

矢
土木研究所資料

第 213 号

矢作アーチダムの構造設計

昭和 41 年 12 月

建設省土木研究所

矢作アーチダム の構造設計

土 木 研 究 所 柴 田 功

矢作ダム工事事務所 小 倉 昭 三

目 次

§ 1 ダムの位置	1
§ 2 設計条件	2
1. ダムの寸法	2
2. 設計に用いた基本数値	2
3. 設計荷重	2
§ 3 放物線アーチの採用	4
§ 4 設計方法	7
§ 5 設計	9
§ 6 基礎岩盤の安全性	101

矢作アーチダムの構造設計

§ 1 ダムの位置

ダムサイト附近の地形は、矢作川がダムサイトの下流ではほぼ直角に左折しているため、左岸側が薄い尾根を形成し、また、左右岸とも東北方向に刻まれた支谷をもつという特徴を有する。河床附近を除き、全般的に風化が進んでおり、特に左岸の道路より高い山腹では真砂土が厚く、凹部に若干の崖錐がある。右岸では薄い崖錐が広く分布している。なお、河床堆積砂礫層の厚さはすぐ下流の中部電力取水ダムの影響を受けて10m程度ある。

ダムサイトの基盤を構成する中粒の結晶から成る両雲母花崗岩は深層風化の現象がみられ、結晶粒子間の結合力が若干低下しているようであるが、これは新鮮な花崗岩と比較した場合のことであり、矢作ダム程度のダムの基礎として特に問題になる程のものではない。

ダムサイトの基礎岩盤には

- ① E_L 240m以下は全般的に良好である。
- ② 左岸は弱層の発達が著しく、かつ上部の風化が進んでいる。
- ③ 河を横切る断層F3の下流側に良好な岩盤が分布しているが、下流側に行くに従って悪くなる。などの特徴がある。

ダムサイトの節理、断層等の地質構造は、右岸ではRⅠ($N50^\circ \sim 60^\circ W / 70^\circ \sim 80^\circ N$)、左岸ではLⅠ($N35^\circ \sim 60^\circ E / 60^\circ \sim 70^\circ N$)、LⅡ($E-W / 80^\circ \sim 90^\circ N$)およびLⅢ($N35^\circ \sim 60^\circ W / 70^\circ \sim 80^\circ N$)のグループに分けられる。なかでもLⅠグループは、この地域一帯の地質構造に関係のある主な断層と一致するもので、F3、 E_L 、 H_L などのように、破碎帯幅が大きく、かつ連続性に富むものが多い。

最終設計では、F3断層をダムのアバットメントから約30m離すように設計しているが、断層が下流に傾斜しているため、ダムの底に入り込んでいる。この断層の河床部の様相は、左右岸の調査坑で大規模な破碎帯として観察されるので、これと同様に悪いものと推定されていたが、予備設計終了後の調査によって傾斜がゆるいため推定位置よりダムに接近するが、河底では数箇の薄い破碎帯に分かれているだけで、推定していたものよりかなり良いことが明らかにされた。

河床部には、川に沿って走る河床断層があるものと推定されていたが、河床横坑、ボーリングなどのその後の地質調査によって、小さな軟弱層が散在しているだけであることが判明した。

上述のように、上流側には大規模なF3断層が河を横切っており、下流に下がると左岸の地形が逃げさらに地質が悪くなるため、ダムの位置を選べる範囲はかなり小さい。一方、近年のアーチダムでは基礎岩盤の安定の問題がクローズアップされ、基盤の厚みを大きくとることに重点がおかれるよう

になった。矢作ダム設計でも、ダム本体の設計上の工夫も含めて、断層等の弱層の影響を考慮に入れた“厚み”を大きくとるよう、予備設計時に種々の検討がなされ、等厚放物線アーチを用いたダムサイト案が示された。その概要は“昭和41年1月-矢作アーチダムの予備設計”に示されている通りである。

詳細設計に入るようになってから、地質調査も進み、より優れた地質図が用意されたので再度検討した結果、ダムの位置を予備設計案より3～5m下流に下げた方が有利であると判断され、一部の修正が行なわれた。

§ 2 設計条件

1. ダムの寸法

ダムの天端の標高	E L. 300 m
基礎岩盤の標高	E L. 200 m
常時満水位	E L. 298 m
異常洪水位	E L. 299 m
堆砂面	E L. 261 m

2. 設計に用いた基本数値

貯水の単位容積重量	1.0 t/m ³
コンクリートの単位容積重量	2.35 t/m ³
堆砂の水中重量	1.0 t/m ³
土圧係数	0.45 t/m ²
コンクリートの弾性係数	3,000,000 t/m ²
岩盤の弾性係数	700,000 t/m 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張係数	$1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

3. 設計荷重

(1) 設計荷重の組合せ

1) 常時満水時

静水圧 + 動水圧 + 堆砂圧 + (温度荷重)

2) 静水圧 + 堆砂圧 + (温度荷重)

(2) 荷重算式

1) 静水圧 P_s

常時満水時は常時満水位に地震による波浪高を加えた水位, 異常洪水時は異常洪水水位に風による波浪高を加えた水位による水压をとる。(アーチダム設計基準第5条)

風による波浪高 h_1

$$h_1 = 0.75 + \frac{1}{3} F^{\frac{1}{3}} - \frac{1}{4} F^{\frac{1}{4}}$$

F ; 対岸距離 = 2 km

$$\text{故に } h_1 = 0.75 + \frac{1}{3} \times 1.414 - \frac{1}{4} \times 1.89 = 0.92 \text{ (m)}$$

地震による波浪高 h_2

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

k ; 水平震度 = $0.12 \times 2 = 0.24$ (設計基準第6, 7条)

T ; 地震周期 = 1.0 sec

g ; 重力の加速度 = 9.8 m/sec^2

H ; 水深 = $298 \text{ m} - 200 \text{ m} = 98 \text{ m}$

$$\text{故に } h_2 = \frac{0.24 \times 1.0}{2 \times 3.142} \sqrt{9.8 \times 98} \div 1.18 \text{ m}$$

したがって

$$\text{常時満水時設計水位} = 298 \text{ m} + 1.18 \text{ m} \div 299.2 \text{ m}$$

$$\text{異常洪水時設計水位} = 299 \text{ m} + 0.92 \text{ m} \div 300.0 \text{ m}$$

$$P_s = w_0 \cdot h$$

w_0 ; 貯水の単位容積重量 = 1.0 t/m^3

h ; 設計水位からの水深 (m)

2) 動水圧 P_d

動水圧設計水位は常時満水位 (EL. 298m) とする。

$$P_d = \frac{7}{8} w_0 k \sqrt{Hh}$$

k ; 0.24

H ; 設計水位から基礎岩盤までの高さ = 98 m

h ; 設計水位から求める標高までの水深 (m)

3) 堆砂圧 P_e

$$P_e = w_e \cdot C_e \cdot h_e$$

w_e ; 堆砂の水中重量 = 1.0 t/m^3

C_e ; 土圧係数 = 0.45

h_e ; 堆砂面から求める標高までの深さ (m)

4) 温度荷重

$$\text{EL. } 290 \text{ m} \quad -4.0^\circ \text{C}$$

E L. 2 7 0 m	- 3.3°C
E L. 2 5 0 m	- 2.7°C
E L. 2 3 0 m	- 2.0°C
E L. 2 1 0 m	- 2.0°C
E L. 2 0 1 m	- 1.0°C

この温度荷重は、ジョイントグラウト時の温度から、最低最終安定温度までの降下量を、他のアーチダムの例によって推定したものである。

§ 3 放物線アーチの採用

従来アーチダムの中心角は $110^\circ \sim 120^\circ$ のものが応力状態が良いので、最も望ましい値といわれてきた。(Treatise on Dams, Chap. 10 Arch Dams, U.S. Bureau of Reclamation) これは、ダムの応力に着目した場合のことであって、ダムの基礎岩盤を含めて、均衡のとれた安全性をもつアーチダムを設計するためには、アーチスラストの方向を、このように大きな中心角の場合よりも山側に向けることが望ましいと考えられるようになってきた。建設省では、川俣ダムの設計以来、アーチ中心角を 70° 程度まで小さくすることによって、アーチスラストを最も山側に向け得、したがって、いわゆる“基盤の厚み”を大きくとることができるのを明らかにした。¹⁾

アーチ中心角を小さくとして、フラットなアーチダムを設計する際問題になるのは、形状がビームに近くなり、クラウン附近の曲げモーメントが増大するためアーチのクラウン下流側の引張応力が増大することである。この問題に対しては矢木沢ダムの設計以来、応力状態の検討によって、アーチの曲率半径を小さくすることによって曲げモーメントを減少させ得ることが明らかにされた。²⁾

したがってアーチクラウン附近の曲率半径を小さくすることによって、前述のようにアーチ中心角を小さくとってもダムの応力上問題のないダム形状を求めることができる。このようにアバットメントからクラウンに近づくにつれ曲率半径が小さくなる連続したなめらかな曲線の一つとして放物線があげられ、矢作ダムのアーチ形状はこれを採用することにした。

わが国では放物線アーチの実施例がないため、その採用に採して問題となることは、型枠設置に困難がないかという点であるが、電子計算機による座標計算を行なうので、これまでの円弧の組合せアーチと全く同様であると判断された。なお、設計図等の作成にはコンパスを使用していた従来のものに比し、かなりの労力を要するが、構造上の利点から考え、やむをえないものと判断された。

次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。

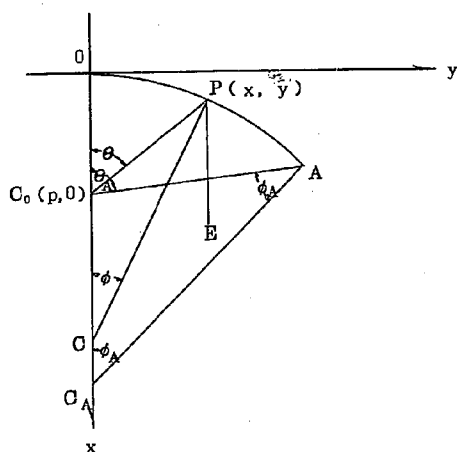
$$y^2 = 4 p x$$

この放物線の焦点を $O_0(p, 0)$ 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、 $\angle PCO = \phi$, $\angle PCO_0O = \theta$

1) 駒井、柴田；アーチダムの岩盤処理，土木学会誌，47-11

2) 飯田；アーチダムの設計への電子計算機の利用，土木技術資料，Vol. 8, No. 3



とする。いまP点を通してx軸に平行な線

PEをひくと放物線の性質から

$$\angle EPO = \angle CPO.$$

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

$$\overline{PO} = \overline{C_0O}$$

$$\overline{PC_0} = 2p - \overline{PO} \cos \theta = 2p - \overline{PC_0} \cos 2\phi$$

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

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

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

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

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

故に曲率半径は

$$r = \frac{\left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}}{\left| \frac{d^2y}{dx^2} \right|} = 2p \cos^{-3} \phi = R \cos^{-3} \phi$$

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。

厚さが

$$T = T_c + (T_A - T_c) \frac{\operatorname{vers} (\phi - {}_1\phi_A)}{\operatorname{vers} (\phi_A - {}_1\phi_A)}, \quad \phi \geq {}_1\phi_A$$

T_c ; クラウンの厚さ

T_A ; アーチバットメントの厚さ

ϕ ; P点の法線とクラウンの法線のなす角

${}_1\phi_A$; 等厚部の中心角

ϕ_A ; アーチバットメントの法線とクラウンの法線のなす角

で表わされる場合は、上流面は

$$u_x = x - \frac{T}{2} \cos \phi$$

$$u_y = y + \frac{T}{2} \sin \phi$$

下流面は

$$d_x = x + \frac{T}{2} \cos \phi$$

$$d_y = y - \frac{T}{2} \sin \phi$$

で示される。

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、実際の作業上かなりの不便をとまうので、アーチ中心線のスパン(2ln)とアバットメントの中心角($\phi_{A,n}$, $\phi_{A,n}$)を入力に用い、R, x, yは機械が計算するようにした。

標高nのクラウンにおけるアーチ中心線の法線と両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

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

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

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

で求められる。積分は、 $\phi_{A,n}$, $\phi_{A,n}$ 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

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

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

右岸では

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

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

$x_{c,n}$, $y_{c,n}$: 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。

片持梁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

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

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

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

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

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

これから

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

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。

片持梁要素の定点 ($x_{m,7}$ 、 $y_{m,7}$) が求まると、アーチ要素と片持梁要素の交点 ($x_{m,n}$ 、 $y_{m,n}$) を次のようにして計算する。

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

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

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

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

これから

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

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

$$S_{m,n} = \int_0^{\phi_{m,n}} R_n \cos^{-3} \phi d\phi$$

として求められる。

§ 4 設計方法

ダム設計にあたって、その地点の地形、地質によく適合するようにすることが最も合理的で、か

つ経済的であることはいうまでもない。この場合の地形とは、ダム基礎として十分な強さを有する堅岩の形状であって、堅岩等高線で示される。従来、堅岩等高線は設計者の主観によって決定されることが多かったが、矢作ダムでは、地質技術者の協力を得て、岩質、割れ目の間隔や状態等に基づく、個人差の入りにくい基準を設けて、基礎岩盤の評価を行なって決定した。これらは主要な断層等の弱層を含めてダムの水平スライス図（図6）、展開地質図（図8）に示されるとおりである。

設計の基本となるこれらの地形、地質図によると、§1でのべたように、左端上部の地形の開きおよびF3断層を避けてダムの位置を選定しているのを、滑り易い方向に斜交する推力を作用させないかぎり断層群に対する非常に大規模な地質処理は必要がないものと判断される。したがって経済的な設計をするためには、基礎表面からのアーチアバットメントの根入れをどの位にとるかが最も大きな影響を与える。そこで、後でのべるように“所要堅岩線”を参考として、ダムの各部が所定の安全度を保ち、かつダムの整形を満足するような最小の根入れを求めた。

ダムの形状は§3でのべたように、放物線アーチを採用することにした。

アーチダムの応力は、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位の短時間で、しかも極めて少ない労力で行なえるようになった。計算法はU.S. Bureau of ReclamationによってTrial-load Analysisというきわめて精巧な方法が完成されているが、模型実験値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と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うのが最も良い。しかし、模型実験には莫大な時間と労力を要し、さらに自重や温度荷重を含めることが困難であるため計算で補う必要があるなどのように、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。

これまでの間に、建設省はじめその他の機関によって、多くの模型実験が行なわれたが、それらを通して次にあげる傾向がみられる。

- ① クラウンキャンティレバーの上流側底に、半径方向調整計算によって示される鉛直な引張応力は、模型実験では20～40 kg/cm² 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の方が5～10 kg/cm² 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、実験値が5～10 kg/cm² 引張側に移行する。

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、矢作ダムの設計では上述の模型実験値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。

昭和40年5月にアーチダムの設計基準が改定され、中でも特に地震力の取扱いが大幅に変更された（第6条、第7条）。さらに矢作ダムは本邦で最初の大規模な放物線アーチを採用し、フラットアーチにするので、その動力学的特性を研究する必要がある。このため振動模型実験を行なうこと

になり、東京大学生産技術研究所において、円形アーチの設計との比較を含め現在実験中である。それらの成果は別途報告する。

計算は土木研究所が作成したプログラムによって、I.B.M. 7090を使用して行なう。計算上の詳細は、土木研究所資料“電子計算機によるアーチダムの解析方法”(飯田隆一)を参照されたい。

§ 5 設 計

矢作ダム予備設計の最終案であるA-Ⅲ案は、等厚放物線アーチで、側方片持梁の上流側へのオーバーハングが大きい。このようなオーバーハングがあると

① これまでの設計例によって、ダムの下流側下部標高の部分に、アーチバットメント沿いの引張応力が増大する傾向があるのではないかと考えられている。

② ダムコンクリート打込み上やや困難がある。

などの問題があり、上流側オーバーハングの幅だけ上下流両側にそれぞれ増厚した不等厚アーチにして、上記の問題を解決し、さらにダムと岩盤の接触部の応力度を低下させるようにすることとし、上記A-Ⅲ案を不等厚アーチに変えたD-1案を基本としてアーチ形状の設計を進めることにした。

D-1案の応力には余裕があるので、表1のように、ダムの厚さ T_c 、 T_A を規則的に変化させ、また、拱頂片持梁の傾きを変化させて、応力状態の検討を行なった。その結果ダムの厚さが薄くなるにしたがい、水平応力は全般的に圧縮側に移行するが、アバットメント附近の鉛直応力は引張側に移行する。またダムの厚さが同じで、拱頂片持梁の下流側オーバーハングが大きくなるとアバットメント

表 1 設計タイプ比較表

タイプ名	X_{cH}	X_{un}	$T_{c,7}$	$T_{c,0}$	$T_{A,8}$	$T_{A,12}$	堤体積 (m^3)	サイドキャン ディンバー オーバーハング		備 考
								m-8	m-12	
D-1	6.00	15.00	6.00	24.00	30.72	29.54	281,700	3.30	1.50	予備設計最終案の等厚放物線を不等厚にした
D-2	6.00	14.10	5.40	21.60	27.65	26.59	253,500	3.50	1.70	D-1の T_c 、 T_A を0.9倍しその他はD-1と同様
D-3	6.00	13.20	4.80	19.20	32.30	28.30	240,000	1.40	0.20	D-1の T_c を0.8倍し、上流側オーバーハングを2.0m以内に制限する事を目標とした。その他はD-1と同様
D-4	8.00	17.00	6.00	24.00	30.72	29.54	281,700	3.30	1.30	D-4～D-6はD-1よりも拱頂片持梁の下流側オーバーハングを更に2m増している。
D-5	8.00	16.10	5.40	21.60	27.65	26.59	253,500	3.60	1.80	D-4の T_c 、 T_A を0.9倍しその他はD-4と同様
D-6	8.00	15.20	4.80	19.20	24.58	23.63	225,400	3.90	2.30	D-4の T_c 、 T_A を0.8倍しその他はD-4と同様
D-7	8.00	15.20	4.80	19.20	28.60	24.10	229,000	2.10	1.80	D-4の T_c を0.8倍し、上流側オーバーハングを2.0m以内に制限することを目標とした。その他はD-4と同様
D-8	8.00	15.50	5.00	20.00	29.25	25.08	241,300	2.10	1.40	D-7の T_A 、 T_c の数字を整数にするためわずかな増厚する。
D-9	7.00	14.50	5.00	20.00	29.30	25.20	241,400	2.50	1.80	D-8 拱頂片持梁下流側オーバーハングを1m減少させる。
D-10	6.00	13.50	5.00	20.00	29.30	25.20	243,100	2.50	1.80	D-9 拱頂片持梁下流側オーバーハングを1m減少させる。

ト附近の鉛直応力が引張側に移行するというように規則的な応力変化を示す。しかし、アバットメントの厚さ T_A をダムの上流側オーバーハングの値が2m以内になるようにして拱頂片持梁の傾きを変化させた場合はかなり複雑になり、拱頂片持梁の下流側オーバーハングが小さく、したがってアバットメント附近の厚さ T_A が大きい案になるほど片持梁の分担荷重が増大し、鉛直応力が引張側に移行する傾向を示した。

以上の検討を進めた基本的形状がD-2案～D-7案であるが、これらのうちD-7案の応力状態が最も好ましいと判断され、次の設計段階として、その修正が検討された。すなわち、ダム形状を規定するのに必要な数値の軌跡方程式化と、鉛直引張応力削減のための拱頂片持梁の傾きを変化させた案がD-8案～D-10案である。(図2参照)これらの案を比較するとD-10案の応力状態がやや良いようであるが、堤頂越流型余水吐を採用するので、落下水脈がダムに最も近く、ある程度の余裕があるD-8案の方が優れていると判断され、これが最終設計案として採用された。

最終設計の形状を規定する基本値の軌跡方程式は次の通りである。ただし式中の Z は $B.L. 200$ mを原点とし上方を正とする。

1) 拱頂片持梁中心 ; x_c (m)

$$100m \geq Z \geq 50m \quad x_c = 0.00008Z^2 + 0.152Z - 16.0$$

$$50m \geq Z \geq 30m \quad x_c = 0.004Z^2 - 0.24Z - 6.2$$

$$30m \geq Z \geq 0m \quad x_c = 0.002Z^2 - 0.12Z - 8.0$$

2) 拱頂片持梁の厚さ ; T_c (m)

$$100m \geq Z \geq 0m \quad T_c = -0.15Z + 20.0$$

3) 左岸アーチアバットメントの厚さ ; ${}_L T_A$ (m)

$$100m \geq Z \geq 50m \quad {}_L T_A = -0.2Z + 25.0$$

$$50m \geq Z \geq 30m \quad {}_L T_A = 0.0025Z^2 - 0.45Z + 31.25$$

$$30m \geq Z \geq 0m \quad {}_L T_A = -0.0023Z^2 - 0.162Z + 26.93$$

4) 右岸アーチアバットメントの厚さ ; ${}_R T_A$ (m)

$$100m \geq Z \geq 50m \quad {}_R T_A = -0.24Z + 29.0$$

$$50m \geq Z \geq 20m \quad {}_R T_A = 0.003Z^2 - 0.54Z + 36.5$$

$$20m \geq Z \geq 0m \quad {}_R T_A = -0.0185Z^2 + 0.32Z + 27.9$$

5) スパン ; $2l$ (m)

$$100m \geq Z \geq 50m \quad 2l = 2.16Z + 78.0$$

$$50m \geq Z \geq 30m \quad 2l = -0.007Z^2 + 2.86Z + 60.5$$

$$30m \geq Z \geq 0m \quad 2l = 0.0054Z^3 - 0.0533Z^2 + 4.18Z + 47.99$$

6) 左岸側アーチ中心角 ; ${}_L \phi_A$ (ラジアン)

$$100m \geq Z \geq 70m \quad {}_L \phi_A = -0.000002Z^2 + 0.00168Z + 0.4962$$

$$\begin{aligned} 7.0\text{m} \geq Z \geq 5.0\text{m} & \quad \phi_A = 0.000035Z^2 - 0.0035Z + 0.6775 \\ 5.0\text{m} \geq Z \geq 3.0\text{m} & \quad \phi_A = 0.5900 \\ 3.0\text{m} \geq Z \geq 0\text{m} & \quad \phi_A = -0.000023Z^2 + 0.00138Z + 0.5693 \end{aligned}$$

7) 右岸側アーチ中心角 ; θ_A (ラジアン)

$$\begin{aligned} 10.0\text{m} \geq Z \geq 5.0\text{m} & \quad \theta_A = -0.000008Z^2 + 0.0008Z - 0.71 \\ 5.0\text{m} \geq Z \geq 3.0\text{m} & \quad \theta_A = -0.6900 \\ 3.0\text{m} \geq Z \geq 0\text{m} & \quad \theta_A = -0.0000067Z^3 + 0.0005365Z^2 - 0.0141Z - 0.56895 \end{aligned}$$

ダム形状を示すこれらの値の代表的なものを図1の中に示す。またダムコンクリート量は240,000 m³である。

半径方向調整計算による応力は図2.8.1~2.8.7に示す通りであり、また完全調整計算による応力は図4.1~4.7に示す通りである。これらの応力値は§4であげた計算と模型実験によって得られる値の差を考慮に入れても十分満足できる値である。なおこれらの応力は引続いて模型実験を実施して検証する。

ダムの水平地質断面図を図6.1~6.10、展開地質図を図8に示すが、これらの図に見られるように、ダムサイト最大の断層F3をできるだけ避けて下流側に位置させていること、左岸で下流川側に滑りやすい走行を示しかつ規模もかなり大きいE_L、H_L、R_Lなどの断層群に直角にスラストを作用させていることなどによって基礎岩盤の安定、処理に最も有利になるよう、重点的考慮が払われている。このため、右岸下部標高のアーチアバットメントの根入れが、一見過大であるかに見えるが、これを修正するためには、右岸側のスパンを短少させるか、河心方向に斜交しているダム中心線を、川に平行する以外に方法はない。スパンを短少させる案では右岸側だけを短めると右岸側側方片持梁に極めて大きな上流側へのオーバーハングを生ずることになり、これを消すため、アーチアバットメントを増厚する方法は複雑なダム応力の関係から困難であり、さらに、厚さの増加に伴ない、掘削量、コンクリート量ともに減少せず有利にはならない。過度な上流側へのオーバーハングを避けるためには、後者のダム中心線を川に平行にする案以外にない。この場合は、左岸側破砕帯にほぼ直交して作用していたアーチスラストを、滑り易い方向に斜交させることになり、これらに対する地質処理を考慮に入れてもなお、基礎岩盤の安定上、現案に比し、きわめて大きなアーチアバットメントの根入れを要し、掘削量、コンクリート量とも、かえって増大する。これらから、一見過大であるかに見える現案は決して不利ではない。

また、比較設計として、円弧の組合せによる、中心角を約100度としたアーチダムの設計を行ない、振動模型実験による比較を行なうことにした。これらは図3.1~3.12に示すとおり、放物線アーチに比し、根入れがやや不足しており、実施する場合はその修正を要するが、側方片持梁の上流側へのオーバーハングを制限することを条件としているので、堤体積は252,000 m³あり、放物線アーチに比し5%以上増加する。なお応力は図3に示すとおり、アーチアバットメント附近を除き、放物線アーチとほとんど等しい値を示すように設計している。

図 1.1

D-1,4,8 TYPE X_c, T_c, LTA, RTA 軌跡図

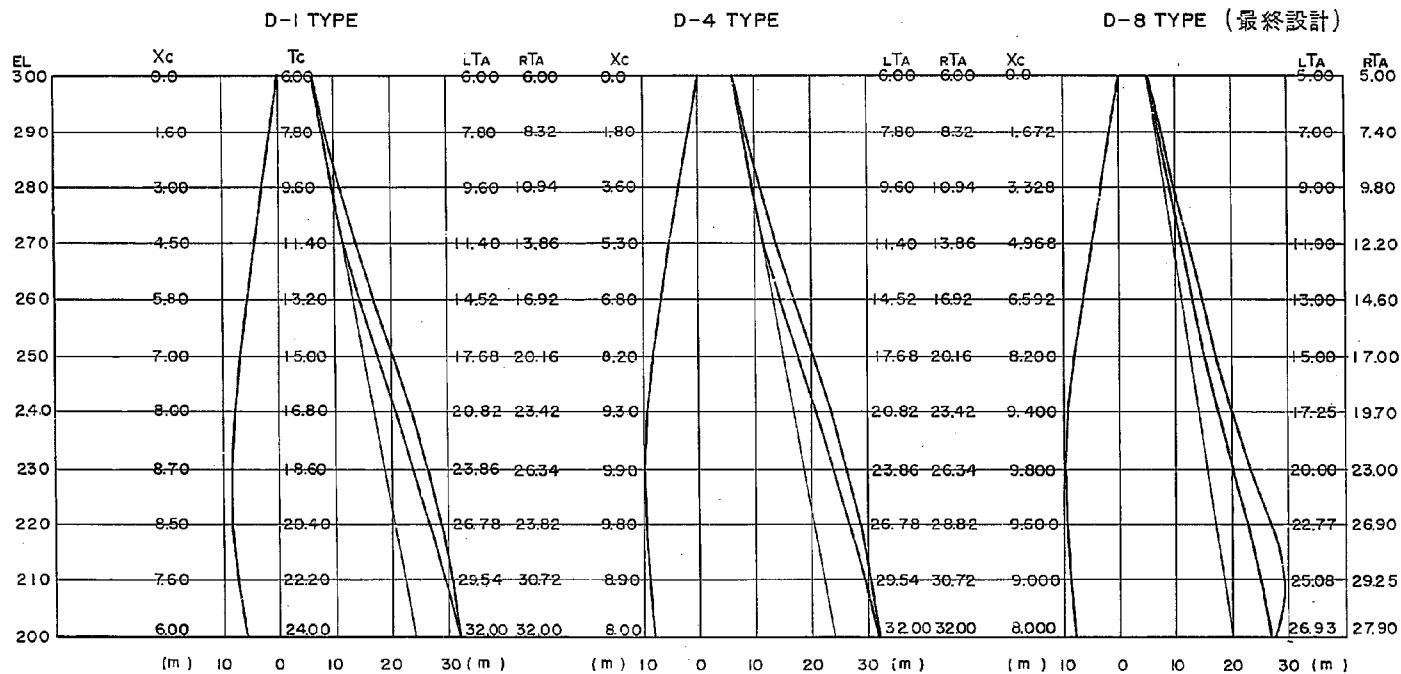


図 1.2 D-1 ~ D-10 スパン長・中心角軌跡図

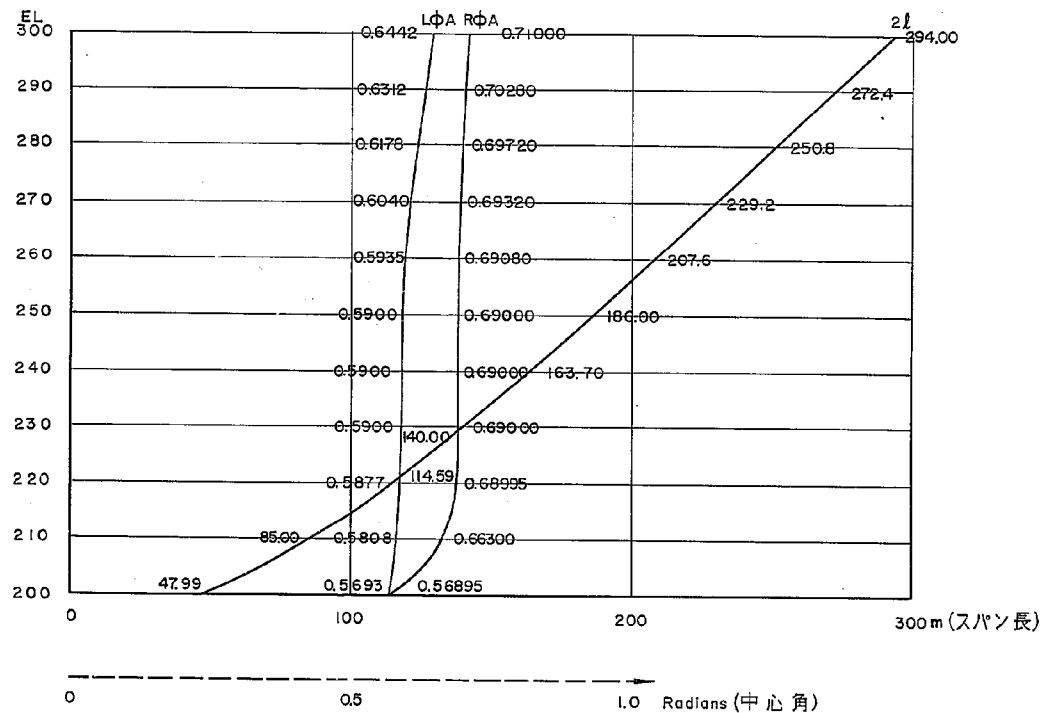
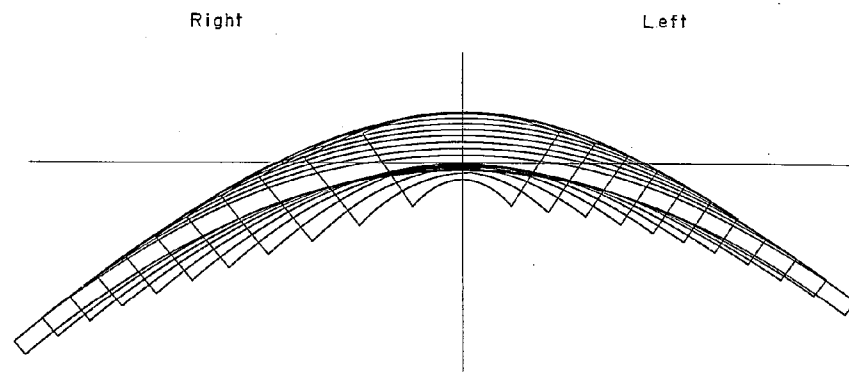


図 2.1.1 ダム平面図

D- I TYPE



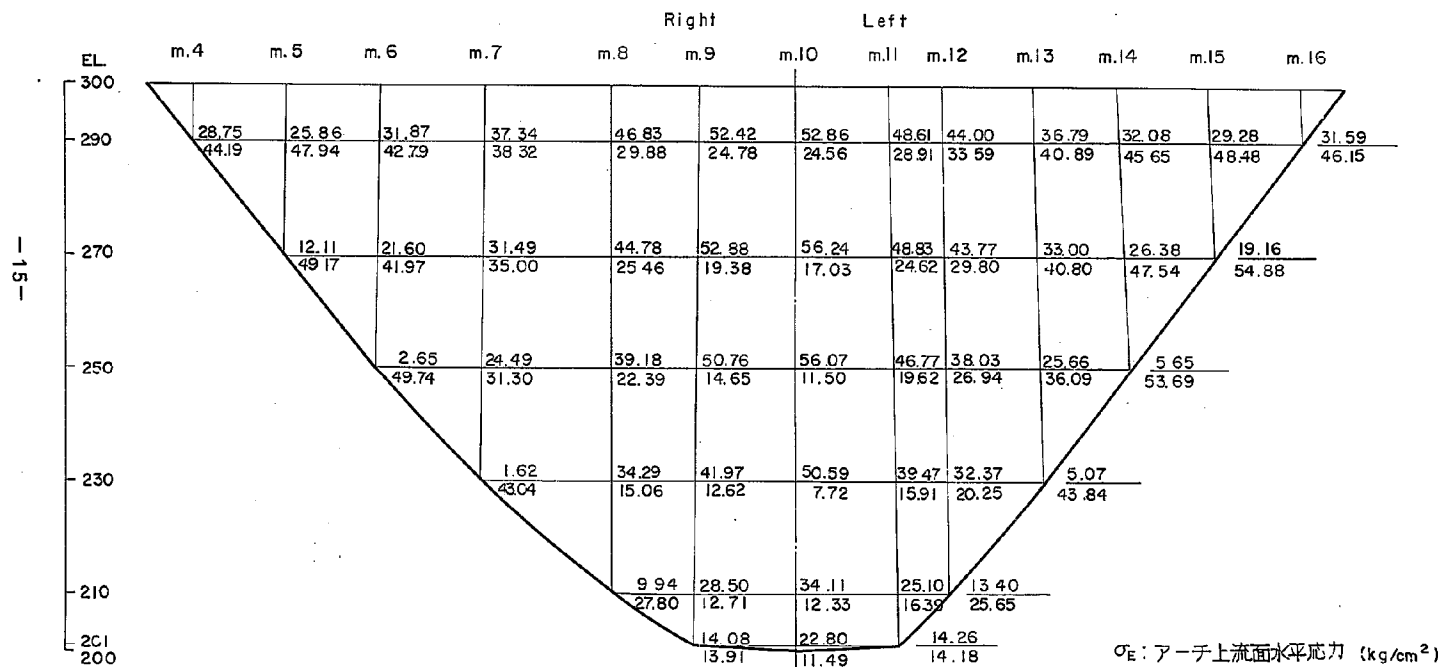
2.1.2

YAHAGI DAM

D-1 TYPE (K:O, T:O)

Arch Stresses

$\frac{\sigma_E}{\sigma_1}$



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_1 : アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)

Cantilever Stresses

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_D}$$

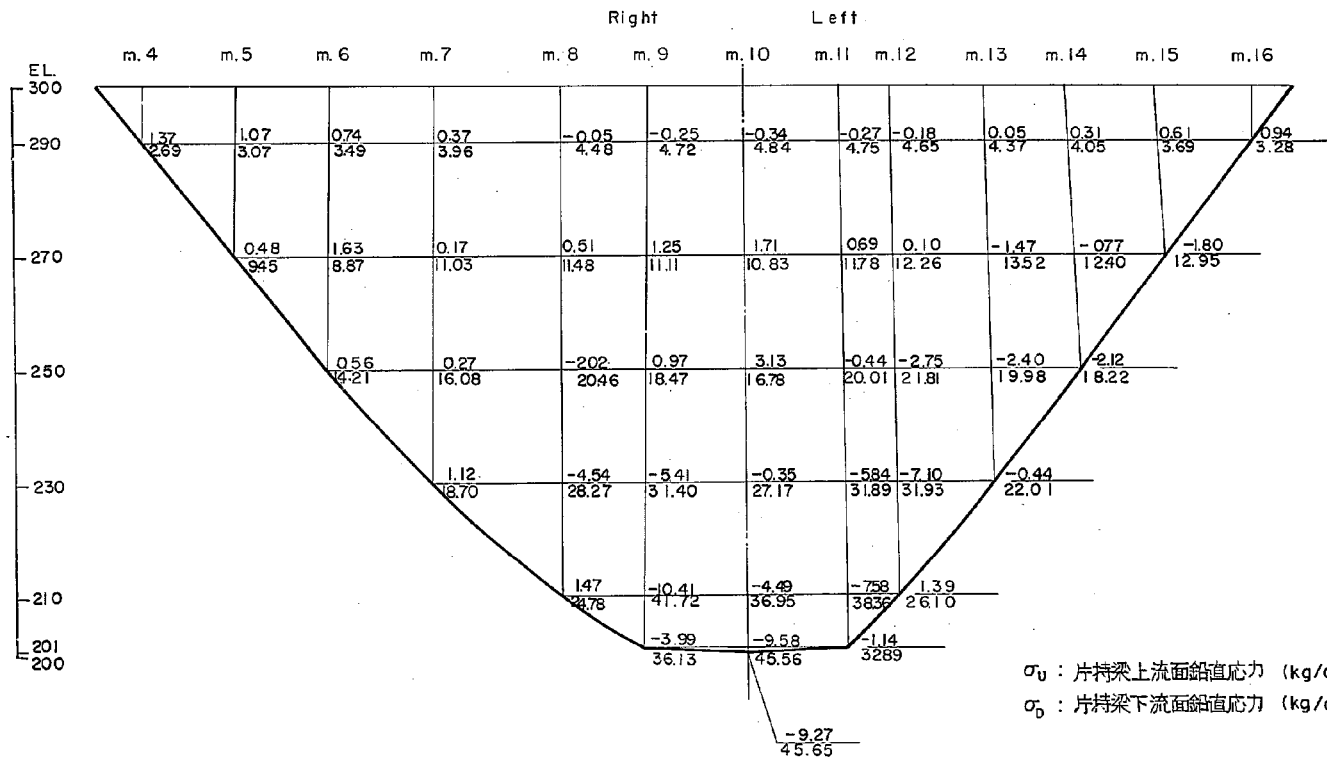
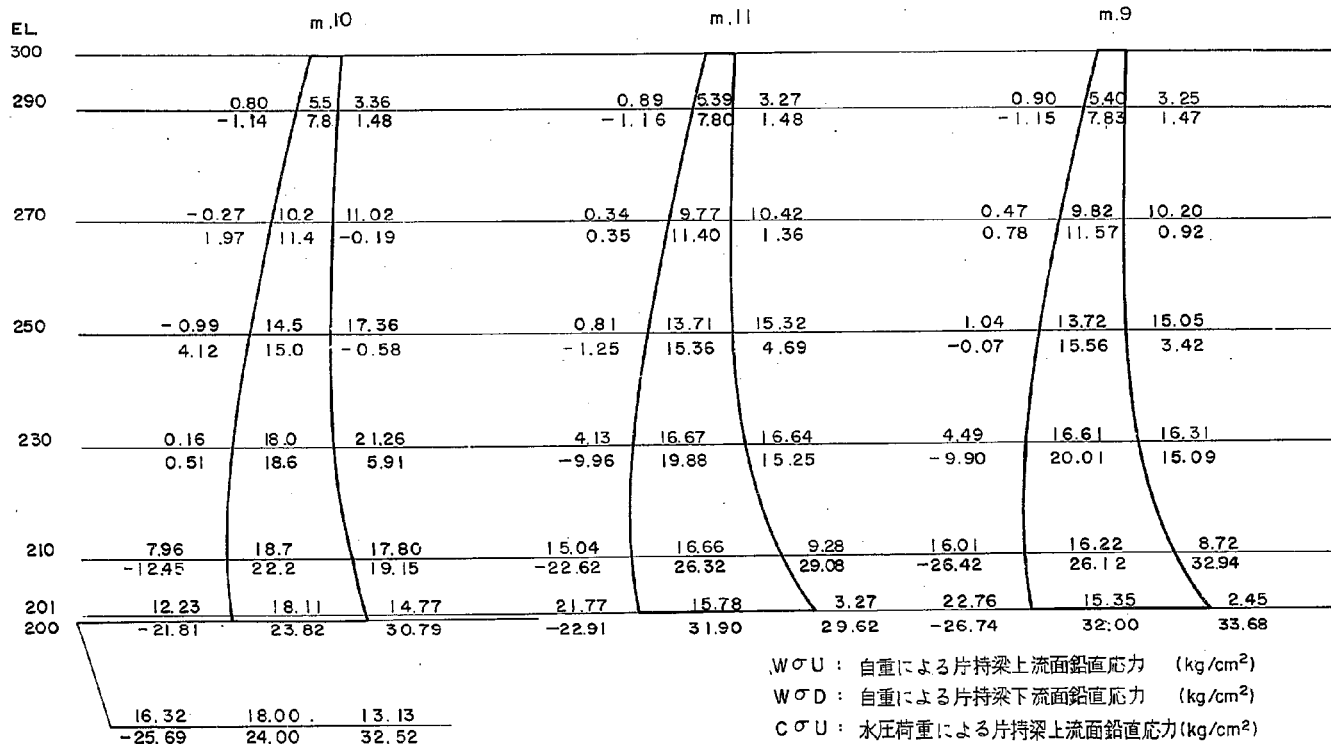


図 2.1.4A YAHAGI DAM D-1 TYPE

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



WσU : 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

WσD : 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

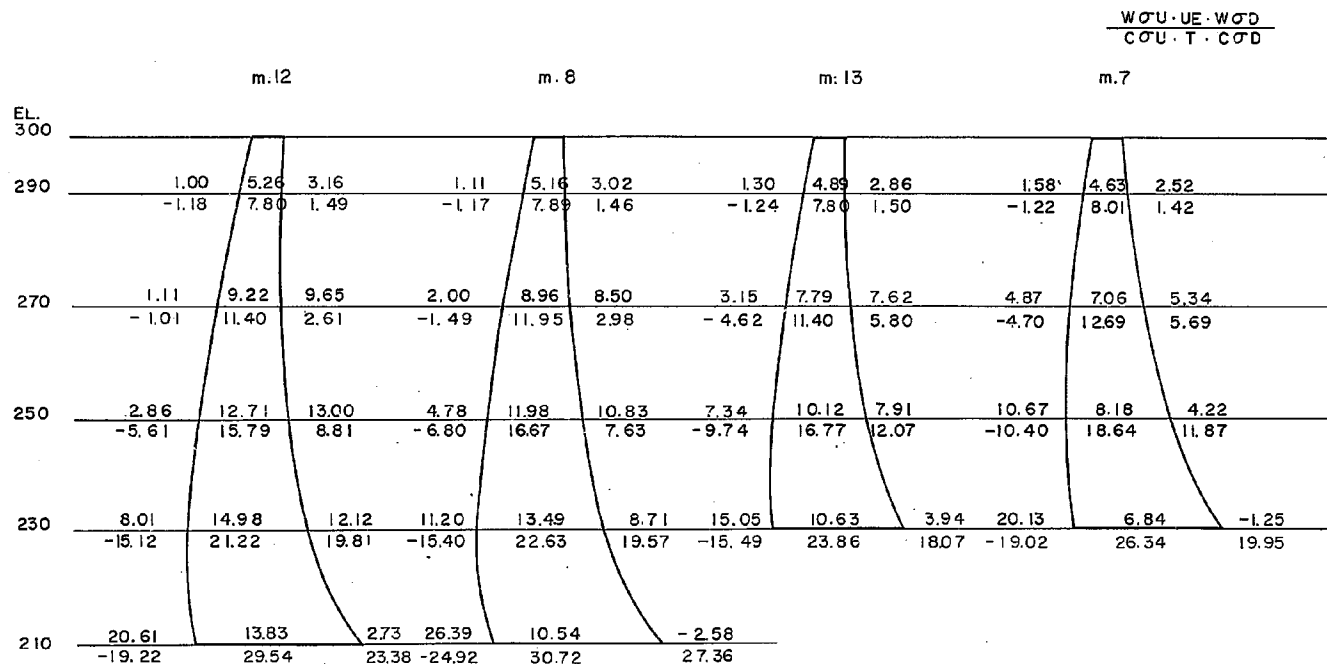
CσU : 水压荷重による片持梁上流面鉛直応力(kg/cm²)

CσD : 水压荷重による片持梁下流面鉛直応力(kg/cm²)

UE : タム軸とタム上流面との水平距離 (m)

T : タムの厚さ (m)

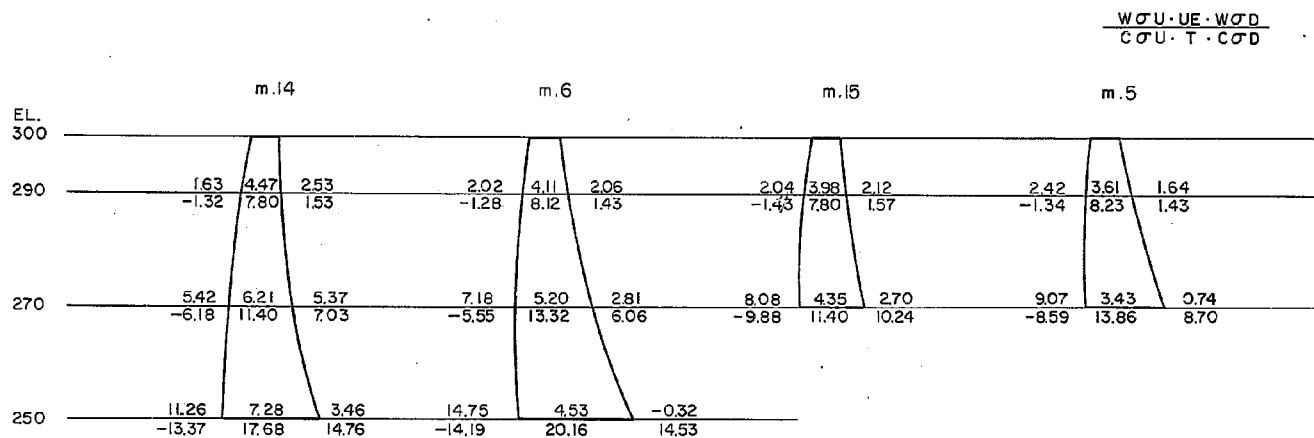
2.1.4B YAHAGI DAM D-1 TYPE



☑ 2.1.4C

YAHAGI DAM

D - I TYPE



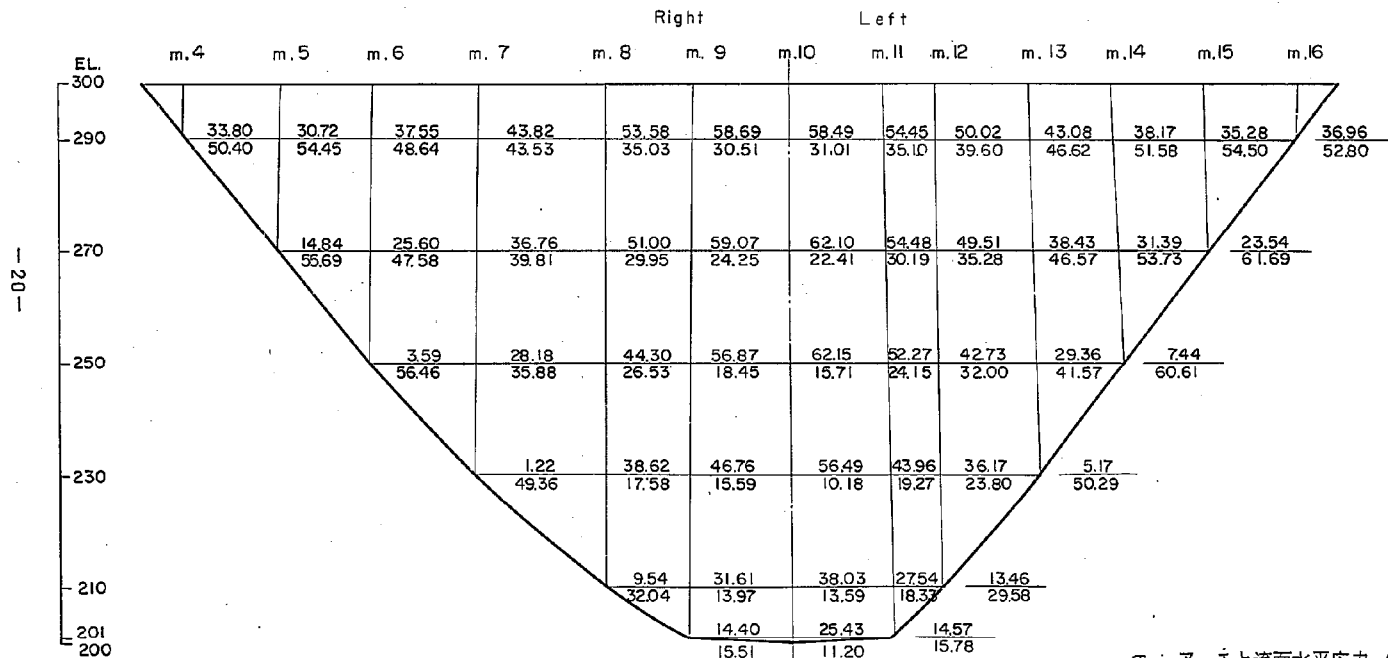
2.2.1

YAHAGI DAM

D-2 TYPE (K:O, T:O)

Arch Stresses

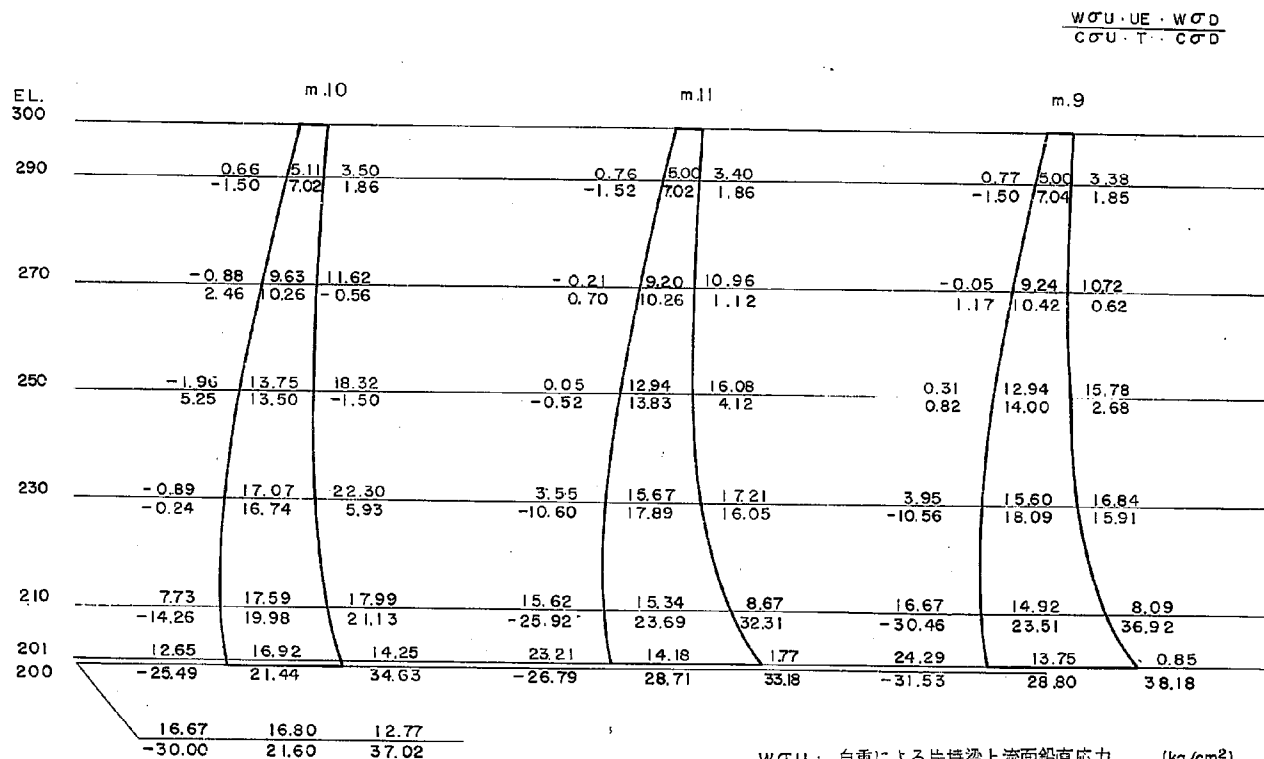
$$\frac{\sigma_E}{\sigma_I}$$



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 2.2.3A YAHAGI DAM D-2 TYPE

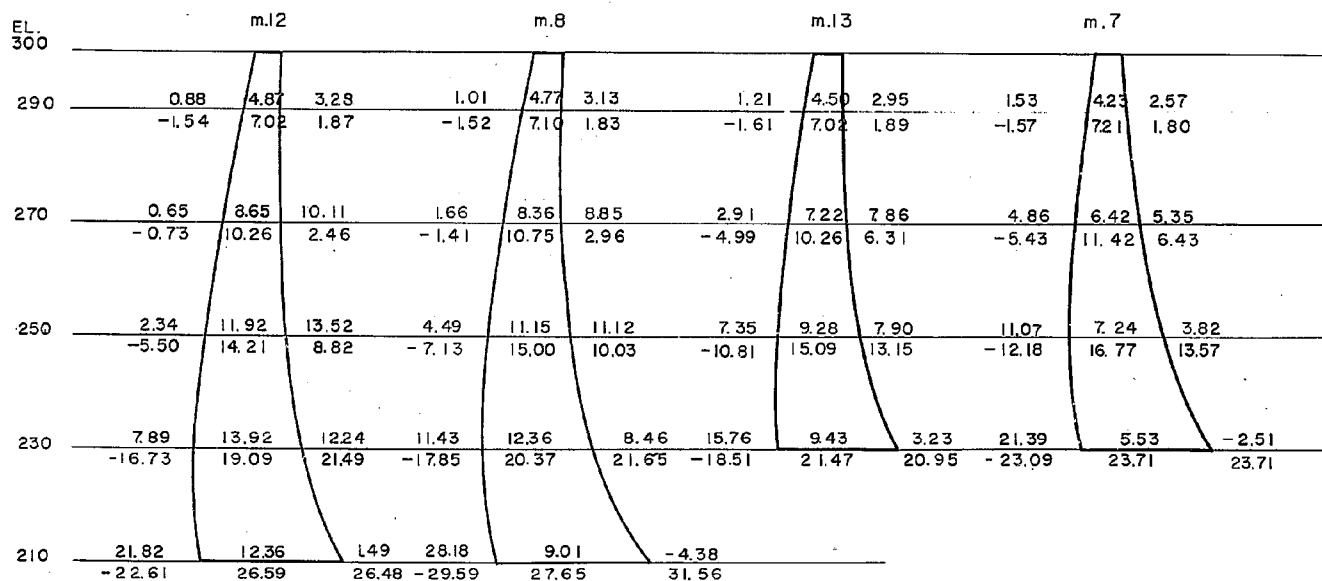


2.2.3B

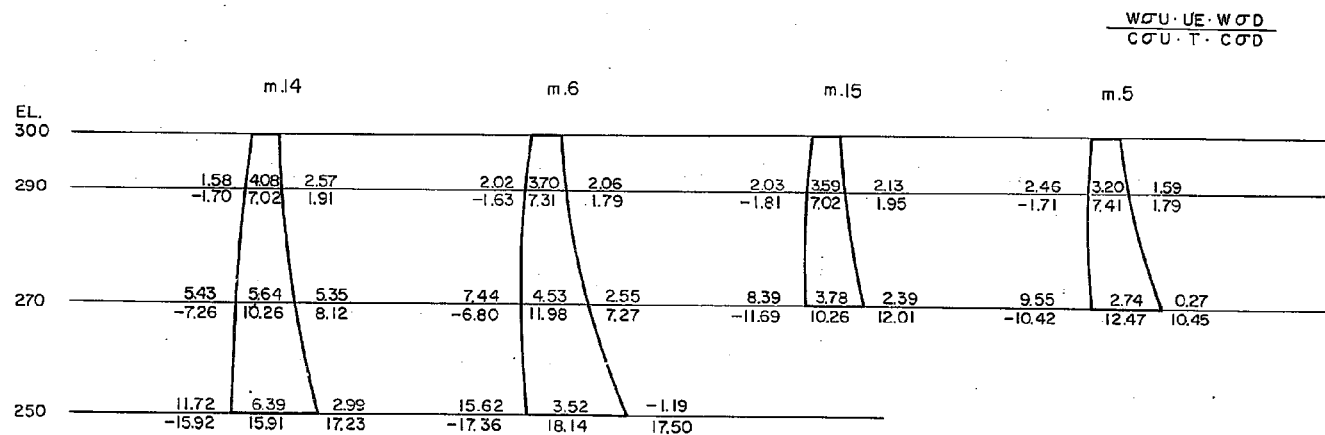
YAHAGI DAM

D-2 TYPE

$$\frac{WOU \cdot UE \cdot WOD}{COU \cdot T \cdot COD}$$



2.2.3C YAHAGI DAM D-2 TYPE



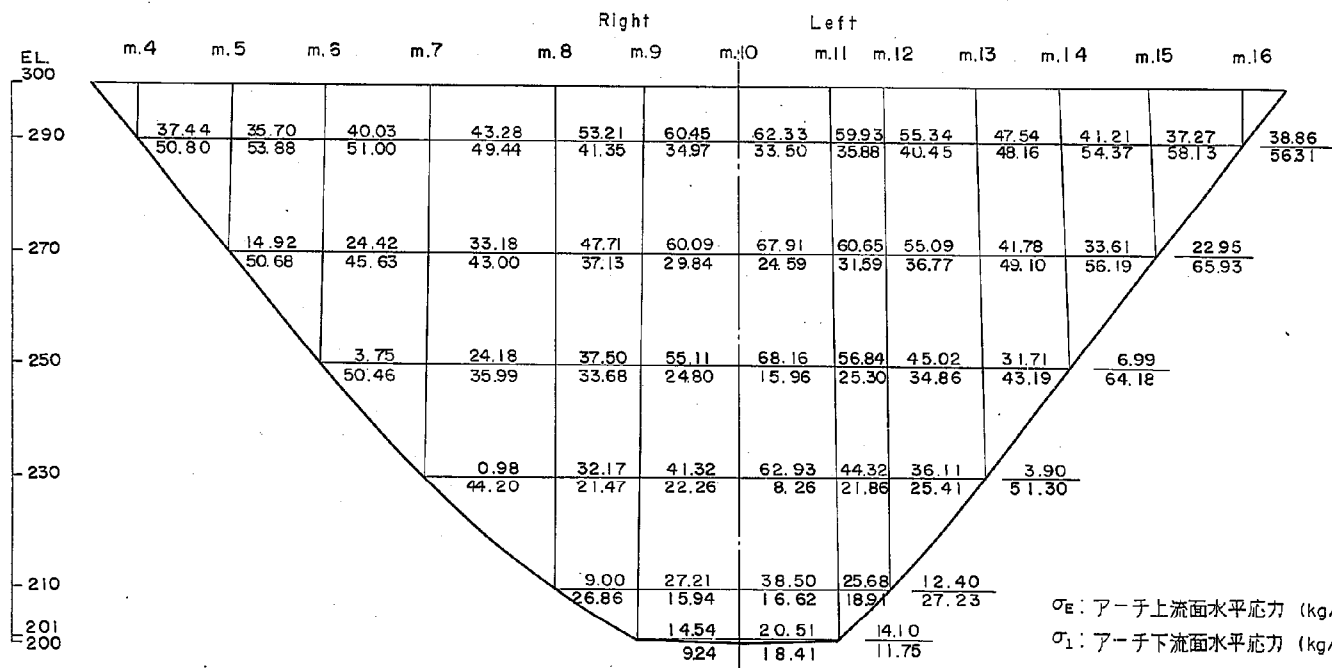
2.3.1

YAHAGI DAM

D-3 TYPE (K:0, T:0)

Arch Stresses

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



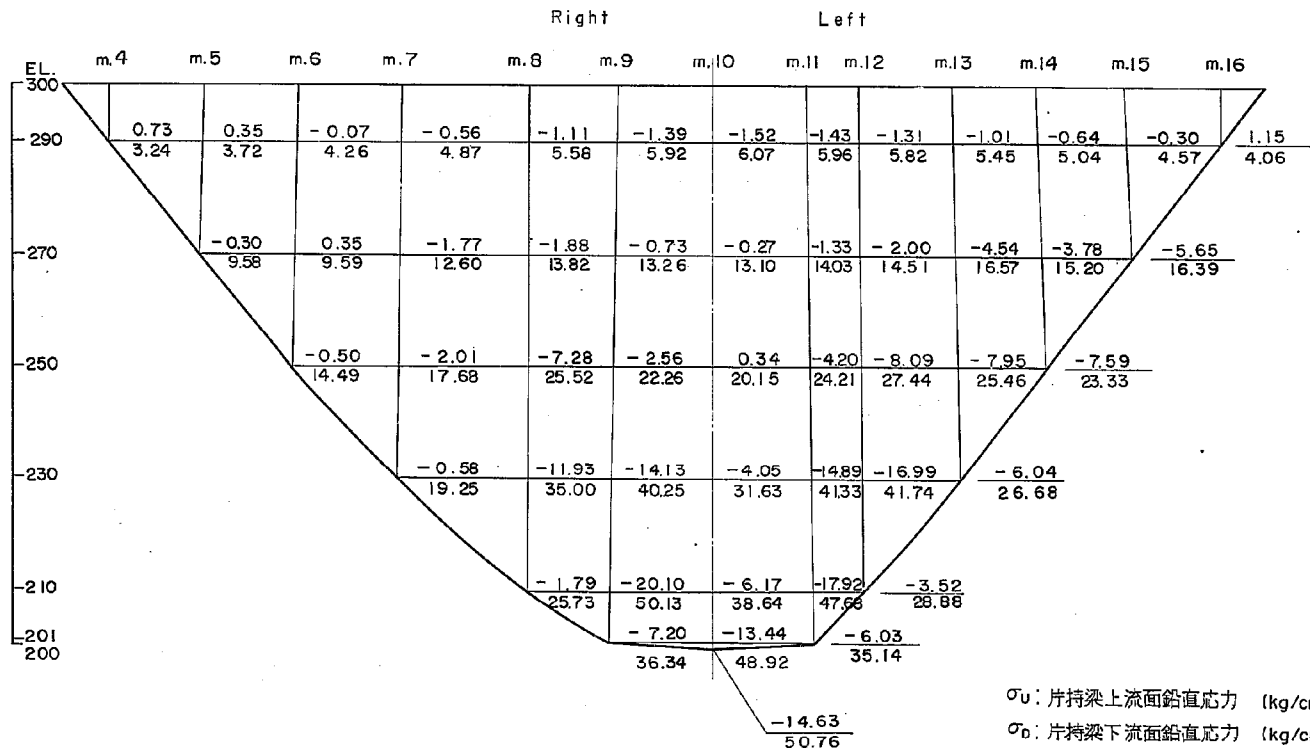
2.3.2

YAHAGI DAM

D-3 TYPE (K:0,T:0)

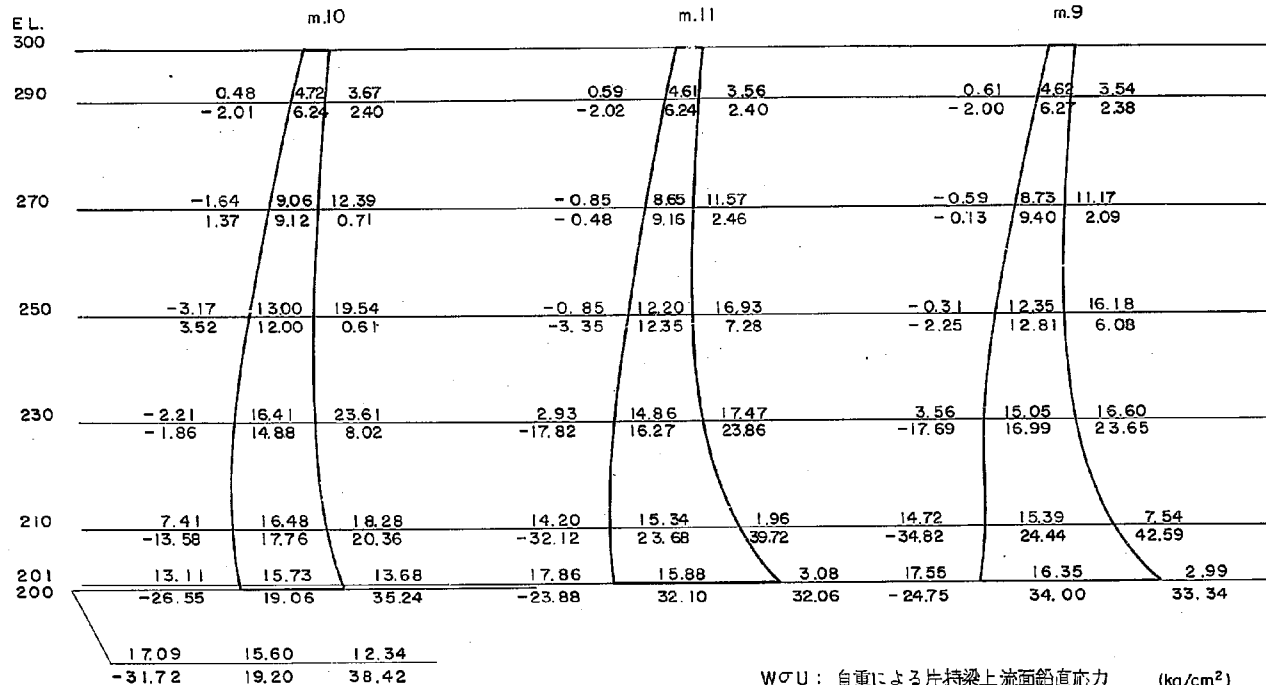
Cantilever Stresses

$\frac{\sigma_u}{\sigma_o}$



2.3.3A YAHAGI DAM D-3 TYPE

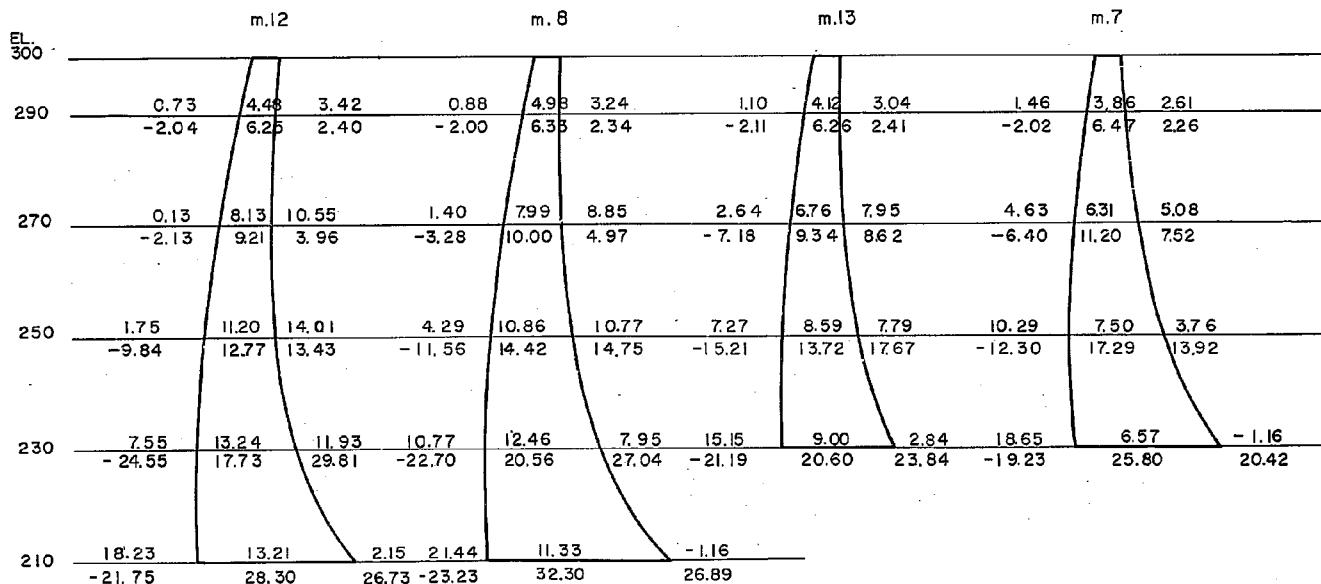
$$\frac{W\sigma U \cdot UE \cdot W\sigma D}{C\sigma U \cdot T \cdot C\sigma D}$$



$W\sigma U$: 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)
 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 2.3.3B YAHAGI DAM D- 3 TYPE

$$\frac{W \cdot \sigma_U \cdot U_E \cdot W \cdot \sigma_D}{C \cdot \sigma_U \cdot T \cdot C \cdot \sigma_D}$$



☒ 2.3.3C YAHAGI DAM D-3 TYPE

$$\frac{W\sigma U \cdot U E \cdot W\sigma D}{C\sigma U \cdot T \cdot C\sigma D}$$

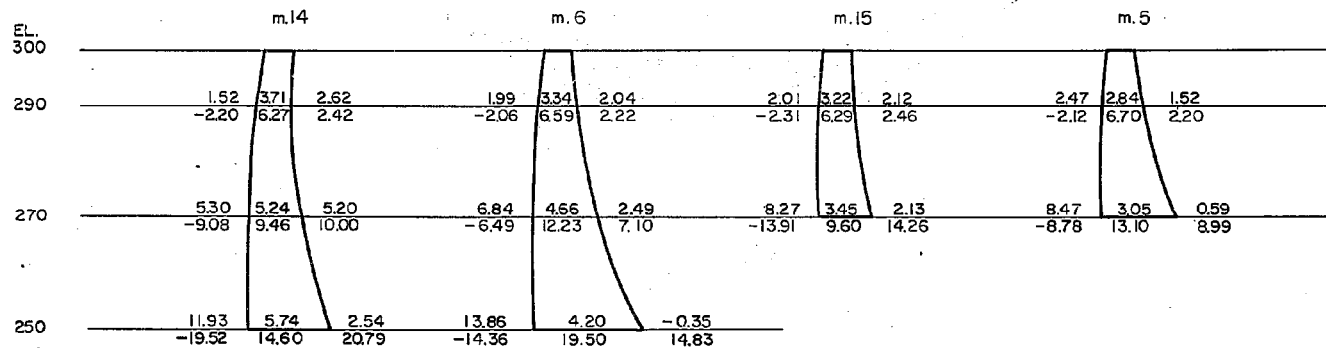


図 2.4.1 ダム平面図

D-4 TYPE

Right

Left

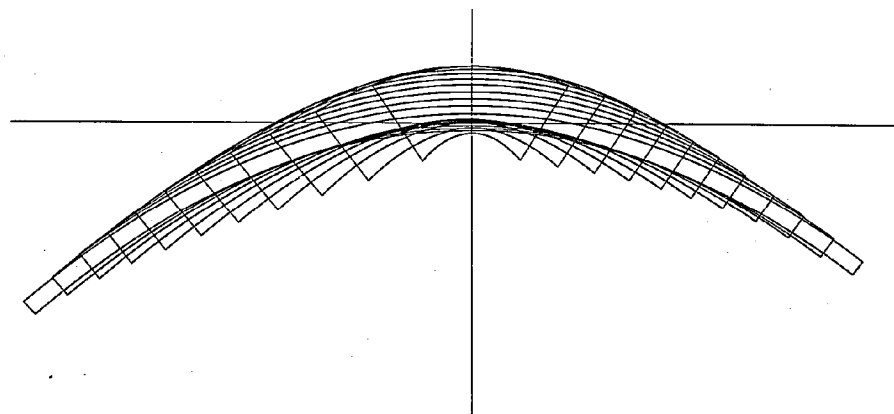


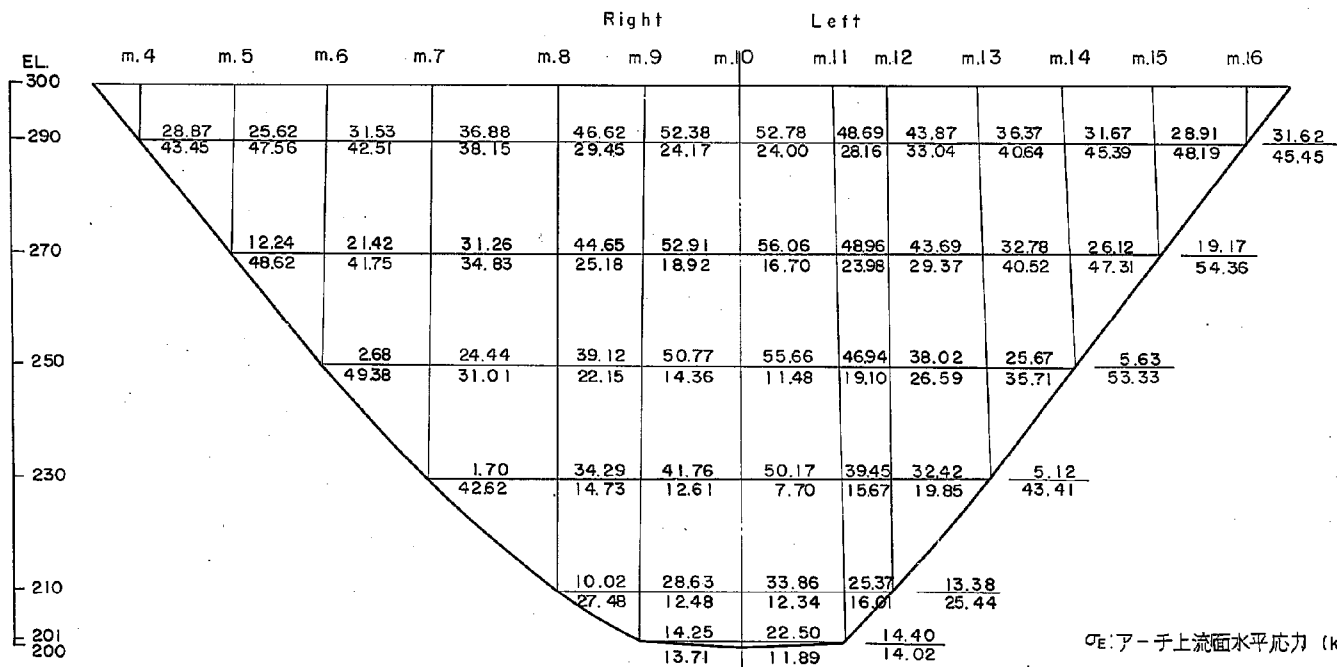
図 2.4.2

YAHAGI DAM

D-4 TYPE (K.O.T.O)

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)

D- 4 TYPE (K : 0, T : 0)

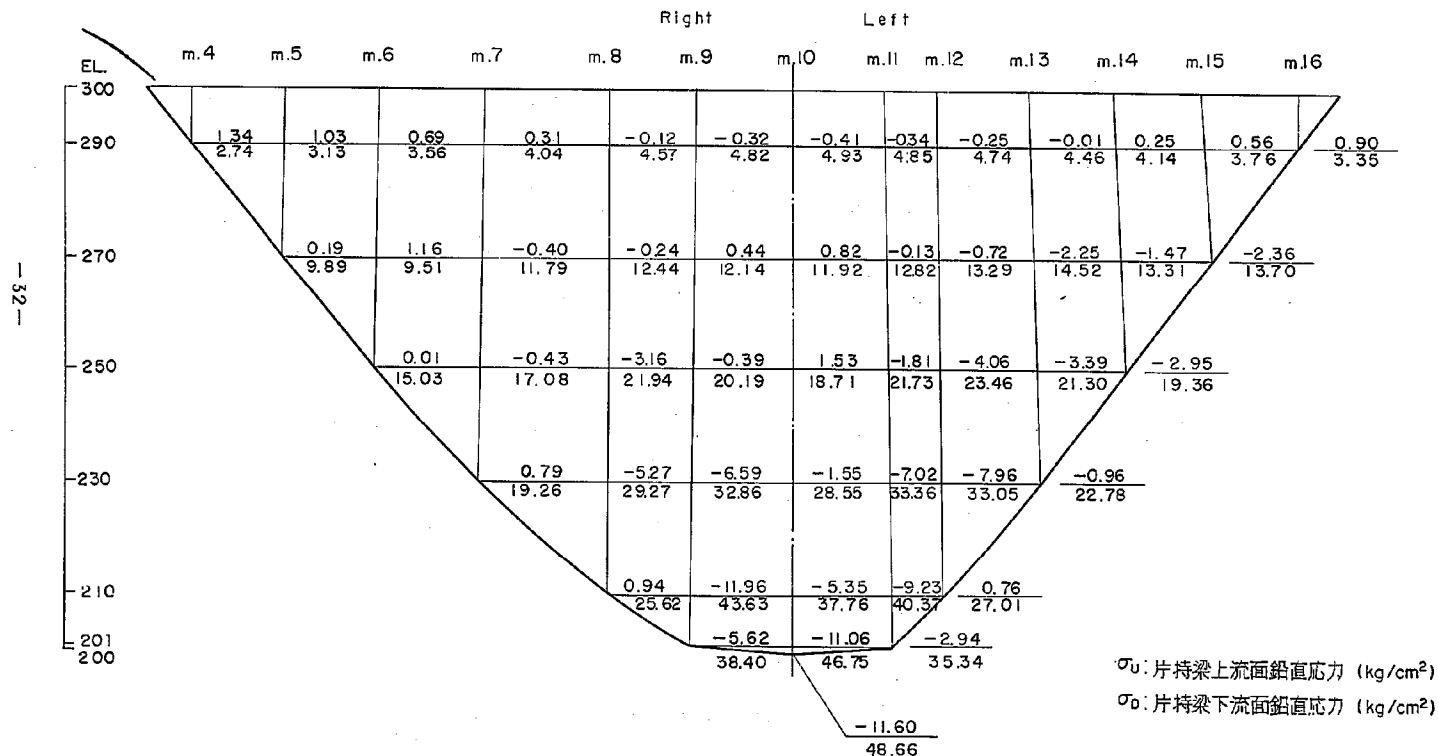
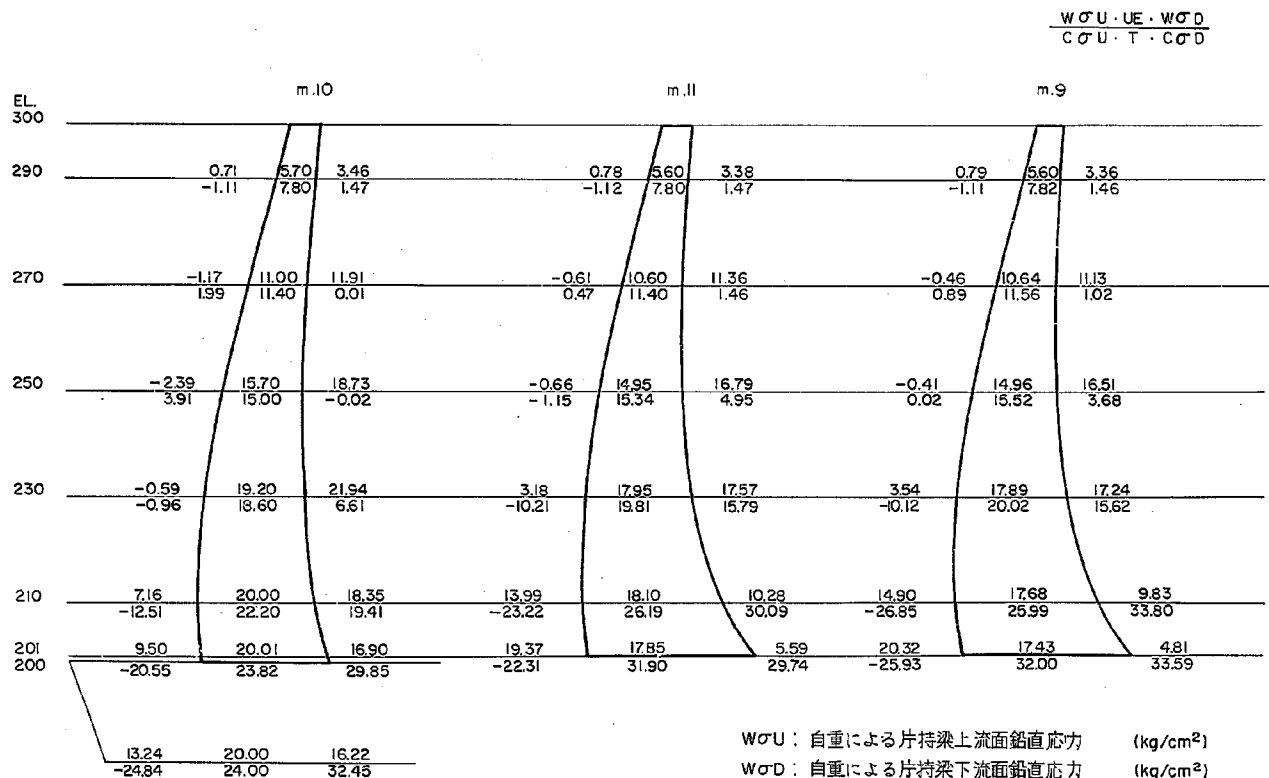
$$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$$


図 2.4.4A YAHAGI DAM D-4 TYPE



WσU : 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

WσD : 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

CσU : 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

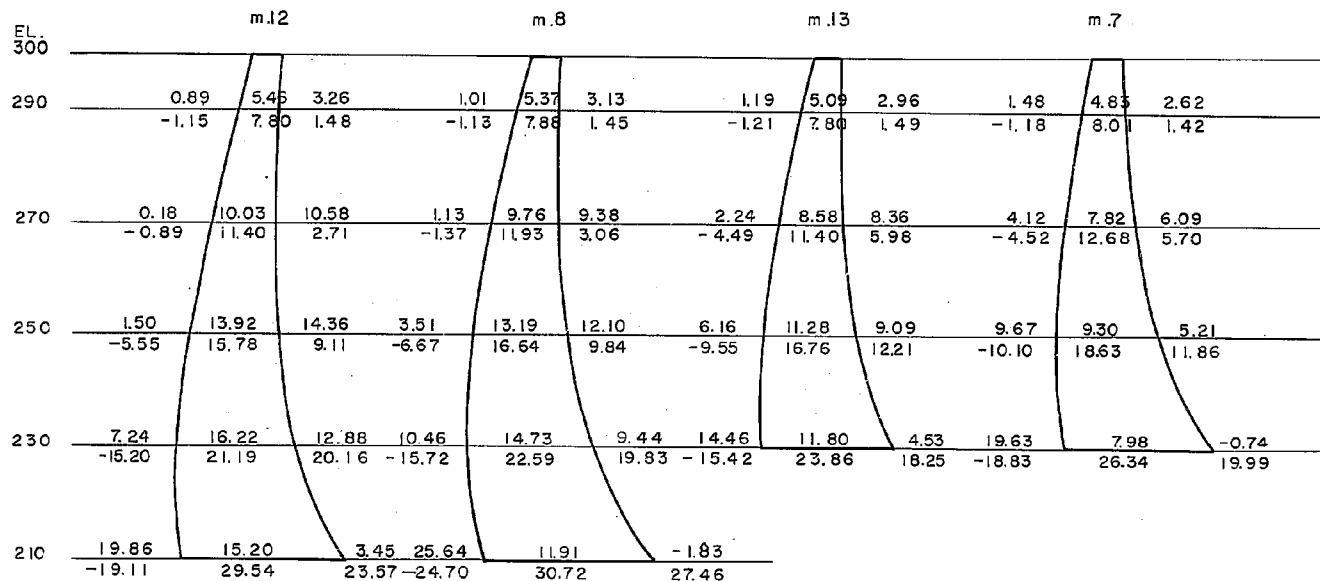
CσD : 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)

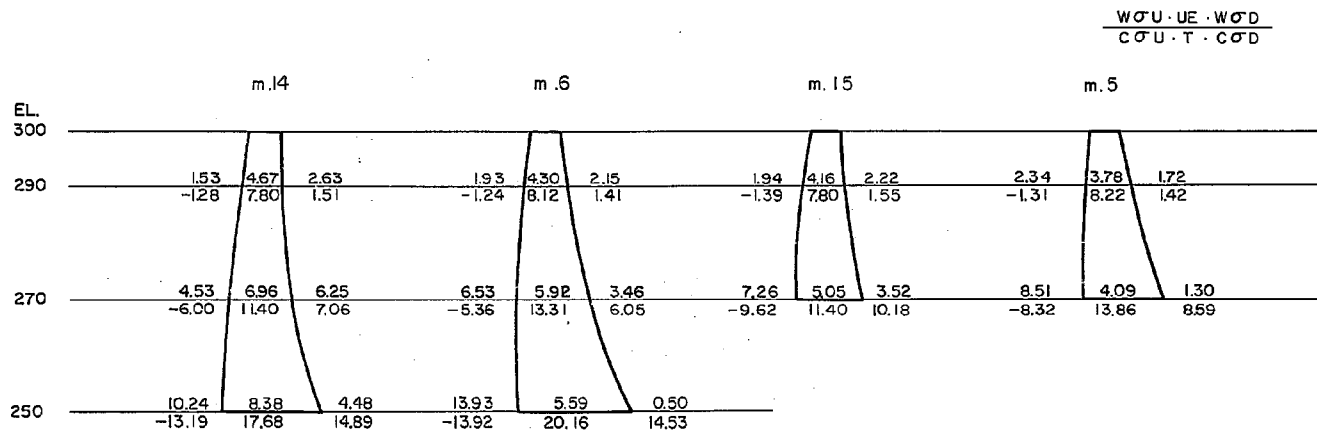
T : ダムの厚さ (m)

2.4.4B YAHAGI DAM D-4 TYPE

$$\frac{WCU \cdot UE \cdot WCD}{CSU \cdot T \cdot CSD}$$



2.4.4C YAHAGI DAM D-4 TYPE



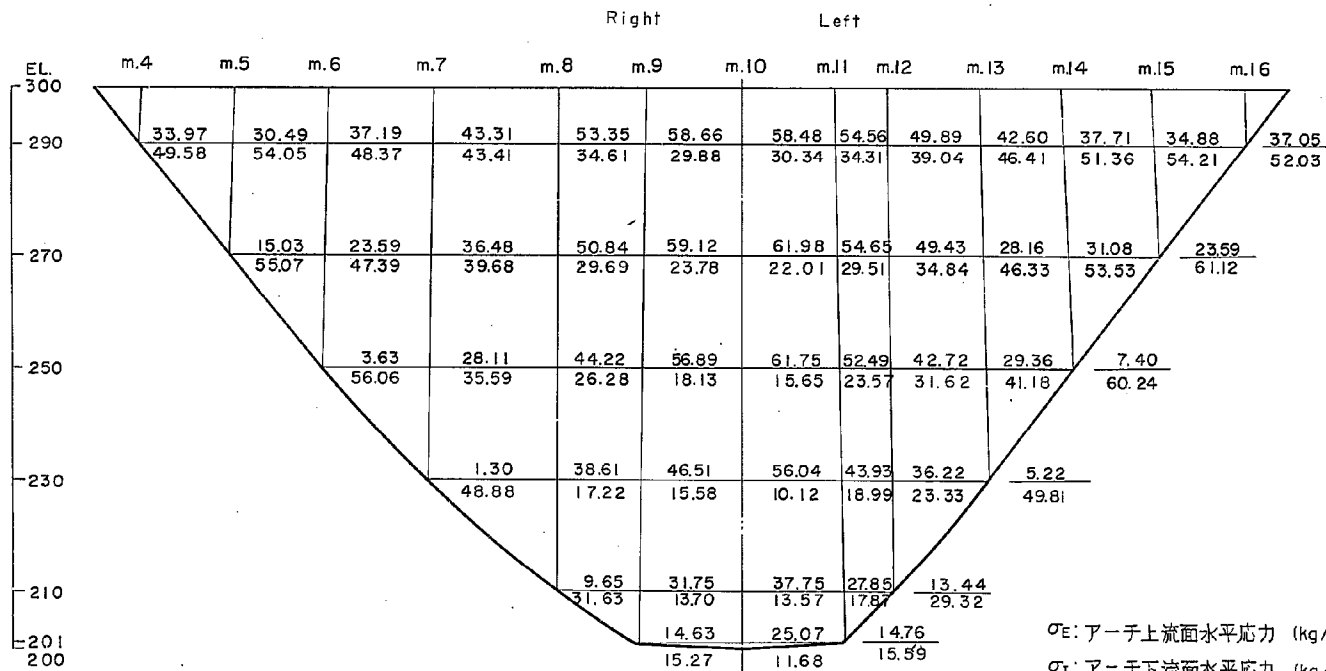
2.5.1

YAHAGI DAM

D - 5 TYPE (K:O,T:O)

Arch Stresses

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



Cantilever. Stresses

$$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$$

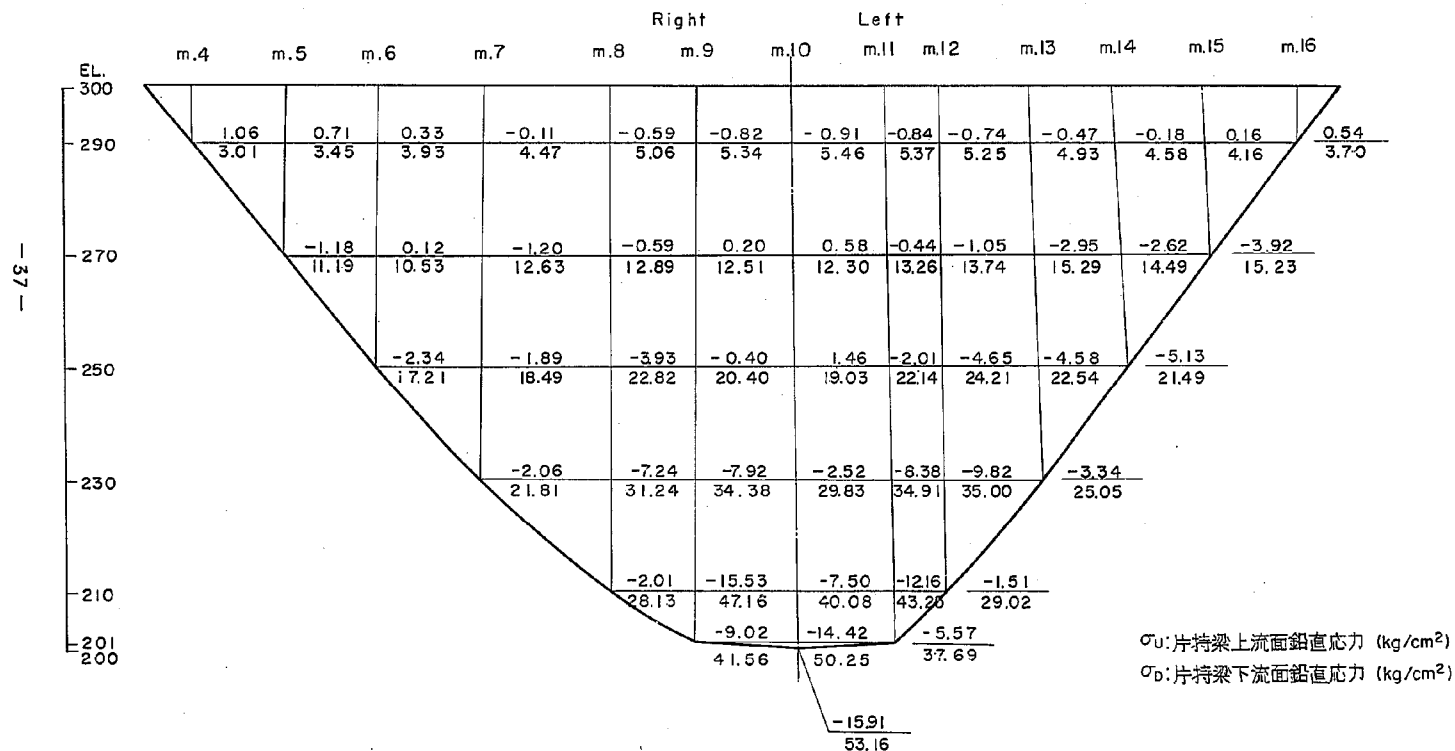
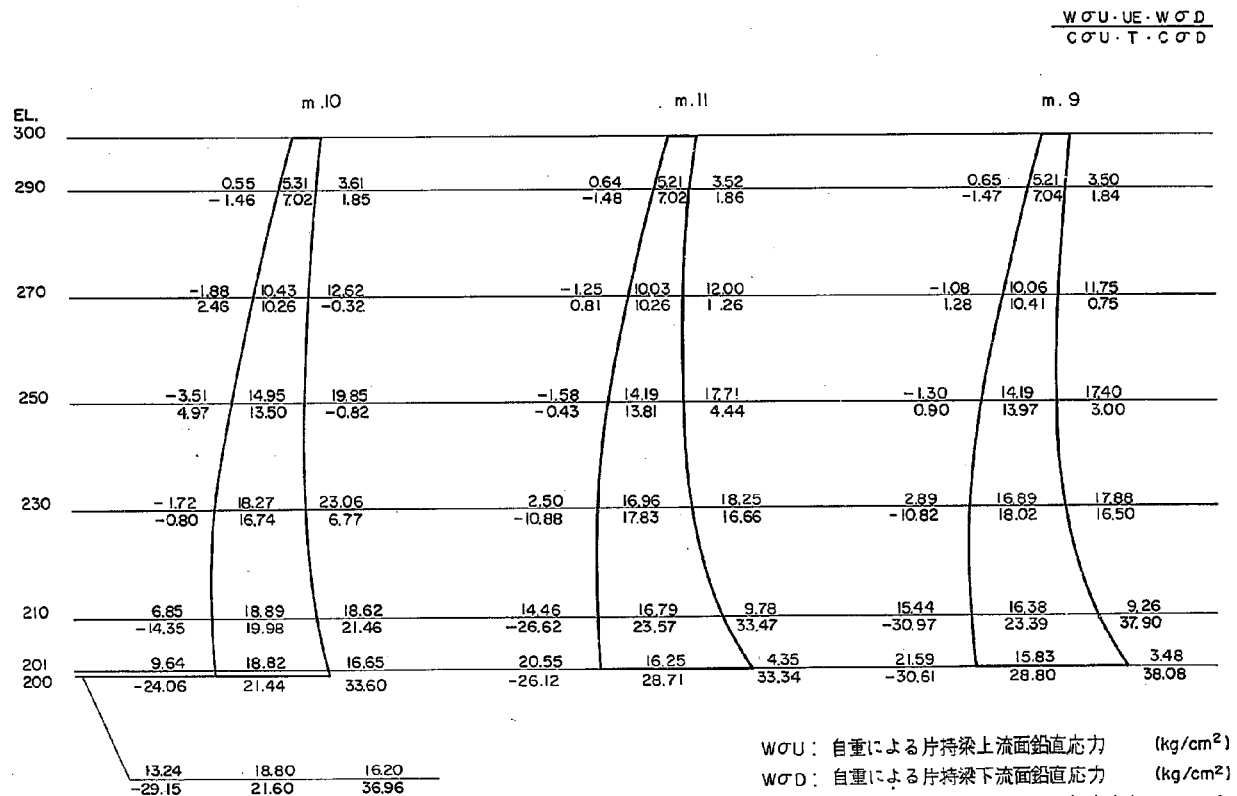


図 2.5.3A YAHAGI DAM D- 5 TYPE



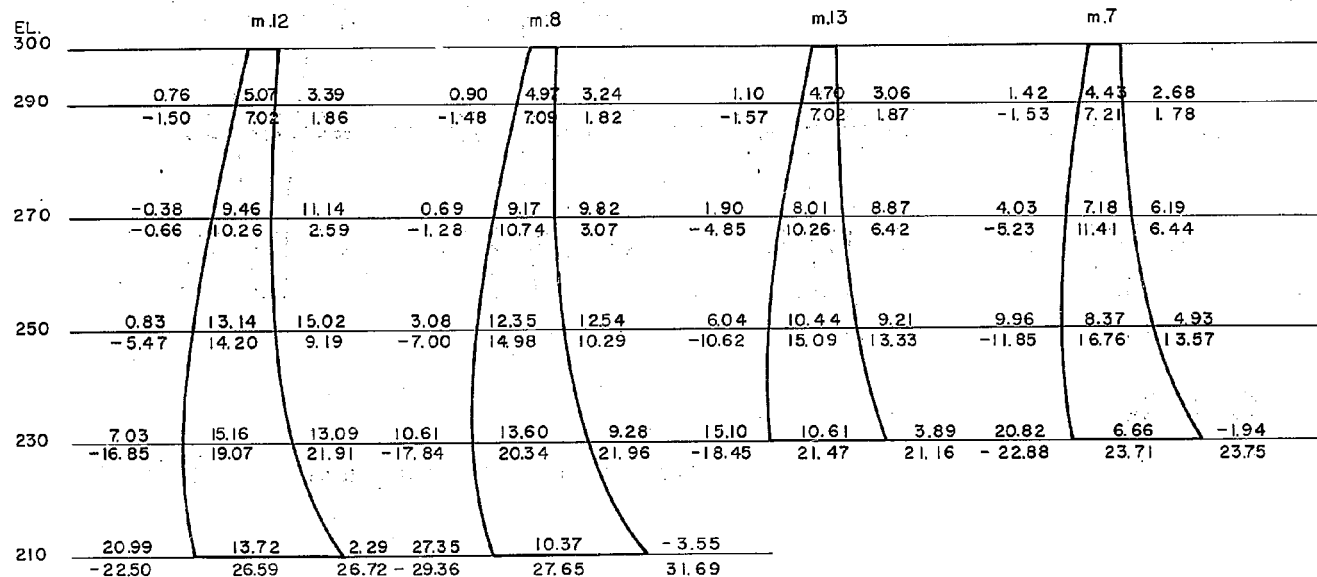
$W\sigma U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $W\sigma D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma U$: 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma D$: 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)
 T : ダムの厚さ (m)

2.5.3B

YAHAGI DAM

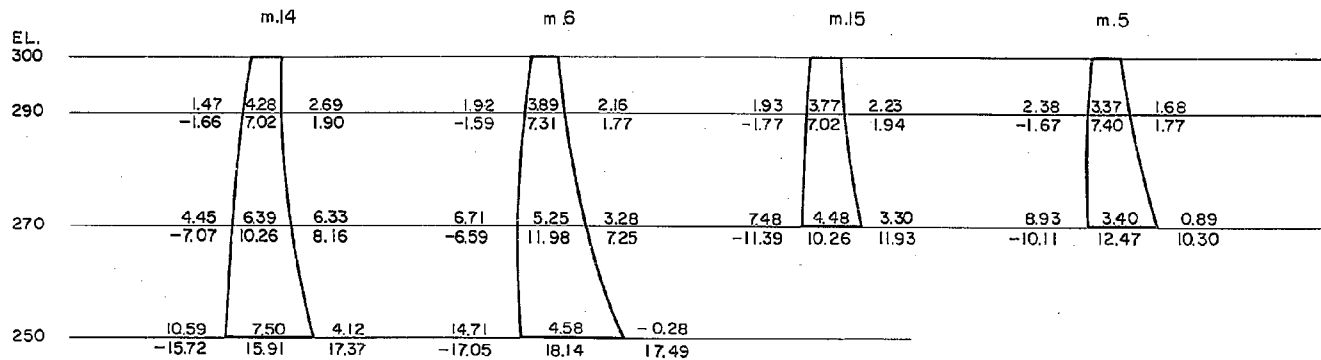
D - 5 TYPE

$$\frac{W \cdot U \cdot U \cdot E \cdot W \cdot D}{C \cdot U \cdot T \cdot C \cdot D}$$



☒ 2.5.3C YAHAGI DAM D - 5 TYPE

$$\frac{W\sigma_U \cdot U_E \cdot W\sigma_D}{C\sigma_U \cdot T \cdot C\sigma_D}$$



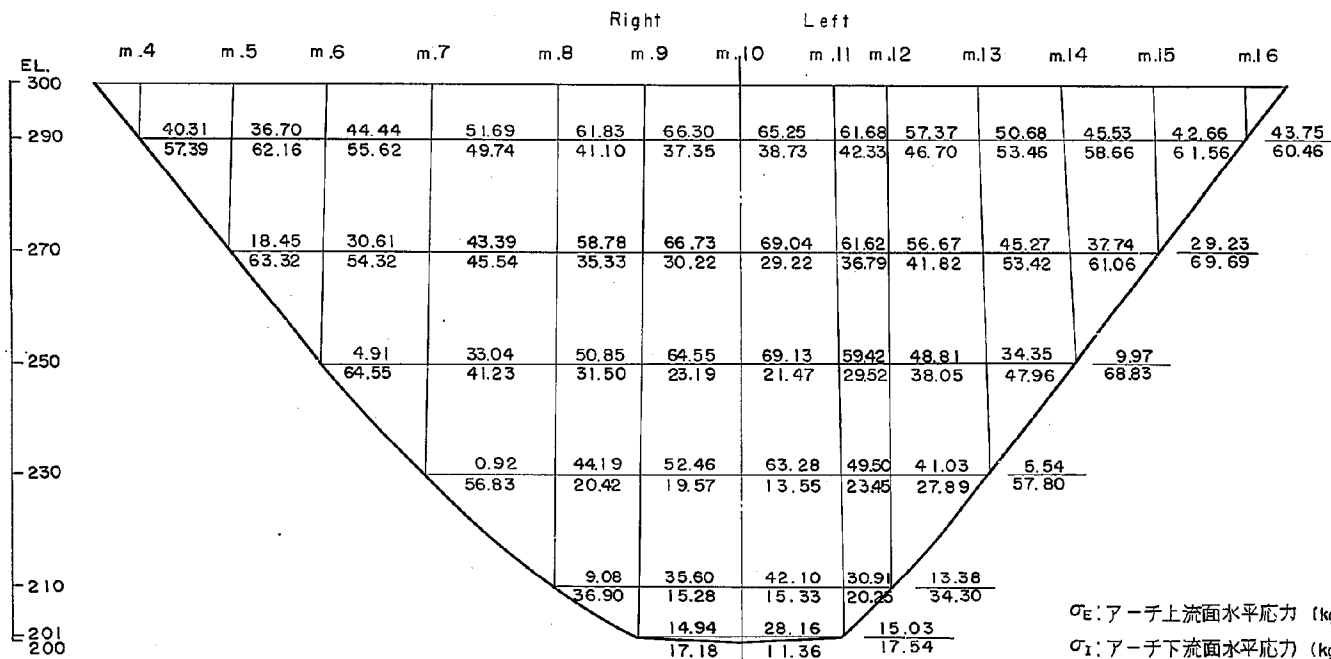
2.6.1

YAHAGI DAM

D - 6 TYPE (K:O,T:O)

Arch Stresses

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



2.6.2

YAHAGI DAM

D-6 TYPE (K:O, T:O)

Cantilever Stresses

$$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$$

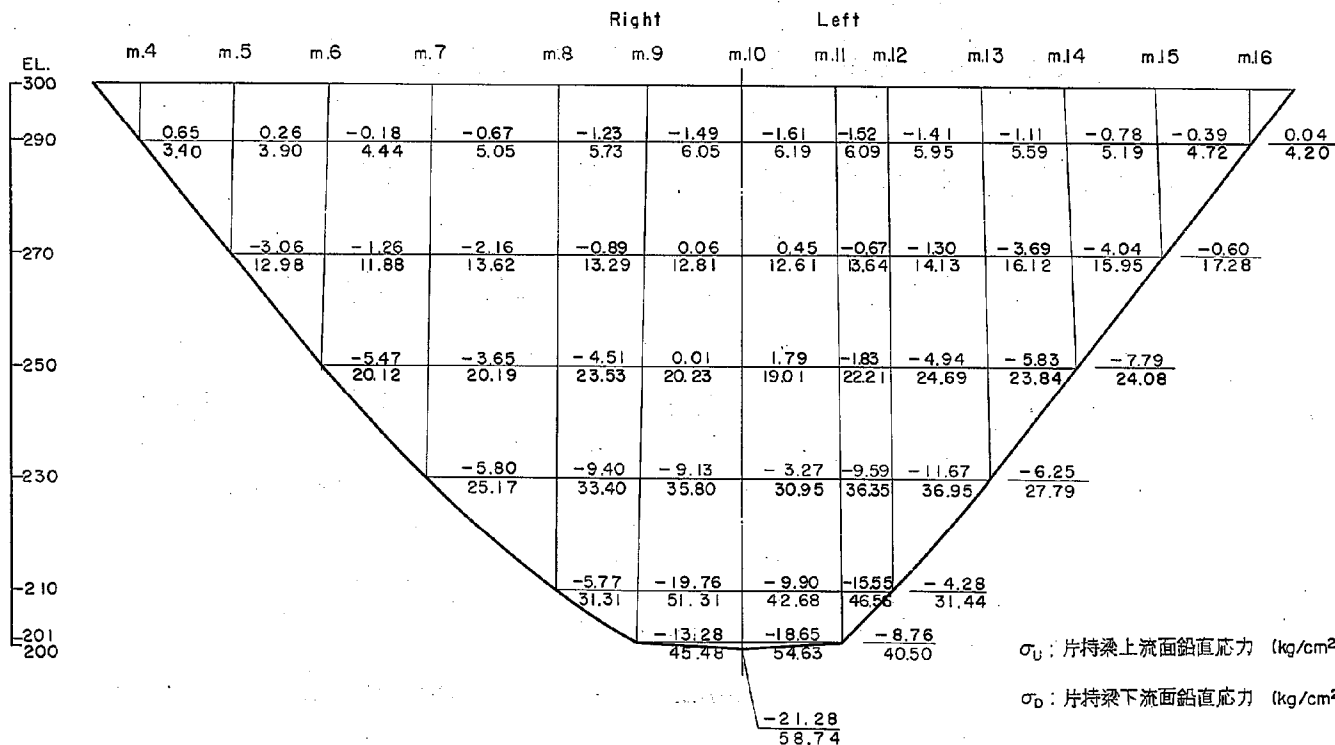
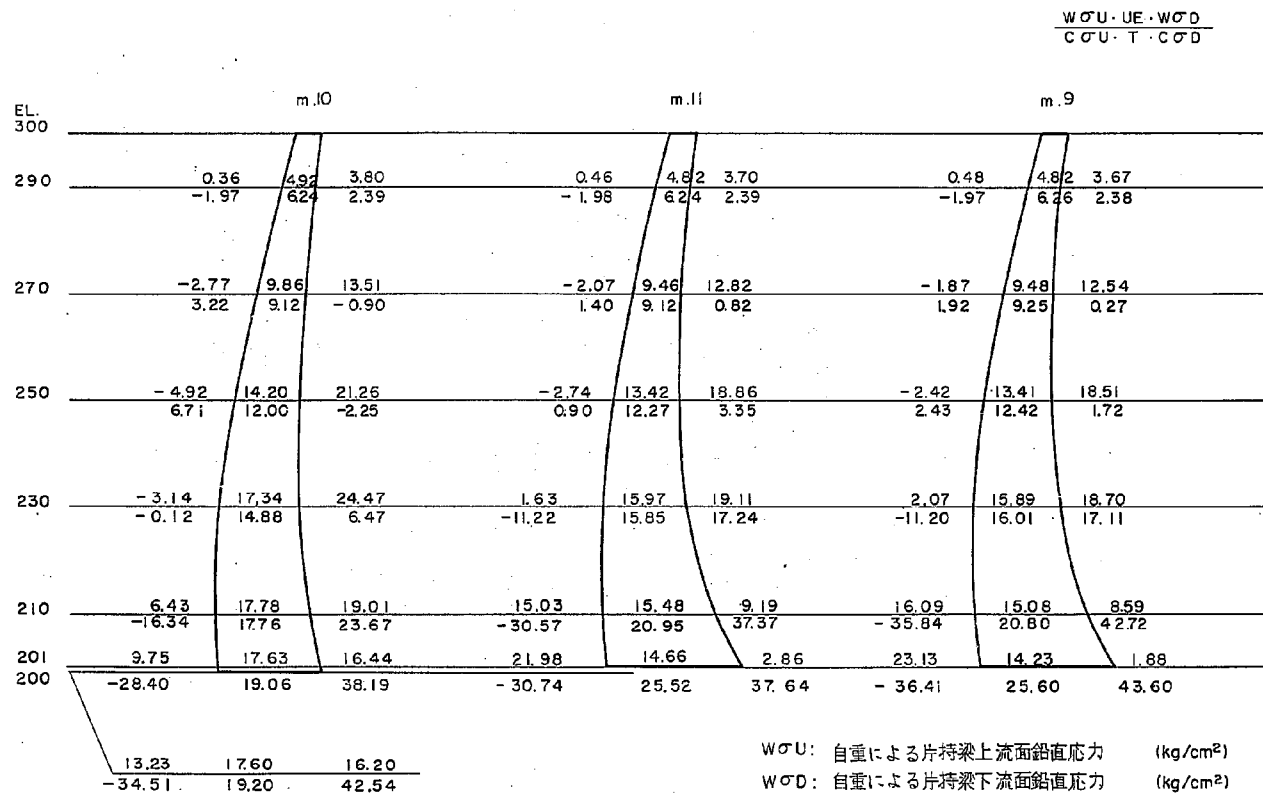


図 2.6.3A

YAHAGI DAM

D-6 TYPE



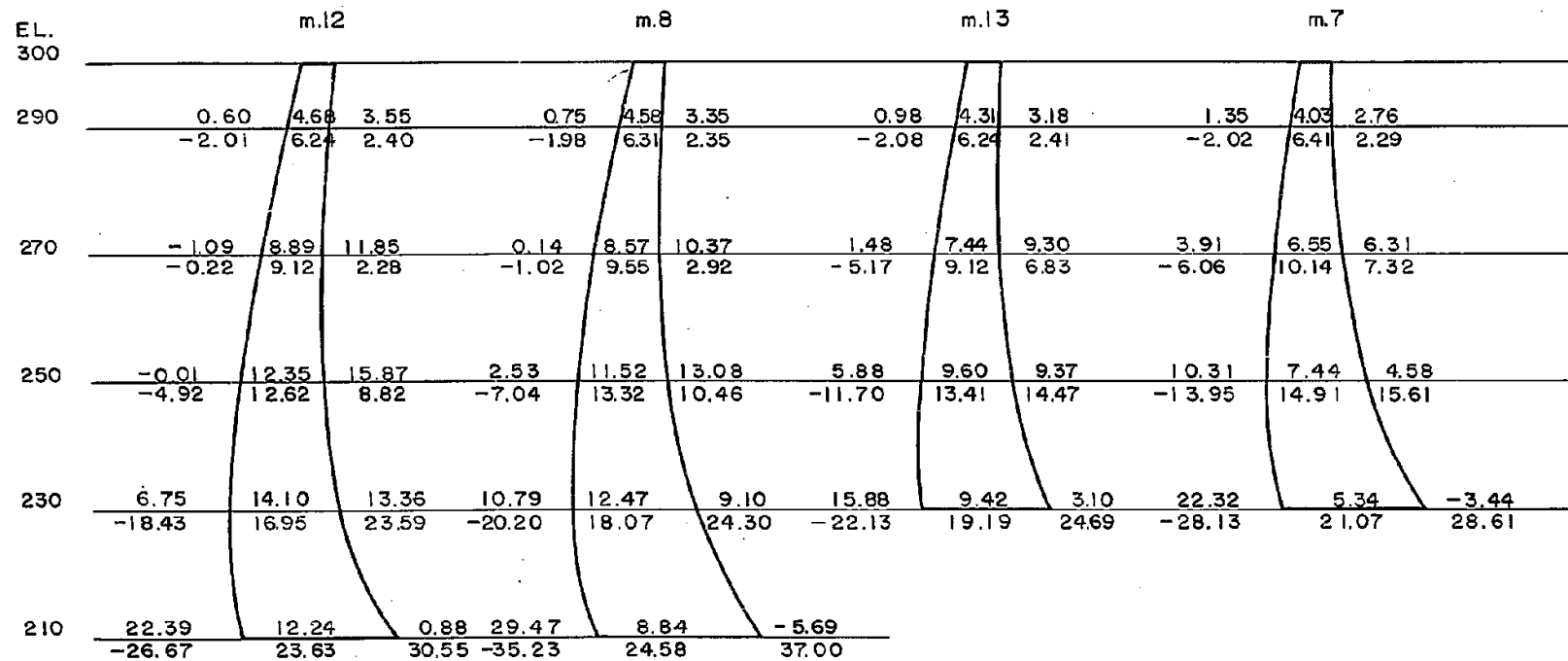
$W\sigma U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $W\sigma D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma U$: 水压荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma D$: 水压荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)
 T : ダムの厚さ (m)

2.6.3B

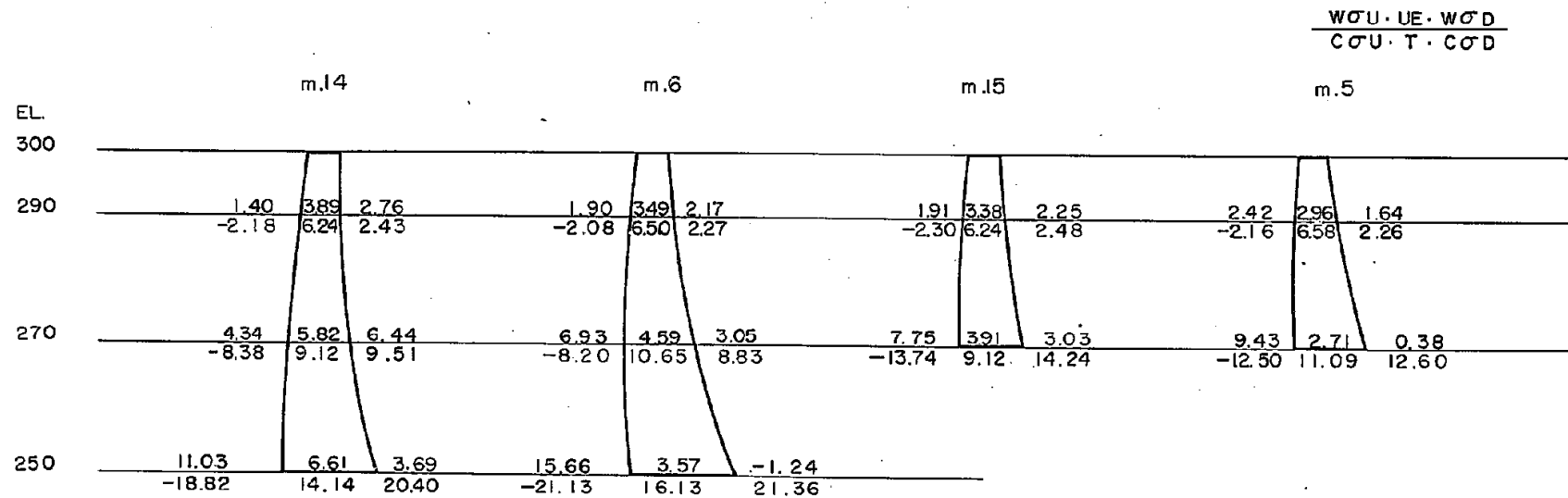
YAHAGI DAM

D - 6 TYPE

$$\frac{W\sigma_U \cdot U_E \cdot W\sigma_D}{C\sigma_U \cdot T \cdot C\sigma_D}$$



☒ 2.6.3C YAHAGI DAM D - 6 TYPE



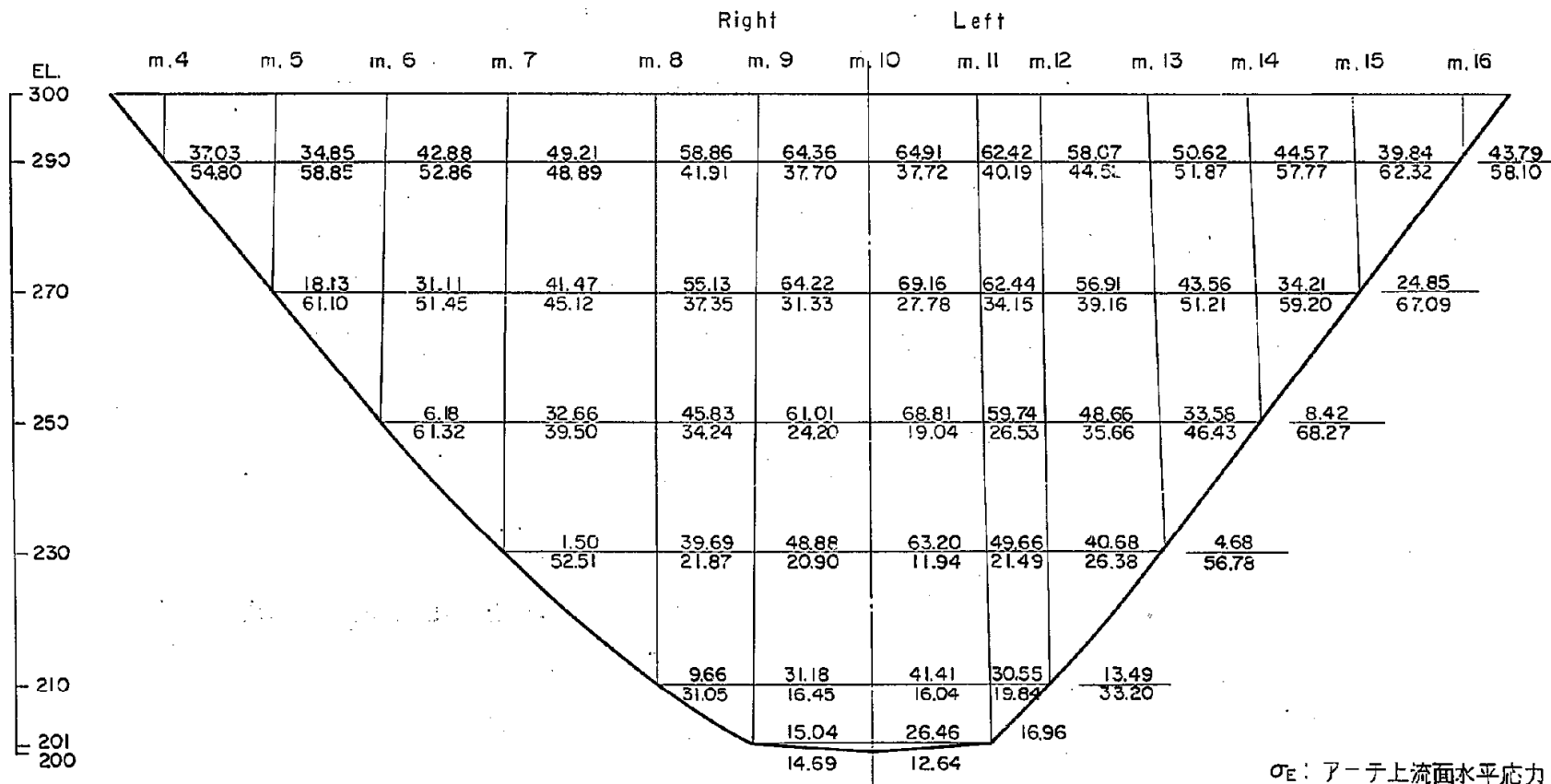
☒ 2.7.1

YAHAGI DAM

D-7 TYPE (K:O,T:O)

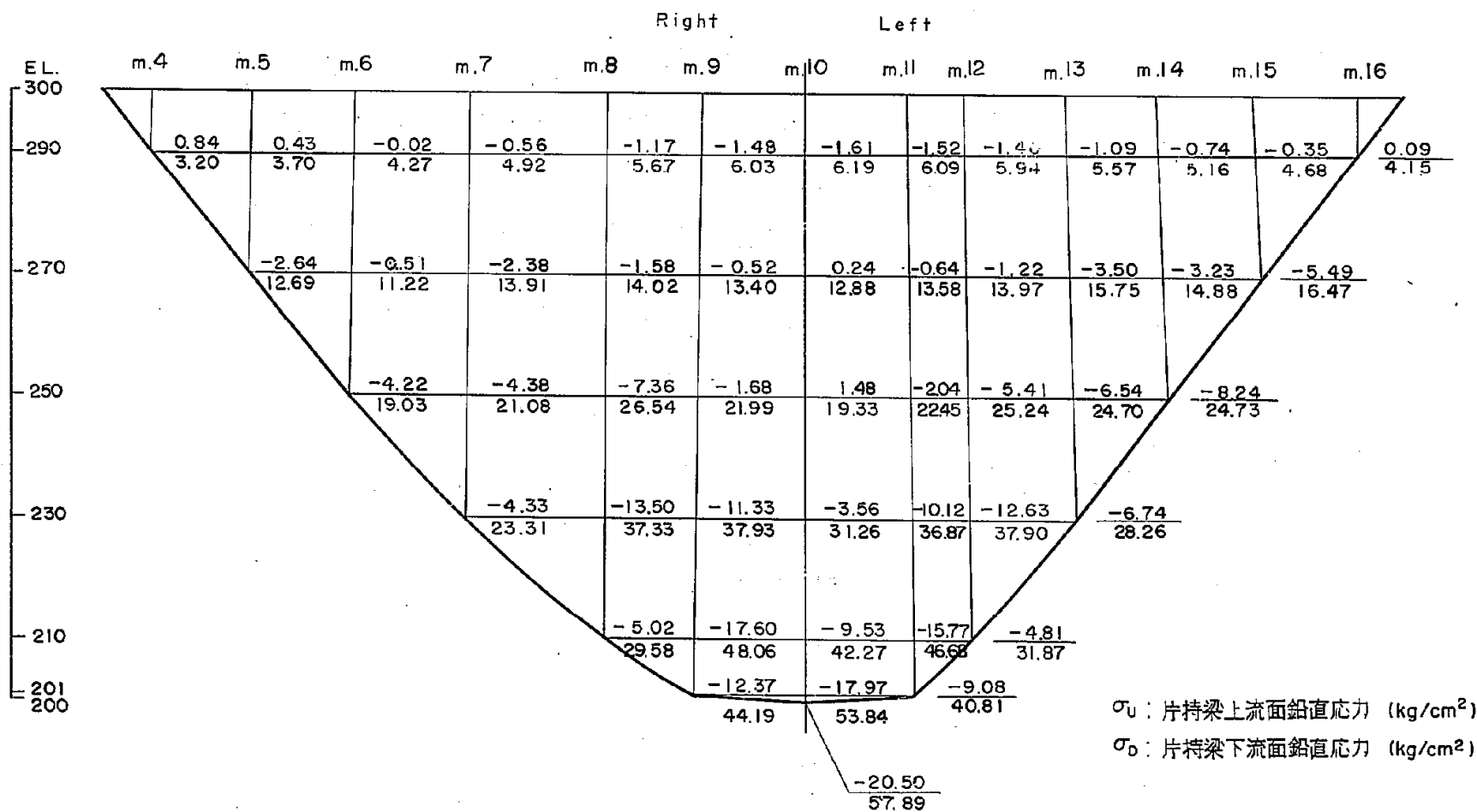
Arch Stresses.

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



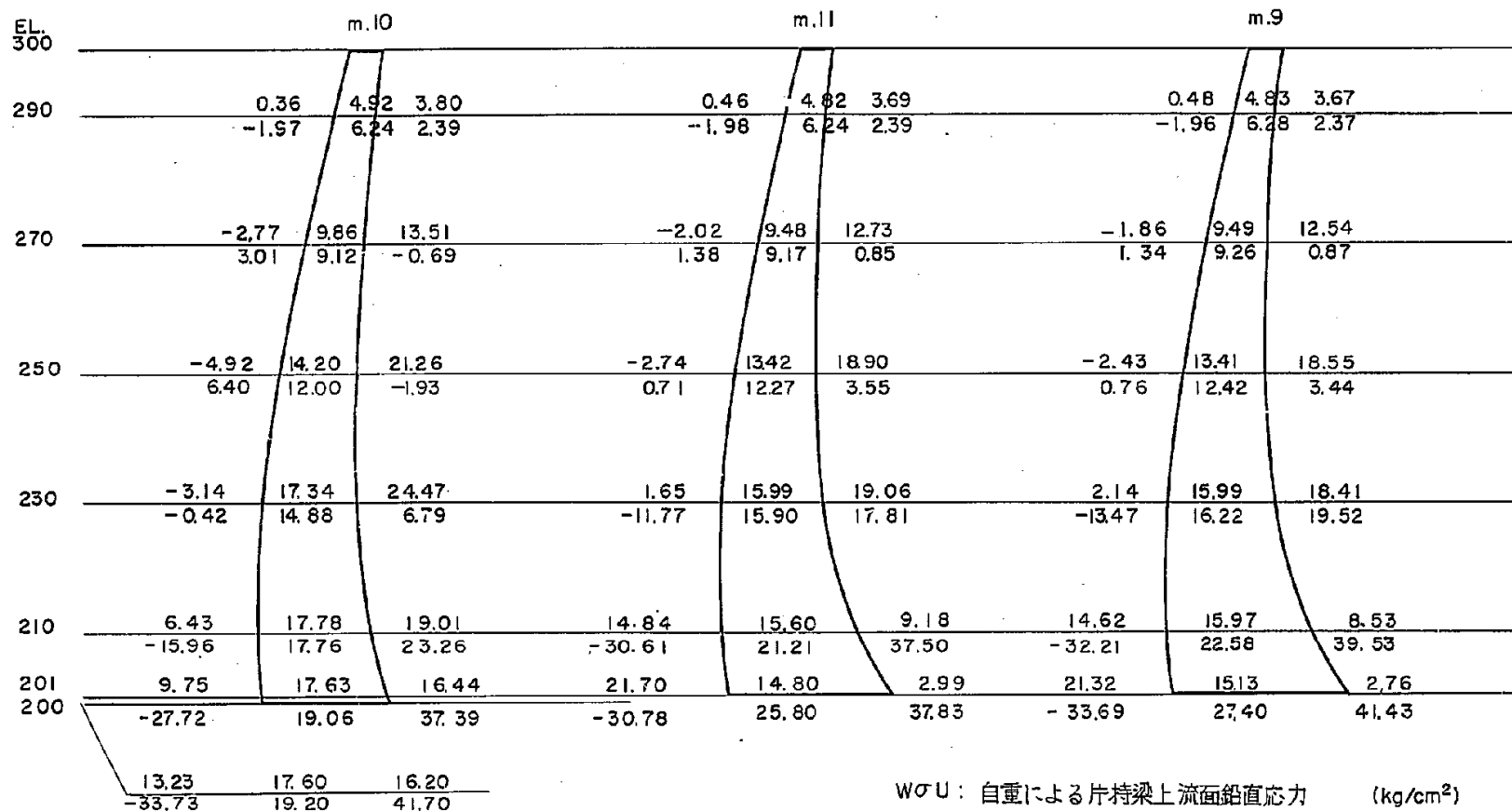
σ_E : アーテ上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_I : アーテ下流面水平応力 (kg/cm²)

$(K:O, T:O)$
$$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$$
 σ_0 : 片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

☒ 2.7.3A YAHAGI DAM D-7 TYPE

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



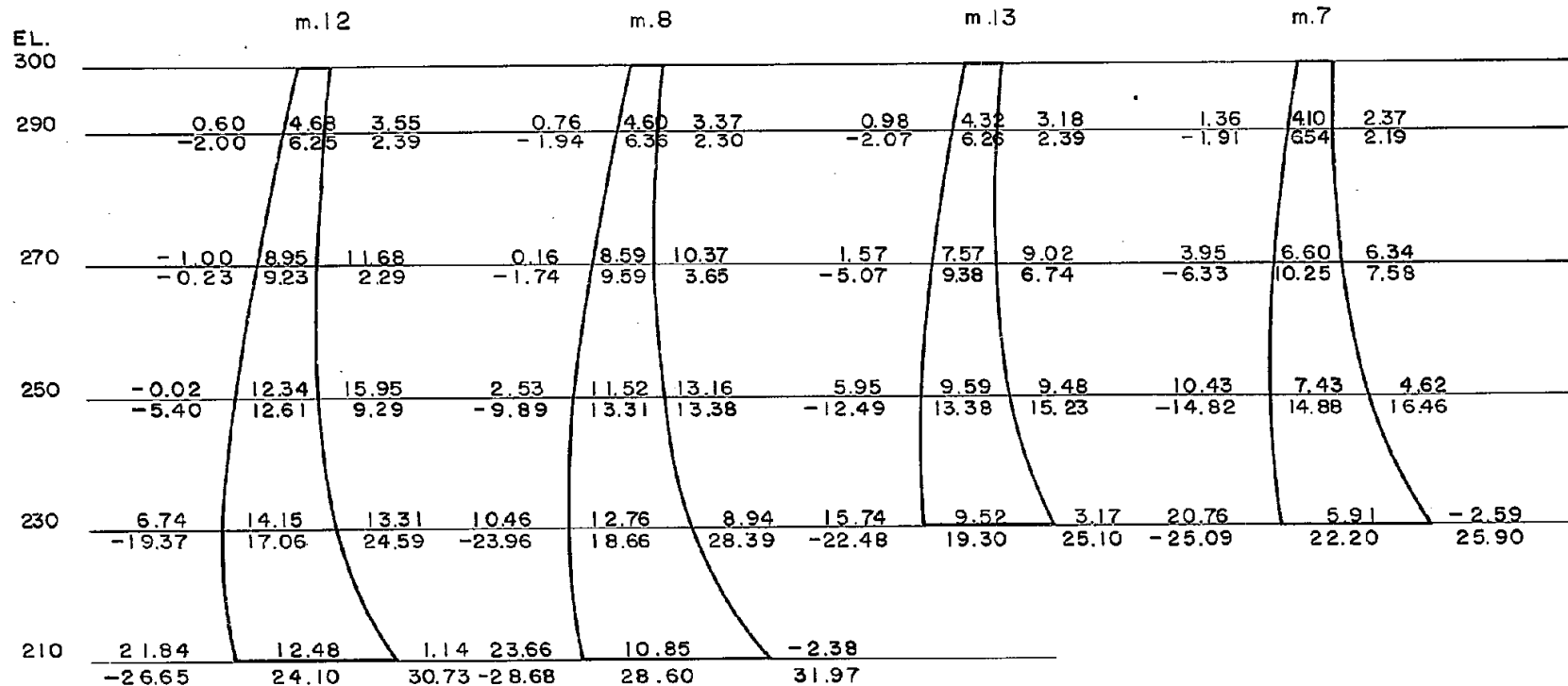
WσU : 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
WσD : 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
CσU : 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
CσD : 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)
T : ダムの厚さ (m)

2.7.3B

YAHAGI DAM

D-7 TYPE

$$\frac{W \sigma_U \cdot U E \cdot W \sigma_D}{C \sigma_U \cdot T \cdot C \sigma_D}$$



2.7.3C YAHAGI DAM D-7 TYPE

$$\frac{W\sigma_U + U\sigma + W\sigma_D}{C\sigma_U + T + C\sigma_D}$$

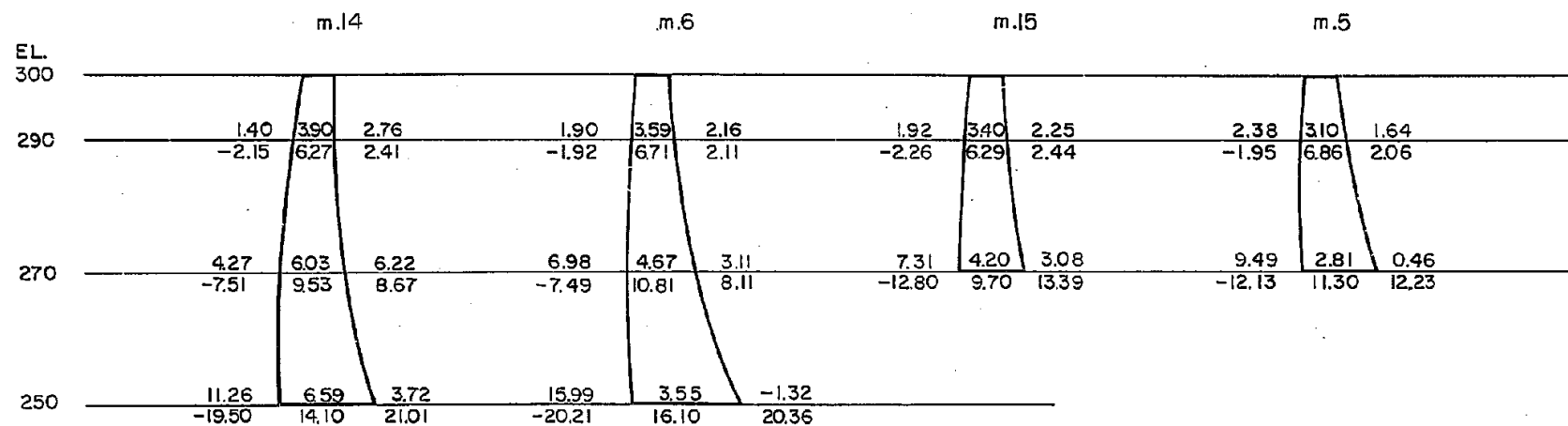


図 2.8.1 ダム平面図

D - 8 TYPE

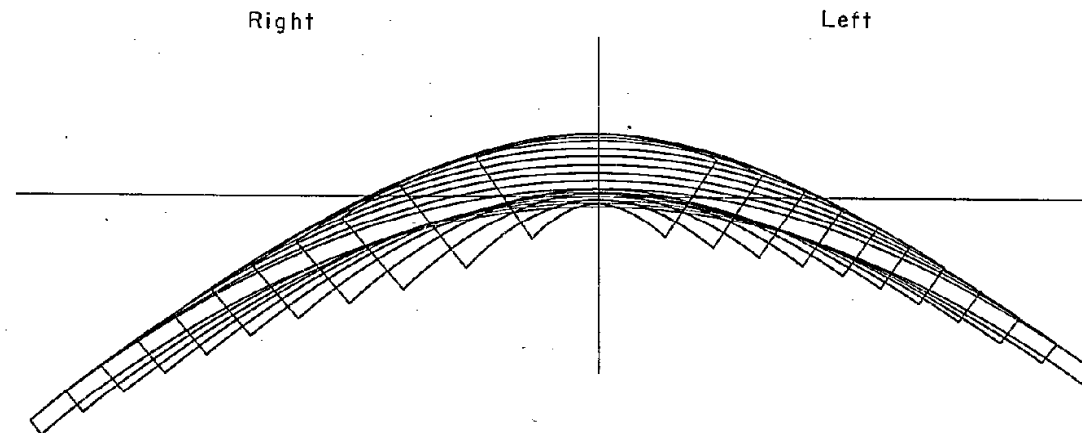


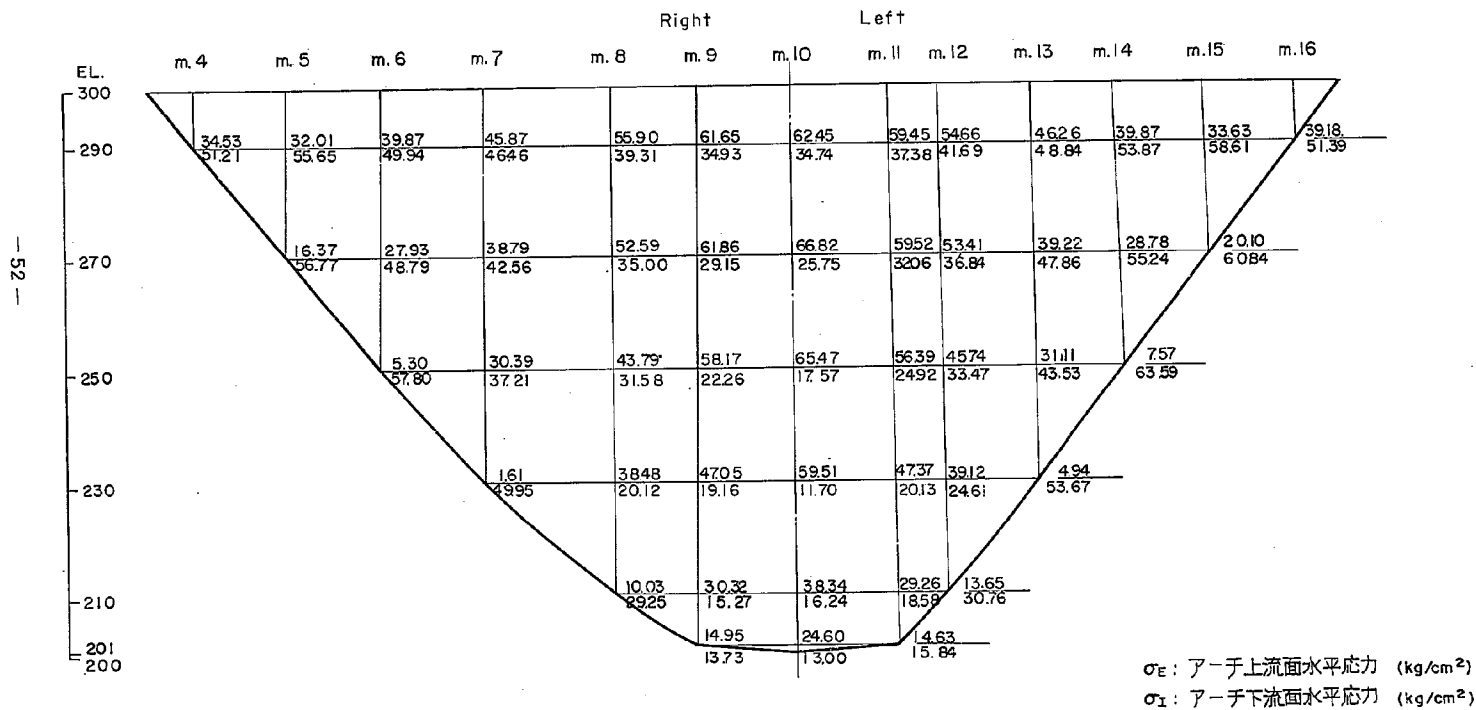
図 2.8.2

YAHAGI DAM

D - 8 TYPE (K:O, T:O)

Arch Stresses

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



2.8.3

YAHAGI DAM

D - 8 TYPE (K:O, T:O)

Cantilever Stresses

$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$

- 53 -

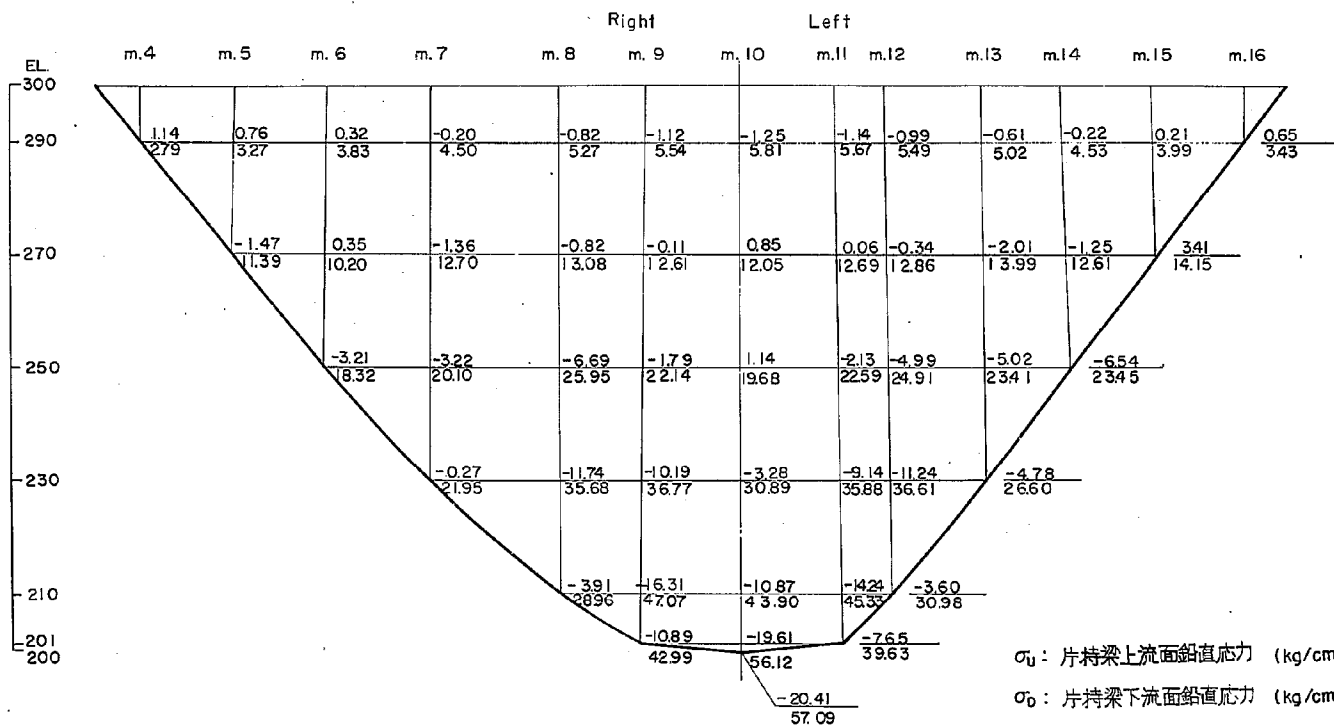
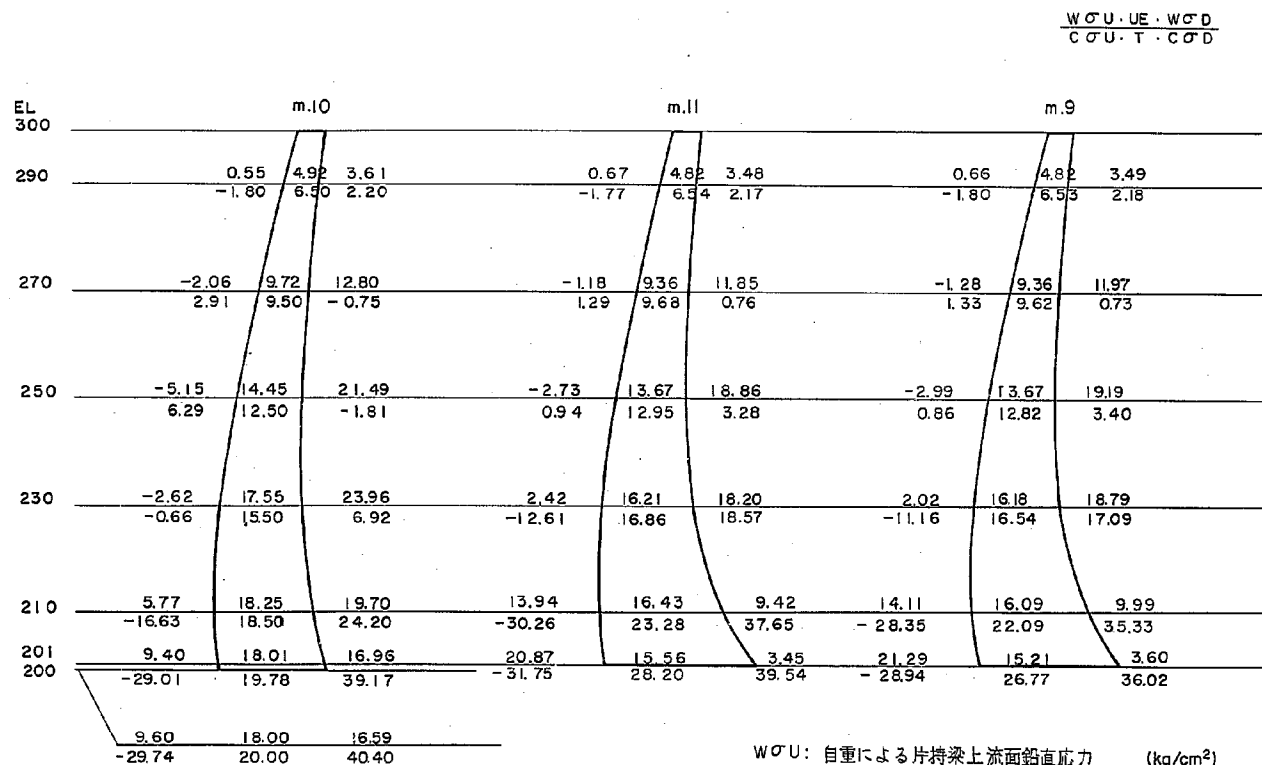


図 2.8.4A YAHAGI DAM D-8 TYPE



WσU: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

WσD: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

CσU: 水压荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)

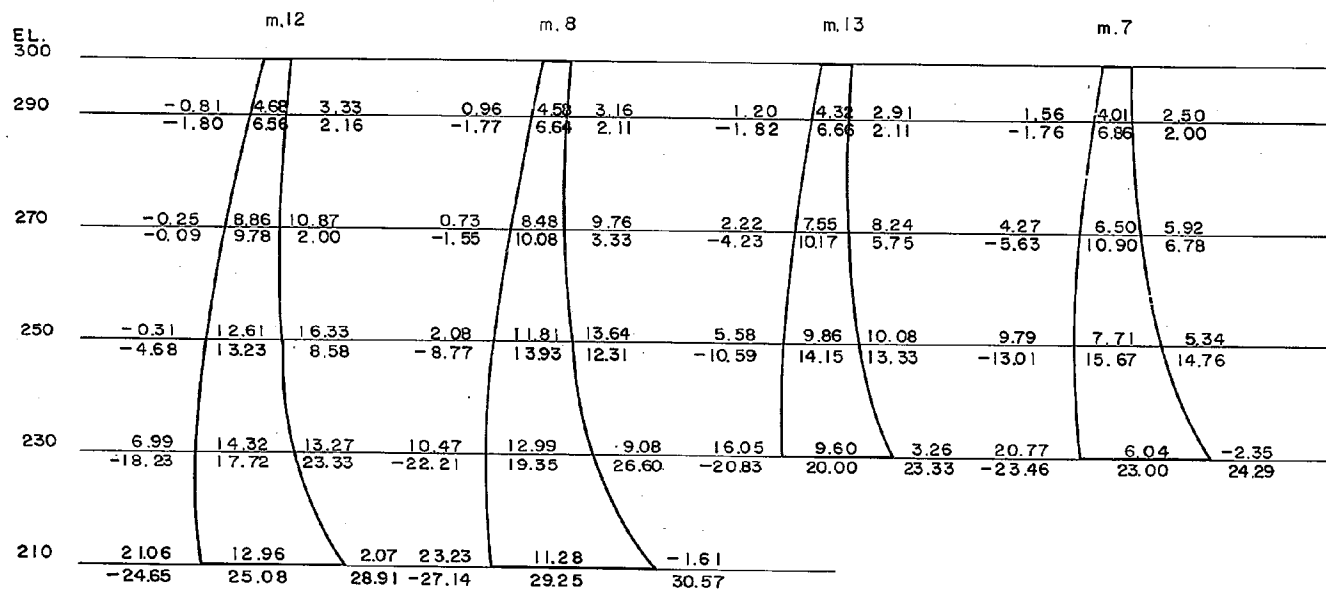
CσD: 水压荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)

UE: ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)

T: ダムの厚さ (m)

☒ 2.8.4B YAHAGI DAM D- 8 TYPE

$$\frac{W \sigma U \cdot U E \cdot W \sigma D}{C \sigma U \cdot T \cdot C \sigma D}$$



☒ 2.8.4C YAHAGI DAM D - 8 TYPE

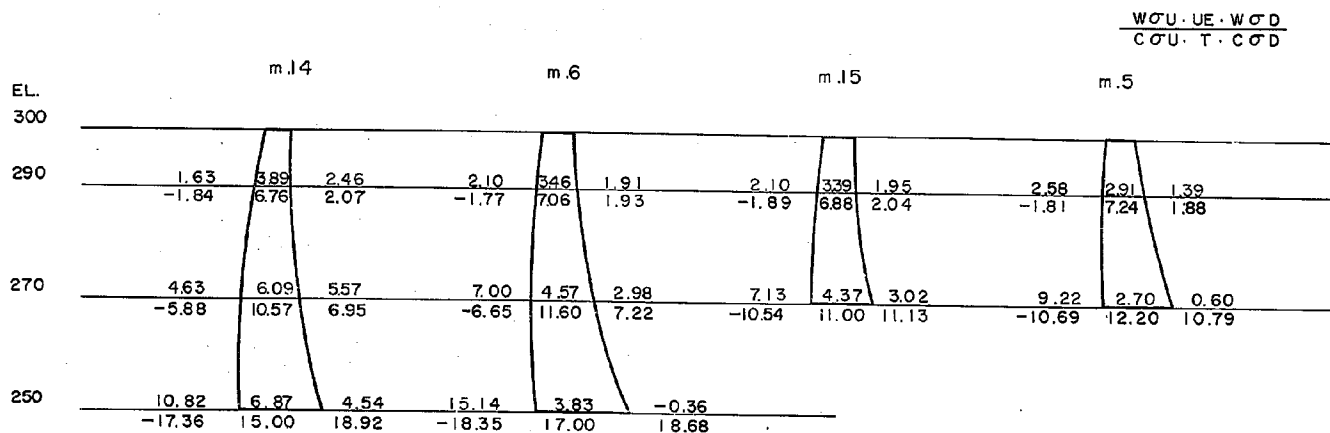


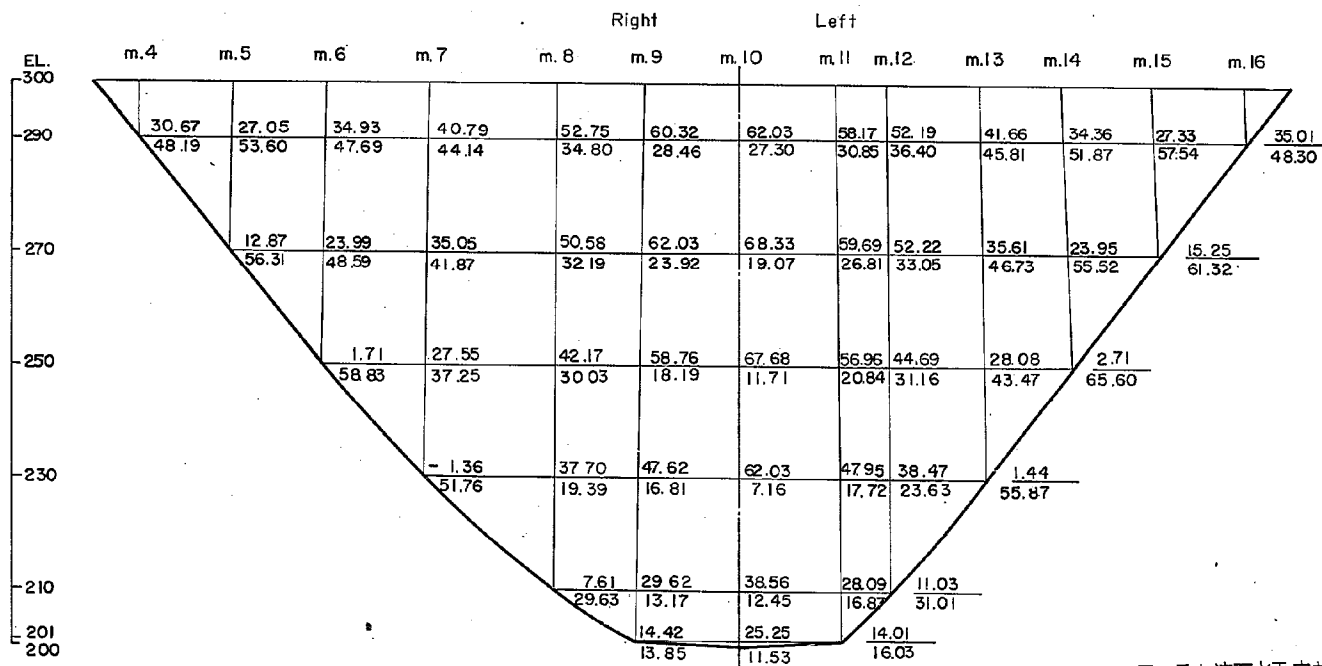
図 2.8.5

YAHAGI DAM

D - 8 TYPE (K:O, T: included)

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)

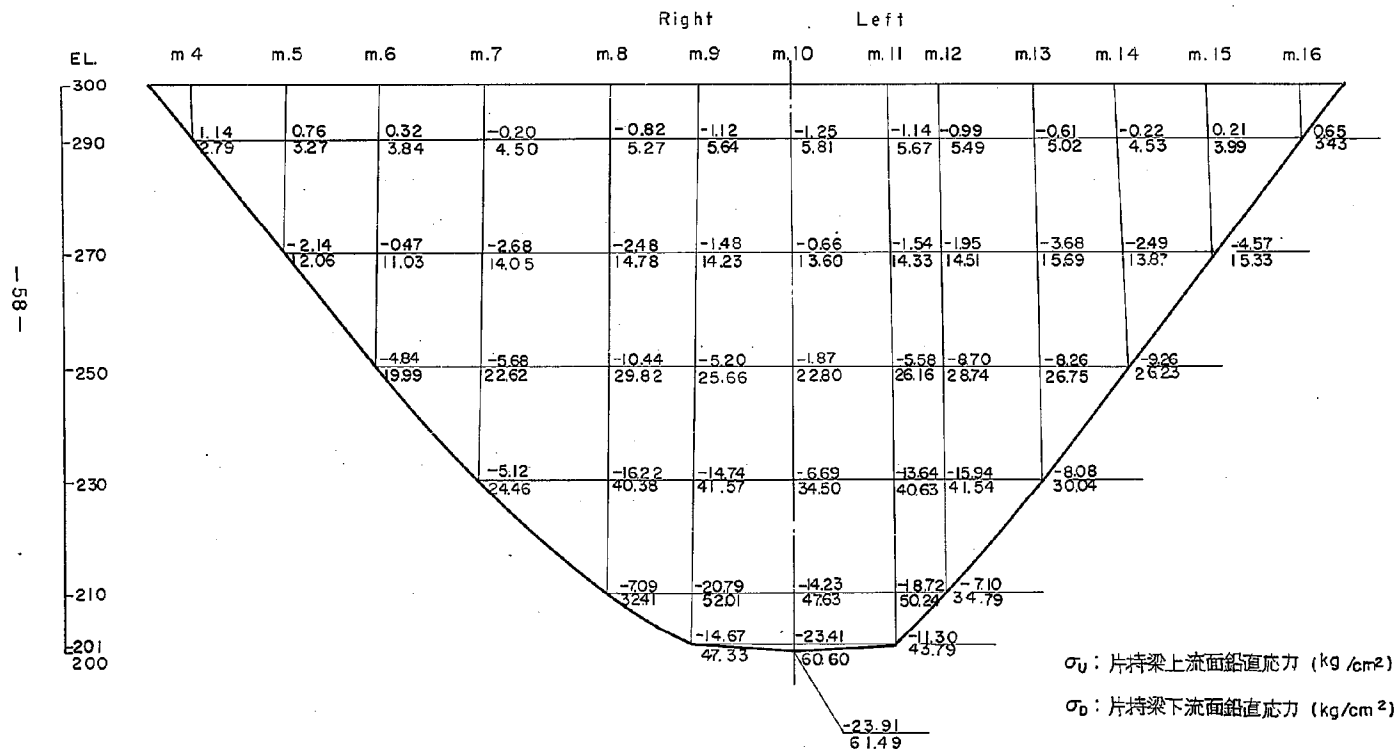
2.8.6

YAHAGI DAM

D-8 TYPE (K:O, T: included)

Cantilever Stresses

$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$



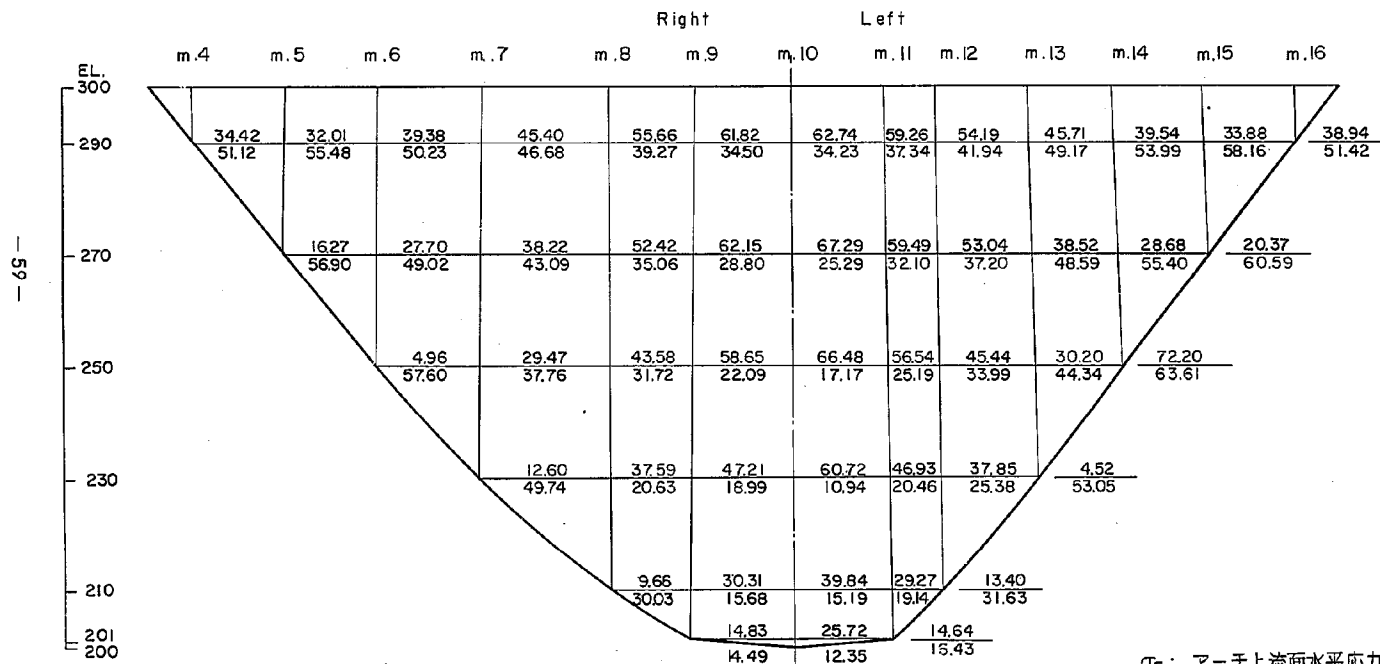
2.9.1

YAHAGI DAM

D-9 TYPE (K:O,T:O)

Arch Stresses

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



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)

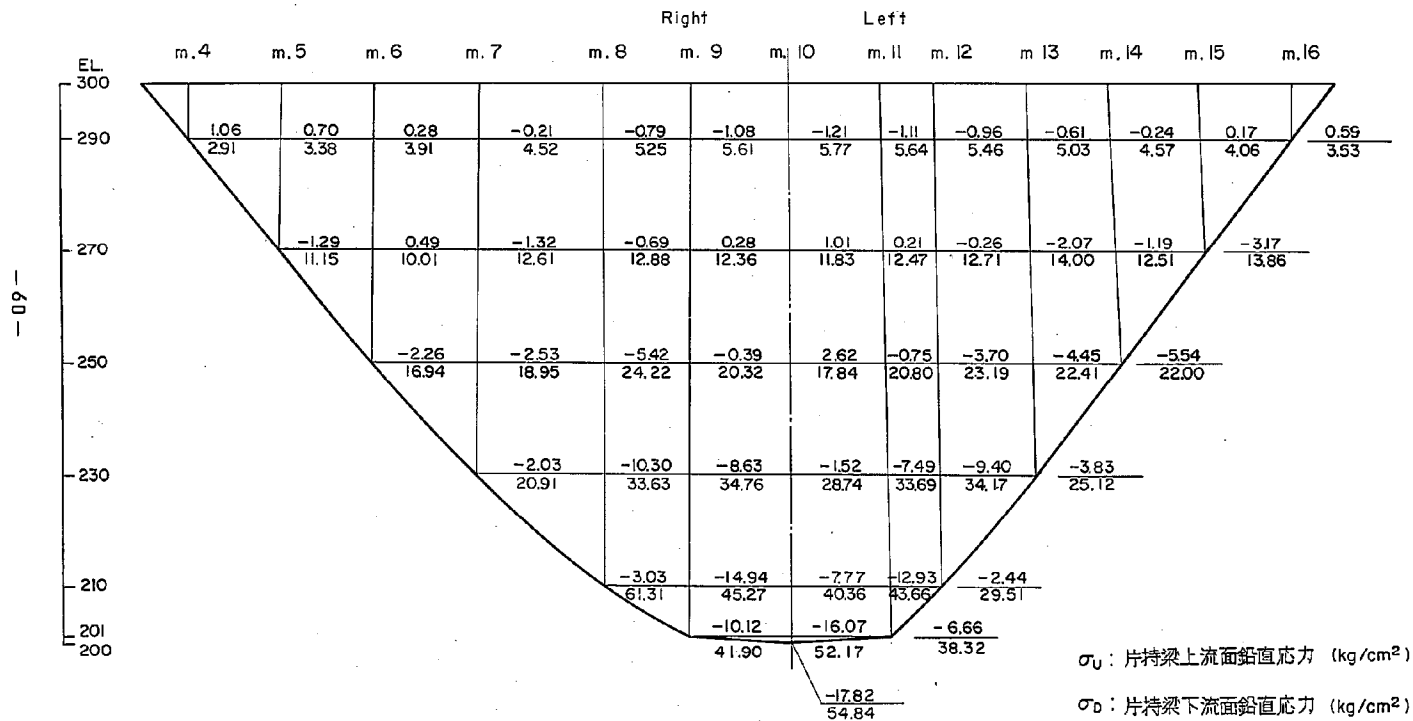
σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)

図 2.9.2 YAHAGI DAM

D-9 TYPE (K.O.T.O)

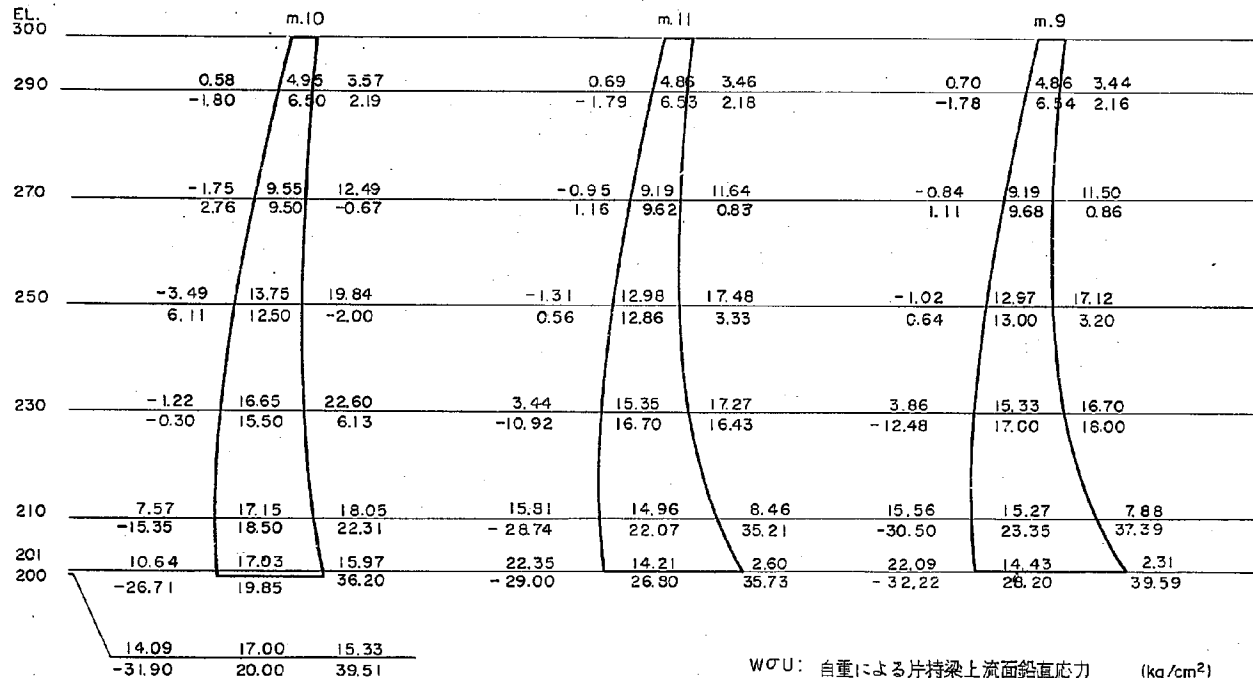
Cantilever Stresses

$$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$$



2.9.3A YAHAGI DAM D-9 TYPE

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



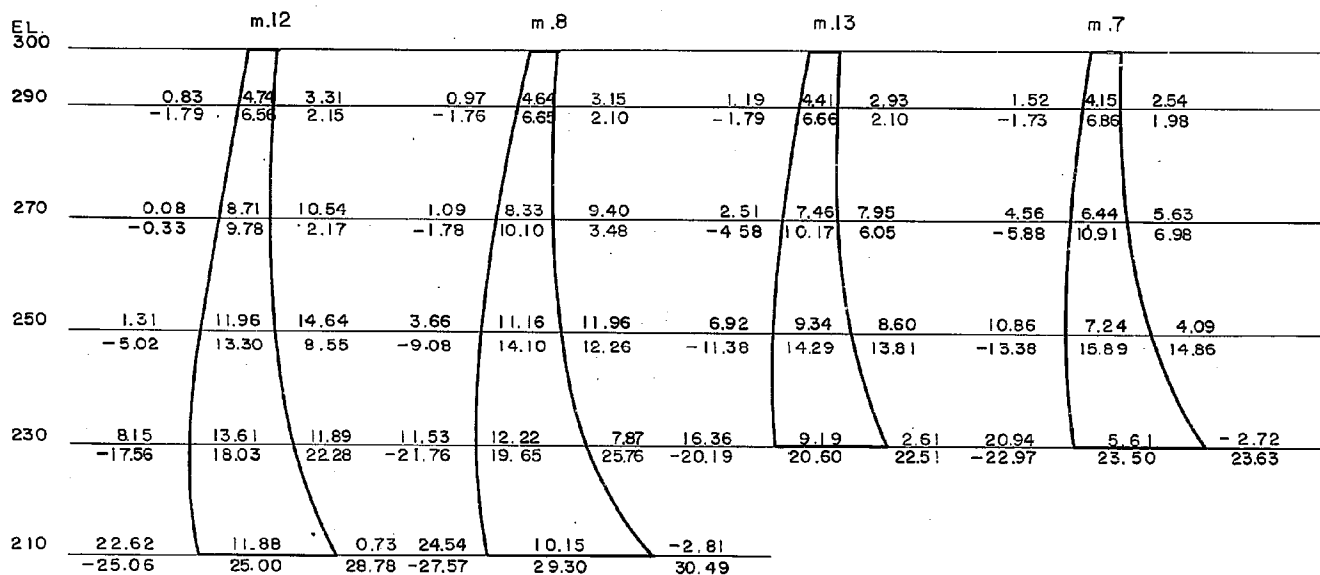
$W\sigma U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $W\sigma D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma U$: 水压荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma D$: 水压荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)
 T : ダムの厚さ (m)

2.9.3B

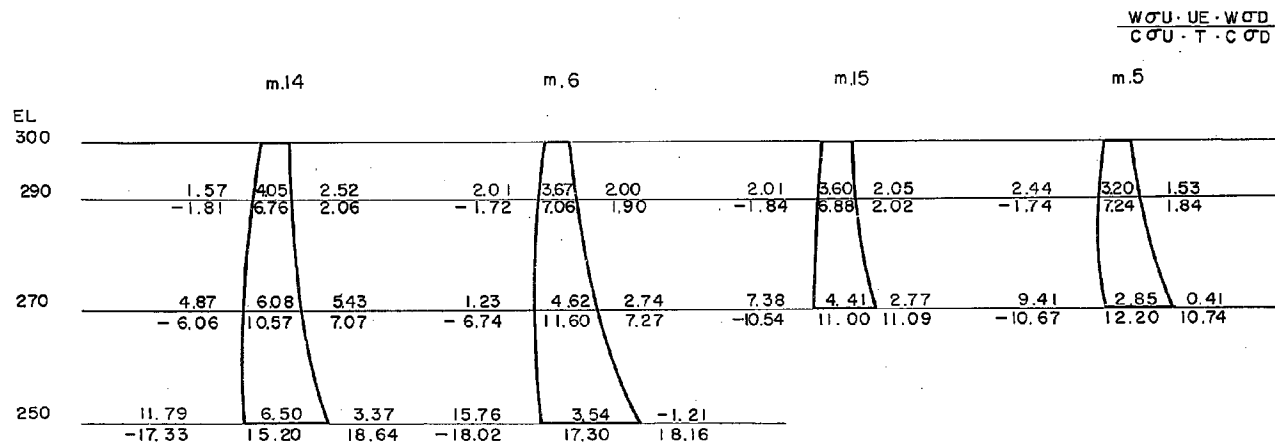
YAHAGI DAM

D-9 TYPE

$$\frac{WCU \cdot UE \cdot WCD}{CU \cdot T \cdot CSD}$$



☒ 2.9.3C YAHAGI DAM D-9 TYPE



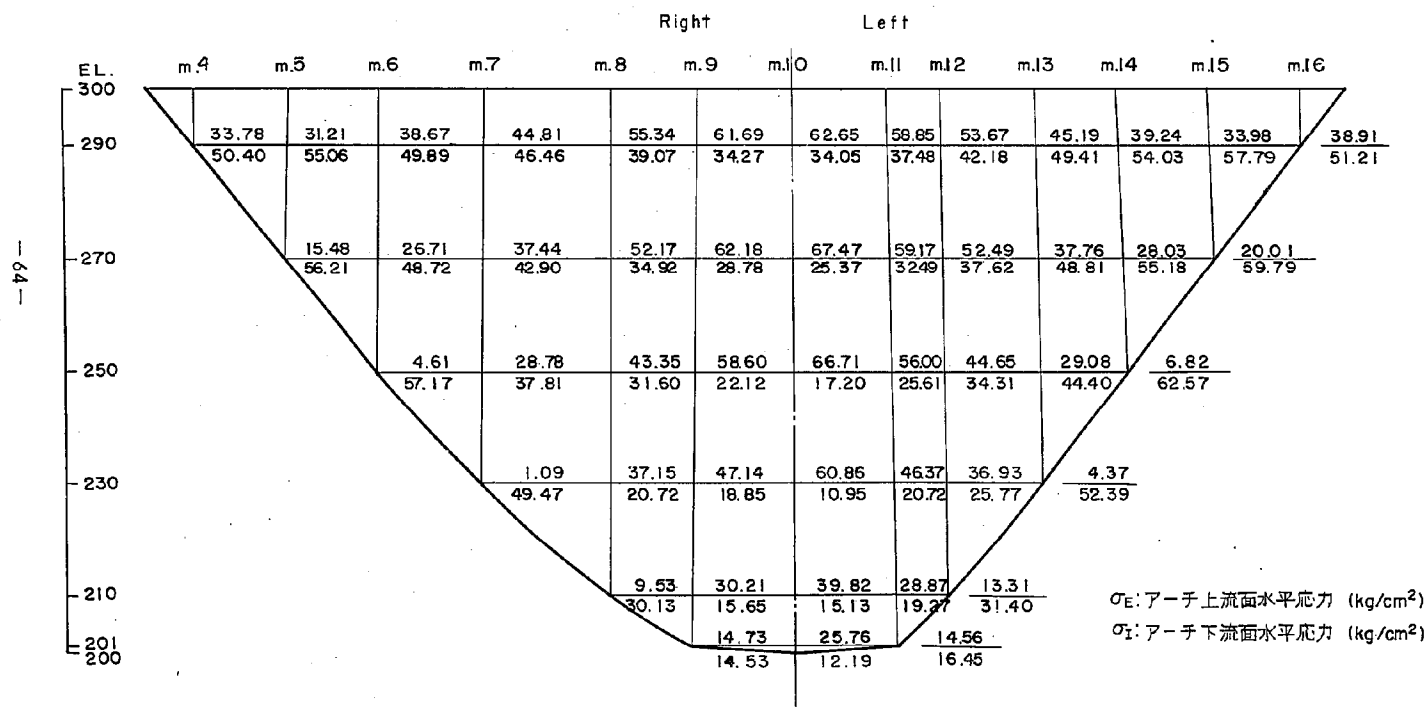
2.10.1

YAHAGI DAM

D-10 TYPE (K.O, T.O)

Arch Stresses

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



D-10 TYPE (K:0, T:0)

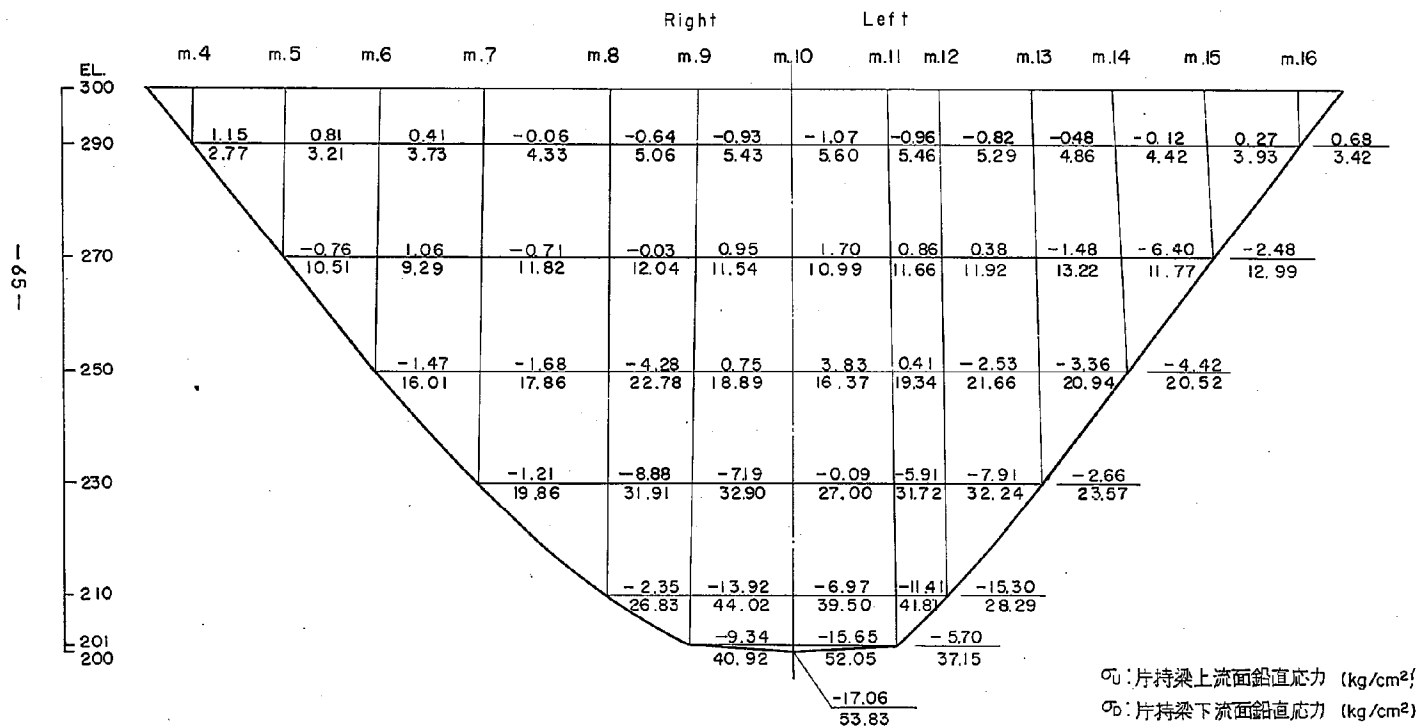
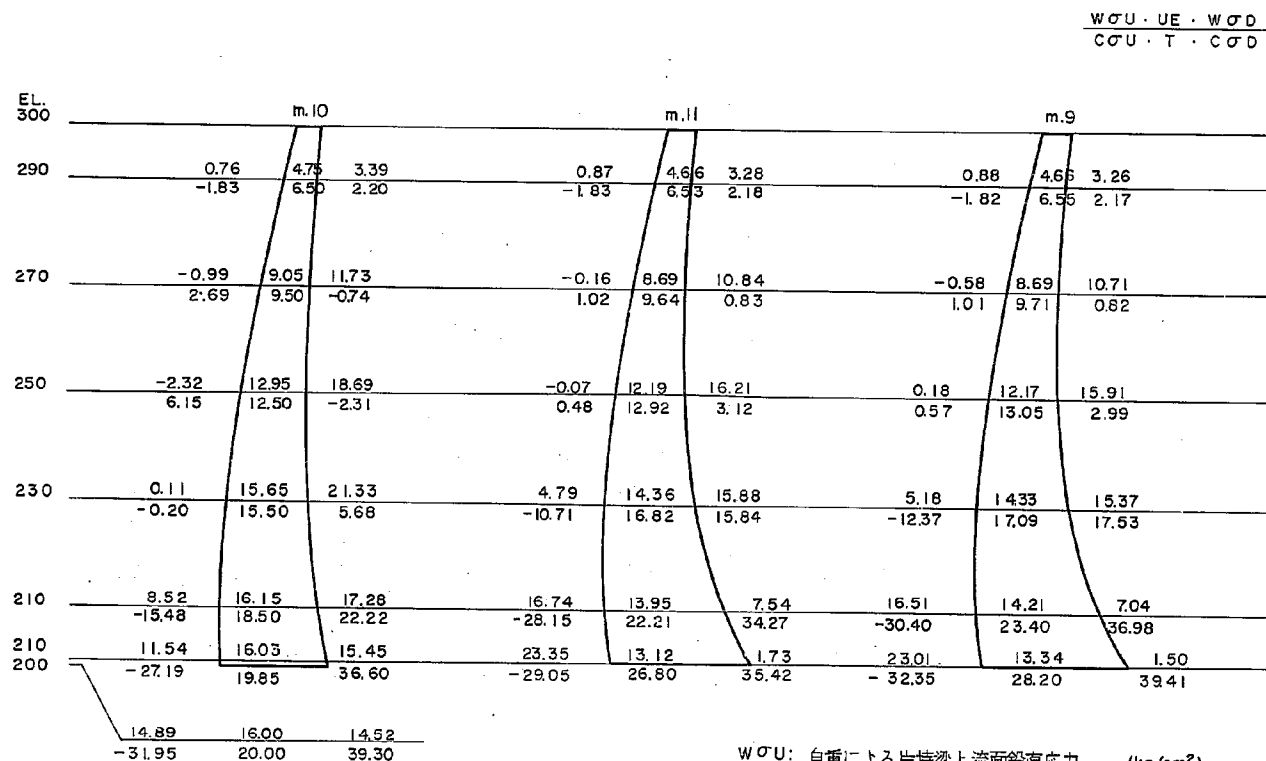
$$\frac{\sigma_U}{\sigma_D}$$


図 2.10.3A YAHAGI DAM D-10 TYPE



$W\sigma U$: 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)

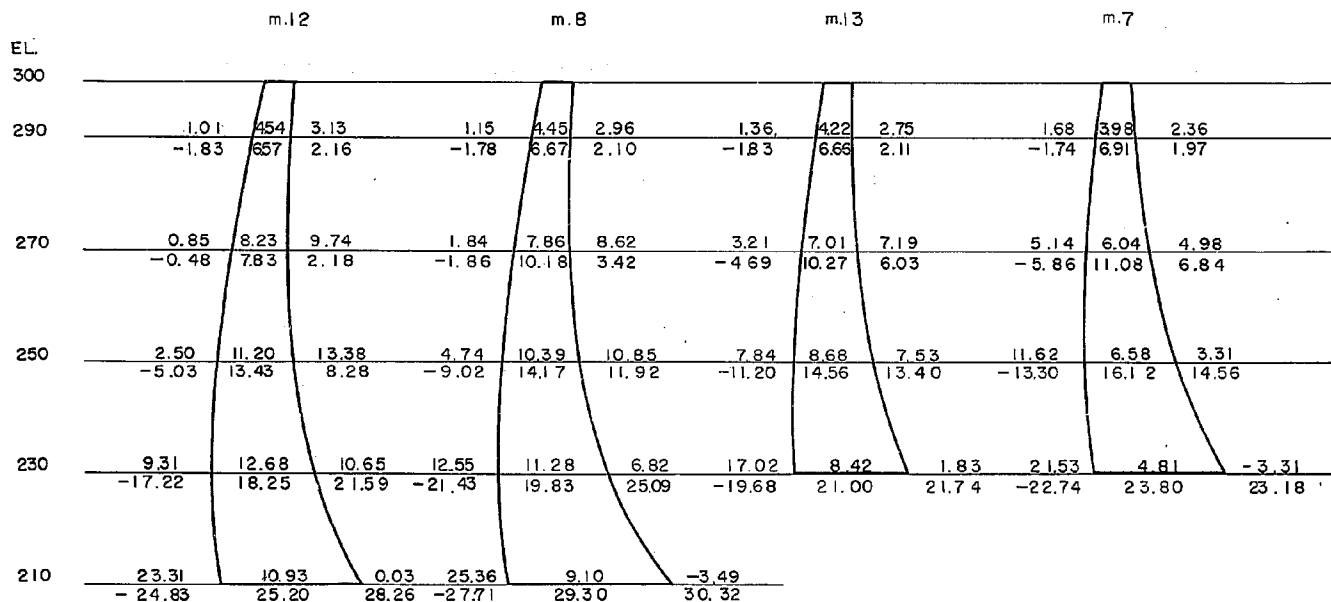
UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)

T : ダムの厚さ (m)

2.10.38 YAHAGI DAM

D - 10 TYPE

$$\frac{WCU \cdot UE \cdot WCD}{CU \cdot T \cdot CSD}$$



☒ 2.10.3C YAHAGI DAM

D-10 TYPE

$$\frac{W\sigma_U + U\sigma + W\sigma_D}{C\sigma_U + T + C\sigma_D}$$

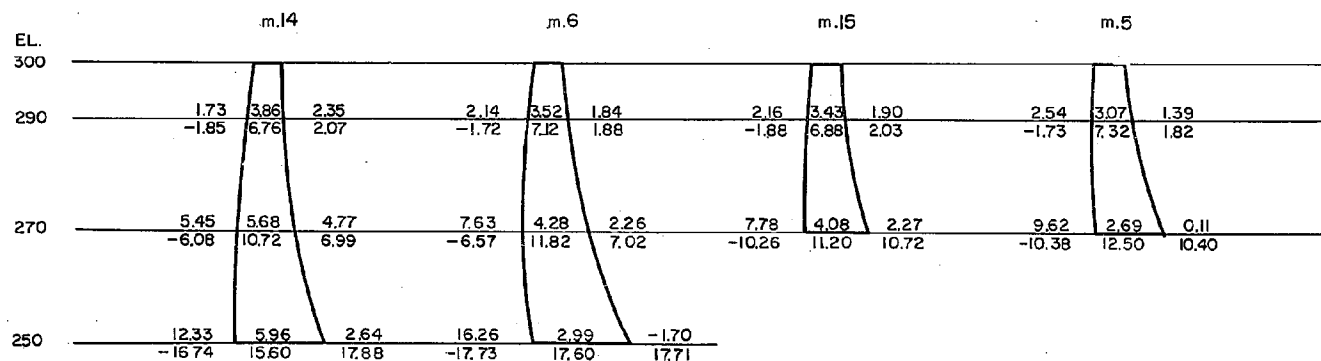


図 3.1 円弧ア - テ 平面図

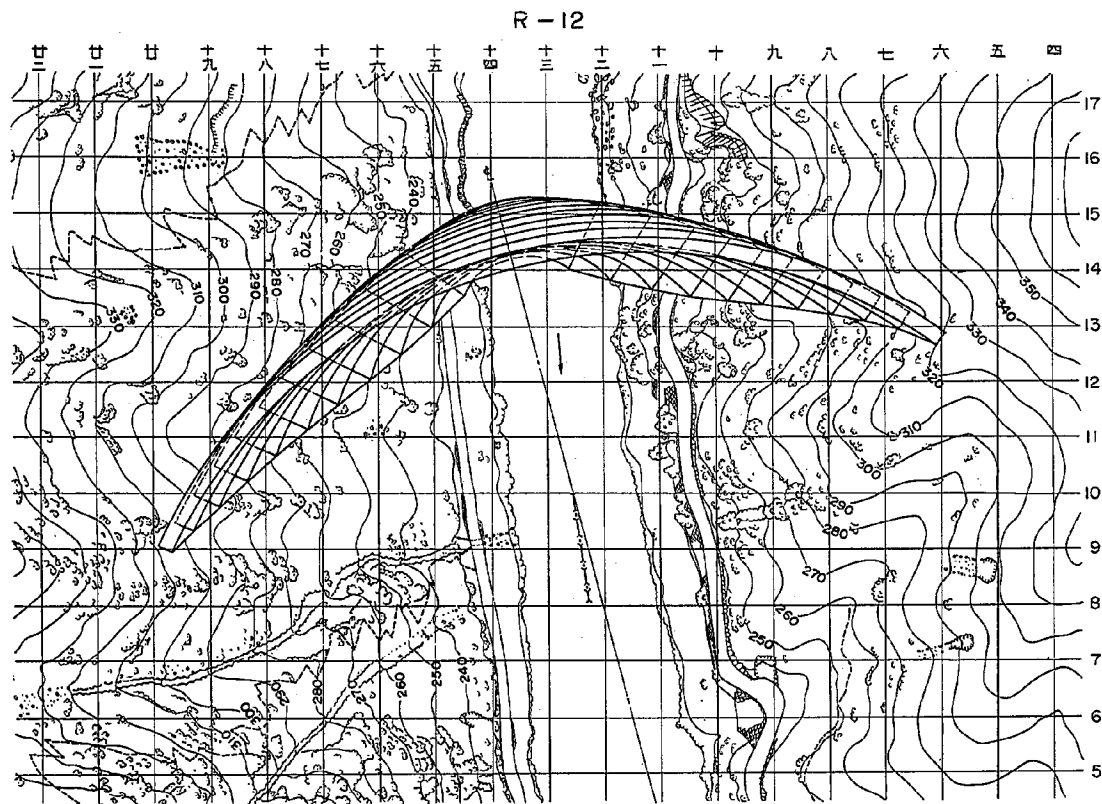
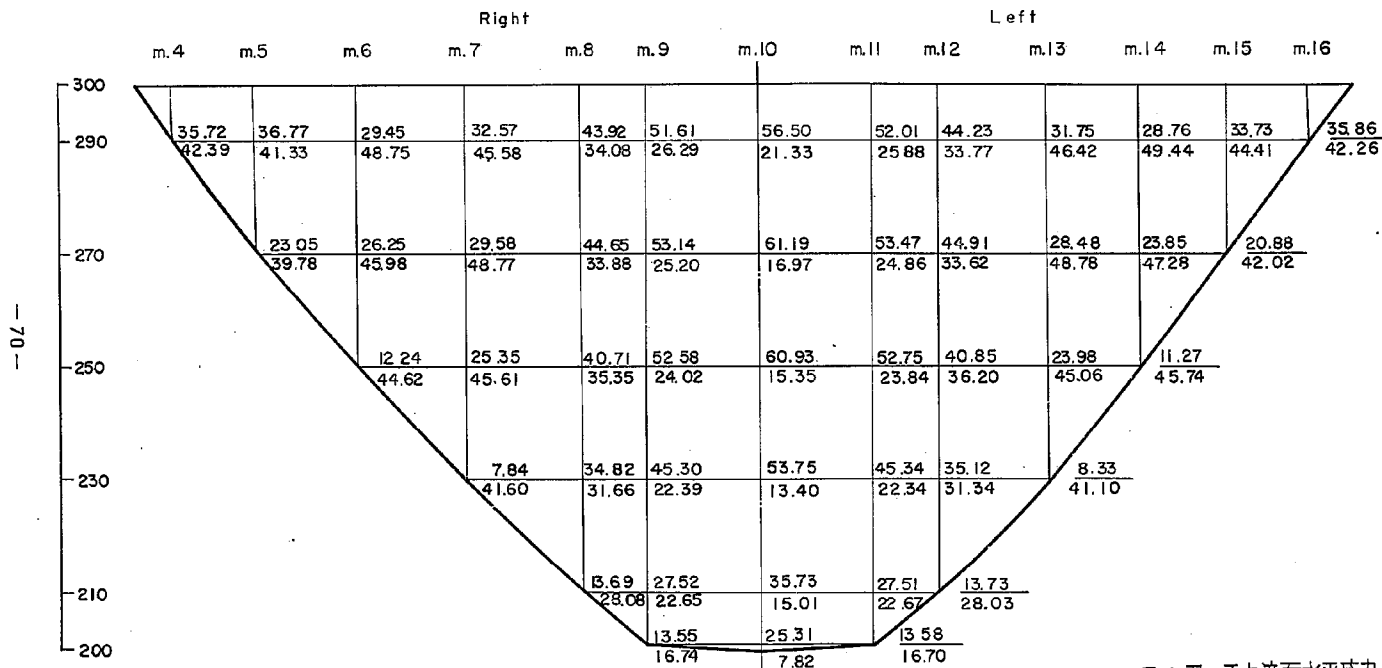


図 3.2.1 YAHAGI DAM R TYPE (K:O, T:O)

Arch Stresses (Radial Adjust.)

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



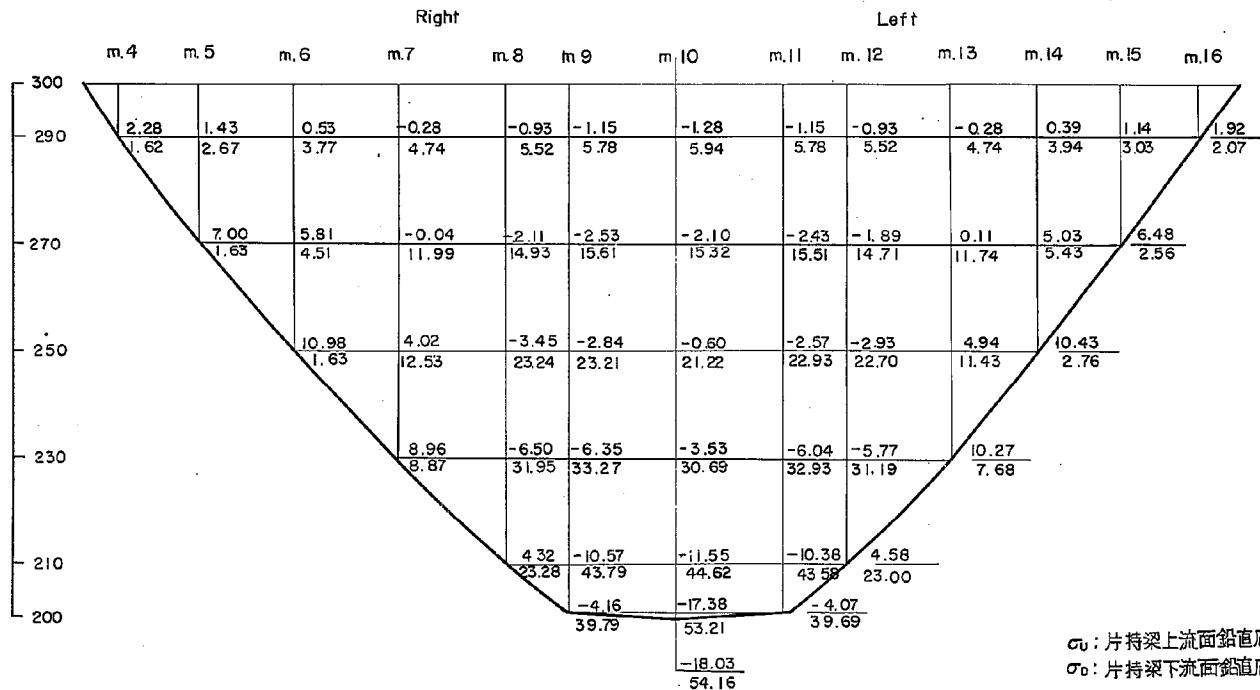
σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)

☒ 3.2.2 YAHAGI DAM R TYPE (K.O. T.O)

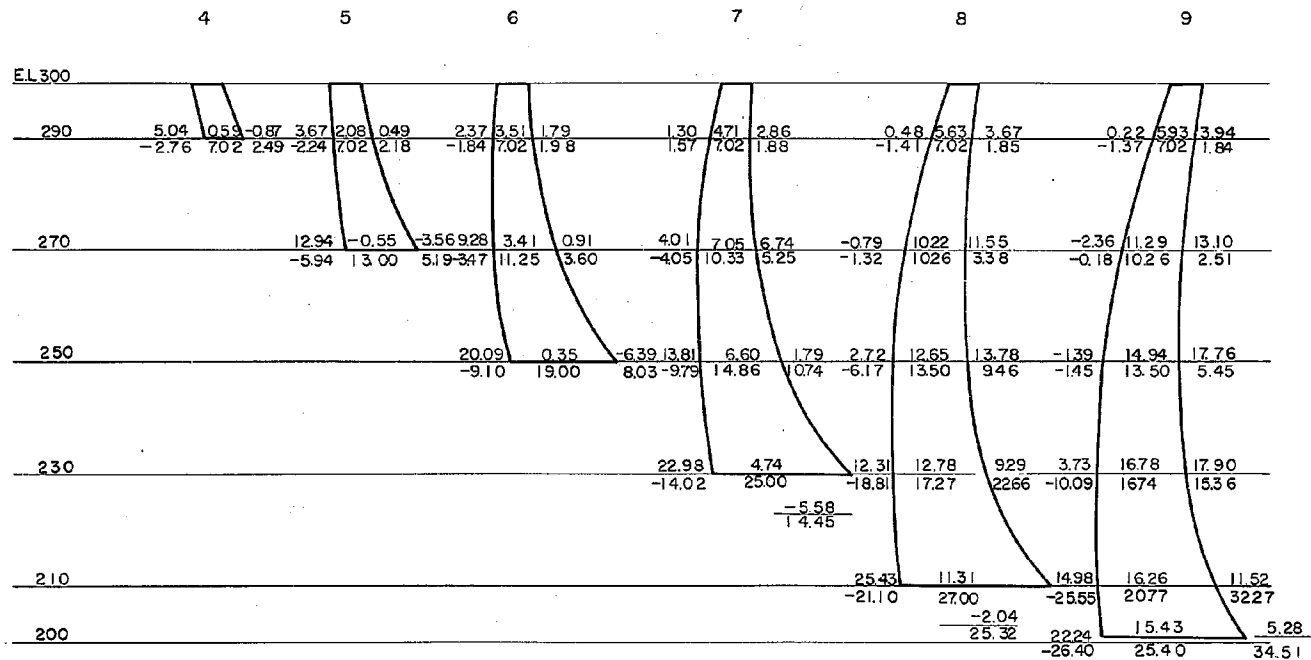
Canti Stresses

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_D}$$



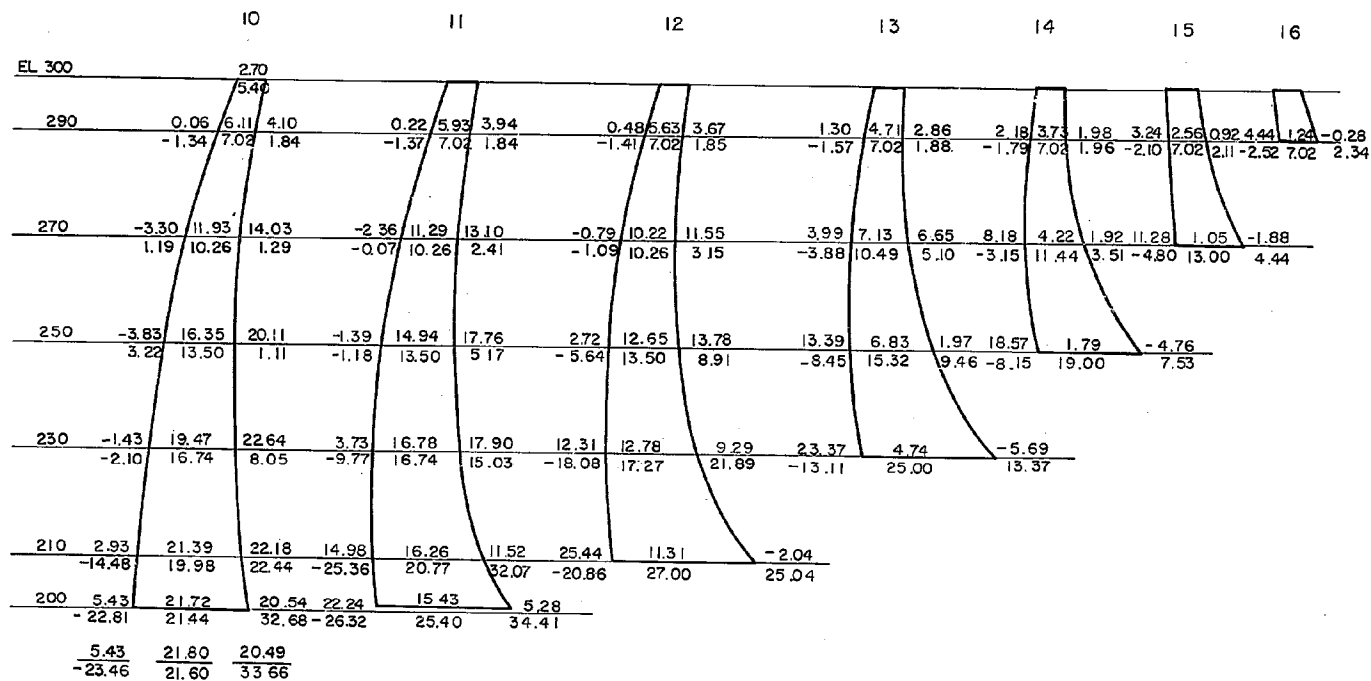
☒ 3.2.3A YAHAGI DAM R TYPE (K.O.T.O)

WCU UE. WCD
COU T. COD



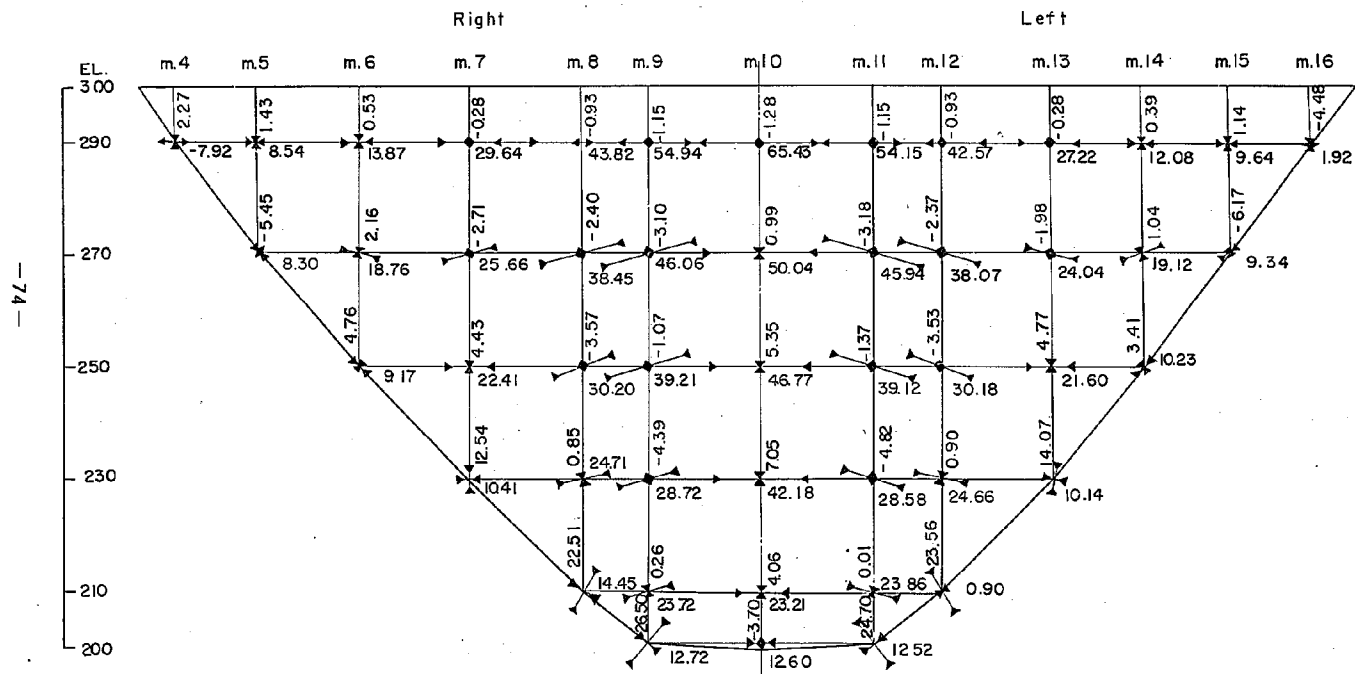
3.2.3B YAHAGI DAM R-12 (K:O, T:O)

WCU. UE. WCD
CU. T. CSD



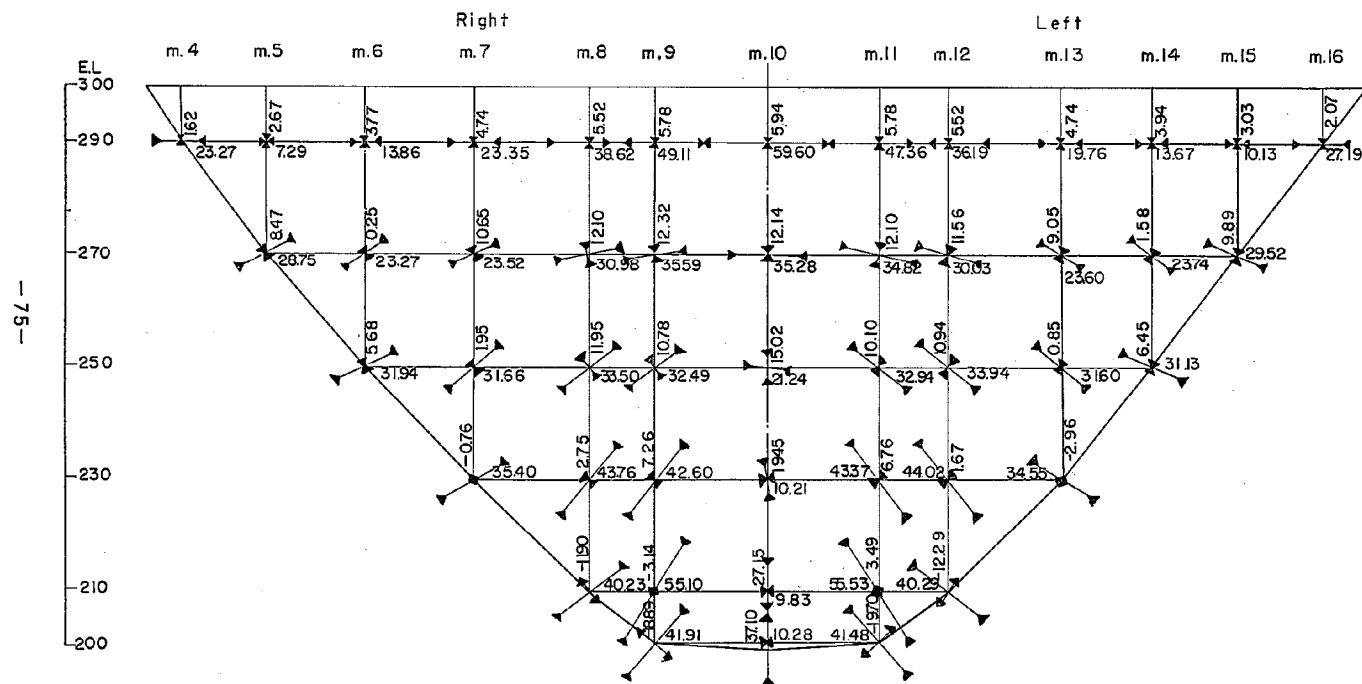
3.3.1 YAHAGI DAM R TYPE (K:0, T:0)

Principal Stresses Upstream



3.3.2 YAHAGI DAM R TYPE (K:0, T:0)

Principal Stresses Downstream



☒ 3.4.1 円弧ア - 于水平断面図

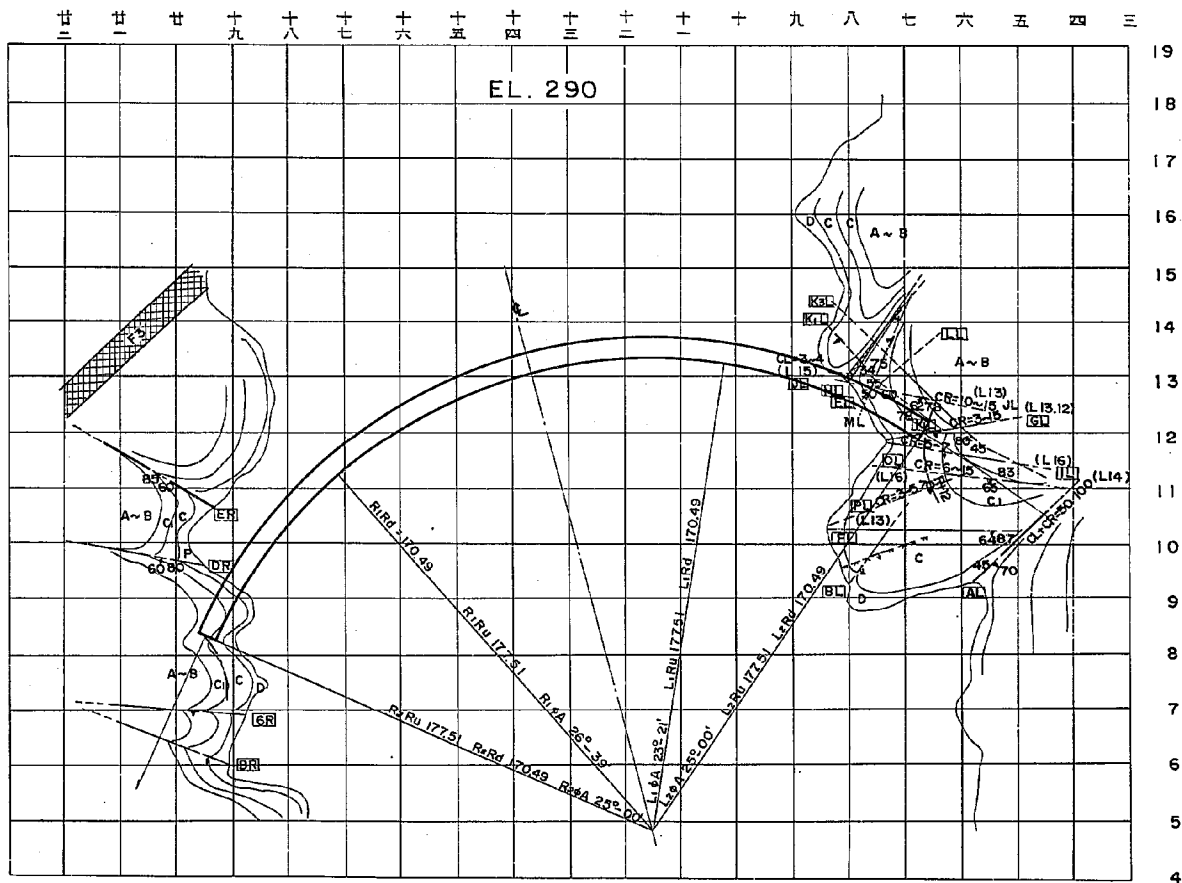
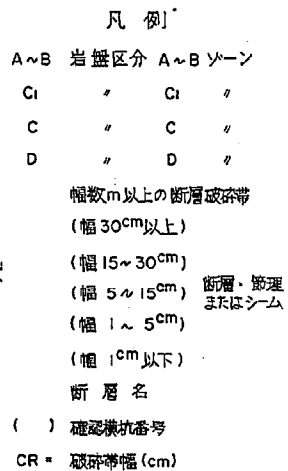


図 3.4.2 円弧アーチ水平断面図

凡 例

A~B 岩盤区分 A~Bゾーン

C₁ " C₁ "

C " C "

D " D "

幅数 以上の断層破碎帯
 (幅 30cm 以上)
 (幅 15~30cm)
 (幅 5~15cm) 断層・節理
 (幅 1~5cm) またはシーム
 (幅 1cm 以下)

断 層 名

() 確認機杭番号

CR = 破碎帯幅 (cm)

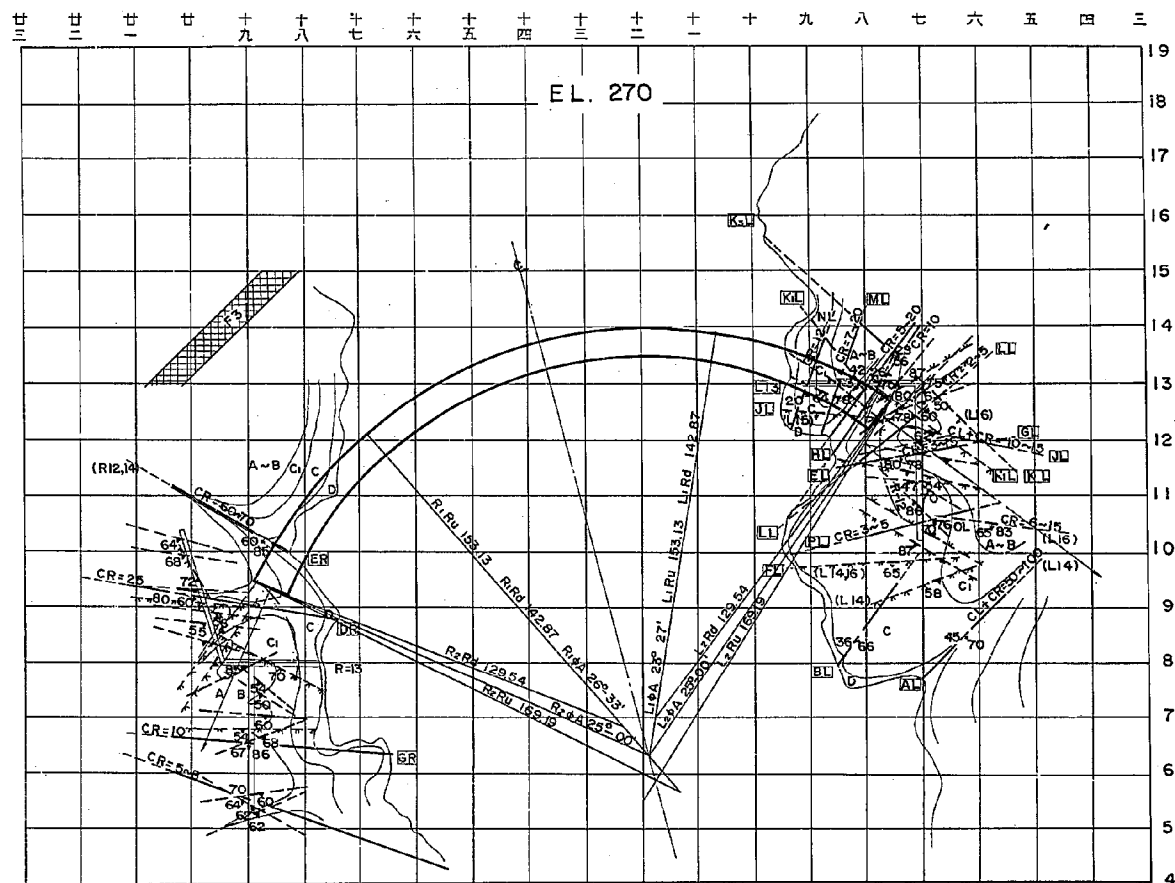


図 3.4.3 円弧アーチ水平断面図

凡 例
 A~B 岩盤区分 A~Bゾーン
 C₁ " C₁ "
 C " C "
 D " D "
 幅数m以上の断層破砕帯
 (幅30cm以上)
 (幅15~30cm)
 (幅5~15cm) 断層・節理
 (幅1~5cm) またはシーム
 (幅1cm以下)
 断 層 名
 () 確認機杭番号
 CR = 破砕帯幅 (cm)

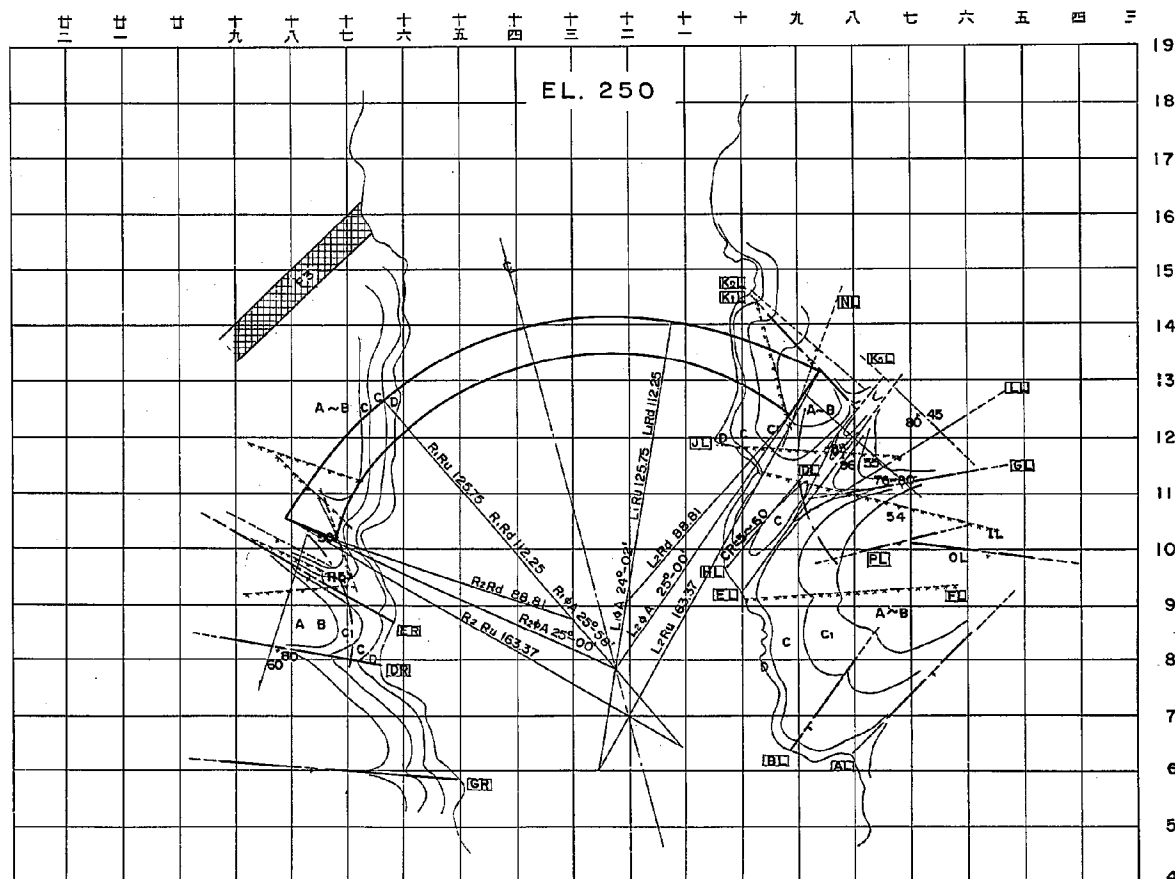
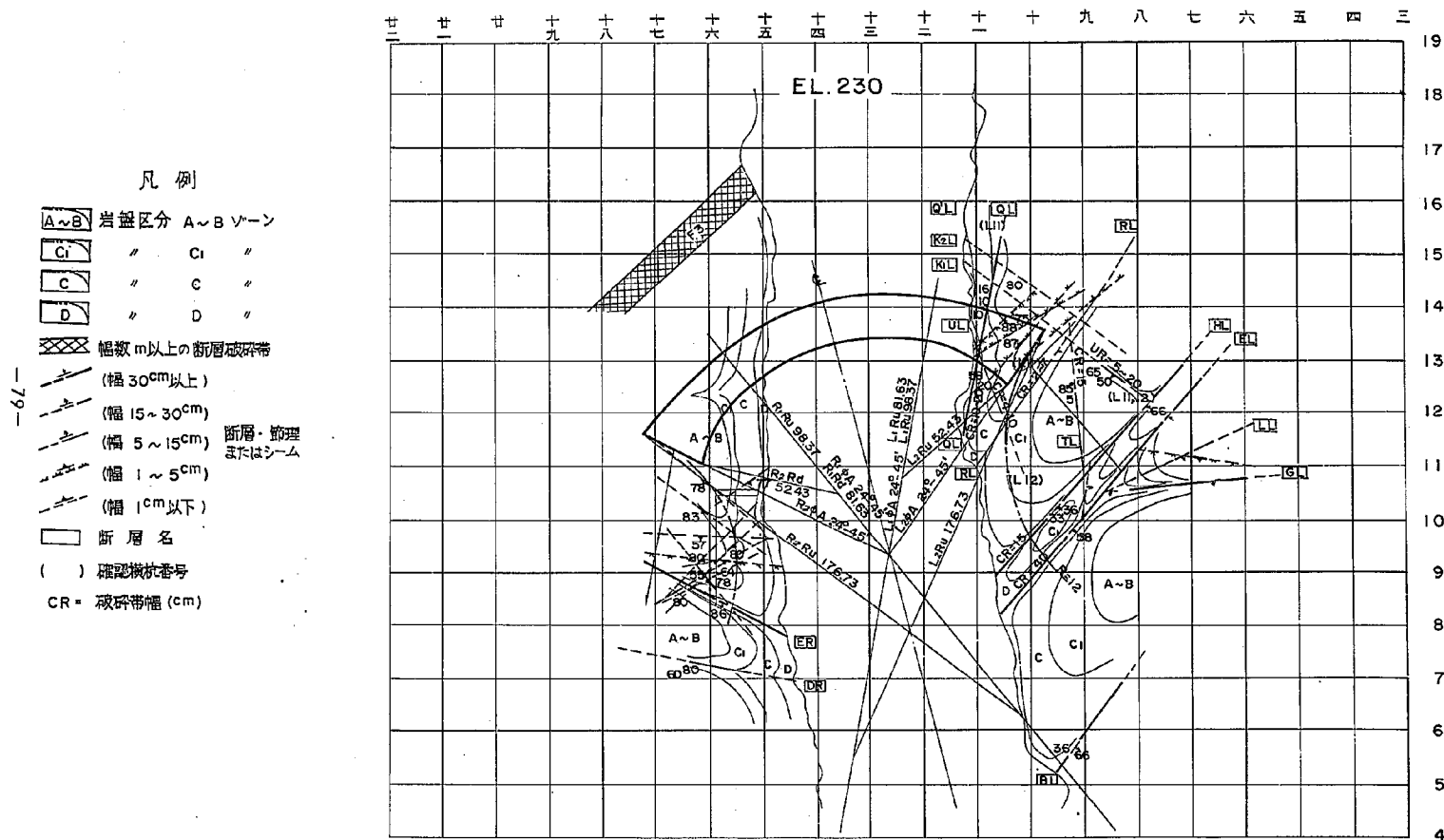


図 3.4.4 円弧アーチ水平断面図

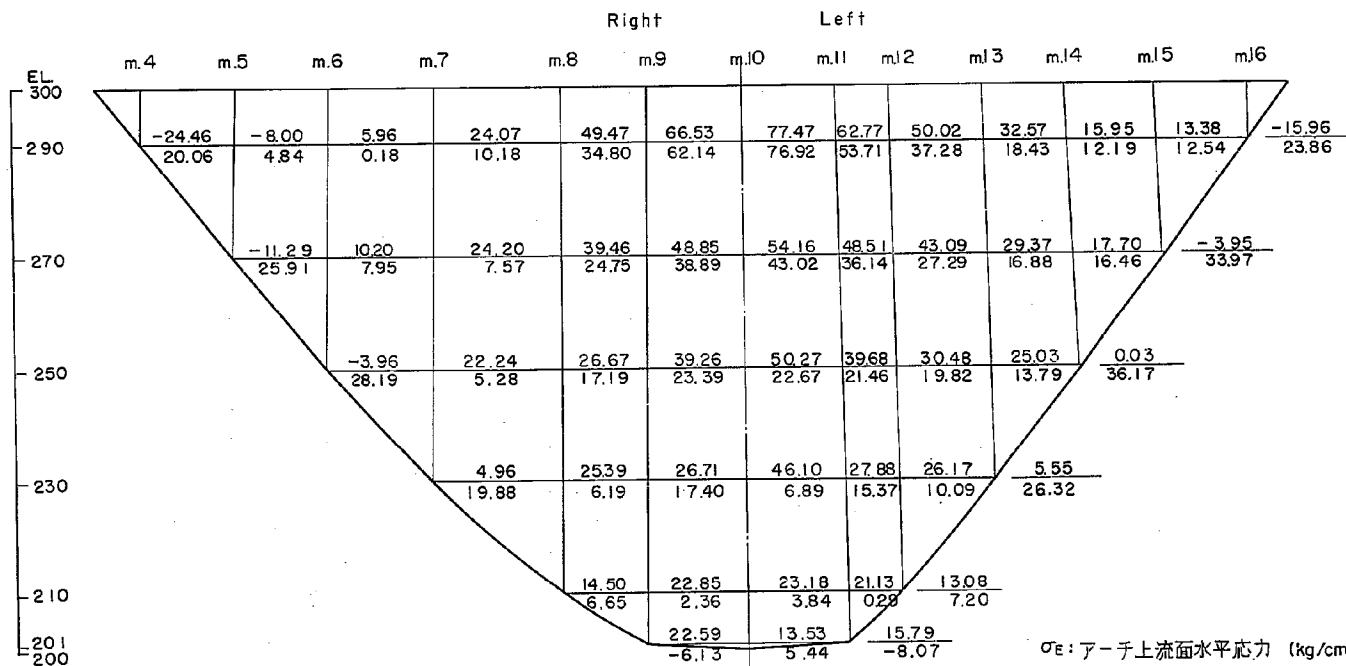


☒ 4.1.1 YAHAGI DAM

D-8 TYPE (K.O.T. included)

Arch Stresses Full Adjust

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



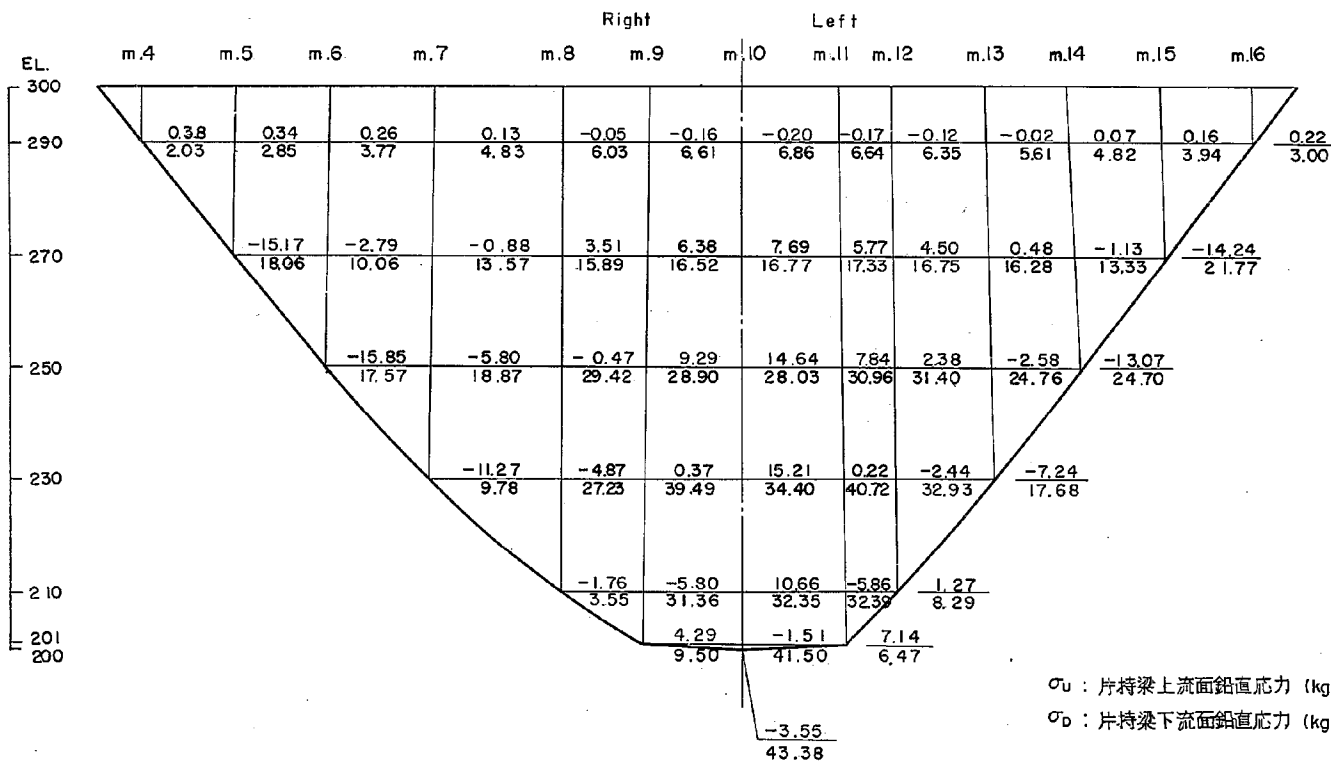
σ_E :アーチ上流面水平応力 (kg/cm²)

σ_I :アーチ下流面水平応力 (kg/cm²)

☒ 4.1.2 YAHAGI DAM D-8 TYPE (K:O, T: included)

Cantilever, Stresses Full Adjust.

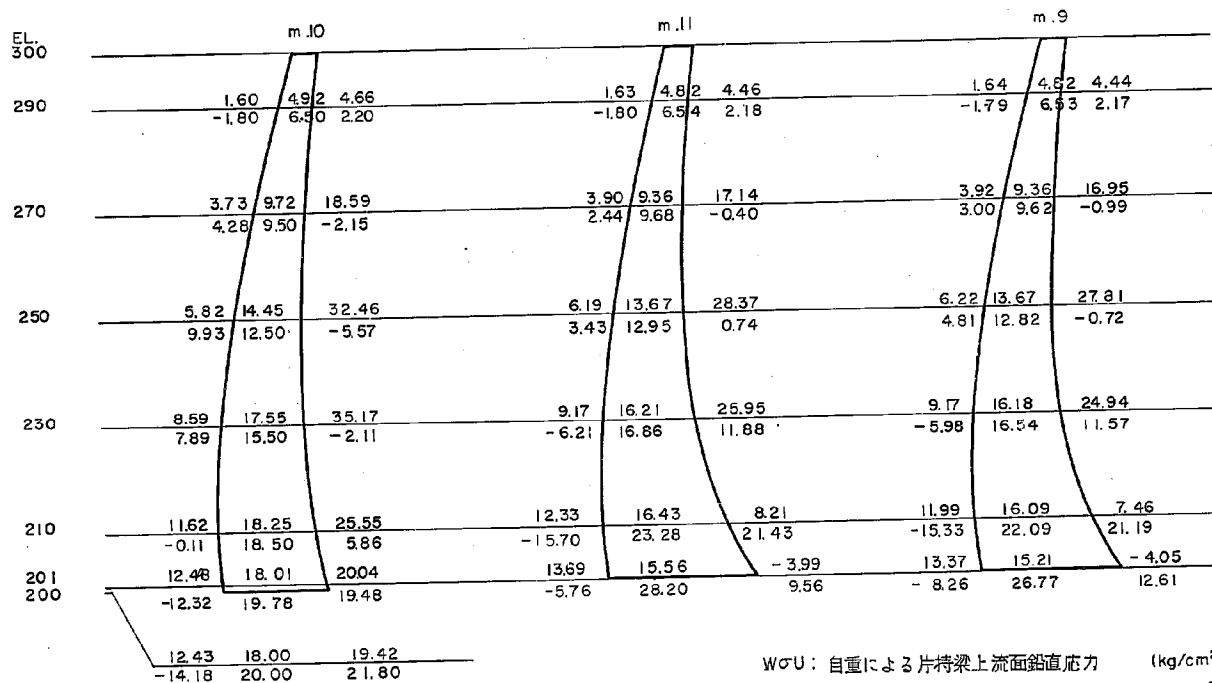
$$\frac{\sigma_u}{\sigma_D}$$



4.1.3A YAHAGI DAM

D-8 TYPE

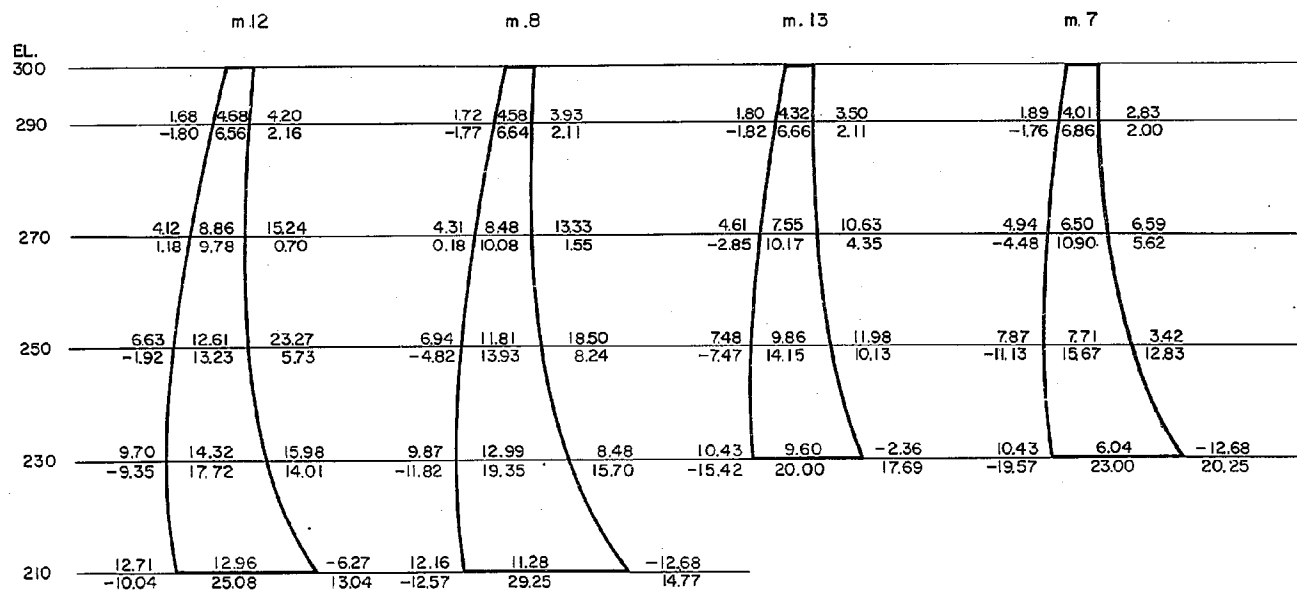
$$\frac{W\sigma U \cdot UE \cdot W\sigma D}{C\sigma U \cdot T \cdot C\sigma D}$$



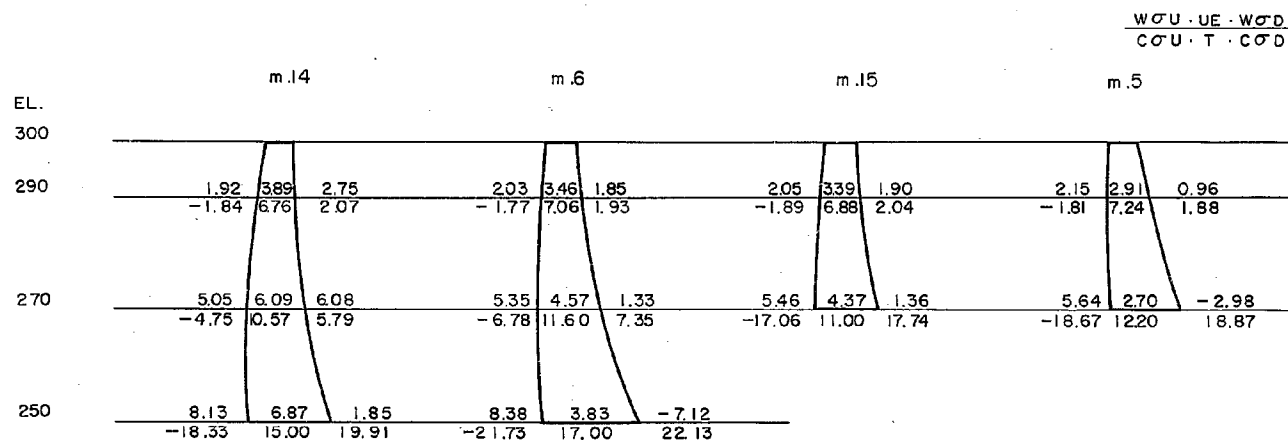
$W\sigma U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $W\sigma D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma U$: 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm²)
 $C\sigma D$: 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm²)
 UE : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)
 T : ダムの厚さ (m)

☒ 4.1.3B YAHAGI DAM D-8 TYPE

$$\frac{WOU \cdot UE \cdot WOD}{COSU \cdot T \cdot COD}$$



4.1.3C YAHAGI DAM D-8 TYPE

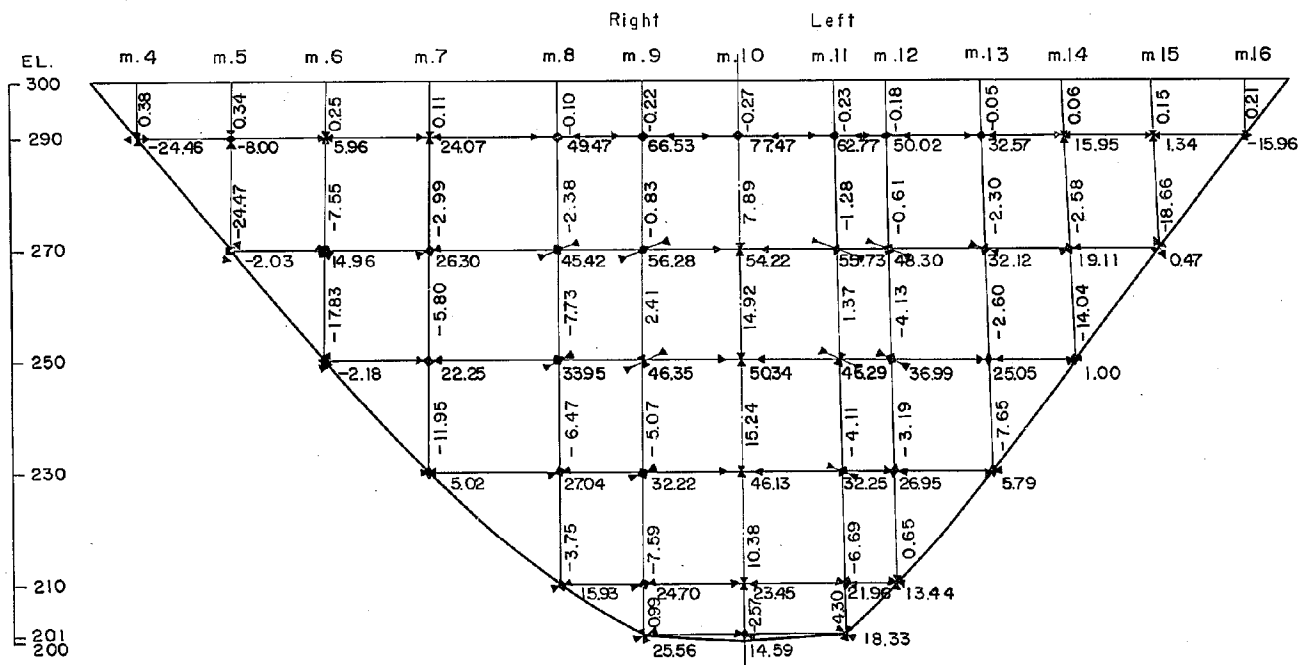


4.2.1

YAHAGI DAM

D - 8 TYPE (K:O,T:included)

Principal Stresses Upstream



4.2.2

YAHAGI DAM

D - 8 TYPE (K:O, T: included)

Principal Strsses Downstream

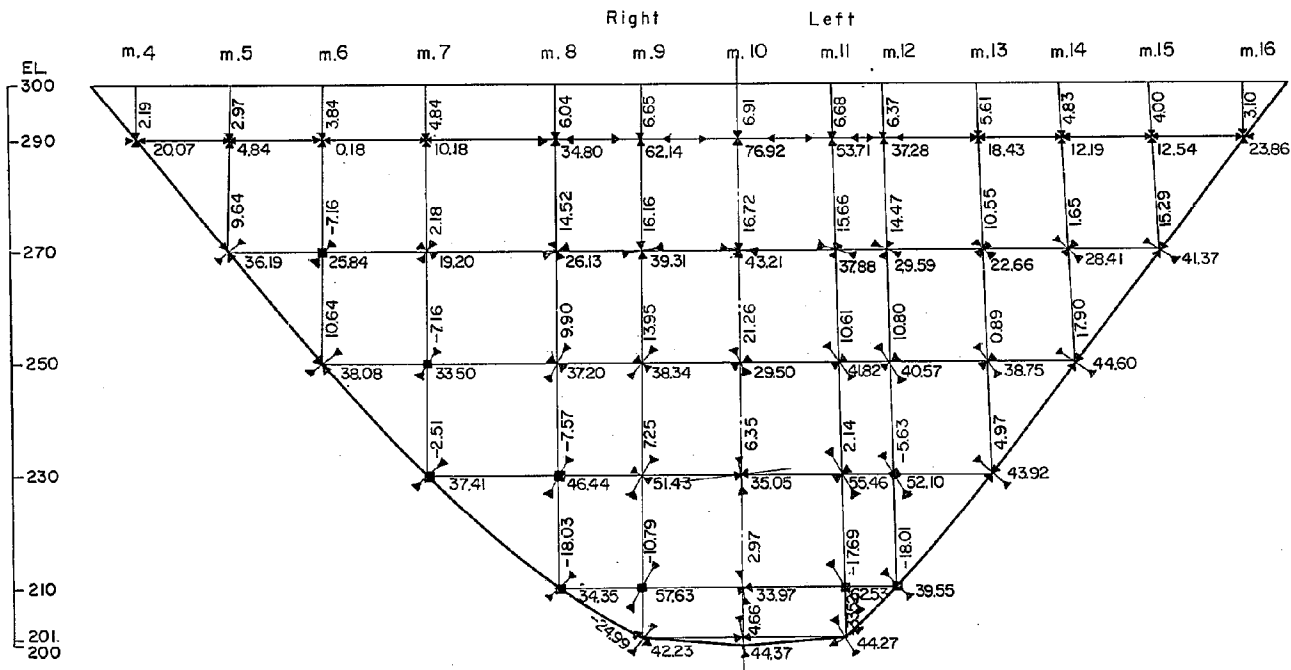


図 5 矢作ダム平面図

S = 1/2000

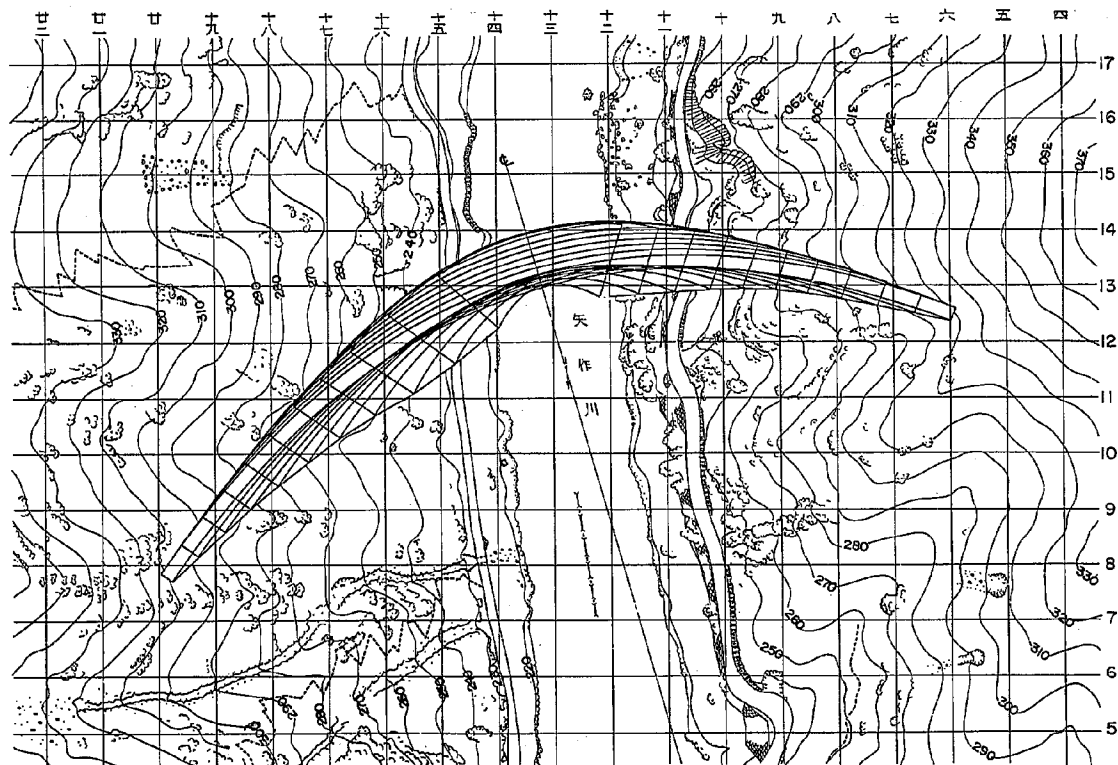


図 6.1 矢作ダム水平断面図

S = 1/2000

- 凡 例
- A~B 岩壁区分 A~Bゾーン
 - C₁ " C₁ "
 - C " C "
 - D " D "
 - 幅数m以上の断層破砕帯
 - (幅30cm以上)
 - (幅15~30cm)
 - (幅5~15cm) 断層・節理
 - (幅1~5cm) またはシーム
 - (幅1cm以下)
 - 断層名
 - () 確認機番号
 - CR = 破砕帯幅 (cm)

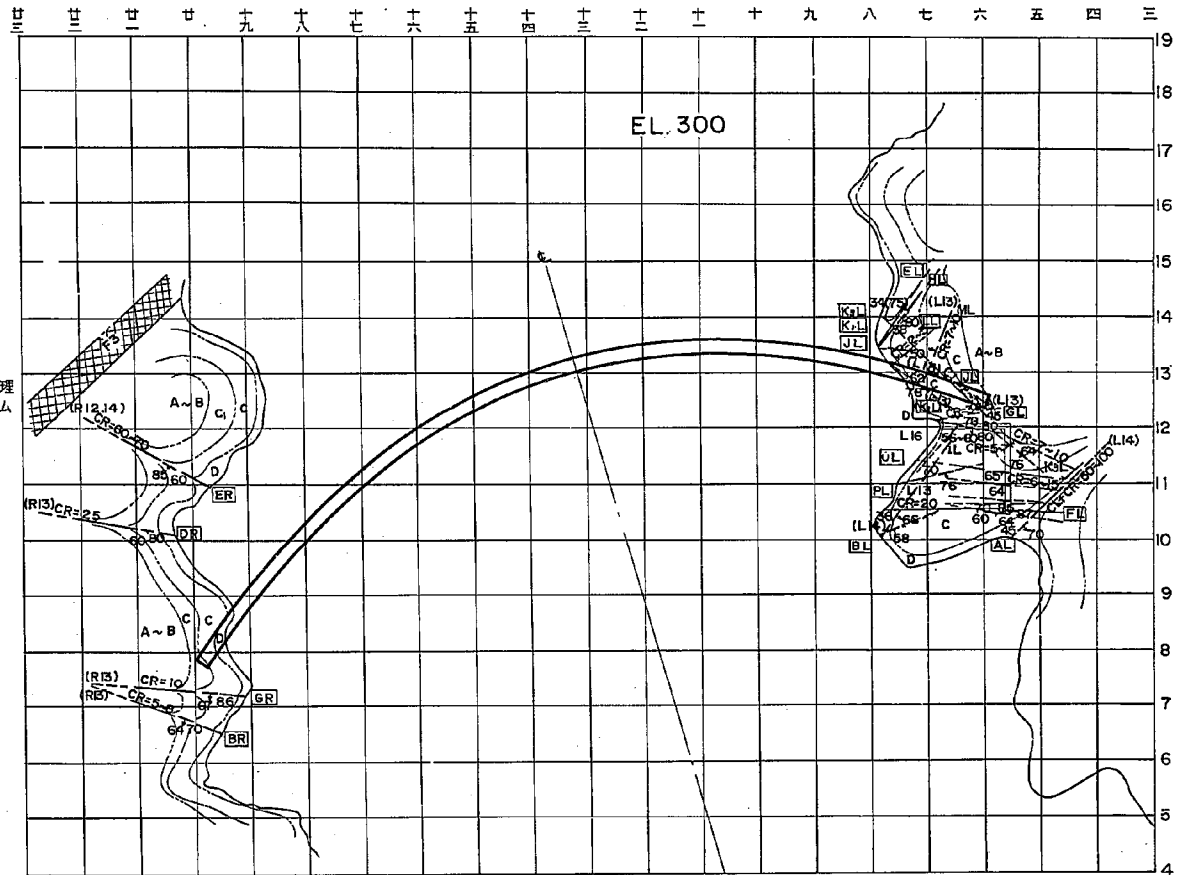


図 6.2 矢作ダム水平断面図
 $S = 1/2000$

- 凡 例
- A~B 岩盤区分 A~Bゾーン
 - C₁ " C₁ "
 - C " C "
 - D " D "
 - 幅数m以上の断層破砕帯
 - (幅30cm以上)
 - (幅15~30cm)
 - (幅 5~15cm) 断層・節理 または シーム
 - (幅 1~5cm)
 - (幅 1cm以下)
 - 断層名
 - () 確認杭番号
 - CR = 破砕帯幅 (cm)

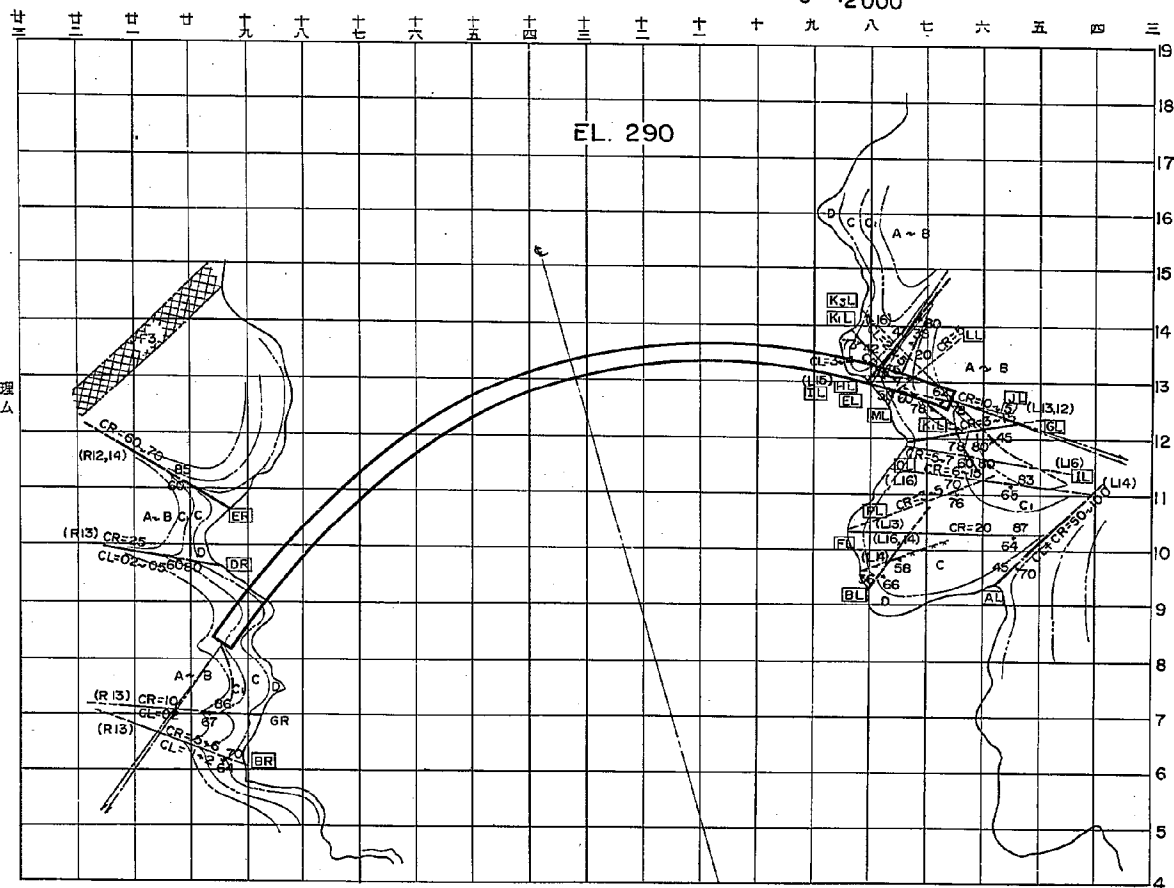


図 6.3 矢作ダム水平断面図
S = 1/2000

- 凡 例
- A~B 岩盤区分 A~B ヴォーン
 - C₁ " C₁ "
 - C " C "
 - D " D "
 - 幅数m以上の断層破砕帯
 - / (幅30cm以上)
 - / (幅15~30cm)
 - / (幅5~15cm) 断層・節理
 - / (幅1~5cm) またはシーム
 - / (幅1cm以下)
 - 断層名
 - () 確認杭番号
 - CR= 破砕帯幅 (cm)

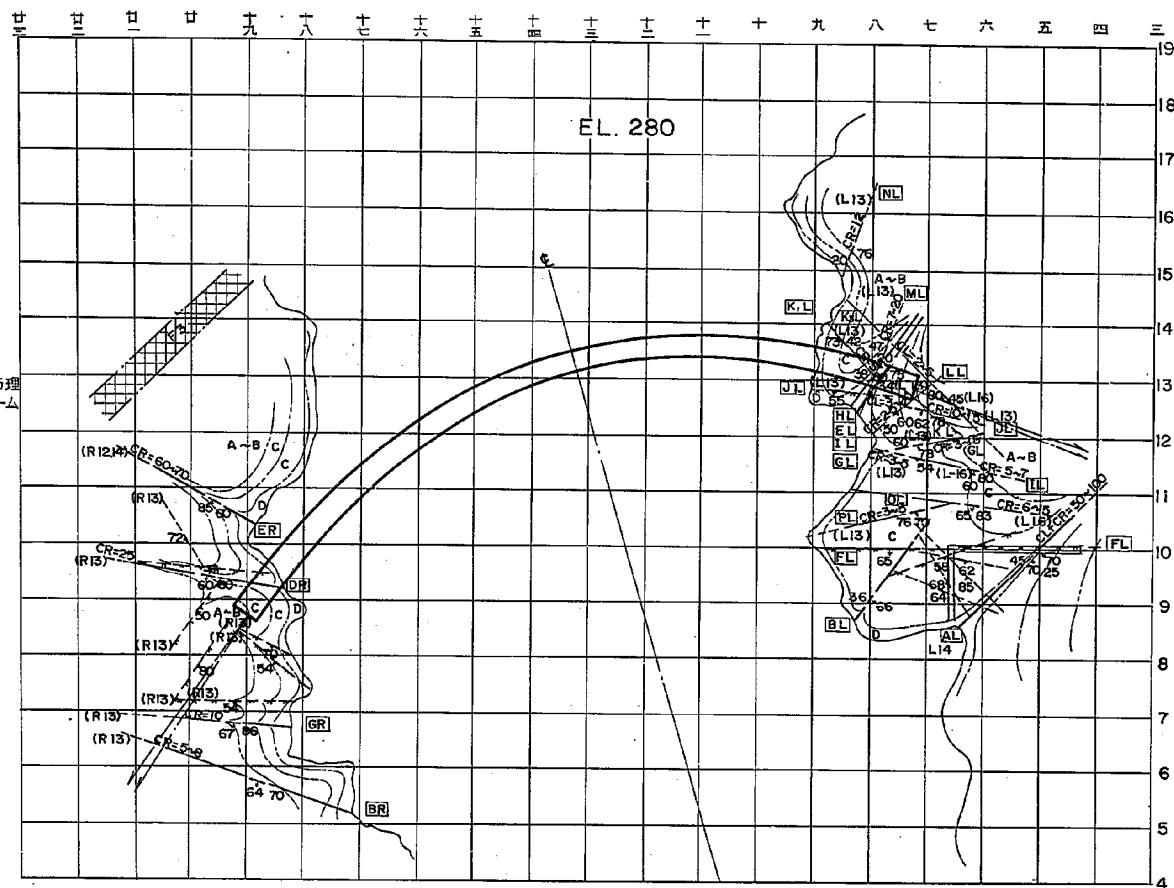
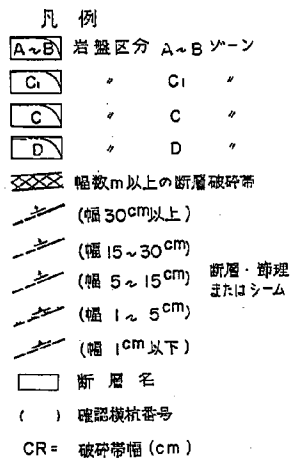


图 6.4 矢作ダム水平断面图

$$S = 1/2.000$$


A~B 岩盤区分 A~B ゾーン

☐ C1 ☐ C1

 π π π

 $\frac{1}{4}$ D $\frac{1}{4}$

 幅数 m 以上の断層破碎帯

~~2~~ (幅30cm以上)

(幅 15~30cm)

（幅 5 ~ 15 cm） 断面・

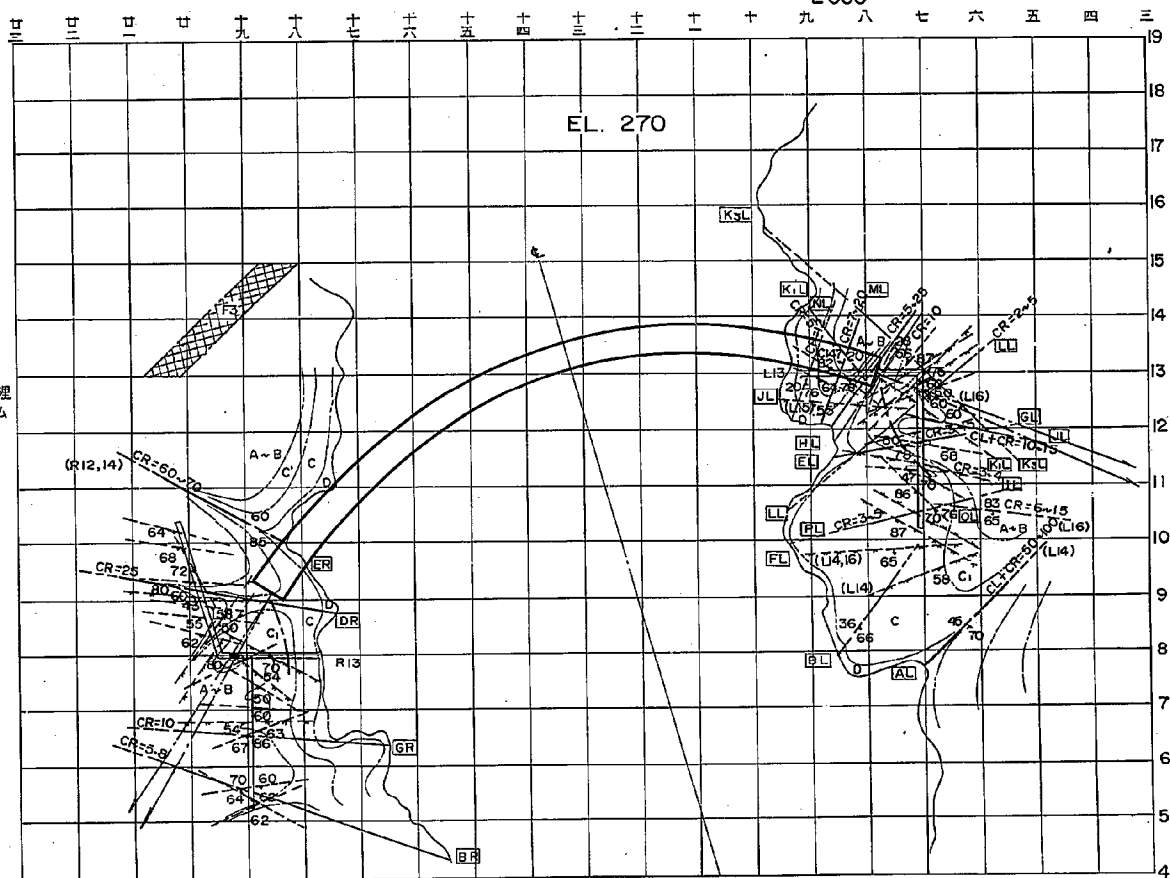
(帽 12.5cm)

~~▲~~ (幅 1cm 以下)

断层名

() 確認機杭番号

CR = 破碎齒幅 (cm)



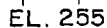
$$S = \sqrt{2000}$$


図 6.6 矢作ダム水平断面図
S = 1/2000

- 凡 例
- [A~B] 岩盤区分 A~B ゾーン
 - [C₁] " C₁ "
 - [C] " C "
 - [D] " D "
 - 幅数m以上の断層破砕帯
(幅30cm以上)
 - (幅15~30cm)
 - (幅5~15cm) 断層・節理
またはシーム
 - (幅1~5cm)
 - (幅1cm以下)
 - 断層名
 - () 確認杭杭番号
 - CR- 破砕帯幅 (cm)

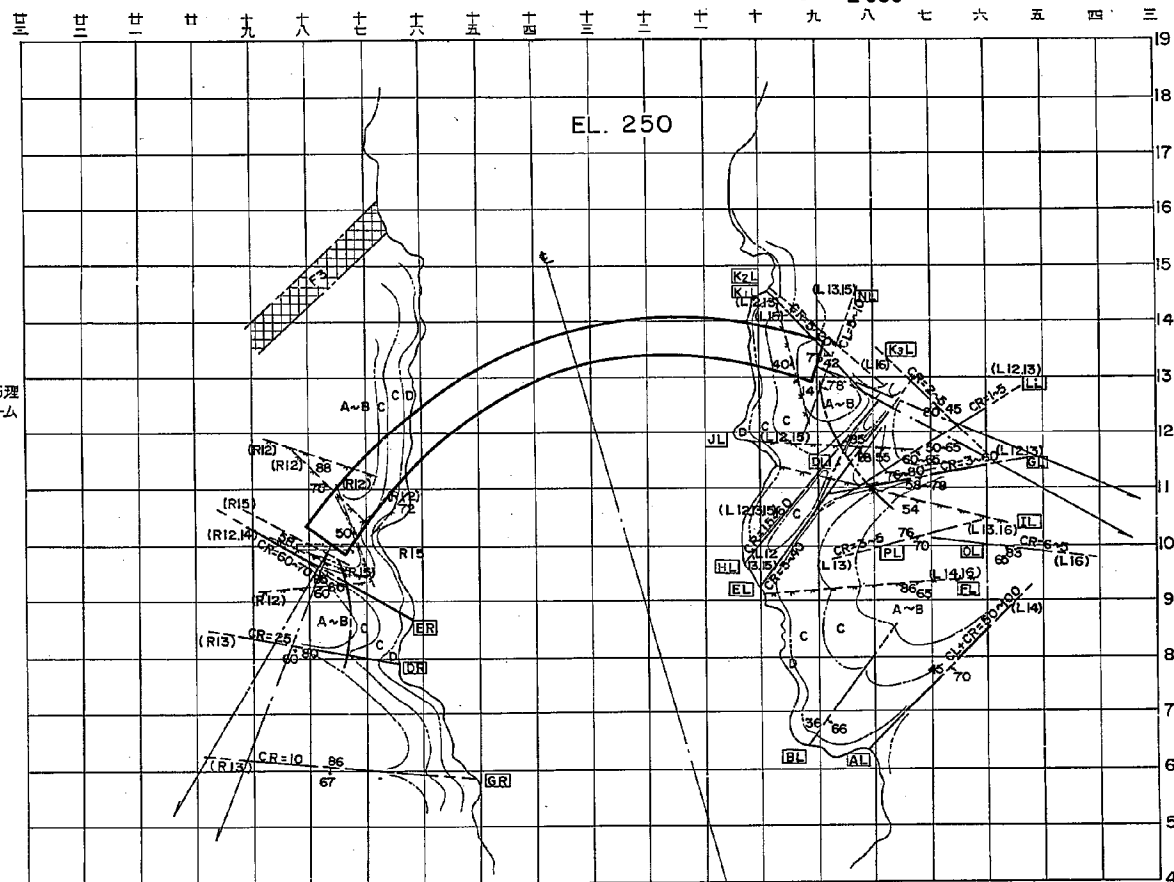
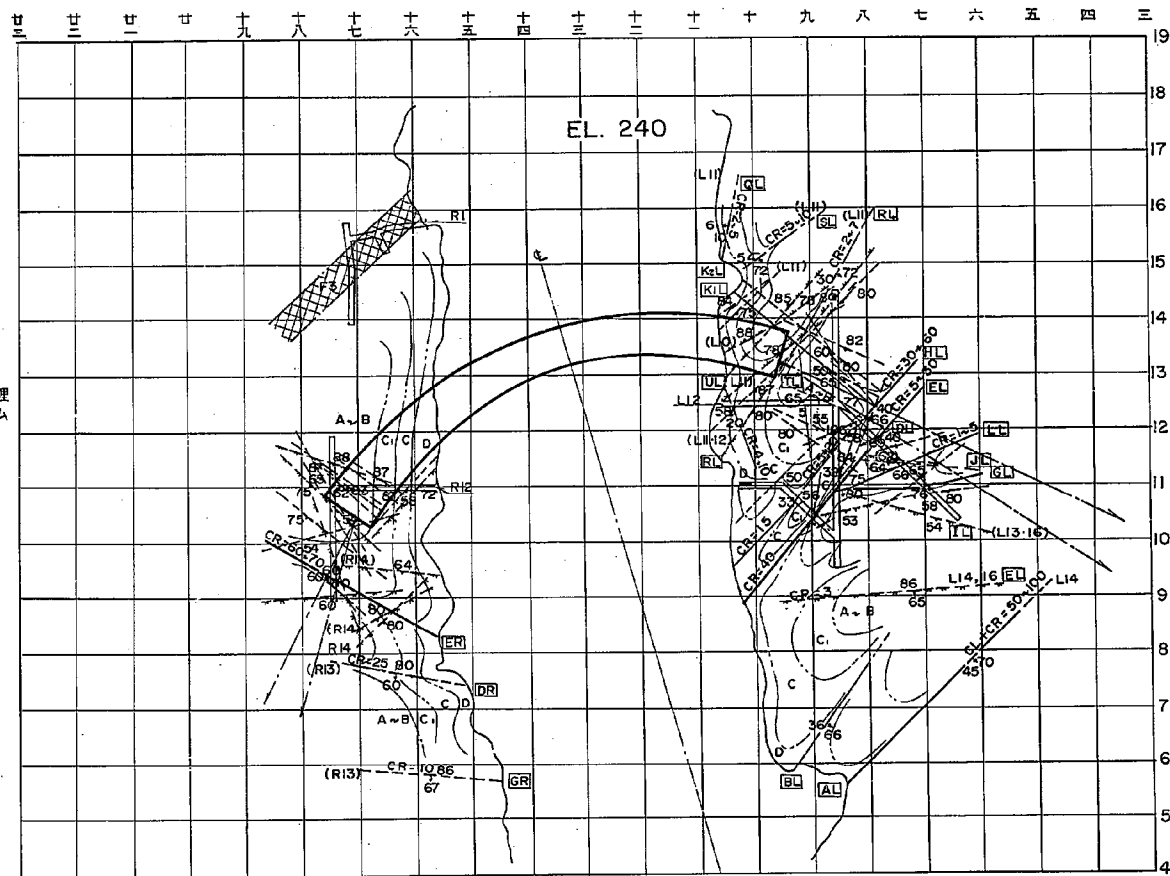


図 6.7 矢作ダム水平断面図

$S=1/2000$

- 凡 例
- A~B 岩盤区分 A~Bゾーン
 - C₁ " C₁ "
 - C " C "
 - D " D "
 - 幅数m以上の断層破碎帯
 - (幅 30cm以上)
 - (幅 15~30cm)
 - (幅 5~15cm) 断層・節理 またはシーム
 - (幅 1~5cm)
 - (幅 1cm以下)
 - 断層名
 - () 確認機杭番号
 - CR= 破碎帯幅 (cm)



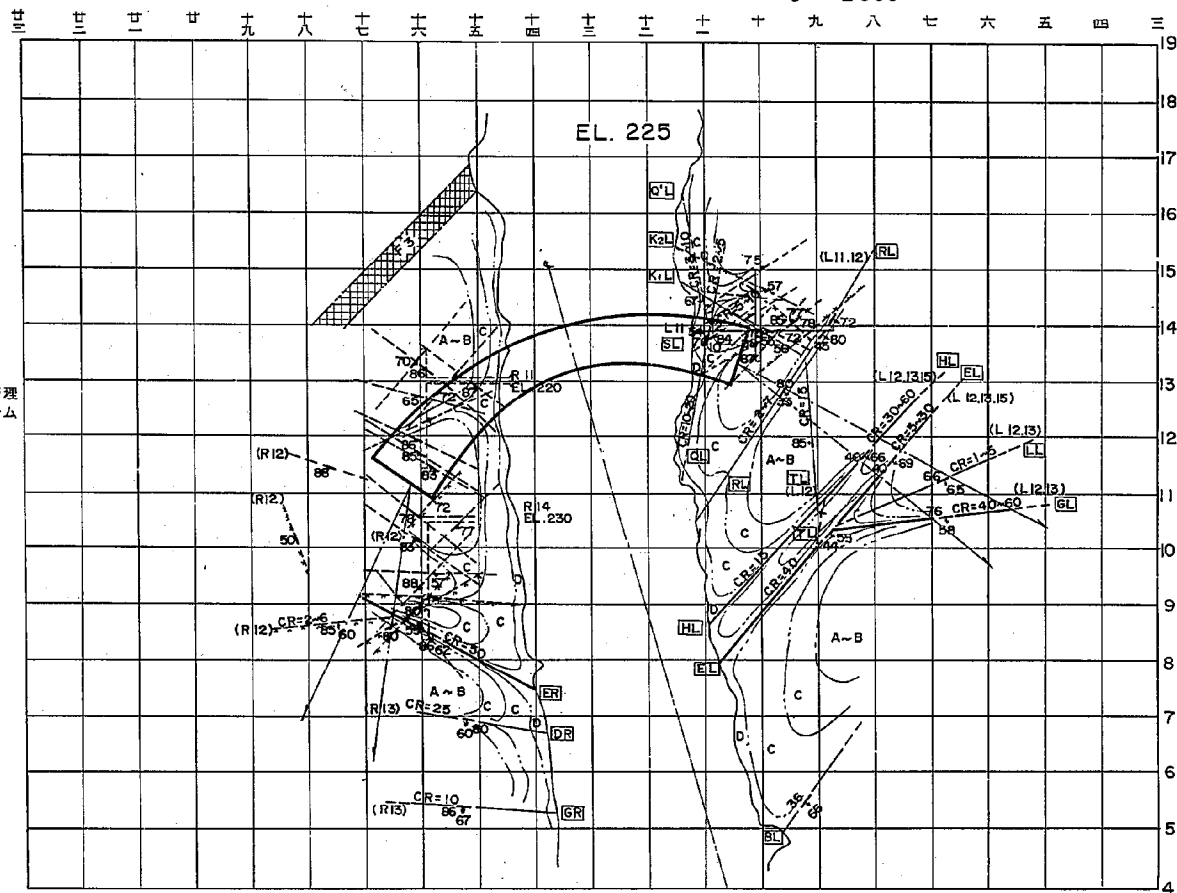
$$S = 1/2000$$


図 6.10 矢作ダム水平断面図 $S = 1/2000$

- 凡 例
- A~B 岩盤区分 A~Bゾーン
 - C₁ " C₁ "
 - C " C "
 - D " D "
 - 幅数m以上の断層破砕帯
 - (幅 30cm以上)
 - (幅 15~30cm)
 - (幅 5~15cm) 断層・節理
 - (幅 1~5cm) またはシーム
 - (幅 1cm以下)
 - 断層帯
 - () 確認杭番号
 - CR = 破砕帯幅 (cm)

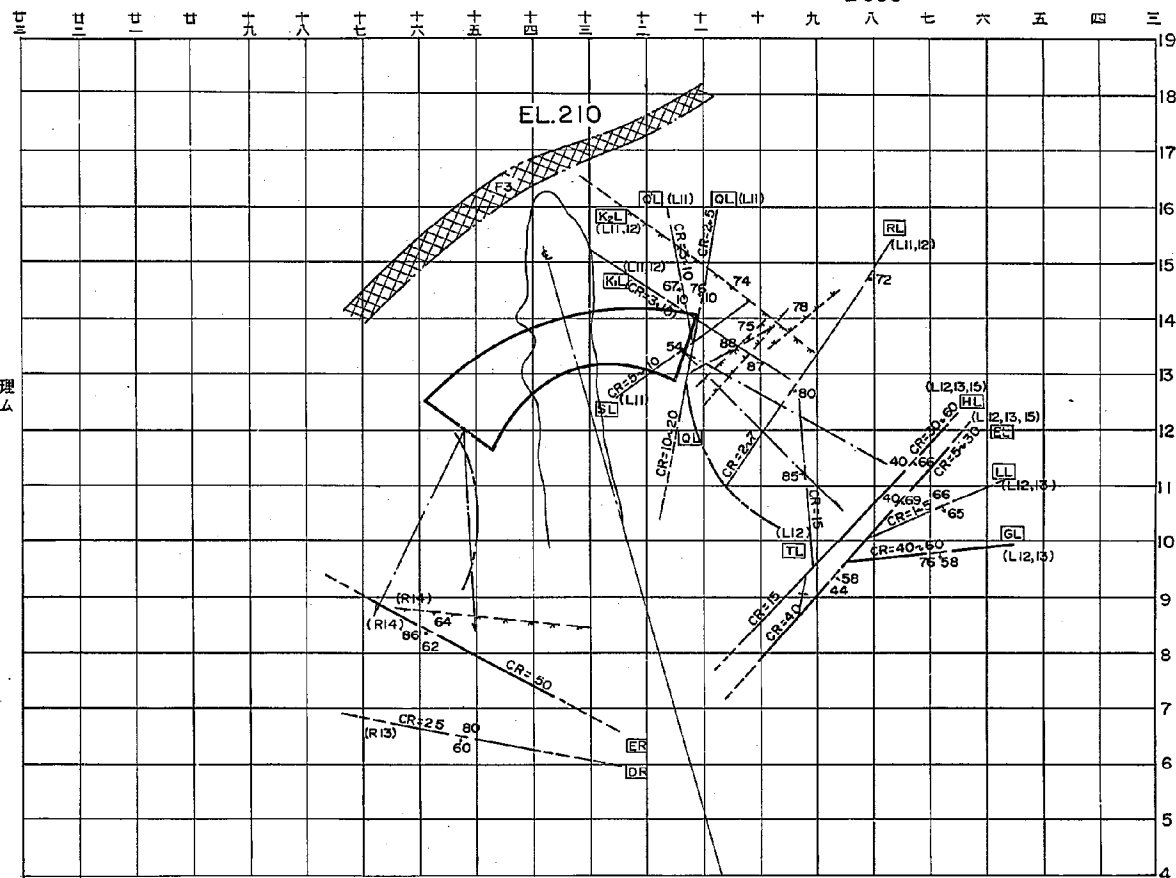
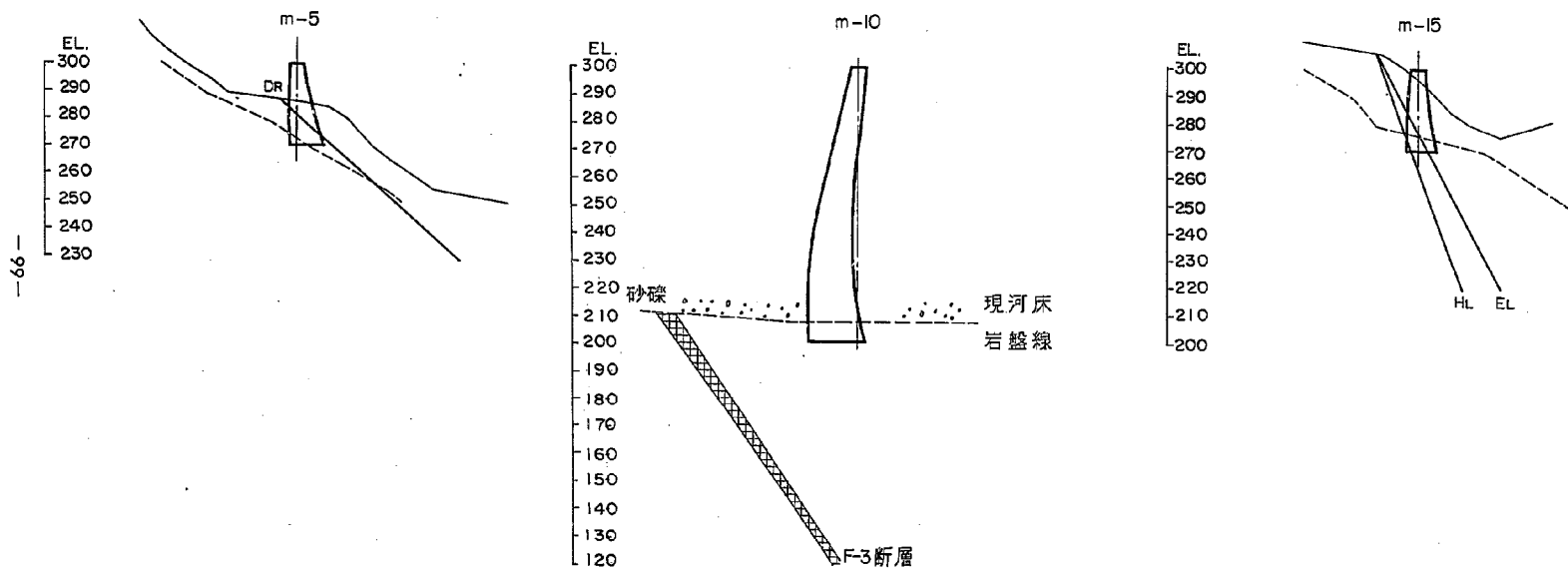
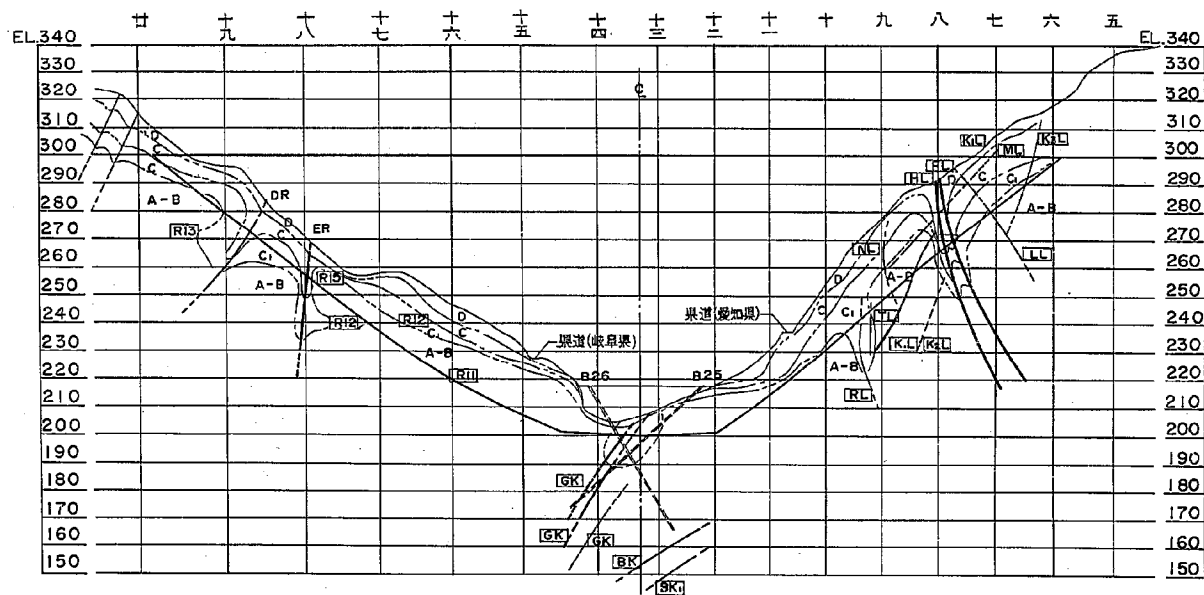


图 7 矢作ダム片持梁断面图

$S = 1/2000$



$$S = 1/2000$$


§ 6 基礎岩盤の安全性

アーチダムの基礎岩盤の強さの評価法は未だ確立しておらず、各ダムの地形、地質の特徴に応じた計算を行なっているのが現状である。矢作ダムのサイト附近の地質は前述のとおり、左岸で多数の割れ目、破碎帯がみられるのに、右岸では顕著なものが少なく、ダムの最終設計では、左岸の破碎帯に直交するようなアーチスラストを作用させている。したがって、矢作ダムの設計では基礎岩盤のすべり破壊に対する危険はきわめて少なく、むしろ破碎帯の圧縮変形が問題となるものと予想される。

この章では、個々の地質処理のための計算は除き、アーチアバットメントの根入れ深さの適否を検討するための2次元計算と、岩盤の自重を考慮するMillerの方法の適用を試みた3次元的な計算をのべる。

1. 2次元計算(所要堅岩線)

ダムの応力解析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ているので、これらの諸力をそのまま用いて計算するのが便利である。したがってこれらの2種の要素を岩盤に延長させ、その断面の基礎岩盤の安全性を算出することにした。

2次元計算では

$$n = \frac{\tau \cdot l + f \cdot v}{H}$$

式中 n ; せん断摩擦安全率, H ; 滑り面に平行な外力, v ; 滑り面に垂直な外力, τ ; 岩盤のせん断強さ, f ; 摩擦係数, l ; 滑り面の長さ

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簡便であり、これを用いる。

この式でアバットメントの上流端から下流側に向って5~10度間隔の直線滑り面を仮定し、それぞれの滑り面について、所定の安全率をとるのに必要な滑り面の長さを求め、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(Required Shoulder)と呼ぶことにする。所要堅岩線と堅岩等高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に余裕がありすぎ不経済であるので、岩盤が一様で、かつ強さを適当に評価できるならば、所要堅岩線が堅岩等高線に接するのが、岩盤の強さにとって最も望ましい設計である。しかし、現実の基礎岩盤には多数の弱層を含んでおり、その各種強度の評価も困難である。さらに水平断面と鉛直断面での最も危険側の値を示す滑り面が異なり、2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、矢作ダムの設計では上述のような方法で求めた所要堅岩線は、相当な余裕を見込むべきものと考えたことにした。

滑り面に作用する揚圧力は、上流端で貯水池の水圧の100%、10m下流で30%、下流端で0%とし、その間は直線変化するものとする。右岸の岩盤のせん断強さ τ を250t/m²、左岸で200t/m²とし、摩擦係数 f を0.8、所要安全率 n を4.0として求めた所要堅岩線と、ダムサイトの堅岩等高線の関係は、水平要素については図6.1~6.10、鉛直要素については図

图 9.1 片持梁断面所要堅岩線

$S = 1/2000$

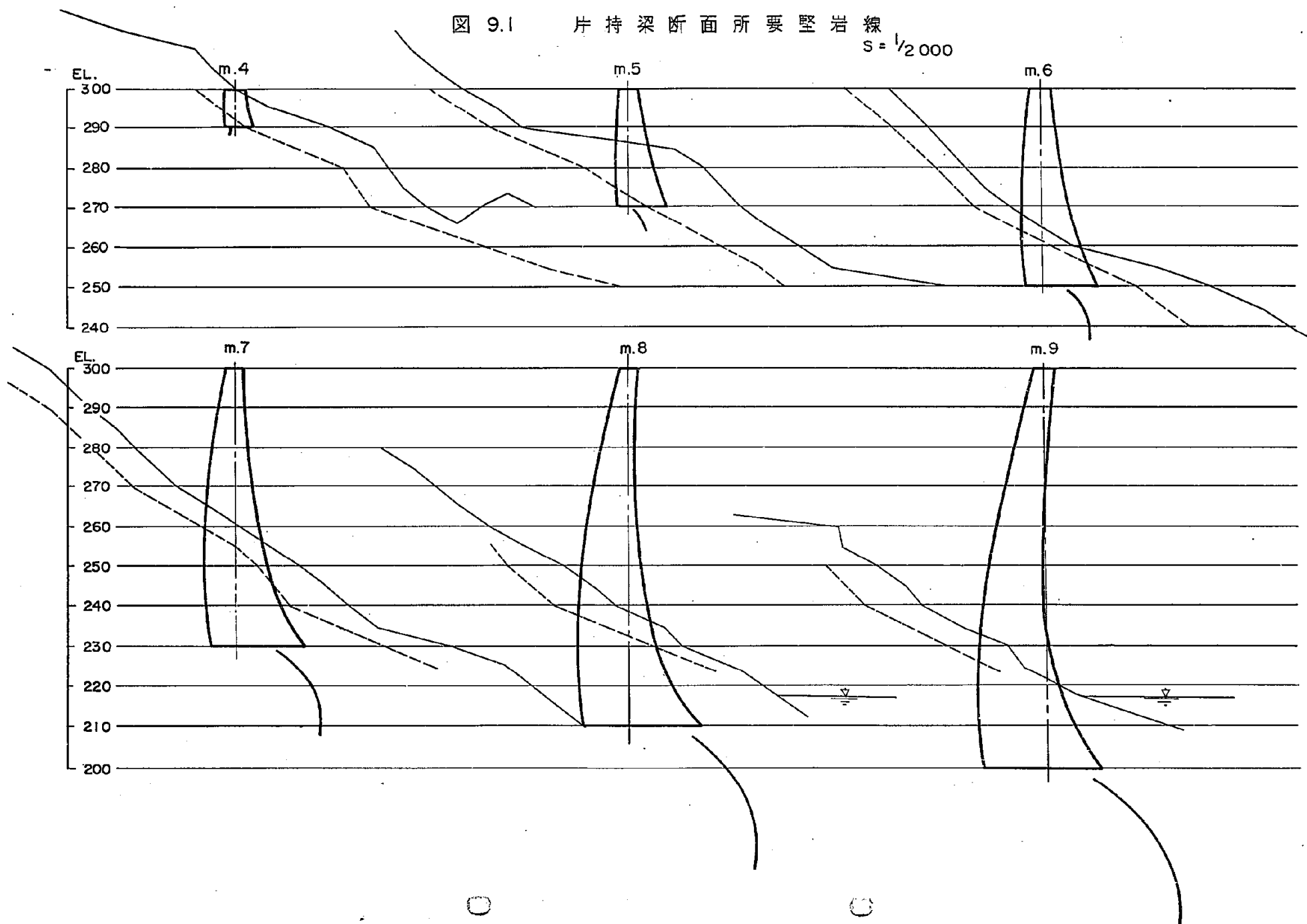
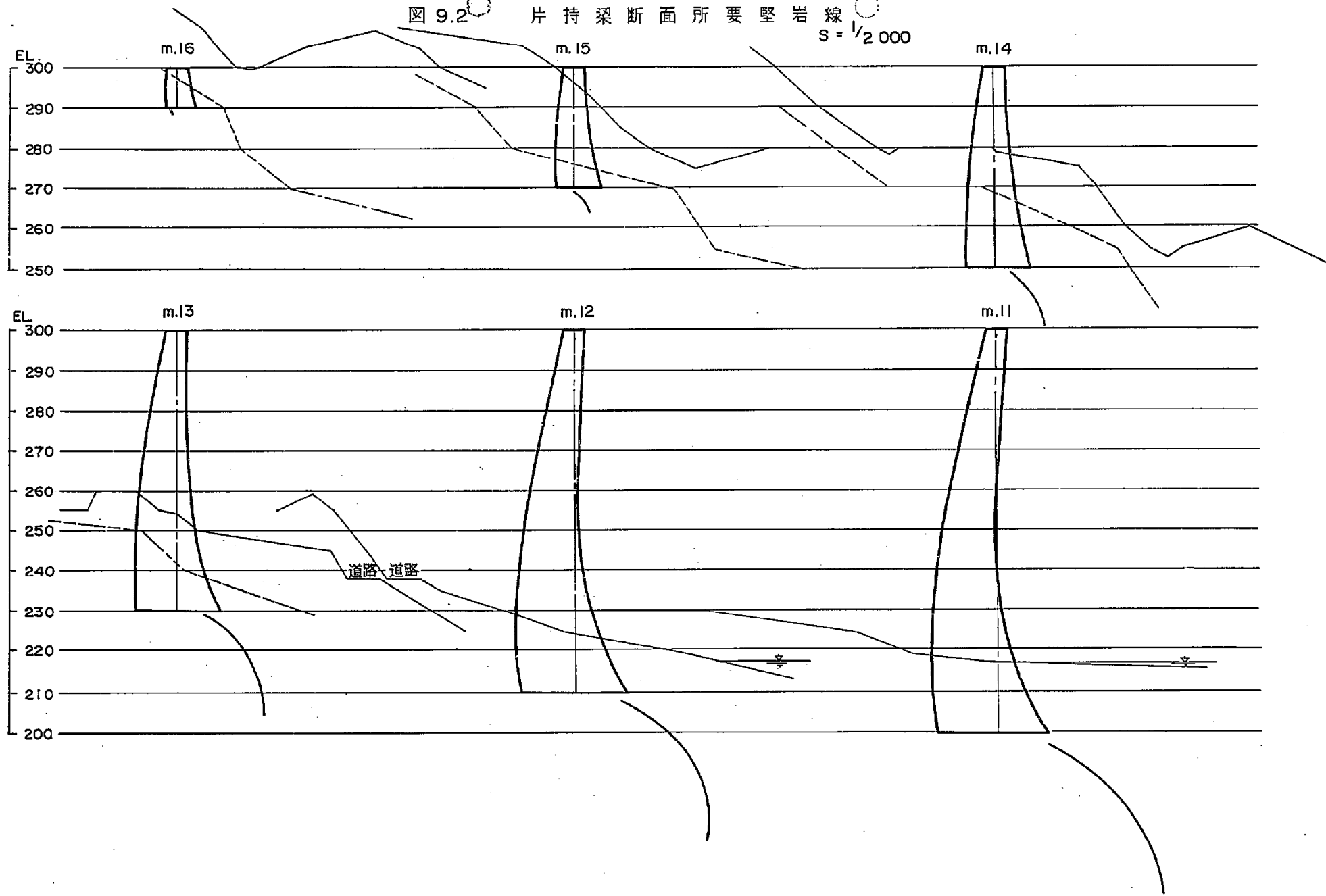


图 9.2 片持梁断面所要坚岩线
 $S = 1/2000$



9.1~9.2に示されるとおりで、かなりの余裕があり、地質処理に際して、個々の弱層に対する安全率の計算を行なっても、工費の極度な増加はないものと判断される。

2. L. Müller の方法

前述の2次元計算では岩盤の自重が含まれていない。L. Müller は、ダムからの力と岩盤の自重の合力が作用する傾斜平面を想定し、その平面上の円弧滑り破壊線に沿うせん断抵抗力を、ダムのスラスト、地山自重、岩盤内の揚圧力、地震力の4つの力の合力とのモーメント平衡によって求める方法を考えた。

図10.1(A)のように40°の広がりて伝わるダムのスラストF(水平分力 F_h 、鉛直分力 F_v)、同図で梯形ブロックの重さで示される地山自重G、図10.1(B)のように平均のスラスト方向を通る鉛直断面に直角に作用する揚圧力W(1.5~3.0 t/m²)、揚圧力と同じ方向に作用する地震力Bなどが荷重である。これらの荷重を組合せると、合力の作用線は曲線であるが、計算は折線として行なう。

地山自重Gは図10.1(A),(C)のように下方に向けて曲がるが、このような曲面では滑りを検討するのは困難であり、(B)でしたブロック間の平均の傾き(黒四ダムでは49°)を求め、この傾斜角で地山を切り、その平面上で滑りを検討する。図10.2(D)のI~Vは、その平面上の仮定破壊線であり、 P_I 、 P_{II} 、 P_{III} は破壊荷重である。同図でわかるように、破壊線で区切られた荷重支持領域は、地山自重を計算した領域に較べて非常にせまいため、図10.2(B)で示した合力をそのまま作用荷重にとると過大となるので $P_I = \frac{1}{3} R_1$ 、 $R_{II} = \frac{2}{3} R_2$ 、 $R_{III} = R_3$ 、 $R_{IV} = \frac{1}{2} R_4$ 、 $P_V = R_5$ と仮定する。

破壊線に沿うせん断応力度を β 、破壊線の長さをSとし、図10.2(D)のO点のまわりのモーメントをとると

$$\beta \times S \times l \times P_r = P \times P_a$$

したがって

$$\beta = \frac{P \times P_a}{S \times l \times P_r}$$

が求められる。

破壊面のせん断抵抗を β_s 、所要安全率をnとすると

$$\beta_s \geq n \beta$$

であれば十分な強さを有することになる。

この方法によって求めた単位面積当りのせん断力 β は図11(A),(B)に示すとおりである。

この方法では、地山自重を過大にとるおそれが多いので上述の計算によって求められた諸力を用いて、Felleniusの方法を応用したせん断摩擦安全率の最も小さい滑り破壊面を求め、その

図 10.1 Müller の方法

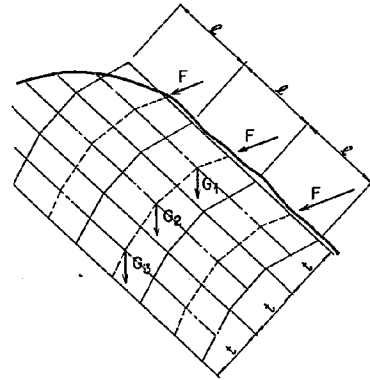
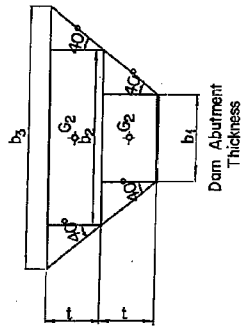
$$b_2 = b_1 + 2t \tan 40^\circ$$

$$b_3 = b_2 + 2t \tan 40^\circ$$

(A)

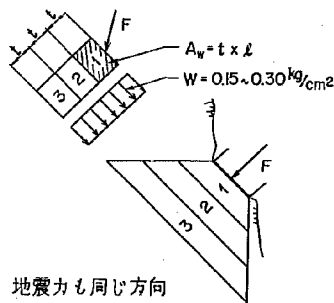
$$G_1 = \gamma \cdot l \cdot t \cdot \frac{b_1 + b_2}{2}$$

$$G_2 = \gamma \cdot l \cdot t \cdot \frac{b_2 + b_3}{2}$$



(B)

岩の割目の中の水圧



* 地震力も同じ方向

(C)

平均傾斜角 49°

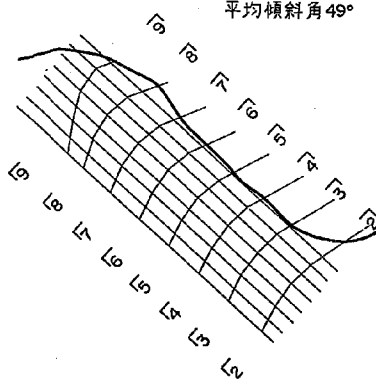
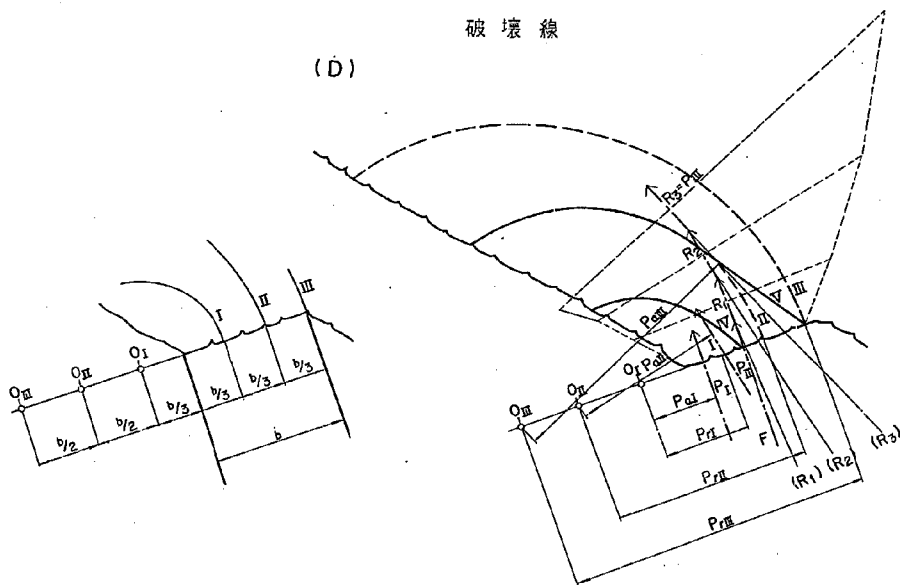


図 10.2 Müller の方法

破壊線

(D)



(E)

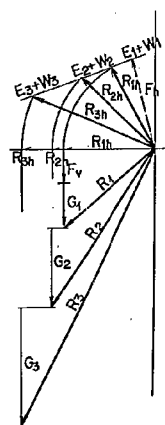
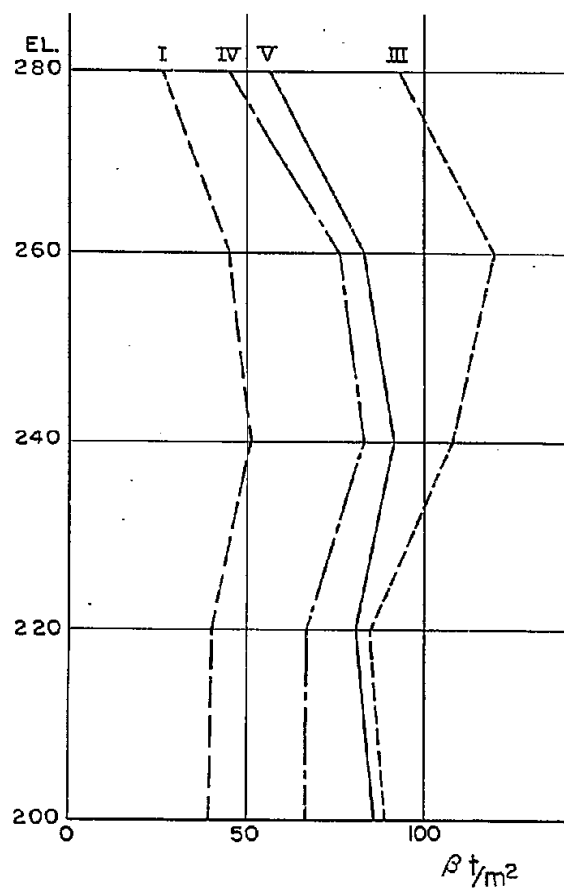


図11 Müllerの方法による滑り面沿いの単位面積当りのせん断力 ρ と地山自重計算を滑り面の内側に修正した場合のせん断摩擦安全率 n

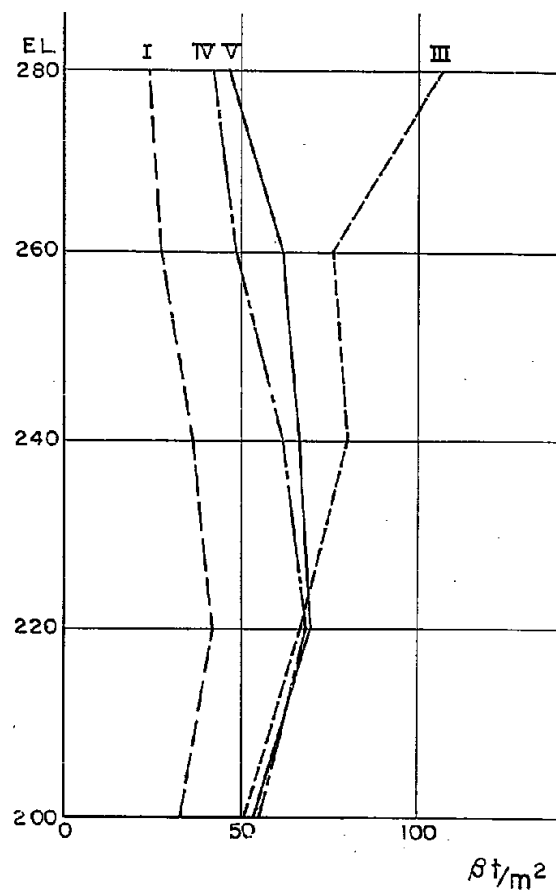
(A) L.Müllerの方法

左岸



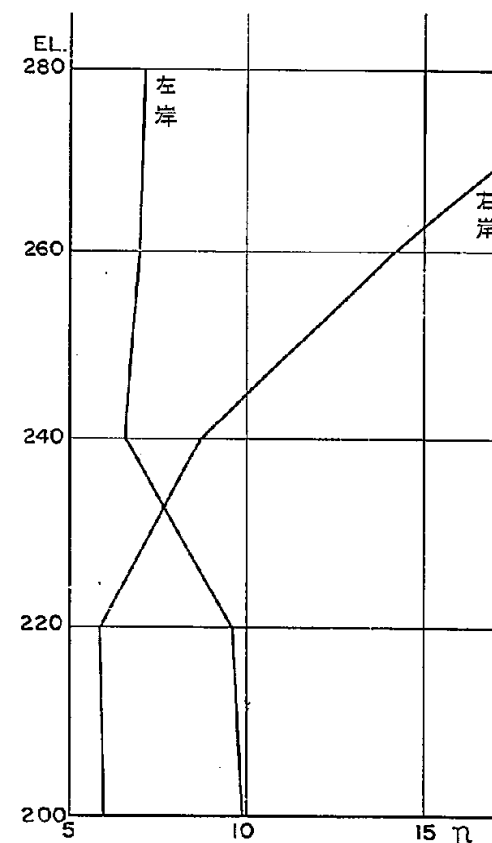
(B) L.Müllerの方法

右岸



(C) 地山自重修正計算

せん断摩擦安全率



滑り面で囲まれる領域の地山自重を算出するよう修正して計算した。その結果求められたせん断摩擦安全率は図 11 (C) のとおりである。この修正計算によって L. Müller の方法のもつ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、岩盤のせん断力と摩擦力の合成によって示されるとされる説定に対し、これら 2 力の配分がわからないため、どの程度の安全率をもつべきかなどの諸問題をほぼ解決している。しかし、岩盤の安定計算に用いた断面の厚さが、下方の地山深部に行くにつれ広くなることなどを無視しており、修正計算によって求められた安全率はずっと大きくなるものと予想され、矢作ダム基礎岩盤は、個々の弱層に対する検討を除けば十分に安全である。