



# 土木研究所資料

第 8 2 6 号

## 川治ダム構造模型実験報告書

昭和 4 8 年 3 月

建設省土木研究所

# 目 次

|                              |    |
|------------------------------|----|
| まえがき .....                   | 1  |
| 1. ダムの概要 .....               | 1  |
| 1-1 川治ダムの計画 .....            | 1  |
| 1-2 ダムの形状 .....              | 2  |
| 2. 実験準備 .....                | 3  |
| 2-1 実験の目的 .....              | 3  |
| 2-2 相 似 率 .....              | 3  |
| 3. 荷重の計算 .....               | 5  |
| 3-1 ジャッキ油圧の計算 .....          | 5  |
| 3-2 ジャッキ径および分担範囲の計算 .....    | 5  |
| 3-3 各層の分割 .....              | 11 |
| 3-4 プラグ設置による第1層の荷重変更計算 ..... | 15 |
| 4. 載荷装置 .....                | 21 |
| 5. 模型の製作 .....               | 23 |
| 5-1 模型材料 .....               | 23 |
| 5-2 模型の製作 .....              | 23 |
| 6. 測定方法 .....                | 28 |
| 6-1 たわみ測定 .....              | 28 |
| 6-2 ひずみ測定 .....              | 28 |
| 6-3 デジタルひずみ測定装置 .....        | 29 |
| 7. 実験における応力の算出方法 .....       | 32 |
| 8. 実験結果と考察 .....             | 34 |
| 8-1 た わ み .....              | 34 |
| 8-2 応 力 .....                | 34 |
| 8-3 主 応 力 .....              | 34 |
| 8-4 応力上の問題点 .....            | 35 |
| 8-5 地震時応力の推定 .....           | 35 |
| 8-6 組合せ応力の検討 .....           | 38 |
| 9. 結 論 .....                 | 40 |

# 川治ダム構造模型実験報告書

建設省土木研究所ダム構造研究室

柴 田 功  
齊 藤 孝 三  
増 田 暁 範

## ま え が き

この報告書はダム構造研究室が行った川治アーチダム構造模型実験に関するものである。

川治ダムは、関東地方建設局が、利根川総合開発の一環として、栃木県塩谷郡藤原町大字川治に洪水調節、灌漑および都市用水補給を目的として建設中の多目的ダムである。

最終的に実験を行なった模型は、最初に作った模型ではなく、途中で変更した模型である。この変更はEL500以下で行ったもので、ここに河床プラグを取り付けた。

なお模型製作および実験は、八千代エンジニアリングKKに委託したものである。

# 1. ダムの概要

## 1-1 川治ダムの計画

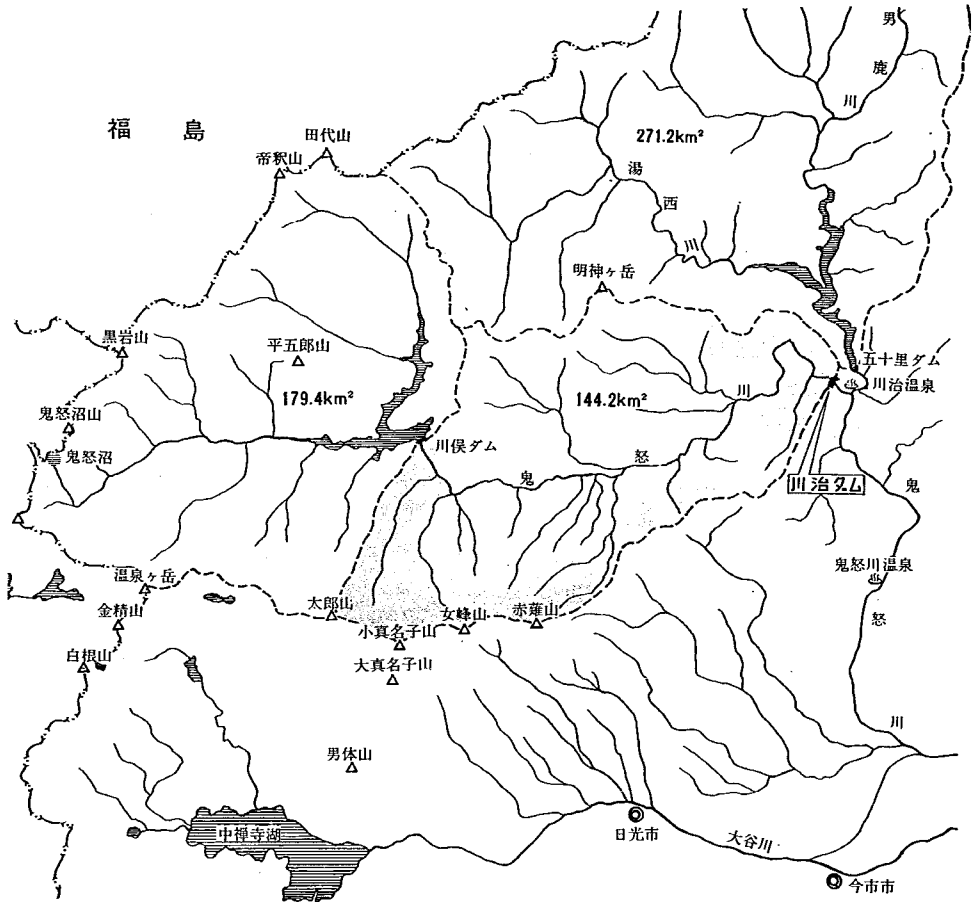


図 - 1 流域図

川治ダムは利根川総合開発の一環として栃木県塩谷郡藤原町川治に、洪水調節・灌漑および都市用水補給を目的として利根川水系鬼怒川に建設中の多目的ダムである。

ダムサイトはV字谷をしている。岩盤は主として閃緑岩と川治流動凝灰角礫岩よりなっている。著しい断層はないが、亀裂の巾の小さいものが発達している。河床部においてはおおむね10mの砂利層を介し基礎岩盤に達するが、縦侵蝕は進んでいるが良好な岩盤である。

「川治ダムの諸元」

型 式 放物線アーチ式コンクリートダム

|          |                        |         |                           |
|----------|------------------------|---------|---------------------------|
| 堤 高      | 110m                   | 常時満水位   | E.L. 614m                 |
| 堤 体 積    | 790.000 m <sup>3</sup> | 堆 砂 面   | E.L. 544m                 |
| 越 流 設 備  | クレストゲート6門              | 総貯水容量   | 83,000,000 m <sup>3</sup> |
| 放 流 設 備  | コンジットゲート2門,<br>利水放水管1  | 有効貯水容量  | 76,000,000 m <sup>3</sup> |
| 集 水 面 積  | 323.6 km <sup>2</sup>  | 洪水調節容量  | 36,000,000 m <sup>3</sup> |
| 湛 水 面 積  | 2.2 km <sup>2</sup>    | 利 水 容 量 | 40,000,000 m <sup>3</sup> |
| サーチャージ水位 | E.L. 616m              | 堆 砂 容 量 | 7,000,000 m <sup>3</sup>  |

## 1-2 ダムの形状

アーチダムは基礎岩盤の安定性が問題になるので、アーチ形状選定に際しても、基礎岩盤との関連において選定しなければならない。川治ダムサイト右岩においては、川と平行に走る3本の断の断層が存在し、左岸においても同様な2本の断層が存在している。設計は、断層とアーチスラストを直交させて、基礎の厚みを大きくとるために、アーチの中心角を小さくし、アバットを山側に向ける方向にとった。

しかし中心角を小さくするとクラウン付近で大きな引張応力が生じ、許容を越過する。そのためクラウン付近の曲率半径を小さく、アバット付近の曲率半径を大きくとれる放物線アーチを採用して、クラウン付近で曲げモーメントおよび引張応力を小さくすることができた。

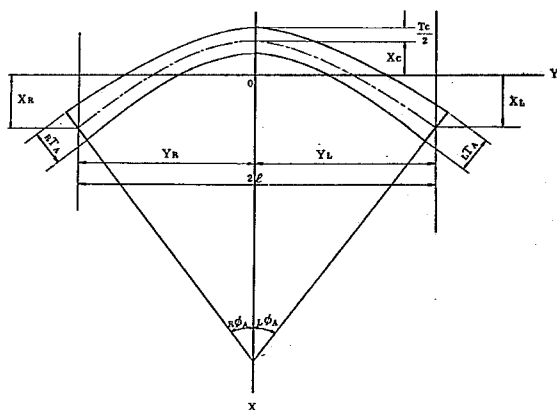


図-2 ダム寸法図

表-1 ダムの基本寸法

| $E L$ (m) | $T_C$ (m) | $L T_A$ (m) | $R T_A$ (m) | $2\ell$ (m) | $X_C$ (m) | $L \phi_A$ | $R \phi_A$ |
|-----------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|------------|------------|
| 619       | 8.00      | 10.00       | 10.00       | 295.00      | 0.00      | 10.00°     | 10.00°     |
| 603       | 10.06     | 12.63       | 12.63       | 287.94      | -4.90     | 12.63      | 12.63      |
| 580       | 13.01     | 16.41       | 16.41       | 272.03      | -9.64     | 16.41      | 16.41      |
| 550       | 16.87     | 22.08       | 22.08       | 236.91      | -12.30    | 22.08      | 22.08      |
| 520       | 20.73     | 33.00       | 33.00       | 161.00      | -14.09    | 33.00      | 33.00      |
| 500       | 23.30     | 36.00       | 36.00       | 93.38       | -15.10    | 36.00      | 36.00      |

## 2. 実験準備

### 2-1 実験の目的

アーチダム (Arch Dam) は、高次の不静定構造物であるために、応力計算には多くの仮定を必要とする。このため計算によって設計されたものは完全であるとはいえないので、模型実験によって検証する必要がある。

計算値と実験値を比較検討する一番重要なものはたわみ値と主応力である。この関連として水平方向応力・鉛直方向応力・アーチスラスト (Arch thrust) アーチモーメント (Arch moment) せん断応力を比較検討し真の値を求める。

実験には不特定多数のダムを対象とした基礎的なものと、特定のダムを縮少し模型を作って実験するものとがある。ここにおいては後者である。ダムの谷形(ダム正面形)は場所によってさまざまである。大別するとU字形とV字形になる。それぞれに対応した両者の計算値と実験値の相違性は、定性的には研究されているが定量的には解明されていないので、個々に設計検討を加えねばならない。最近のアーチダムでは基礎岩盤の問題上極めてフラットなアーチを採用するようになっており、解析を十分に行なう必要がある。

故に川治ダムについても計算により設計したものについて、それを模型実験により十分な検証と修正を加えなければならない。特に計算における設計ではダム本体と岩盤部との接触部 (abutment) で、大きな仮定が行なわれている。すなわちアバットメントは固着し、基礎岩盤の変形はその複雑な三次元的形状とは無関係に長方形の平均変形であるとして、計算を行なっている。故に実験においては、ダム下部標高およびアバットメントにおける応力について十分検討を加えて行なうことが必要である。

### 2-2 相似律

模型の縮尺は実験室設備の大きさにもよるが、可能なかぎり最大の大きさにしなければならない。本実験では、これにより  $1/200$  の縮尺とした。

弾性係数については模型材料の石膏から制約を受け、模型本体の弾性係数を  $65,000 \text{ kg/cm}^2$  とした。実物のコンクリート弾性係数は  $200,000 \text{ kg/cm}^2$  であるのでおよそ  $1/3.8$  である。岩盤の弾性係数は  $50,000 \sim 100,000 \text{ kg/cm}^2$  まで標高ごとに5段階に変化しているが、模型製作をする場合には難かしいので2段階に分けて  $60,000$  と  $90,000 \text{ kg/cm}^2$  にした。故に模型の場合は E.L. 550 より下を  $26,000 \text{ kg/cm}^2$  上を  $14,000 \text{ kg/cm}^2$  とした。

模型と実物の相似率は使用材料の弾性係数比、

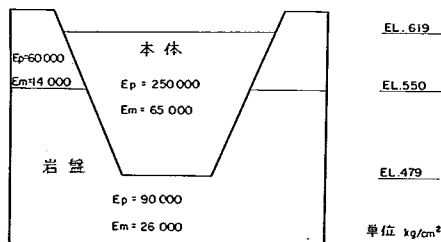


図-3 実物 (P) と模型 (m) の弾性係数

およびダムに作用する荷重の強度比、模型の大きさの比の比率が全部実物と模型で等しければ完全に相似性を保つことができる。

従ってこれらの条件を満足する模型と実物のひずみ、応力、たわみについて関係式を求めると

$$\frac{\delta_m}{\delta_p} = \frac{G}{n}$$
$$\frac{\delta_m}{\delta_p} = \frac{G}{n} \cdot \frac{E_p}{E_m}$$
$$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = \frac{G}{n} \cdot \frac{E_p}{E_m}$$

ここで  $\sigma_m, \delta_m, \epsilon_m, E_m$  : 模型の応力, たわみ, ひずみ, 弾性係数

$\sigma_p, \delta_p, \epsilon_p, E_p$  : 実物の応力, たわみ, ひずみ, 弾性係数

$n$  : 模型の縮尺

$G$  : 模型と実物の荷重強度の比

### 3. 荷 重 の 計 算

#### 3-1 ジャッキ油圧の計算

荷重の決め方はひずみ比  $\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p}$  によって行なう。  $\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = 1$  が理想的である。ジャッキによって加える荷重は集中荷重であるのでそれらの安全性を考え合わせ、従来からの経験によって  $\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = 0.8$  を決めた。

故に荷重強度の比  $G$  を計算すると

$$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = \frac{G}{n} \cdot \frac{E_p}{E_m}$$

$$G = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} \cdot \frac{E_m}{E_p} \cdot n$$

ここで  $\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = 0.8$

$$E_m = 72,900 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 200$$

$$E_p = 250,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 0.8 \times \frac{72,900}{250,000} \times 200 = 46.66$$

荷重はラム径 25 mm ~ 71.5 mm の 20 本のジャッキによって加える。ジャッキには油圧ポンプにより同じ圧力を加えるがダム模型に対する上下の位置により、ジャッキのラム径を変化させると実物に加わる水圧+堆砂圧になるように配慮することができる。

ジャッキ内の油圧を計算すると次のようになる。

$$P = \frac{V_p \cdot G}{n^3 \cdot A}$$

$P$  : ジャッキに送る圧力

$V_p$  : ダム上流面に作用する全圧力

$A$  : ジャッキシリンダー総面積

$n$  : 縮 尺

$G$  : 荷重強度の比

$$P = \frac{369,000,000 \times 46.66}{200^3 \times 39.25} = 54.8 \text{ kg/cm}^2$$

#### 3-2 ジャッキ径および分担範囲の計算

荷重条件 静水圧  $H = 139.3 \text{ m}$

堆砂圧  $H_s = 6.5 \text{ m}$

砂圧係数  $C_s = 0.6$

水圧・堆砂圧の計算はオベリスクにより計算する。

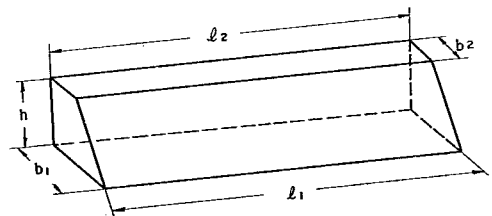


図-4 オベリスク

$$V = \frac{h}{6} \{ (2l_1 + l_2)b_1 + (2l_2 + l_1)b_2 \}$$

表 - 2 静水圧荷重計算

|             | ①   | ②     | ③     | ④          | ⑤            | ⑥            | ⑦            | ⑧              | ⑨              | ⑩       | ⑪                | ⑫              |
|-------------|-----|-------|-------|------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|---------|------------------|----------------|
| E.L.<br>(m) | $h$ | $b$   | $l$   | $① \div 6$ | $2 \times ③$ | $2l_1 + l_2$ | $2l_2 + l_1$ | $⑥ \times b_1$ | $⑦ \times b_2$ | $⑧ + ⑨$ | $V = ⑩ \times ④$ | $\Sigma V (t)$ |
| 618.3       |     | 0     | 326.5 |            | 653.0        |              |              |                |                |         |                  | 1,802,500      |
| 610         | 8.3 | 8.3   | 324.1 | 1.383      | 648.2        | 977.1        | 974.7        | 0              | 8090           | 8090    | 11200            | 1,791,300      |
| 600         | 10  | 18.3  | 319.3 | 1.667      | 638.6        | 967.5        | 962.7        | 8030           | 17620          | 25650   | 42700            | 1,748,600      |
| 590         | 10  | 28.3  | 313.2 | "          | 626.3        | 951.8        | 945.6        | 17420          | 26760          | 44180   | 73600            | 1,674,900      |
| 580         | 10  | 38.3  | 305.7 | "          | 611.3        | 931.9        | 924.5        | 26370          | 35410          | 61780   | 102900           | 1,571,900      |
| 570         | 10  | 48.3  | 296.8 | "          | 593.5        | 908.1        | 899.2        | 34780          | 43430          | 78210   | 130400           | 1,441,600      |
| 560         | 10  | 58.3  | 286.0 | "          | 572.1        | 879.6        | 868.8        | 42480          | 50650          | 93140   | 155200           | 1,286,400      |
| 550         | 10  | 68.3  | 270.5 | "          | 541.0        | 842.6        | 827.1        | 49120          | 56490          | 105600  | 176000           | 1,110,400      |
| 544         | 6   | 74.3  | 258.1 | 1.0        | 516.1        | 799.1        | 786.7        | 54580          | 58450          | 113000  | 113000           | 997,400        |
| 540         | 4   | 78.3  | 249.8 | 0.667      | 499.5        | 765.9        | 757.6        | 56910          | 59320          | 116200  | 77400            | 919,900        |
| 530         | 10  | 88.3  | 223.8 | 1.667      | 447.5        | 723.3        | 697.3        | 56630          | 61570          | 118200  | 197000           | 722,900        |
| 520         | 10  | 98.3  | 192.6 | "          | 385.1        | 640.1        | 608.9        | 56520          | 59850          | 116400  | 193900           | 528,900        |
| 510         | 10  | 108.3 | 157.4 | "          | 314.7        | 542.5        | 507.3        | 53330          | 54940          | 108300  | 180000           | 348,400        |
| 500         | 10  | 118.3 | 119.5 | "          | 239.0        | 434.2        | 396.4        | 47020          | 46890          | 93920   | 156500           | 191,900        |
| 490         | 10  | 128.3 | 75.6  | "          | 151.2        | 314.6        | 270.7        | 37220          | 34730          | 71940   | 119900           | 72,000         |
| 480         | 10  | 138.3 | 27.8  | "          | 55.6         | 178.9        | 131.2        | 22960          | 18140          | 41100   | 68500            | 3,500          |
| 479         | 1   | 139.3 | 22.9  | 0.1667     | 45.8         | 78.5         | 73.6         | 10860          | 10250          | 21100   | 3500             | 0              |

表 - 3 堆砂压荷重计算

|             | ①   | ②    | ③      | ④                  | ⑤                  | ⑥              | ⑦              | ⑧       | ⑨                        | ⑩                        |
|-------------|-----|------|--------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|---------|--------------------------|--------------------------|
| E.L.<br>(m) | $h$ | $b$  | $\ell$ | $2\ell_1 + \ell_2$ | $2\ell_2 + \ell_1$ | $④ \times b_1$ | $⑤ \times b_2$ | $⑥ + ⑦$ | $\nu = ⑧ \times ④$<br>前表 | $\Sigma \nu \text{ (t)}$ |
| 544         |     | 0    | 258.1  |                    |                    |                |                |         |                          | 147,410                  |
| 540         | 4   | 2.4  | 249.8  | 765.9              | 757.6              | 0              | 1818           | 1818    | 1212                     | 146,200                  |
| 530         | 10  | 8.4  | 223.8  | 723.3              | 697.3              | 1735           | 5857           | 7592    | 12650                    | 133,550                  |
| 520         | 10  | 14.4 | 192.6  | 640.1              | 608.9              | 5378           | 8768           | 14145   | 23570                    | 109,970                  |
| 510         | 10  | 20.4 | 157.4  | 542.5              | 507.4              | 7812           | 10349          | 18161   | 30270                    | 79,700                   |
| 500         | 10  | 26.4 | 119.5  | 434.2              | 396.4              | 8858           | 10464          | 19322   | 32200                    | 47,500                   |
| 490         | 10  | 32.4 | 75.6   | 314.6              | 270.7              | 8305           | 8770           | 17075   | 28460                    | 19,040                   |
| 480         | 10  | 38.4 | 27.8   | 179.0              | 131.2              | 5799           | 5037           | 10835   | 18060                    | 980                      |
| 479         | 1   | 39.0 | 22.9   | 78.5               | 73.6               | 3014           | 2871           | 5885    | 980                      | 0                        |

表 - 4

|       | 静 水 压     | 堆 砂 压   | 計         |  |
|-------|-----------|---------|-----------|--|
| 618.3 | 1,802,533 |         | 1,949,946 |  |
| 610   | 1,791,342 |         | 1,938,755 |  |
| 600   | 1,748,596 |         | 1,896,009 |  |
| 590   | 1,674,964 |         | 1,822,377 |  |
| 580   | 1,571,993 |         | 1,719,406 |  |
| 570   | 1,441,642 |         | 1,589,055 |  |
| 560   | 1,286,412 |         | 1,433,825 |  |
| 550   | 1,110,388 |         | 1,257,801 |  |
| 544   | 997,358   | 147,413 | 1,144,771 |  |
| 540   | 919,873   | 146,201 | 1,066,074 |  |
| 530   | 722,861   | 133,545 | 856,406   |  |
| 520   | 528,899   | 109,970 | 638,869   |  |
| 510   | 348,455   | 79,702  | 428,157   |  |
| 500   | 191,929   | 47,499  | 239,428   |  |
| 490   | 72,022    | 19,040  | 91,062    |  |
| 480   | 3,518     | 981     | 4,499     |  |
| 479   | 0         | 0       | 0         |  |

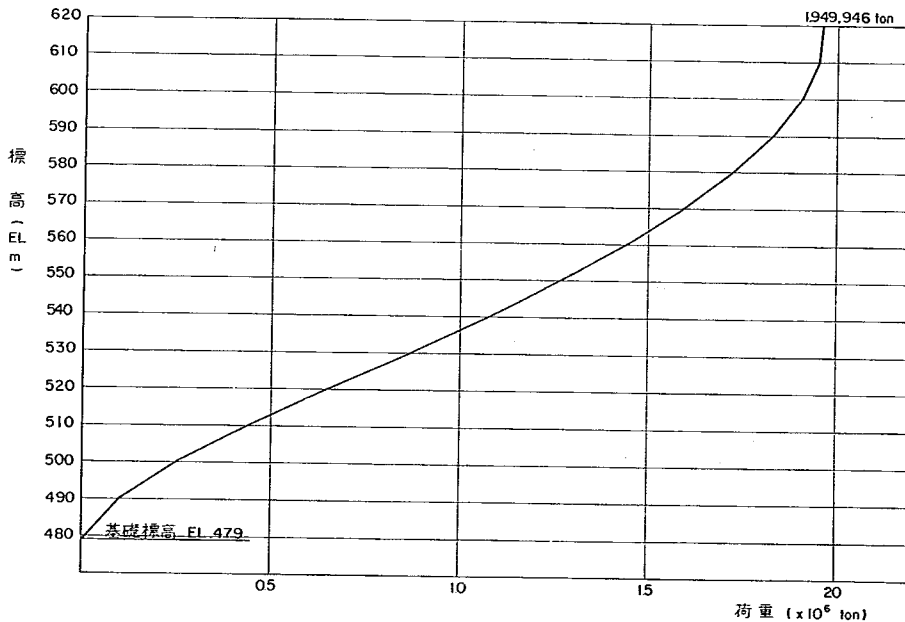


图 - 5 标高—荷重曲线

以上の計算からジャッキの所要本数の計算を行なう。ジャッキの取付は4層になるように計画する。第1層～第3層は高さ約15cmとし第4層は約25cmとする。またジャッキのラム径の合計を以前の実験から推定して258 cm<sup>2</sup> とすると、次のようになる。

表-5 ジャッキ本数

| 層 | 標高 (m)       | 累計荷重 (t)  | 区間荷重    | 荷重比率   | X 258 | ジャッキ本数 | ジャッキ径 |
|---|--------------|-----------|---------|--------|-------|--------|-------|
| 1 | 479<br>510   | 428,000   | 428,200 | 0.2196 | 56.69 | 3      | 45 mm |
| 2 | 510<br>540   | 1,065,000 | 637,800 | 0.3271 | 84.48 | 5      | 40    |
| 3 | 540<br>570   | 1,589,000 | 522,800 | 0.2682 | 69.26 | 6      | 35    |
| 4 | 570<br>618.3 | 1,950,000 | 360,800 | 0.1851 | 47.79 | 8      | 25    |

ジャッキの径が決ったので、各層の受けもつ分担荷重と境界標高を求める。

表-6 ジャッキのラム径比

| 層 | ①          | ②                                 | ③    | ④     | ⑤        |
|---|------------|-----------------------------------|------|-------|----------|
|   | ラム径 r (mm) | r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> ) | 使用本数 | ② × ③ | ④ × 0.95 |
| 1 | 45         | 20.25                             | 3    | 60.75 | 57.713   |
| 2 | 40         | 16.00                             | 5    | 80.00 | 76.0     |
| 3 | 35         | 12.25                             | 6    | 73.50 | 69.825   |
| 4 | 25         | 6.25                              | 8    | 50.00 | 47.5     |

計 251,038 cm<sup>2</sup>

上表により各層の荷重の配分は次のようになる。

$$\text{第1層} \quad 1949900 \times \frac{57,713}{251,038} = 448,284.8 \text{ t}$$

$$\text{第2層} \quad 1949900 \times \frac{76.0}{251,038} = 590,334.5 \text{ t}$$

$$\text{第3層} \quad 1949900 \times \frac{69,825}{251,038} = 542,369.7 \text{ t}$$

$$\text{第4層} \quad 1949900 \times \frac{47.5}{251,038} = 368,959.0 \text{ t}$$

次に荷重分割の各層の境界標高を求める。

各層に配分された荷重と、図-8の荷重曲線より上流側外力は、オベリスクの形状で作用するものと仮定し、次式によってトライアルで境界標高を求める。

$$V = \frac{x}{6} \left[ \left( 3b_1 - \frac{b_1 - b_2}{h} \cdot x \right) \cdot \ell_1 + \left( 3b_1 - 2 \frac{b_1 - b_2}{h} \cdot x \right) \left( \ell_1 - \frac{\ell_1 - \ell_2}{h} x \right) \right]$$

ここに  $V$  = 標高  $x$  における荷重

$x$  = 求める境界標高

$h$  = 任意区間の高さ

$b_1$  = 任意区間  $h$  の下辺の圧力

$b_2$  = "  $h$  の上辺の圧力

$\ell_1$  = " の下辺の上流面弧長

$\ell_2$  = " の上辺の "

#### 第1層目の境界標高

受持分担荷重 448,248.8 ton

EL520m 638,869 ton

EL510m 428,157 ton

$$V = 448,248.8 - 428,157 = 20,127.8$$

$$b_1 = 128.7 \quad h = 10$$

$$b_2 = 112.7$$

$$\ell_1 = 157.359$$

$$\ell_2 = 192.567$$

$$\begin{aligned} V &= 20,127.8 = \frac{x}{6} \left[ (3 \times 128.7 - \frac{128.7 - 112.7}{10} \cdot x) \times 157.359 + (3 \times 128.7 - 2 \right. \\ &\quad \times \frac{128.7 - 112.7}{10} \times x) (157.359 - \frac{157.359 - 192.567}{10} x) \left. \right] \\ &= \frac{x}{6} \{ 60,756.31 - 251,774.4 x + (386.1 - 3.2 x) (157.359 + 3.5208 x) \} \\ &= \frac{x}{6} \{ 121,512.62 + 604,057.68 x - 11.26656 x^2 \} \end{aligned}$$

$$x = 0.989 \quad V = 20,126.0 \text{ ton}$$

ゆえに第1層の境界標高は、EL 510.989 mとなる。

以上の計算により、

第2層の境界標高 EL 538,647 m

第3層の境界標高 EL 569,440 m

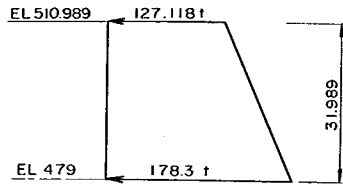
が得られる。

表-7 各層のジャッキ1本当りの分担荷重

|       | ジャッキ本数 | 荷 重       | ジャッキ1本当り荷重 |
|-------|--------|-----------|------------|
| 第 1 層 | 3 本    | 448,284.8 | 149,428.3  |
| 第 2 層 | 5 本    | 590,334.5 | 118,066.9  |
| 第 3 層 | 6 本    | 542,369.7 | 90,395.0   |
| 第 4 層 | 8 本    | 368,959.0 | 46,119.9   |

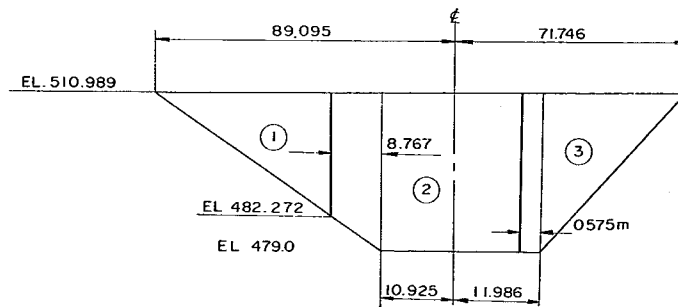
### 3-3 各層の分割

#### (1) 第1層の分割

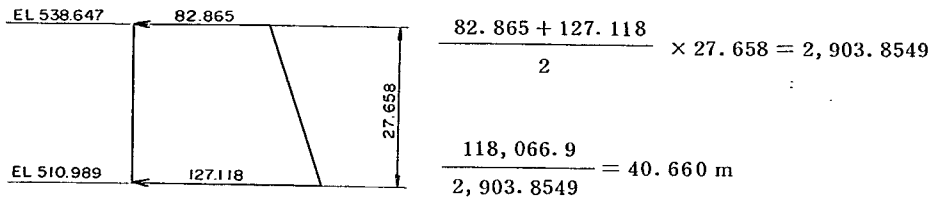


$$\frac{127.118 + 178.3}{2} \times 31.989 = 4,885.0082 \text{ t/m}$$

$$\frac{149,428.3 - 146,618.9}{4,885.0082} = 0.575$$



(甲) 第2層の分割

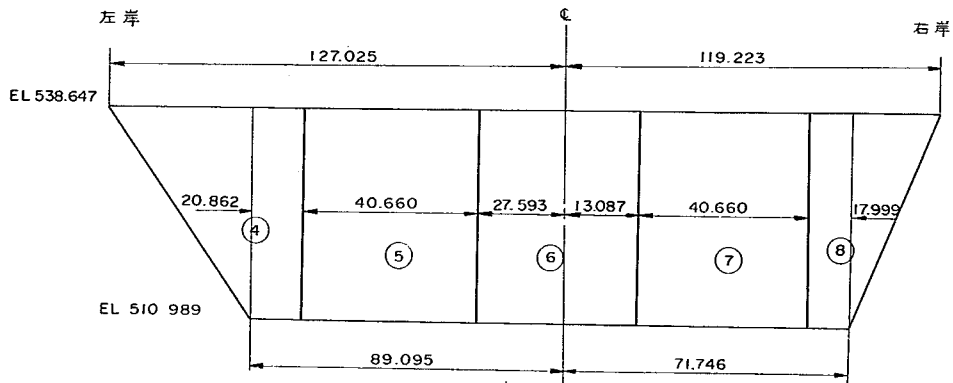


左岸側  $118,066.9 - 57,490.6 = 60,576.3$

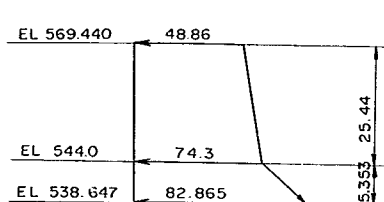
$$\frac{60,576.3}{2,903.8549} = 20.862 \text{ m}$$

右岸側  $118,066.9 - 65,799.7 = 52,267.2$

$$\frac{52,267.2}{2,903.8549} = 17.999 \text{ m}$$



(-) 第3層の分割



$$\left( \frac{48.86 + 74.3}{2} \times 25.44 \right) + \left( \frac{74.3 + 82.865}{2} \times 5.353 \right) = 1,987.2473 \text{ t/m}$$

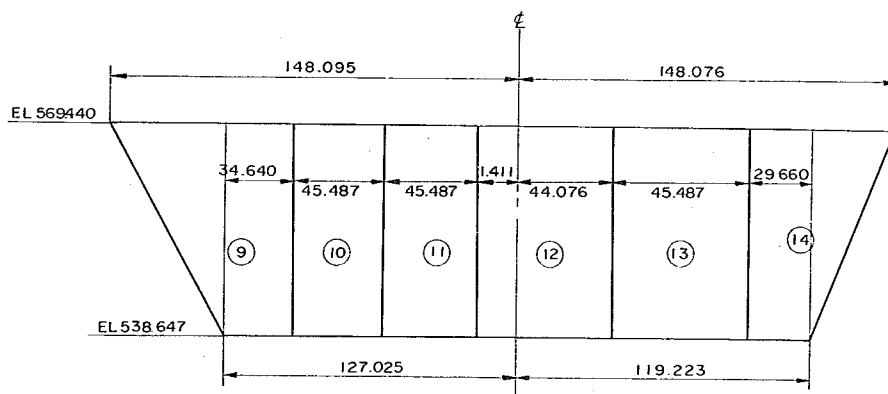
$$\frac{90,395.0}{1,987.2473} = 45.487 \text{ m}$$

左岸側  $90,395.0 - 21,551.9 = 68,843.1 \text{ t}$

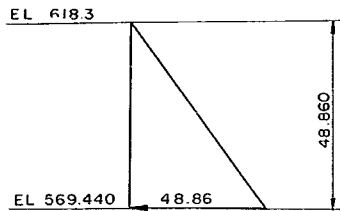
$$\frac{68,843.1}{1,987.2473} = 34.640 \text{ m}$$

右岸側  $90,395.0 - 31,446.7 = 58,948.3 \text{ t}$

$$\frac{58,948.3}{1,987.2473} = 29.660 \text{ m}$$



(二) 第4層目の分割



$$48.86^2 \times \frac{1}{2} = 1,193.6498 \text{ t/m}$$

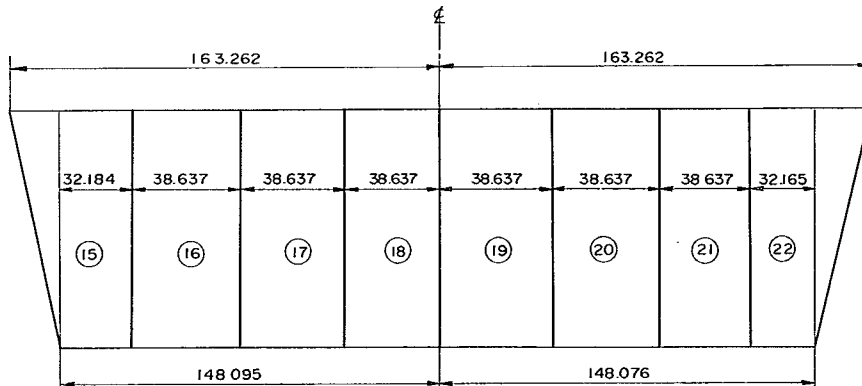
$$\frac{46,119.9}{1,193.6498} = 38,637 \text{ m}$$

左岸側  $46,119.9 - 7,704.0 = 38,415.9 \text{ t}$

$$\frac{38,415.9}{1,193.6498} = 32.184 \text{ m}$$

右岸側  $46,119.9 - 7,726.4 = 38,393.5 \text{ t}$

$$\frac{38,393.5}{1,193.6498} = 32.165 \text{ m}$$



$$4885.0082 \times (10.925 + 11.986 - 0.575) = 109,111.5$$

$$149,428.3 - 109,111.5 = 40,316.8 \text{ t}$$

| EL      |                                          | $b$     | $h$   | $V$      |              |
|---------|------------------------------------------|---------|-------|----------|--------------|
| 510,989 | $78,170 - 29,235 = 48,935 \text{ m}$     | 127.118 |       |          | $\Sigma V =$ |
| 510     | $76.436 - \text{ " } = 47.201 \text{ m}$ | 128.7   | 0.989 | 6,080.5  | 74,569.6 t   |
| 500     | $54.706 - \text{ " } = 25.471 \text{ m}$ | 144.7   | 10    | 49,381.6 |              |
| 490     | $29.235 - \text{ " } = 0 \text{ m}$      | 160.7   | 10    | 19,107.5 |              |

$$V = 149,428.3 - 74,569.6 = \frac{127.118 + 160.7}{2} \times 20.989 x + \frac{h}{6} \{ (2\ell_1 + \ell_2) b_1 + (2\ell_2 + \ell_1) b_2 \}$$

$$\text{ここに, } \ell_1 = 0, \quad \ell_2 = x, \quad b_1 = \left( \frac{1.6 \times 10}{29.235 - 2.749} x \right) + 160.7$$

$$b_2 = 160.7 \quad h = \frac{10}{29.235 - 2.749} x = 0.377558 x$$

ゆえに上式は

$$\begin{aligned} V &= 74,858.7 = 3,020.506 x + 0.062926 x \{ x (0.604093 x + 160.7) + 2 \times 160.7 x \} \\ &= 3,020.506 x + 0.062926 x (0.604093 x^2 + 482.1 x) = 0.038013 x^3 + 30.336625 x^2 \\ &\quad + 3,020.506 x \end{aligned}$$

$$x = 20,468 \text{ を代入すると } V = 76,852.8 \text{ t}$$

$$29.235 - 20.468 = 8.767 \quad h = 0.377558 \times 20.468 = 7.728$$

### 3-4 プラグ設置による第1層の荷重変更計算

プラグ (EL500 以下) 設置による第1層の荷重分担は図-9の如くプラグ及び EL510.989 ~ EL500,000 部分の3ブロック分担とする。

(イ) ジャッキ1本当りの分担荷重

(ロ) 各ブロックの荷重

(1) ①ブロック

①ブロック (プラグ部分) は, 上流面弧長を, 多面体として弦長により求め, オベリスクとして荷重を求める。

(2) ②, ③ブロック

ジャッキの配置計画計算書より EL 510, 989 ~ EL 500,000 までの荷重は次のとおりとなる。

②ブロック (左岸側)

$$V_1 = 9,778.8 + 89,345.8 = 99,124.6 \text{ t}$$

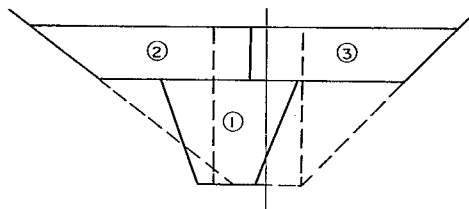


図-6 荷重分担

表-8 ジャッキ1本当りの分担荷重

| ブロック | ジャッキ1本当りの分担荷重(t) |           | パーセンテージ (%) |
|------|------------------|-----------|-------------|
|      | プラグ設置            | 現況        |             |
| 1    | 127,205.8        | 149,428.3 | 85          |
| 2    | 104,427.6        | "         | 70          |
| 3    | "                | "         | "           |
| 合計   | 336,061.0        | 448,284.8 | 75          |

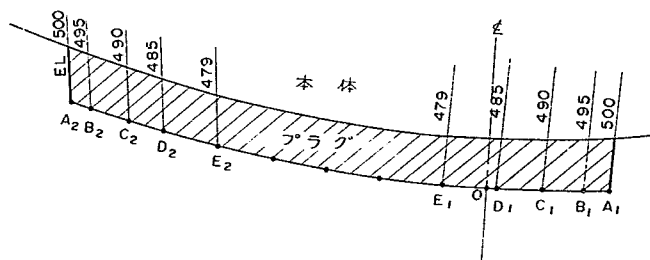


図 - 7 プラグ平面

表 - 9 プラグ上流面弧長

| EL  | 中心よりの弧長 (m) |        | 弧長 (m) |
|-----|-------------|--------|--------|
|     | 右岸側         | 左岸側    |        |
| 500 | 11.720      | 39.952 | 51.672 |
| 495 | 9.212       | 37.960 | 47.172 |
| 490 | 5.201       | 34.152 | 39.353 |
| 485 | 0.900       | 30.659 | 31.559 |
| 479 | 4.200       | 25.442 | 21.242 |

表 - 10 荷重計算

| EL  | 高低差(m) | 水圧 (t/m <sup>2</sup> ) | 弧長(m)  | 荷重 (t)    |
|-----|--------|------------------------|--------|-----------|
| 500 |        | 144.7                  | 51.672 |           |
| 495 | 5      | 152.7                  | 47.172 | 36,730.3  |
| 490 | 5      | 160.7                  | 39.353 | 33,870.1  |
| 485 | 5      | 168.7                  | 31.559 | 29,172.0  |
| 479 | 6      | 178.3                  | 21.242 | 27,433.4  |
| 計   |        |                        |        | 127,205.8 |

③ブロック (右岸側)

$$V_2 = 7,449.0 + 68,063.9 = 75,512.9 \text{ t}$$

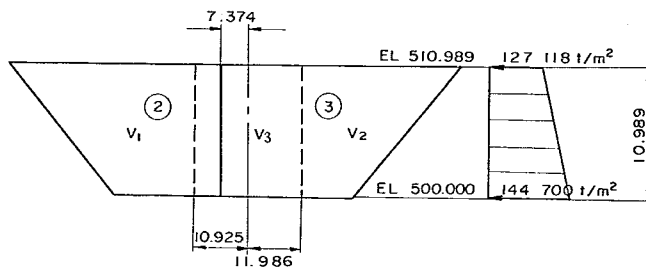


図 - 8 ②, ③ブロック分割

又、中心の部分は次の様に求まる。

$$V_3 = \frac{144.700 + 127.118}{2} \times 10.989 \times (10.925 + 11.986) = 34,217.7 \text{ t}$$

EL 510.989 ~ EL 500.000 までの荷重の総計は

$$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 = 208,855.2 \text{ t}$$

ゆえに 1 本当りの荷重は

$$V = 104,427.6 \text{ t}$$

又、中心よりのキョリは

$$e = 10,925 - \frac{104,427.6 - 99,124.6}{1,493.5} = 3.551 \text{ m}$$

(ハ) 各ブロックの重心

各ブロックの重心は、ブロックを近似的なオリベスクを考え計算するものとする。

(1) ①ブロック

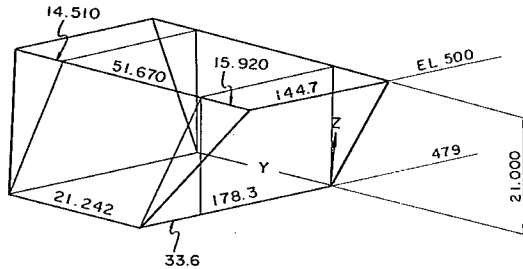


図-9 ①ブロック近似オリベスク

$$Z = \frac{21.000}{2} \cdot \frac{21.242 \times (178.3 + 144.7) + 51.672 \times (178.3 + 3 \times 144.7)}{21.242 \times (2 \times 178.3 + 144.7) + 51.672 \times (178.3 + 2 \times 144.7)} = 11.612$$

$$G = 497 + 11.612 = \text{EL } 490.612 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{144.7 + 178.3}{2} \times 21 \times 21.242 = 72.042$$

$$y_1 = 21.242 / 2 = 10.621$$

$$V_2 = \frac{14.51 \times 21.00}{2} \times 144.7 = 22,046$$

$$y_2 = 21.242 + 14.51 / 3 = 26.079$$

$$V_3 = \frac{15.92 \times 21.00}{2} \times 144.7 = 24,188$$

$$y_3 = -15.92 / 3 = -5.307$$

$$V_4 = \frac{33.6 \times 21.00}{2} \times \frac{1}{3} \times 14.51 = 1.706$$

$$y_4 = 14.51 / 3 + 21.242 = 26.079$$

$$V_5 = \frac{33.6 \times 21.00}{2} \times \frac{1}{3} \times 15.92 = 1.872$$

$$y_5 = -15.92 / 3 = -5.307$$

$$y = \frac{\sum X \cdot V \cdot y}{\sum X \cdot V} = 9.797 \text{ m}$$

ゆえに中心より

$$y = 4.200 + 10.220 = 14.420 \text{ m}$$

以上の計算により、各ブロックの重心は

②ブロック  $G = \text{EL } 505,684 \text{ m}$

$$y = 42.584 \text{ m}$$

③ブロック  $G = \text{EL } 505,609 \text{ m}$

$$y = 27.816 \text{ m}$$

を得る。

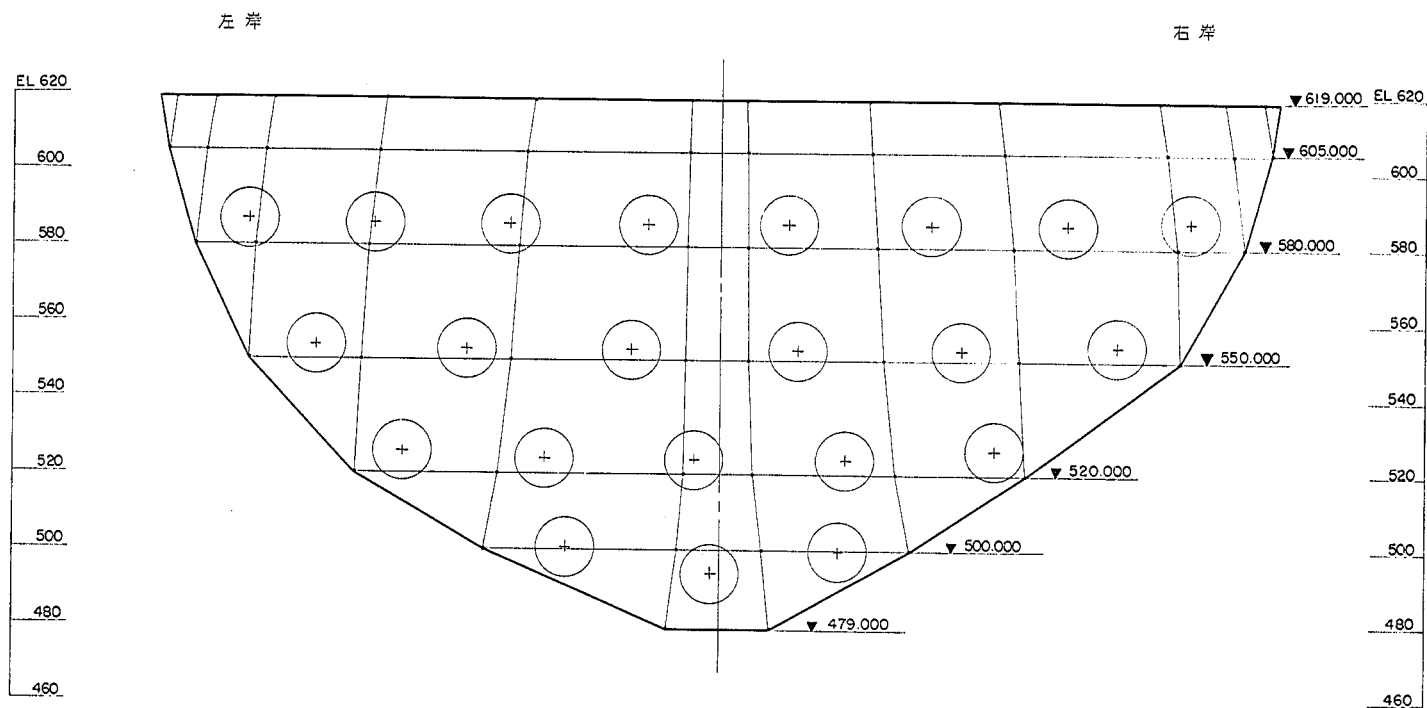


図-10 測定位置およびジャッキ位置

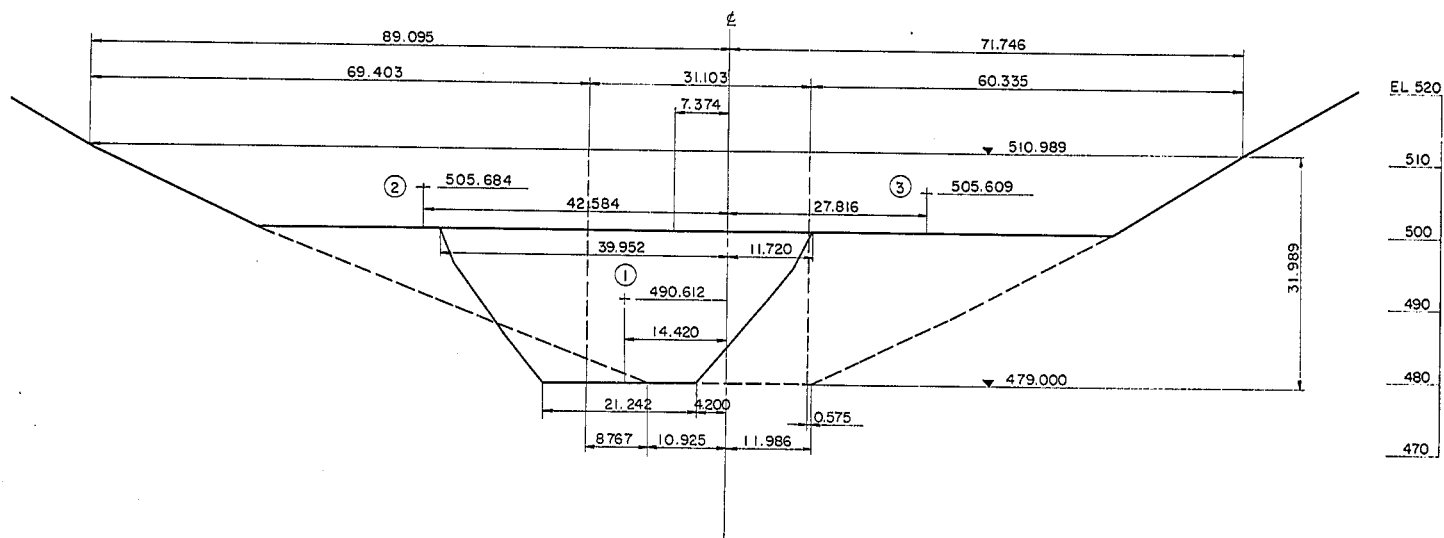


図 - 1 1 プラグ部上流展開

## 4. 載 荷 装 置

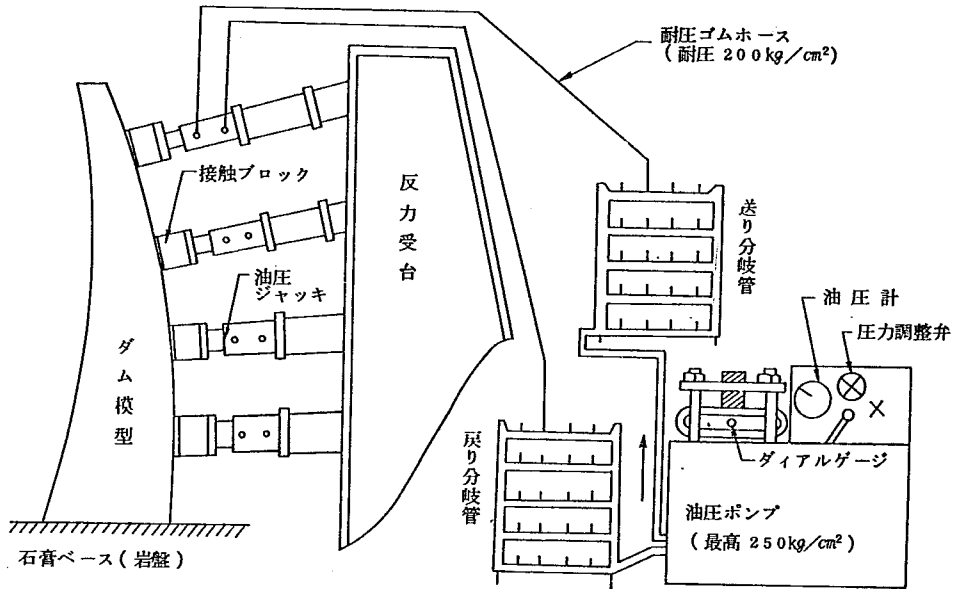


図 - 1 2 載 荷 系 統 図

载荷装置の系統図は図-15に示す。反力受載荷板は平面的には、なべ底形をしており、本体との間隔をなるべく一定に保つようにしてある。

次にダム接点から反力受板への法線の計算について示す。

油圧ジャッキは20個に分割された各ブロックの重心から法線の方に据えつける。座標は型枠計算より求める。

a) 水平面上の座標および角度( $\phi$ )

中心線長は0.50m(模型0.25mm)であるので上流面円弧を直線とみなし、荷重の中心前後の座標より

$$\phi = \tan^{-1} \frac{(x_{i+1}) - (x_{i-1})}{(y_{i+1}) - (y_{i-1})}$$

となる。

b) 鉛直方向の角度( $\alpha$ )

ジャッキ中心点のZ軸方向上下各0.5mの各標高において、上流面の各点間を直線とみなし、

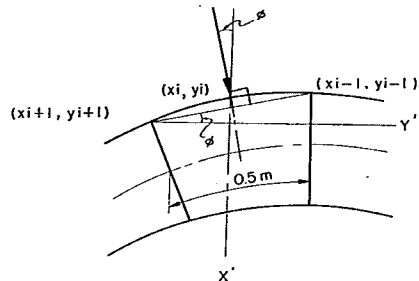


図 - 1 3

各点の座標より法線の水平となす角は

$$\alpha = \tan^{-1} (x_1 - x_2)$$

によって求められる。次に計算成果を示す。

(c) ジャッキ载荷点法線と反力受交点の求め方

(図-15)

反力受板は鉛直にセットした平面とするとZ軸に平行な平面となり次式で示される。

$$aY + bX + C = 0 \quad (X = -\frac{a}{b}Y - \frac{C}{b})$$

ダム上流面の任意点の座標を $Y_i, X_i, Z_i$

その法線方向余弦を $m_i, l_i, n_i$ 、とすると

法線が平面と交わる点の座標 $Y_q, X_q, Z_q$ は

$$Y_q = Y_i + r m_i$$

$$X_q = X_i + r l_i$$

$$Z_q = Z_i + r n_i \quad \text{ただし } r \text{ は } i \text{ 点より } q \text{ 点}$$

までの距離

$$\text{従って } a(Y_i + r m_i) + b(X_i + r l_i) + C = 0$$

$$\therefore r = \frac{(aY_i + bX_i + C)}{(am_i + bl_i)}$$

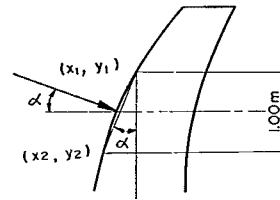


図 - 1 4

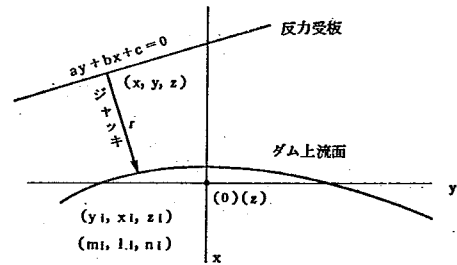


図 - 1 5

表 - 1 1

| BL | EL    | SC     | x     | y      | tan φ  | tan α  | φ       | α      |
|----|-------|--------|-------|--------|--------|--------|---------|--------|
| 1  | 500.7 | 42.9   | -20.5 | 40.7   | -0.338 | -0.100 | 18°41'  | -5°43' |
| 2  | 494.3 | 3.9    | -27.7 | 2.2    | 0.019  | 0.108  | -1°05'  | 6°10'  |
| 3  | 499.3 | -31.5  | -21.3 | -32.5  | -0.304 | -0.085 | -16°55' | -4°52' |
| 4  | 525.9 | 90.0   | -0.6  | 85.2   | -0.554 | -0.068 | 28°59'  | -3°53' |
| 5  | 523.8 | 47.9   | -17.3 | 46.7   | 0.305  | 0.047  | 16°58'  | 2°41'  |
| 6  | "     | 7.2    | -23.9 | 6.7    | 0.031  | 0.125  | 1°47'   | 7°08'  |
| 7  | "     | -33.4  | -19.6 | -33.6  | -0.243 | 0.038  | -13°40' | 2°11'  |
| 8  | 526.5 | -76.4  | -4.6  | -73.7  | -0.500 | -0.089 | -26°34' | -5°05' |
| 9  | 553.9 | 115.5  | 13.2  | 108.7  | 0.610  | -0.091 | 31°23'  | -0°03' |
| 10 | 552.8 | 69.6   | -7.1  | 67.9   | 0.384  | 0.073  | 21°00'  | 4°11'  |
| 11 | "     | 24.2   | -18.7 | 24.0   | 0.143  | 0.124  | 8°08'   | 7°04'  |
| 12 | "     | -21.3  | -19.0 | -21.3  | -0.132 | 0.112  | -7°31'  | 6°23'  |
| 13 | "     | -65.8  | -7.9  | -65.3  | -0.372 | 0.044  | -20°24' | 2°31'  |
| 14 | 554.4 | -113.1 | 12.3  | -106.7 | -0.600 | -0.037 | -30°58' | -2°07' |
| 15 | 586.9 | 135.4  | 27.2  | 126.4  | 0.637  | 0.121  | 32°30'  | 6°54'  |
| 16 | 585.7 | 96.6   | 8.2   | 92.9   | 0.482  | 0.159  | 25°44'  | 9°02'  |
| 17 | "     | 58.0   | -6.1  | 57.1   | 0.304  | 0.198  | 16°55'  | 11°12' |
| 18 | "     | 19.3   | -13.9 | 19.3   | 0.102  | 0.235  | 5°49'   | 13°13' |
| 19 | "     | -19.3  | -13.9 | -19.3  | -0.102 | 0.235  | -5°49'  | 13°13' |
| 20 | "     | -58.0  | -6.1  | -57.1  | -0.304 | 0.198  | -16°55' | 11°12' |
| 21 | "     | -96.6  | 8.2   | -92.9  | -0.482 | 0.159  | -25°44' | 9°02'  |
| 22 | 586.9 | -135.4 | 27.2  | -126.4 | -0.637 | 0.121  | -32°30' | 6°54'  |

## 5. 模型の製作

### 5-1 模型材料

ダム本体はコンクリートで作られている。模型ではこれに一番近似した材料を用いなくてはならない。石膏はポアソン比が0.2でコンクリートとほぼ等しく、 $\sigma - \epsilon$  曲線も弾性領域内では非常に良く似ている。また石膏の性質として水と珪藻土との配合比を変えることにより、弾性係数を3000～80,000 kg/cm<sup>2</sup>までの範囲で自由に変えられることである。川治ダムの場合、石膏打設に先だち材料試験を実施したが、その結果最終的に次のような配合表を得た。

表-12 配合表

| 目標弾性係数<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |           | 本 体    | 岩 盤    |        |
|---------------------------------|-----------|--------|--------|--------|
|                                 |           | 65 000 | 18 000 | 12 000 |
| 材 料<br>(10ℓ当り)                  | 石膏P (kg)  | 10.5   | 5.09   | 3.84   |
|                                 | 珪藻土D (kg) | -      | 1.83   | 2.15   |
|                                 | 水 W (ℓ)   | 6.67   | 7.63   | 7.87   |
| W/P                             |           | 0.663  | 1.5    | 2.05   |
| V/W                             |           | 1.5    | 1.31   | 1.27   |
| 実際の弾性係数                         |           | 72.900 | 26.000 | 14.000 |

### 5-2 模型の製作

模型は2基作る。これは実験誤差を少なくするためである。

模型の製作で以前は削り出しによる方法を行っていたが今回は鋳型による方法で行った。削り出し方法は、石膏を打設する場合にあらかじめ模型の寸法より大きく余裕を持たせて打設しその後あらかじめ作製しておいたダム模型上下流面のゲージを当てながらよけいな部分を削り出し完成させるものである。この方法は石膏が多く必要であると共に、基礎岩盤やダム本体のなめらかな曲線を手で仕上げていくにはかなりの熟練が必要であるという欠点があった。

鋳型による方法では石膏の増分はない。それに削り出す必要がないので時間も早く手間もいらない。それに万一打設が失敗するようなことがあっても、鋳型を組み直してまた打設することができる。また欠点として、石膏が乾燥収縮し、表面は硬くなる性質があるので、これによる影響を極力おさえるような品質管理が必要となる。

岩盤と本体は別々に打設する。このため両者をすり合わせて接着しなければならない。岩盤を打設してから2～3ヶ月経たないと乾燥しないのでこれをまってすり合わせを始める。すり合わせが終わったら本体及び岩盤の両者の接触部に小さな溝を多数掘り、接着剤がしみ込まないように下塗りをする。最下部と最上部の接触部にビニール管をつなぎ後の回りの部分を接着剤がもれないようにエポキシのアラルライトですみを固める。

最下部のビニール管へ接着剤を流し込み、最上部のビニール管から出てくるまでヘッドを上げて

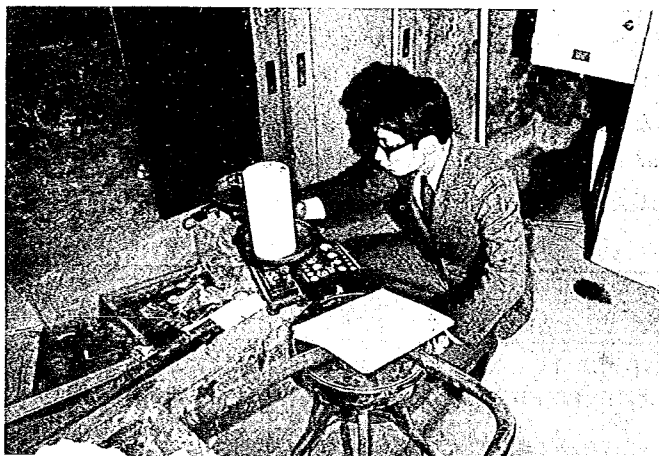


写真-1 テストピース乾燥状況

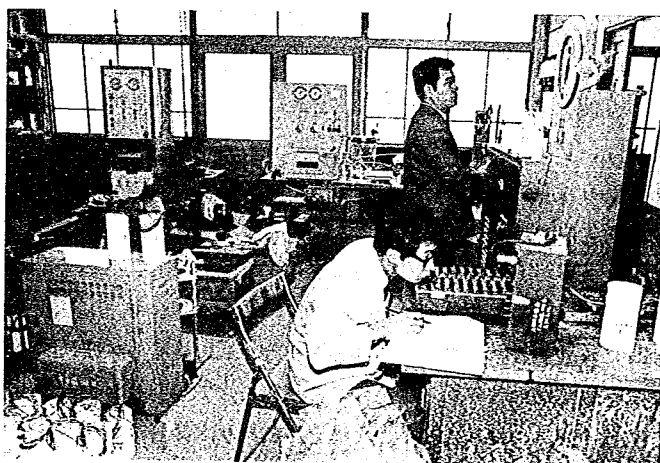


写真-2 材 料 試 験

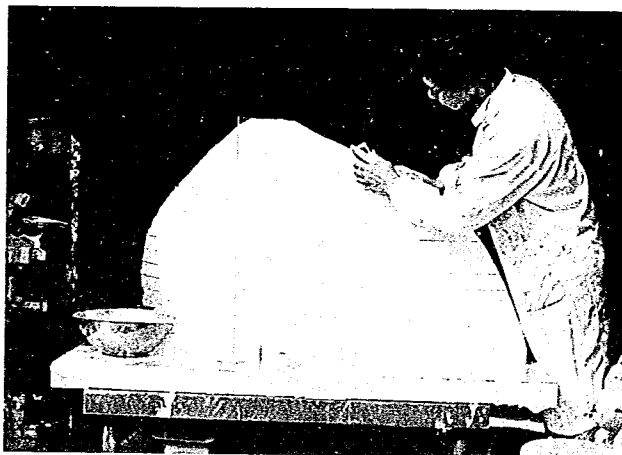


写真-3 本体鋳型作成状況

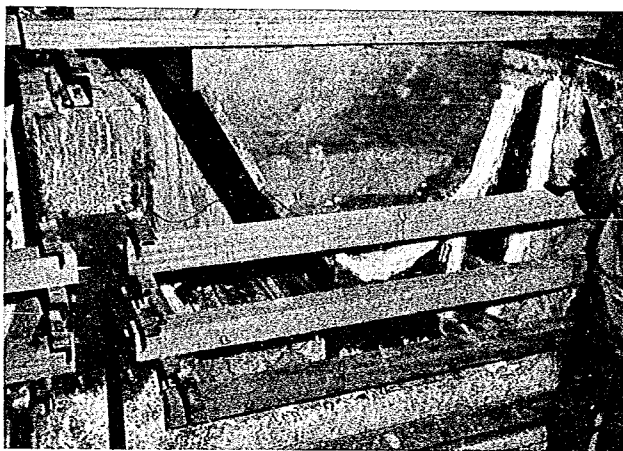


写真-4 岩盤型枠作成状況

止める。これで乾燥するのをまって実験を始める。乾燥は実験室の湿度を40～50%にして早く乾燥させる。



写真 - 5 岩盤打設状況

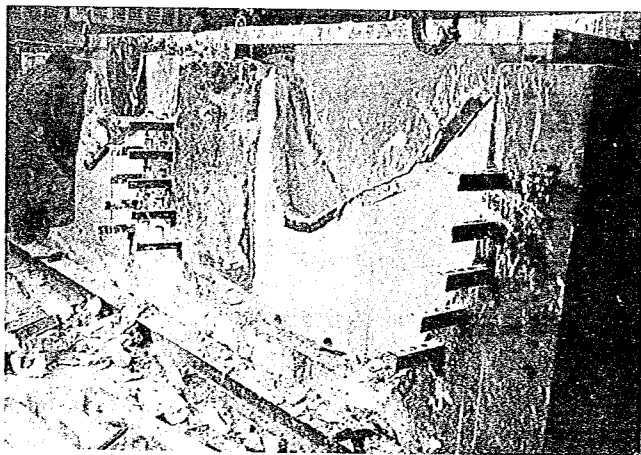


写真 - 6 岩盤打設後

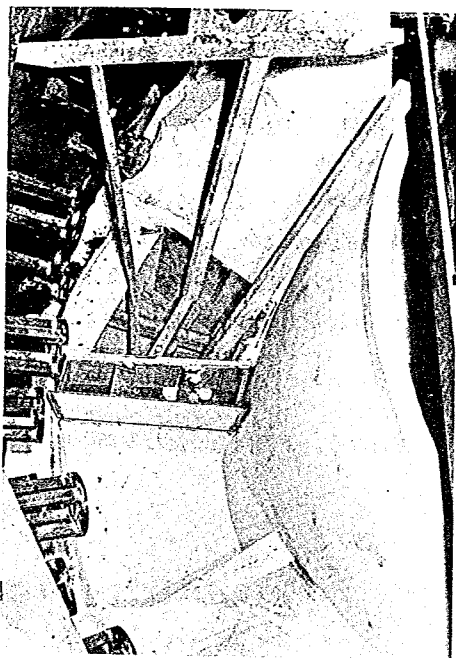


写真-7 プラグ鑄型作り



写真-8 プラグ部接着



写真-9 本体打設状況

## 6. 測定方法

測定は、たわみおよび本体部のひずみを測定する。荷重は水圧および堆砂圧を油圧ジャッキによって加える。模型が2基あるので双方について測定を行い、平均値をとることによって測定の信頼度を高めることができる。またストレインゲージの温度影響も相互に打ち消すことができる。測定は1日を1単位として集計を行なう1日に15回～20回の測定を行ない、これを算術平均する。このとき平均に対して余りに違う値は棄却し平均計算には入れない。この1単位をアーチ方向および片持梁方向ごとにプロットしていくと測定標高ごとおよび片持梁方向の曲線が得られる。

### 6-1 たわみ測定

たわみはダム下流面において、ダイヤルゲージを用いて行なう。下流面側にたわみ測定用の固定アームを取りつける。

測定は荷重を加えた場合のダイヤルゲージの読みと無荷重の場合の読みとの差を、たわみ値とする。測点は計算解析点と同一個所の52点とする。

たわみ値の実験による値から実物への変換は、次式によって求める。

$$\begin{aligned}\frac{\delta_m}{\delta_p} &= \frac{G}{n^2} \cdot \frac{E_p}{E_m} \\ \delta_p &= \frac{n^2}{G} \cdot \frac{E_m}{E_p} \delta_m \\ &= \frac{200^2}{46.65} \cdot \frac{72,900}{250,000} \cdot \delta_m \\ &= 250 \delta_m\end{aligned}$$

となり、模型ででてきたたわみ値に250をかければ実物のたわみになる。

### 6-2 ひずみ測定

ひずみはホイートストンブリッジ (Wheatstone Bridge) の原理により測定する。これは図-16のような回路を形成している。

$R_{g1}$  : 測定用ゲージ

$R_{g2}$  : 温度補償ゲージ

$R_a$  : 固定抵抗

$R_b$  : 可変抵抗

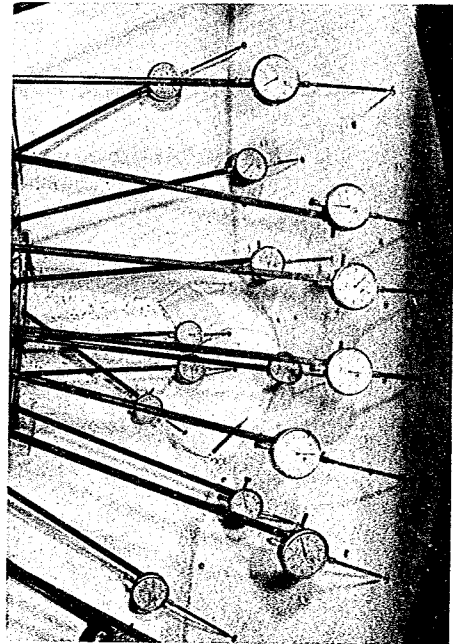


写真-10 たわみ測定

$G$  : 検流計

$E$  : 電源

$R_{g1}$  が実験しているダム本体に貼ったストレインゲージ (Strain Gage) である。 $R_{g2}$  はもう一方のダム本体に貼ってあり、荷重はかけられていない。他の部分は静ひずみ測定器として 1 体の機器になっている。

この状態で  $E$  に直流電源を、 $G$  に検流計をつなぐ。ここで

$$R_{g1} : R_b = R_{g2} : R_a$$

であるならば検流計に電流が流れず平衡である。

この状態になるようにするには、可変抵抗器  $R_b$  を調節して、検流計をゼロにする。

ダムに荷重を加えると、ダム本体にひずみを生じる。ダム本体表面に貼ったストレインゲージはひずみのため細線が伸び、抵抗に変化を生じる。この抵抗の変化はホイートストンブリッジにおける検流計の電圧と比例している。故にひずみは電圧と比例することになる。このときひずみと抵抗変化の比をゲージ率といっており普通 2.01 ぐらいである。検流計にひずみを目盛り、電流をゼロにすればひずみを直読できる。このようにして固定抵抗・可変抵抗・検流計・電源を組み込み、ストレインゲージをつないでひずみを測定できるようにしたのが、静ひずみ測定器である。

ストレインゲージは抵抗測定のため、温度に非常に影響を受ける。そのためゲージ法によりホイートストンブリッジの 2 つの抵抗部にストレインゲージを用い、温度の影響で抵抗が変わっても打ち消されるようになっている。これは図-12において

$$R_{g1} : R_b = R_{g2} : R_a$$

が成立している。温度変化により微小抵抗が変ると

$$(R_{g1} + \Delta R_{g1}) R_b = (R_{g2} + \Delta R_{g2}) R_a$$

$$\therefore \Delta R_{g1} \cdot R_b = \Delta R_{g2} \cdot R_a$$

となり

$$\Delta R_{g1} = \Delta R_{g2}$$

$$R_a \doteq R_b$$

であるので、ほとんど影響をおよぼさない。

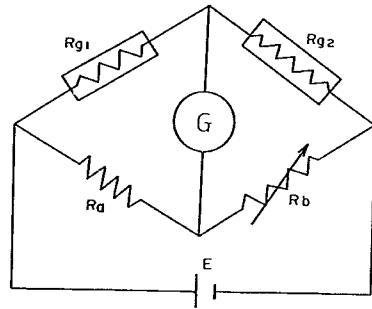


図-16 ホイートストン・ブリッジ

### 6-3 デジタルひずみ測定装置

ひずみはホイートストンブリッジにより電圧を測ればよい。しかし測定点数は 52 点もあり、上下流面および 3 方向を測るので合計 312 点にもなる。この計測を行うには、荷重を加えた状態で、石膏のクリープの影響を出さないために、早急に測定を終らなければならない。このためひずみ測定装置は、正確・迅速に行なえるものでなければならない。

またこの 312 点ものデータを処理するには相当の労力を用する。故に測定したデータをテープに

穿孔し、それを電子計算機で解析することができるようにしなければならない。

このような背景のもとで、デジタルひずみ測定装置（写真-8）の必要が必然的に出てきたわけである。

デジタルひずみ測定装置の原理は単一行なわれるホイートストンブリッジを集合させて、色々な機器を組み合わせたものである。

ひずみ測定方法は一般に静ひずみ測定器を用い検流計の針をゼロにして、目盛板を読むことによって行なわれる。デジタルひずみ測定装置においては、検流計にはいる前の電圧をアナログ・デジタル変換機によりディジタル量に変え、ディジタル型電圧計によりひずみを表示する。このディジタル表示により記録紙へプリントすることができ、テープに穿孔を行うことができる。

このことによりデータ整理は、電子計算機の利用が可能となる。ひずみ測定は荷重を加えた状態でそのときのひずみ値を読み、次に荷重をおろした状態でのひずみ値を読む。

荷重を加えた状態から荷重をおろした状態のひずみ値を引けば、ひずみがでてくる。故にテープには312点のひずみ値が、荷重を加えた状態とおろした状態の2通りがつづけてパンチされているので、電子計算機のプログラムをそのように組むと、各々のひずみがでてくる。

測定はこれを20回ぐらいに分けて行うので20回の平均値をも計算するようにプログラムとして使用できることになる。

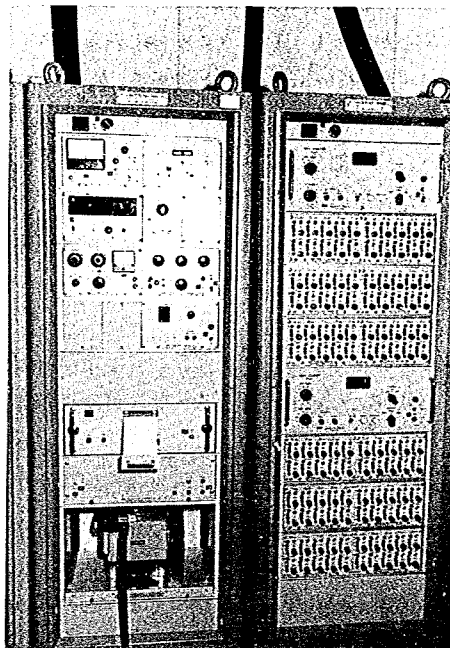


写真-11 デジタルひずみ測定機

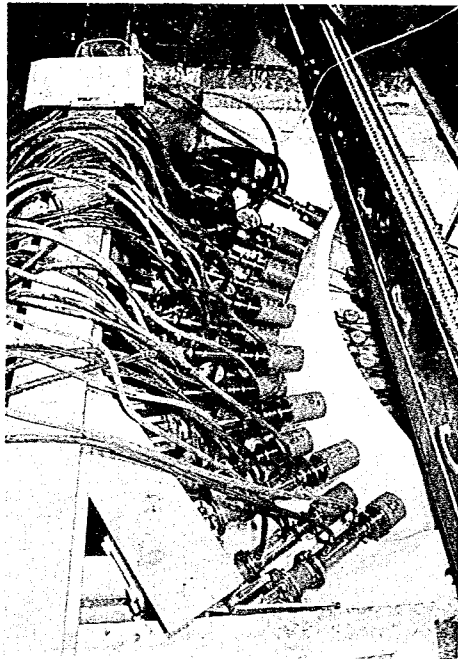


写真-12 たわみ測定状況

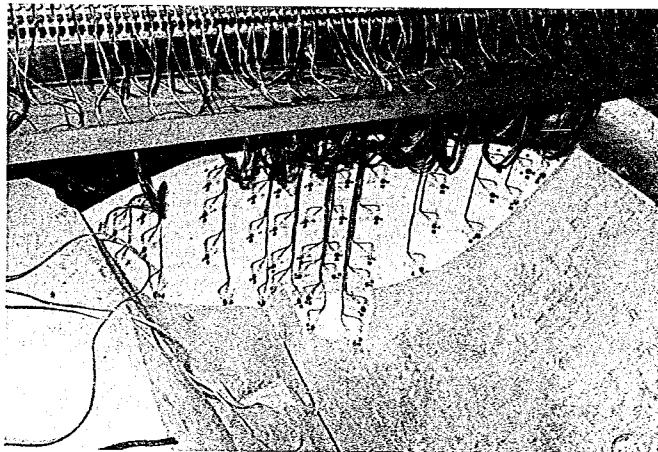


写真-13 ストレージージを付けた下流面

## 7. 実験における応力の算出方法

ひずみ測定により十分信頼できるとされるひずみ値が出されると、この値から応力を求める。  
実物応力への換算はフックの式により次式のようになる。

$$\sigma_H = \frac{n}{G} \cdot \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_h + \mu \varepsilon_v) + \frac{n}{G} P \frac{\mu}{1-\mu}$$

$$\sigma_V = \frac{n}{G} \cdot \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_v + \mu \varepsilon_h) + \frac{n}{G} P \frac{\mu}{1-\mu}$$

$$\tau_{HV} = \frac{n}{G} \frac{E}{2(1+\mu)} \{ 2E_D - (\varepsilon_h + \varepsilon_v) \}$$

ここで

$\sigma_H, \sigma_V, \tau_{HV}$  : 実物の水平方向, 鉛直方向, せん断応力

$\varepsilon_h, \varepsilon_v, \varepsilon_o$  : 模型の水平, 鉛直, 斜め方向のひずみ

$E$  : 模型の弾性係数

$\mu$  : ポアソン比

$P$  : 実物の上流面に作用する静水圧

この3方向の応力を求めると、これから主応力および作用方向を示す角度が得られる。

すなわち

$$\sigma_1 = \sigma_{max} = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_V - \sigma_H}{2}\right)^2 + \tau_{HV}^2}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{min} = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_V - \sigma_H}{2}\right)^2 + \tau_{HV}^2}$$

$$2\alpha = \tan^{-1} \frac{2\tau_{HV}}{\sigma_H - \sigma_V}$$

模型実験から測定された応力は、ダム表面応力であるから、これから断面応力を次式により求める。

$$\text{アーチスラスト} : H_a = \frac{T}{2} (\sigma_{HV} + \sigma_{HD})$$

$$\text{アーチモーメント} : M_a = \frac{T^2}{12} (\sigma_{HV} - \sigma_{HD})$$

$$\text{片持梁モーメント} : M_c = \frac{I_c}{T} (\sigma_{VU} - \sigma_{VD})$$

$$\text{片持梁スラスト} : H_c = \frac{A_c}{T} \{ \sigma_{VU} (T - \ell_g) + \sigma_{VD} \cdot \ell_g \}$$

$$\text{振り曲げモーメント} : M_T = \frac{I_c}{T} (\tau_H \cdot V_V - \tau_V \cdot V_H)$$

ここで

$T$  : 測定点でのダムの厚さ

- $A_c$  : 測定点での片持梁の面積  
 $I_c$  : 測定点での片持梁の断面 2 次モーメント  
 $\ell_g$  : 測定点での片持梁の上流面から重心の距離  
 $U, D$  : それぞれ上流側, 下流側を表わすサフィックス

## 8. 実験結果と考察

設計計算値の最終決定 AB-4 CASE 28 について実験を行なった。コンジットについては穿孔前と穿孔後について測定したが影響が見られなかった。実験値は穿孔後の値を最終値として採用しこれをもとに計算値との比較検討を行なう。

### 8-1 たわみ

実験値の各標高での曲線の形は、半径方向調整計算値の曲線に近似している。値は上部標高で計算値より小さく、下部標高で多小大きい。下部標高で大きくなっているのは、計算値ではブラグを考慮しておらず、実験値ではブラグにも荷重を加えておりブラグ部のたわみの影響があるものと思われる。また上部標高アバットメント付近では少し上流側へたわむ傾向が見られる。実験値の最大値はトップアーチクラウンで 109.0 mm である。

### 8-2 応力

実験値と計算値について当研究室が以前の実験をまとめて比較した結果、次のような関連性が見い出されている。

- 1) 下流面水平応力は下部標高クラウンで実験値が半径方向調整計算値に比して引張側に 10 ~ 30 kg/cm<sup>2</sup> 移行する。
- 2) 上流面鉛直応力は側方片持梁ベースで実験値が半径方向調整計算値に比して圧縮側に 20 ~ 30 kg/cm<sup>2</sup> 移行する。
- 3) 下流面上部の鉛直応力は、側方片持梁ベースで実験値が半径方向調整計算値に比して引張側に 10 ~ 20 kg/cm<sup>2</sup> 移行する。

これらを川治ダムについて照合してみると(図-37~42)

- 1) 下流面水平応力については、20.6 kg/cm<sup>2</sup> 引張側に移行している
- 2) 上流面鉛直応力については、13.1 ~ 37.0 kg/cm<sup>2</sup> 圧縮側に移行している。
- 3) 下流面鉛直応力については、11.0 ~ 13.9 kg/cm<sup>2</sup> 引張側に移行している。

### 8-3 主応力(図23, 24, 41, 42)

実験値は

- 1) 全体的には上流面では左岸、下流面では右岸が多少大きな値を示している。主応力の流れの方向は上、下流面ともかなりはっきり示されている。
- 2) 上流面における圧縮応力の最大は EL 603 のアーチクラウンに 51.0 kg/cm<sup>2</sup> である。他の標高でもアーチクラウン沿いが大きく 21.3 ~ 47.8 kg/cm<sup>2</sup> を示している。
- 3) 下流面における圧縮応力の最大は EL 502 m の 60.7 kg/cm<sup>2</sup> で、各標高ともアバットメントに行くにしたがって大きくなっており、左右岸ともほぼ同じ値を示している。

- 4) 上流面における引張応力はアバットメントにおいて $-1.1 \sim -3.4 \text{ kg/cm}^2$ が示されている。
- 5) 下流面における引張応力の最大はEL 502左岸寄りで $-4.9 \text{ kg/cm}^2$ がある。他はEL 520以下に $-0.7 \sim 3.5 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力が存在している。
- 6) プラグ部については、上流面では圧縮のみで最大値は $24.5 \text{ kg/cm}^2$ である。下流面については圧縮の最大 $12.0 \text{ kg/cm}^2$ および引張の最大 $-10.7 \text{ kg/cm}^2$ がアバットメントに示されている。

完全調整計算値との比較を行なうと、上流面の計算値にはEL 580 mで最大 $-28.2 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力が示されているが、実験値では $-2.2 \text{ kg/cm}^2$ となって減少している。他の引張応力についても計算値では随所に見られるが、実験値ではほとんど圧縮側に移行している。また圧縮についても最大は、計算値ではアーチクラウンで $74.8 \text{ kg/cm}^2$ を示しているが実験値では $51.0 \text{ kg/cm}^2$ であり、他の圧縮応力についても実験値の方が計算値より小さな値を示している。

下流面の実験値では圧縮応力の最大はアバットメントに生じている。しかし計算値ではアーチクラウン付近で圧縮応力が大きくなる傾向がある。下部標高のアバットメント部でも計算値の最大 $73.1 \text{ kg/cm}^2$ を示しているが、実験値では $51.2 \text{ kg/cm}^2$ である。

#### 8-4 応力上の問題点

実験により算出された主応力の値を検討すべく、最大値を取り出すと、

##### 1) 圧縮応力

|             |                   |                        |
|-------------|-------------------|------------------------|
| 上流面EL 603 m | アーチクラウンに発生している。   | $51.0 \text{ kg/cm}^2$ |
| 下流面EL 502 m | 右岸アバットメントに発生している。 | $60.7 \text{ kg/cm}^2$ |

##### 2) 引張応力

|           |                      |                         |
|-----------|----------------------|-------------------------|
| 上流面EL 520 | アーチクラウンに発生している       | $-3.4 \text{ kg/cm}^2$  |
| 下流面EL 502 | 左岸アバットメントに発生している     | $-4.9 \text{ kg/cm}^2$  |
| 下流面EL 473 | プラグ左岸アバットメントに発生している。 | $-10.7 \text{ kg/cm}^2$ |

1)の圧縮応力については、一般のアーチダムにおける高配合のコンクリートなら問題はないと考えられる。

2)の引張応力については、本体において一般のアーチダムの引張応力より小さい値を示しており心配する程のものではないと思われる。

#### ○地震時応力の推定

模型実験では堤体に加わる加重を、常時満水位水圧+堆砂圧として応力を求め、これに計算値で得られた自重応力を加える方法で行った。

しかし設計計算では、常時満水位水圧+動水圧+堆砂圧+自重+地震時慣性力を荷重として計算されている。このため実験値から全荷重時の応力を推定しなければならない。本実験では完全調整計算の地震時が計算できなかったため、半径方向調整計算値によって求めた。この方法はアーチスラスト、アーチモーメント、片持梁スラスト、片持梁モーメントについて、常時および地震時の比

率を求め、この比率が実験値の場合も成り立つものとして、水平および鉛直応力の地震時応力を求めた。

表 - 1 3 各動荷重時における応力の比較

a) 上流面水平応力

|                |     | 半径方向 | 調整計算  | 実 験 値<br>( 常時応力 ) | アーチスラストの比率 | アーチモーメントの比率 | 実験値による地震時応力(推定) |
|----------------|-----|------|-------|-------------------|------------|-------------|-----------------|
|                |     | 常時応力 | 地震時応力 |                   |            |             |                 |
| ク ラ ウ ン        | 603 | 70.9 | 115.2 | 50.9              | 1.61       | 1.66        | 87.9            |
|                | 580 | 67.1 | 104.2 | 47.7              | 1.54       | 1.59        | 74.0            |
|                | 550 | 63.9 | 93.3  | 40.7              | 1.44       | 1.50        | 59.6            |
|                | 520 | 47.6 | 65.1  | 29.1              | 1.35       | 1.41        | 39.6            |
|                | 505 | 31.1 | 40.1  | 20.9              | 1.25       | 1.38        | 28.9            |
| 右 岸<br>アバットメント | 603 | 20.5 | 32.7  | 0.4               | 1.61       | 1.62        | 2.1             |
|                | 580 | 11.5 | 17.9  | 2.7               | 1.54       | 1.53        | 4.4             |
|                | 550 | 6.5  | 9.6   | 2.2               | 1.44       | 1.42        | 3.4             |
|                | 520 | 4.1  | 4.9   | 9.3               | 1.36       | 1.40        | 8.2             |
|                | 505 | 9.8  | 11.9  | 13.4              | 1.26       | 1.36        | 16.6            |
| 左 岸<br>アバットメント | 603 | 17.5 | 28.0  | 0.5               | 1.61       | 1.62        | 0.6             |
|                | 580 | 6.9  | 10.9  | 1.5               | 1.54       | 1.53        | 2.4             |
|                | 550 | 1.9  | 2.8   | 3.2               | 1.44       | 1.44        | 4.5             |
|                | 520 | 2.9  | 3.1   | 13.4              | 1.36       | 1.41        | 17.7            |
|                | 505 | 9.9  | 12.0  | 10.9              | 1.25       | 1.36        | 13.4            |

アーチスラスト・モーメントの比率とは  $\frac{\text{地震時}}{\text{常時}}$  である。

① 水平応力について

上流面での圧縮応力の最大は EL 603 m のクラウンで  $87.9 \text{ kg/cm}^2$  あり、引張応力は示されていない。下流面での圧縮応力の最大は EL 580 m 右岸アバットメント  $69.8 \text{ kg/cm}^2$ 、引張応力の最大は EL 505 m クラウンの  $-6.5 \text{ kg/cm}^2$  である。

いずれの値も地震時のコンクリート許容応力 30 % 割り割しを考慮すると安全側にあると言える。

b) 下流面水平応力

| 位 置            | E L | 半径方向 | 調整計算値 | 実 験 値<br>( 常時応力 ) | アーチスラストの比率 | アーチモーメントの比率 | 実験値による地震時応力(推定) |
|----------------|-----|------|-------|-------------------|------------|-------------|-----------------|
|                |     | 常時応力 | 地震時応力 |                   |            |             |                 |
| ク ラ ウ ン        | 603 | 36.1 | 57.3  | 20.3              | 1.61       | 1.66        | 31.7            |
|                | 580 | 23.4 | 34.9  | 11.3              | 1.54       | 1.59        | 16.6            |
|                | 550 | 11.6 | 15.1  | 5.3               | 1.44       | 1.50        | 6.6             |
|                | 520 | 18.0 | 23.6  | -2.6              | 1.35       | 1.41        | -3.6            |
|                | 505 | 10.8 | 12.1  | -3.5              | 1.25       | 1.38        | -6.5            |
| 右 岸<br>アバットメント | 603 | 65.6 | 105.9 | 40.7              | 1.61       | 1.62        | 67.6            |
|                | 580 | 61.7 | 94.6  | 39.3              | 1.54       | 1.53        | 69.8            |
|                | 550 | 53.4 | 76.4  | 46.7              | 1.44       | 1.42        | 65.7            |
|                | 520 | 41.7 | 57.3  | 29.5              | 1.36       | 1.40        | 39.5            |
|                | 505 | 19.6 | 25.3  | 15.9              | 1.26       | 1.36        | 16.4            |
| 左 岸<br>アバットメント | 603 | 68.5 | 110.7 | 41.8              | 1.61       | 1.62        | 68.1            |
|                | 580 | 66.3 | 101.6 | 45.5              | 1.54       | 1.53        | 60.2            |
|                | 550 | 58.0 | 83.4  | 45.7              | 1.44       | 1.44        | 66.8            |
|                | 520 | 42.5 | 58.5  | 28.8              | 1.36       | 1.41        | 40.6            |
|                | 505 | 18.9 | 24.2  | 13.1              | 1.25       | 1.36        | 20.0            |

c) 上流面鉛直応力

| 位 置            | E L | 半径方向  | 調整計算  | 実 験 値<br>( 常時応力 ) | 片持梁スラストの比率 | 片持梁モーメントの比率 | 実験値による地震時応力(推定) |
|----------------|-----|-------|-------|-------------------|------------|-------------|-----------------|
|                |     | 常時応力  | 地震時応力 |                   |            |             |                 |
| ク ラ ウ ン        | 603 | -3.3  | -7.8  | 1.8               | 2.91       | 2.91        | 5.5             |
|                | 580 | -4.9  | -16.0 | 5.4               | 2.00       | 2.00        | 10.5            |
|                | 550 | -4.7  | -19.5 | 1.2               | 1.90       | 1.90        | 2.2             |
|                | 520 | -25.5 | -44.9 | -3.4              | 1.75       | 1.75        | -6.0            |
|                | 505 | -44.4 | -67.6 | -0.7              | 1.55       | 1.50        | 0.0             |
| 右 岸<br>アバットメント | 603 | 0.1   | -2.2  | 1.9               | 2.57       | 2.57        | 5.4             |
|                | 580 | -5.7  | -13.8 | 8.1               | 1.81       | 1.81        | 13.4            |
|                | 550 | -1.8  | -12.1 | 13.7              | 1.59       | 1.59        | 29.7            |
|                | 520 | -9.3  | -25.3 | 27.7              | 1.48       | 1.48        | 39.6            |
|                | 505 | 17.4  | -36.1 | 15.1              | 1.46       | 1.46        | 13.6            |
| 左 岸<br>アバットメント | 603 | 0.1   | -2.2  | 2.4               | 2.57       | 2.57        | 5.7             |
|                | 580 | -7.2  | -16.2 | 7.4               | 1.81       | 1.78        | 13.4            |
|                | 550 | -3.3  | -14.1 | 18.7              | 1.59       | 1.60        | 29.7            |
|                | 520 | -5.7  | -20.2 | 26.7              | 1.48       | 1.48        | 39.6            |
|                | 505 | -16.7 | -35.5 | 9.2               | 1.46       | 1.45        | 13.6            |

片持梁スラスト・モーメントの比率とは  $\frac{\text{地震時}}{\text{常時}}$  である。

## ② 鉛直応力について

上流面での圧縮応力の最大はEL 520 m 左右岸アバットメントの  $39.6 \text{ kg/cm}^2$  で引張の最大はEL 520 m クラウン  $-6.0 \text{ kg/cm}^2$  である。

下流面での圧縮応力の最大はEL 505 m クラウンで  $98.6 \text{ kg/cm}^2$  引張応力はない。地震時におけるコンクリートの許容応力の30%増しを考えればいずれも安全といえる。

### d) 下流面鉛直応力

| 位 置            | E L | 半径方向<br>常時応力 | 調整計算<br>地震時応力 | 実 験 値<br>(常時応力) | 片持梁スラ<br>ストの比率 | 片持梁モーメ<br>ントの比 率 | 実験値による地<br>震時応力(推定) |
|----------------|-----|--------------|---------------|-----------------|----------------|------------------|---------------------|
| ク ラ ウ ン        | 603 | 10.8         | 15.9          | 7.8             | 2.91           | 2.91             | 22.4                |
|                | 580 | 22.6         | 35.4          | 11.8            | 2.00           | 2.00             | 23.9                |
|                | 550 | 33.4         | 50.7          | 21.2            | 1.90           | 1.90             | 40.7                |
|                | 520 | 64.7         | 88.0          | 34.4            | 1.75           | 1.75             | 60.2                |
|                | 505 | 90.2         | 118.1         | 58.4            | 1.55           | 1.50             | 98.6                |
| 右 岸<br>アバットメント | 603 | 7.0          | 9.4           | 8.2             | 2.57           | 2.57             | 13.4                |
|                | 580 | 21.5         | 30.2          | 10.5            | 1.81           | 1.81             | 16.5                |
|                | 550 | 25.0         | 36.1          | 16.2            | 1.59           | 1.59             | 25.1                |
|                | 520 | 36.7         | 54.2          | 27.7            | 1.48           | 1.48             | 37.3                |
|                | 505 | 51.8         | 73.4          | 42.2            | 1.46           | 1.46             | 50.4                |
| 左 岸<br>アバットメント | 603 | 7.0          | 9.4           | 5.0             | 2.57           | 2.57             | 20.9                |
|                | 580 | 23.0         | 32.6          | 9.1             | 1.81           | 1.78             | 19.2                |
|                | 550 | 26.9         | 38.5          | 15.7            | 1.59           | 1.60             | 25.8                |
|                | 520 | 33.2         | 48.8          | 25.2            | 1.48           | 1.48             | 43.3                |
|                | 505 | 50.0         | 71.3          | 35.2            | 1.46           | 1.45             | 60.5                |

## 8-6 組み合わせ応力の検討

実験で求まった主応力について、組み合わせ応力の検討を行う。これについては「ダム設計基準」第4章第1節第2条コンクリートの強度、に述べられている。すなわち立体的応力状態を考慮に入れた場合の割り増し、( $\sigma_1$ と $\sigma_2$ が共に圧縮応力の場合)、強度の減少( $\sigma_1$ が圧縮応力で $\sigma_2$ が引張応力の場合)の程度を修正係数という。アーチダムのコンクリートの所要圧縮強度については、

所要圧縮強度 = 許容応力度 × 安全率 × 割増係数 ÷ 修正係数で表わされ修正係数は図-20により求まる。

本実験では最大圧縮・引張とも下流面EL 502 mの  $60.7 \text{ kg/cm}^2$  と  $-4.9 \text{ kg/cm}^2$  である。この箇所における組合せ応力の検討を行なう。

( $\sigma_c = 375 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_t = -46.8 \text{ kg/cm}^2$  ( $\sigma_c$ の1/8),  $n = 5$ , 割増係数1.15 下流面EL 502 右岸アバットメント  $\sigma_1 = 60.7 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma_2 = -2.6 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\sigma_2 / \sigma_t = -2.6 / -46.8 = 0.056 \quad \sigma_{c1} / \sigma_c = 0.944$$

$$\sigma_{c1} = 60.7 \times 5 \times 1.15 \times 1 / 0.944 = 370 \text{ kg/cm}^2$$

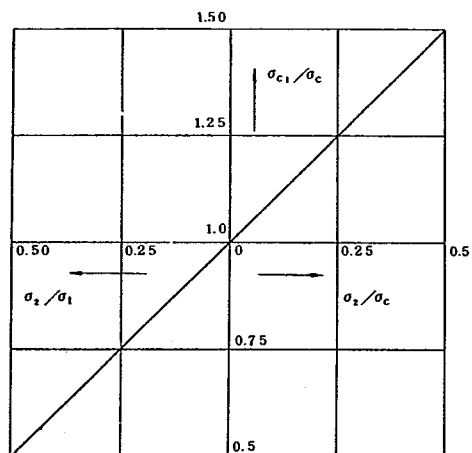
下流面 EL502 左岸寄り  $\sigma_1 = 54.7 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = -4.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 / \sigma_t = -4.9 / -46.8 =$$

$$0.105 \quad \sigma_{c1} / \sigma_c = 0.895$$

$$\sigma_{c1} = 54.7 \times 5 \times 1.15 \times 1 / 0.895 = 351 \text{ kg/cm}^2$$

以上の結果より組合せ応力の修正強度は配合強度を下まわる。



$\sigma_1, \sigma_2$  : 主応力 ( $\sigma_1$  は圧縮応力とする)

$\sigma_c$  : 一軸圧縮強度

$\sigma_t$  : 一軸引張強度 ( $\sigma_c$  の  $1/8 \sim 1/12$ )

$\sigma_{c1}$  : 最大圧縮応力  $\sigma_1$  の方向の圧縮強度

図-17 コンクリートの応力-強度曲線図

## 9. 結 論

- 1) 全般的に特に大きな問題は見受けられない
- 2) プラグ設置による本体の応力的影響はほとんど見受けられず、下部標高で応力は均等な値を示している。
- 3) プラグ自体は、下流側に引張が発生をしており、用心のため十分な施工をすることが望まれる。
- 4) コンクリートの強度は、組み合わせ応力および、地震時における下流面鉛直応力の最大値を参照して検討することが望ましい。なお地震時については、半径方向調整計算値によっているためスラスト・モーメントが、比率によって変えることを考慮に入れなければならない。

## 参 考 文 献

- 土木研究所資料No.1 飯田隆一「電子計算機によるアーチダムの解析方法」  
土木研究所資料No.557 「豊平峡ダム構造模型実験報告書」  
土木研究所資料No.696 「真名川ダム構造模型実験報告書」  
土木研究所資料No.609 「アーチダム構造設計と模型実験の関連」  
日本大ダム会議 「ダム設計基準」

# 図 面 目 次

## With conduit

|       |                          |     |
|-------|--------------------------|-----|
| 図- 21 | 半径方向たわみ図 .....           | 4 3 |
| 22    | アーチエレメント半径方向たわみ比較図 ..... | 4 4 |
| 23    | 主応力図 上流面 .....           | 4 5 |
| 24    | "      下流面 .....         | 4 6 |
| 25    | 水平応力 上流面 .....           | 4 7 |
| 26    | "      下流面 .....         | 4 8 |
| 27    | 鉛直応力 上流面 .....           | 4 9 |
| 28    | "      下流面 .....         | 5 0 |
| 29    | せん断応力上流面 .....           | 5 1 |
| 30    | "      下流面 .....         | 5 2 |
| 31    | アーチスラスト .....            | 5 3 |
| 32    | アーチモーメント .....           | 5 4 |
| 33    | カンチレバーモーメント .....        | 5 5 |
| 34    | カンチレバースラスト .....         | 5 6 |
| 35    | 接線方向せん断力 .....           | 5 7 |
| 36    | ねじれモーメント .....           | 5 8 |
| 37    | 水平方向応力比較図上流面 .....       | 5 9 |
| 38    | "      下流面 .....         | 6 0 |
| 39    | 鉛直方向応力比較図上流面 .....       | 6 1 |
| 40    | "      下流面 .....         | 6 2 |
| 41    | 完全調整計算主応力図上流面 .....      | 6 3 |
| 42    | "      下流面 .....         | 6 4 |
| 43    | アーチスラスト比較図 .....         | 6 5 |
| 44    | アーチモーメント比較図 .....        | 6 6 |

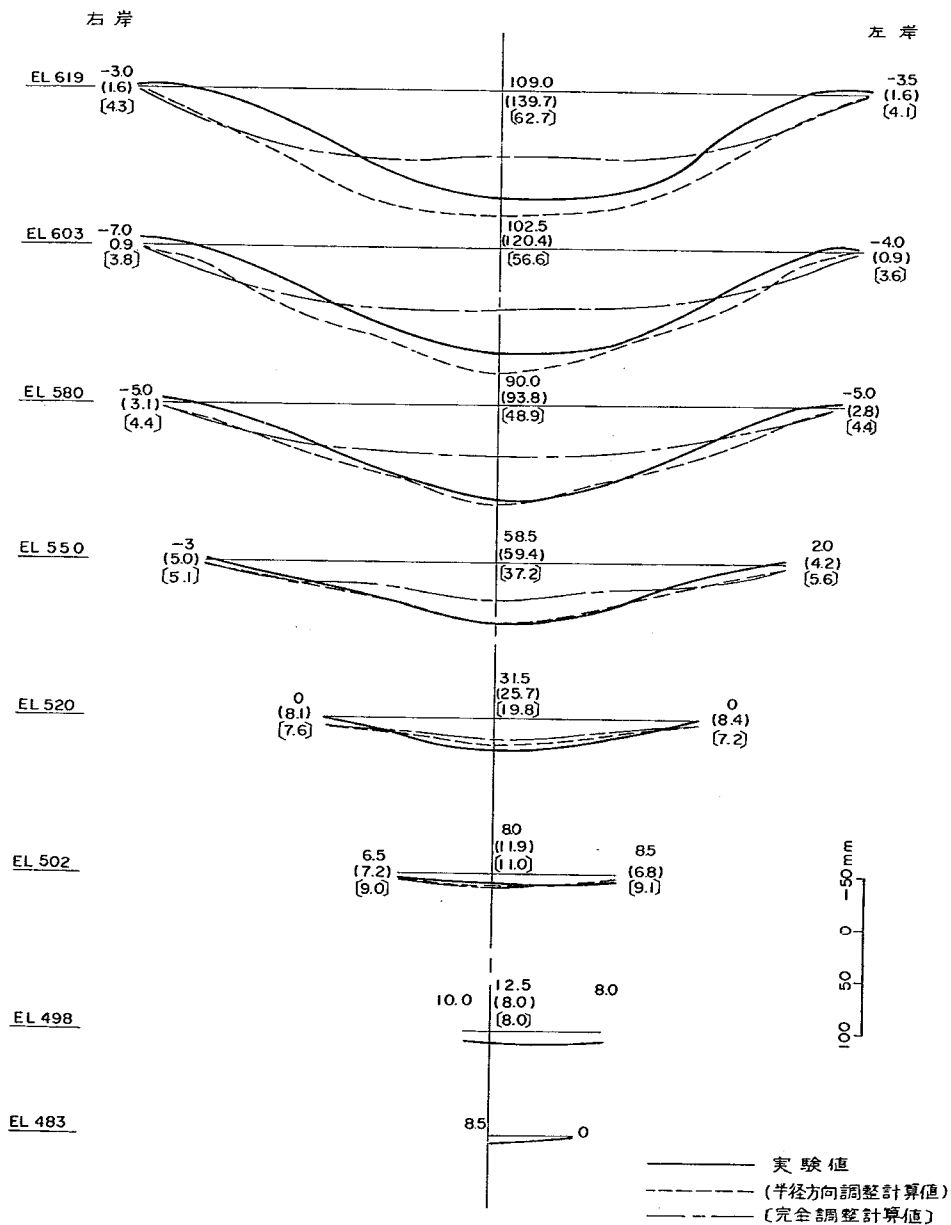


図-21 半径方向たわみ図

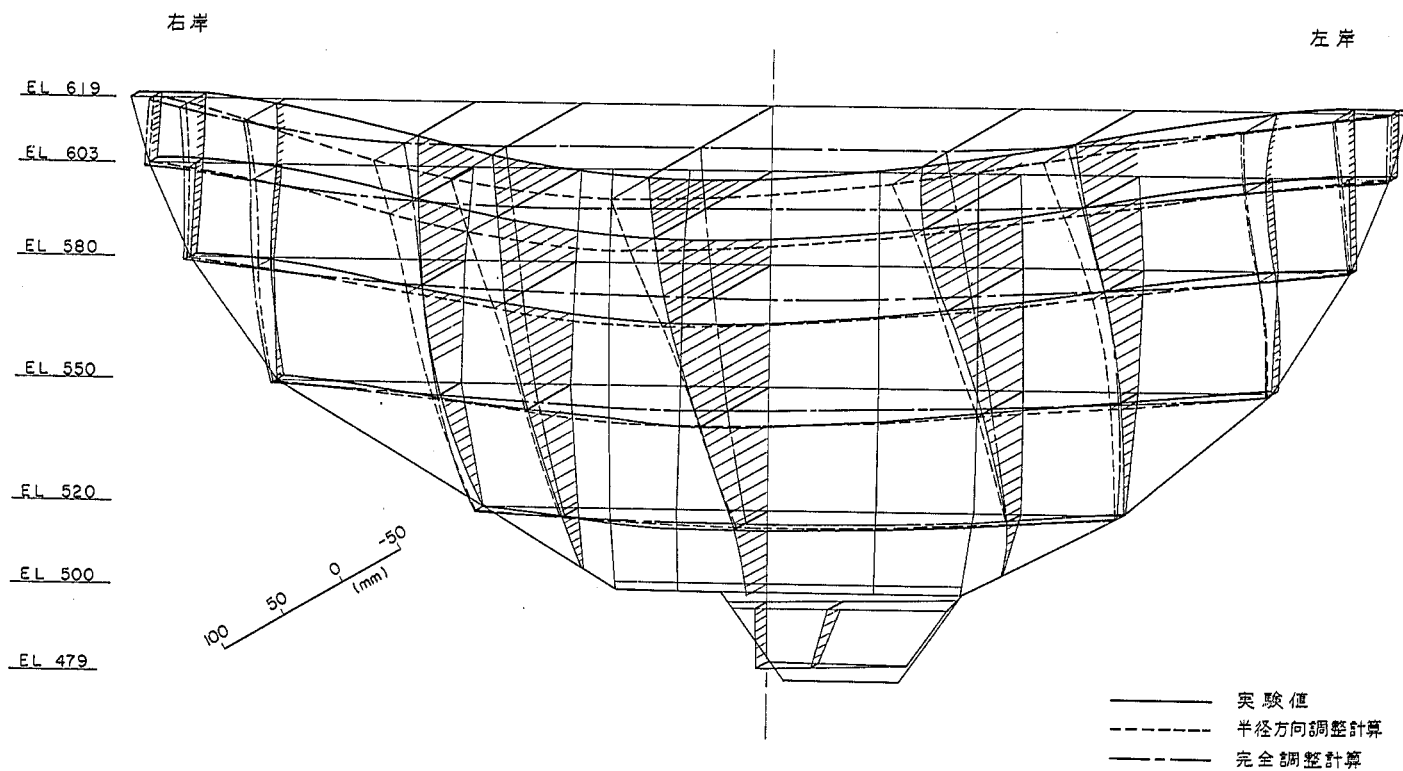


図-22 アーチエレメント半径方向たわみ比較図

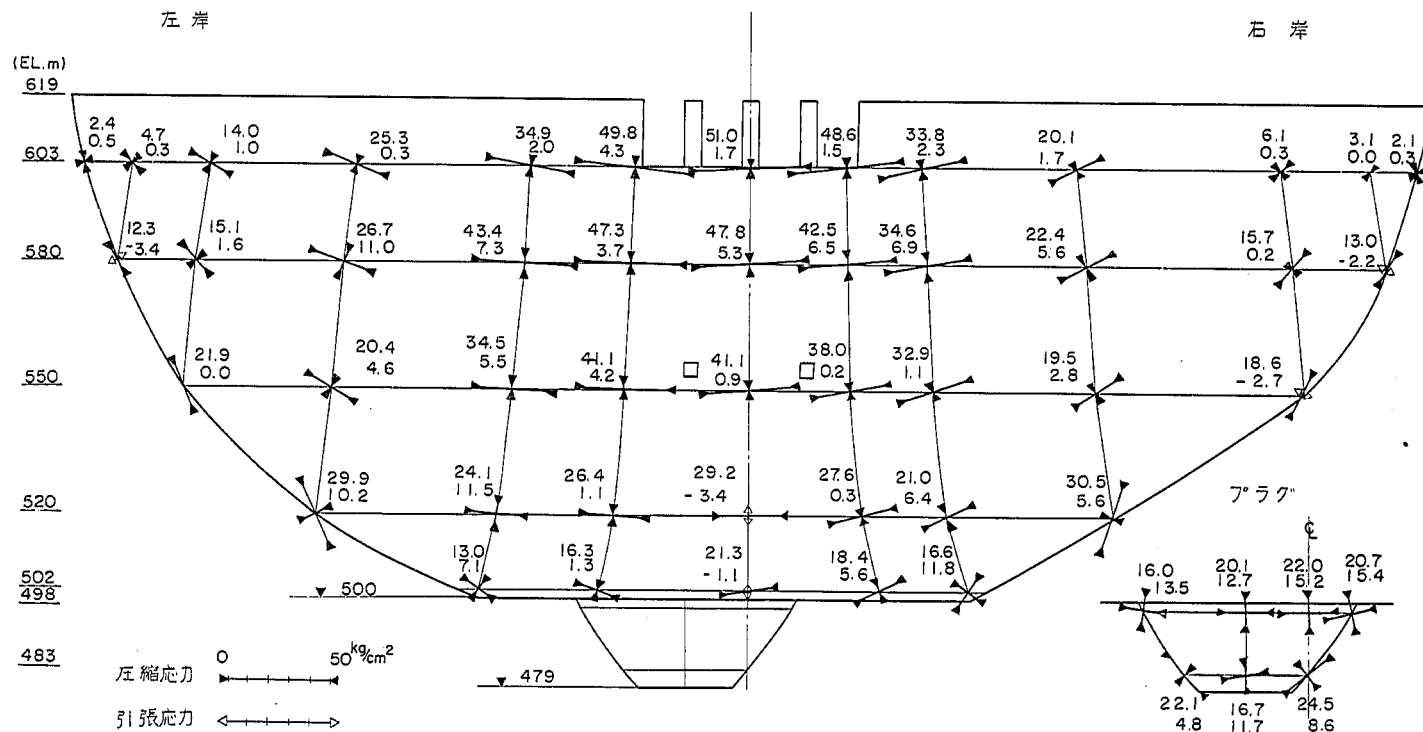


図-23 主応力図 上流面  
(自重加算)

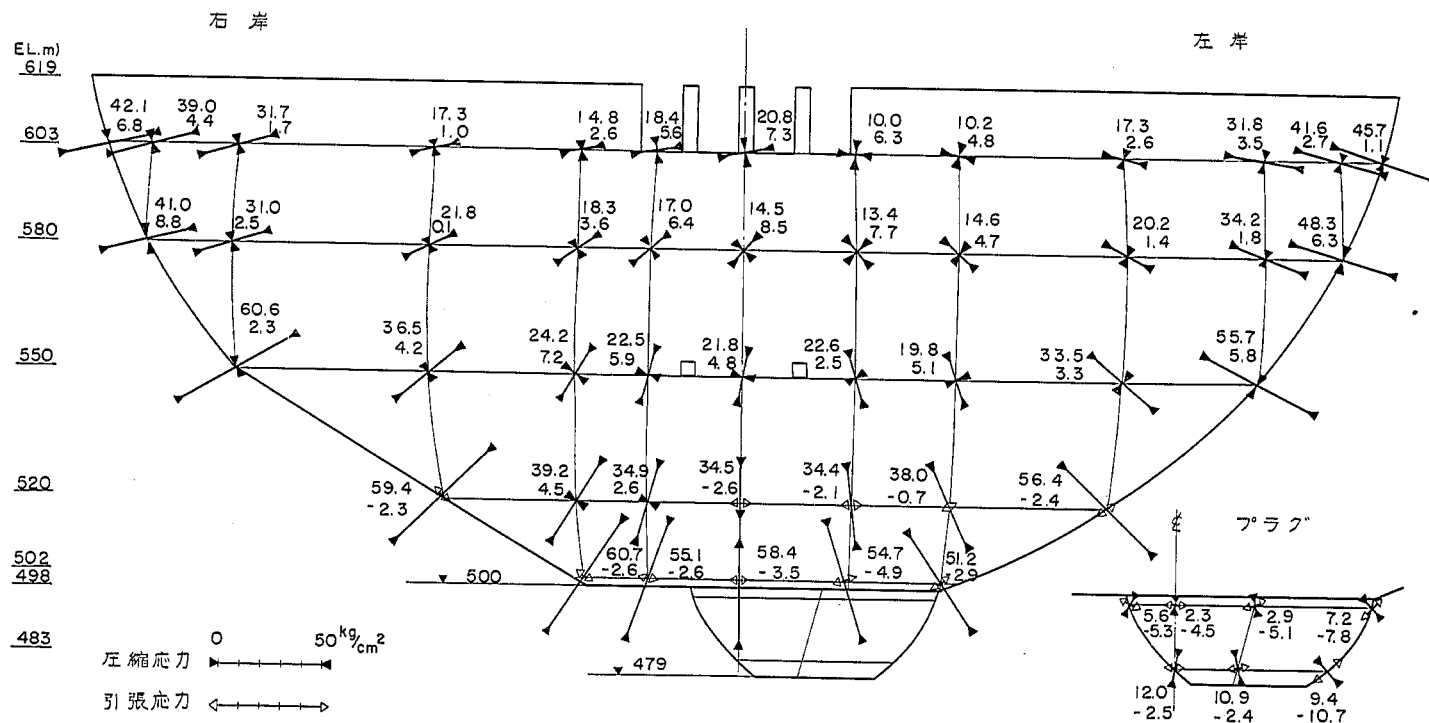


図-24 主応力図 下流面  
(自重加算)

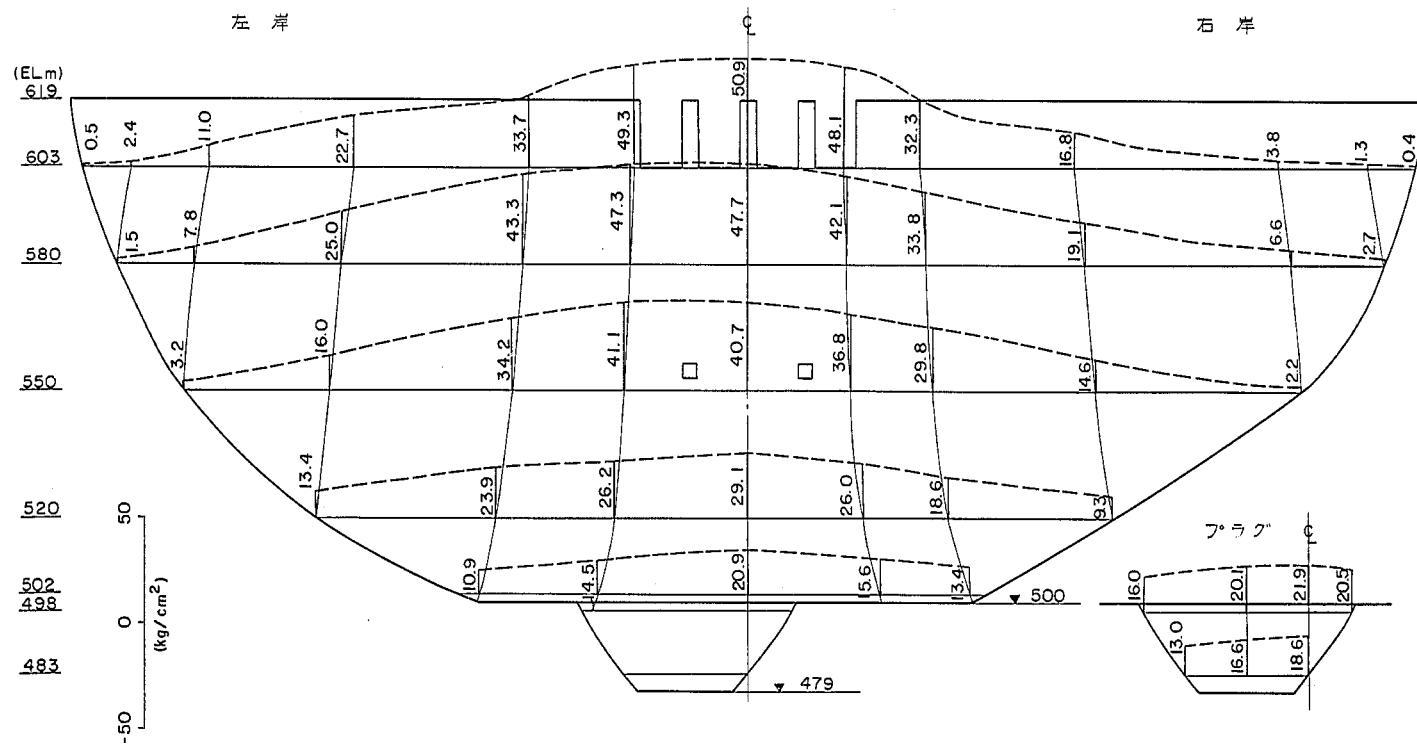


図-25 水平応力 上流面

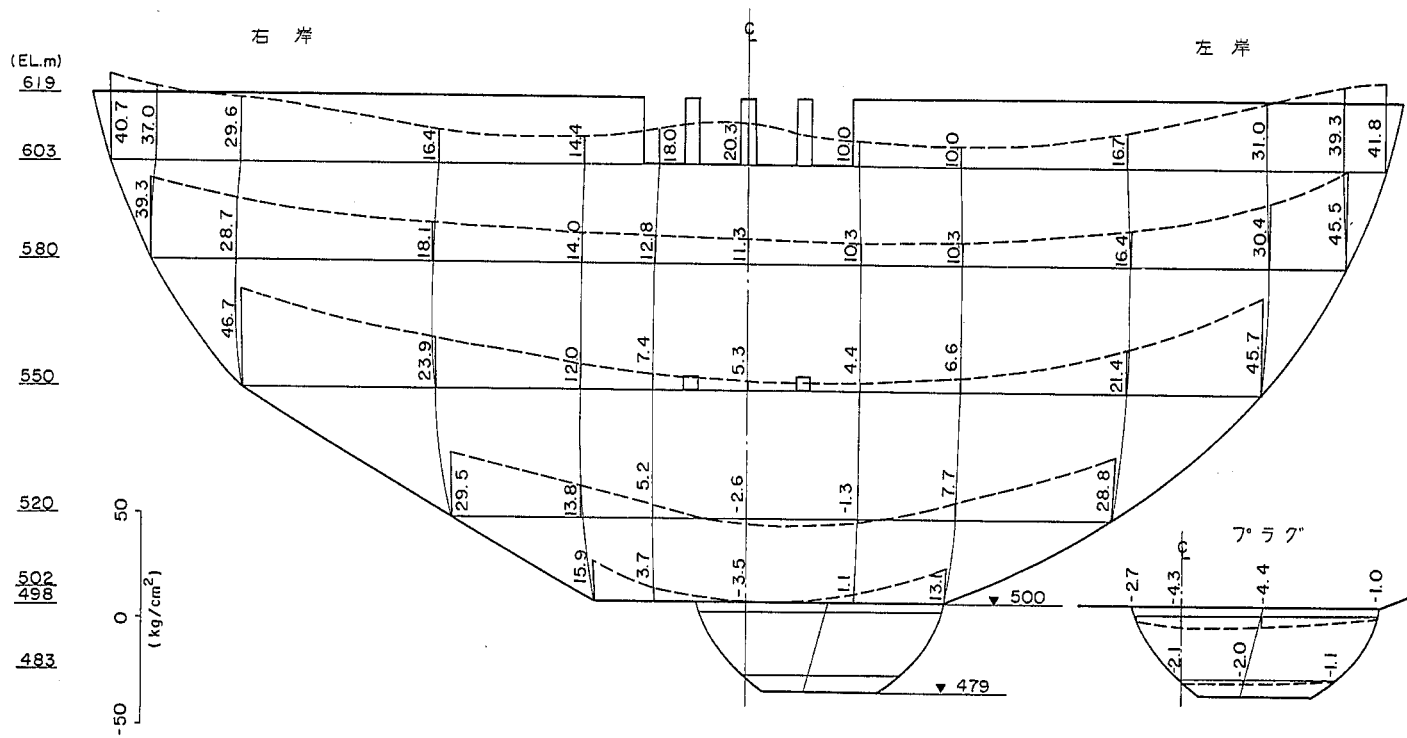


图-26 水平应力 下流面

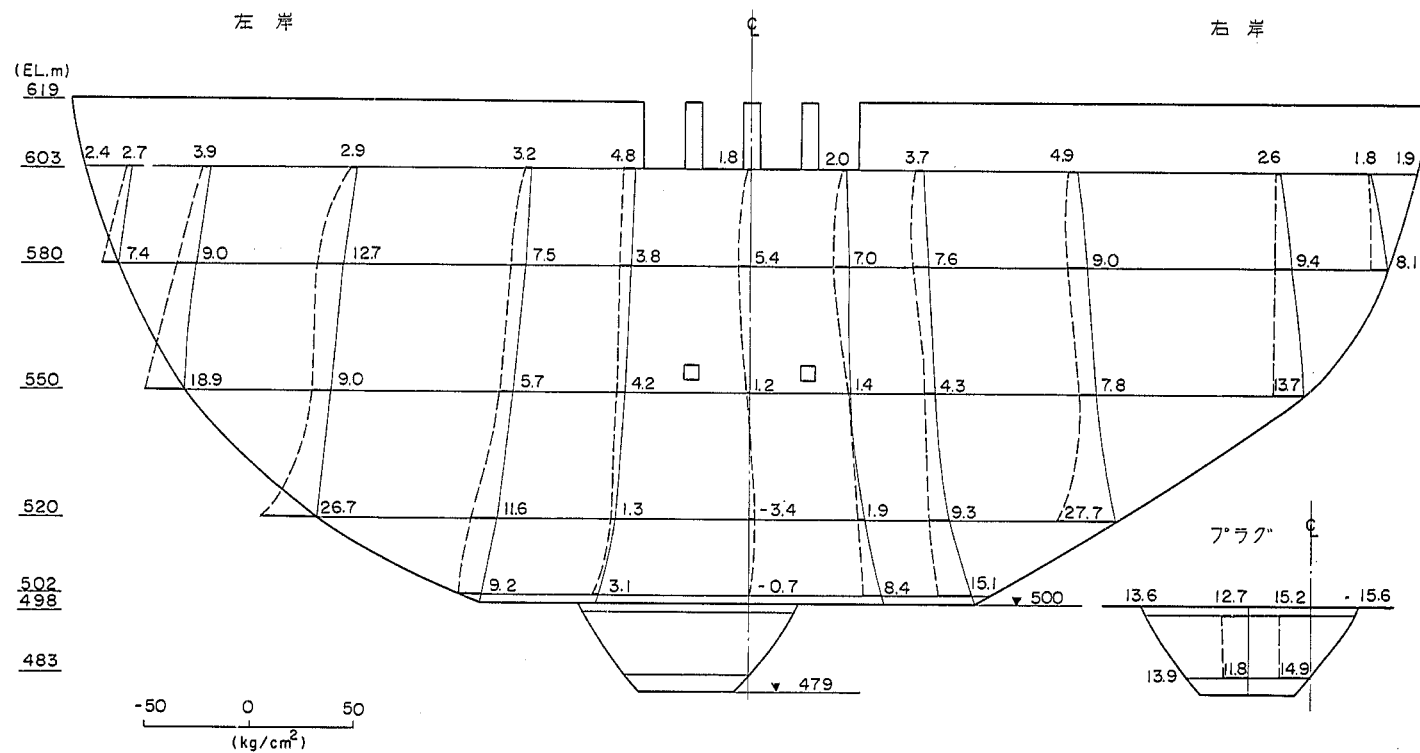


図-27 鉛直応力 上流面  
(自重加算)

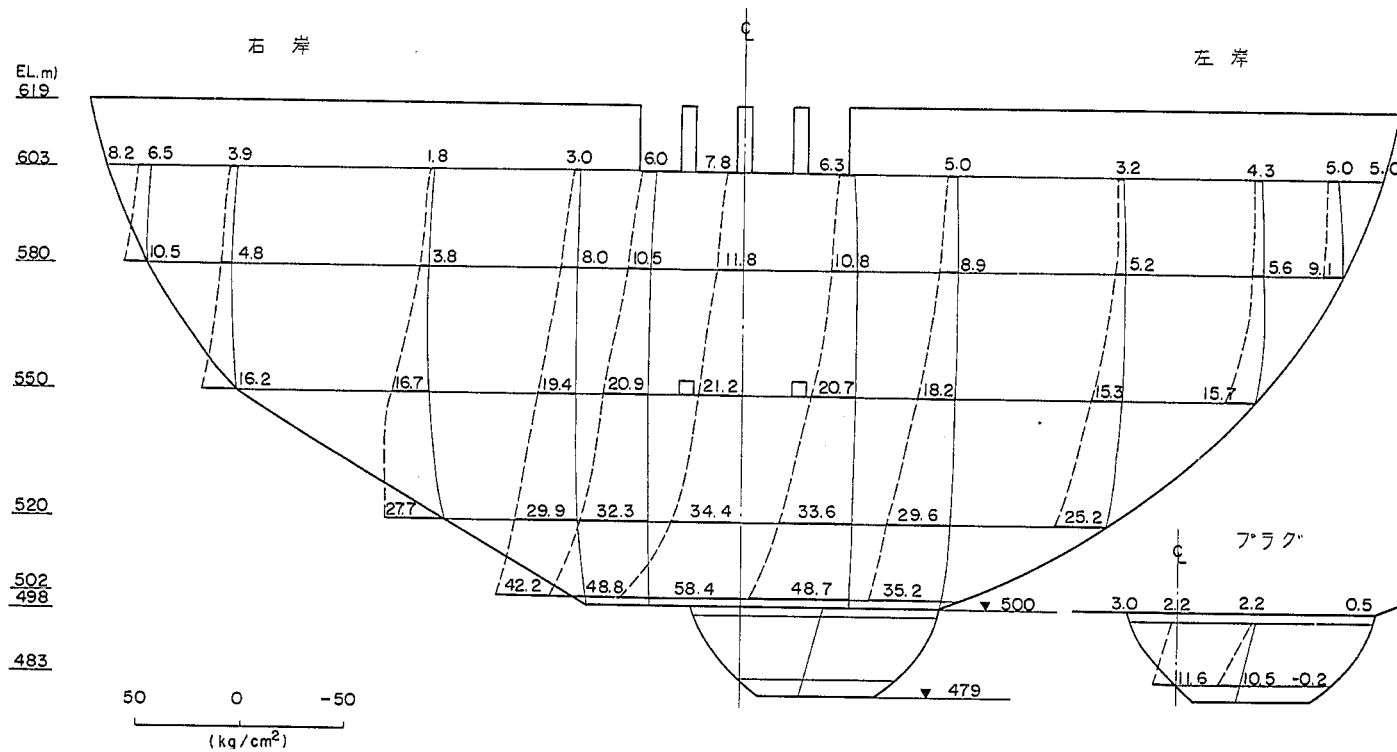


図-28 鉛直応力 下流面  
(自重加算)

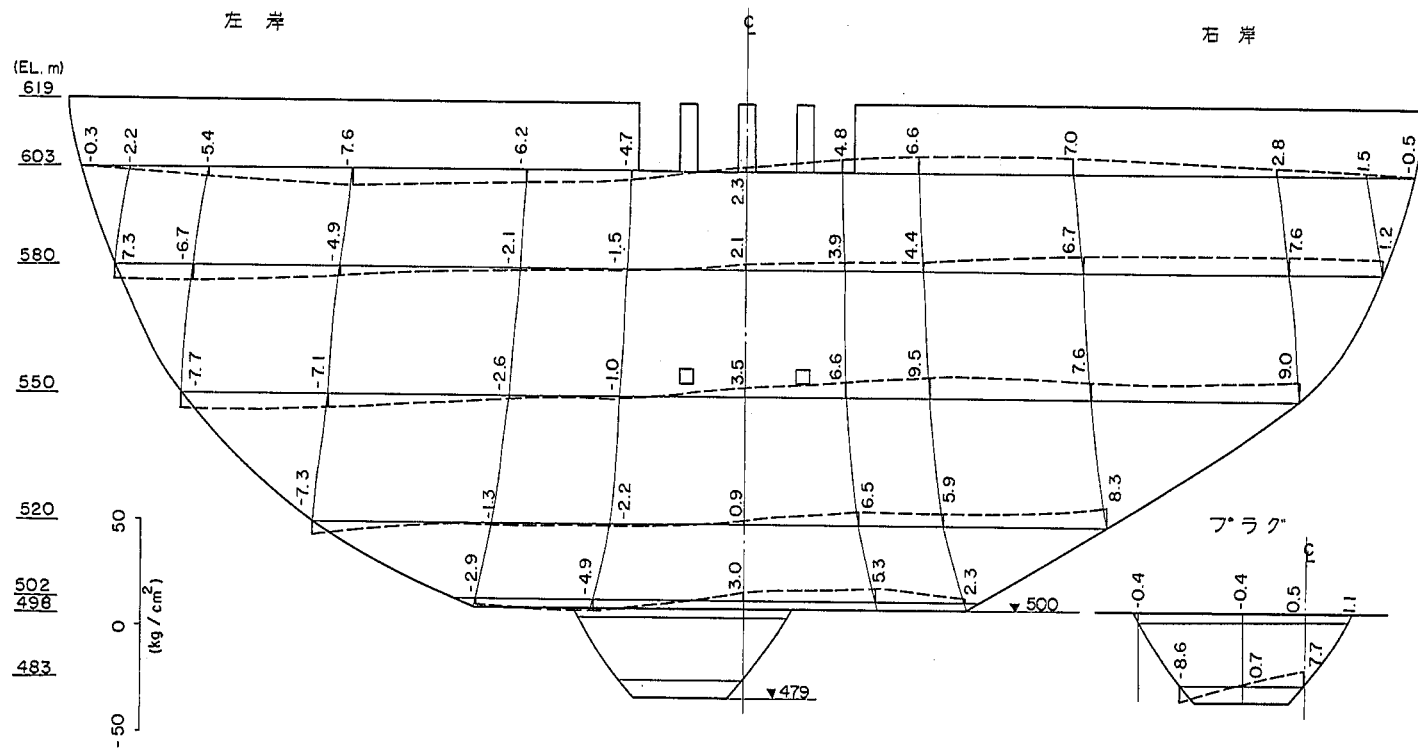


図-29 せん断応力 上流面

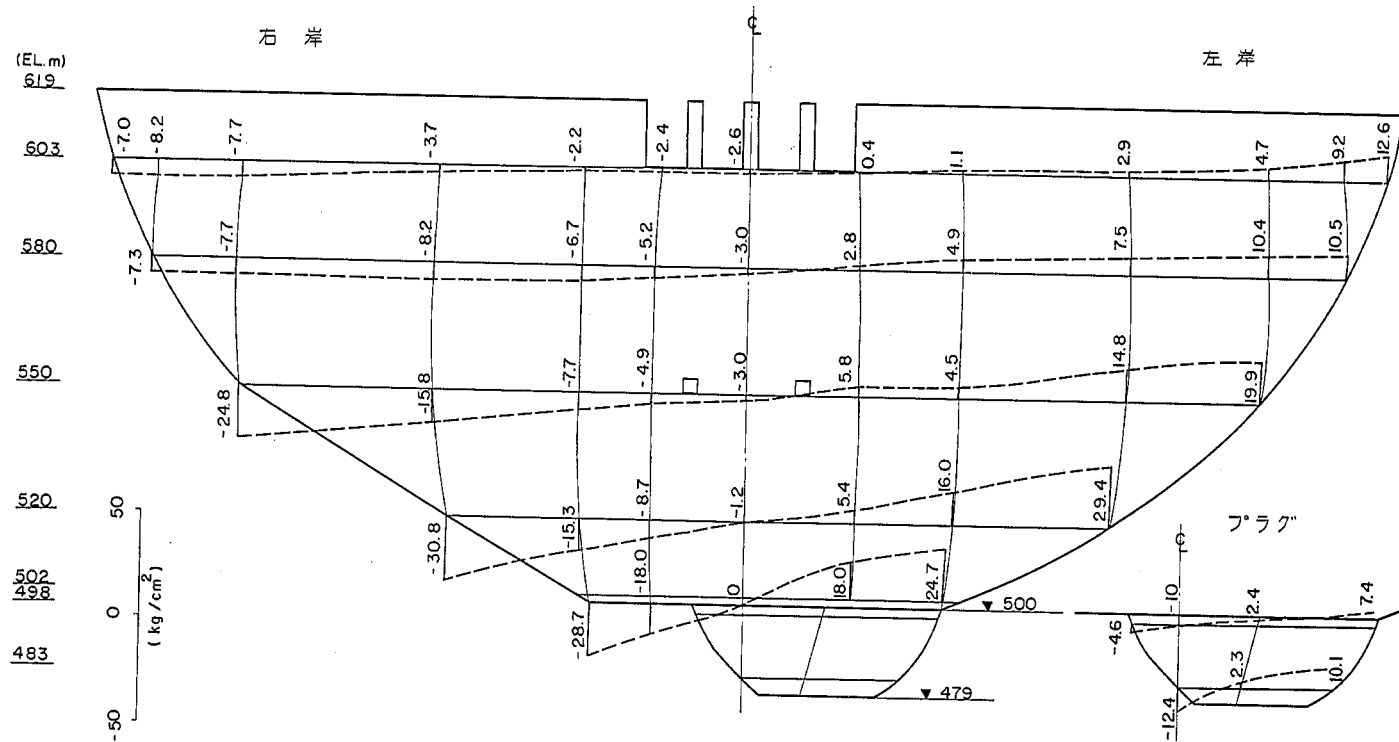


図-30 せん断応力 下流面

図-31 アーチスラスト

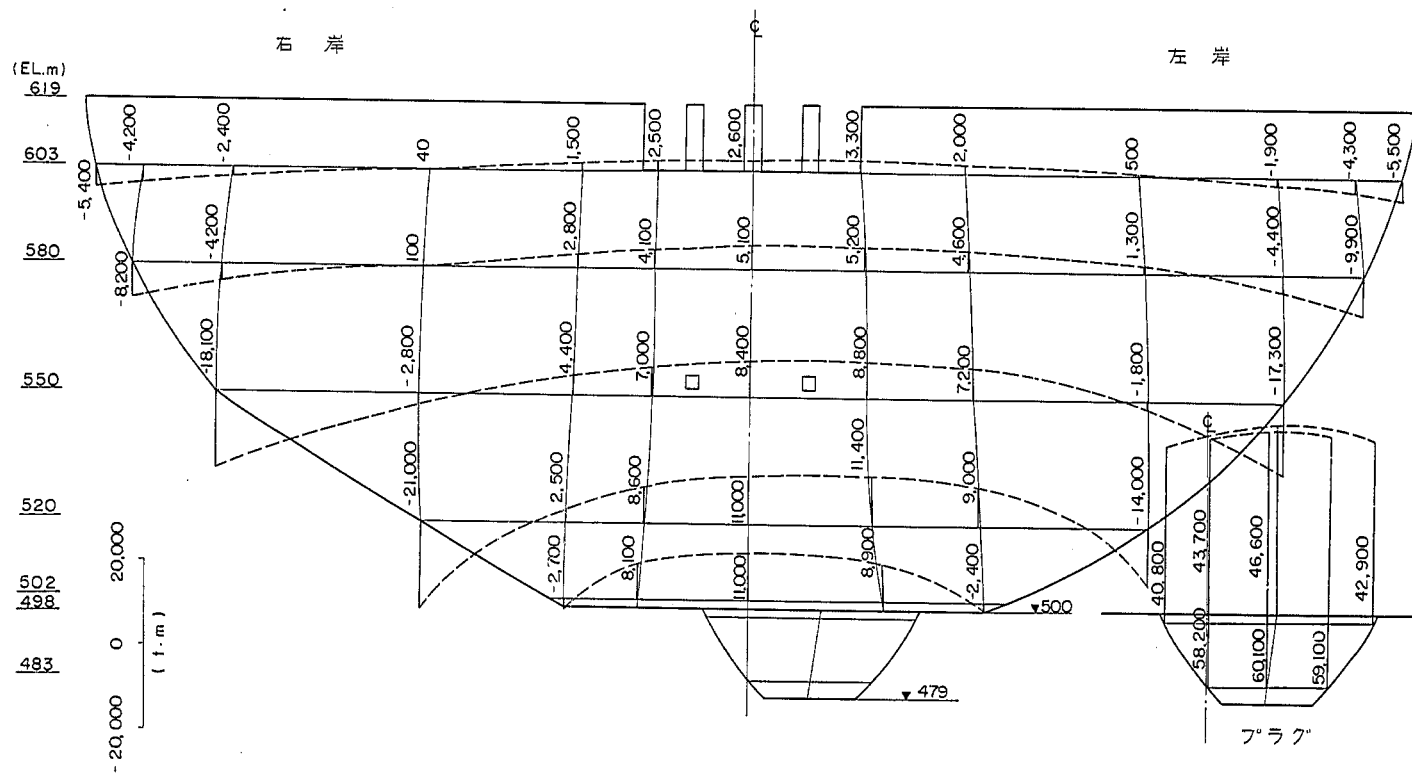


図-32 アーチモーメント

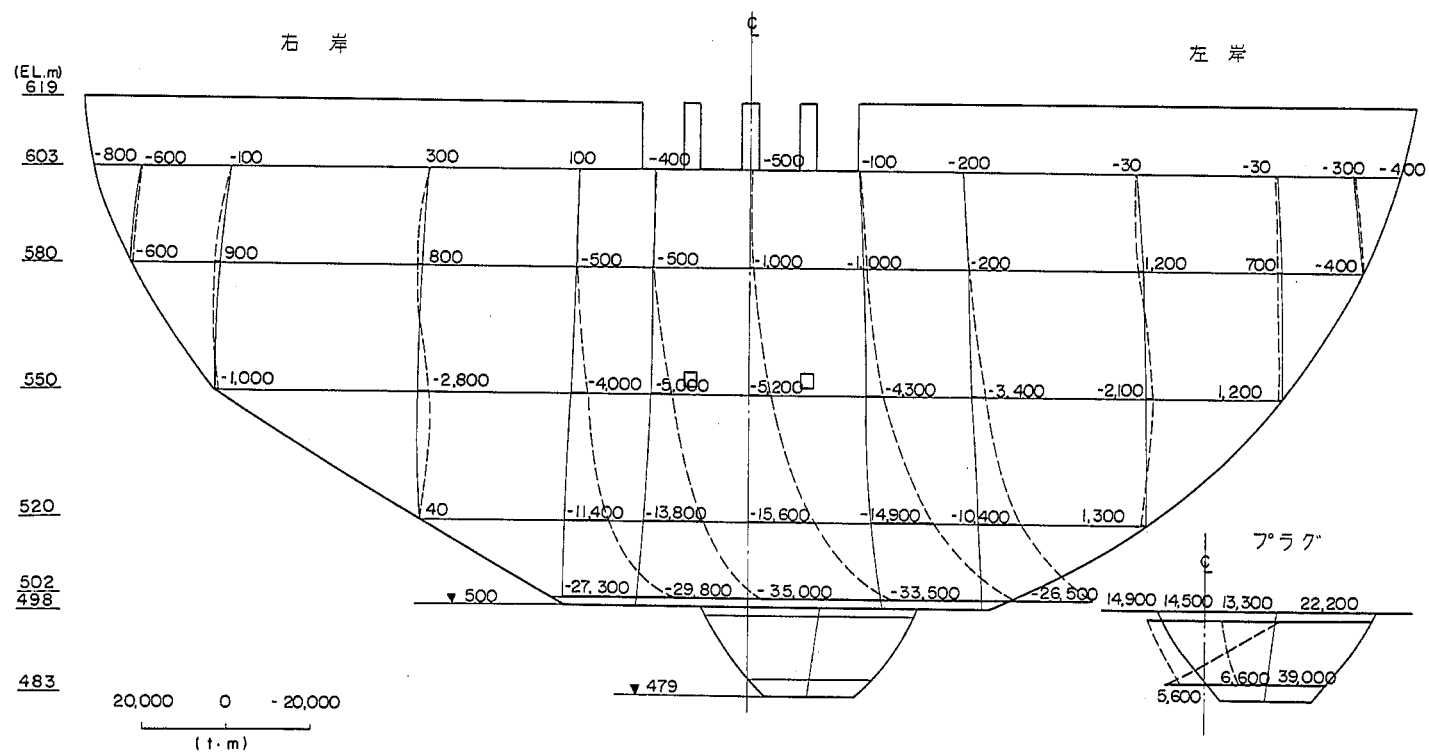


図-33 カンチレバーモーメント  
(自重加算)

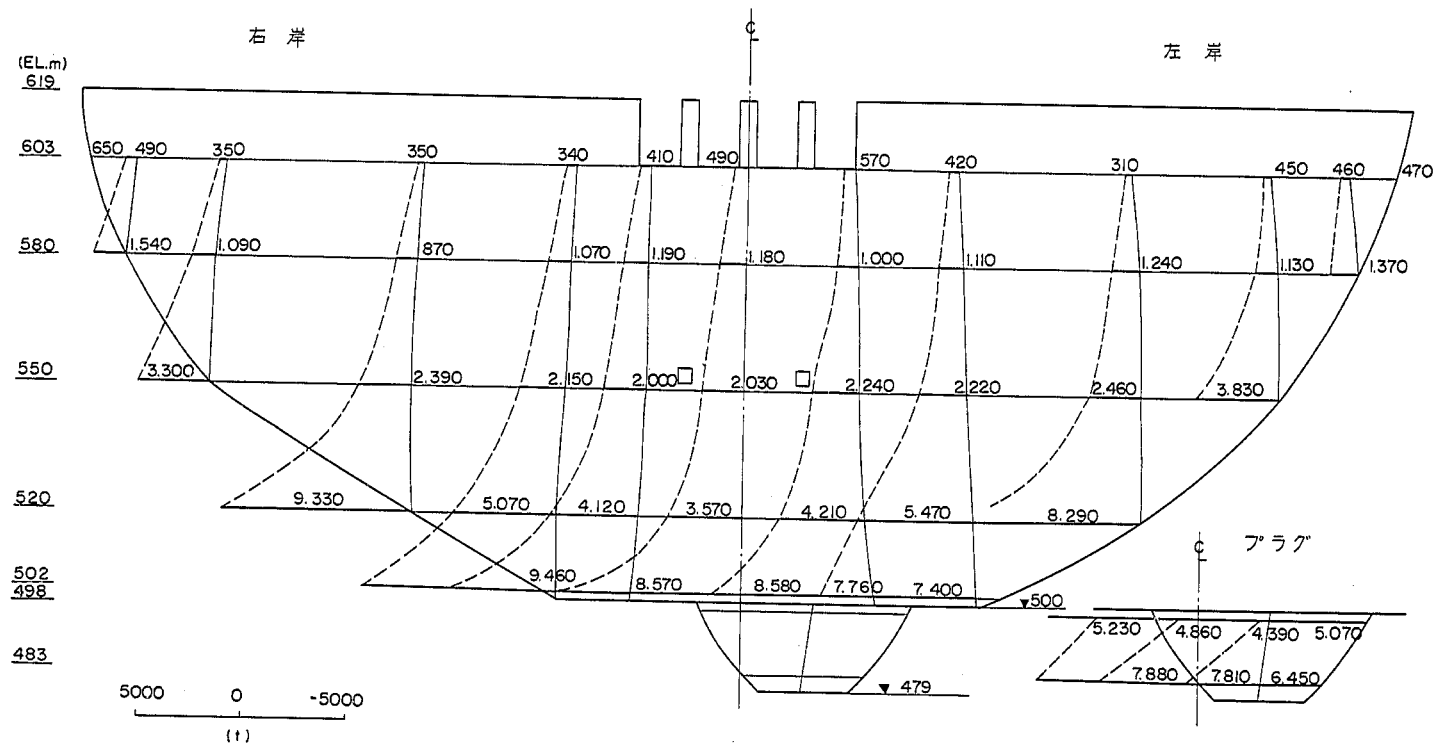


図-34 カンチレバースラスト  
(自重加算)

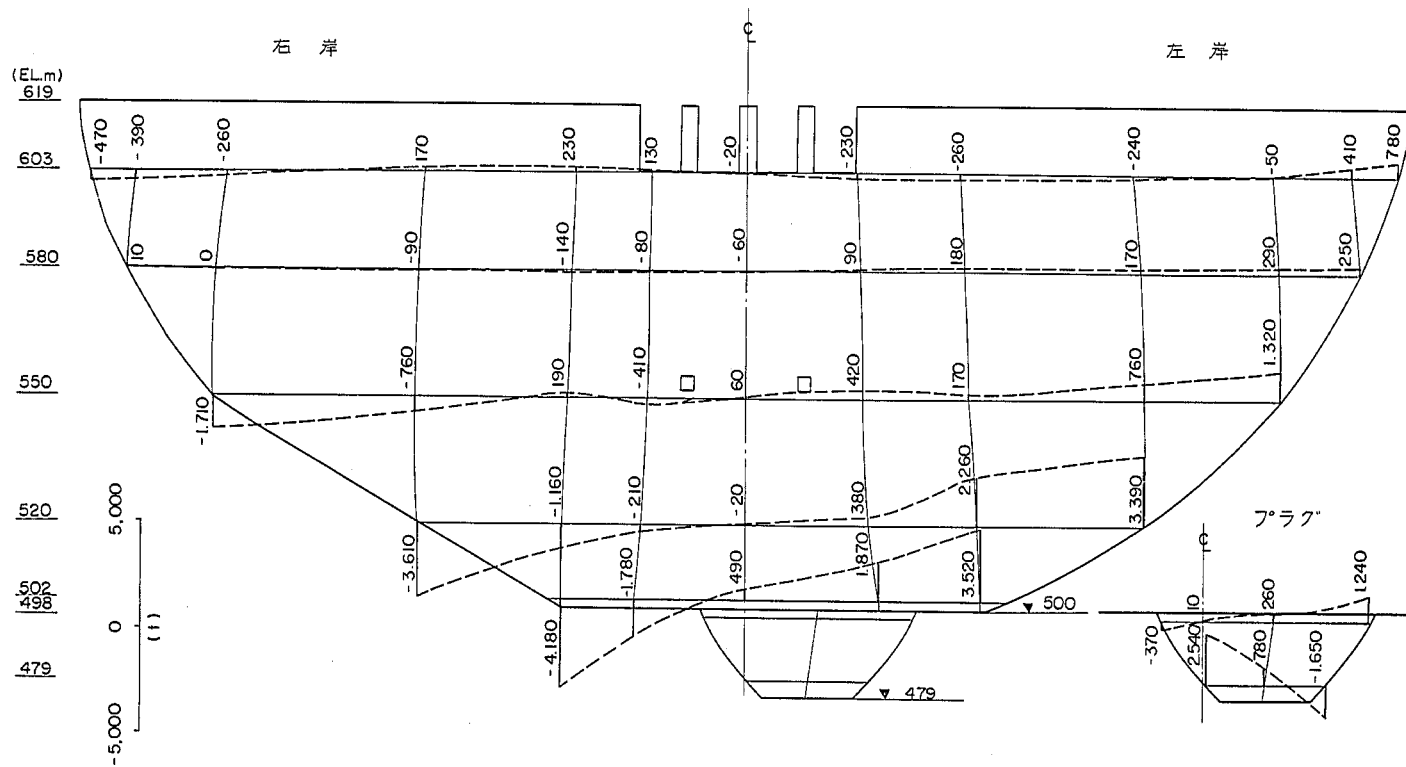


図 - 3 5 接線方向せん断力

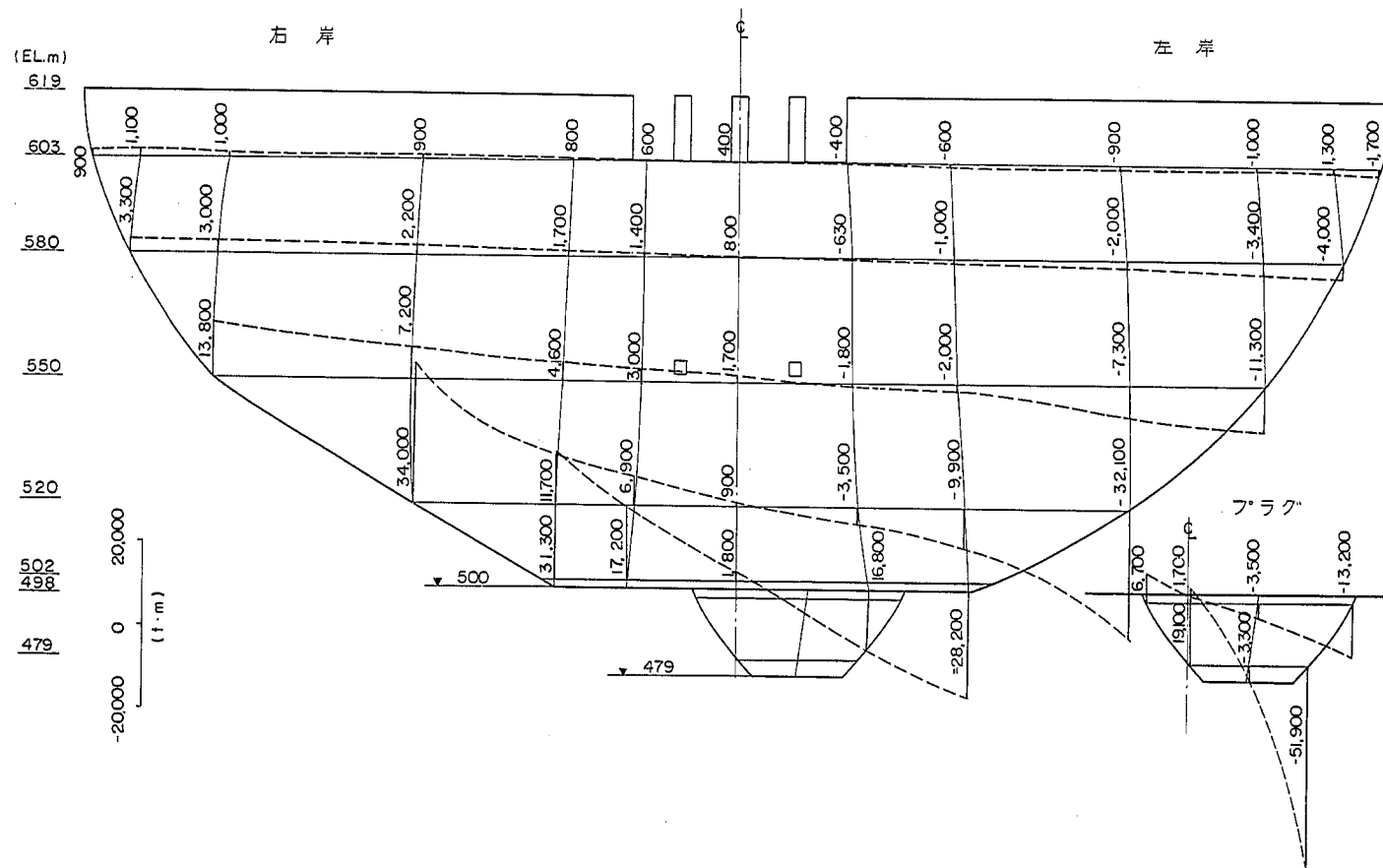


図-36 ねじれモーメント

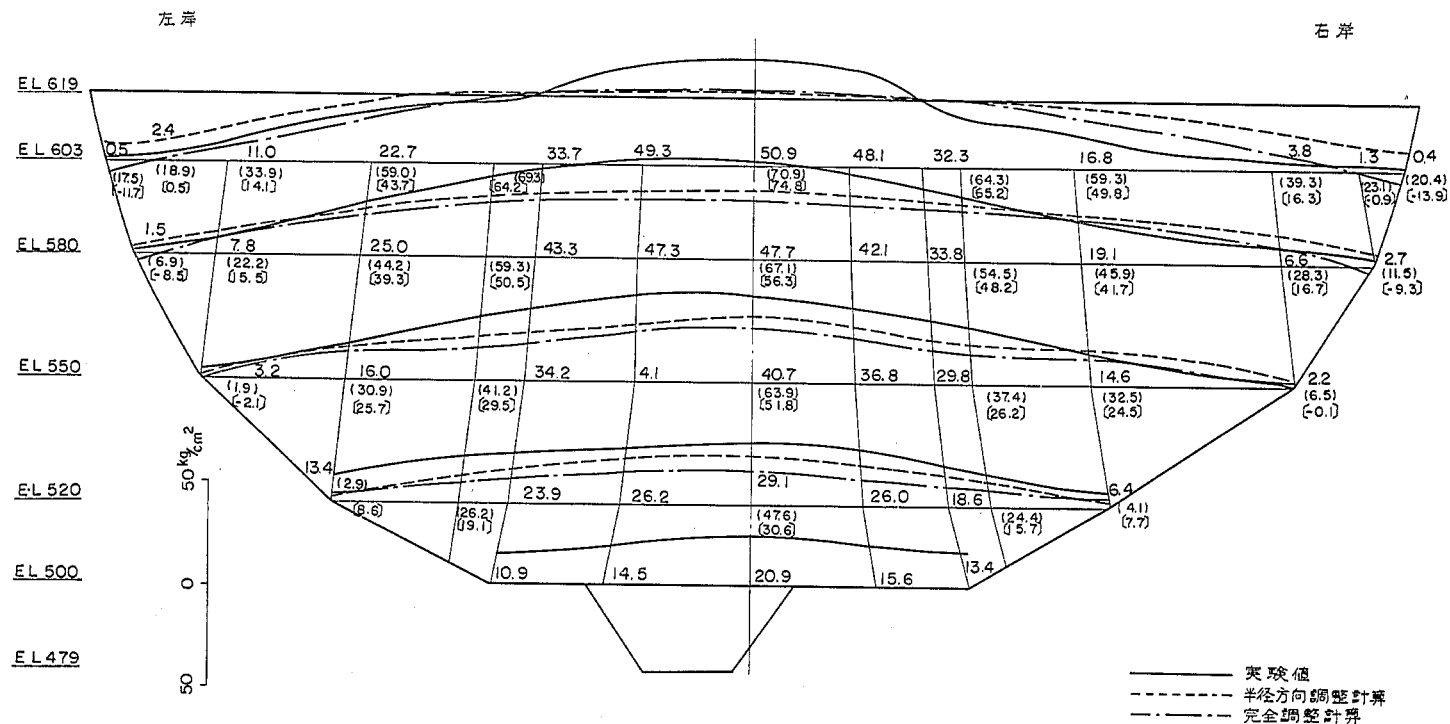


図-37 水平方向応力比較図 上流面

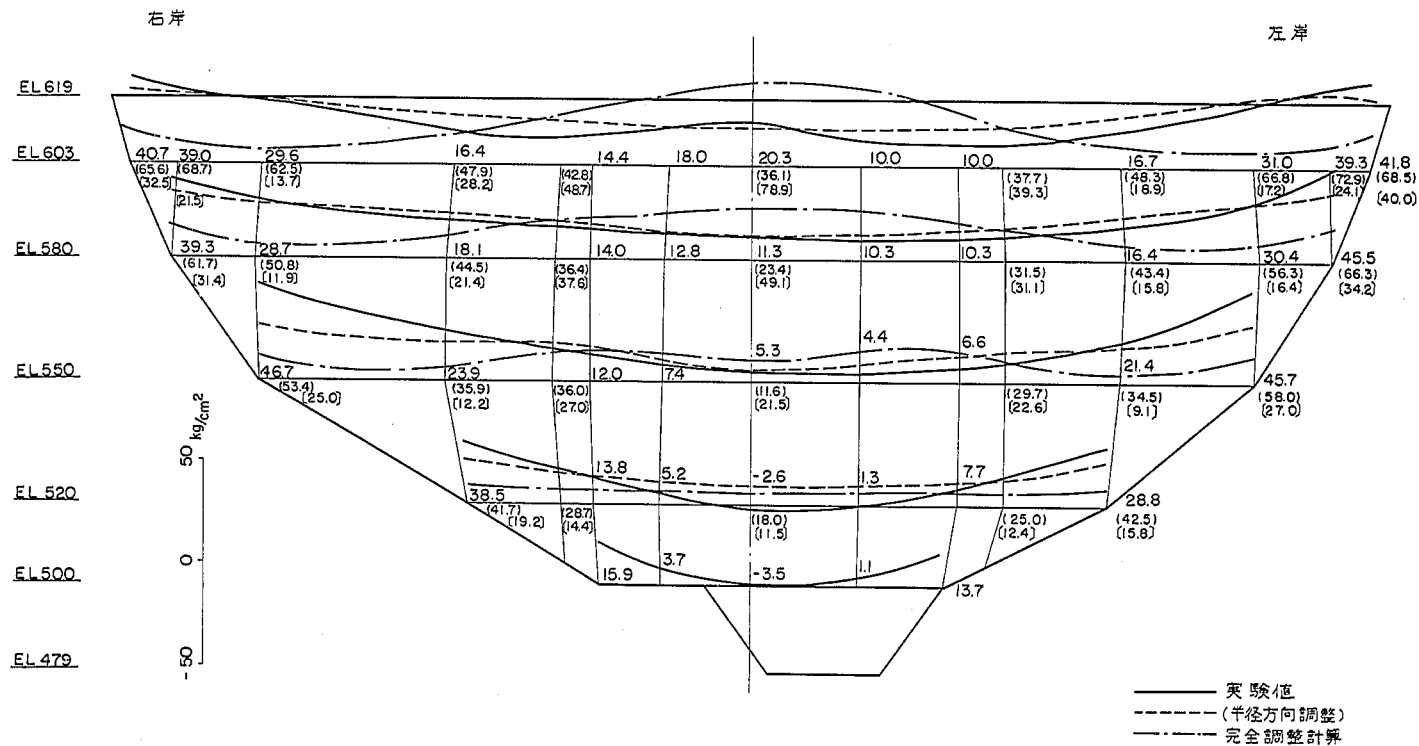


图-38 水平方向応力比較図 下流面

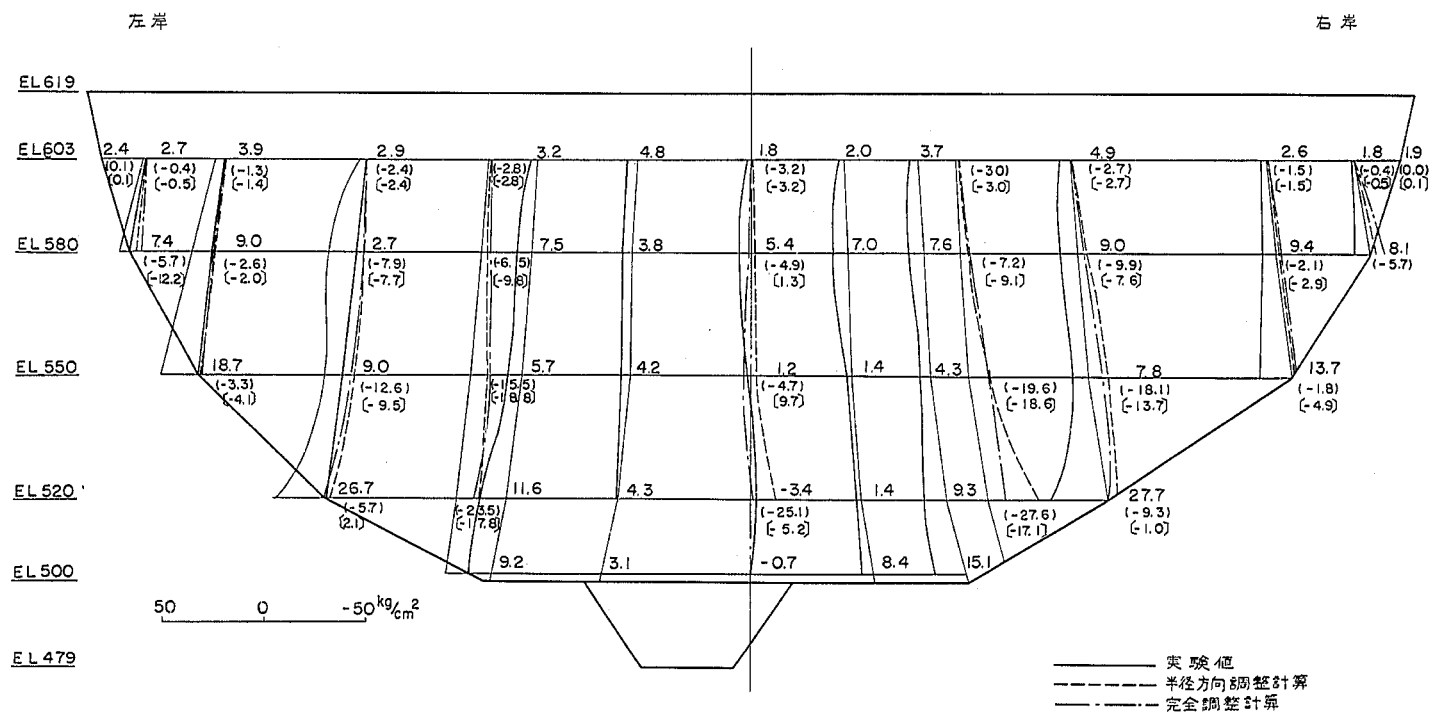


图-39 鉛直方向応力比較図 上流面

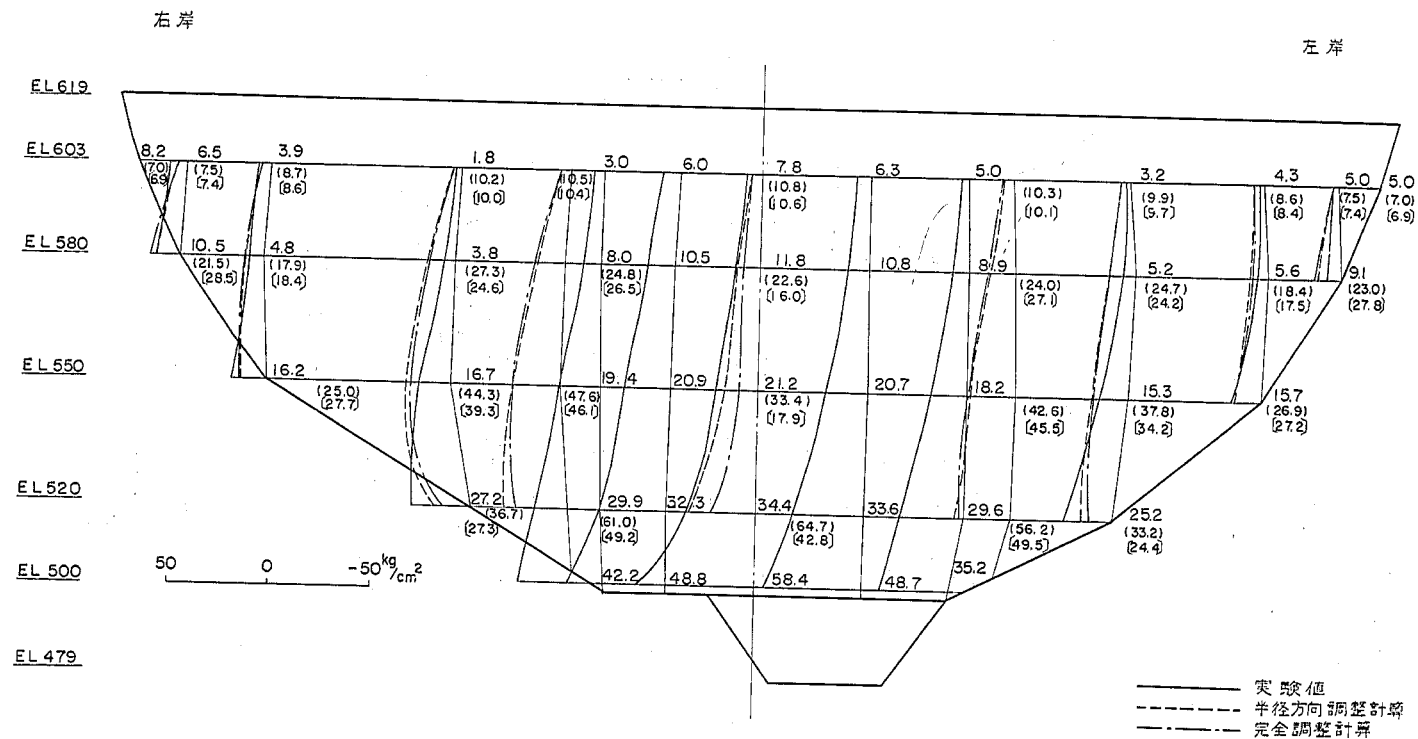


图-40 铅直方向应力比较图 下流面

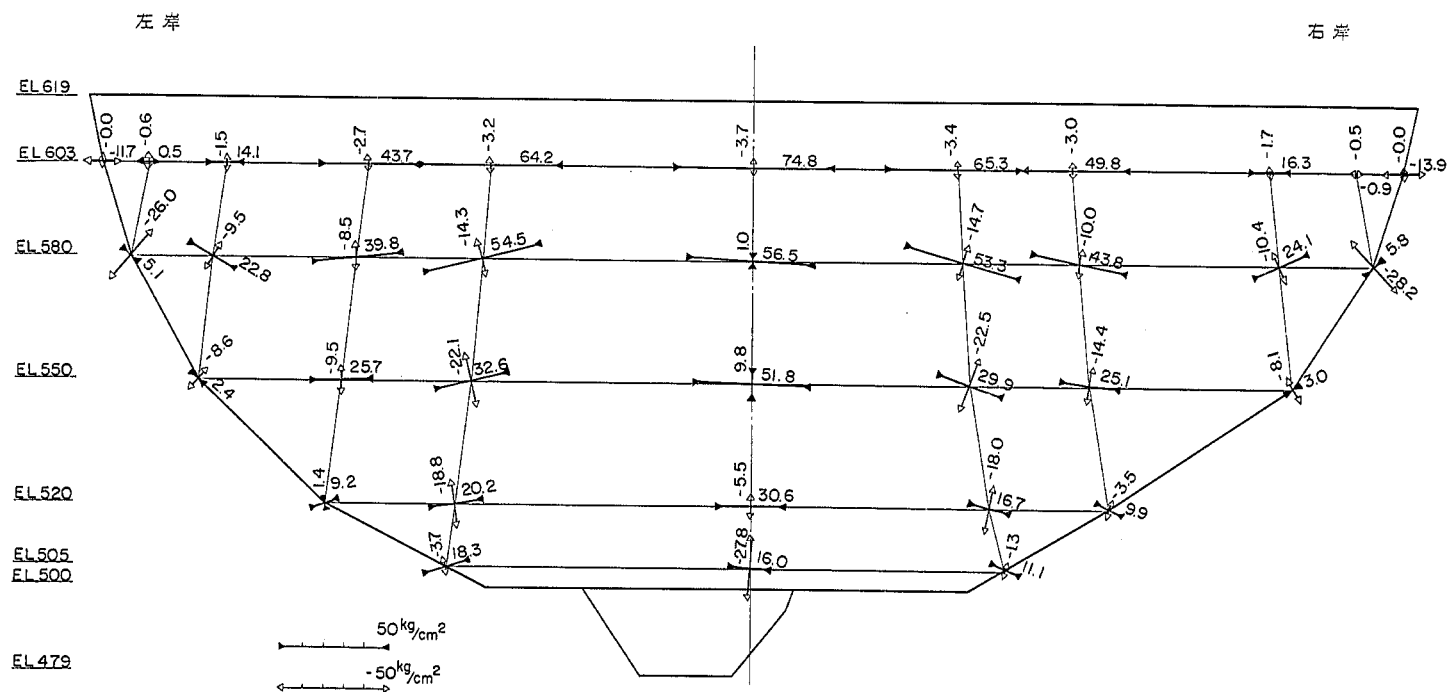


图-41 完全調整計算主応力図 上流面

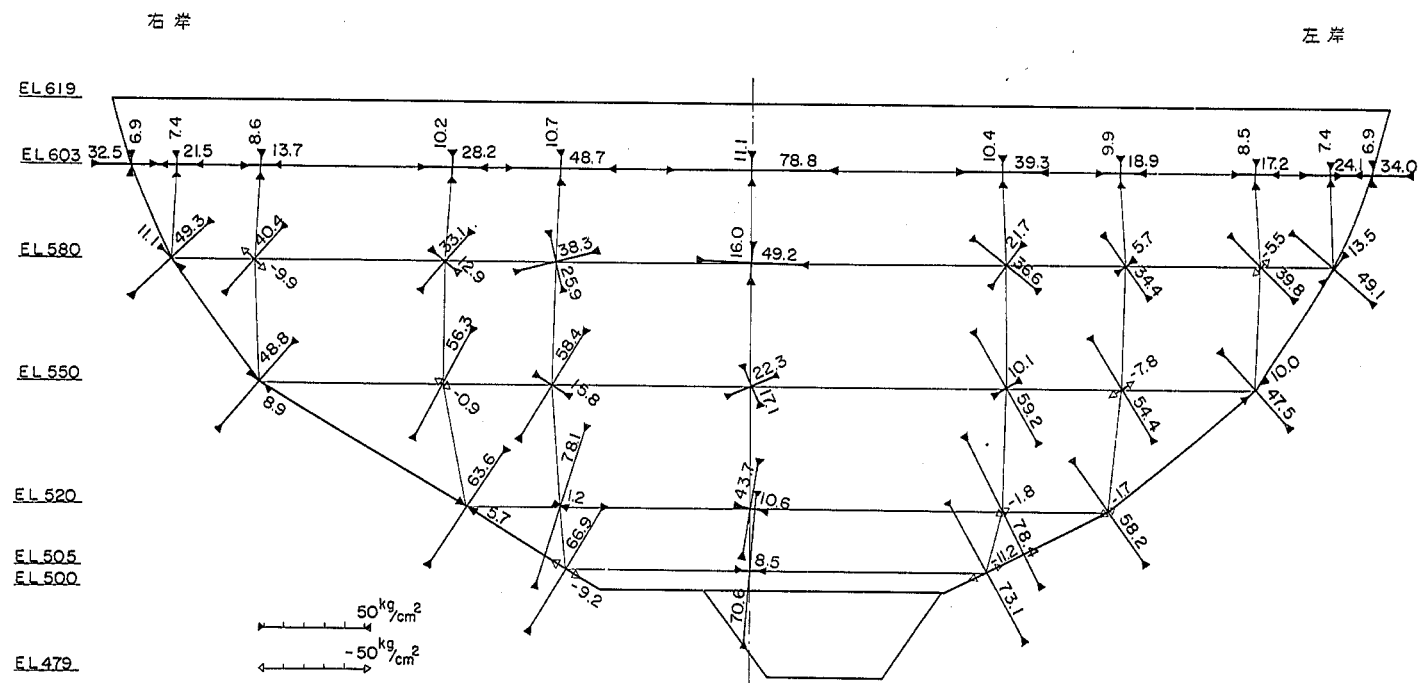


图-42 完全調整計算主応力図 下流面

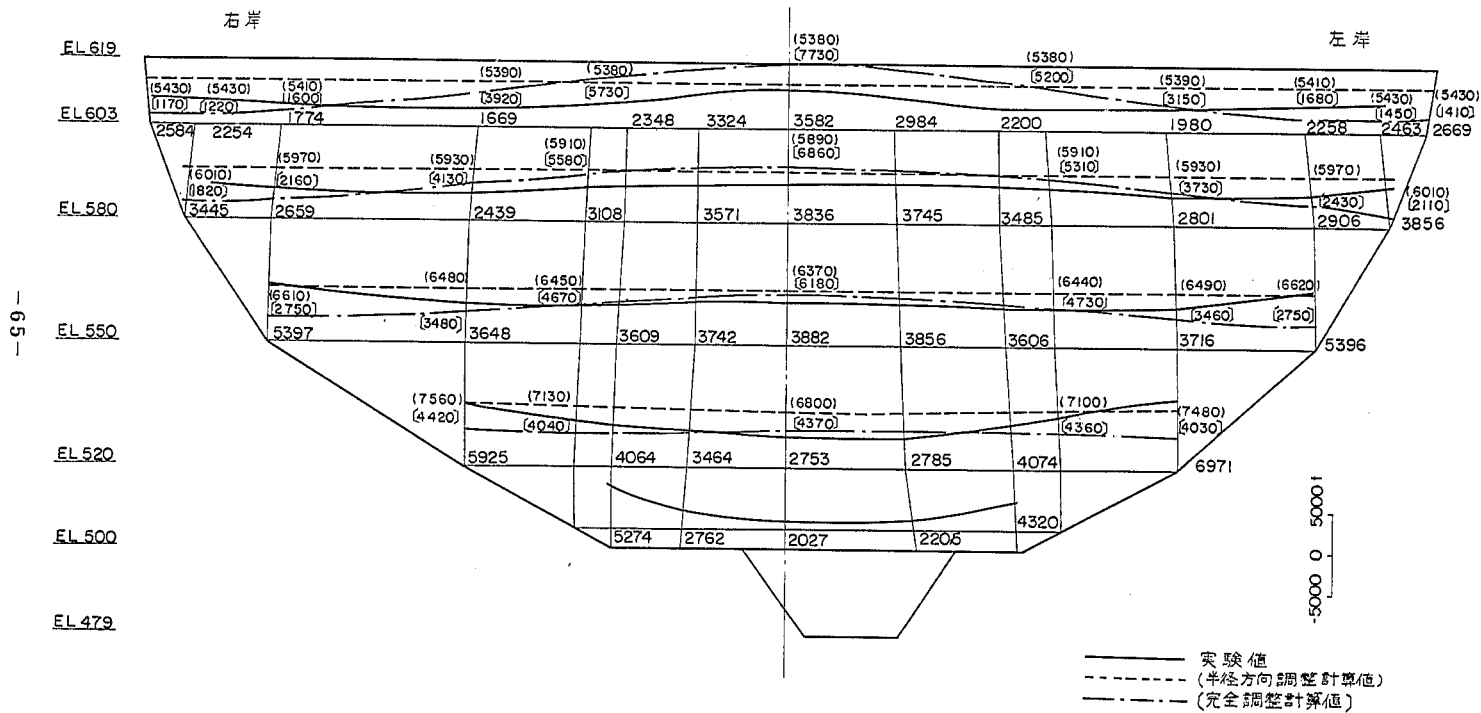


図-43 アーチスラスト比較図

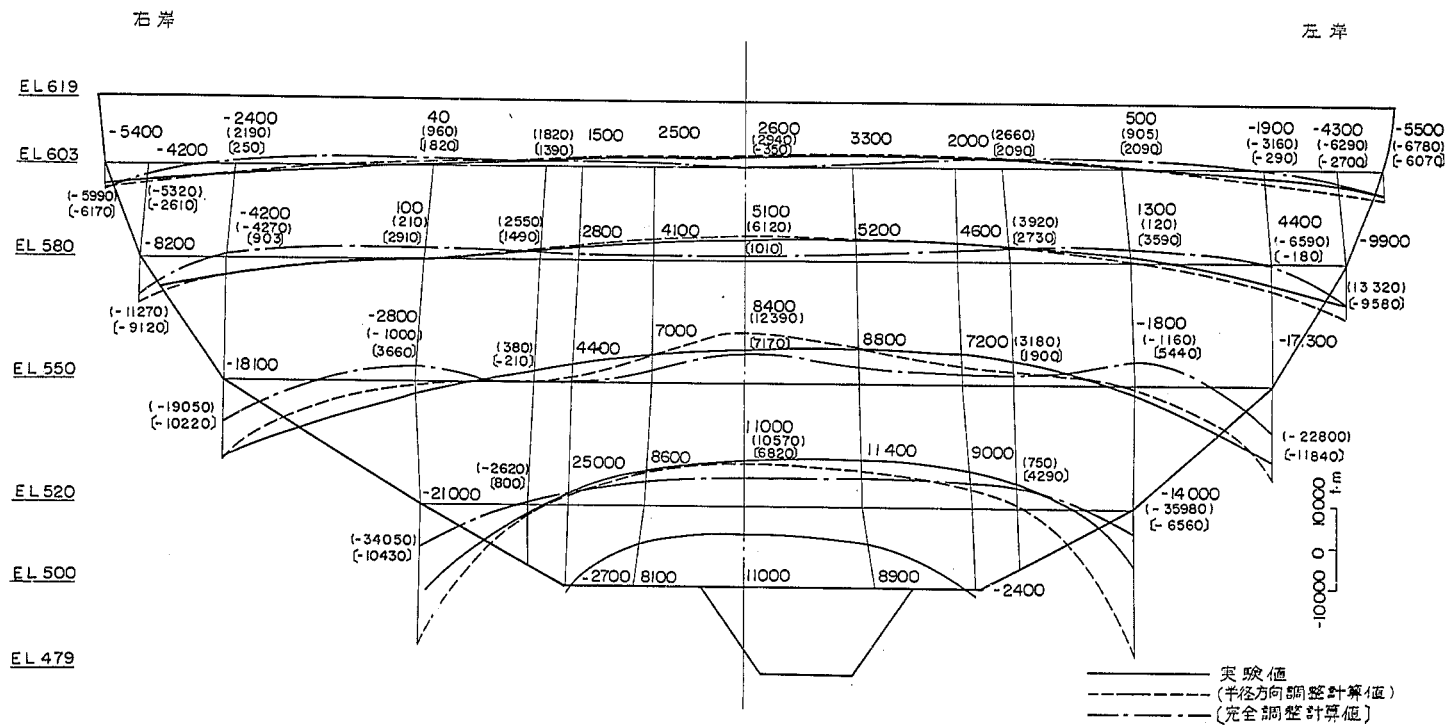


図-44 アーチモーメント比較図