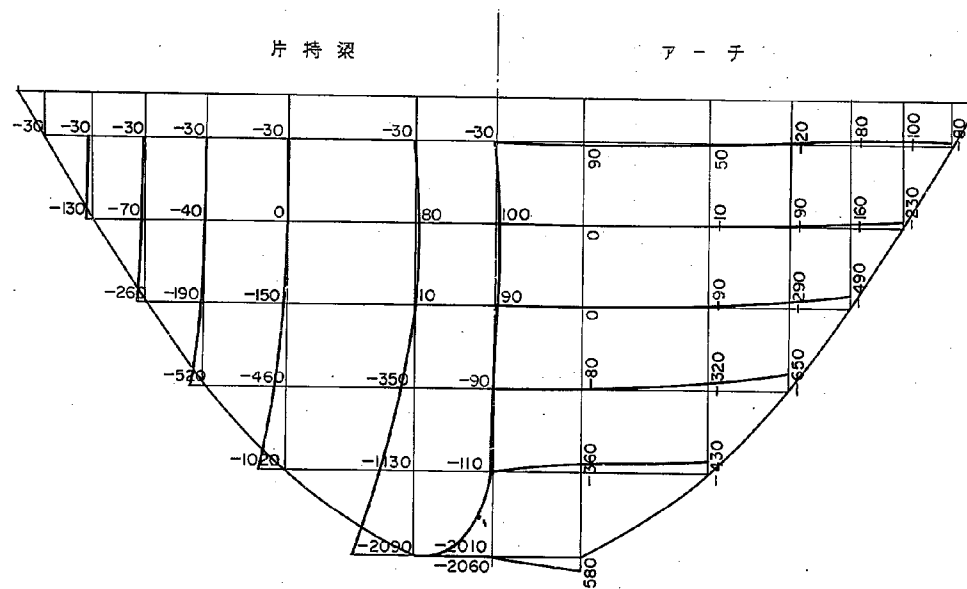


図-5.4.15(5) 剪断力図 (完全調整)

K:0, T:0



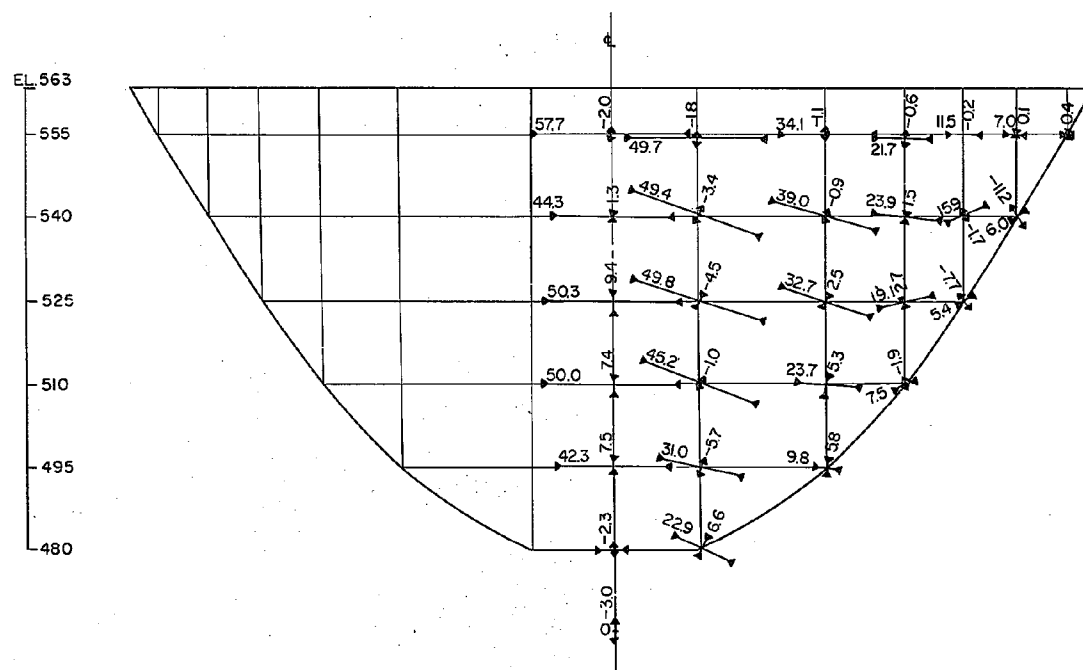
$(K : 0, T : 0)$ 

图-5.4.15(6B) 下流面主应力图

(K:0, T:0)

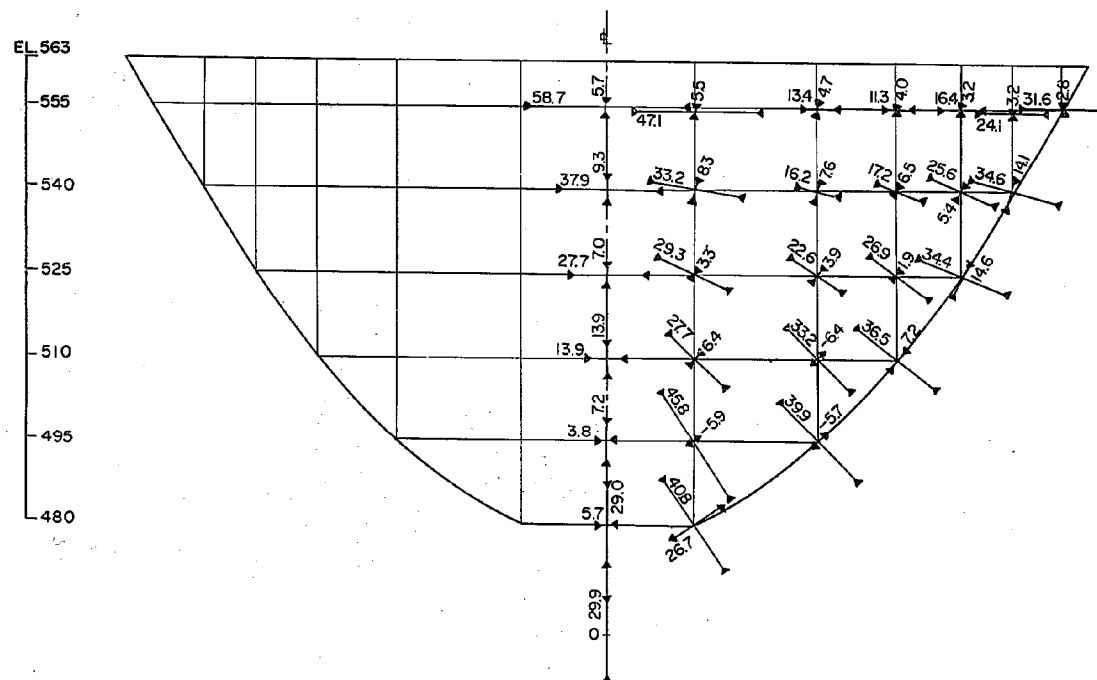


図-5.4.15(7A) 水圧(異常洪水位+風浪高)+たい砂圧+自重+温度の場合の完全調整計算による応力度

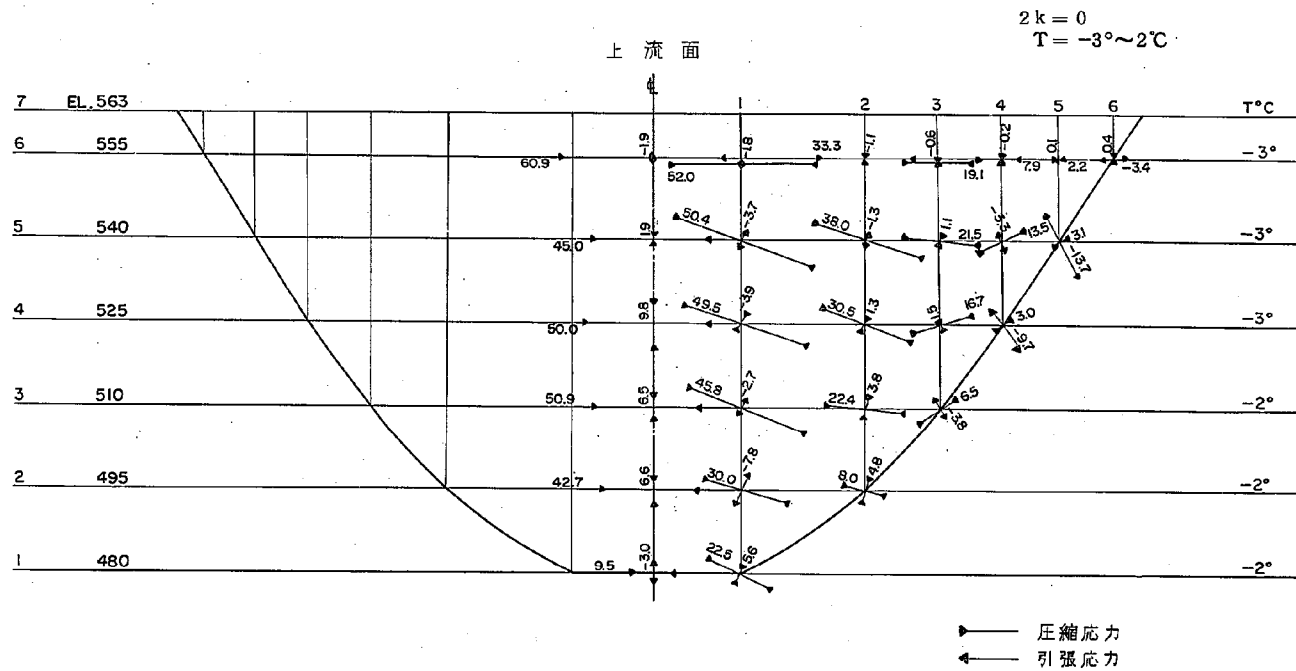


図-5-4-15(7B) 水圧(異常洪水位+風浪高) + たい砂圧 + 自重 + 温度の場合の完全調整計算による応力度

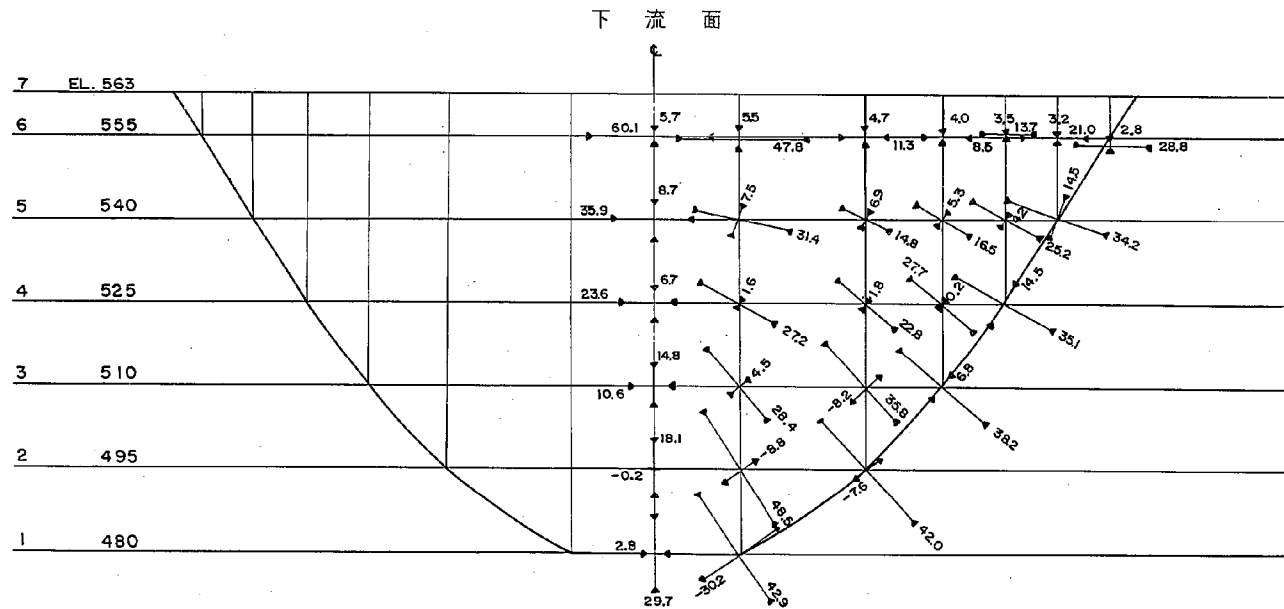


図-5.4.16(A) 水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+土の砂圧+自重+地震慣性力+温度の場合の完全調整計算による応力度

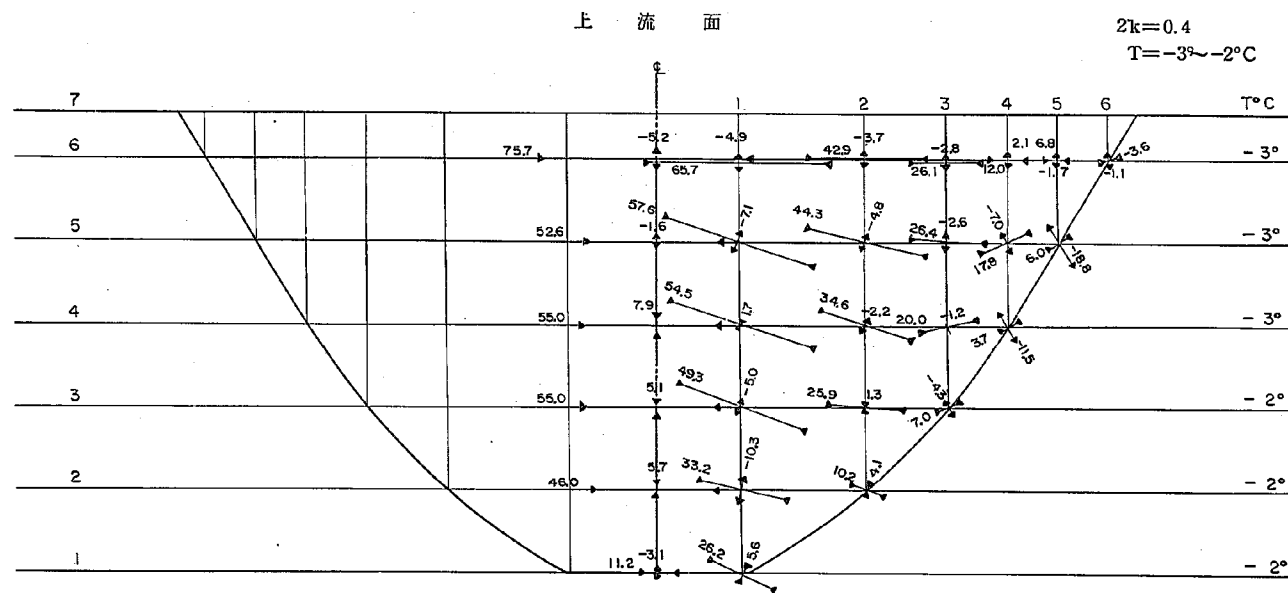


図-5-4-16(B) 水圧(常時満水位+地震による波浪高+動水圧)+たい砂圧+自重+地震慣性力+温度の場合の完全調整計算による応力度

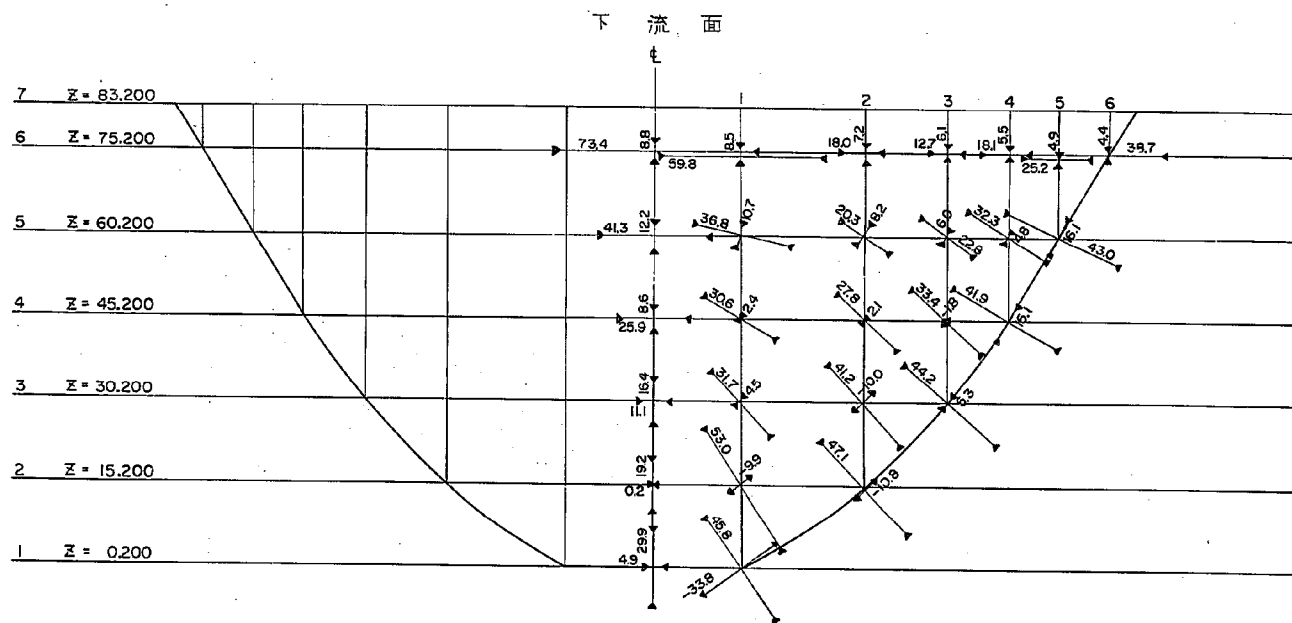


図-5-4-17 裾花ダム平面図 $s=1/1000$

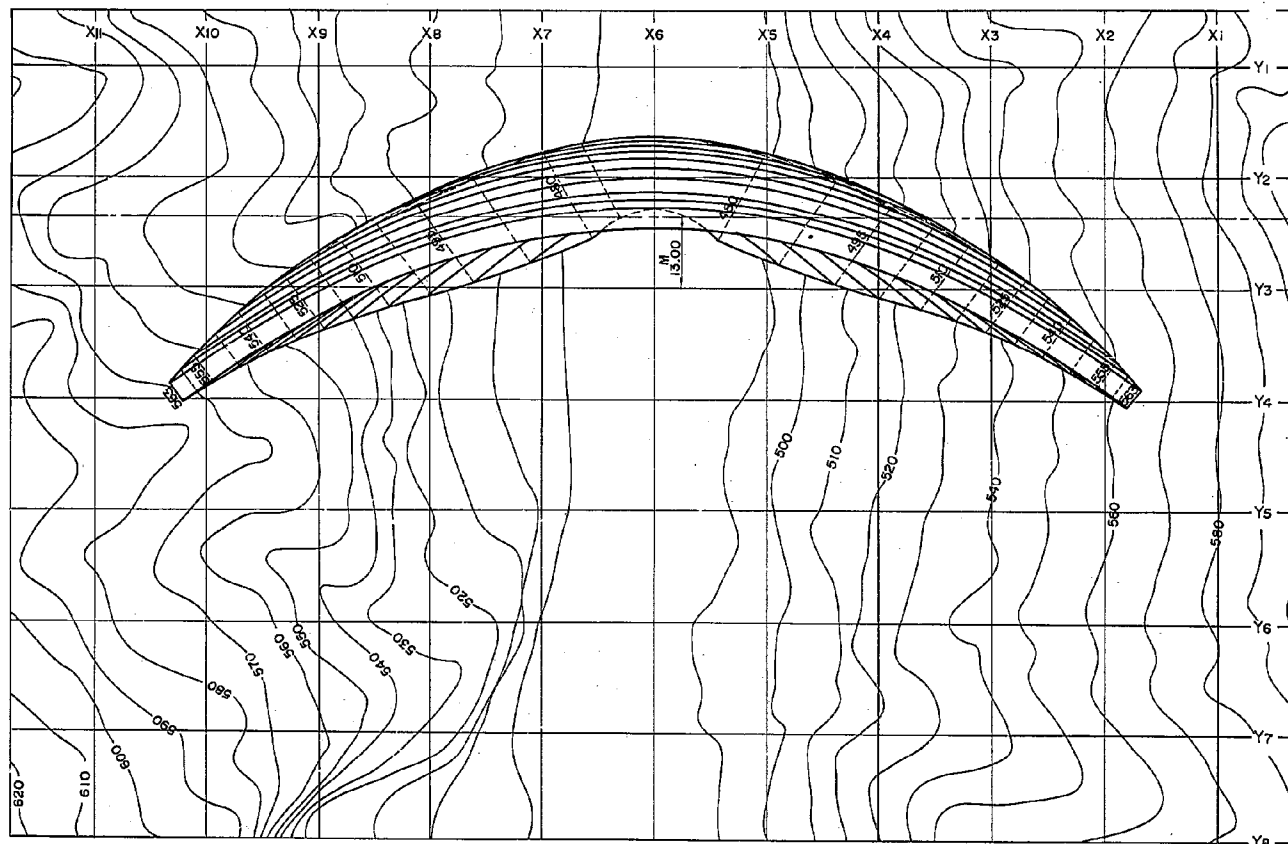
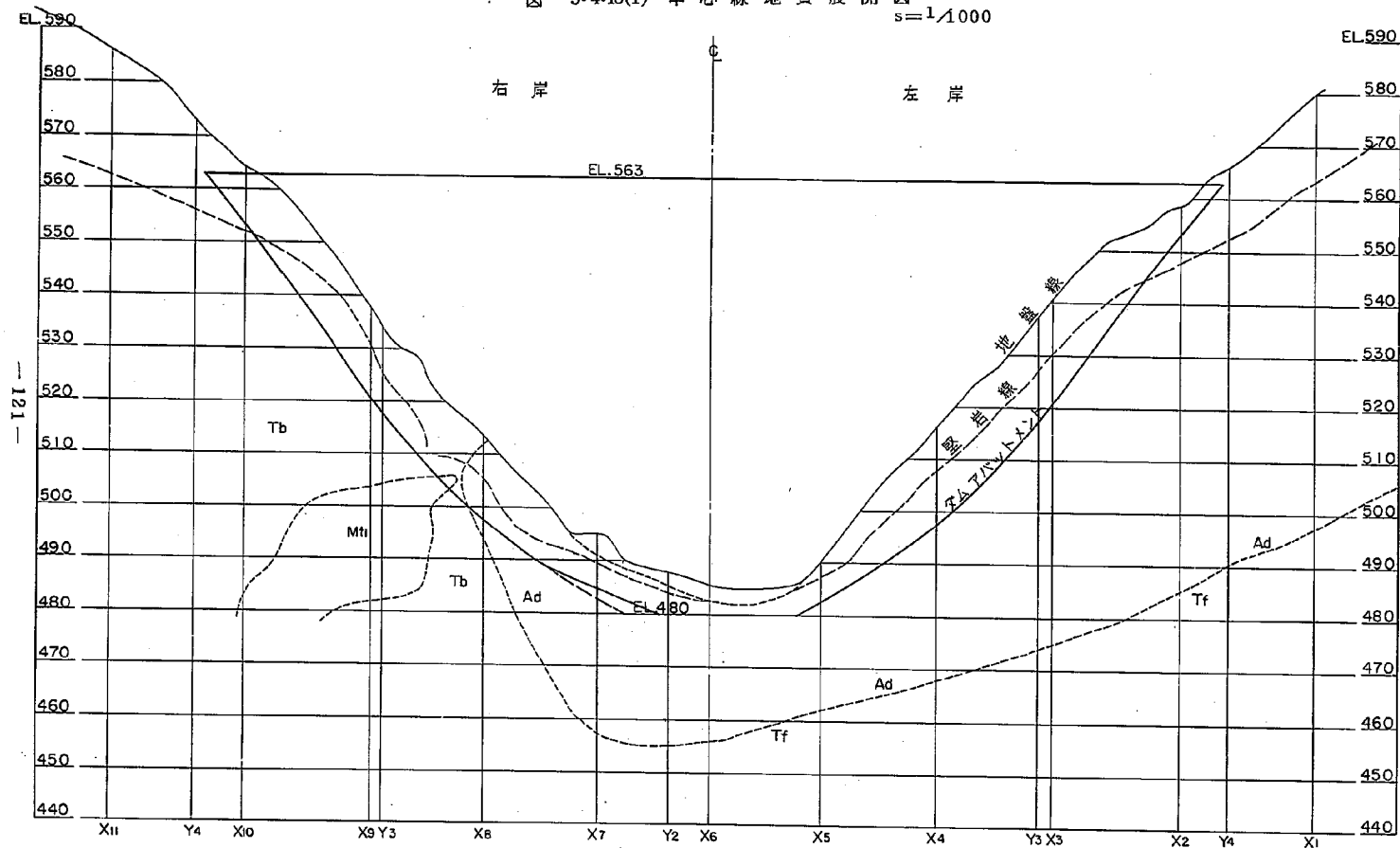
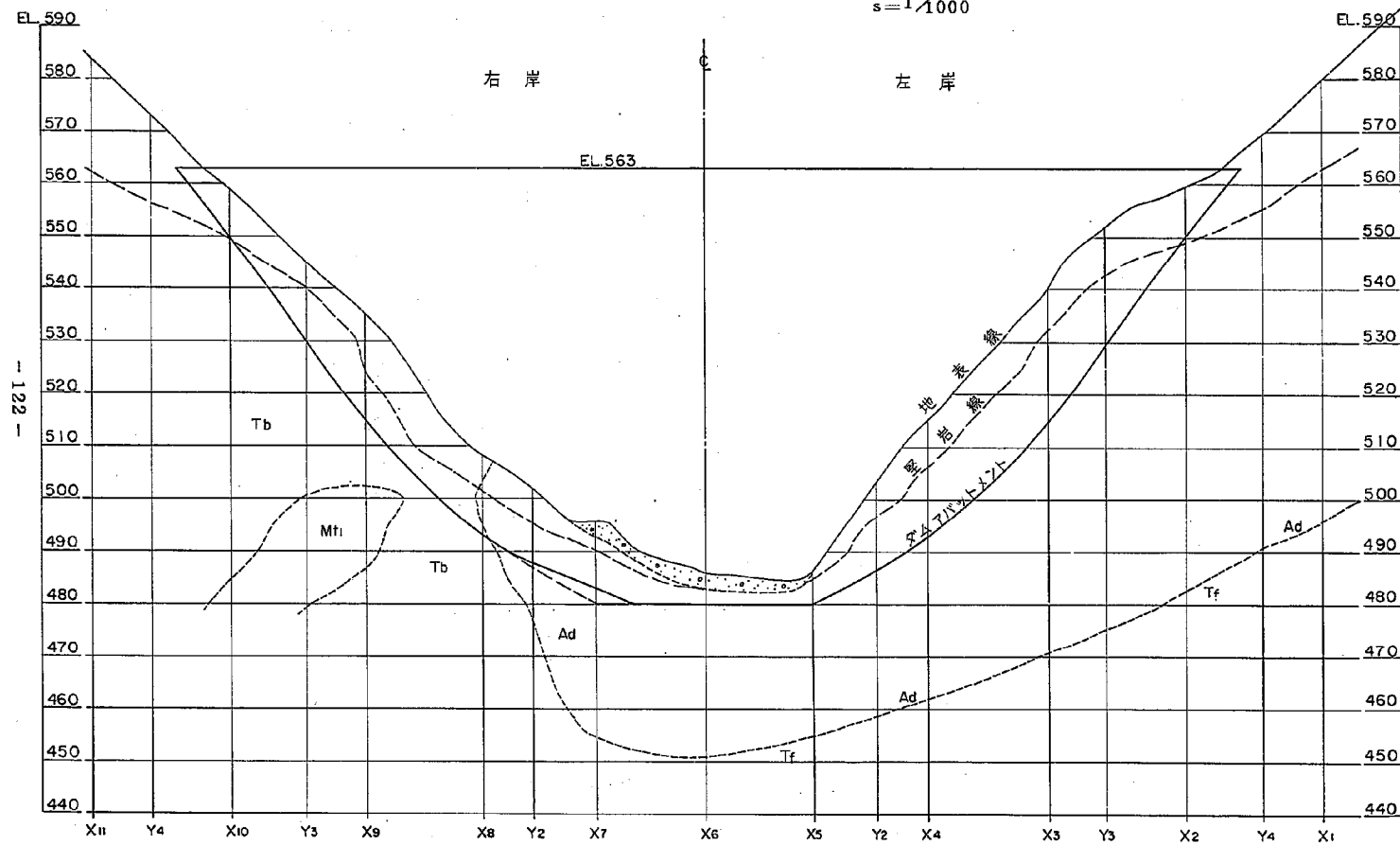


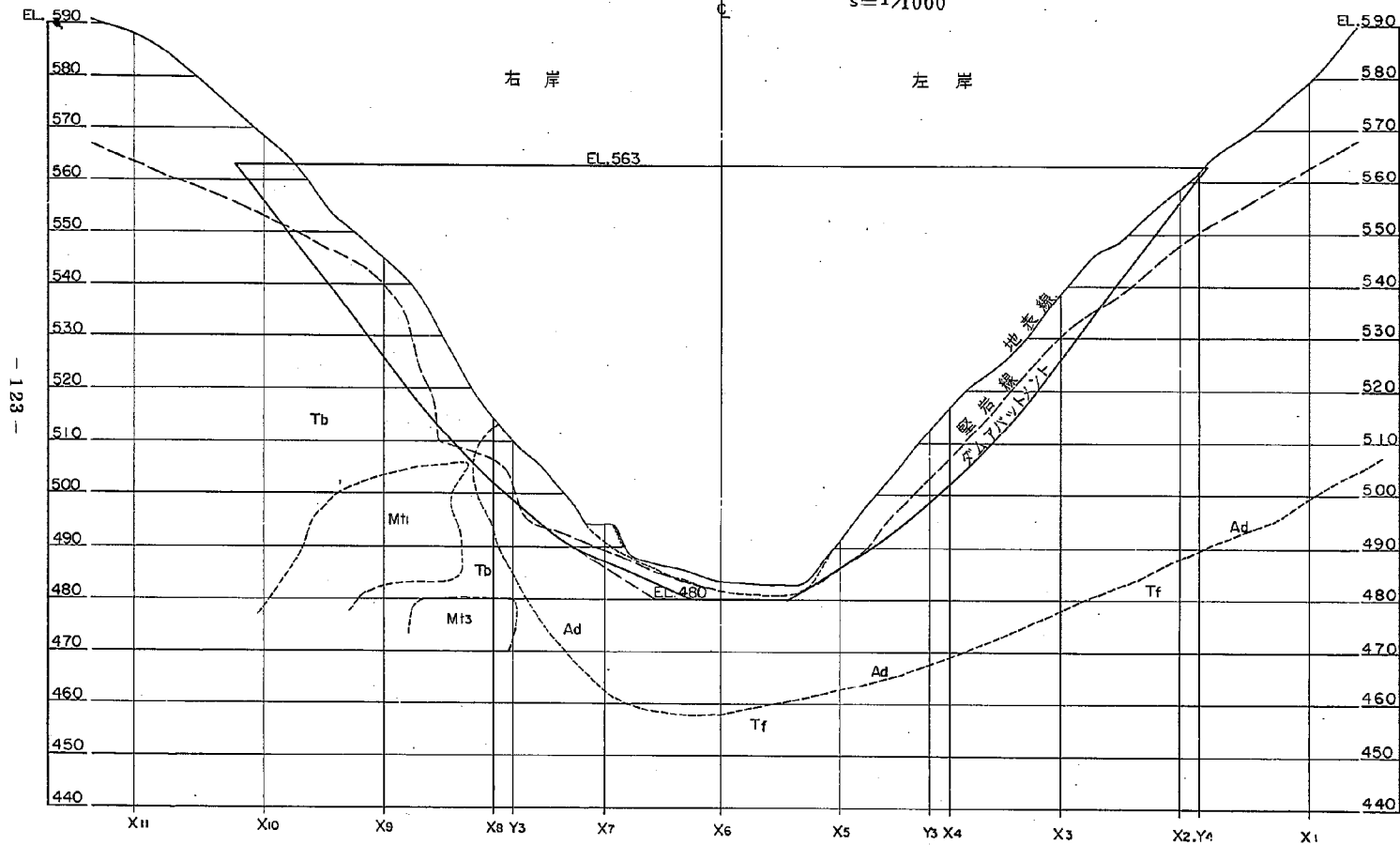
圖-5-4-18(1) 中心線地質展開圖 $s=1/1000$



$s = 1/1000$



圖一5-4-18(3) 下流面地質展開圖 $s=1/1000$



图—5-4-19(1) EL.560 水平断面图
 $s=1/1000$

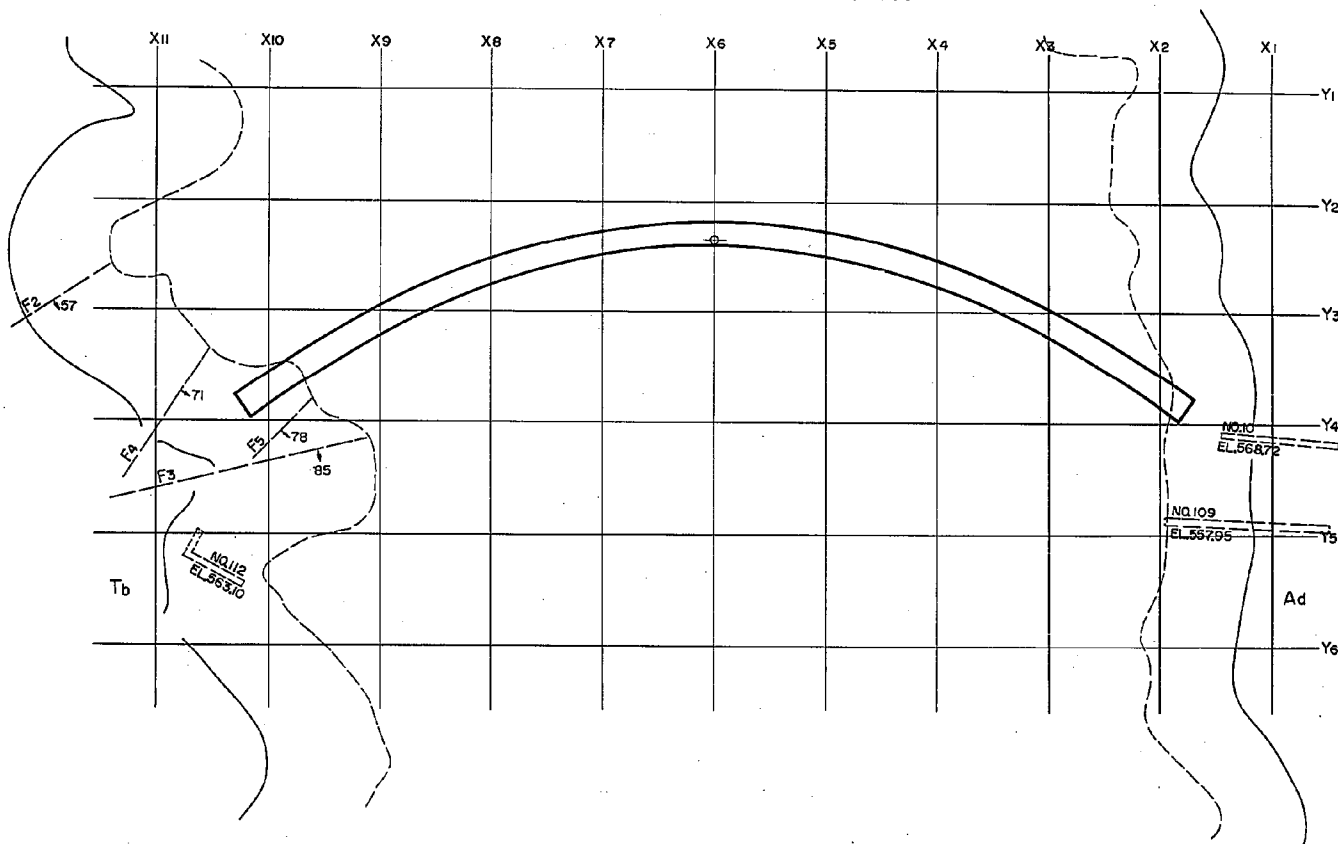


图-5.4.19(2) EL.555 水平断面图 $s=1/1000$

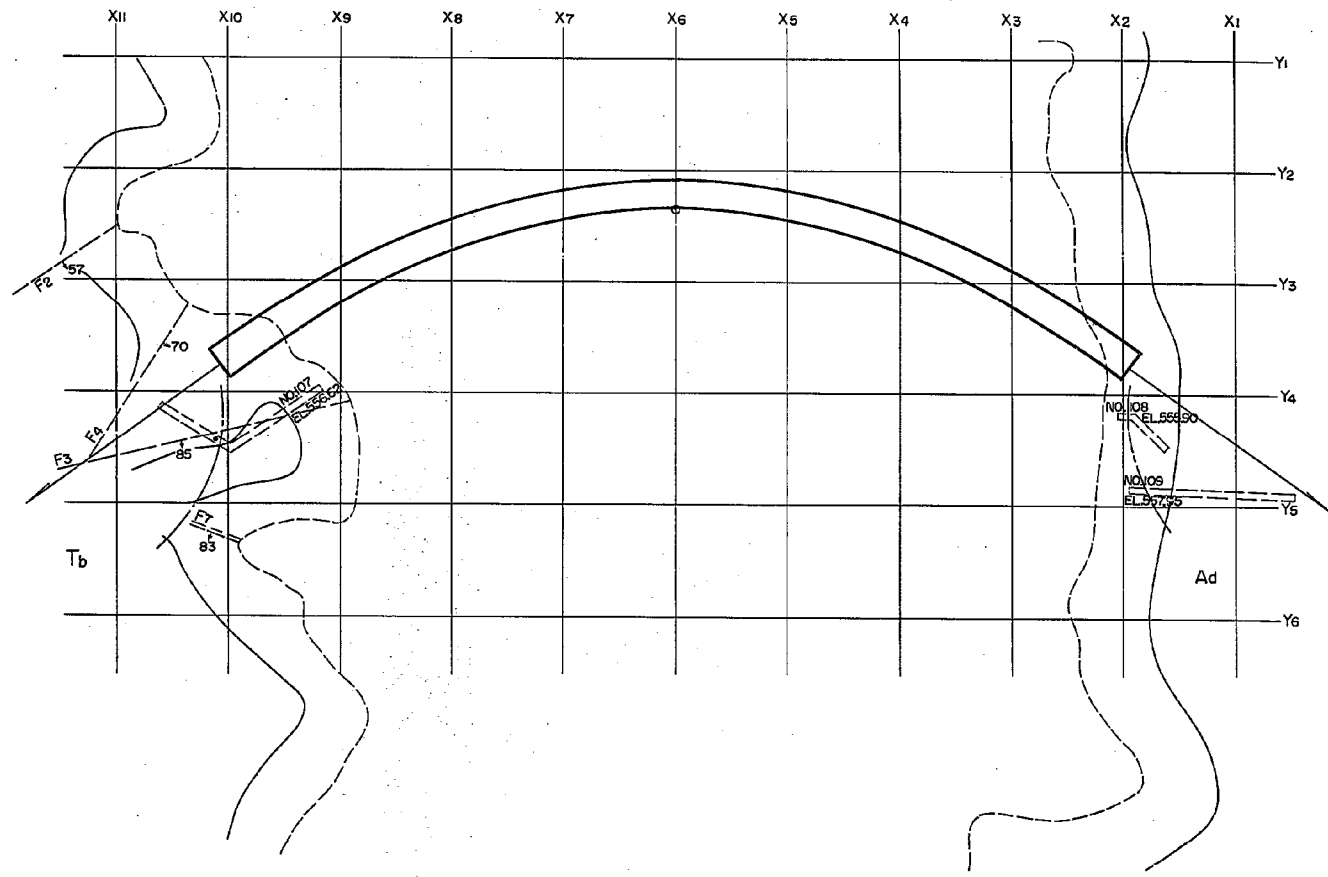


图-5.4-19(3) EL.550 水平断面图 $s=1/1000$

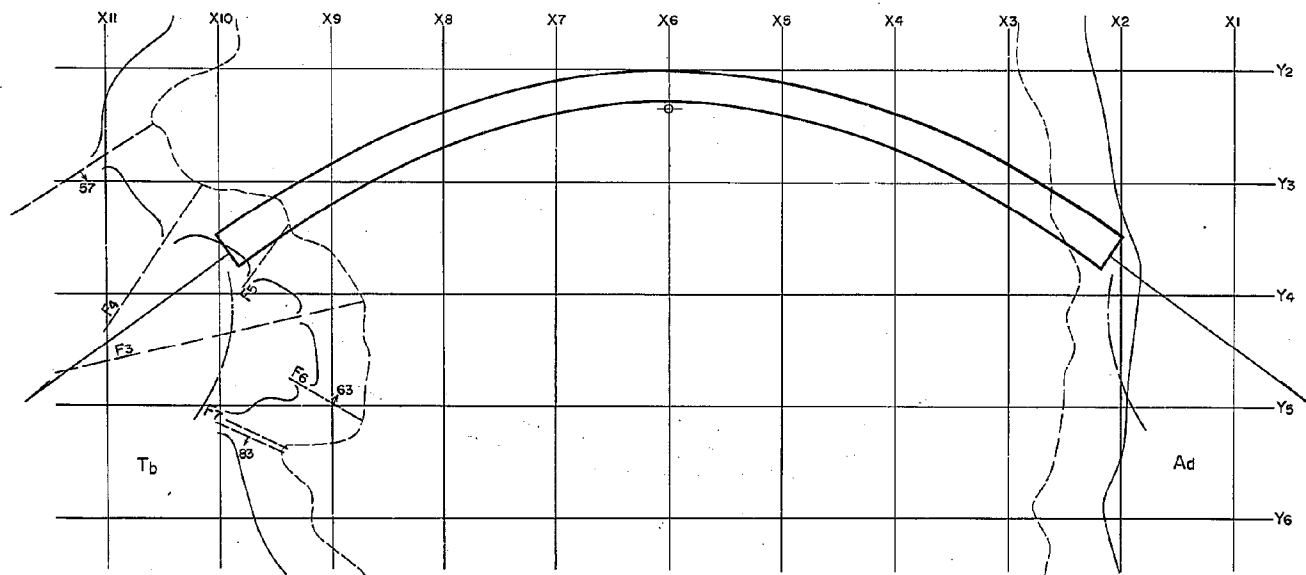


图-5.4-19(4) EL.540 水平断面图 $s=1/1000$

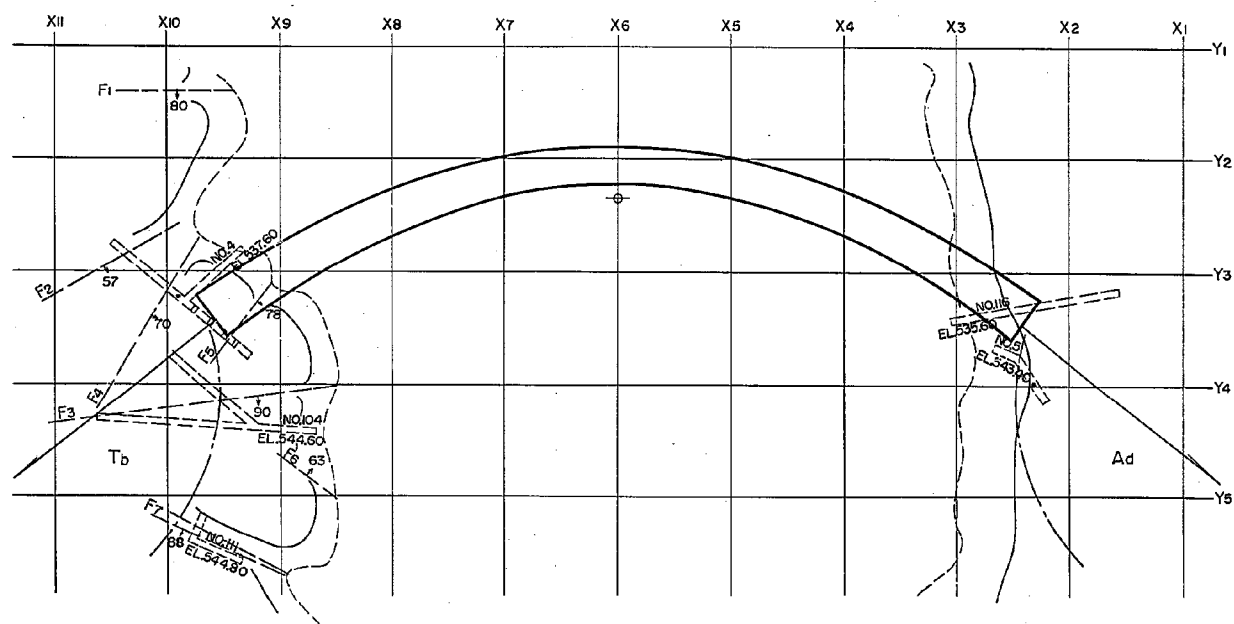


图-5.4.19(5) EL.530 水平断面图 $s=1/1000$

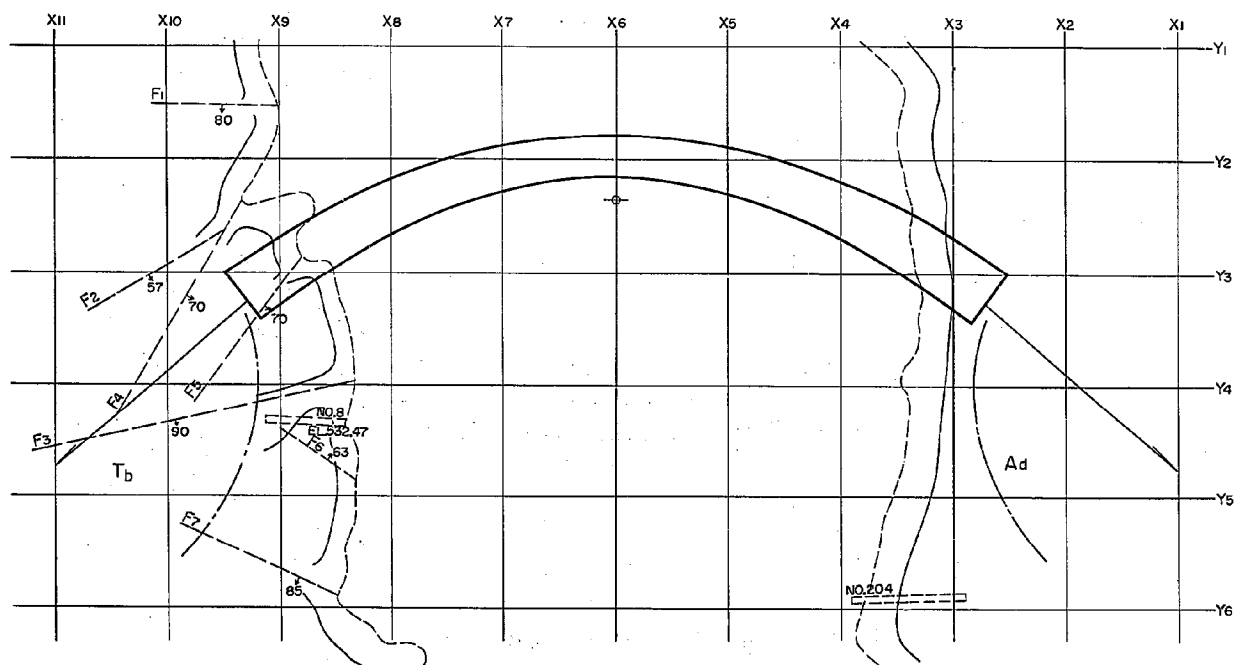
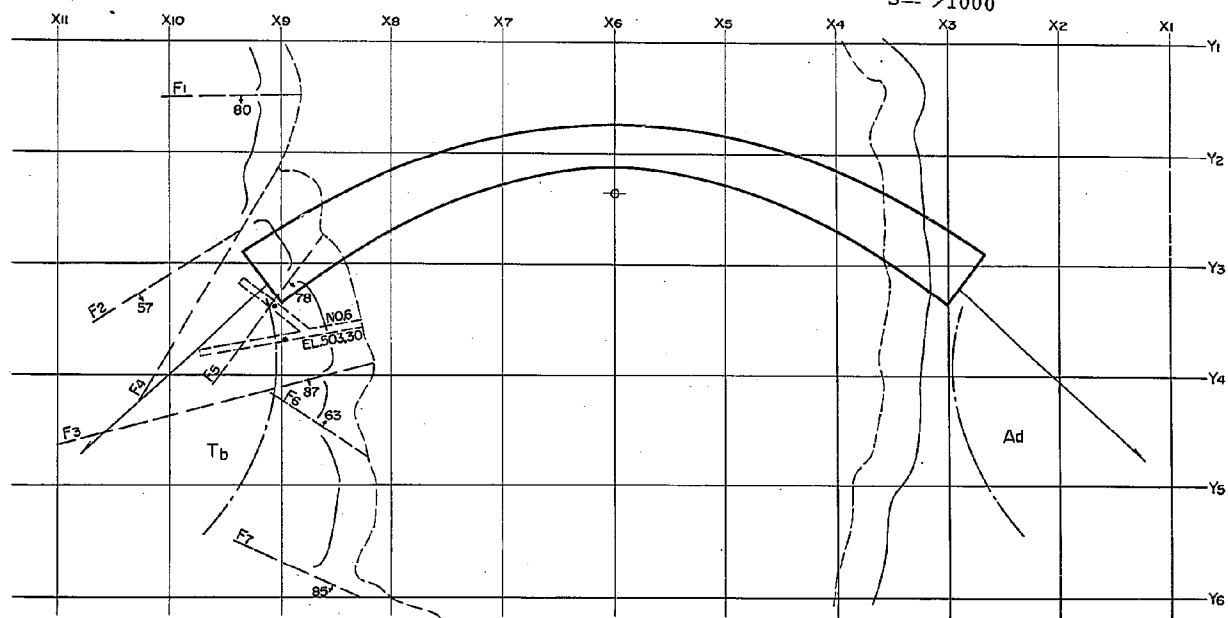


图-5.4.19(6) EL.525 水平断面图 $S=1/1000$



☒ $s = 1/1000$

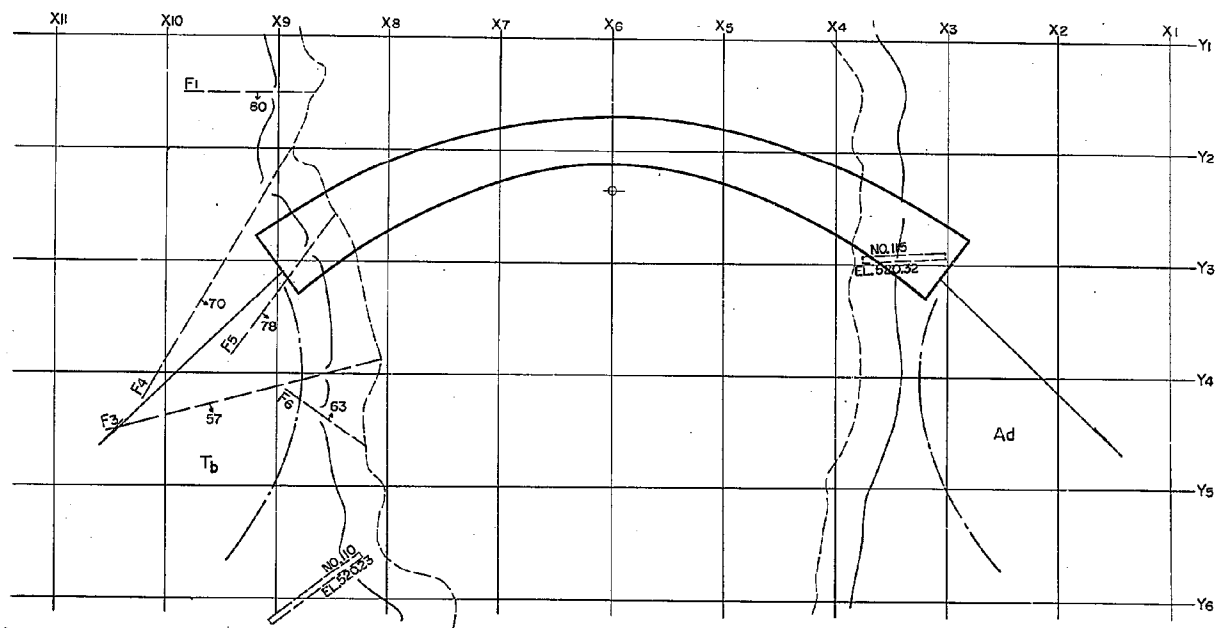
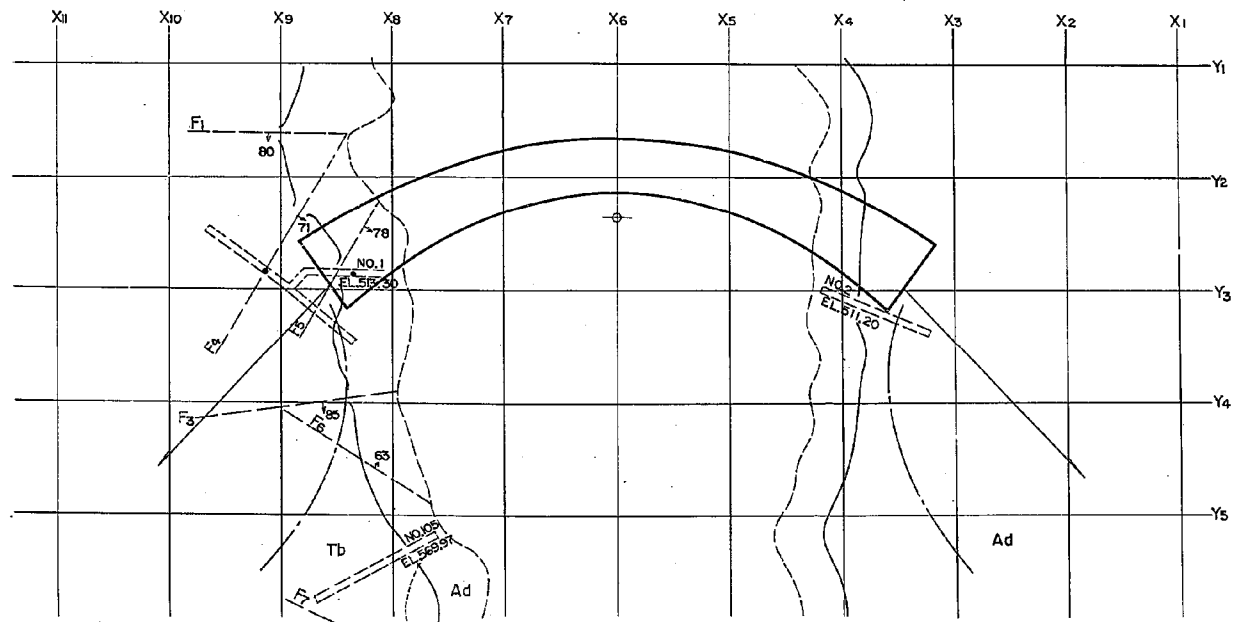


图-5-4-19(8) EL.510 水平断面图 $s=1/1000$



☒ s=1/1000

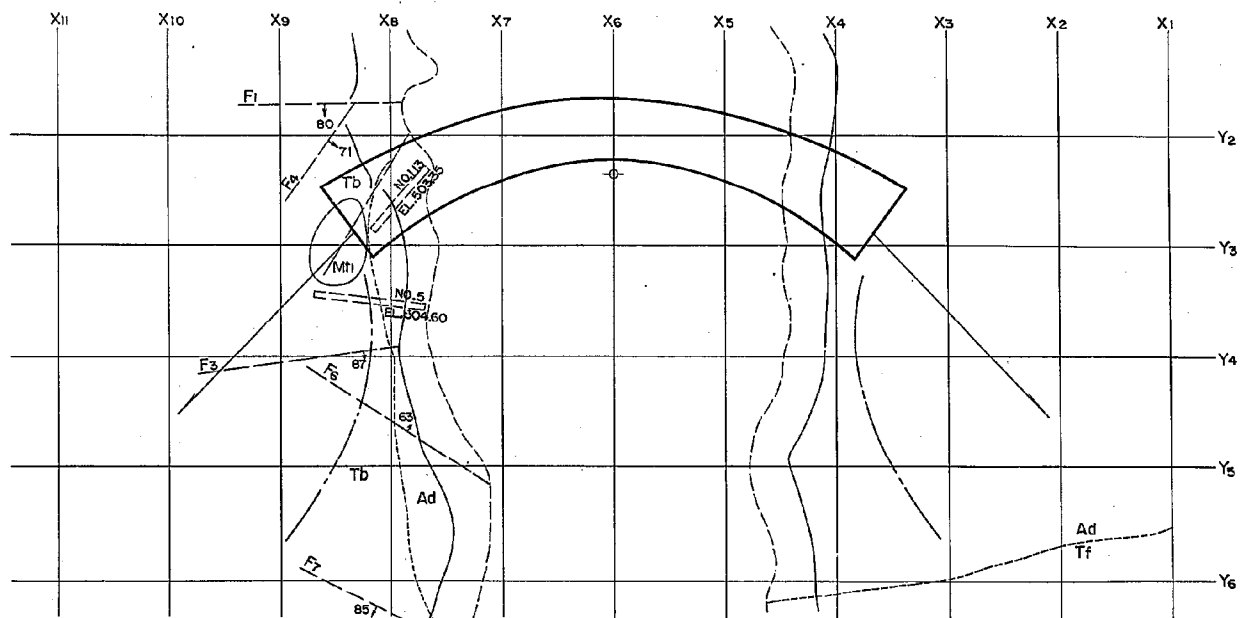


图-5.4.19(10) EL.500 水平断面图 $s=1/1000$

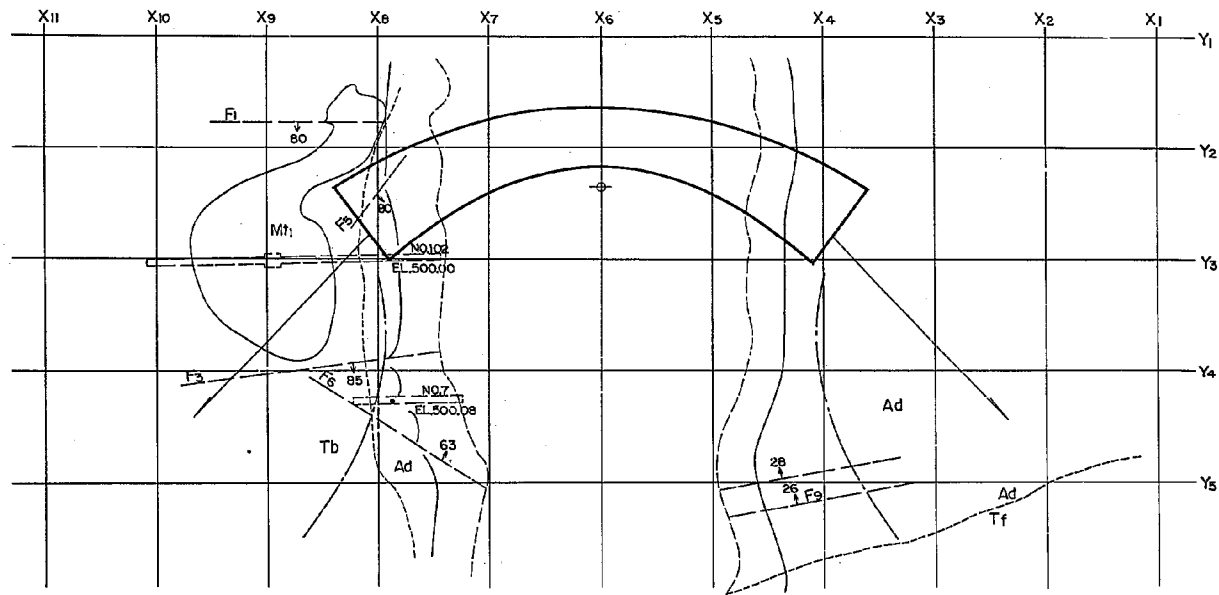


图-5.4.19(11) EL.495 水平断面图 $s=1/1000$

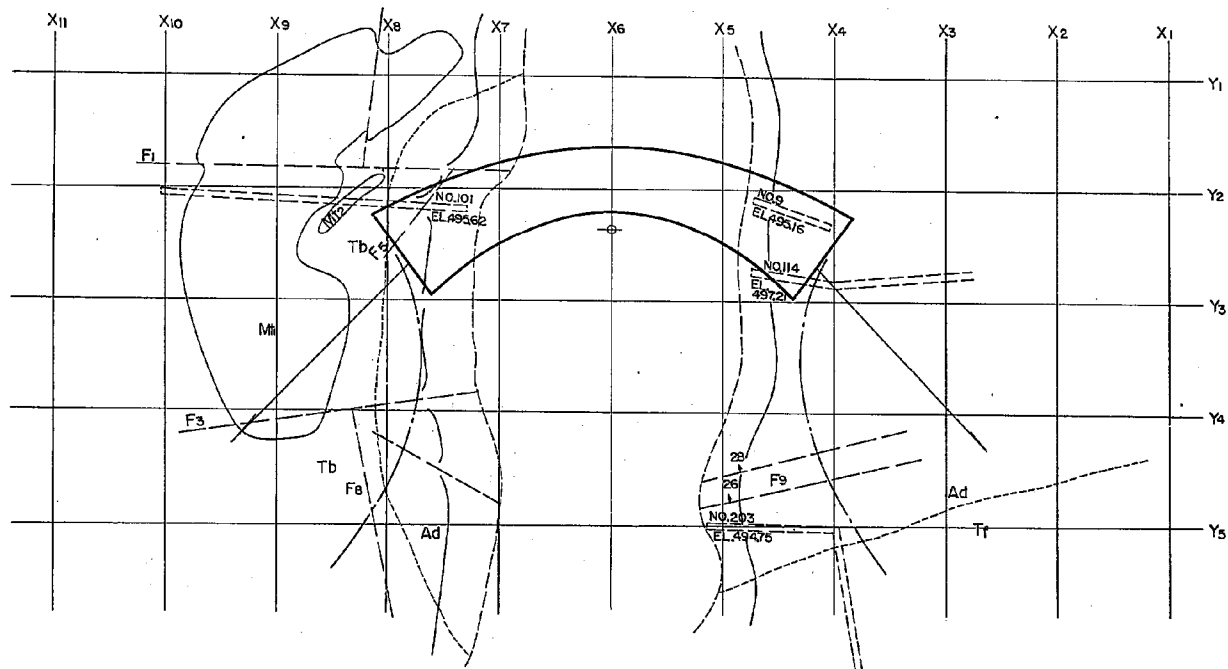
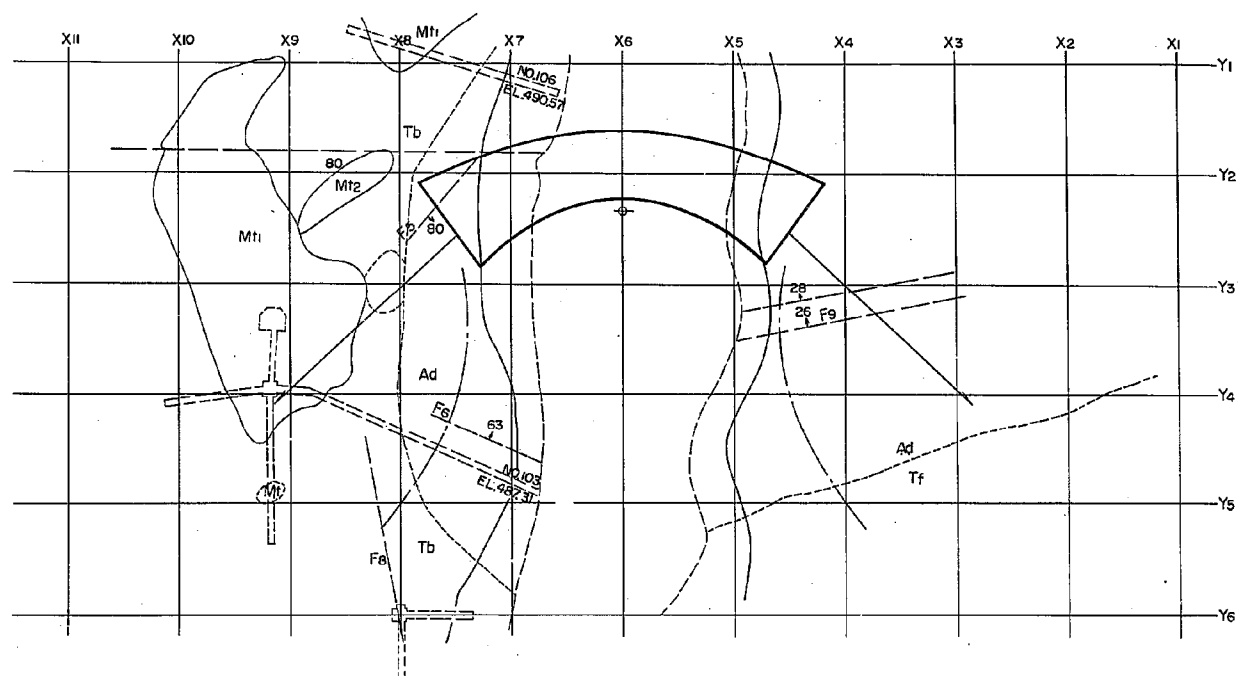


图-5.4.19(12) EL.490 水平断面图
 $s=1/1000$



图一5-4-19(13) EL.485 水平断面图
 $s=1/1000$

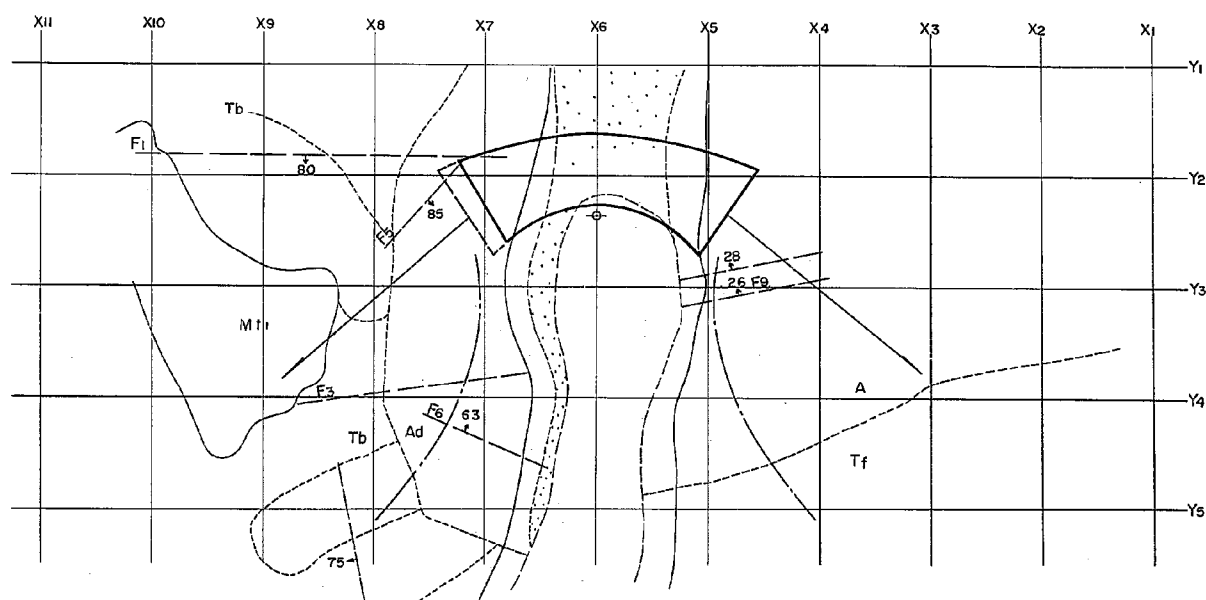


图-5.4-19(14) EL.480 水平断面图 $s=1/1000$

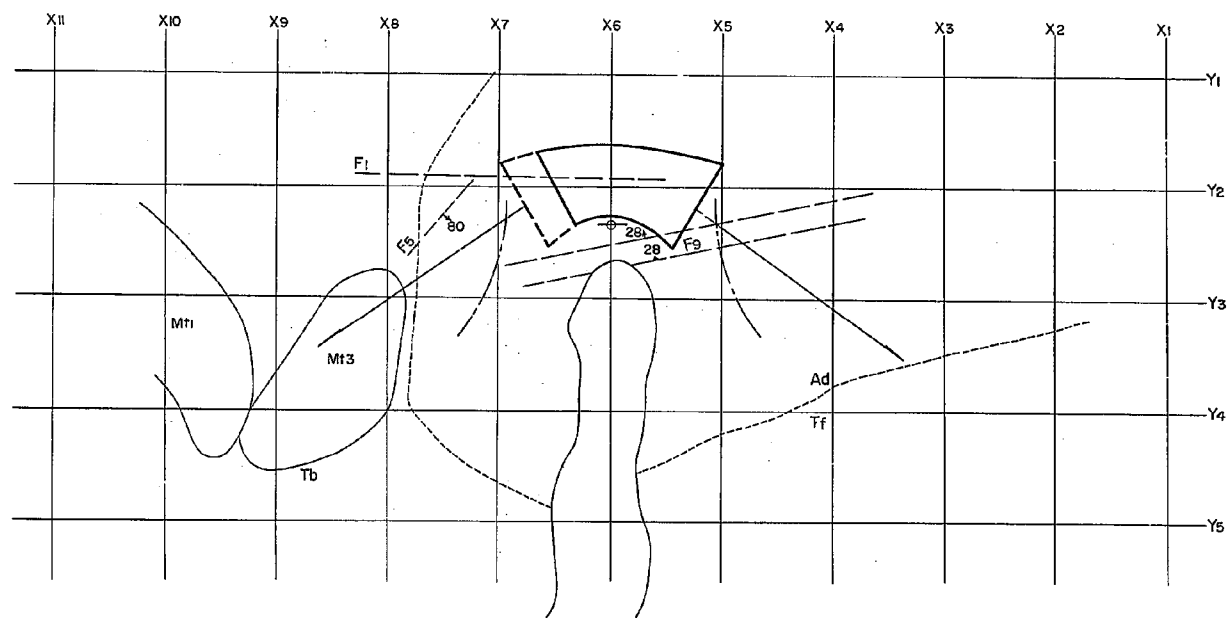


図-5・4・20 Mt とダム基礎の関係
 $s=1/1000$

