

土木研究所資料

第429号

豊平峡アーチダムの構造設計

昭和44年2月

建設省土木研究所

豊平峡アーチダムの構造設計

建設省土木研究所 柴 田 功
北海道開発庁橋 本 識 秀

目 次

1. ダムの概要	1
2. 地形, 地質	4
2.1 地形, 地質の概要	4
2.2 ダムサイトの地形	5
2.3 ダムサイトの地質	6
2.4 岩盤のせん断試験	7
3. 設計条件	9
4. 構造設計の方針と予備設計	10
4.1 ダムサイトの特性	10
4.2 フラット アーチ	11
4.3 アーチアバットメントの根入れ深さ	25
4.4 応 力	27
4.5 ダムの位置	28
5. 最終設計	36
5.1 形 状	36
5.2 応 力	40
5.3 地形, 地質との関係	49
6. 岩盤の強さ	59
6.1 着岩部の強さ	59
6.2 河, 床部サドルと現河床峡谷のプラグ	60
6.3 基礎岩盤の自重を考慮した岩盤の安全性	62

1. ダムの概要

(1) ダムの計画および諸元

北海道総合開発計画の一環として、豊平川水域の総合開発を目的とするもので、豊平川の洪水流量を調節し、沿岸の洪水防除および被害の軽減を計り、札幌市上水道用水の補給、並に発電を行ない、北海道の札幌地区の発展を計るものである。

- 1) 河川名 石狩川水系豊平川
- 2) 位置 北海道札幌市定山溪

3) ダム

型式	アーチダム(放物線アーチ)	
堤頂標高	EL477.50 m	
基礎岩盤標高	EL375.00 m	
堤頂長	305.00 m	
ダム体積	275,000 m ³	
ゲート	クレストゲート	
	6.00 m×6.00 m	5 門

4) 貯水池

集水面積	159.1 Km ²
湛水面積	1.5 Km ²
総貯水量	47,100,000 m ³
有効貯水量	37,100,000 m ³
堆砂および死水量	10,000,000 m ³
洪水待期容量	20,200,000 m ³
常時満水位	EL475.00 m
低水位	EL437.80 m
堆砂面	EL427.60 m

(2) 事業目的

1) 洪水調節

洪水待期容量 20,200,000 m³をもってダム地点における計画洪水流量 820 m³/s を 140 m³/s に調節する。

2) 上水道

中心都市としての札幌市は近年著しい人口増加を見せており給水需要量は急激に上昇している。

このため、1日最大683,000 m^3 を確保し、計画給水人口140万人に給水する。

3) 発電

豊平峡発電所(最大出力50,000kW)、砥山発電所(最大出力10,000kW)の発電所が新設される。

2. 地形，地質

2.1 地形，地質の概要

豊平川の源流地域は第三紀末から第四紀初頭にかけて活発な火山活動が繰り返行なわれた地域で，火山噴出物や熔岩が厚く，広く分布している。とくに札幌岳，狭薄山，空沼山を連ねる E L 1300 m 前後には，第四紀の熔岩流の原面が保存され，山頂部は平坦な地形を呈している。

豊平峡は第三紀末の火山岩類により構成され，急峻な峡谷が南から北へ約 3 km にわたり連続し，各所に懸崖，懸谷がみられる。

豊平川は豊平峡の下流約 3 km で薄別川を合せ，次いで白井川を合流し，石英斑岩地帯に入って谷幅を次第にひろげ，流路を東南東に転じ石狩平野に至る。

2.2 ダムサイトの地形

谷の横断形状はほぼV字型を示し、天端標高(EL.477.5m)における谷幅と深さの比は2.4:1程度である。詳細にみると左右岸ともにEL.415m付近に傾斜のややゆるくなる変曲点が認められる。右岸EL.392~400mに段丘状の平坦面があり、現河床はこの平坦面からさらに約20m下位の左岸側にあり、両岸は垂直に近い急崖をなし、河床堆積物はほとんど認められない。

右岸はEL.455m付近を境に上、下で地形を異にする。EL.455m以下の地形は、等高線が河道とほぼ平行する単調な地表面勾配を示し、アバットメント上流約40m付近に浅い谷状の湾入がみられる。EL.455m以上の地形は集塊岩地帯特有の垂直ないし懸崖を伴う急斜面によって規制されている。すなわち、N40°E方向およびN50°W方向に連続する急崖によって三角状の突出岩体が形成され、N40°E方向の急崖が河道(N20°E)と斜交するためアバットメント下流側の山の厚みが薄くなっている。急崖の比高は30~70mに達し、局所的な懸崖は各所にみられる。

左岸は右岸に比してこまかい山ひだが発達している。とくに、EL.410~475mの間には幅20m前後の沢状の切れ込みが数条みられ、その間に厚さ5~10mのやせ尾根が河に向かって半島状に派出している。アバットメント上流約60mには常時流水のみられる比較的大きな沢が入りこみ、数段の滝が認められる。アバットメント下流部にはNS方向およびN50°~80°E方向に連続する急崖群がみられる。とくに、N50°~80°E方向の急崖群が25~30m間隔に排列しているのは、後述するダムサイトの地質構造、岩盤特性の地形への反映と考えられ注目される。

2.3 ダムサイトの地質

ダムサイトは安山岩熔岩および角礫を含むやや軟質の熔岩類よりなり、右岸上流部、左岸低位標高に厚さ数 m の崖錐が分布する以外は露岩状況は良好である。しかし、岩相の変化が激しく大局的な地質構造については不明確な点も残されている。右岸 EL. 480 m の道路トンネル中でみられた凝灰質泥岩のはさみの状況から判断すると熔岩類の一般的傾斜は左岸から右岸に向って 30° 程度と推定される。ダムサイトの断層群のうち、比較的規模の大きなもの（幅 80 cm 以下）について概観すると、走向は河道にほぼ平行（N 20° E）なもの、EW 方向のものおよび N 50° E 方向のものなどがみられるが、いずれも断層相互の間隔は 25~40 m 程度の場合が多い。断層群の垂直方向の連続性は比較的良好、傾斜は一般に急（70°~垂直）でゆるい湾曲を示すものもある。

左岸の主要な断層は F・73 と F・69、F・7 と F・83 および F・11 である。F・73（N 28° E 垂直）はアパートメント付近で幅 60 cm の変質帯を形成し、約 80 m 下流では幅 15 cm のクラック密集帯となり、地表まで連続する F・69（粘土をはさみ幅 60 cm）によって切られている。F・73 の山側境界面には相対的ずれを示す鏡肌がみられる。

EL. 455 m のアパートメント付近にみられる F・7 は雁行構造を示しながら約 45° 河側に湾曲し、F・83 に収斂している。下流部の F・83 は幅約 50 cm のクラック密集帯を形成している。

F・11 は河道とほぼ平行する走向（N 25° E）をもち、傾斜はほぼ垂直である。水平方向および垂直方向に面としてよく追跡でき、EL 420 m 前後で地表に抜ける。EL 395 m の下流部では幅 25 cm の白色粘土をかんでいる。左岸の上位標高では地表からの風化が 20 m 程度まで及んでいる部分がある。

右岸には F・47、F・92 など急崖に連続、あるいは平行に走る断層が認められるが、左岸ほど顕著なものはない。ただし、EL 460 m 付近には風化により軟化した部分が不規則な塊状に認められ、また地表から 10 m 位の間にはゆるんだ二次的なクラック群がみられる。

河床部（EL. 380 m）には、角礫の粒径、含有量ともに小で、樹脂状光沢を呈するやや軟質の熔岩が分布する。肉眼観察の範囲でも、正規熔岩（A タイプ）にくらべると強度が小さく、塑性的な変形量が多いことが予測される。

2.4 岩盤のせん断試験

ダムサイトの岩盤のうち、特に河床部のやや軟質の熔岩のせん断強さが設計上の問題となるので、コンクリートブロックによるせん断試験が慎重に行なわれた。

試験の結果を図2.1に示すが、これから設計に用いるせん断強さは少くとも、

$$\tau = 170 + 1.2\sigma$$

ここに τ : せん断強度 (t/m^2)

σ : 垂直応力 (t/m^2)

の式で得られる値以上あるものと考えられ、この値を用いることにした。

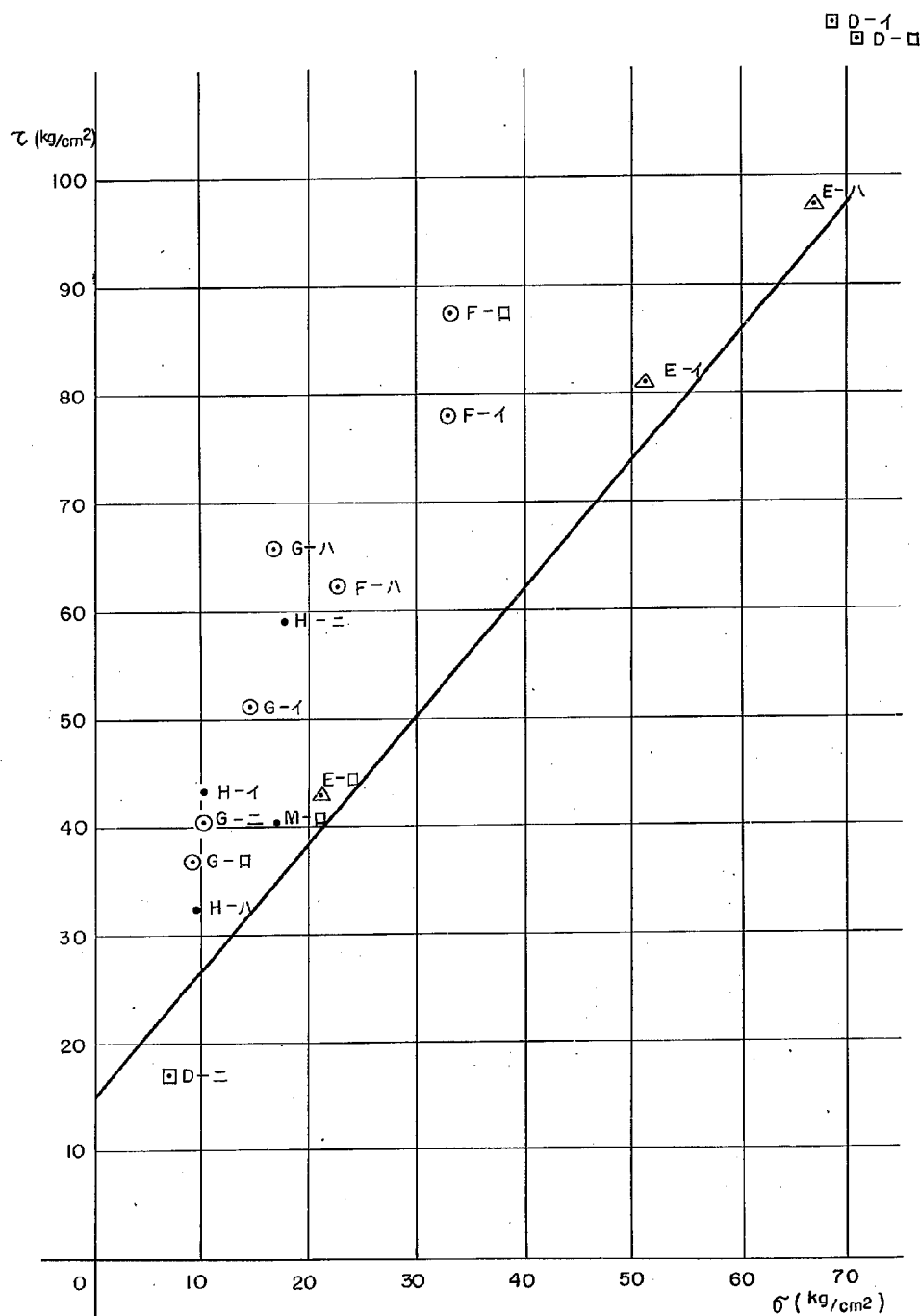


図-2.1 河床部岩盤のせん断強さ

3. 設計条件

(1) ダム諸元

ダム天端標高	EL. 477.5m
基礎岩盤標高(現河床部)	EL. 373 m
基礎岩盤標高(段丘地形部)	EL. 390 m
常時満水位	EL. 475 m
異常洪水位	EL. 475 m
堆砂面	EL. 427.6m

(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体積重量	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	2.5×10^6 t/m ²
岩盤の弾性係数(アーチアバットメント部)	0.7×10^6 t/m ²
岩盤の弾性係数(河床部)	0.5×10^6 t/m ²
岩將の純せん断強さ(アーチアバットメント部)	150~250 t/m ²
岩盤の純せん断強さ(河床部)	150 t/m ²
岩盤の摩擦係数	1.2
コンクリートのポアソン比	0.2
岩盤のポアソン比	0.2
コンクリートの熱膨脹係数	1×10^{-5} /°C
地震の水平震度(2k)	0.3
風による波浪高(V=30m/sec, F=1.2km)	0.9m
地震による波浪高($\tau=1.0$ sec, k=0.3)	1.5m

4. 構造設計の方針と予備設計

4.1 ダムサイトの特性

1) 地 形

現河床は左岸寄りに狭くかつ深い峡谷を形成しており、その右岸側では幅の広い段丘状の地形を呈している。ダムの構造設計上は後でのべるダム底の拡張とあわせ、現河床の峡谷はサドルとするようにするのが最も優れている。

また右岸のダム直下流に急崖地形の高い露岩がある。この内部には多くの割れ目の存在することが認められ、ダム施工時の掘削面がこれに入ると安定を阻害し、大きな崩壊を生ずることが予想されるので、右岸側アーチアバットメントはこれより上流側に位置させるようにするのがよい。

右岸上流側には大きな沢があるため地形が逃げるようになっており、ダムを上流側に位置させるほどケーブルクレーンに高い構造物を要することになる。これはダムの安定に直接は関係しないが、施工条件として十分考慮しなければならない。

2) 地 質

左岸側にはF-11、F-73などのすべりやすい方向性をもつ断層がある。これらの断層は豊平峡ダムサイトの中では基礎岩盤の安定を最も阻害するものと考えられるので、その対策を検討しなければならない。すべりに対して所要の安全度を有するように基礎処理を行なうのであるが、すべりを生じさせる外力としてのアーチからの荷重の作用方向を、できるだけこれらの断層群に直交させることによって処理を軽減することができる。したがってダム本体の設計に際してはこの条件を重要事項としなければならない。

右岸上部では、軟質細粒な部分の優勢な凝灰角礫岩が塊状にあり、この部分のせん断強さに対して検討する必要がある。

同様に、河床部でも、ダム底のせん断摩擦安全率が不足するものと予想され、これに対しては前述の現河床のプラグをかねたサドルによって処置するのが最も優れている。

4.2 フラットアーチ

土木研究所が関係してきた川俣ダム、矢木沢ダム、小波ダム、下笠ダム、矢作ダム、裾花ダム、青蓮寺ダムなどのアーチダムの設計によって、アーチの基礎処理を軽減させるには、アーチ形状をフラット化することによってダムからの荷重を山側に向けることが優れており、その場合のダムコンクリートの応力は放物線アーチが優れていることが示された。

豊平峡ダムの設計でも、前述のダムサイトの諸条件からフラットな放物線アーチが優れていることは明らかであり、これの採用が決定された。

つぎに、放物線の幾何学的特性を検討してみよう。この放物線の形は次式で示されるものとする。

$$y^2 = 4px$$

この放物線の焦点を $C_0(p, 0)$ 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 軸が交わる点を C とし

$$\angle PCO = \phi$$

$$\angle PC_0O = \theta$$

とする。いま P 点をとって x 軸に平行な線 PE をひくと、放物線の性質から

$$PC_0 = \frac{2p}{1 + \cos 2\phi} = p \sec^2 \phi$$

$$x = \overline{PC_0} - p = p \sec^2 \phi - p = p \tan^2 \phi$$

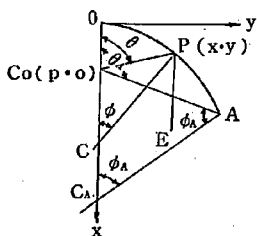
$$y = \overline{PC_0} \sin 2\phi = 2p \tan \phi$$

ゆえに、曲率半径は

$$r = 2p \cos^{-3} \phi = R \cos^3 \phi$$

すなわち、円形アーチの曲率半径は $r = R$ であるが、放物線の曲率半径は $r = 2p \cos^{-3} \phi$ である。

図-4.1 放物線と記号

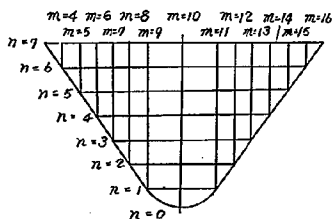


応力計算に使用した電子計算機によるアーチダムの解析方法では、 R を入力データとして用いると、実際上かなりの不便をとまうので、アーチ中心線のスパン ($2\ell_n$) とアバットメントの中心角 ($L\phi_{An}$, $R\phi_{An}$) を入力に用い、 R, x, y は機械が計算するようにした。

計算は図に示したエレメントの記号を用いる。片持ばり要

素は、ダム軸上の定点 ($x_{m,7}, y_{m,7}$) をとおり、各標高でその標高の半径方向の面をもち、かつベースがアーチのアバットメントと一致する。またアーチ要素と片持ばり要素の交点は (m, n) で示される。なお左岸側では $n = m - 10$ 、右岸側では $n = 10 - m$ で示される。

図-4.2 非対称の場合のエレメント



標高 n のクラウンにおけるアーチ中心線の法線と、兩岸のアバットメントを結ぶ直線のなす角を θ_n とすれば、

$$2\ell_n \sin \theta_n = R_n \int_{R\phi_{A,n}}^{L\phi_{A,n}} \cos^{-2} \phi d\phi$$

$$2\ell_n \cos \theta_n = R_n \int_{R\phi_{A,n}}^{L\phi_{A,n}} \sin \phi \cos^{-3} \phi d\phi$$

$$\therefore R_n = \frac{2\ell_n}{\left[\left\{ \int_{R\phi_{A,n}}^{L\phi_{A,n}} \cos^{-2} \phi d\phi \right\}^2 + \left\{ \int_{R\phi_{A,n}}^{L\phi_{A,n}} \sin \phi \cos^{-3} \phi d\phi \right\}^2 \right]^{1/2}}$$

で求められる。積分は $L\phi_{A,n}$ 、 $R\phi_{A,n}$ をそれぞれ 64 等分し、シンプソンの数値積分を行なうようにしている。

各標高のアーチ中心線のアバットメントは、左岸では

$$x_{m,n-10} = x_{e,n-10} + R_{n-10} \int_0^{L\phi_{A,n-10}} \sin(\phi_{n-10} + \phi) \cos^{-3} \phi d\phi$$

$$y_{m,n-10} = y_{e,n-10} + R_{n-10} \int_0^{L\phi_{A,n-10}} \cos(\phi_{n-10} + \phi) \cos^{-3} \phi d\phi$$

右岸では

$$x_{m,10-m} = x_{e,10-m} + R_{10-m} \int_0^{R\phi_{A,10-m}} \sin(\phi_{10-m} + \phi) \cos^{-3} \phi d\phi$$

$$y_{m,10-m} = y_{e,10-m} + R_{10-m} \int_0^{R\phi_{A,10-m}} \cos(\phi_{10-m} + \phi) \cos^{-3} \phi d\phi$$

$x_{e,n}, y_{e,n}$: 標高 n のアーチクラウンの座標で求められ、 R_n と同様の数値積分を行なう。

片持ばり要素とダム軸の交点 ($x_{m,7}, y_{m,7}$) は、その中心角を $\phi_{m,7}$ とすれば、左岸側では

$$x_{m,7} = R_7 \int_0^{\phi_{m,7}} \sin \phi \cos^{-3} \phi d\phi$$

$$y_{m,7} = R_7 \int_0^{\phi_{m,7}} \cos^{-2} \phi d\phi$$

($x_{m,7}, y_{m,7}$) と ($y_{m,-10}, y_{m,-10}$) を結ぶ直線は x 軸と $0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10}$ 角をなすから

$$\frac{y_{m,7} - y_{m,-10}}{x_{m,-10} - x_{m,7}} = \tan(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10})$$

$$y_{m,7} \cos(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10}) + x_{m,7} \sin(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10}) = x_{m,-10} \sin(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10}) + y_{m,-10} \cos(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10})$$

これから

$$\begin{aligned} R_7 \int_0^{\phi_{m,7}} \cos(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10} - \phi) \cos^{-3} \phi d\phi \\ - [x_{m,-10} \sin(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10}) + y_{m,-10} \cos(0\phi_{m,-10} + L\phi_{A,m,-10})] \\ = 0 \end{aligned}$$

の積分方程式が得られ、これを数値積分によって解き、 $\phi_{m,7}$ を求めることができる。右岸側についても同様にして求めることができる。これから $x_{m,7}, y_{m,7}$ が計算できる。

片持ばり要素の定点 ($x_{m,7}, y_{m,7}$) が求まると、アーチ要素と片持ばり要素の交点 ($x_{m,n}, y_{m,n}$) をつぎのようにして計算する。

$$x_{m,n} = x_{c,n} + R_n \int_0^{\phi_{m,n}} \sin(0\phi_n + \phi) \cos^{-3} \phi d\phi$$

$$y_{m,n} = y_{c,n} + R_n \int_0^{\phi_{m,n}} \cos(0\phi_n + \phi) \cos^{-3} \phi d\phi$$

($x_{m,n}, y_{m,n}$) と ($x_{m,7}, y_{m,7}$) とを結ぶ直線は、 x 軸と $0\phi_n + \phi_{m,n}$ の角をなすから

$$\frac{y_{m,7} - y_{m,n}}{x_{m,n} - x_{m,7}} = \tan(0\phi_n + \phi_{m,n})$$

これから

$$\begin{aligned} R_n \int_0^{\phi_{m,n}} \cos(\phi_{m,n} - \phi) \cos^{-3} \phi d\phi - [(x_{m,7} - x_{c,7}) \sin(0\phi_n + \phi_{m,n}) \\ + (y_{m,7} - y_{c,7}) \cos(0\phi_n + \phi_{m,n})] = 0 \end{aligned}$$

の積分方程式が得られ、 $\phi_{m,7}$ と同様にして $\phi_{m,n}$ を計算でき、 $x_{m,n}, y_{m,n}$ が求められる。

クラウンから $(x_{m,n}, y_{m,n})$ までのアーチ中心線に沿う曲線長は

$$S_{m,n} = \int_0^{\phi_{m,n}} R_n \cos^3 \phi d\phi \text{ として求められる。}$$

ダムの厚さは、アーチクラウンに等厚部をおき、兩岸アーチアバットメントに不等厚部をおく設計が考えられるが、そのときでも厚さ T は中心角 ϕ の関数として表されるのが便利で、等厚部と不等厚部の接合点の中心角を ϕ_A とすれば、不連続でないための条件

$$\left[\frac{dT}{d\phi} \right]_{\phi=\phi_A} = 0$$

を満足するように定めるのが普通である。

アーチダムの設計では、アーチアバットメントの近くで急激に増厚した方が効率がよいので、豊平峡ダムの設計では $\sec \phi$ に比例する不等厚を採用することとし、アーチクラウンに等厚部を設けないように設計した。その関係は次式で示される。

$$T = \frac{1}{\text{vers } \phi_A} [T_0 - T_A \cos \phi_A + (T_A - T_0) \frac{\cos \phi_A}{\cos \phi}]$$

実際の設計作業では、非対称の放物線のダム形状をその都度図示することは時間を要するので、円弧アーチを用いて代用する。ところが放物線の曲率半径は各点で異なるので、円弧アーチの際のアーチ中心角をそのまま放物線の中心角とすると、適正なアーチアバットメントの位置からずれてくるので、これを補正しなければならない。〔中心線と右岸アーチアバットメントの距離〕／〔中心線と左岸アーチアバットメントの距離〕は、一心円弧の場合半径を r とすれば、

$$\frac{r \ell_n}{L \ell_n} = \frac{r \sin r \phi_n}{r \sin L \phi_n} = \frac{\sin r \phi_n}{\sin L \phi_n}$$

放物線の場合焦点距離を p とすれば

$$\frac{r \ell'_n}{L \ell'_n} = \frac{2p \tan r \phi'_n}{2p \tan L \phi'_n} = \frac{\tan r \phi'_n}{\tan L \phi'_n}$$

で表される。

$$r \phi_n + L \phi_n = r \phi'_n + L \phi'_n$$

として $r \phi'_n$ および $L \phi'_n$ を種々に変化させて

$$\frac{r \ell_n}{L \ell_n} = \frac{r \ell'_n}{L \ell'_n}$$

となるよう試算を行なうと、円弧アーチから放物線アーチへの補正を行なうのがよい。実用上は 4 桁程度を合わせれば十分満足すべき値が求められる。

なお、予備設計の最終案について、アーチ中心角を横軸に、スラストの向きを縦軸にとって図示すると図 4.3 のようになり、中心角が小さくなれば、スラストは山側に向く。

また、最終設計と円弧アーチ（最大中心角 100° ）との比較を試みた。円弧アーチの平面図を図 4.4 最終案と比較した水平断面を図 4.5.1 ～ 4.5.7 に示すが、下部標高アーチのスラストは、放物線アーチの方が著しく山側を向いている。

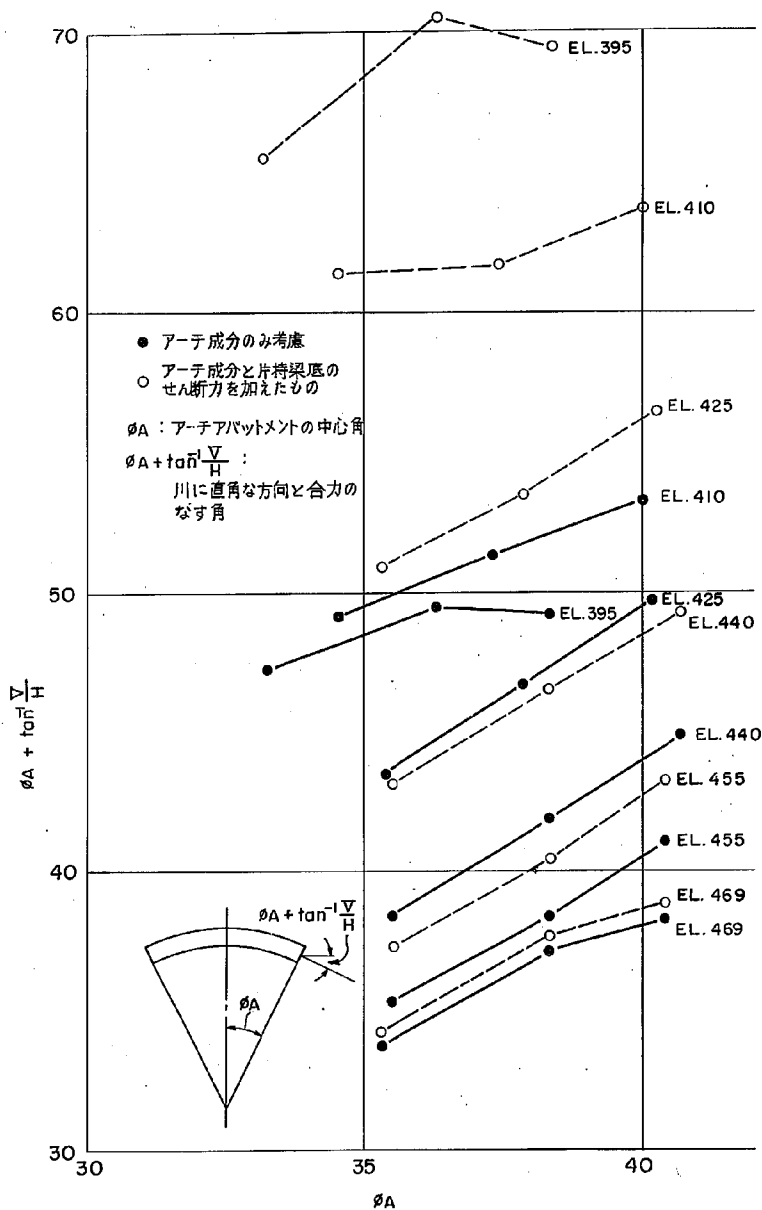


図-4.3 豊平峡ダムアーチ中心角とスラストの方向との関係

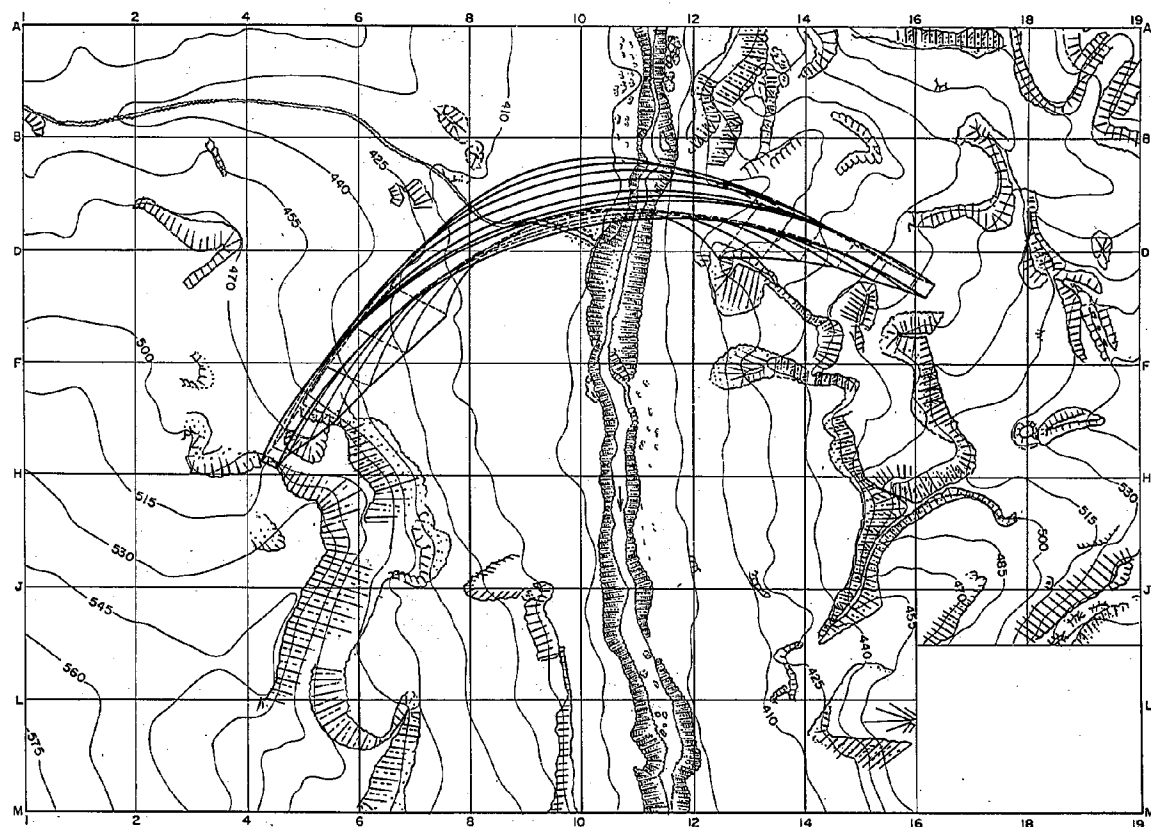


図-4.4 円弧アーチ平面図

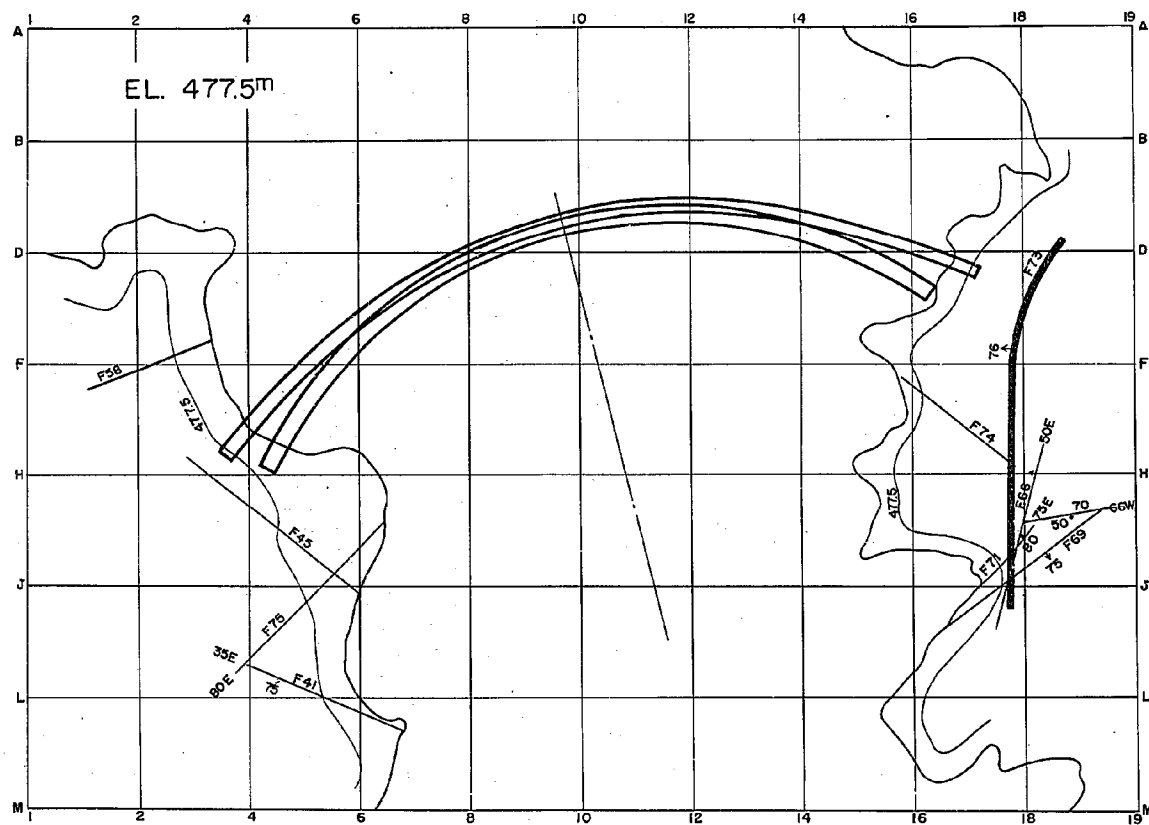


図-4.5.1 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. 477.5 m)

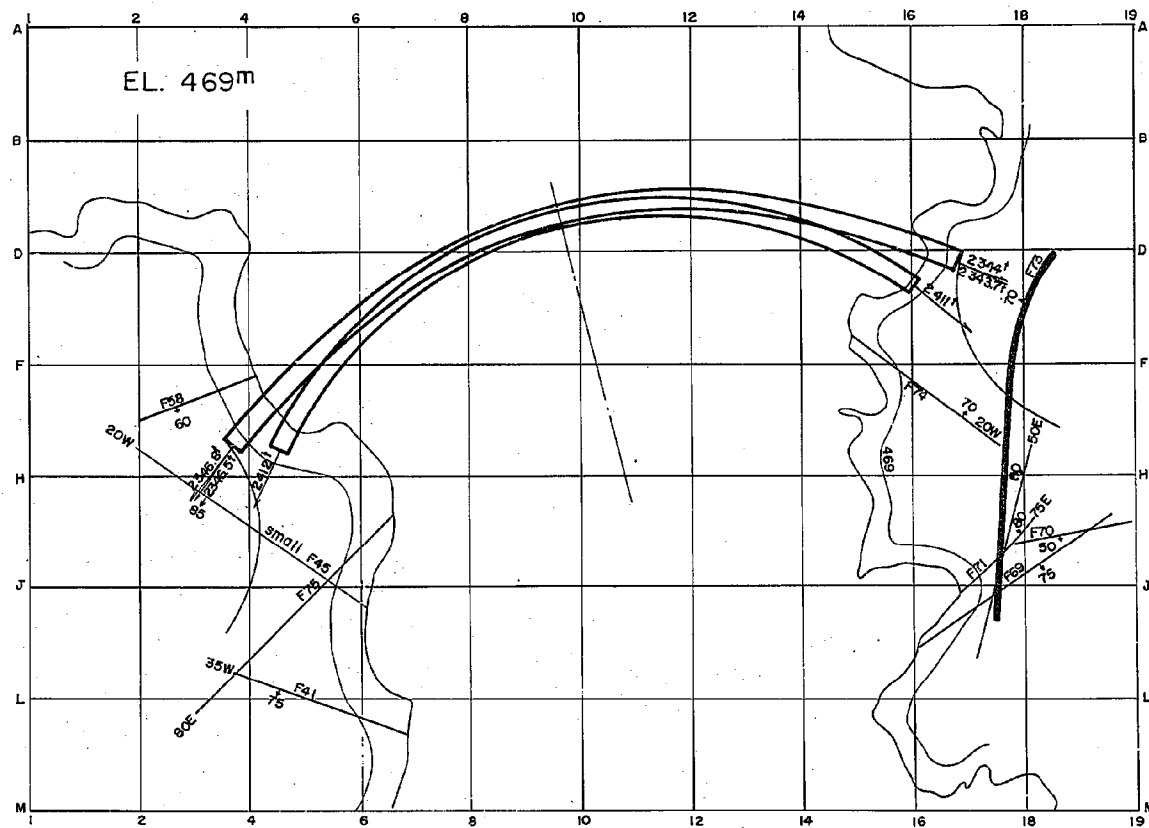


図 - 4.5.2 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. 469m)

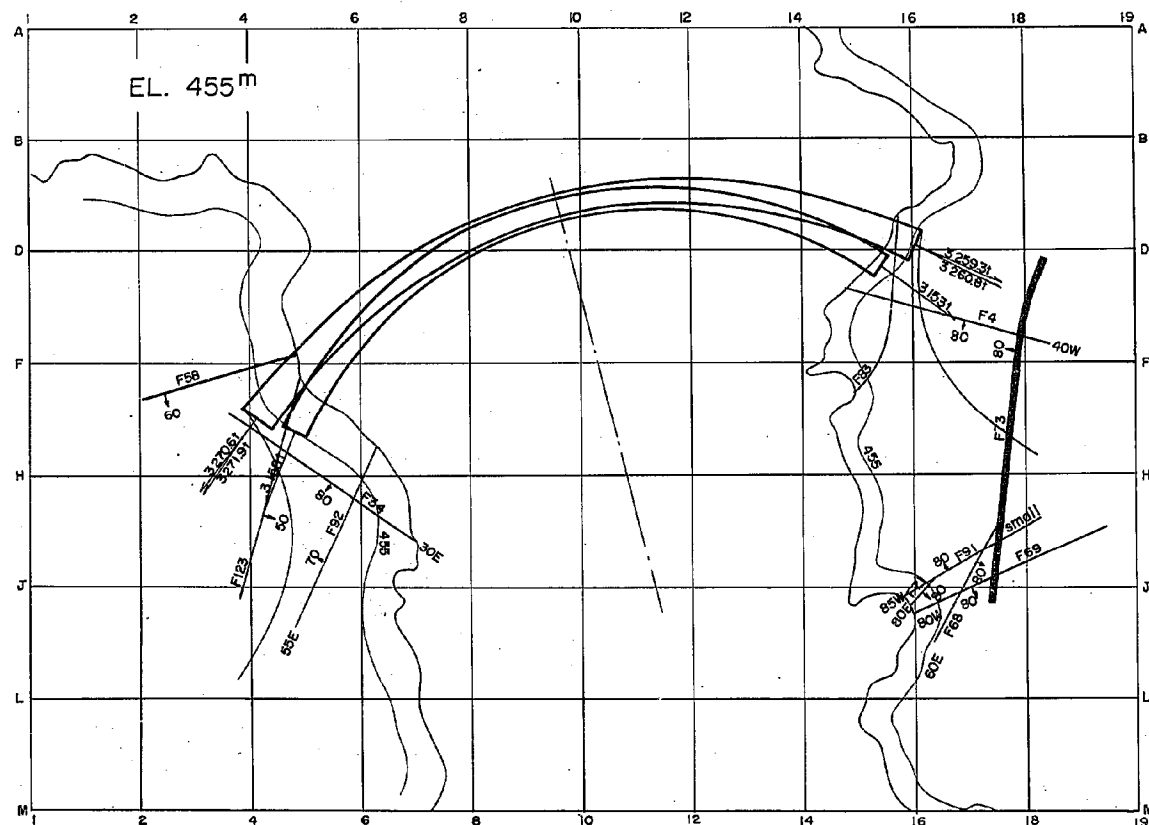


図 - 4.5.3 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. 455m)

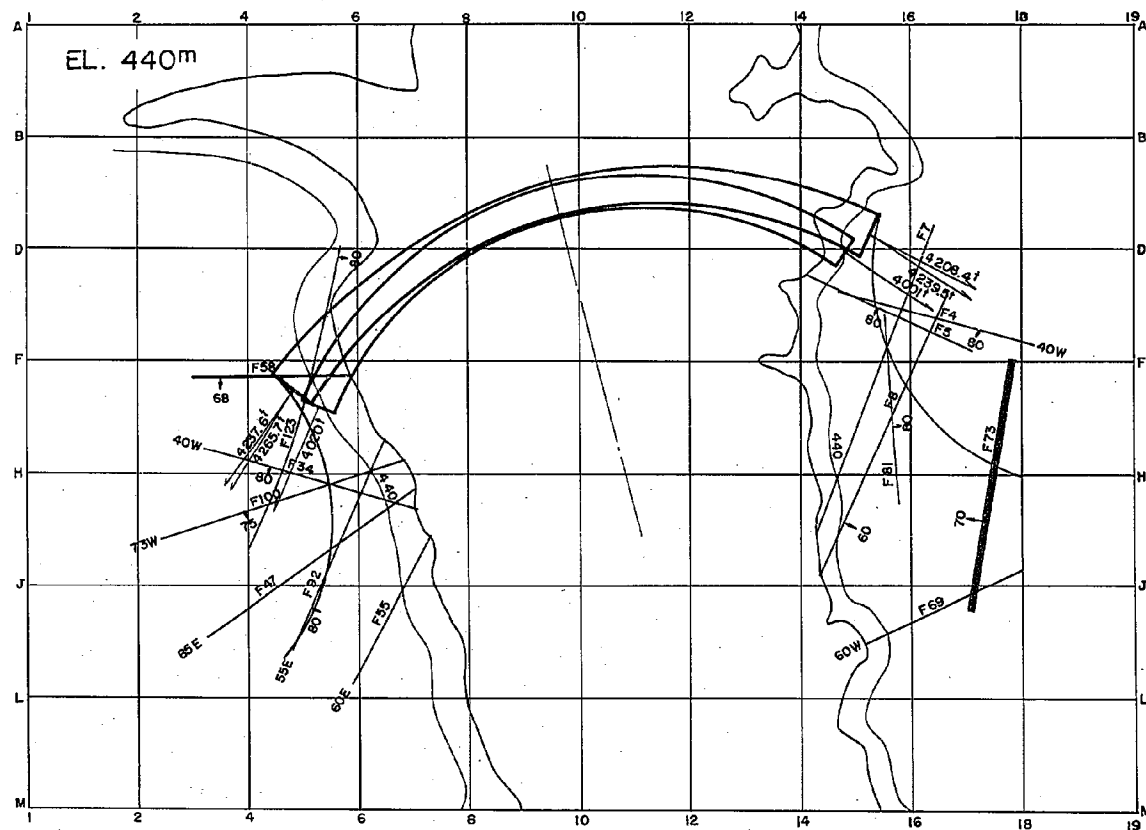


図-4.5.4. 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. 440m)

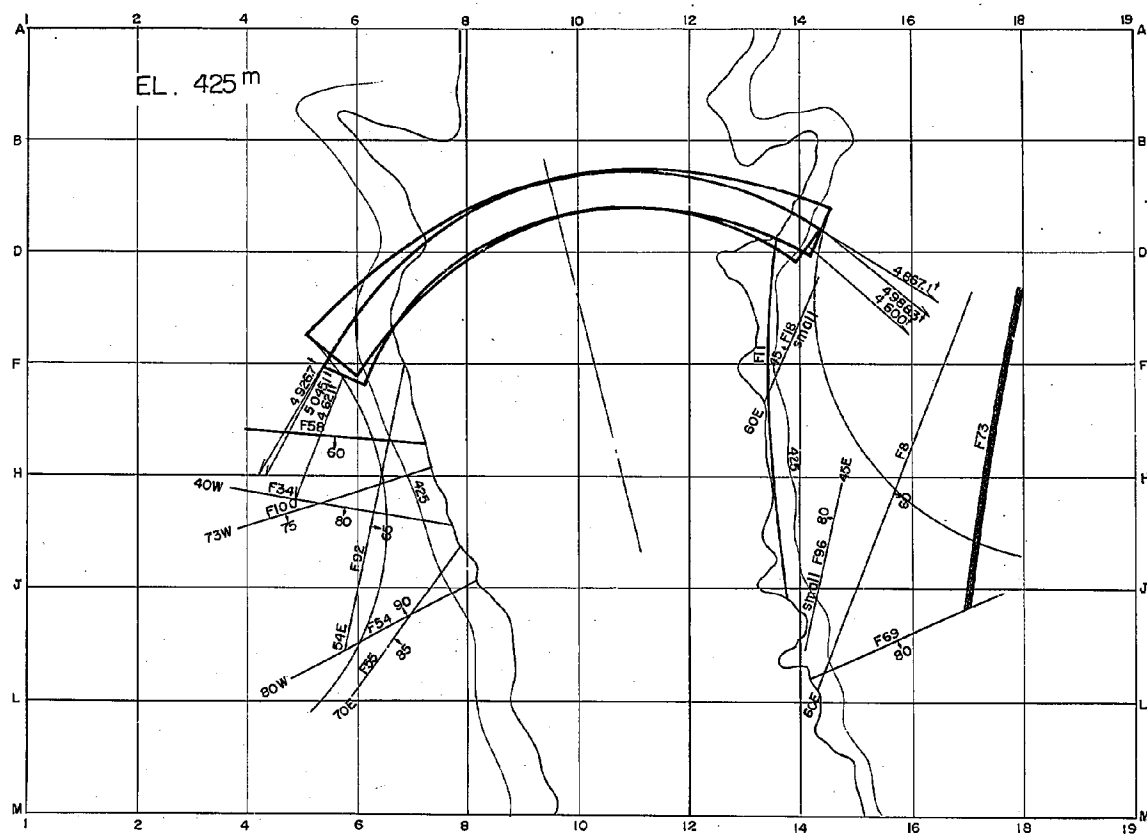
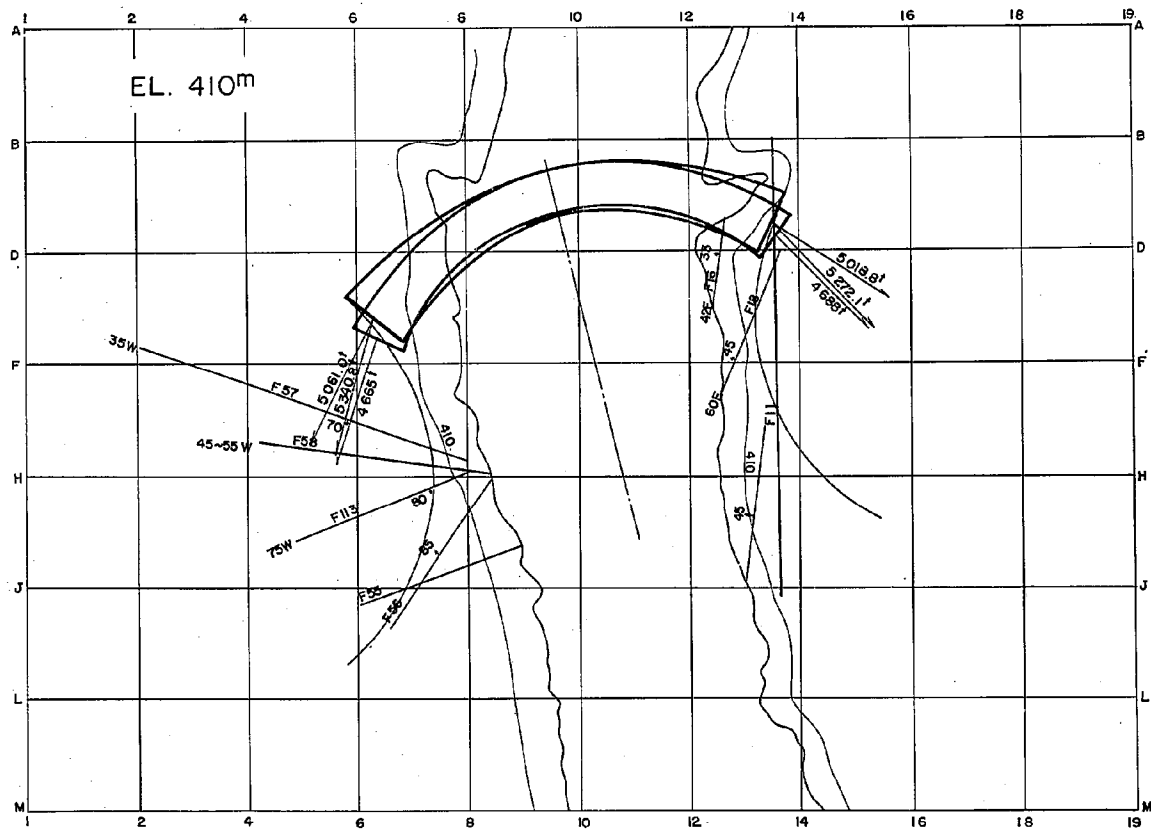


図 - 4.5.5 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. 425 m)

図 - 4.5.6 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. $\pm 10m$)

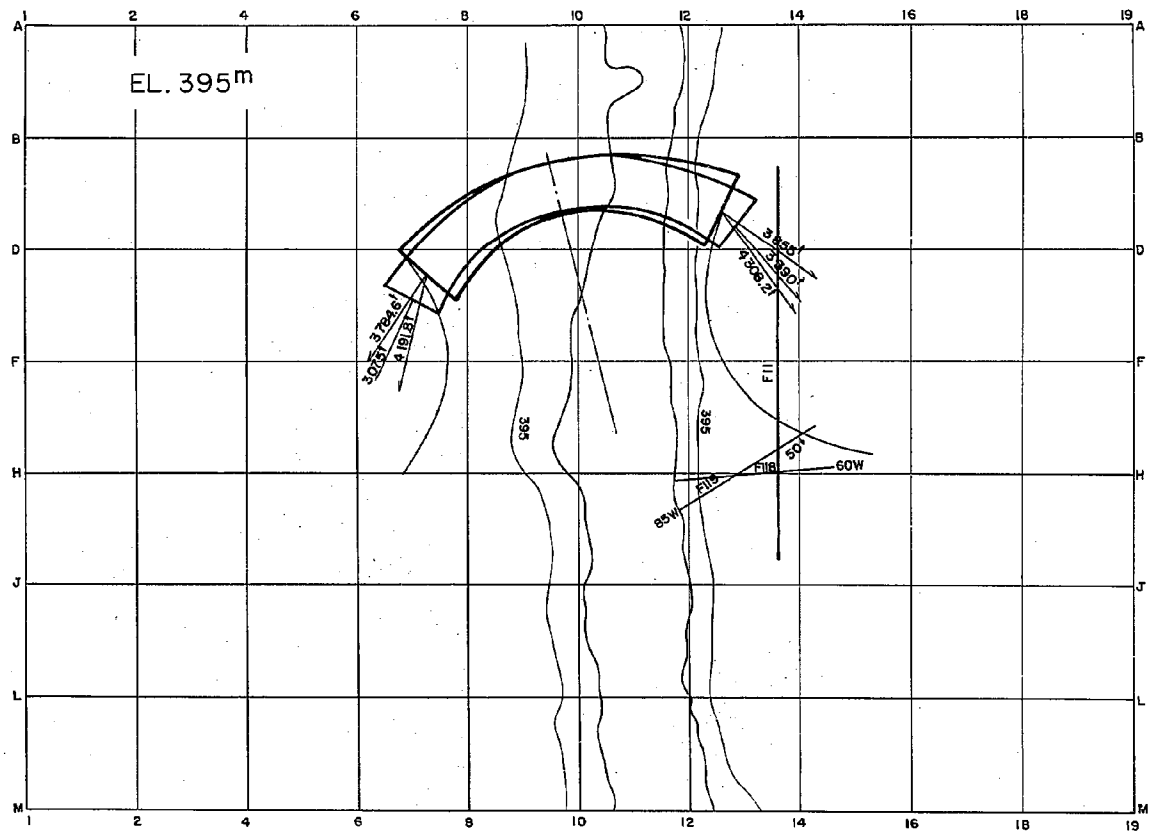


図-4.5.7 放物線アーチと円弧アーチの比較 (EL. 395m)

4.3 アーチアバットメントの根入れ深さ

アーチダムの基礎岩盤の支持力を支配する要素はいろいろあるが、断層などの弱層に沿うべりが最も大きな問題となるのが普通である。そしてこれらの弱層については岩盤力学に基づく安定計算に基づき、所要の安全度を確保するようダウエリングなどの改良工事が行なわれる。

次に問題となるのが十分な強さを有する堅岩の地形、すなわち堅岩等高線であり、荷重を支持する区域に深い凹部があるとそれに抜けるすべりを生じやすいことは容易に予想することができる。この荷重を支持する領域内の強さの評価には、岩盤の内部に入るにつれ強さが大きくなるのが普通であること、さらにどの位の強さを十分な強さと判定するか等の大きな問題がある。そこで、実用上はダムサイト全体からある強さを設定し、その境界から内部は一樣にその強さであるとして堅岩等高線を決定するのがよい。一般にアーチアバットメント附近の応力の大きい部分は岩盤内部の強い部分に位置し、すべりの末端では設定した強さを有するので、上述のように堅岩等高線を定めることにより、定性的には合理的で、かつ、所要のせん断摩擦安全率に対し幾分余裕のある安全度を有する設計を行なうことができる。豊平峡ダムサイトでは、純せん断強度が 150 t/m^2 以上を期待できる位置を結んで堅岩等高線とした。

アーチダムの応力計算では水平なアーチ要素と鉛直な片持梁要素に分けて諸力を求めるので、それらの諸力をそのまま用いて計算するのが便利である。2次元計算では

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

式中 n : せん断摩擦安全率, H : すべり面に平行な外力,

V : すべり面に垂直な外力, τ : 岩盤のせん断強さ,

f : 岩盤の摩擦係数, ℓ : すべり面の長さ,

で示されるせん断摩擦抵抗に対する安全率を求めるのが普通である。アバットメントの上流端から下流側に向って3~5度間隔の直線すべり面を仮定し、それぞれのすべり面について所定の安全率をとるのに必要なすべり面の長さを求め、これらを結ぶ曲線を得ることができる。この曲線を“所要堅岩線”と呼ぶ。

前述の堅岩等高線と所要堅岩線が交差する場合にはせん断摩擦安全率が所定の値を保ち得なくなり、反対に両者の間隔が大きい場合にはアバットメントの根入れ深さが大き過ぎ不経済である。

一般的にみて、岩盤には多数の弱層があるためその各種強度の評価は困難で、さらに水平断面と鉛直断面での最も危険側の値を示すすべり面が異なり両要素に対する強度の配分、ひいては荷重配分法にも問題があるので、実際の設計にあたっては余裕を見込んだ所要堅岩線にすべ

きである。土木研究所ではこのため、アーチ成分のみによる計算では $n = 5$ 、アーチ成分の力に片持ばり底面のせん断力を加えるときは $n = 4$ として所要長さを計算し、大きい方の値を包絡して所要堅岩線としている。豊平峡ダム設計では $\tau = 150 \text{ t/m}^2$ 、 $f = 1.2$ とし、さらにすべり面上流端（アーチアバットメント上流端）で水深の 100%、それより 10 m 下流で水深の 30% の揚圧力を加えて算出した。これらはダム水平断面図（図 5.5.1～5.5.7）に示されているとおりで、最も経済的になるよう配慮した設計を行なうことにした。

4.4 応 力

アーチダムの設計に際して、その応力は計算と模型実験を併用して求めるのが普通である。

計算は近年の電子計算機の発達にともない、模型実験に比べると瞬時といえるくらいの短時間で、しかもきわめて少ない労力で行なえるようになり、土木研究所ではさらにアーチを任意の曲線として計算できるようにしている。しかしきわめて精巧な計算法である Trial-Load Analysis の結果には、模型実験や実測による挙動と合わない値を示す部分がある。その原因は、基礎岩盤を半無限弾性体とし、さらに等価展開法によって載荷面とするなどの仮定に基づいて基礎の変形を取り入れているためと考えられており、模型実験によってこれを補なうのが最もよい。しかし、模型実験には莫大な労力と時間を要し、さらに自重や温度荷重を含めることが困難なので計算で補なう必要があるなど、計算と模型実験によって応力を求める方法にはそれぞれ長短があり、それを上手に利用するのが得策である。

これまで土木研究所はじめその他の機関によって多くの実験が行なわれたが、それらを通してみると、半径方向調整計算に比してつぎにあげる傾向がみられる。

- ① クラウンキャンティレバー上流側の底に計算によって示される鉛直な引張応力は、模型実験では $20 \sim 40 \text{ Kg/cm}^2$ 圧縮側に移行する。
- ② アーチクラウン下流側の下部標高の水平応力は、実験値では $5 \sim 10 \text{ Kg/cm}^2$ 引張側に移行する。
- ③ サイドキャンティレバー下流側の上部標高のベースの鉛直応力は、 $5 \sim 10 \text{ Kg/cm}^2$ 引張側に移行することがある。

前述のように計算による応力値はきわめて短時間に、かつ低廉な費用で求めることができるので、豊平峡ダムの設計でも、上述の計算と模型実験との間の傾向を考慮に入れ、半径方向調整計算による形状設計を行ない、その後模型実験による検証、修正を行なうことにした。

半径方向調整計算による常時の目標応力は次のとおりである。

- ① クラウンキャンティレバー上流側の鉛直引張応力は 30 Kg/cm^2 以内とする。
- ② 最大圧縮応力は 60 Kg/cm^2 以内とする。ただしアーチアバットメントでは 50 Kg/cm^2 以内とする。
- ③ アーチクラウン下流側の水平応力に引張応力は発生させない。

4.5 ダムの位置

図 4.6.1 ~ 4.6.7 に示すように、ダムの位置として、最上流案から順次 10 m づつ下流に移した 5 ケの案を検討することにした。

4.1 ダムサイトの特性でのべたように右岸の屹立した高い山を避けて上流側にダムを位置させること、左岸の F73, F11 の断層群に対しアーチスラストを直交させるようにしたいことが、このダムサイトの主要な条件で、ダムの位置が上流であるほど有利となる。しかし、最上流案では施工用仮設備に高さの大きい構造物を要するので、最上流案より 10 m 程度下流の案附近をダムの位置とするのが最も優れていると判断された。

このようにして決められたダムの位置では、ダムを約 3 度左岸を上流側に行くようにねじって、左岸側のすべりやすい断層群に作用する力をより有利にすることができる。したがって、最終設計ではこの約 3 度ねじったダムの位置を基本として非対称不等厚の放物線アーチの形状決定を行うことにした。

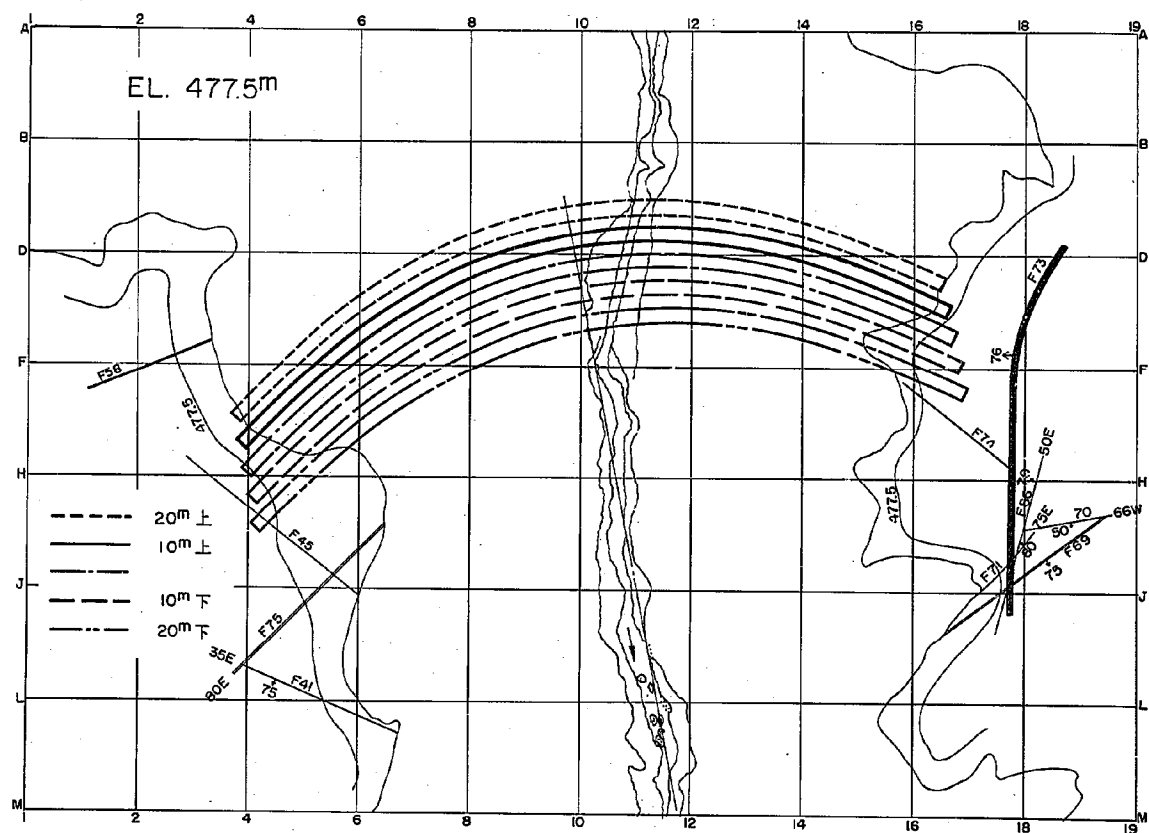


図-4 6.1 ダムの位置の比較 (EL. 477.5m)

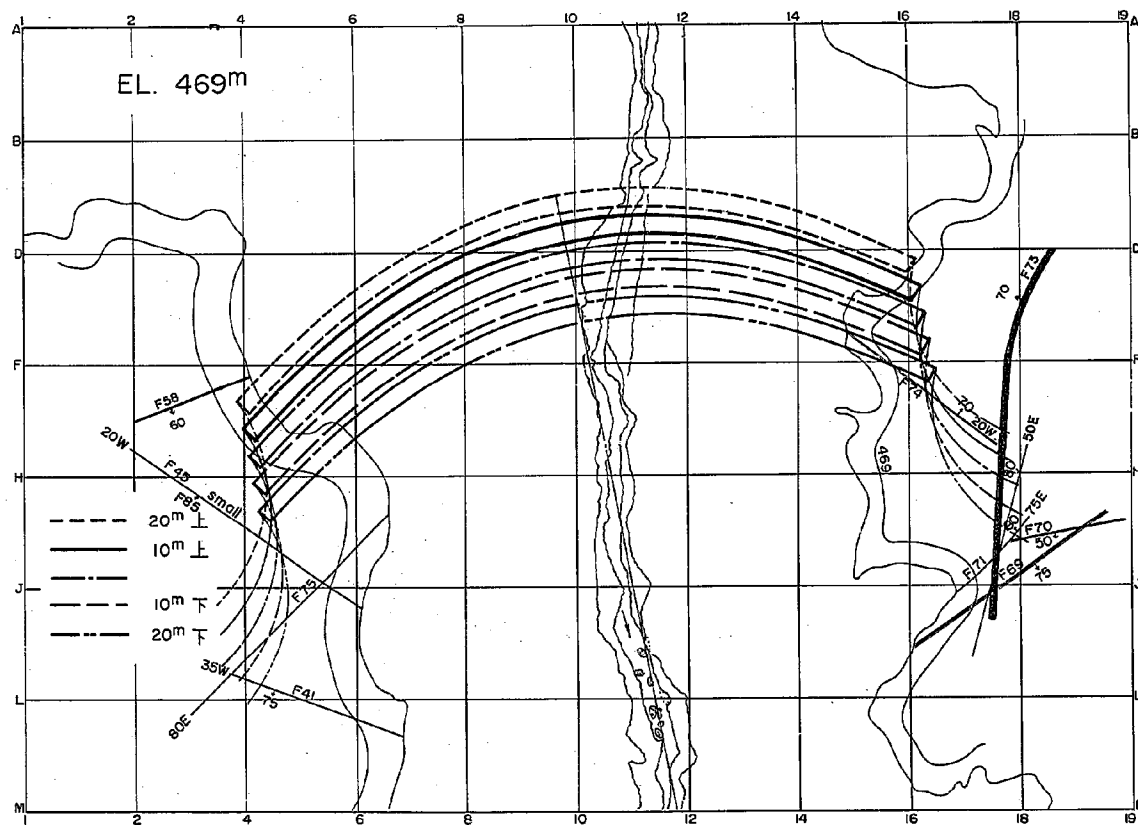


図-4.6.2 ダムの位置の比較(EL. 469m)

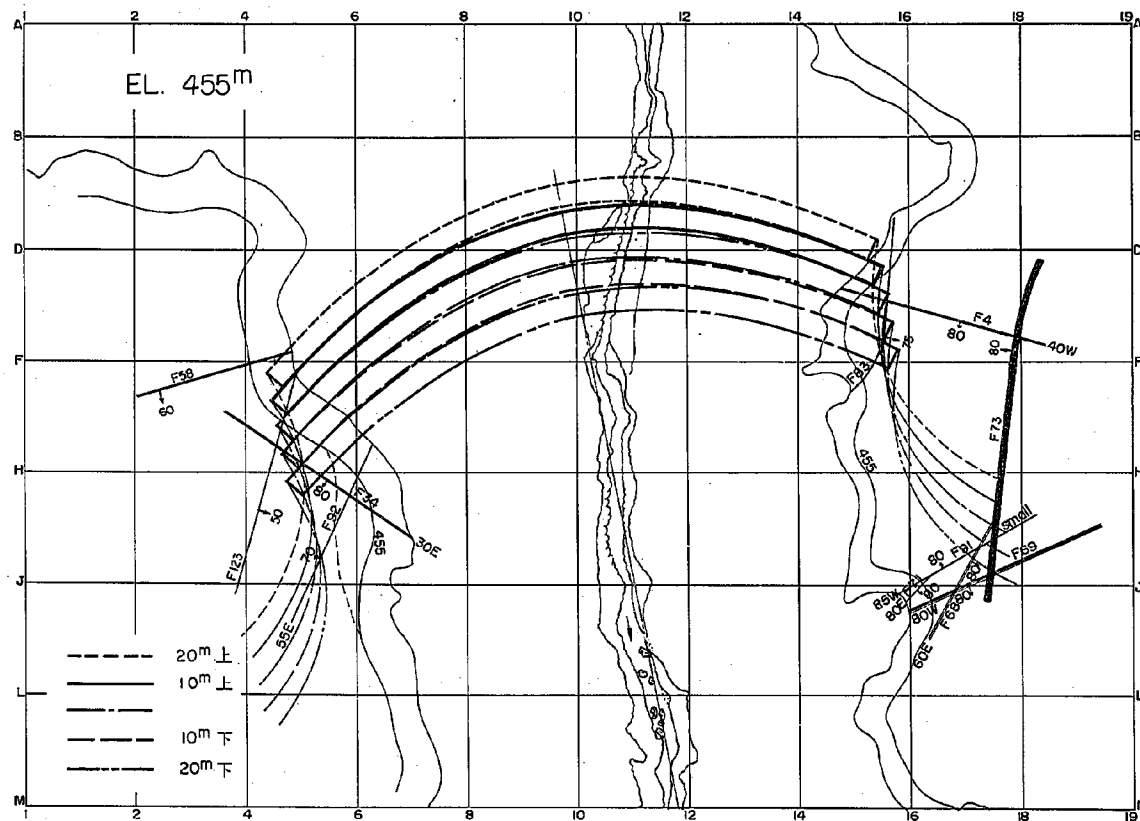


図-4.6.3 ダムの位置の比較 (E.L. 455 m)

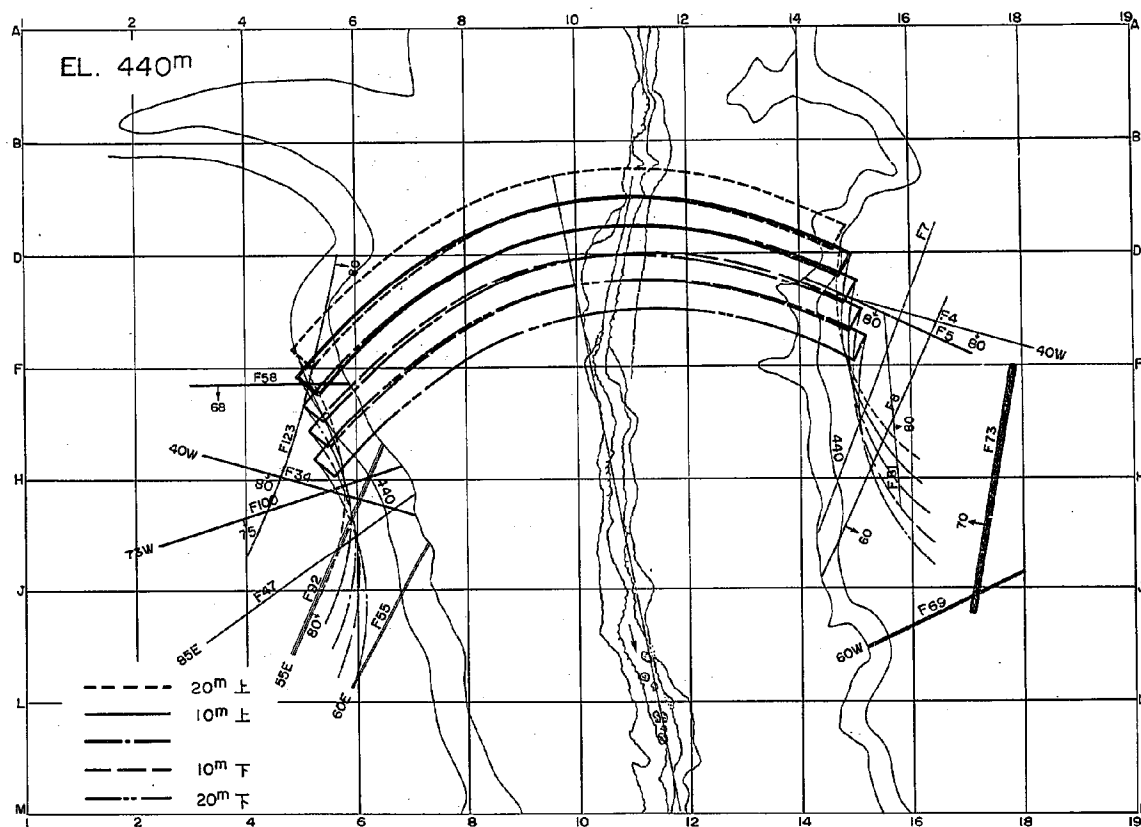


図-4.6.4 ダムの位置の比較 (EL. 440m)

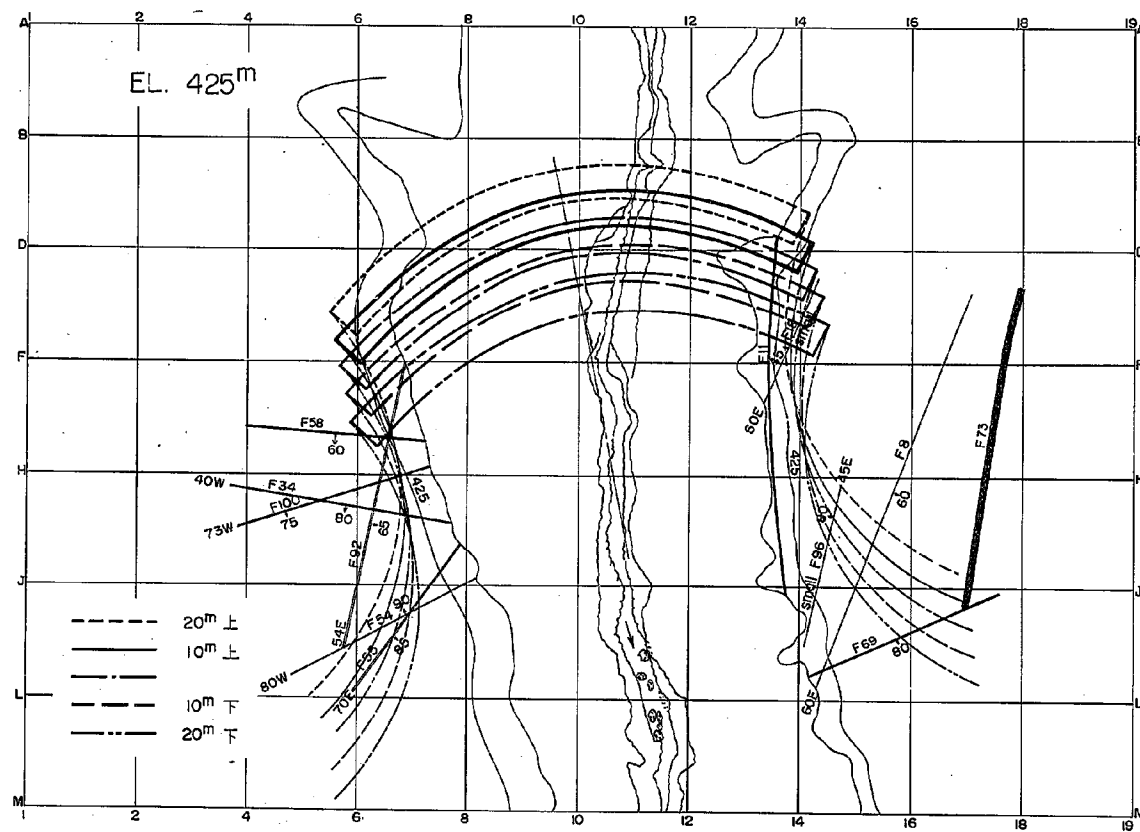


図-4.6.5 ダムの位置の比較 (EL. 425^m)

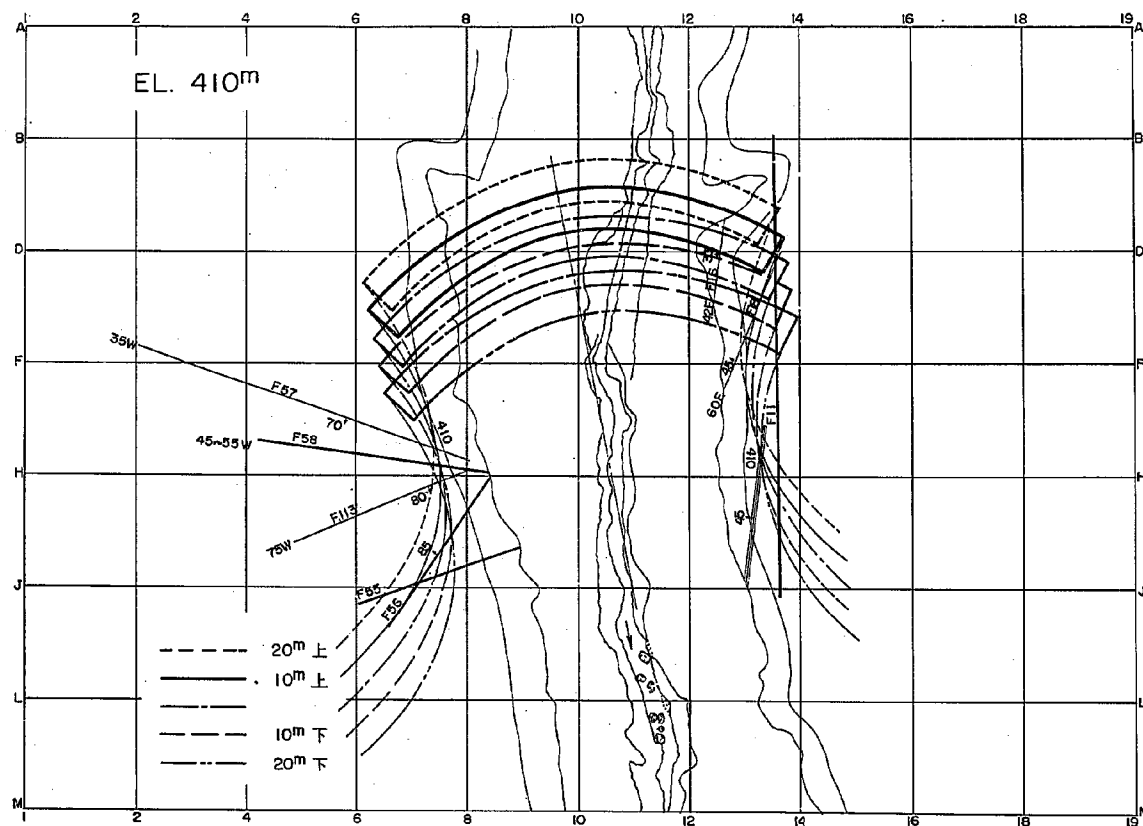


図-4.6.6 ダムの位置の比較 (EL. 410m)

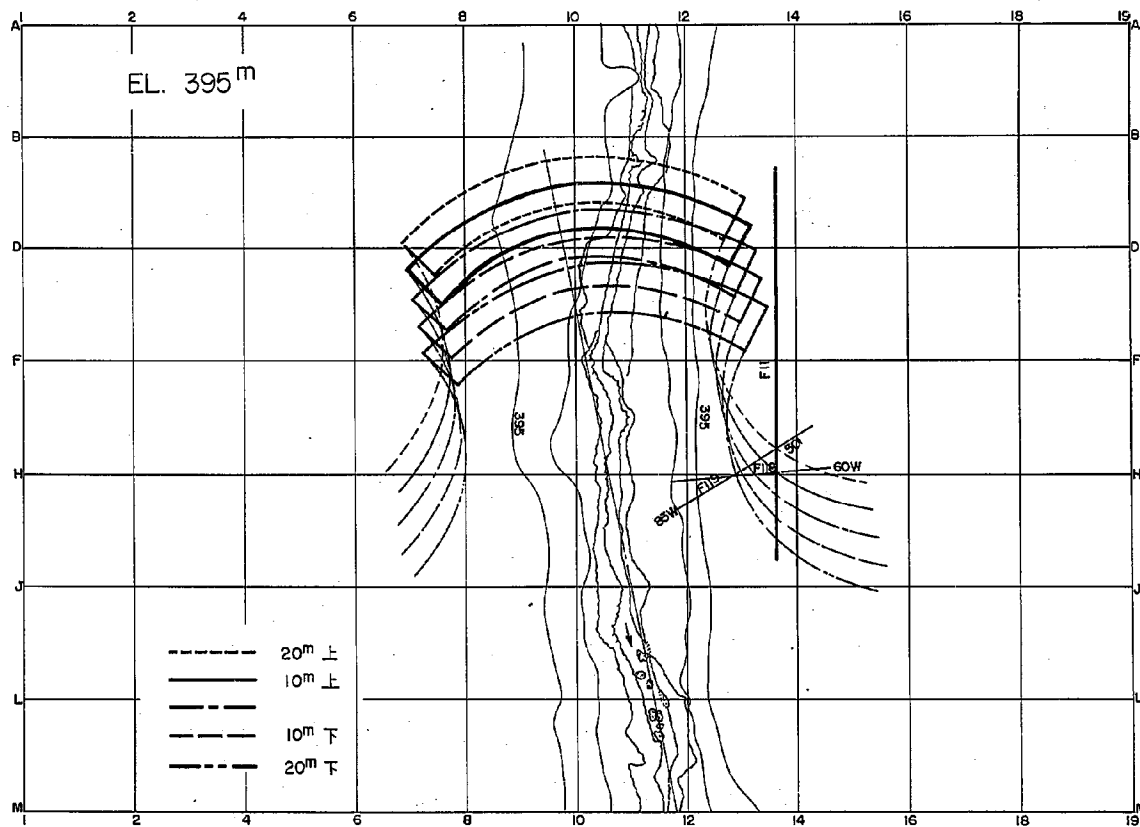


図-4.6.7 ダムの位置の比較 (E.L. 395m)

5. 最終設計

5.1 形 状

ダム形状を規定する軌跡方程式は次のとおりである。式中 z はEL. 390 mを原点とし、上方を正としてあり、また、EL. 395 m以下はサドルとするので次式をそのまま使用することはできない。

- 1) クラウンキャンティレバー中心 (x_c)

EL. 390~477.5 m

$$x_c = -0.594055 \times 10^{-3} z^3 + 0.193340 \times 10^{-2} z^2 - 0.151185 \times 10^{-1} z - 9.5$$

- 2) クラウンキャンティレバーの厚さ (T_c)

EL. 390~477.5 m

$$T_c = -0.171428z + 20.0$$

- 3) 左岸アーチアバットメントの厚さ (${}_L T_A$)

EL. 390~477.5 m

$${}_L T_A = -0.2788z + 29.395$$

- 4) 右岸アーチアバットメントの厚さ (${}_R T_A$)

EL. 390~425 m

$${}_R T_A = -0.698 \times 10^{-2} z^2 + 0.1458z + 26.4445$$

EL. 425~477.5 m

$${}_R T_A = -0.3428z + 34.995$$

- 5) アーチスパン (2ℓ)

EL. 390~402.5 m

$$2\ell = -0.104z^2 + 4.83z + 87.150$$

EL. 402.5~440 m

$$2\ell = 2.23z + 103.4$$

EL. 440~477.5 m

$$2\ell = -0.0139z^2 + 3.62z + 68.65$$

- 6) 左岸アーチ中心角 (${}_L \phi_A$) (ラジアン)

EL. 390~425 m

$${}_L \phi_A = 0.207 \times 10^{-4} z^2 - 0.1634 \times 10^{-2} z + 0.6819625$$

EL. 425~455 m

$$L\phi_A = 0.58 \times 10^{-5} z^2 - 0.591 \times 10^{-3} z + 0.66371$$

EL. 455~477.5m

$$L\phi_A = 0.123 \times 10^{-4} z^2 - 0.1436 \times 10^{-2} z + 0.6911725$$

7) 右岸中心角($r\phi_A$) (ラジアン)

EL. 390~425m

$$r\phi_A = 0.207 \times 10^{-4} z^2 - 0.1634 \times 10^{-2} z - 0.6270375$$

EL. 425~455m

$$r\phi_A = 0.58 \times 10^{-5} z^2 - 0.591 \times 10^{-3} z - 0.64529$$

EL. 455~477.5m

$$r\phi_A = 0.123 \times 10^{-4} z^2 - 0.1436 \times 10^{-2} z - 0.6178275$$

これらの軌跡図は図 5.1.1 ~ 5.1.2 に示すとおりである。

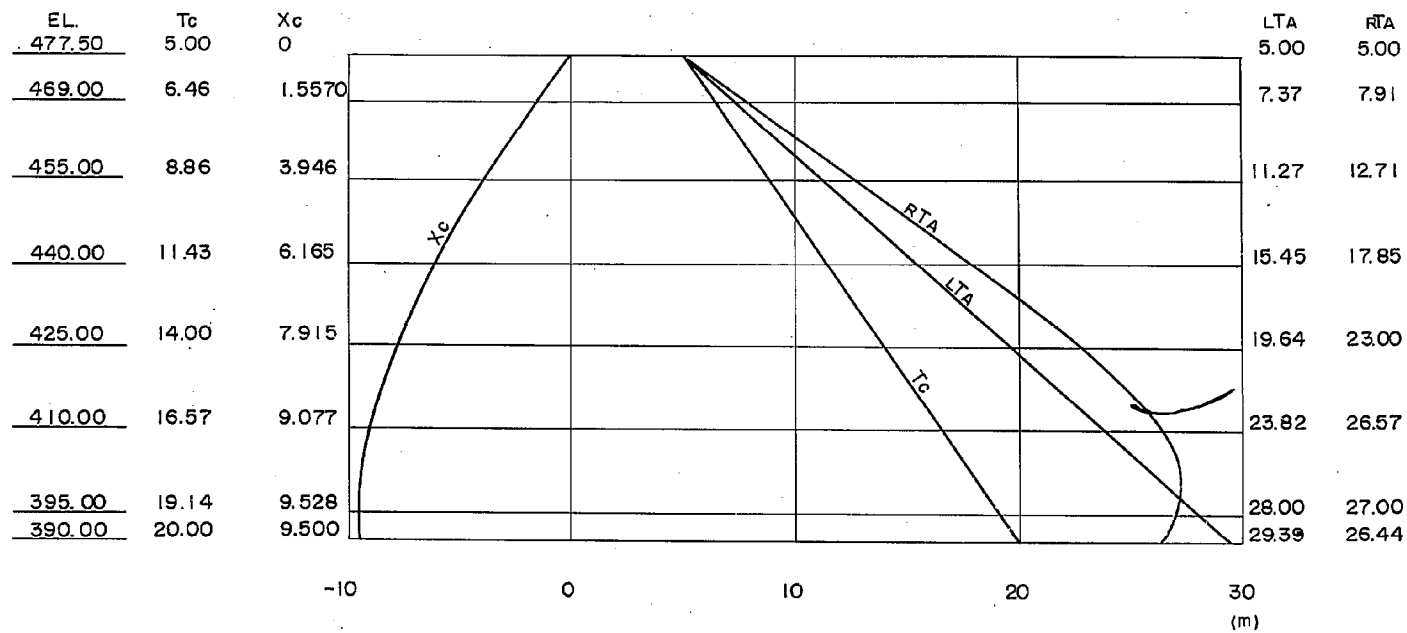


図 - 5.1.1 ダム形状軌跡図(1)

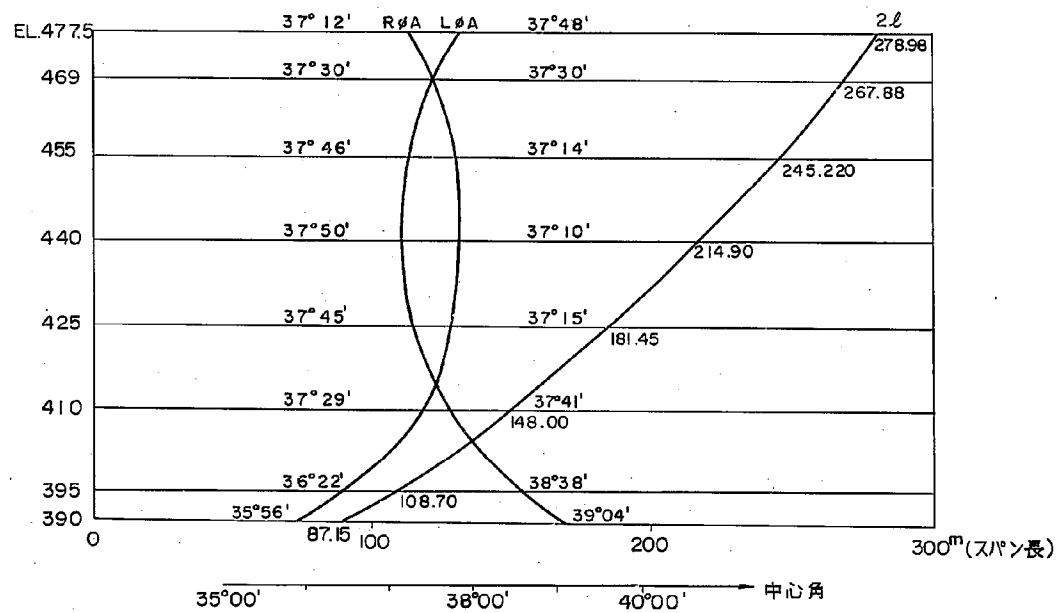


図 - 5.1.2 ダム形状軌跡図(2)

5.2 応 力

最終設計となったVB-8案の半径方向調整計算による応力を図5.2.1~5.2.6に、また完全調整計算による応力を図5.3.1~5.3.2に示す。

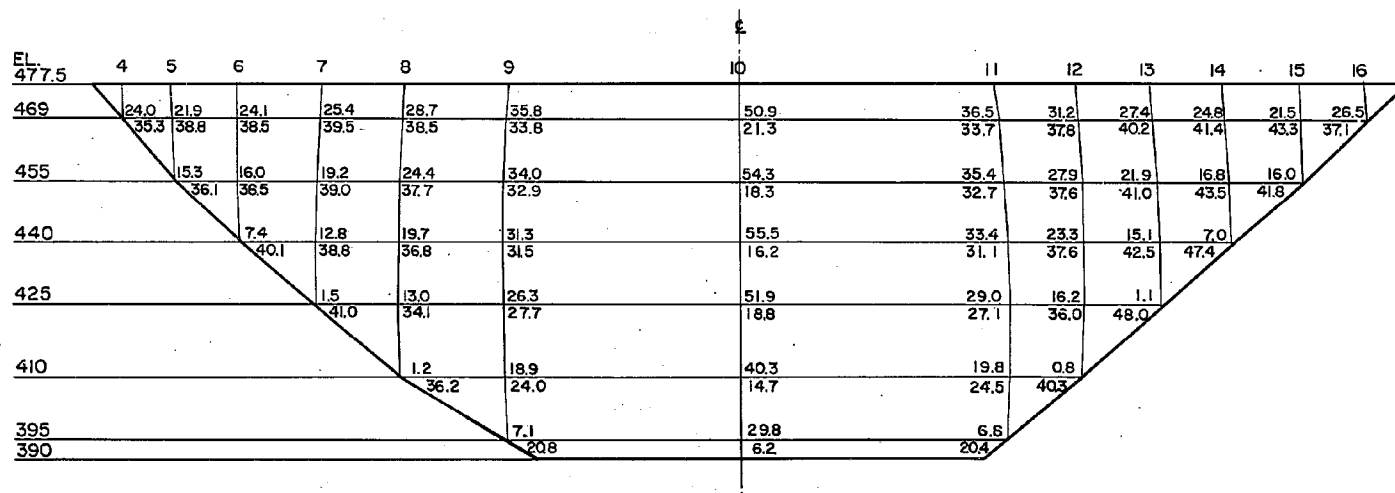
これらの応力図から、ダムコンクリートの最大圧縮応力は 55 Kg/cm^2 程度とみられ、地震を考慮しても十分安全である。しかし図5.3.2にみられる下流面下部標高アバットメントに発生している着岩面沿いの方向の引張応力は 15 Kg/cm^2 程度に達し、またアーチクラウン下流面の水平応力も 5 Kg/cm^2 程度の引張応力になるものと予想されるので、アーチダム設計基準の規定の範囲内となるので安全ではあるが、注意した施工をする必要がある。これらの応力については、土木研究所が模型実験を行なって検証し、計算結果とあわせて、別途報告する。

なお、施工時のダムコンクリートに発生する引張応力は図5.2.3~5.2.4に示すとおり、 2 Kg/cm^2 以下であり、きわめて良好なものである。

VB-8 TYPE (K=0 T=0)

Arch Stresses

$\frac{\sigma_E}{\sigma_I}$



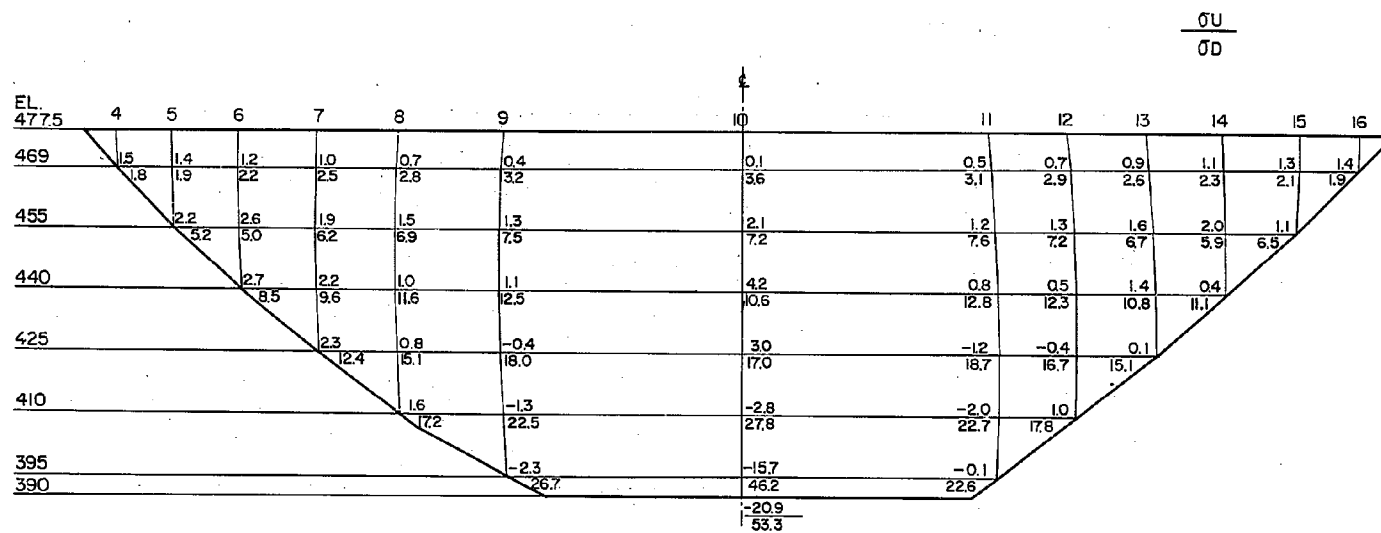
σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)

図 - 5.2.1 豊平峡ダム常時アーチ応力 (半径方向調整)

VB-8 TYPE (K=0 T=0)

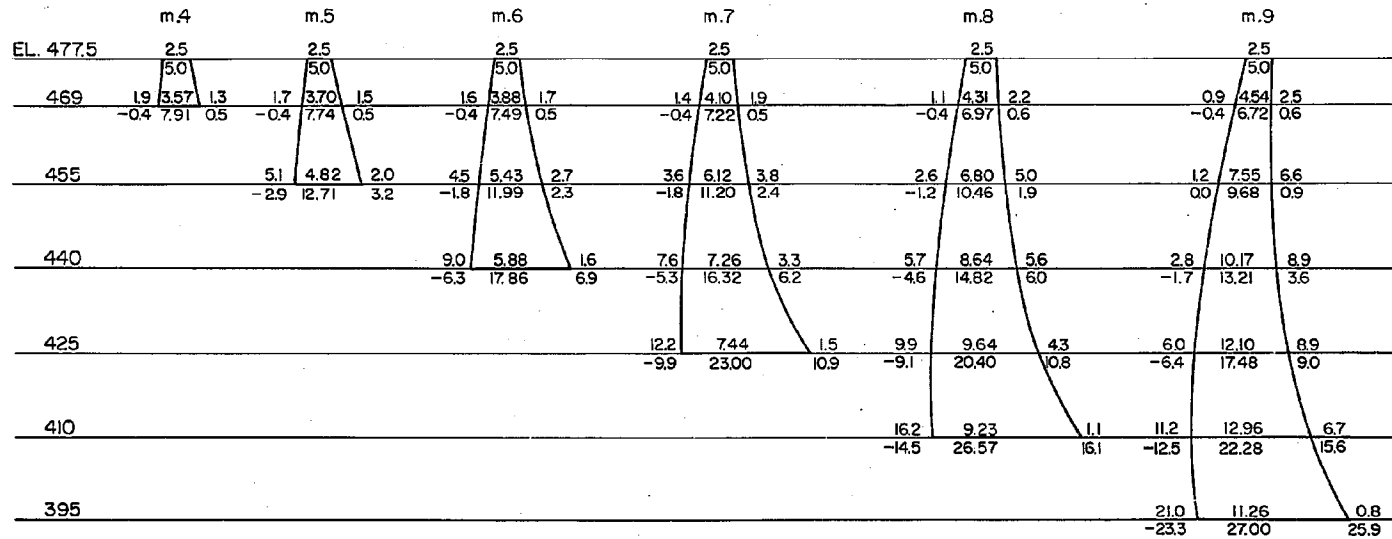
Cantilever Stresses



VB-8 TYPE (K=0 T=0)

Cantilever Stresses - I

$$\frac{W\delta U \cdot UE \cdot W\delta D}{C\delta U \cdot T \cdot C\delta D}$$



- $W\delta U$ ---- 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $W\delta D$ ---- 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\delta U$ ---- 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\delta D$ ---- 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 UE ---- タム軸とダム上流面との水平距離 (m)
 T ---- タムの厚さ (m)

図-5.2.3 豊平峡ダム片持ばり常時応力(I) (半径方向調整)

VB-8 TYPE (K=0 T=0)

Cantilever Stresses - 2

$$\frac{W\delta U + U\epsilon + W\delta D}{C\delta U + T + C\delta D}$$

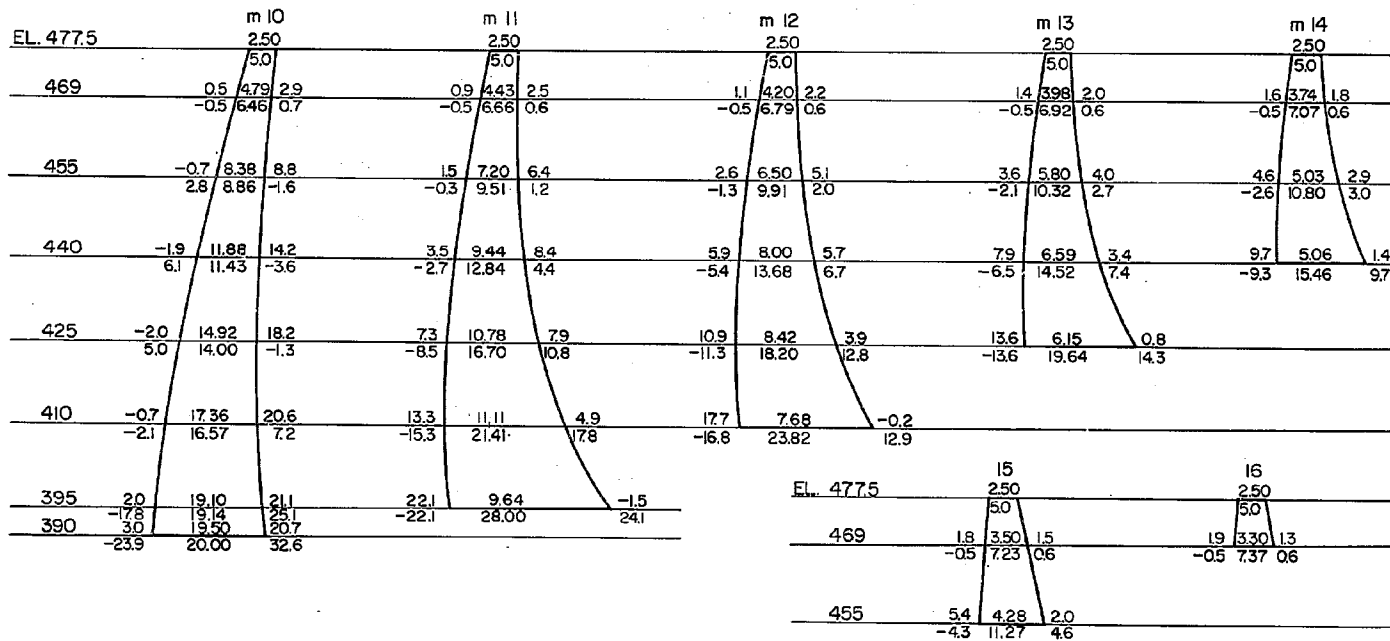


図 - 5.2.4 豊平峡ダム片持ばり常時応力② (半径方向調整)

VB-8 TYPE (K=0.3 T=0)

Arch Stresses

$\frac{\sigma_E}{\sigma_I}$

EL.	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
477.5													
469	41.8	40.4	43.8	46.1	51.6	64.2	91.2	65.6	55.9	49.4	44.8	40.2	46.2
	64.7	68.5	68.8	70.5	69.0	60.8	38.5	60.5	68.0	72.1	74.2	76.3	68.0
455	25.8	27.9	33.3	42.1	58.4		93.2	60.6	47.8	37.7	29.5	27.2	
	62.5	65.6	66.6	64.6	56.4		31.5	56.2	64.5	70.3	74.0	72.1	
440		11.6	21.3	32.3	51.2		90.9	54.3	38.1	25.0	11.4		
		65.9	63.0	59.9	51.4		26.2	51.5	61.4	69.2	77.5		
425			1.8	20.3	41.0		81.4	44.9	25.2	1.5			
			64.4	53.1	43.0		20.9	42.6	56.1	75.0			
410				1.0	27.8		60.2	28.9	0.6				
				54.5	35.6		21.2	36.7	60.3				
395					9.0		42.2	8.8					
390					29.0		6.6	28.1					

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)

図-5.2.5: 豊平峡ダム地震時アーチ応力(半径方向調整)

VB-8 TYPE (K=0.3 T=0)

Canilever Stresses

																		$\frac{\sigma U}{\sigma D}$	
EL.		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16					
477.5																			
469		0.3 3.0	0.01 3.4	-0.4 3.8	-0.8 4.3	-1.2 4.9	-1.8 5.6	-2.4 6.3	-1.8 5.6	-1.4 5.1	-1.0 4.6	-0.6 4.2	-0.3 3.7	0.06 3.3					
455			-1.5 9.2	-1.5 9.4	-3.4 11.8	-4.7 13.6	-5.5 15.1	-4.2 14.5	-5.9 15.4	-5.4 14.4	-4.5 13.2	-3.1 11.3	-3.9 11.8						
440				-3.3 14.8	-5.2 17.6	-8.1 21.6	-9.0 23.8	-3.6 20.0	-10.1 24.8	-9.8 23.5	-7.6 20.3	-7.6 19.5							
425					-5.9 21.2	-9.6 26.5	-12.6 31.7	-5.8 28.0	-14.9 33.9	-12.7 29.9	-10.4 26.1								
410						-9.2 29.0	-14.8 37.7	-13.5 41.3	-16.9 39.2	-10.9 30.5									
395							-17.3		-13.9										
396							-43.4		64.4		37.7								
								-36.9											73.2

σU : 片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

σD : 片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

図-5.2.6 豊平峡ダム地震時片持ばり応力 (半径方向調整)

VB-8 TYPE (K=0 T=0)
Principal Stresses Upstream

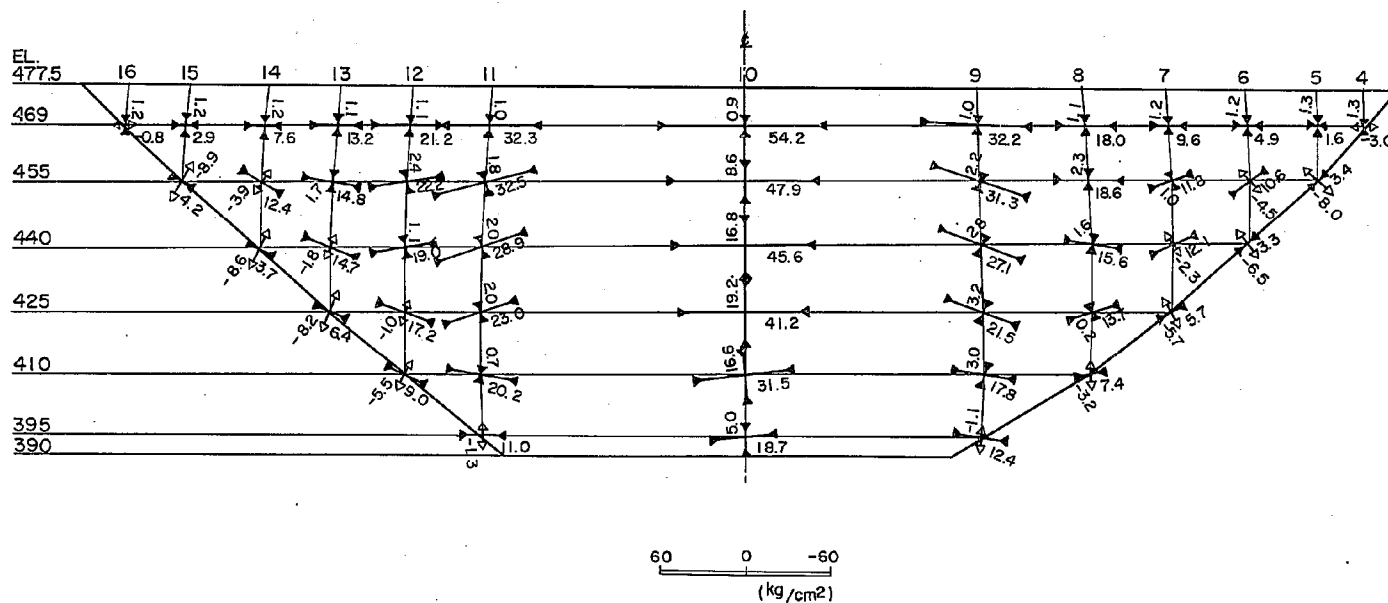


図-5.3.1 豊平峡ダム常時上流面主応力(完全調整)

VB-8 TYPE (K=0 T=0)

Principal Stresses Downstream

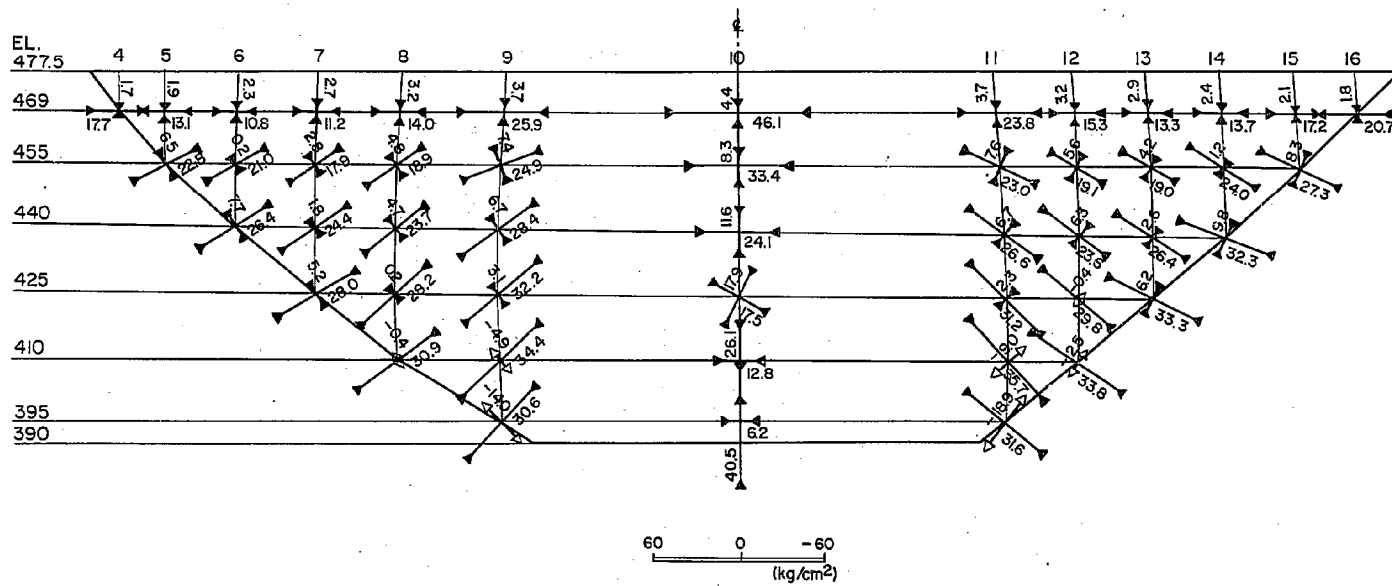


図-5.3.2 豊平峡ダム常時下流面主応力（完全調整）

5.3 地形・地質との関係

最終設計の平面図を図 5.4 水平断面地質図との関係を図 5.5.1 ～ 5.5.7 に、展開地質図を図 5.6 に示す。

これらにみられるように、豊平峡ダムは、ダムサイトの地形地質に最も有利なように位置形状が選定されている。また図 5.5.1 ～ 5.5.7 に示される所要堅岩線は堅岩線の中にあり、十分安全である。

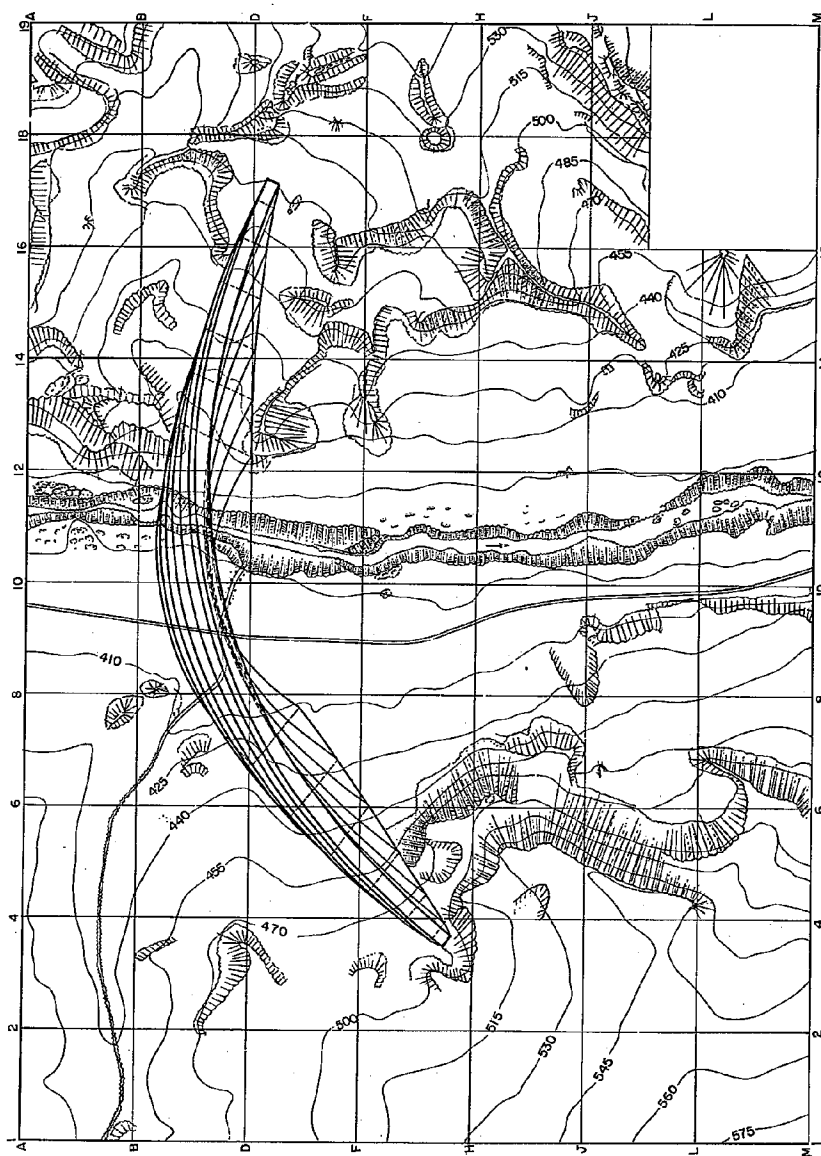


図-5.4 豊平峡ダム平面図

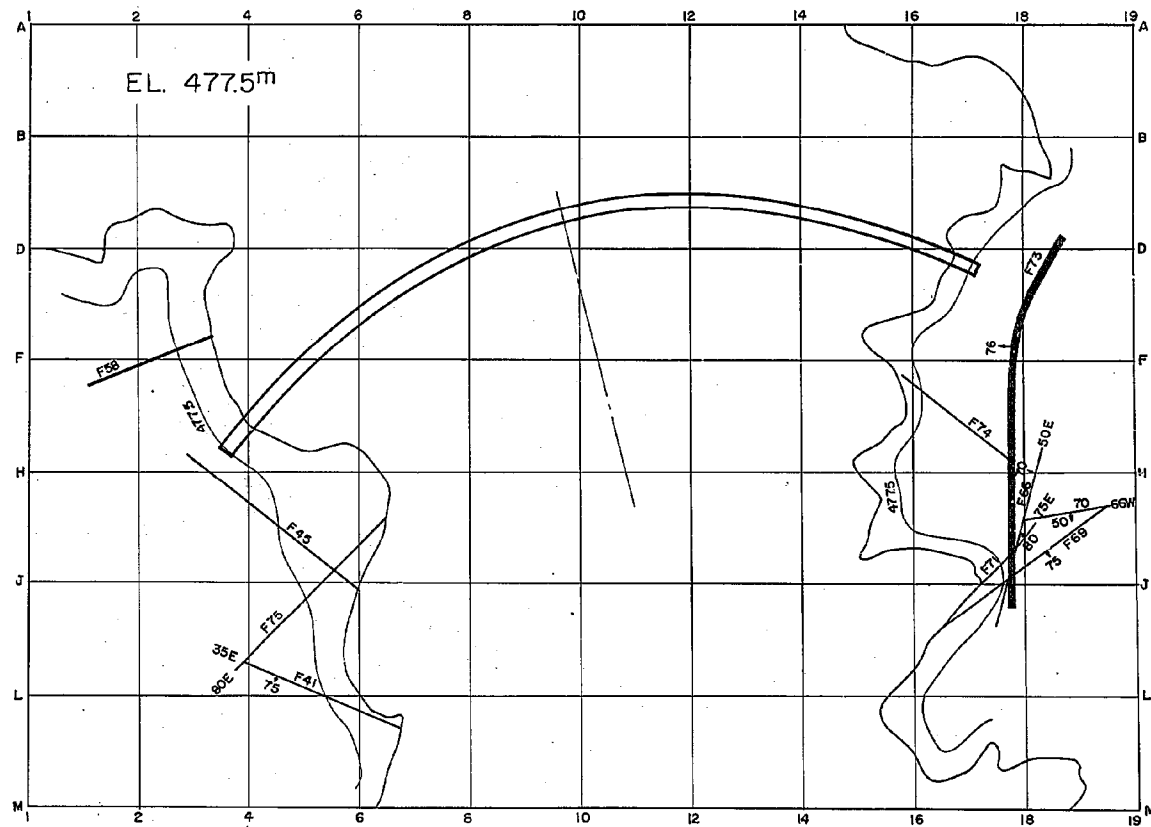


図-5.5.1 豊平峡ダム水平断面地質図 (EL. 477.5m)

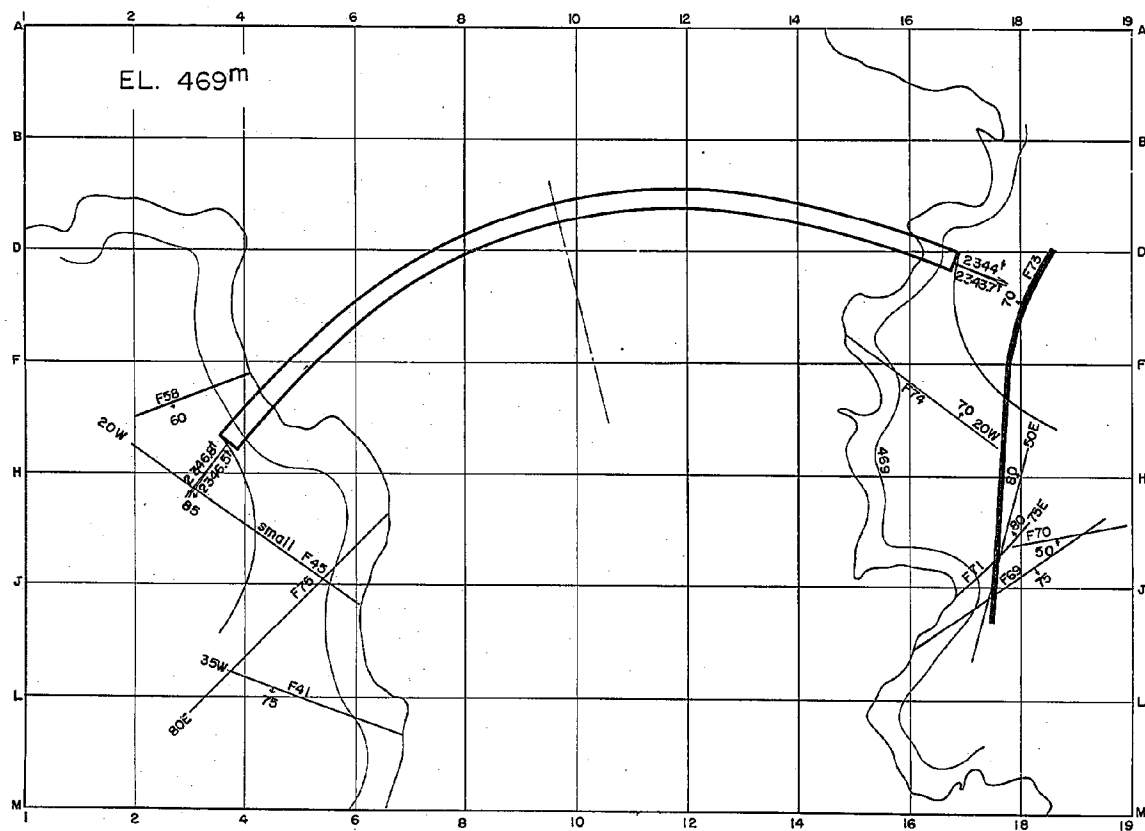


図-5.5.2 豊平峡ダム水平断面地質図 (E.L. 469m)

図-5.5.3 豊平峡ダム水平断面地質図(EL. 455m)

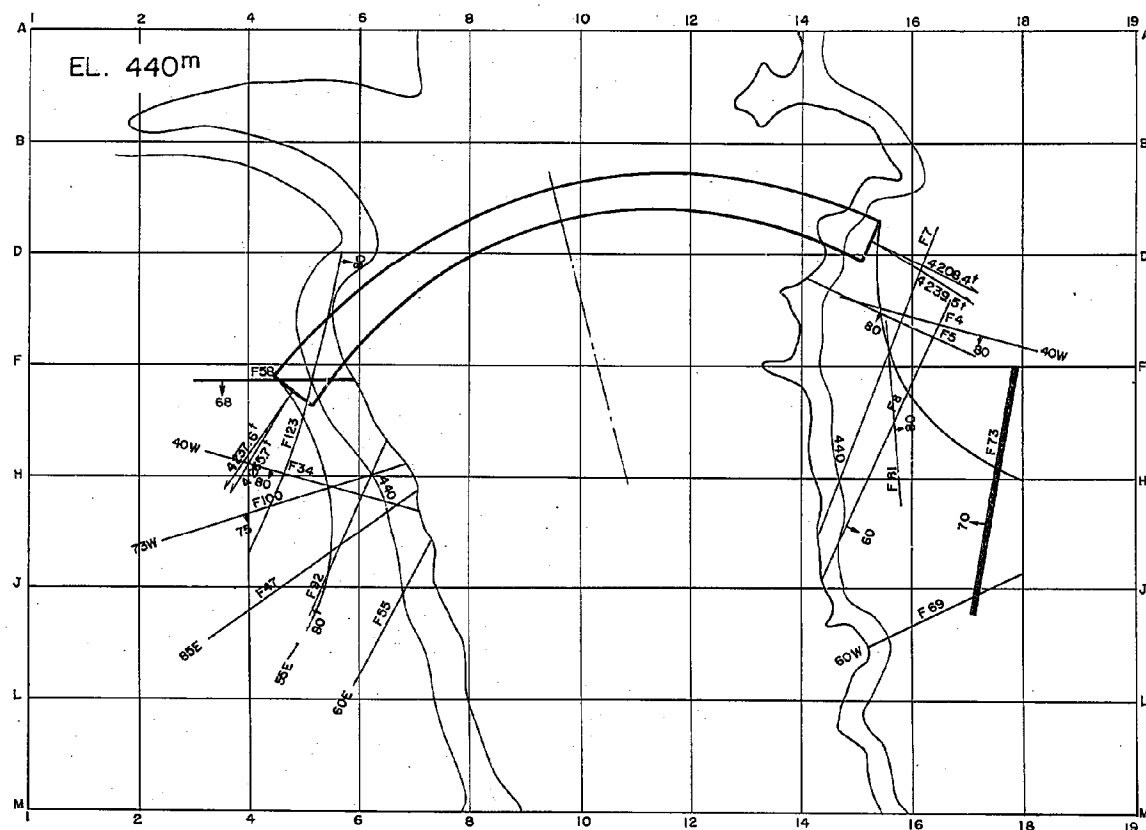


図-5.5.4 豊平峡ダム水平断面地質図 (E.L. 440 m)

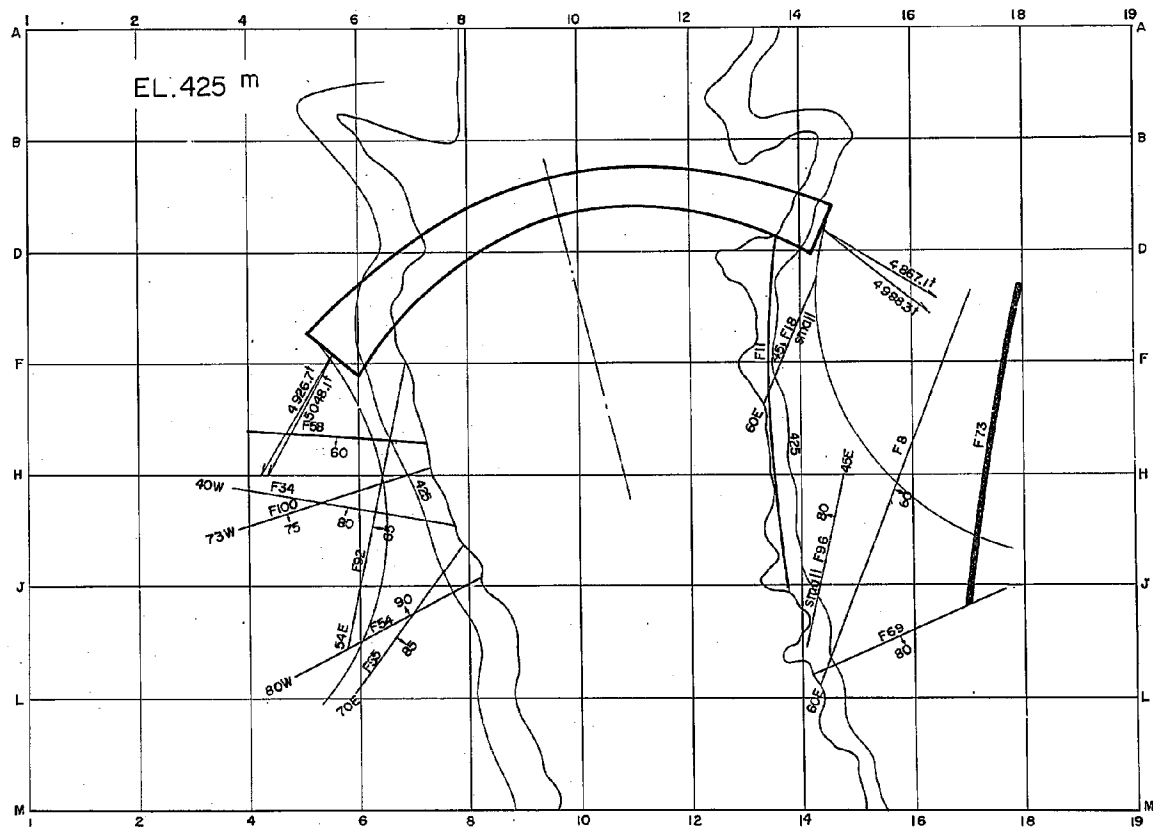


図-5.5.5 豊平峡ダム水平断面地質図 (E.L. 425m)

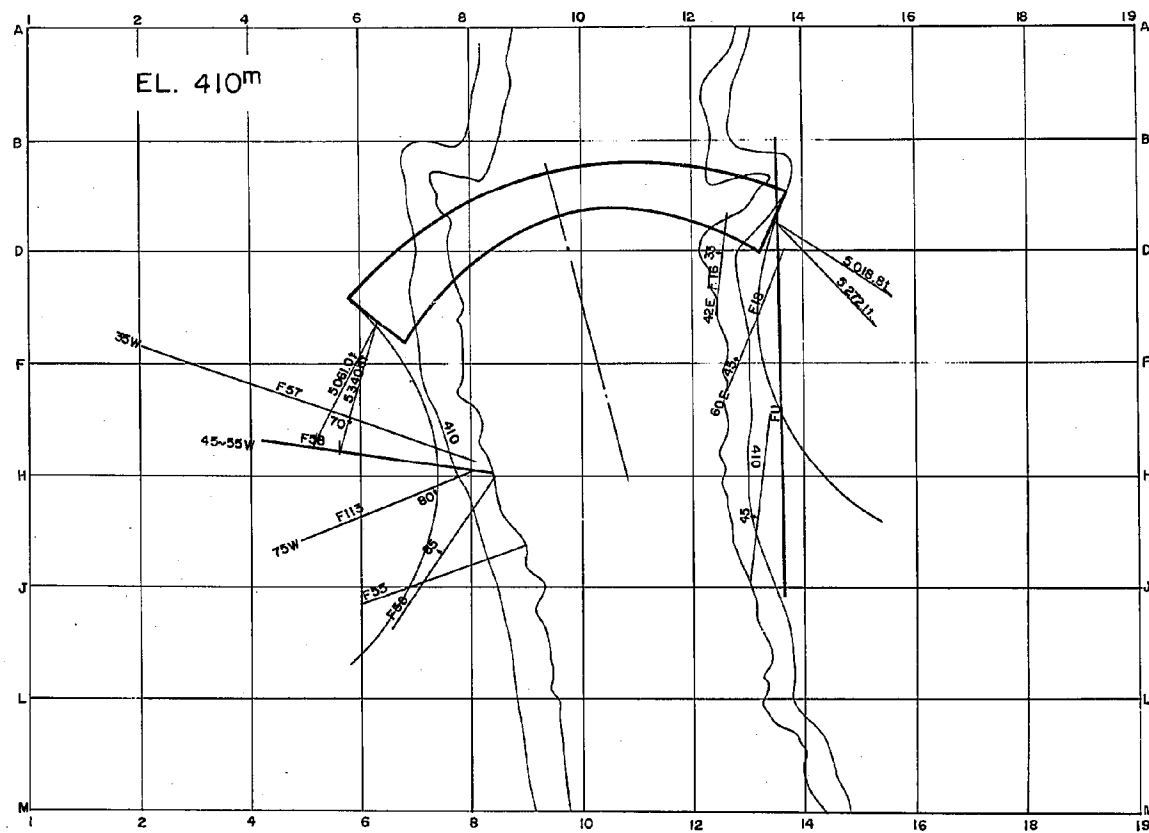


図-5.5.6 豊平峽ダム水平断面地質図 (EL. 410m)

図-5.5.7 豊平峡ダム水平断面地質図(EL. 395m)

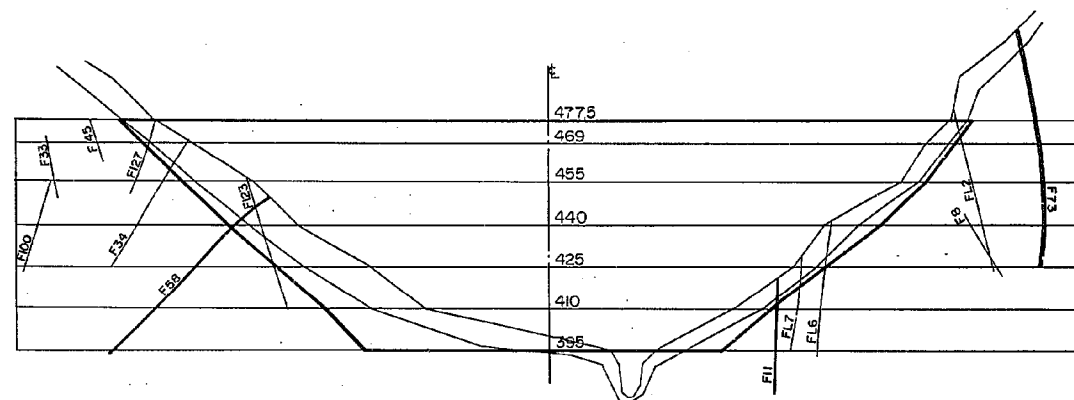


図-5.6 豊平峡ダム展開地質図

6. 岩盤の強さ

6.1 着岩部の強さ

ダムコンクリートが基礎岩盤にのる着岩部の強さは、支圧応力とせん断応力に対して検討する必要がある。

アバットメントの最大圧縮応力は、従来のアーチダムの設計と豊平峡ダムの計算値との比較から 40 Kg/cm^2 程度と推定され、十分安全である。

アーチアバットメントのせん断摩擦安全率は表 6.1 に示すとおりで、これも十分安全である。なお表 6.1 の計算は常時荷重に対する完全調整計算による応力を使用した。また、各標高の岩盤のせん断強さ τ は、河床部で行なったブロックシヤータスト箇所との観察による比較から決めたもので、少なくとも表に示した値以上の強さを有すると判断した。

表 6.1 アバットメントのせん断摩擦
安全率 (完全調整計算による)

n	E L	$\tau = t / m^2$	せん断摩擦安全率		
			半径方向すべり	上向きすべり	合成すべり
	右 岸				
6.0	469	150	12.8	8.8	7.3
5.0	455	150	14.3	8.0	8.2
4.0	440	200	8.4	9.0	6.1
3.0	425	200	6.8	10.5	5.3
2.0	410	200	6.1	17.2	5.7
1.0	395	200	5.3	17.7	5.0
	左 岸				
1.0	395	250	6.1	86.3	6.1
2.0	410	250	6.3	13.5	5.7
3.0	425	250	7.1	8.5	5.4
4.0	440	250	9.9	7.4	5.9
5.0	455	250	15.4	7.8	7.0
6.0	469	250	26.5	7.7	7.4

6.2 河床部サドルと現河床峡谷のプラグ

2.地形・地質の章で述べたように、河床部の岩盤の強さはダムに比しやや弱い。このためクラウンキャンティレバーのベースについて、完全調整計算による応力を用いてせん断摩擦安全率を算出したところ3.4を得た。これを4.0以上にするには、ダムの厚さ(クラウンキャンティレバーベースで20m)を27m以上にする必要がある。たまたま豊平峡ダムサイトには、前述のとおり、現河床を形成するせまい峡谷が左岸寄りにあり、これにプラグを設ける必要がある。そこで上述のダム底の拡幅とこのプラグを兼ねたサドルを設けることが検討され、その採用が最も優れているものと判断された。段丘地形部の拡幅を目的とするサドルの基本形状は図6.1に示すように、EL.405m付近から下部をサドルとし、下流面形状はEL395mの上流面から27mの厚さをとることにした。

現河床峡谷のプラグ部は、図6.1に示すようにEL.375mで37mの厚さを有するような形状を基本とすることにした。プラグ部に作用する水平荷重、揚圧力、上部のアーチダムからの荷重(完全調整計算による)などに対し、全着岩面のせん断摩擦抵抗によって支持するものとして安全率を算出すると、常時5.8、地震時5.0であり、十分安全である。

河床アラケ形状

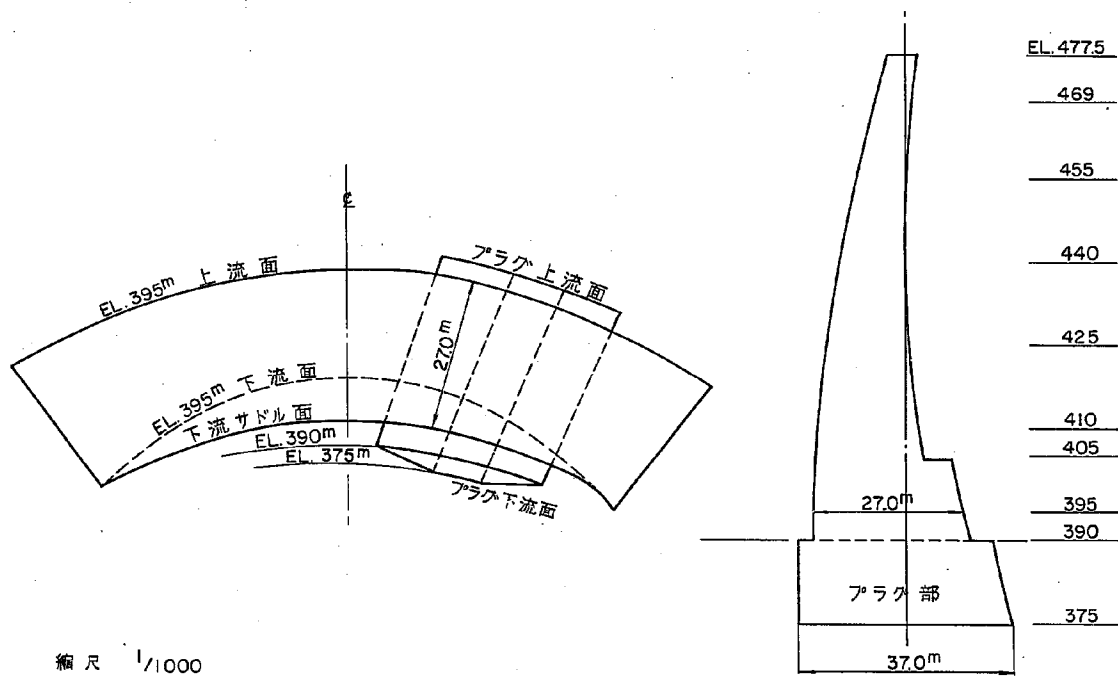


図-6.1 河床部サドル基本設計図

6.3 基礎岩盤の自重を考慮した岩盤の安全度

アーチダムの基礎で最も重要視されるのは、アーチアバットメントに端を発する両岸岩盤のすべりに対する安全度であるが、岩盤の力学的性質が複雑であるため、その評価法は種々の研究にも拘らず明らかでない。わずかに L. Müller が黒部川第4発電所ダムに適用した方法が発表されているだけであるが、地山自重を過大評価することや、モーメントの平衡をとるのにアームの長さのとり方によっては大きな誤差を伴うこと、さらに本質的問題として岩盤のせん断応力だけを対象としているが一般に考えられている摩擦力とせん断力の組合せで示されるとする定説との関係が不明であることなどの問題がある。このため、土木研究所では矢作ダムの設計に際して Fellenius の方法を応用したせん断摩擦安全率の最も小さいすべり破壊面を求め、ダムからの荷重と地山自重を考慮した傾斜すべり面をとり出し、これについてせん断摩擦安全率を算出する方法を考案した。豊平峡ダムサイトについてこの方法を用いて計算したところ、安全率は少なくとも 7.0 以上あることが判明した。この計算結果と前にのべた水平スライスについての安全率からみて、豊平峡ダム両岸の基礎岩盤は、所要強さに対し十分な値をもっており、安全である。