

青蓮寺アーチダムの構造設計

水資源開発公団 水野光章

野中栄二

建設省土木研究所 柴田功

目次

1. 概 要	1
1-1 一般事項	1
1-2 青蓮寺ダム	1
1-3 貯水池	2
2. ダムサイトの地形、地質	2
2-1 概 要	2
2-2 主なる地質構造	2
2-3 風 化	3
3. 基礎岩盤	5
3-1 岩盤の区分	5
3-2 堅岩等高線	5
3-3 現場試験	6
4. 予備設計	7
4-1 設計条件	7
4-2 谷形状による検討	8
4-3 放物線アーチの採用	9
4-4 設計方針	10
4-5 ダムの形状	11
4-6 最終設計に用いる形状	13
4-7 ダム基礎の安全性	18
4-8 ダム位置の比較選定	19
5. 最終設計	20
5-1 ダム最終形状の決定	20
5-2 青蓮寺ダム最終案形状諸元	21

1. 概 要

1-1 一 般 事 項

事 業 者 名	水資源 開発公団
事 業 名	青蓮寺ダム建設事業
河 川 名	淀川水系, 青蓮寺川
ダ ム 名	青蓮寺ダム
目 的	洪水調節, かんがい, 上水道, 発電

1-2 青 蓮 寺 ダ ム

位 置 左 岸	三重県名張市中知山字下ン田
右 岸	三重県名張市青蓮寺ガオヤ
型 式	アーチ式コンクリートダム
諸 元	
基礎岩盤標高	EL. 202.0 m
堤 頂 標 高	EL. 284.0 m (溢流部 EL. 277.0 m)
堤 高	82.0 m
放 流 施 設	
洪水調節用	
型 式	オリフィス型
ゲ ー ト	呑口コースターゲート 3.8 m × 3.8 m
	吐口スルースゲート 3.8 m × 3.8 m
門 数	2 門
位 置	呑口敷高 EL. 241.5 m
対象流量	最大 600 m ³ /sec
非 常 用	
型 式	クレスト型
ゲ ー ト	ラジアルゲート 5.0 m × 9.0 m
門 数	3 門
位 置	クレスト EL. 277.0 m
対象流量	720 m ³ /sec
利 水 用	
型 式	放流管 φ 1.2 m
門 数	1 門
位 置	EL. 241.5 m

1-3 貯水池

流域面積	100 km^2
湛水面積	1.04 km^2
異常洪水位標高	E.L. 282.0 m
常時満水位標高	E.L. 277.0 m
低水位標高	E.L. 241.5 m
有効水深	40.5 m
総貯水容量	27,200,000 m^3
有効貯水容量	23,800,000 m^3
堆砂量	3,400,000 m^3
洪水調節容量	8,400,000 m^3
水道及農業用水容量	15,400,000 m^3
発電容量	19,100,000 m^3
計画高水流量	1,100 m^3/sec
計画最大放流量	600 m^3/sec
調節流量	500 m^3/sec
異常洪水流量	1,320 m^3/sec

2. ダムサイトの地形、地質

2-1 概 要

青連寺ダムは淀川水系青連寺川に位置し、布生川が合流した地点にある。ダムサイトの地形は兩岸の山が川をはさんでおおむね対称に突き出しているが、上流側ダム取付予定附近での山腹の傾斜はほぼ 35° とややゆるやかである。

ダムサイトの基盤は全て頤家姿成岩帯に属し、縞状構造を示す花崗片麻岩より成り、この片麻岩中に若干の花崗岩類岩脈の貫入が見られ、一部を除いて、全般的に良好な岩盤である。特に E.L. 245 m 以下の下部標高については非常に良好な岩盤といえるが、左岸の上部標高については、山の傾斜がゆるやかで、著しく風化していることと、左岸にかなり顕著な断層 F₁ があることがかなり問題となる。

また、片麻岩中の黒雲母の集中した部分が風化され易いので、深部においても、この黒雲母の部分のみ風化軟質化して、部分的に若干岩質の低下をきたしているところもある。

河床部は堆積砂礫層の厚さが最大 5 m 程度で浅く、岩盤も良好である。

2-2 主なる地質構造

(1) 断 層

この地点で特に注目すべき断層は、左岸のF₁断層である。この断層は1m以上の破砕帯を伴う顕著なもので、5本の横坑で確認されている。各横坑での走向傾斜はそれぞれ多少異なり、すべり面は波状を呈しているものと思われるが、規模はほとんど変化なく、連続性に富む最も顕著なものである。

この断層の附近には、派生的な断層と思われる、ほぼこれに平行した小断層が数多く存在し、そのうちでも、F₁₀と名付けられているものは比較的大きい。しかし、その他のものは規模もずっと小さく、破砕帯も5cm~15cm或はそれ以下のものが多く、一般に長くは連続せずF₁、F₁₀に吸収あるいは切断されていたり、途中で確認できなくなるものが多い。これらの断層については図10 3案比較水平スライス図、及び図1.6.2 青蓮寺ダム水平断面地質図(SH-8)を参照されたい。

なお、これらの各断層の方向性については、規模の大きなものから粘土シームまでを含めて、左右岸をわけてシュミットネットに投影したものを図1.1に示す。

ダム本体への影響について最も考慮しなければならないのはF₁断層であるが、その規模及び走向傾斜から考えて構造上はほとんど問題なく、ただ止水面についてのみ注意すればよいと考えられる。他の断層については全く問題にならない。

(2) 片理面と割れ目

この地点の片麻岩は比較的明瞭な片理構造を示している。その片理面に沿って集中した黒雲母が薄い層状をなし、これが風化して軟質化した部分では、この面を一つのすべり面として注目しなければならない。片理面の方向性については図1.2に示しているが、これを見ると、多少の小褶曲はあるにしても、面の方向の分布はよく集中しており、一般的にN40°~42°W 44°~45°Sの走向傾斜を示すものと言える。この方向はダムに対しては、上流左岸側に向う傾斜をもつもので、丁度右岸の布生川に向った山の斜面がほぼこの面に平行している。したがって、この山の斜面は流れ盤構造となるので岩盤表層部はゆるみ易く、大きな開口割れ目を伴っている。しかし、ダムサイトの他の個所では顕著な割れ目は少ない。割れ目の方向性については図1.3に示す。

2-3 風 化

風化の状態は図1.6.2 青蓮寺ダム水平断面地質図、及び図1.6.3 青蓮寺ダム中心線縦断面地質図で明らか如く、地表面からのものと、断層F₁沿いに深くまで進んだものがある。しかも、左岸上流側が地表面からの風化が特に深いので左岸上部標高上流側では断層F₁による風化と重なり合い、おおむねE1、250m附近より上部で風化層が著しく厚くなっている。

図 1 シュミットネット

図 11 断層

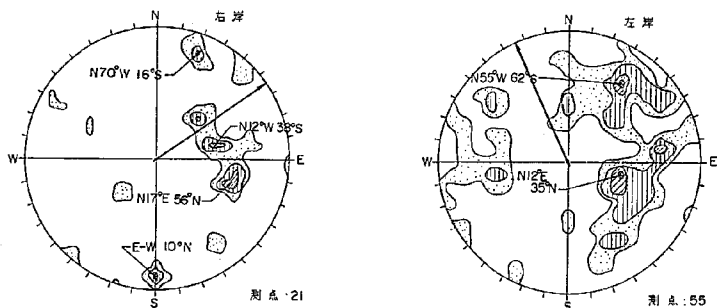


図 12 片理面

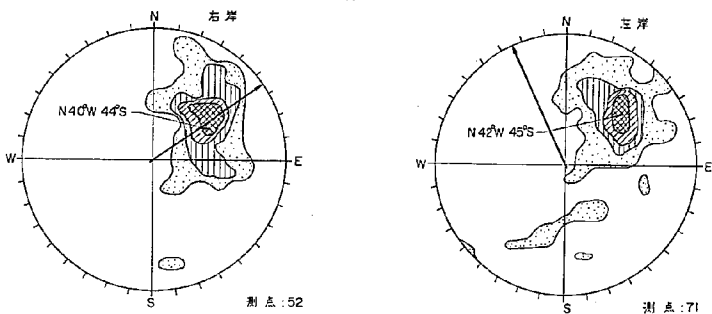
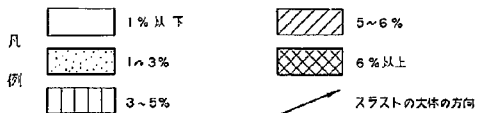
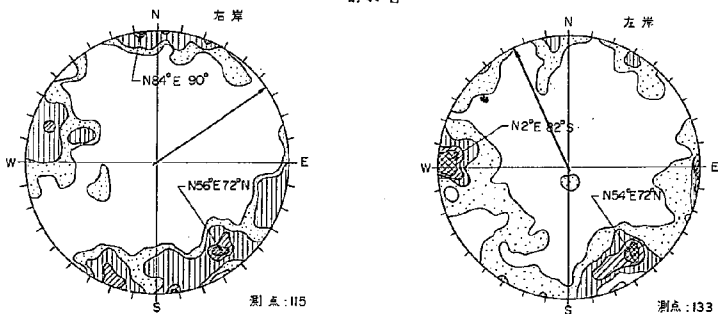


図 13 割れ目



3. 基礎岩盤

3-1 岩盤の区分

岩盤を判定するにあたって、従来のやり方では個人差が大きく影響するので、その差をできるだけなくするために、岩の性状を表す3つの要素として岩の堅さ（風化の程度も含む。）割れ目の間隔、割れ目の状態をとり、それぞれ、ABC, I II III, a b c, の記号をもって表現し、総合判定で岩盤の良好なものから順に A B C₁ C₂ D の5つのクラスに分類する方法をとった。^{*1}

各記号の示す内容は次の通りである。

岩の性状	記号	基準	備考
岩の堅さ	A	新鮮で堅い	ハンマーでたたくと火花がでるほど。
	B	一部風化をうけやや軟質化	ハンマーで強打すると割れる程度。
	C	全面的に風化全部軟い	ハンマーのピックで掘れる程度。
割れ目の間隔	I	30 cm以上	
	II	10 ~ 30 cm	
	III	10 cm以下	
割れ目の状態	a	密着	
	b	開口	
	c	粘土を介在	

総合判定	細区分の組合せ	開口の度合、介在粘土量わずかのとき
①	AI a	
②	AII a BII a	AII b AII c
③	AIII a BIII a CII a	AIII b AIII c BII b BII c CII b CII c
④	BIII a CII a	AIII b AIII c BII b BII c CII b CII c
⑤	CIII b CIII c CIII a	BIII b BIII c CII b CII c

おおむね上表のような基準で総合判定を行った。細区分の組み合わせの判別等で若干の個人差は出たが、ほとんど一致するという良好な結果を得た。

3-2 堅岩等高線

ダムの解析標高として EL. 284 m, EL. 275 m, EL. 260 m, EL. 245 m, EL. 230 m,

*1 岡本隆一（建設省土木研究所）の分類による。

EL. 215 m, EL. 205 m, EL. 202 m を選び、その堅岩等高線を求めた。前節によってクラス分けされた岩盤のうち、アーチダムの基盤として考えられるのは、(A), (B), および (C) である。そこで、おおむね (C) 岩盤の地表面側をもって堅岩等高線とした。図 1 6. 2 苜蓮寺ダム水平断面地質図及び図 1 6. 3 苜蓮寺ダム中心線展開地質図を参照されたい。

3-3 現場試験

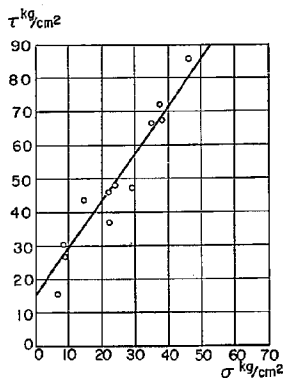
静弾性係数については左右岸種々の標高でおおむね堅岩と思われる6地点において試験を行い、次のような結果を得た。

	横 坑	標 高	静 弾 性 係 数
左 岸	坑 17	EL. 278 m	$0.36 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
	坑 9	EL. 245 m	$0.99 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
	坑 11	EL. 215.5 m	$0.51 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
右 岸	坑 15	EL. 279 m	$0.56 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
	坑 14	EL. 260 m	$1.72 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
	坑 12	EL. 229 m	$0.51 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

設計計算には、測定結果と測定箇所を考え合わせて、平均的な値として $0.50 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ を用いることにした。

剪断試験については、F1 断層による風化層の (C) 岩が最も問題となるので (C) (C) 岩を中心に行なった。結果は図 2 の通りで $\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$ を設計計算に用いた。

図 2 ブロック剪断試験結果



4. 予 算 設 計

4-1 設 計 条 件

(1) ダムの寸法

ダムの天端の標高	EL. 284m
基礎岩盤の標高	EL. 202m
常時満水位	EL. 277m
異常洪水位	EL. 282m
堆砂面	EL. 241.5m

(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	2.50 t/m ³
堆砂の水中での単位容積重量	1.0 t/m ³
土圧係数	0.6
コンクリートの弾性係数	2500,000 t/m ²
岩盤の弾性係数	500,000 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. 設計荷重の組み合わせ

1) 常時満水時

静水圧 + 動水圧 + 堆砂圧 + 自重及びその慣性力 + (温度荷重)

2) 異常洪水時

静水圧 + 堆砂圧 + 自重 + (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位に風による波浪高を加えた水位による水圧をとる。(アーチダム設計基準第5条)

風による波浪高 $h_1 (m)$

$$h_1 = 0.75 + \frac{1}{5} F^{\frac{1}{3}} - \frac{1}{4} F^{\frac{1}{4}}$$

F : 対岸距離 = 1 Km

故に

$$h_1 = 0.75 + \frac{1}{5} - \frac{1}{4} = 0.82 (m)$$

地震による波浪高 $h_2 (m)$

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

k : 水平震度 = $0.125 \times 2 = 0.25$ (アーチダム設計基準第6条)

T : 地震周期 = 1.0 sec

g : 重力の加速度 = 9.8 m/sec^2

H : 水深 = $277 - 202 = 75 \text{ (m)}$

故に

$$h_2 = \frac{0.25 \times 1.0}{2 \times 3.142} \sqrt{9.8 \times 75} = 1.08 \text{ (m)}$$

したがって

常時満水時設計水位 = $E.L. 277 \text{ m} + 1.08 \text{ m} = E.L. 278.1 \text{ m}$

異常洪水時設計水位 = $E.L. 282 \text{ m} + 0.82 \text{ m} = E.L. 282.9 \text{ m}$

$P_s = w_o \cdot h$

w_o : 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_a

動水圧設計水位は常時満水位 ($E.L. 277 \text{ m}$) とする。

$$P_a = \frac{7}{8} \cdot w_o \cdot k \sqrt{H \cdot h}$$

k : 0.25

H : 設計水位から基礎岩盤までの高さ = 75 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 : 堆砂の水中での単位容積重量 = 1.0 t/m^3

C_e : 土圧係数 = 0.6

h_e : 堆砂面から求める標高までの深さ (m)

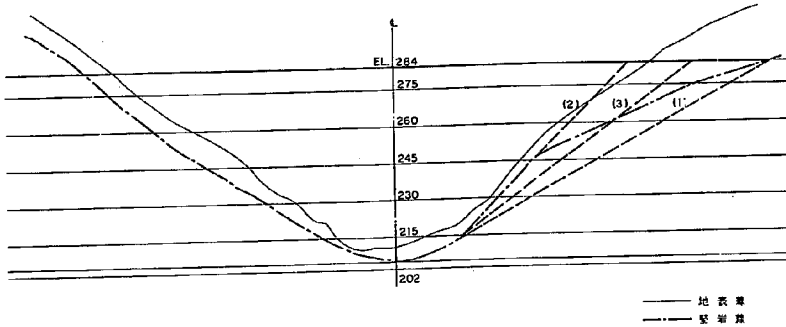
4) 温度荷重

各標高について -4.0°C

4-2 谷形状による検討

ダムサイトは左岸 $E.L. 250$ 附近より上部標高で風化層が著しく厚くなり、堅岩等高線による山の傾斜が $E.L. 250 \text{ m}$ 附近より上部標高で更にゆるやかになる。したがって、堅岩等高線をそのまま使用して設計した場合、必要な根入れをとると図3ダム中心線變開図で明らかなように左岸側のアパートメントが、 $E.L. 250 \text{ m}$ 附近から上が急に開いた形になっている。このような

図3 ダム中心線展開図



谷形状では、ダムの応力状態が著しく悪くなることが知られている。したがって、アバットメントを直瀬もしくはそれよりふくらんだ状態にすることが望ましいので、その方法として図3ダム中心線展開図にも示しているようにこの通りの方法で検討してみた。

- (1) 中間の出ている部分を掘削してしまうことでアバットメントを修正する案。
- (2) 掘削量はできる限り小さくし、上部標高にスラストブロックを置いてアバットメントを修正する案。
- (3) 上記(1)、(2)案の中間的なもので、掘削とスラストブロックの両方でアバットメントを修正する案。

これらの案について、応力状態、コンクリート量、掘削量、対称性等を比較検討した結果、(3)案が最も良いと判断された。したがって、おおむねEL. 260m 以上にスラストブロックを置き、それ以下の標高では根入れを適当にとってアバットメントの修正をすることにした。

4-3 放物線アーチの採用

従来アーチダムの中心角としては、最も良好な応力状態を得る $110^{\circ} \sim 120^{\circ}$ のものが最も望ましい値といわれてきたが、これはダムの応力に留意した場合であって、ダムの破壊例からも、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には、アーチスラストの方向をもっと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。アーチスラストを山側に向けることは岩盤の剪断破壊に対して、いわゆる“基礎の厚み”を増すという点で非常に有利になることは言うまでもない。

建設省及び水資源開発公団で建設したアーチダム、あるいは建設中のもの(川俣ダム^{*2}、矢木沢

*2 川俣ダム構造模型実験報告書S3B.3 建設省土木研究所

ダム^{*3}、小決ダム^{*4}、下釜ダム^{*5}等)の設計経験から、アーチスラストが最も山側を向き、なおかつアーチとしての特質を失なわないアーチ中心角は $60^{\circ}\sim 70^{\circ}$ の範囲であることが確認されている^{*6}。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ている^{*7}。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しつつも、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て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、建設省矢作ダムでは放物線アーチを採用して設計を終っている^{*8}。

青蓮寺ダムの設計にあたっては、中心角 100° のものと同中心角 80° のものとの2案について併行して設計を進めたが、地質調査が進むにつれ、ダムサイト下流側で左右岸とも山が逃げしており、うすい尾根がおおむね対称に突き出していることがわかった。図10-3案比較水平スライス図を参照されたい。

しかるに、この尾根に中心角 100° のアーチをかける場合、岩盤のすべりに対して充分な安全率即ち“基盤の厚み”を充分にとるためには、この尾根を掘削してしまうか、更に上流にかけるかのどちらかであるが、そうすると、どちらの場合もアーチスパンが大になり合理的な設計とはいえない。

青蓮寺ダムサイトに最適の設計はこの対称に突き出した尾根を利用することにある。この尾根にアーチをかけ、かつ“基盤の厚み”を充分にとるにはダムをもっとフラットにして、アーチスラストをできるだけ山側に向けることが要求されるので、中心角 80° 以下のアーチダムを設計することにした。そこで前述のような長所をもち、良好な応力分布を示すダム形状を比較的短時間で設計することができる放物線アーチダムを採用することにした。

4-4 設計方針

アーチダムの応力計算による応力値と、模型実験による応力値との間に、かなりの差異が認められるのは周知の事実である。しかし、これまでの間に、建設省をはじめ、その他の機関によって、多くの模型実験が行なわれ、それらを通して、計算値と模型実験値との間に、次のような相関性があることが検証されている。

- *5 矢木沢アーチダム隣接模型実験報告書 S3 9.3 建設省土木研究所
- *4 小決ダム設計計算報告書 S4 0.5 建設省土木研究所
- *5 下釜ダム隣接模型実験中間報告書 S4 2.2 建設省土木研究所
- *6 柳井照、柴田功；アーチダムの岩盤処地、土木学会誌 47-11
- *7 坂田隆一；アーチダム設計への電子計算機の利用、土木技術資料 Vol. 8, 版 3
- *8 矢作アーチダムの構造設計 S41.12 建設省土木研究所資料第 213 号

① 拱頂片持梁の上流側底に、半径方向調整計算によつて示される鉛直な引張応力は、模型実験では、 $20 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ 圧縮側に移行する。

② アーチ・クラウン下流側の下部標高の水平応力は、実験値の方が、 $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 引張側に移行する。

③ 側方片持梁下流側の上部標高のベースの鉛直応力は、実験値が $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 引張側に移行する。

そこで、このような事実と、打設可能なコンクリートの強度を考慮して、応力計算による応力値を、圧縮側で $10 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ 引張側で $15 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ の範囲内におさめることを目標にした。

なお、後述する最終案 (SH-8) については、水資源開発公団試験室において、模型実験を実施し、応力値のチェックを行い、万全を期することにする。

4-5 ダムの形状

アーチダムの形状選定の際、ダムの応力に大きな影響を与える要素として、ダムの厚さ (T_c , T_A)、拱頂片持梁の形状 (X_u , X_c)、アーチ中心角 (ϕ_A) が考えられる。そこで、これらを中心に検討を進めることにした。

(1) ダムの厚さと不等厚アーチの採用

拱頂片持梁の厚さ (T_c) としては予備設計段階における種々の案の比較、及びこれまでの各アーチダムの設計実例によって、良好な応力状態を得ることができると推定される天端 (E.L. 284 m) で 4.0 m、基底 (E.L. 202 m) で 13.0 m、その間は直線的に変化するものを採用した。(図 4.1 を参照。)

しかし、この厚さをそのままアバットメントの厚さ (T_A) とした場合、側方片持梁は上流側へ大きくオーバーハングする。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、アーチア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困難がある。

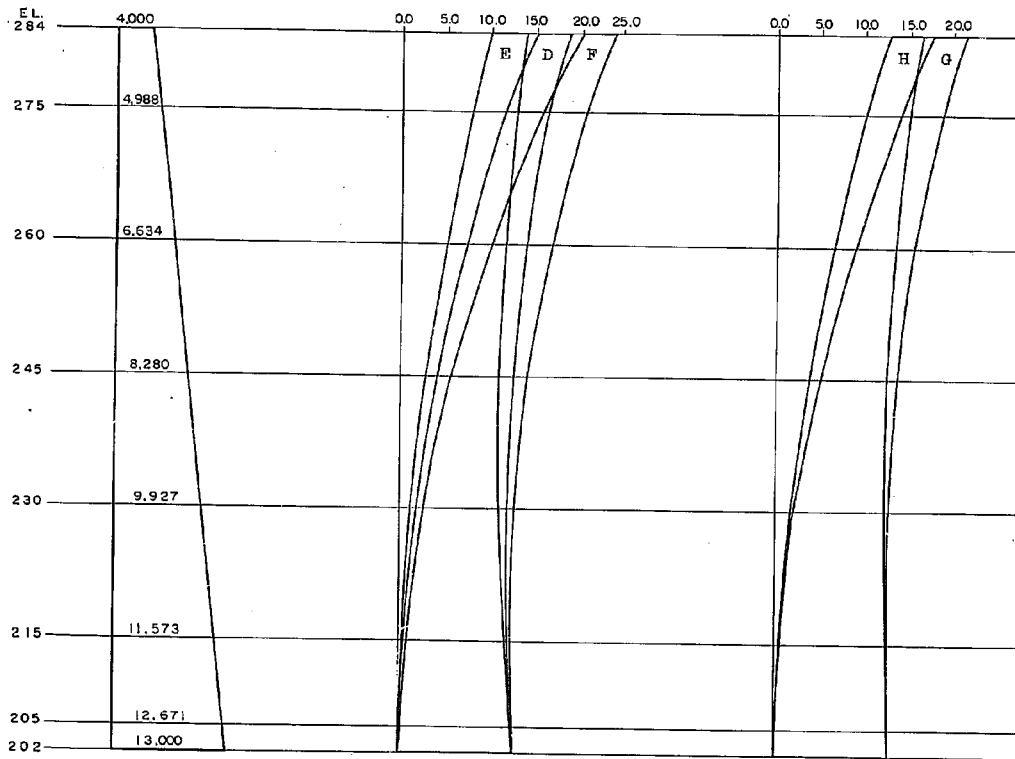
などの問題を生ずるので、上流側オーバーハングの幅だけ上下流面側にそれぞれ増厚した不等厚アーチにして、上記の問題を解決し、さらにダムと岩盤との接触部の応力度を低下させるようにした。

図 4 拱頂片持梁形状

図 4.1 Tc

図 4.2 E,D,Fタイプ

図 4.3 H,Gタイプ



(2) 拱頂片持梁の形状

厚さは4.0 m から13.0 mまで直線的に変化するものをとったが、形状としては図4.2に示すように、天端と基底の上流端の水平距離が10 m, 15 m, 20 mとなるものをそれぞれE, D及びFタイプと名付け、応力解析を行なった。

応力計算ははじめ等厚で行なったが、その結果、側方片持梁の上流側へのオーバーハングが最も少く、応力状態も良好だと予想される拱頂片持梁のタイプは、図4.3に示すところの17.5 m倒したGタイプであった。そこで、これを不等厚にして応力計算を行なったが、不等厚にすると、荷重配分が片持梁要素に大きく移行するため、必ずしも片持梁の応力状態を改善せず、むしろ等厚アーチの時より、上流面に引張応力を生ずる範囲が広がった。(図5参照)

この片持梁要素の上流面引張応力を消すには片持梁の自重によるしかない。そこで、拱頂片持梁形状として、Gタイプよりもっと立ったE, Dタイプを選び、これらについて不等厚アーチにして応力計算を行なった。その結果を図6, 図7に示す。これらを検討した結果、アバットメントでの厚みが最少で済み、なおかつ応力状態が満足し得ると考えられる拱頂片持梁形状として図4.3に示すところの12.5 m倒したHタイプを選んだ。

(3) アーチ中心角

アーチ中心角(ϕA)として、75°と70°を選び、併行して設計計算を行い、比較検討した。その結果、アーチスラストが山側を向く場合では中心角70°のアーチの方が、応力的な面では75°のアーチの方がそれぞれ、やや優れていることがわかった。ことに、不等厚にした際生じた片持梁要素の上流面引張応力を消すために70°のアーチでは拱頂片持梁形状Eタイプよりもっと立てた形状を必要としたが、75°のアーチではHタイプで妥当な値を得た。しかるに、拱頂片持梁形状をEタイプよりもっと立てることは側方片持梁の上流側へのオーバーハングをますます増加させ、自重によって上流面の引張応力を消す効果よりも、荷重配分が片持梁要素に大きく移行して上流面引張応力を生ぜしめる効果の方が大になり、片持梁要素の応力状態を改善するとは考えられない。このようなことから、アーチ中心角(ϕA)として75°を用いることにした。しかし、下部橋高については、中心角が大きいと側方片持梁の基底の厚みが大きくなり、片持梁要素の上流面に引張応力を生ぜしめる大きな原因となることがわかったので、E.L.284 m ~ E.L.230 mの間は中心角75°を用い、E.L.230 mから中心角の値を漸次減じていきE.L.202 mで70°となるようにした。

4-6 最終設計に用いる形状

以上、検討を進めてきたが、これ以上のダム形状の変更はわずかなダム位置の移動や詳細な根入れの状態によると考えられるので、一応ここで予備設計を終り、詳細なダム位置の検討及び最終設計に用いる形状として図8.1に示すような形状諸元をもったH-1タイプを選んだ。平面図及び応力状態は図8.2, 図8.3, 図8.4に示してある。

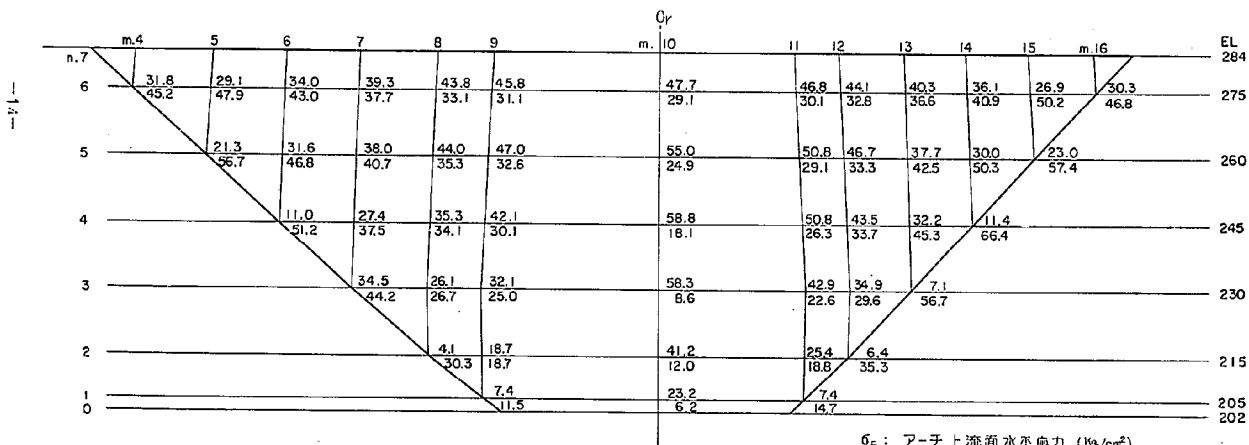
図 5.1 G タイプ半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t=0, 2k=0$)

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

右 岸

左 岸



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)

図 5.2 G タイプ半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0, 2k=0$)

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

右 岸

左 岸

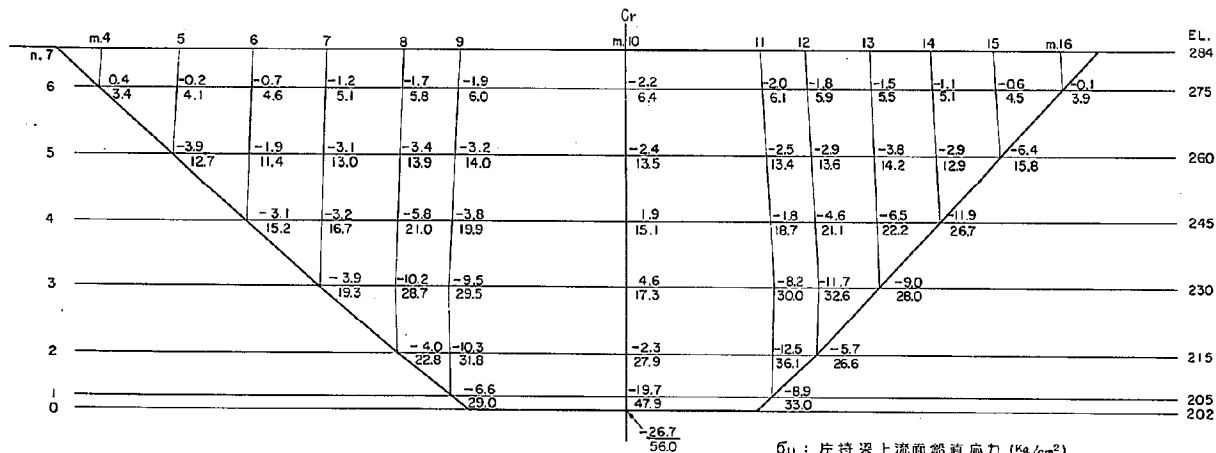


図 6.1 E タイプ半径方向調整計算によるアーチ応力度

($\tau=0$, $2k=0$)

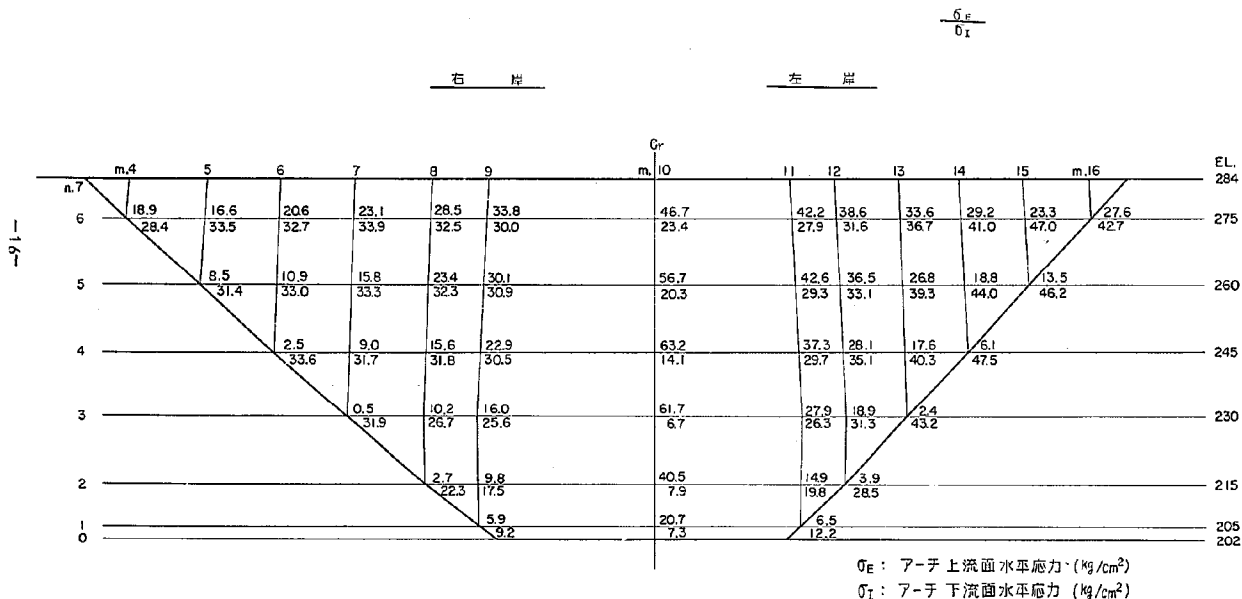


図 6.2 E タイプ半径方向調整計算による片持梁応力度

($\tau=0, 2k=0$)

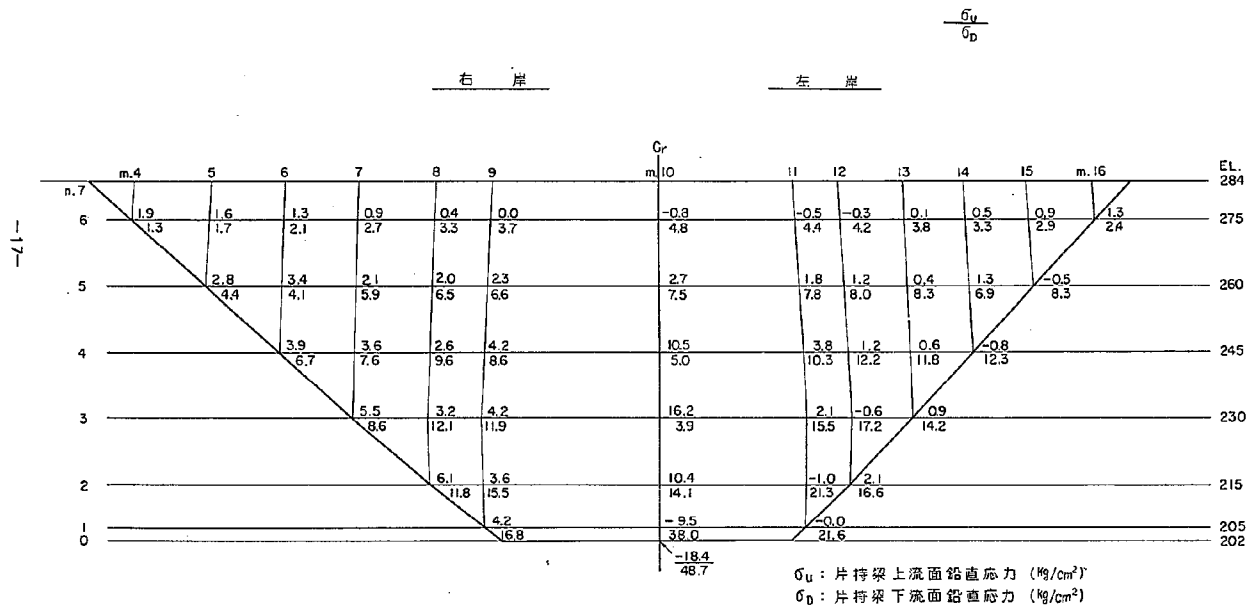
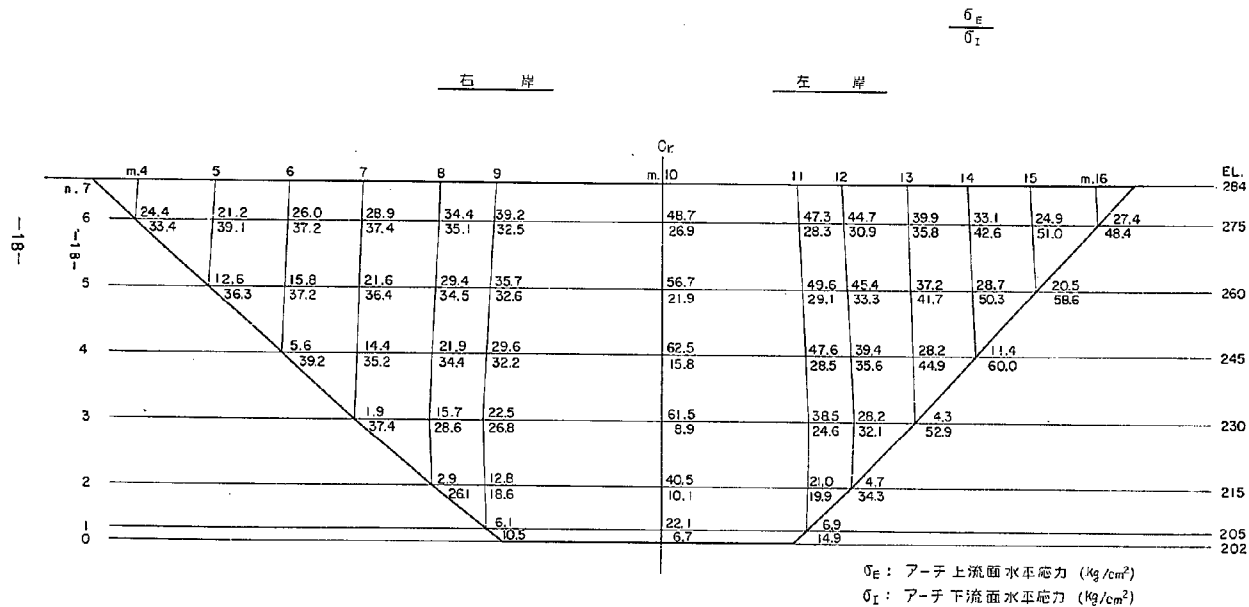


図 7.1 Dタイプ半径方向調整計算によるアーチ応力度

($\tau=0, 2k=0$)



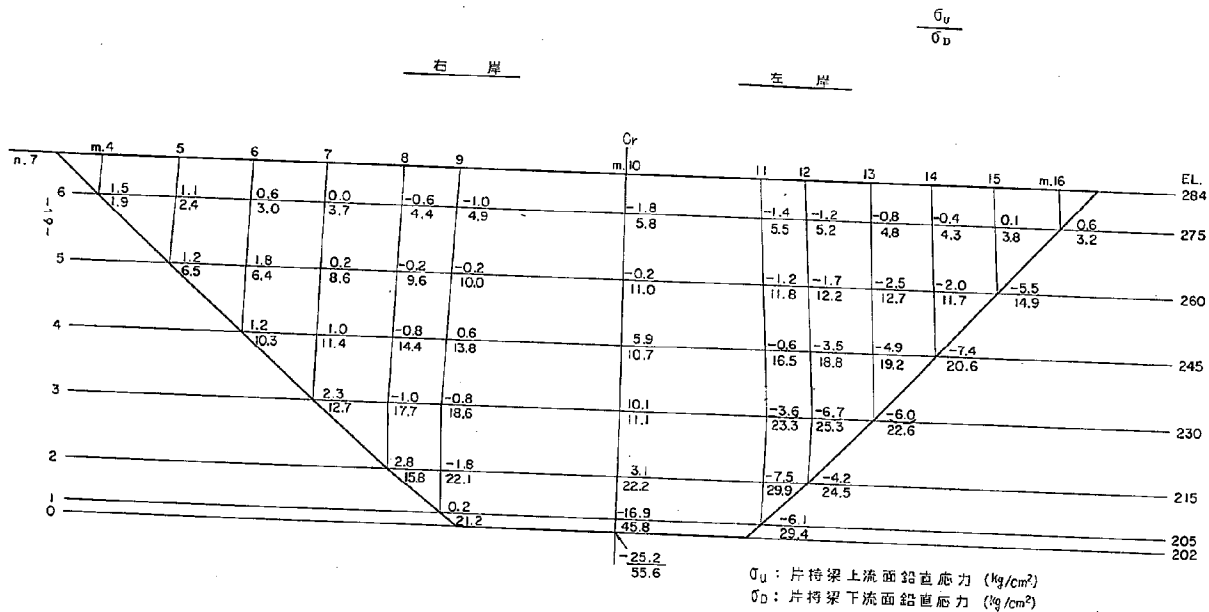
$$(t=0, \quad 2k=0)$$


図 8.1 H-1 タイプ形状諸元

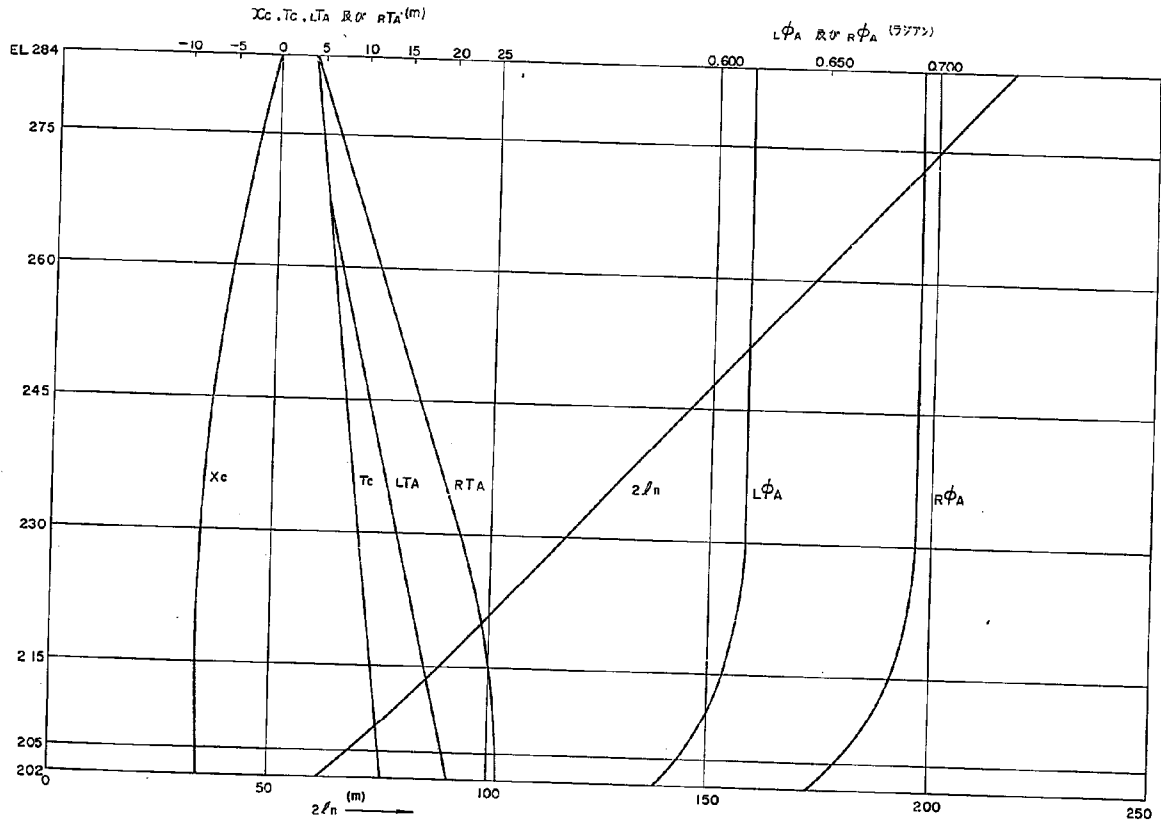
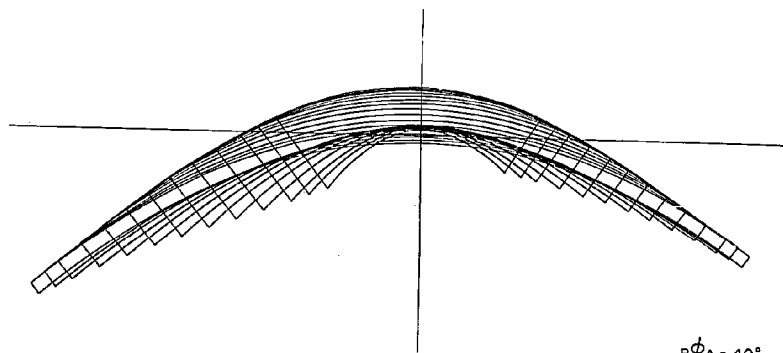


図 8.2 ダム 水平面図

$S = 1/1500$

H - 1 タイプ



$R\phi A = 40^\circ$
 $L\phi A = 35$

図 8.3.1

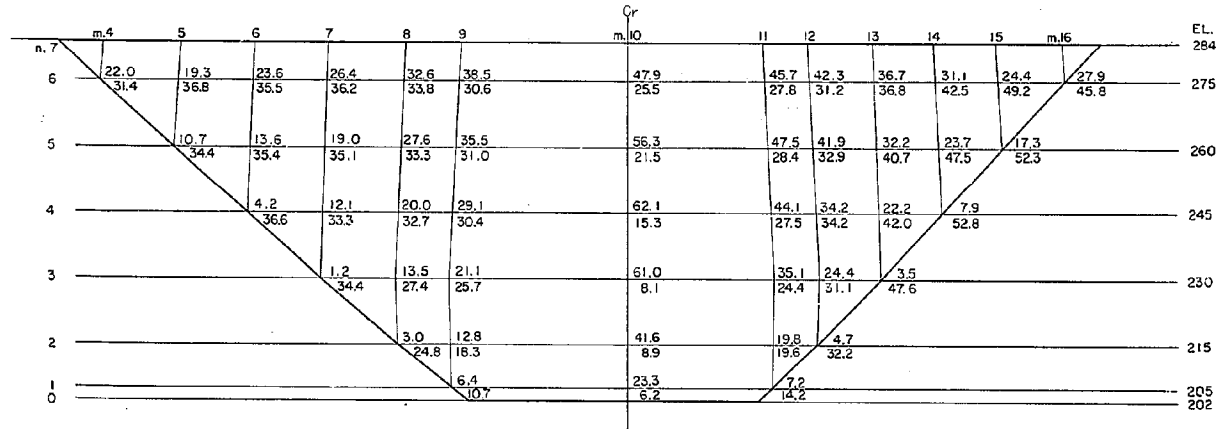
H-1 タイプ半徑方向調整計算によるアーチ応力度

($\tau=0, 2k=0$)

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

右 岸

左 岸

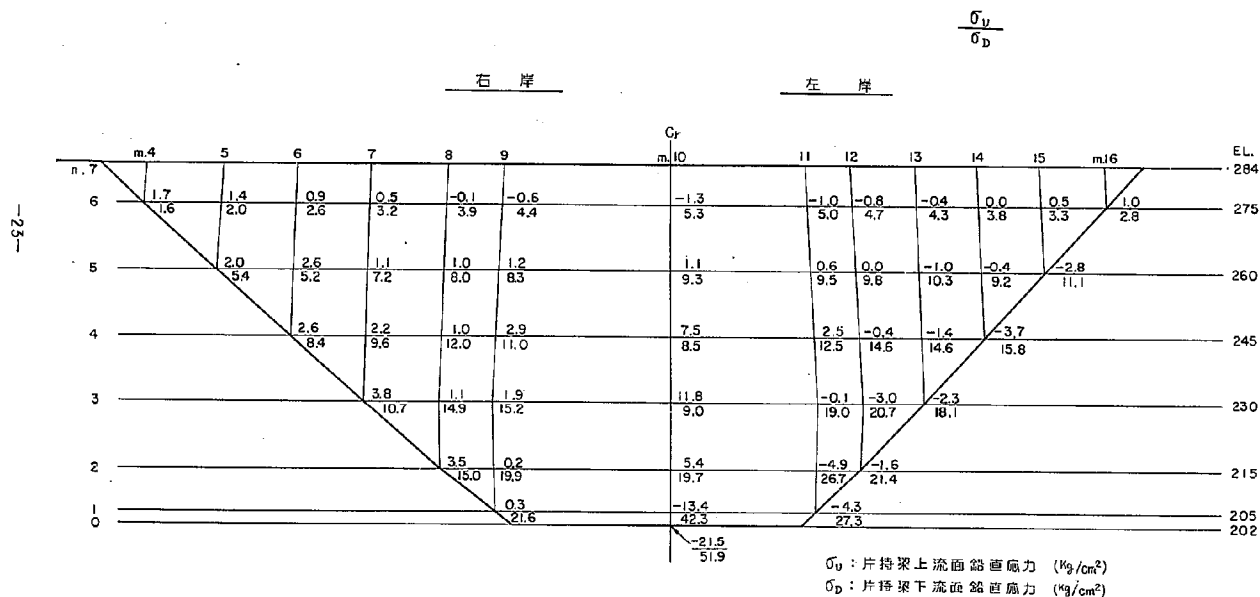


σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)

図 8.3.2 H-1 タイプ半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0$, $2k=0$)



4-7 ダム基盤の安全性

いま簡便のため二次元の場合を考え、図9に示すように、アーチスラストによるすべりの安全性を検討する。この方法としては剪断摩擦抵抗の式による方法があり、これを用いた。

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

V : 滑り面に対する垂直力 (t)

H : 滑り面に対する剪断力 (t)

l : 滑り線長さ (m)

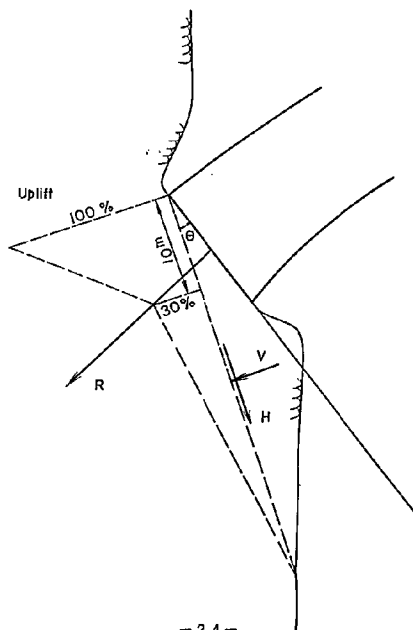
n : 安全率 (= 4.0)

f : 摩擦係数 (= 0.8)

τ : 剪断抵抗 (= 150 t/m²)

ここで問題となるのは滑り線の長さ (l) であるが、円弧すべり線の曲率半径が無限大、つまりすべり線を直線と考へて、その直線上の安全性を検討した。図9に示しているように、ダムアバットメント上流端よりアバットメントとある角 (θ) をなす直線を引き、その直線上で安全率 $n = 4.0$ を要する長さを求める。角 (θ) をいろいろに変え、求めた長さの点を結ぶと、ある曲線を得る。この曲線を所要堅岩線と称し、これが堅岩等高線と交わった場合は安全率 $n < 4.0$

図9 ダム基盤の安全性検討方法の略図



を意味し、交わらない場合は $n > 4.0$ を意味する。したがって安全率 $n \geq 4.0$ を満足し、かつ最も経済的な根入れは、この所要堅岩線と堅岩等高線とが接する場合である。このように、それぞれのタイプのダム形状について所要堅岩線を求め、最も適当な根入れを定めた。

考える外荷重としては、アーチ推力、アーチ剪断力及び揚圧力である。アーチ推力、アーチ剪断力については応力計算で出てきたものを使えばよいが、揚圧力については次のように仮定して求めた。すべり面に垂直に働き、アバットメント上流端で水圧の100%、すべり線沿いに10%下流で水圧の30%、堅岩等高線とすべり線が交わる下流端で0とした。

前式に於ける n , r , f の値によって所要堅岩線も異ってくるわけだが、さきにも記しているように $n = 4.0$, $r = 150 \text{ t/m}^2$, $f = 0.8$ を用いた。

この所要堅岩線を用いた例を図10、3案比較水平スライス図、及び図16.2青蓮寺ダム水平断面地質図に示す。

4-8 ダム位置の比較選定

ダム形状、H-1タイプを使用して、安全性・経済性の両面から、最も有利なダム位置を、比較選定することにする。

比較するダム位置を限定すべく、ダムを考えられる最上流においたもの(U案：最上根案)、最下流においたもの(D案：最下根案)、及びそれらの中間に位置して、H-1タイプ形状の決定に使用したダム位置(M案)の3案にしぼり、各問題点について、各々の得失を比較する。3案比較の水平スライス図は、図10.1から図10.6に示してある。

(A) 下流側山の厚みの問題

過去のアーチダムの破綻に原因していることをみると、アーチダムの安全性を高める上に、下流側基礎の厚みをできる限り大きくとることが必要である。

この点からみると、D案が下流側基礎の厚みは、一番薄く充分大きくとろうとすると、アバットメントの根入れは、かなり深くとらなければならない、従って、スパンを著しく増大させる必要がある。U案とM案については、U案が、ラッパ状に開いた谷の上部に位置しているの、M案より優れている。

(B) コンクリート量

U案は、着岩させるためには、H-1タイプよりスパンを大きくする必要があるの、コンクリート量は、M案より大きくなる。また、D案も、根入れを大きくするため、M案よりスパンを大きく取らねばならぬので、M案よりコンクリート量は、大きくなる。すなわちM案がコンクリート量最小となる。

(C) F₁ 断層

本ダムサイトで、注意すべき地質上の弱点は、F₁断層だけである。前述したように、この断層は、構造上は大きな問題けがないが、これを避けるべきであることは言うまでもない。この断層に対する位相関係を検討してみると、一番近いのはD案である。U案とM案については、

図 10.1 3 案比較水平スライス図

EL. 28.4

$S = 1/1500$

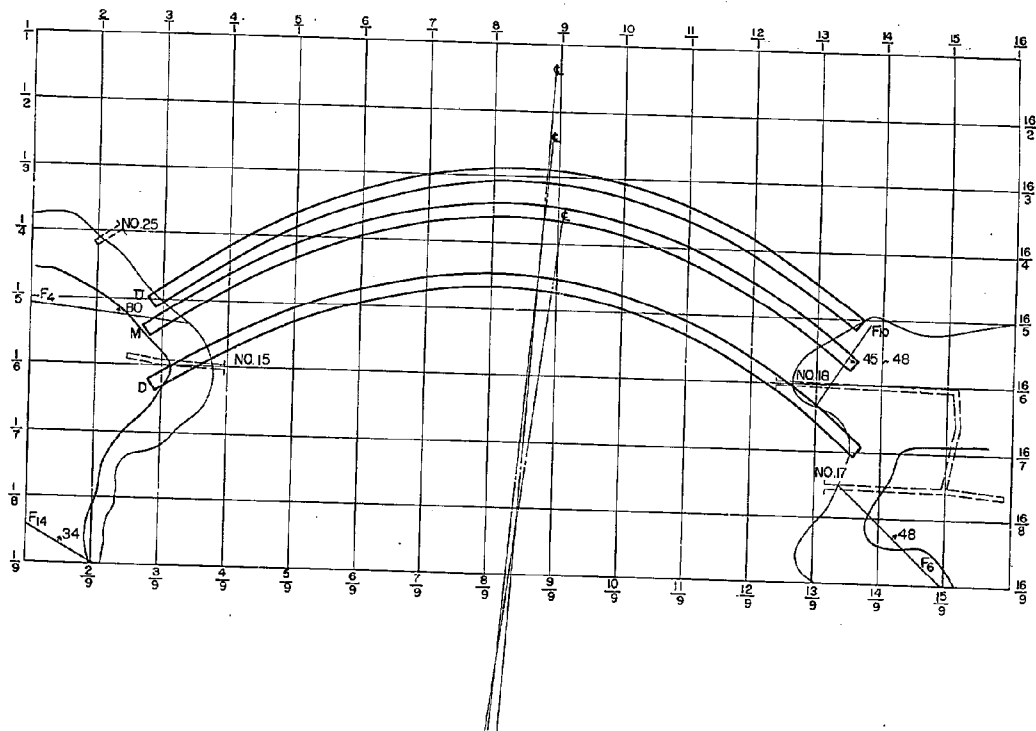


図 102 3 案比較水平スライス図

S=1/1500

EL 275

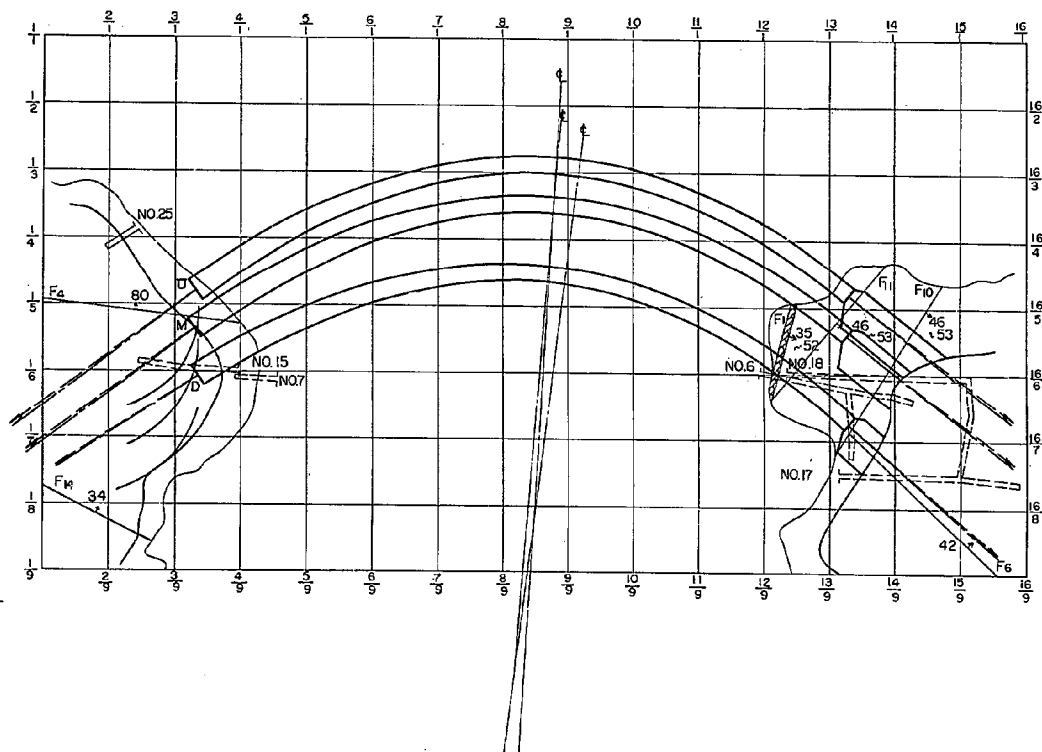


図 10.3 3 案比較水平スライス図

$S=1/1500$

EL 260

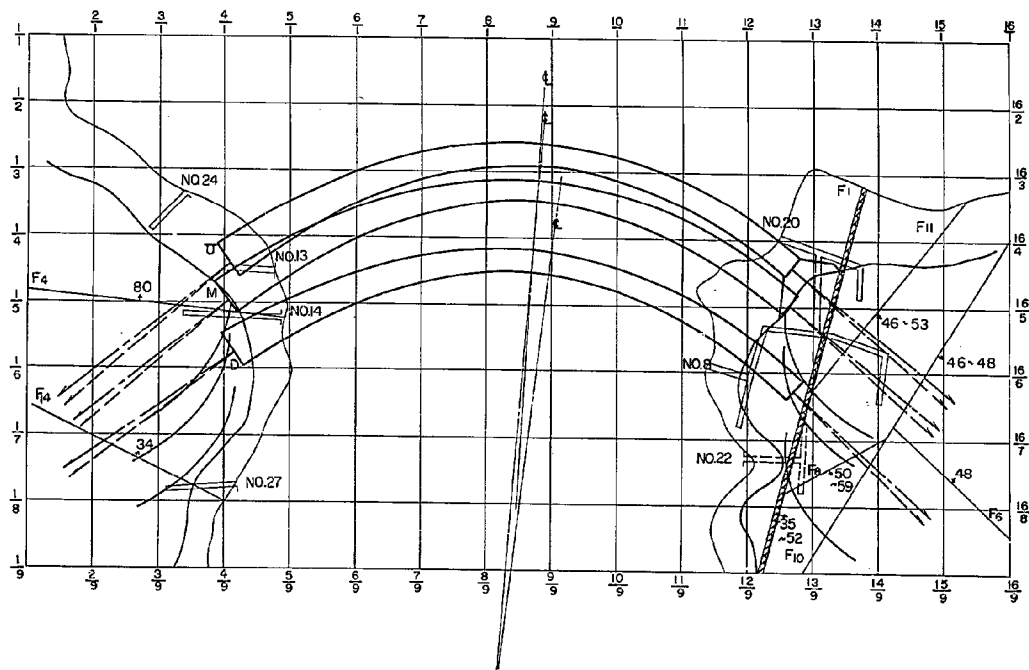


図 10.4 3 案比較水平スライス図

EL 245

S=1/1500

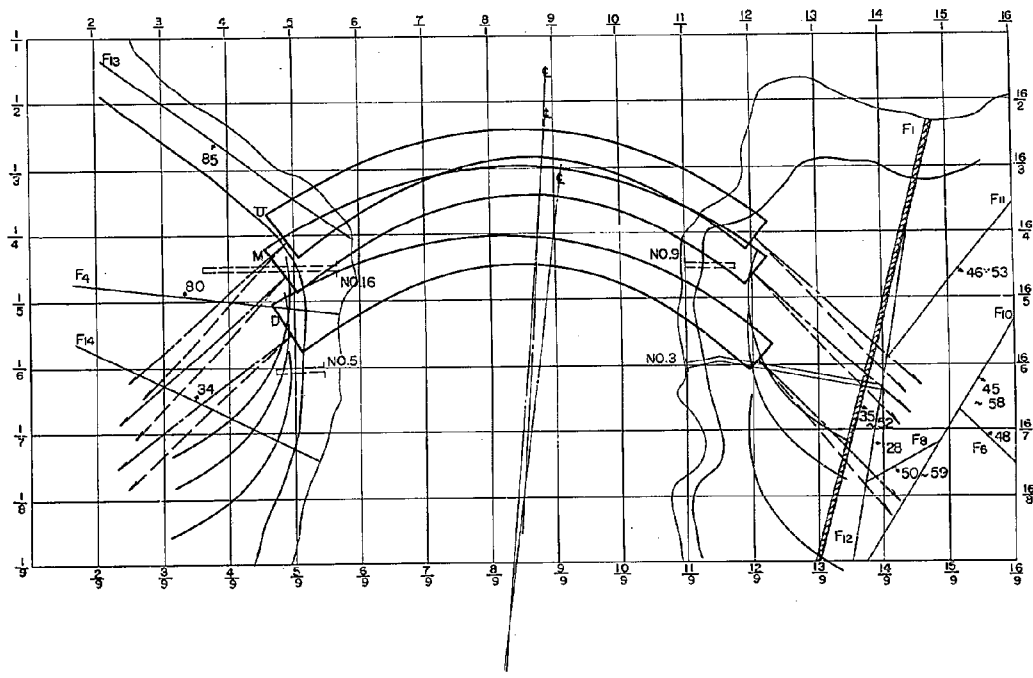


図 105 3 案比較水平スライス図

$S = 1/1500$

EL 230

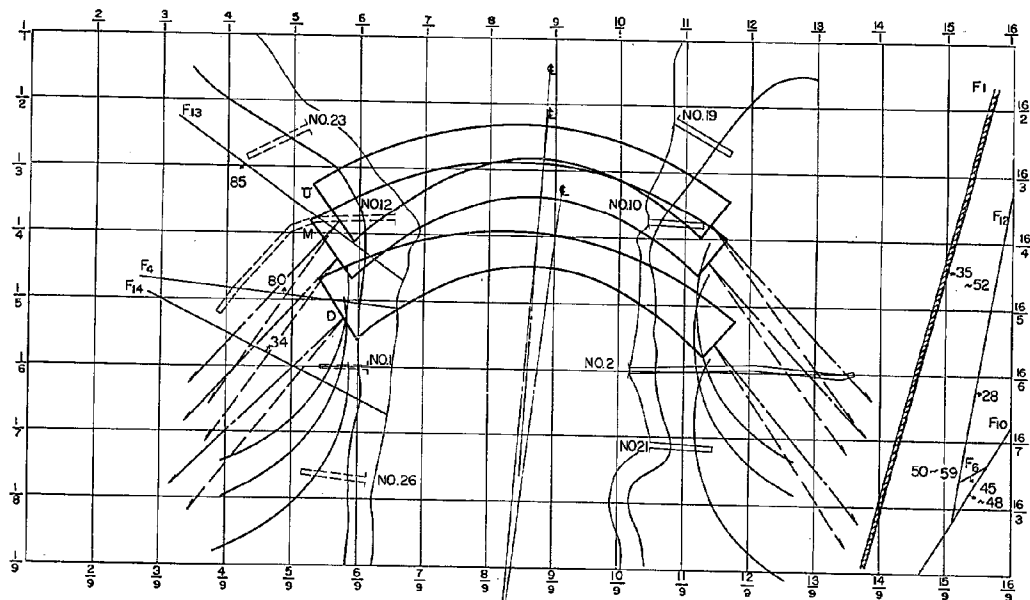
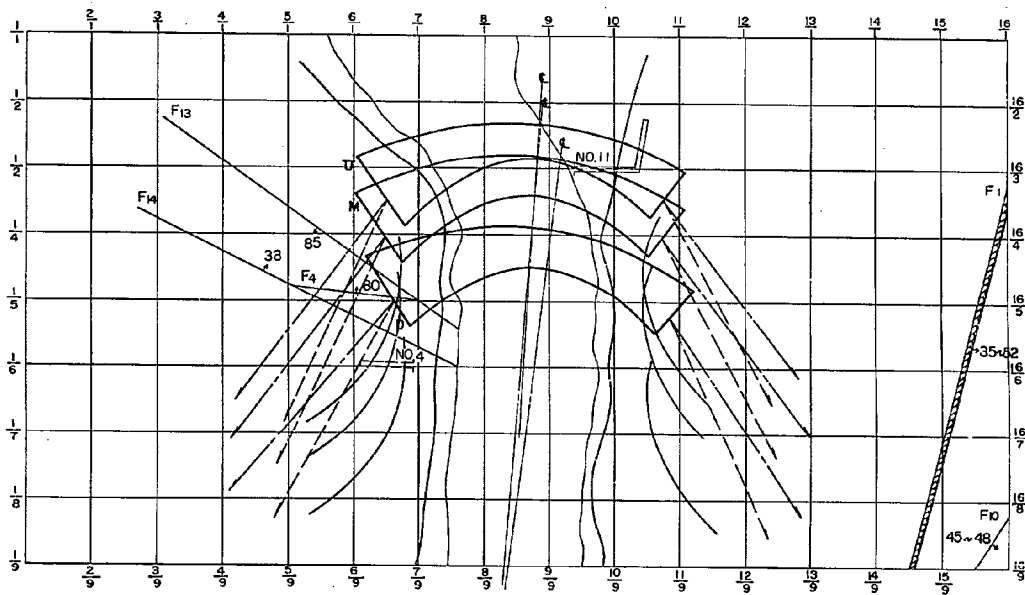


図 10.6 3 案比較水平スライス図

EL 2 1.5

$$S = 1/1500$$


ほぼ同程度であり、D案よりは遠い。従って、U案、M案の方が、D案より望ましい。

(D) 左岸上部標高の問題

左岸上部標高では、著しく谷が開いており、3案のいずれを採用にしても、スラストブロックが必要となる。上流にダムを持って行くに従って、左岸側堅岩線が逃けているため、スラストブロックは大きなものが必要となってくる。従って、この点からの有利なダムの位置は、D案、M案、U案の順になる。

(E) 掘削量

Aで述べたように、D案の掘削量は、嵌入を深くする必要があるため、U案、M案に比して著しく大きくなる。U案とM案には、差はみられない。

以上の如く、U案、M案、D案の3案の比較を、個々の問題点について行ったのであるが、D案は、U案、M案より不利であることは、明らかである。U案とM案についてはダムの位置が上流に移るにつれて、基礎の厚みは増大するが、アーチのスパンも増大するので、その評価が問題となる。これまでのアーチの実例を、種々検討した結果、ダムがM案とM案から5 m 上流の範囲内に位置した時の、下流側基礎の厚み強度で十分安全であると判断され、その範囲内にダムを位置させるのが、安全性、経済性の両面から最もよいと結論された。

5. 最 終 設 計

5-1 ダム最終形状の決定

先のH-1タイプのダムは、右岸側中心角 $R\phi A = 40^\circ$ 、左岸側中心角 $L\phi A = 35^\circ$ でかなり非対称度が大きい。このために左岸側の片持梁要素上流面で、広範囲に渡って引張応力が生じ、一部分に過大な引張応力が生じている。またH-1タイプでは、下部標高の嵌入が深いので、スパンの短縮が可能である。

そこで最終形状の選定では、この非対称の度合を修正して、左岸側鉛直応力の応力分布を改善すること、および下部標高におけるスパンの修正を中心にして、設計を進めることにした。

まず、次のような中心角を持ったダム形状について、応力計算を行い、左岸側の鉛直引張応力がどう変わるかを検討した。

SH-1 タイプ	$R\phi A = 37^\circ 30'$	$L\phi A = 37^\circ 30'$
SH-2 タイプ	$R\phi A = 38^\circ$	$L\phi A = 37^\circ$
SH-3 タイプ	$R\phi A = 39^\circ$	$L\phi A = 36^\circ$

応力計算の結果は、図12～図14に示してあるが、この結果をみると、ダム形状が対称に近くなるに従って、左岸側の鉛直引張応力は改善され、引張応力が生ずる範囲はせまくなり、絶対値も小さくなるが、逆に右岸側に移行して、右岸片持梁に引張応力が生じてくる。この右岸の引張応力は問題にすべきものではなく、総合的にみて3案ともにH-1タイプより応力状態は良くなっており、3タイプのどれを採用しても応力状態は充分満足できるものと判断された。

一方、3タイプのアーチスパンについてみると、対称に近づく程、ダムサイトの地形からはずれてくるので、スパンを長くする必要がある、SH-1、SH-2 タイプでは、下部標高におけるスパンの短縮も不可能であった。SH-3 タイプでは、下部標高のスパンが5m~10m短縮され、3案のうちで、コンクリート量、掘削量が最小であった。そこで、応力上、経済上からSH-3 タイプが最適であると判断されたが、中心角を30°対称に近づけたSH-4 タイプ($R\phi A = 38^\circ 30'$, $L\phi A = 36^\circ 30'$)についても検討してみることにした。その結果、応力、コンクリート量、掘削量等の点で、SH-3 タイプと同等であることが判明したので、対称に近いだけSH-3 よりも優れていると判断し、このSH-4 タイプを基本として、細部の形状を修正し、さらに形状の基本要素を数式にのせたSH-8 タイプを、最終案ダム形状とした。

なお最終案のコンクリート量は、11万8千 m^3 である。また最終案の各組合せ荷重による応力、荷重分割、たわみ、断面力図は、図16.6~図16.14に示した。

5-2 青連寺ダム最終案形状諸元

最終案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。但し、式中のZはEL.202mを原点として、上方を正とする。

1) 拱頂片持梁中心: $X_c (m)$

$$EL.202m - EL.284m \quad X_c = 0.0018590Z^2 - 0.054878Z - 8.000$$

2) 拱頂片持梁の厚さ: $T_c (m)$

$$EL.202m - EL.284m \quad T_c = 1.5000 - 0.109756Z$$

3) 左岸アーチ・アバットナントの厚さ: $LTA (m)$

$$EL.202m - EL.230m \quad LTA = -0.003543084Z^2 - 0.07936508Z + 2.4000$$

$$EL.230m - EL.284m \quad LTA = -0.2777778Z + 2.677778$$

4) 右岸アーチ・アバットナントの厚さ: $RTA (m)$

$$EL.202m - EL.230m \quad RTA = -0.008054611Z^2 + 0.1362434Z + 2.5500$$

$$EL.230m - EL.284m \quad RTA = -0.3148148Z + 2.98148148$$

5) アーチ・スパン: $2l (m)$

$$EL.202m - EL.230m \quad 2l = -0.000165679Z^3 + 0.00574088Z^2 + 2.276977Z + 4.35918$$

$$EL.230m - EL.284m \quad 2l = 2.212328Z + 4.62659$$

6) 左岸中心角: $L\phi A$ (ラジアン)

$$EL.202m - EL.230m \quad L\phi A = -0.00002560108Z^2 + 0.001453664Z + 0.6178465$$

$$EL.230m - EL.284m \quad L\phi A = 0.6379177$$

7) 右岸中心角: $R\phi A$ (ラジアン)

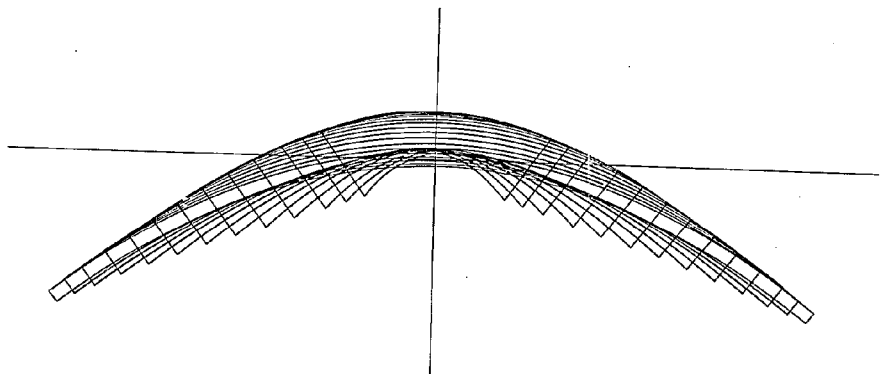
$$EL.202m - EL.230m \quad R\phi A = 0.00008570812Z^2 - 0.004799655Z - 0.6038838$$

$$EL.230m - EL.284m \quad R\phi A = -0.6710790$$

図 111 ダム 水平面図

$S=1/1500$

SH-1 タイプ



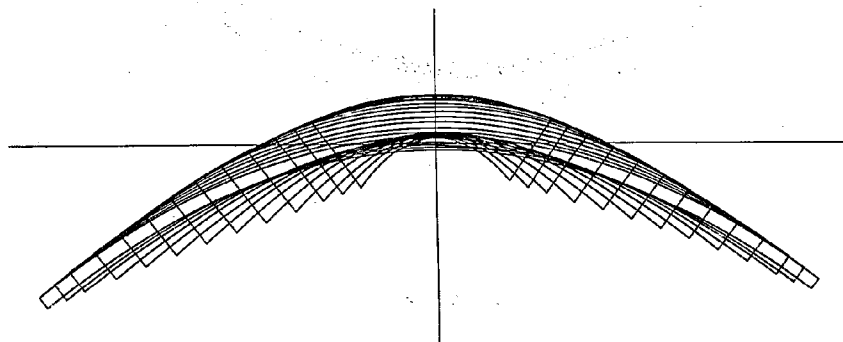
$R\phi_A = 37^\circ 30'$

$L\phi_A = 37^\circ 30'$

図 11.2 ダム水平面図

$S=1/1500$

SH-2 タイプ



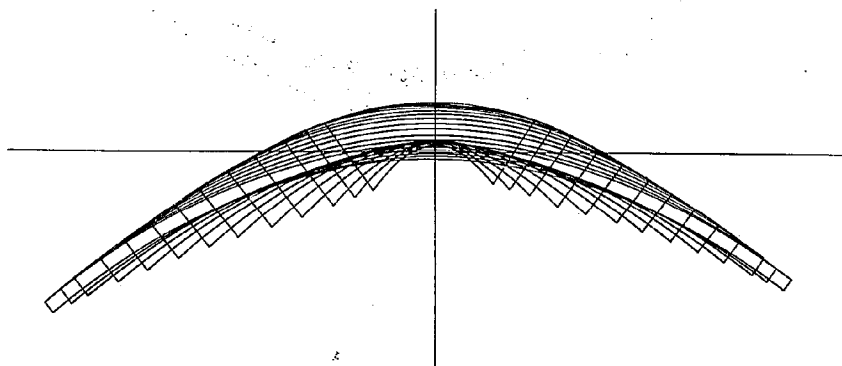
$R\phi_A = 38^\circ$

$L\phi_A = 37^\circ$

図11.3 ダム水平面図

$S=1/1500$

SH-3 タイプ



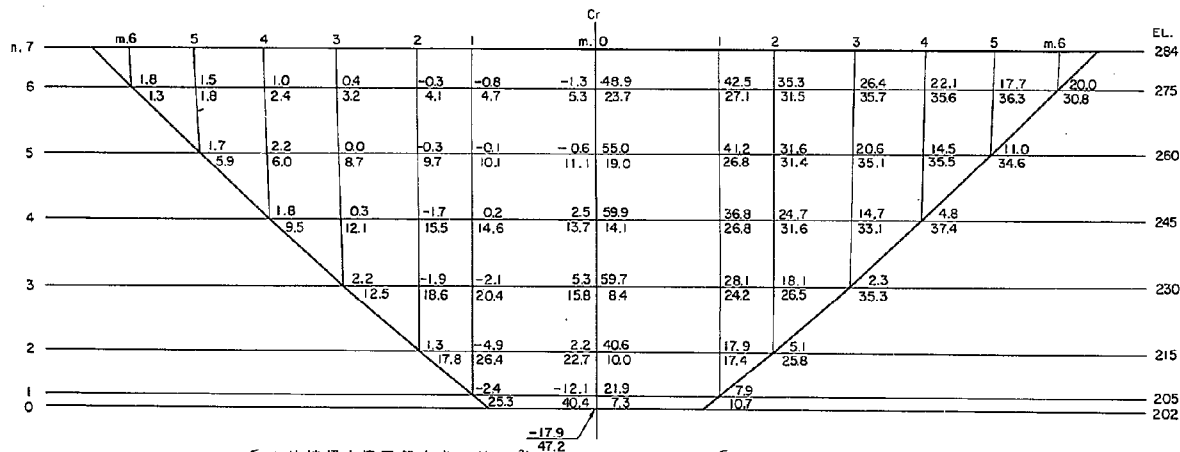
$R\phi_A = 39^\circ$

$L\phi_A = 36^\circ$

図 12 SH-1 タイプ半径方向調整計算による応力度

($t=0, 2k=0$)

片持梁応力度 $\frac{\sigma_u}{\sigma_D}$ $\frac{\sigma_E}{\sigma_I}$ アーチ応力度



σ_u : 片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm^2)

σ_D : 片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm^2)

σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2)

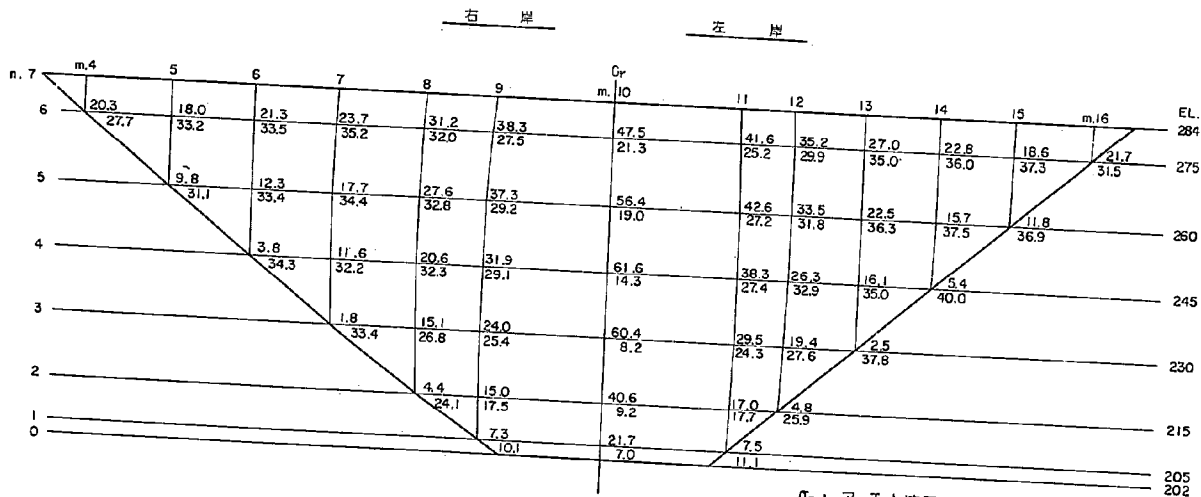
σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)

図 13.1

SH-2 タイプ半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t=0, 2k=0$)

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



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)

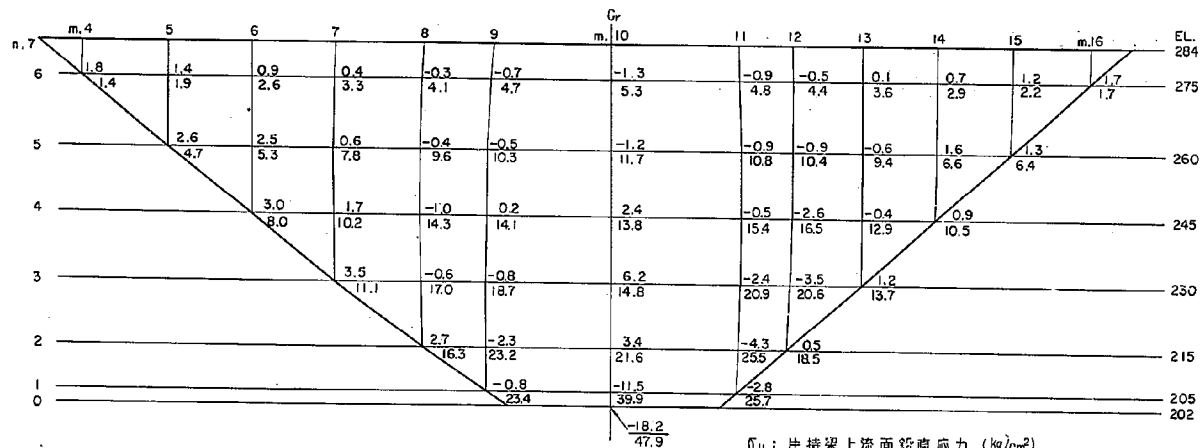
図 13.2 SH-2 タイプ半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0, 2k=0$)

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

右 岸

左 岸



σ_u : 片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm^2)

σ_D : 片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm^2)

図 1 4. 1

SH-3 タイプ半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t=0$, $2k=0$)

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

-40-

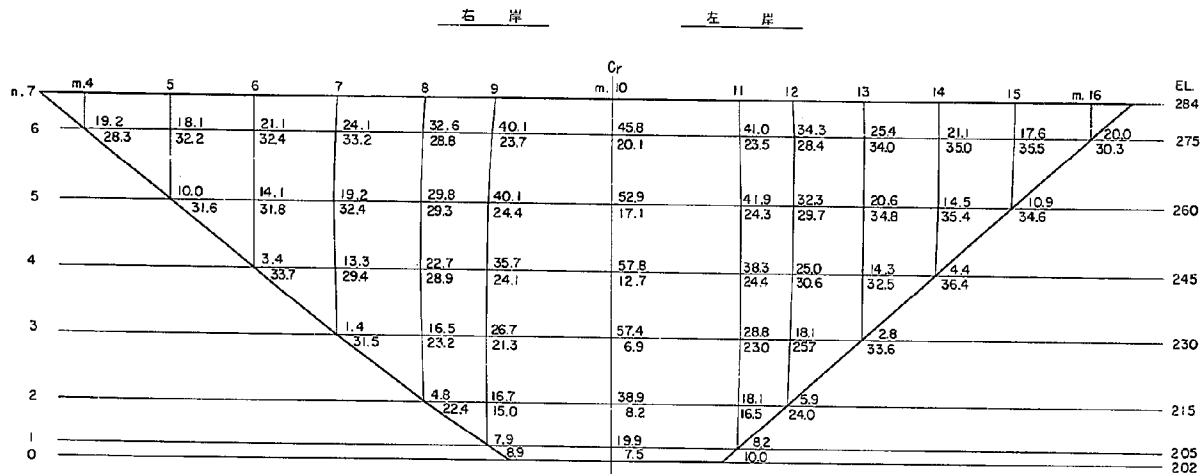
 σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2) σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)

図 1.4.2

SH-3 タイプ半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0, 2k=0$)

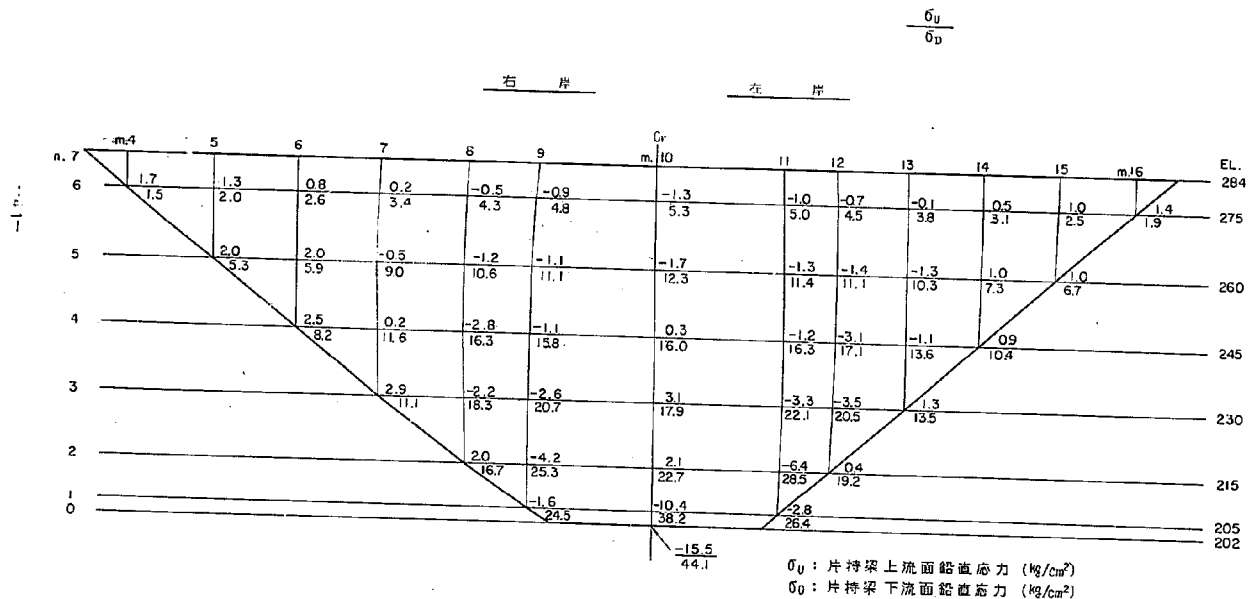
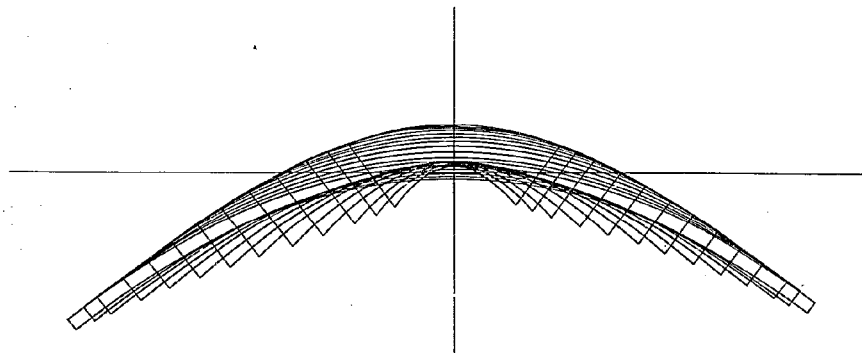


図 15.1 ダム 水平面図

$S = 1/1500$

SH-4'タイプ



$R\phi_A = 38^\circ 30'$

$L\phi_A = 36^\circ 30'$

図 15.2.1 8H-4 タイプ半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t=0$, $2k=0$)

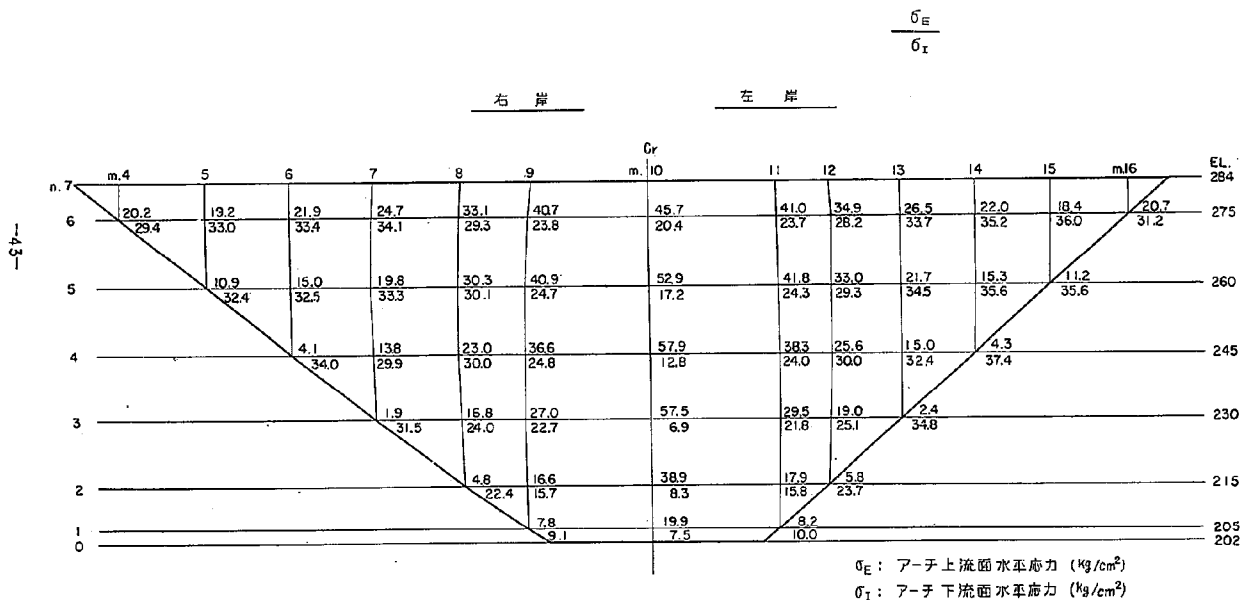


図 15.2.2 SH-4 タイプ半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0$, $2k=0$)

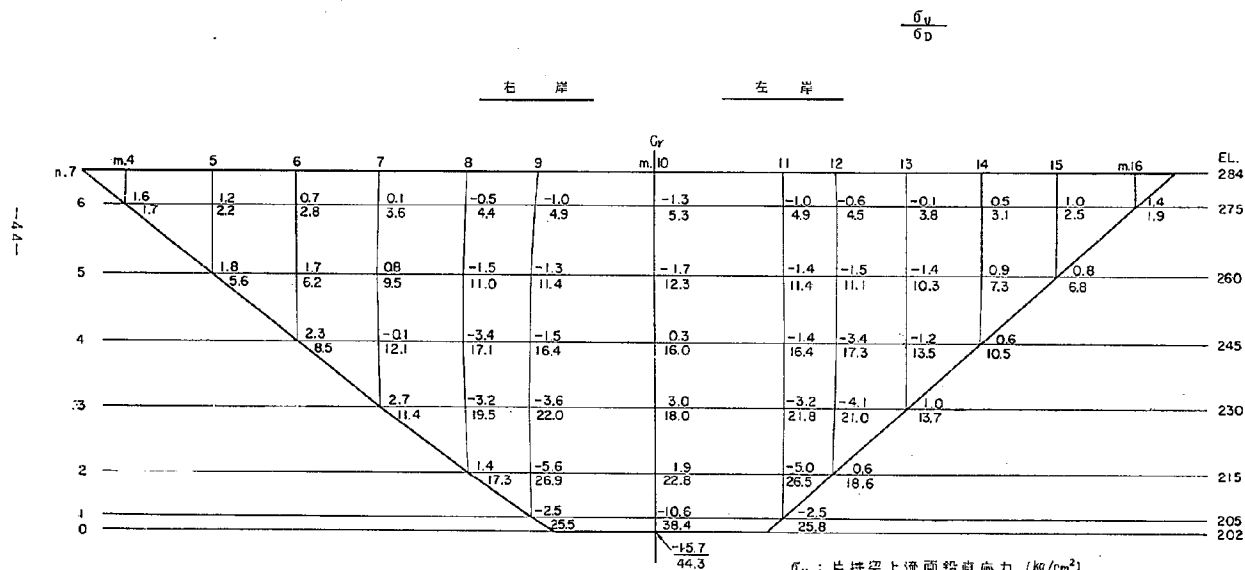


図 16.1 青蓮寺ダム平面図 (SH-8)

$S=1/1500$

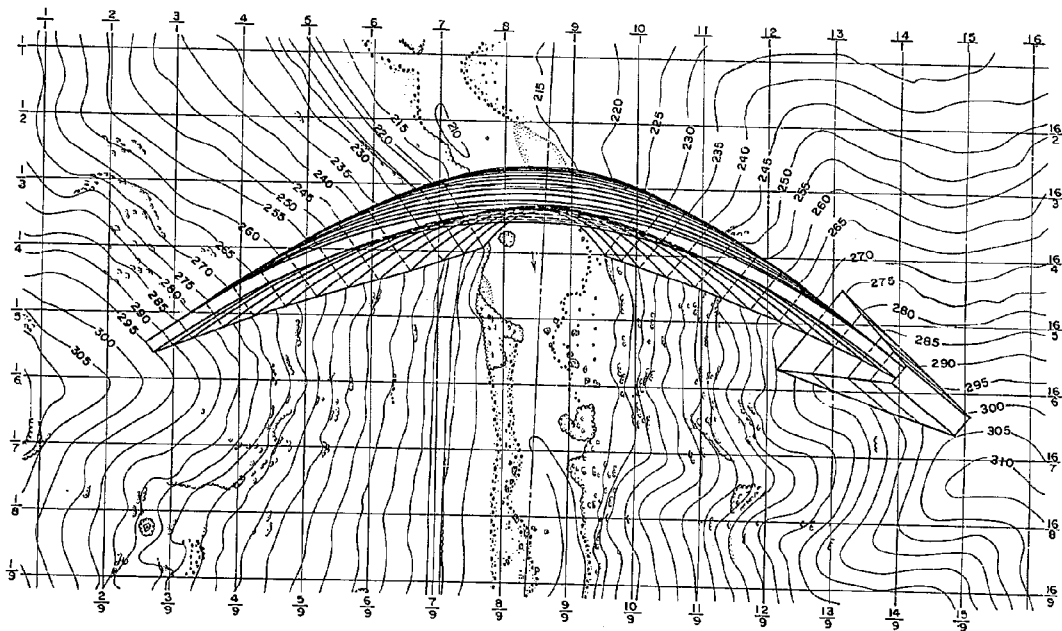


図 14.2.1

青蓮寺ダム水平断面地質図 (SH-8)

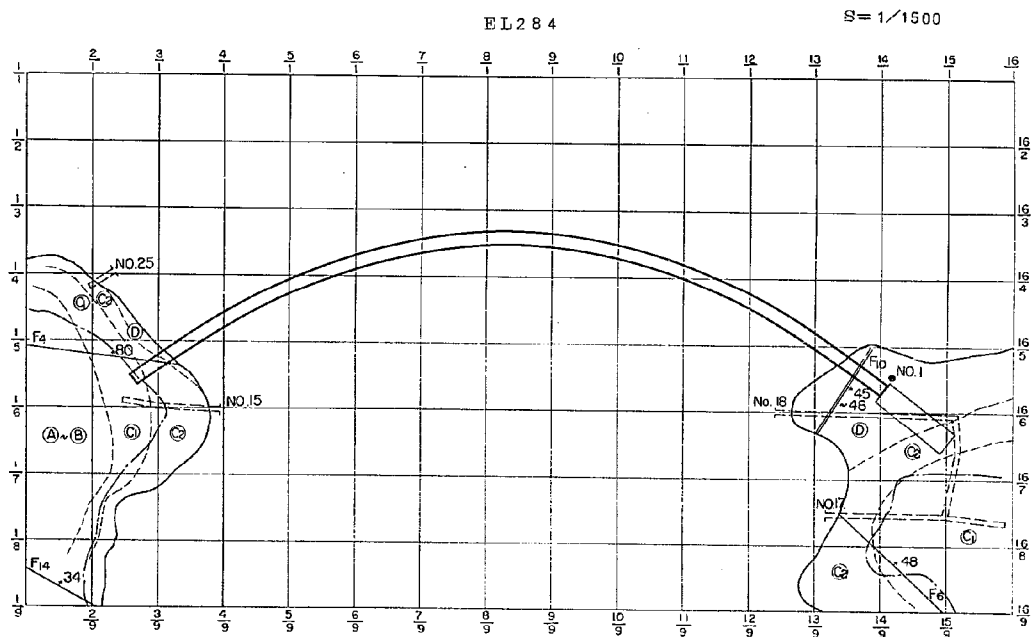


図 16.2.2

青蓮寺ダム水平断面地質図 (SH-8)

EL275

S=1/1500

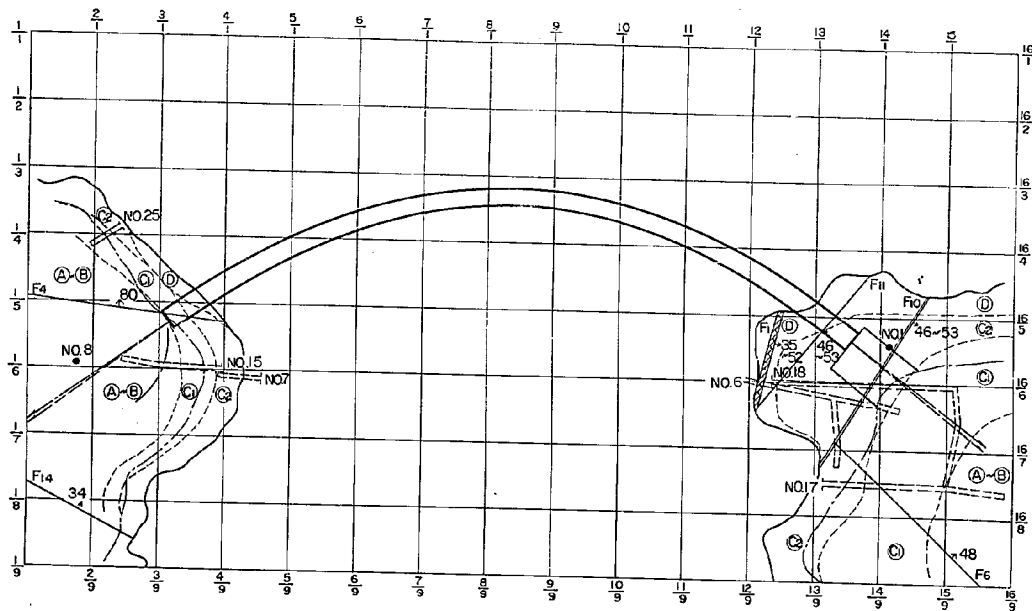
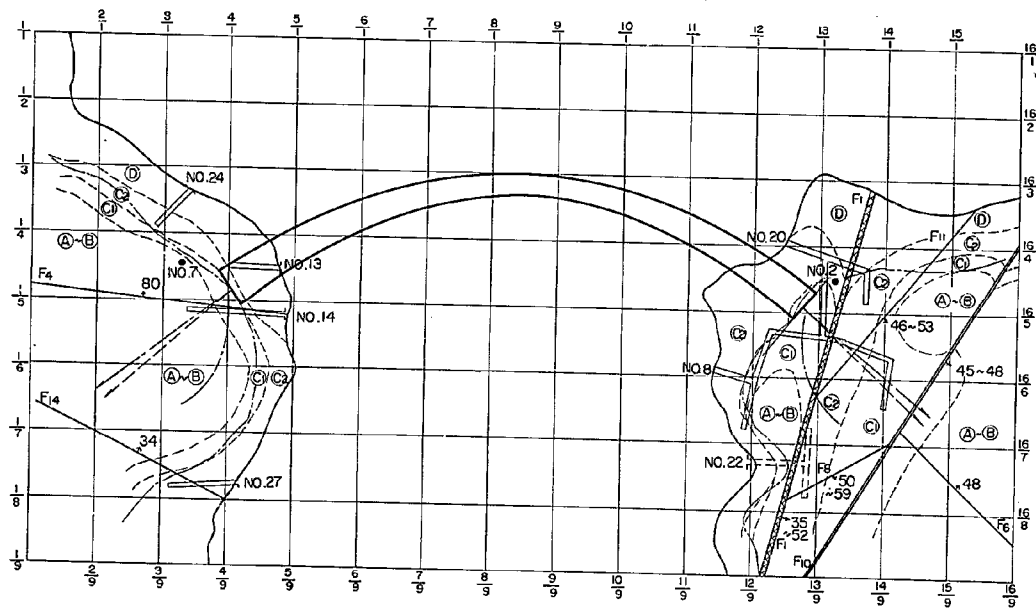


図 16.2.3

青蓮寺ダム水平断面地質図 (SH-8)

EL 260

S=1/1500



青蓮寺ダム水平断面地質図 (SH-8)

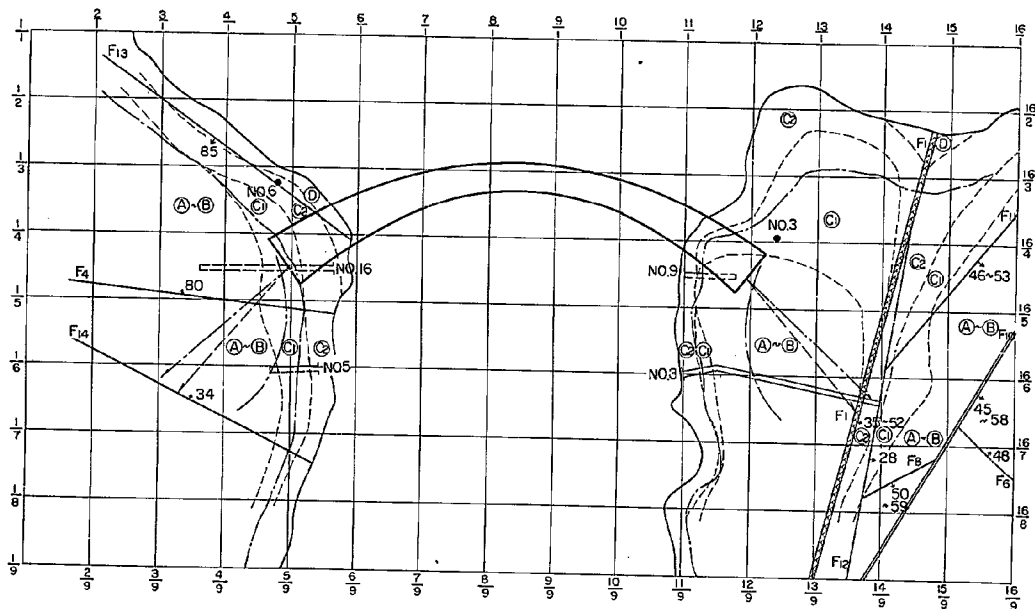
$$S = 1/150n$$


図 14.2.5

青蓮寺ダム水平断面地質図 (SH-8)

EL250

S=1/1500

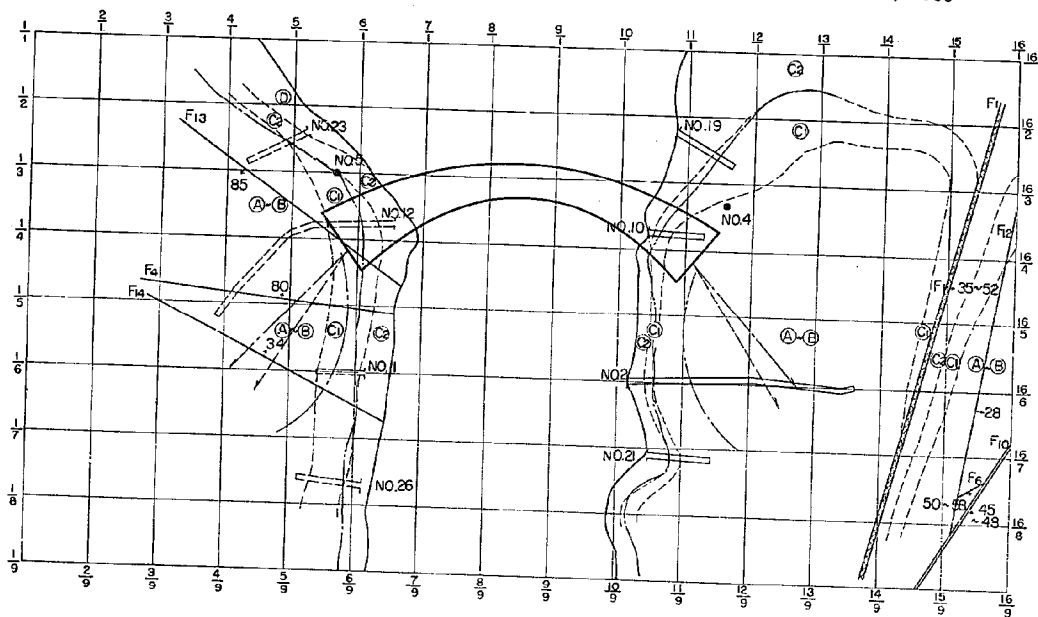


図 16.2.6

青蓮寺ダム水平断面地質図 (SH-8)

EL 215

S = 1/1500

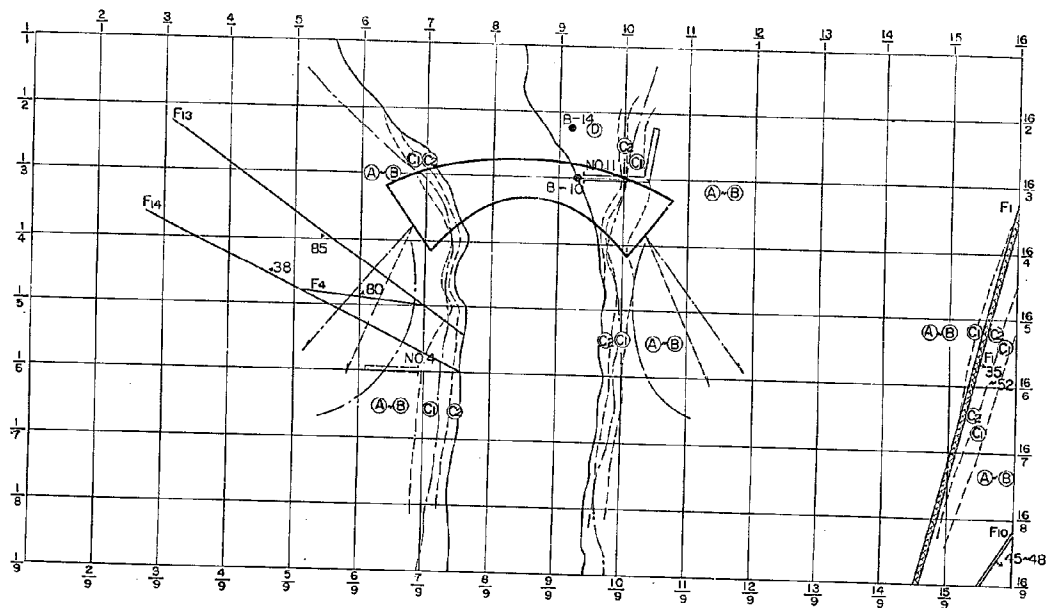


図 16.3 青蓮寺ダム中心線展開地質図 (SH-8)

S=1/1500

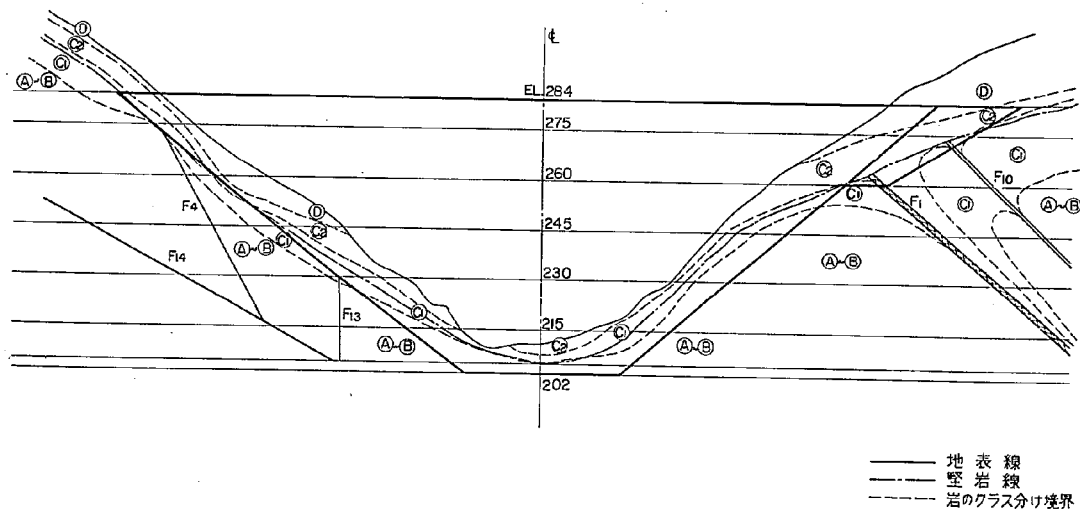


図 16.4 青蓮寺ダム片持梁断面図 (SH-8)

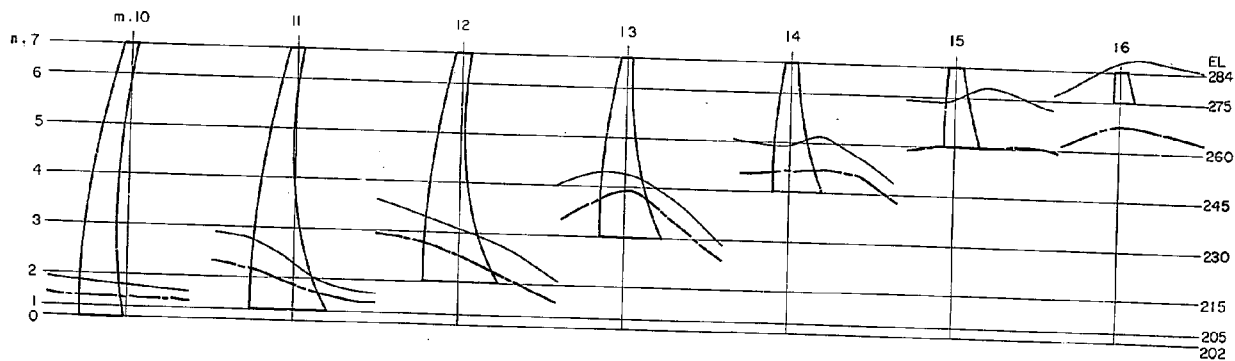
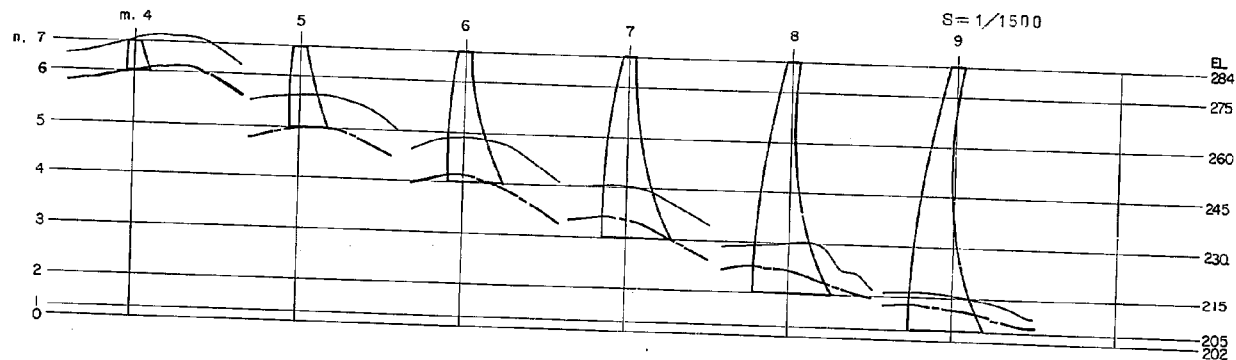


図 14.5 最終案 (SH-8) 形状諸元

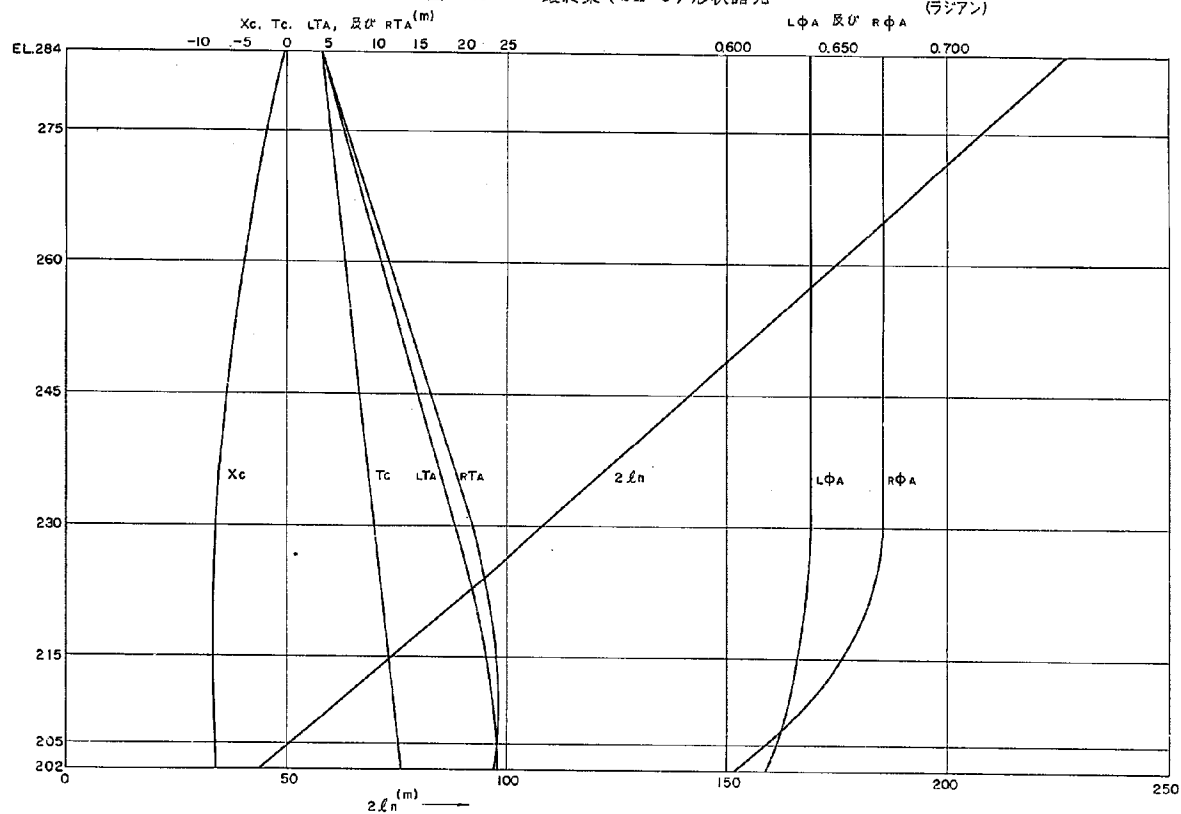


図 16.6.1 最終案 (SH-8) 半径方向調整計算による荷重分割図

($t=0$, $2k=0$)

単位: t/m^2

: 横線は片持梁分担荷重

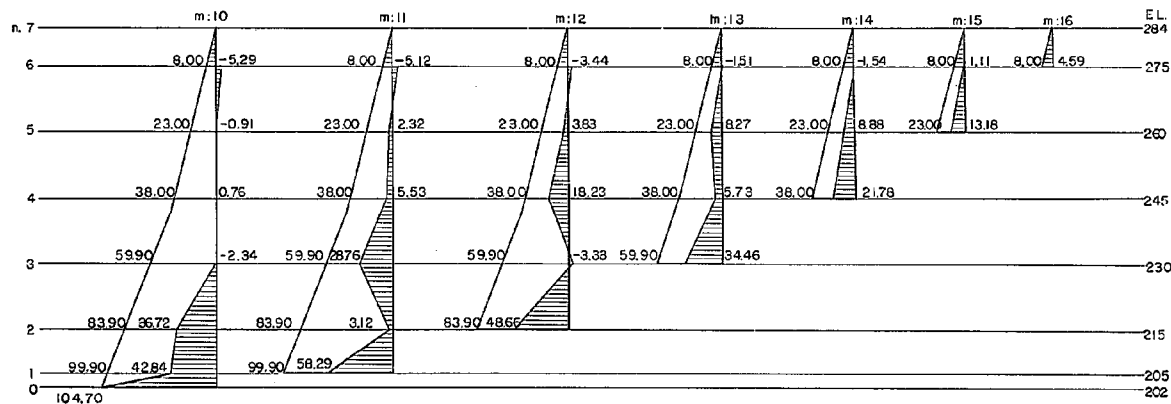


図 16.4.2

最終案 (SH-8) 半径方向調整計算による荷重分割図

($t=0$, $2k=0$)

単位: t/m

: 横線は片持梁分担荷重

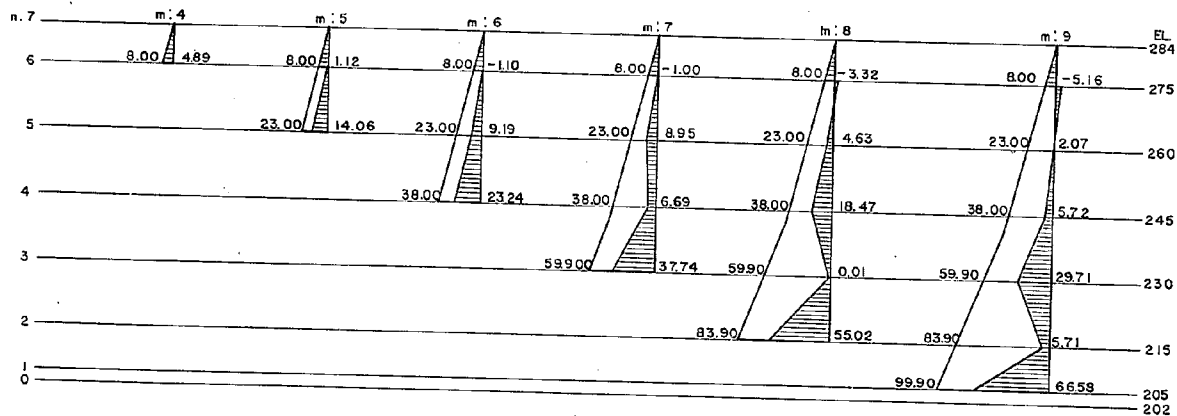


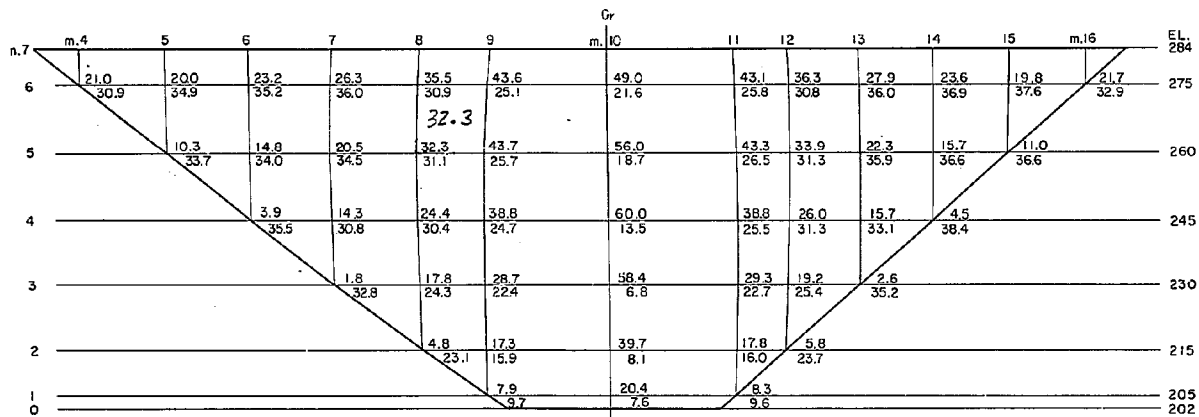
図 14.6.3 最終案 (SH-8) 半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t=0, 2k=0$)

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

右岸

左岸



σ_E : アーチ上流面水平応力 (kg/cm^2)

σ_I : アーチ下流面水平応力 (kg/cm^2)

図 16.6.4

最終案 (SH-8) 半径方向調整計算による片持梁応力度

$$(v=0, 2k=0)$$

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

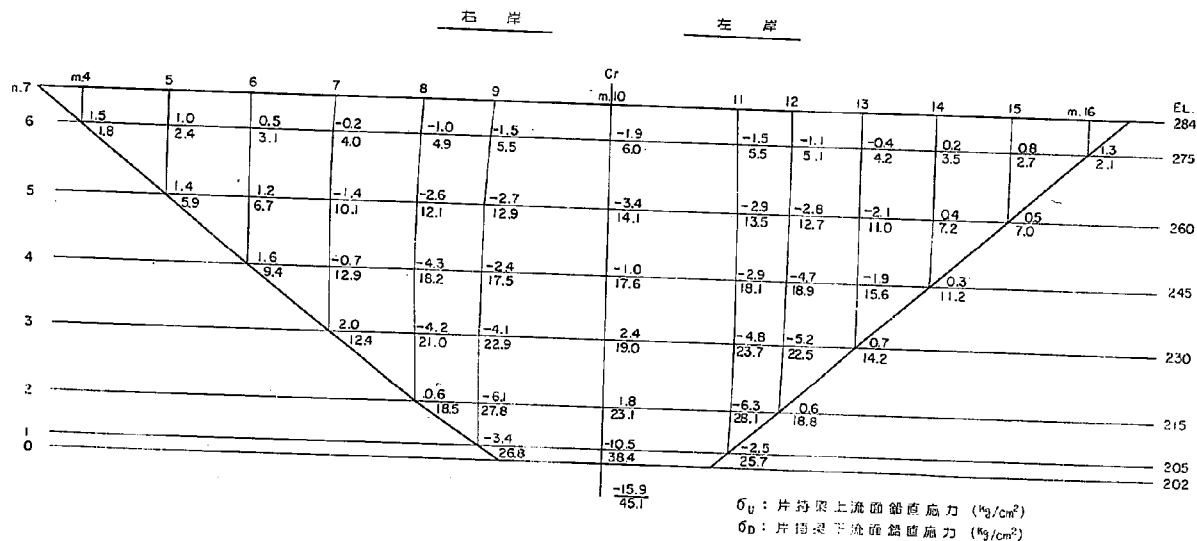
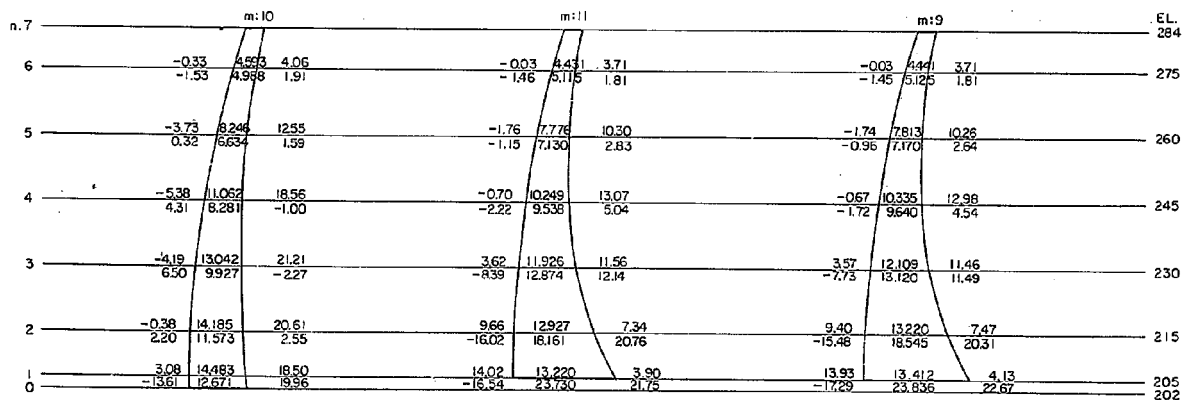


図 16.6.5 最終案 (SH-8) 半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0, \quad 2k=0$)

$$\frac{w\sigma_U \cdot U_E \cdot w\sigma_D}{c\sigma_U \cdot T \cdot c\sigma_D}$$



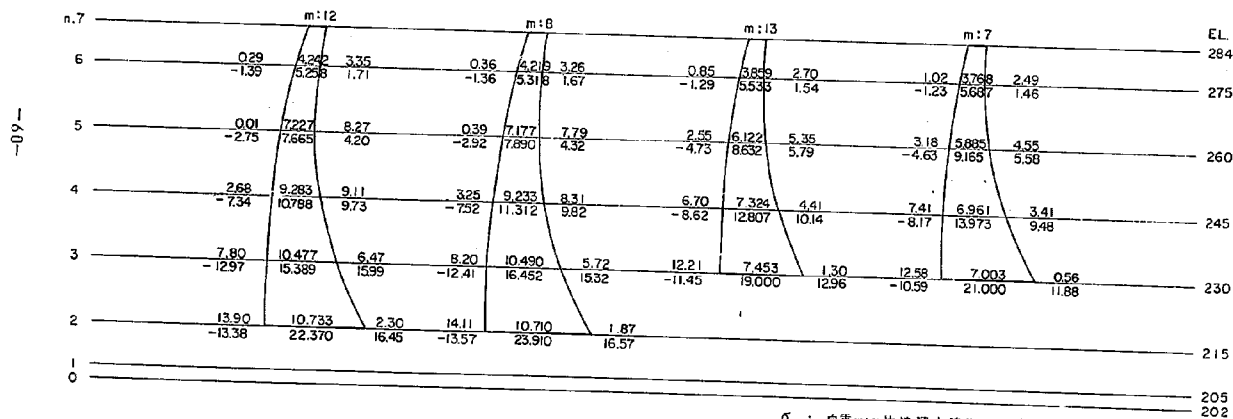
$\frac{4.11}{-2004}, \frac{14.500}{13.000}, \frac{17.62}{27.46}$

$w\sigma_U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 $w\sigma_D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 $c\sigma_U$: 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 $c\sigma_D$: 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 U_E : デム軸とデム上流面との水平距離 (m)
 T : デムの厚さ (m)

図 14.6.6 最終案 (SH-6) 半径方向調整計算による片持梁応力度

($t=0, 2k=0$)

$$\frac{w\sigma_U \cdot U_E \cdot w\sigma_D}{c\sigma_U \cdot T \cdot c\sigma_D}$$



$w\sigma_U$: 自重による片持梁上流面筋直応力 (kg/cm²)

$w\sigma_D$: 自重による片持梁下流面筋直応力 (kg/cm²)

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

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

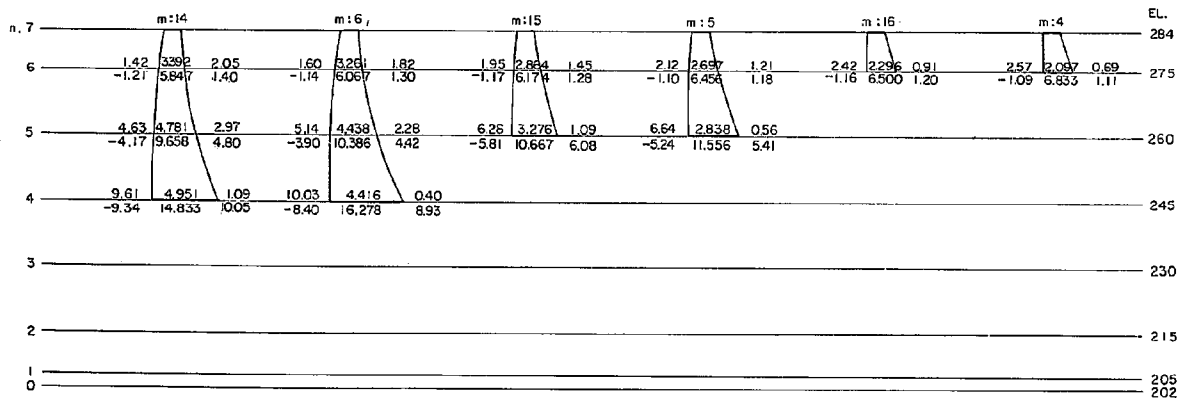
U_E : ダム軸とダム上流面との水深距離 (m)

T : ダムの厚さ (m)

図 16.6.7 最終案 (SH-8) 半径方向調整による片持梁応力度

($\tau=0, 2k=0$)

$$\frac{w\sigma_U \cdot U_E \cdot w\sigma_D}{c\sigma_U \cdot T \cdot c\sigma_D}$$



$w\sigma_U$: 自重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 $w\sigma_D$: 自重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 $c\sigma_U$: 水圧荷重による片持梁上流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 $c\sigma_D$: 水圧荷重による片持梁下流面鉛直応力 (kg/cm^2)
 U_E : ダム軸とダム上流面との水平距離 (m)
 T : ダムの厚さ (m)

図 14.7.1 最終案 (SH-B) 半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k=0$)

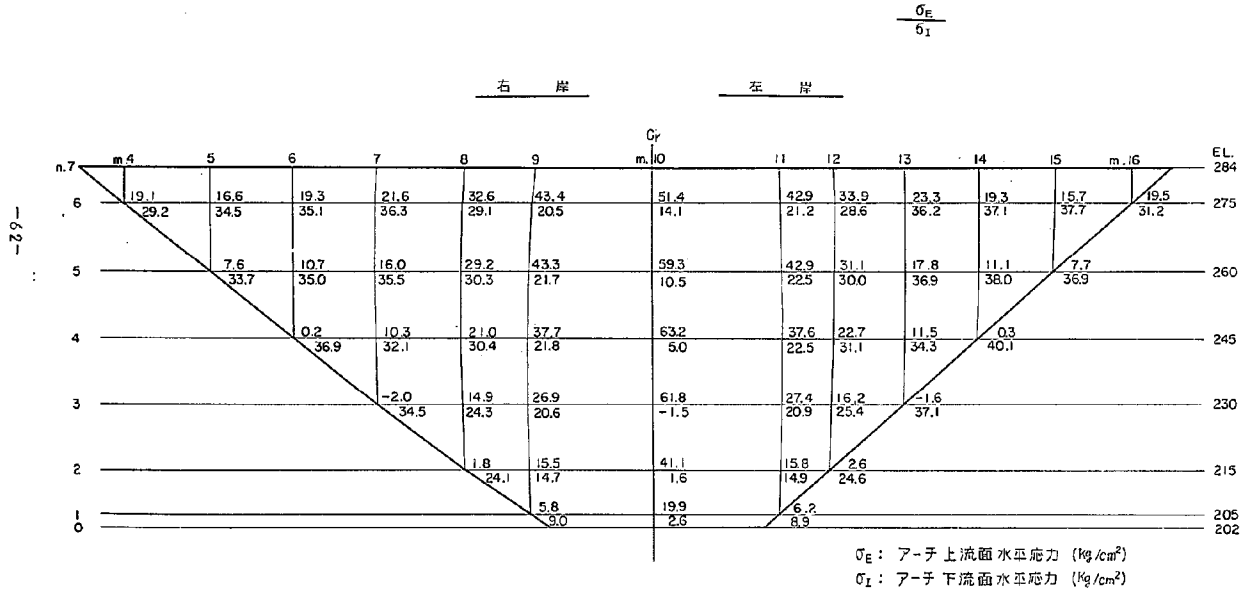


図 16.7.2 最終案 (SH-8) 半径方向調整計算による片持梁応力度

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k = 0$)

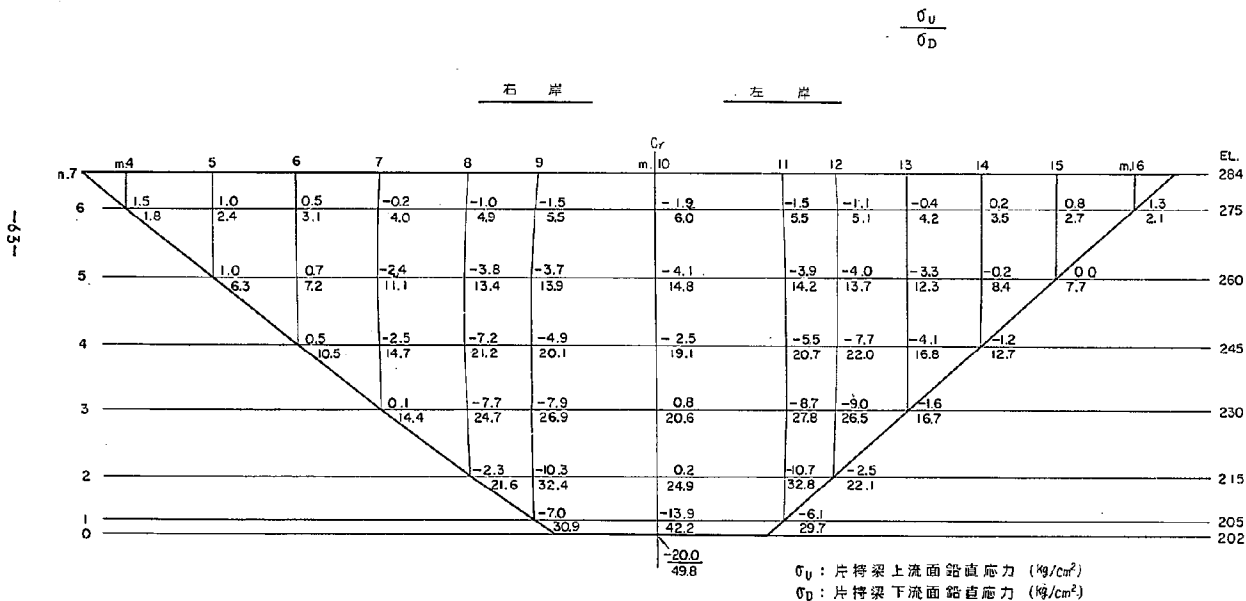


図 16.8.1 最終案 (SH-8) 半径方向調整計算によるアーチ応力度

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k = 0.25$)

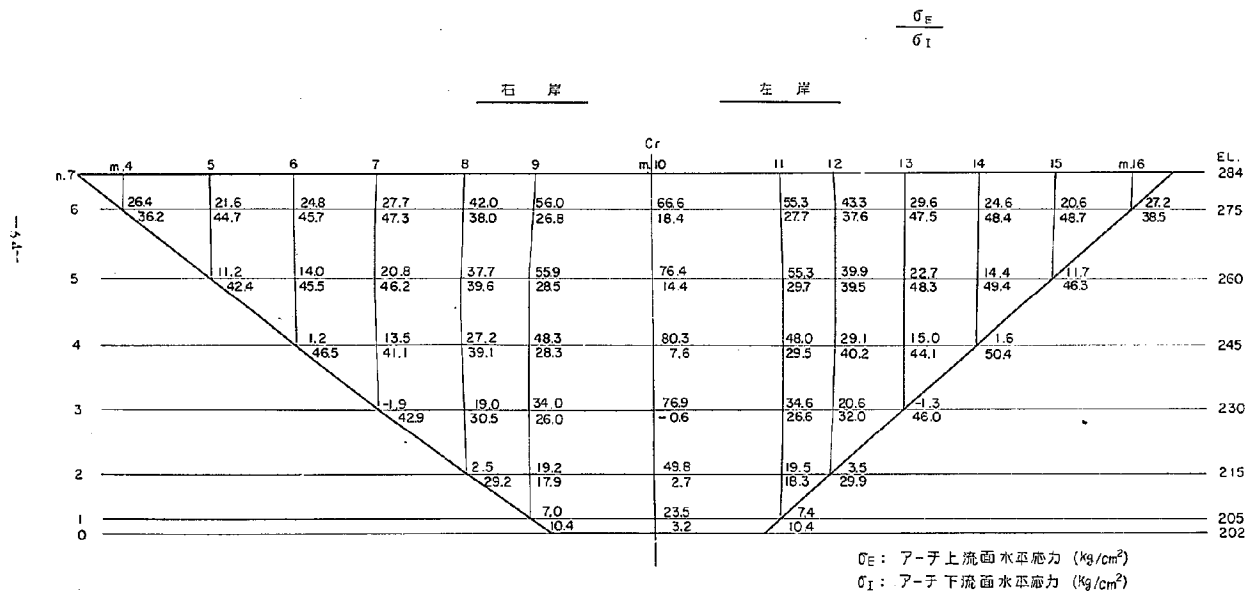
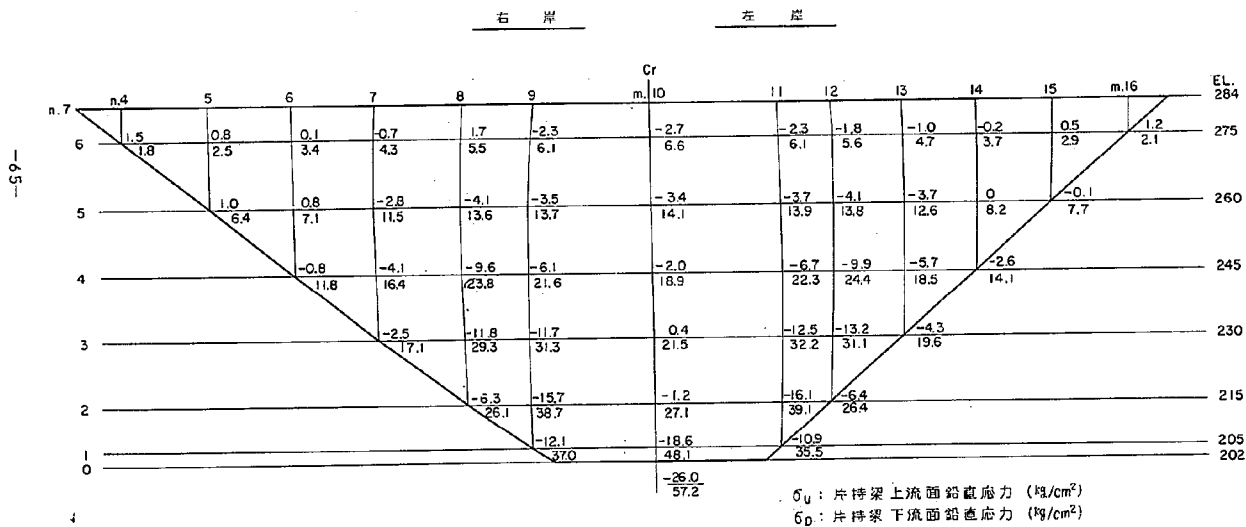


図 16.8.2 最終案 (SH-8) 半径方向調整計算による片持梁応力度

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k = 0.25$)

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



-99-

單位：t/m³

図 14.9.2 最終案 (SH-8) 完全調整計算による荷重分割図

($\tau=0$, $2k=0$)

単位: τ/m^2

: 横線は片持梁分担荷重

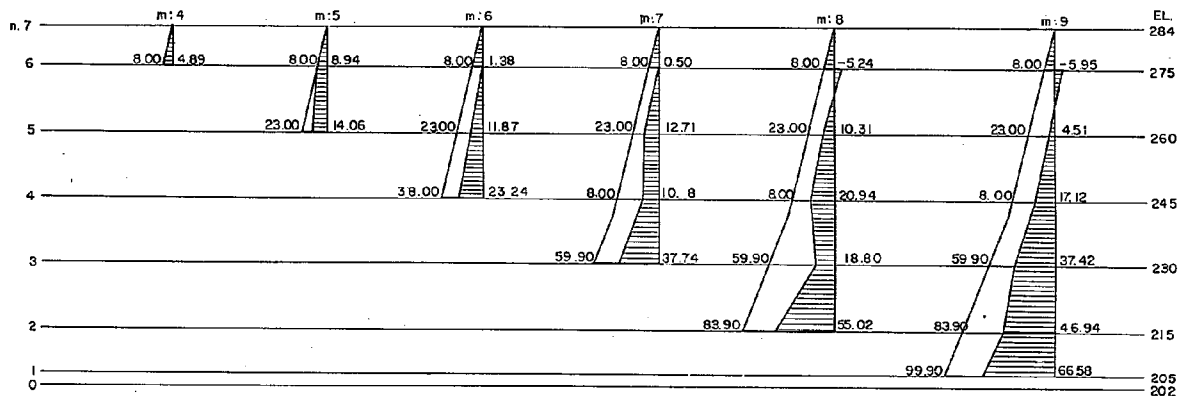
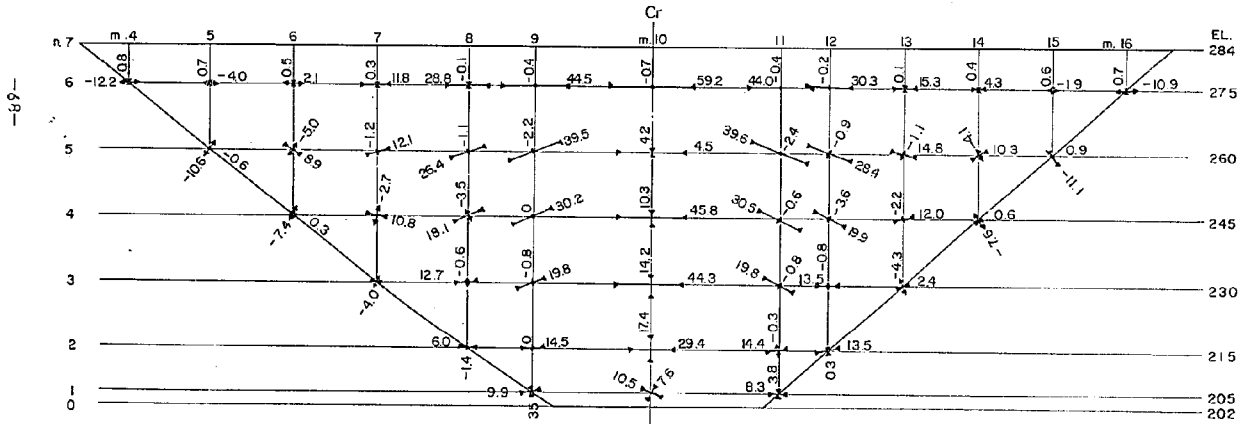


図 14.10.1

最終案 (SH-8) 完全調整計算による主応力図

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k=0$)

上 流 面



最終案 (SH-8) 完全調整計算による主応力図

$$(t = -4^{\circ}\text{C}, \quad 2k = 0)$$

下 流 面

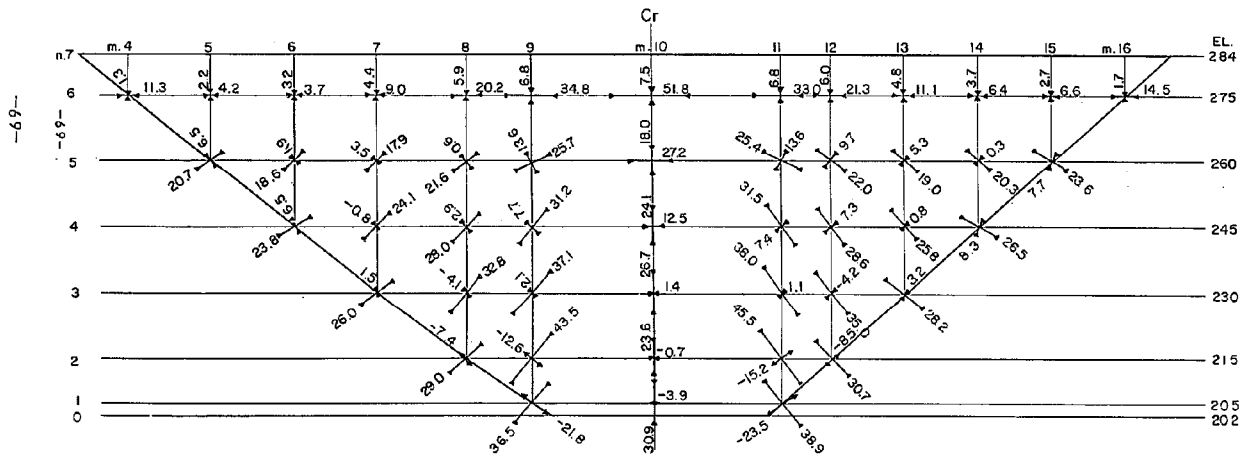


図 14.11.1 最終案 (8H-8) 完全調整計算による主応力図

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k = 0.25$)

上 流 面

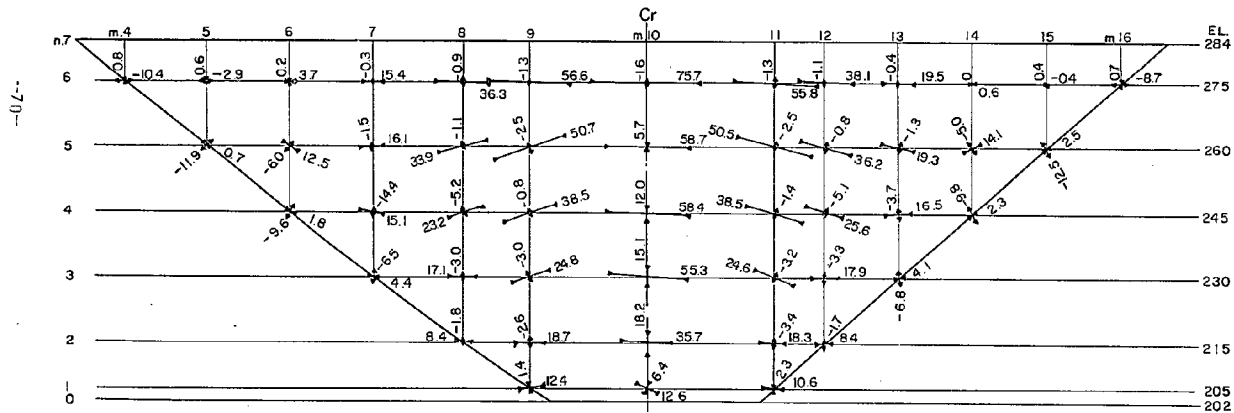


図 16.11.2 最終案 (SH-8) 完全調整計算による主応力図

($t = -4^{\circ}\text{C}$, $2k = 0.25$)

下 流 面

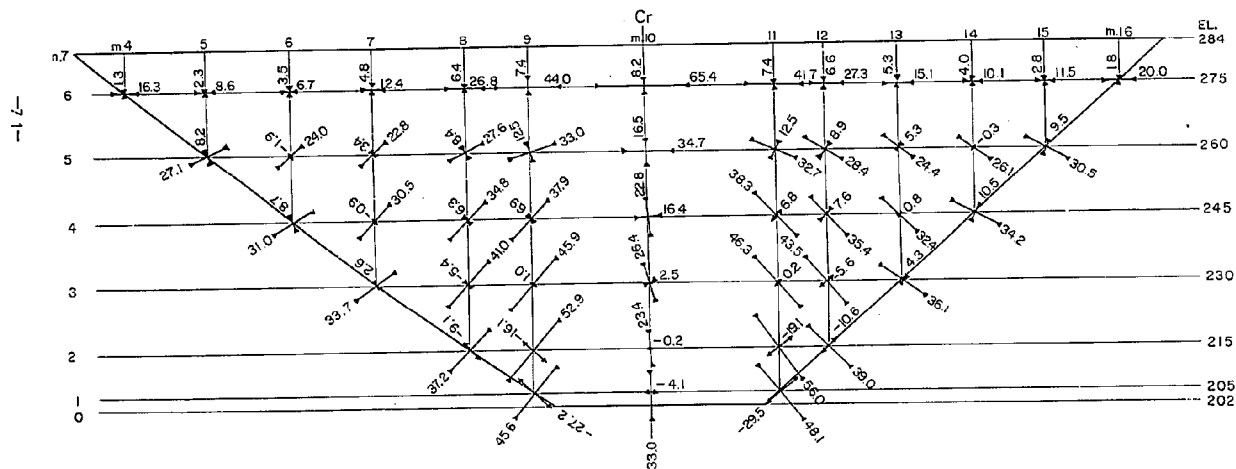
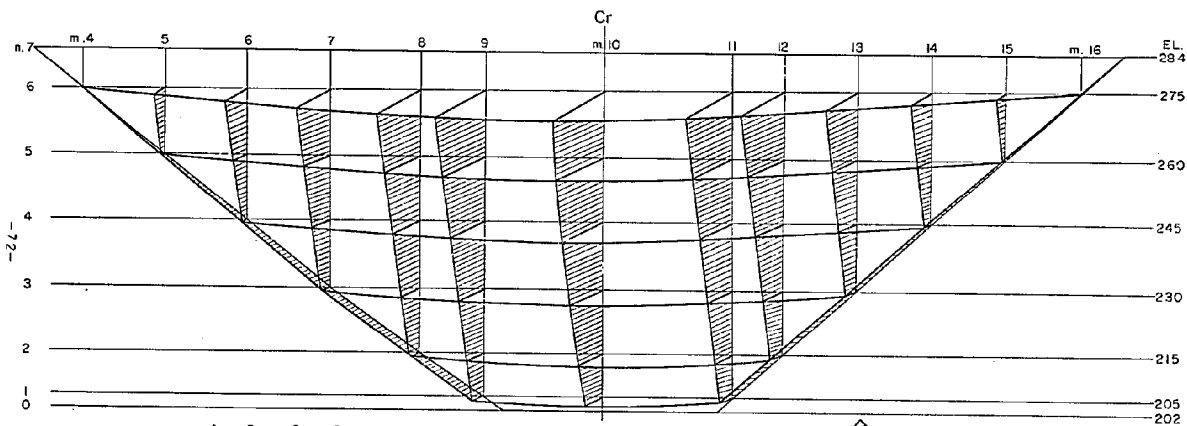


図 1.6.12.1 最終案 (SH-8) 完全調整計算による半径方向変位

($t=0, 2k=0$)



	m.4	5	6	7	8	9	Cr	11	12	13	14	15	16
275	0	5	11	17	23	25	26	24	22	17	11	5	0
260		1	7	12	18	21	23	21	18	12	7	1	
245			3	8	14	17	21	17	13	8	3		
230				4	9	13	17	12	9	4			
215					6	9	12	8	6				
205						6	8	6					

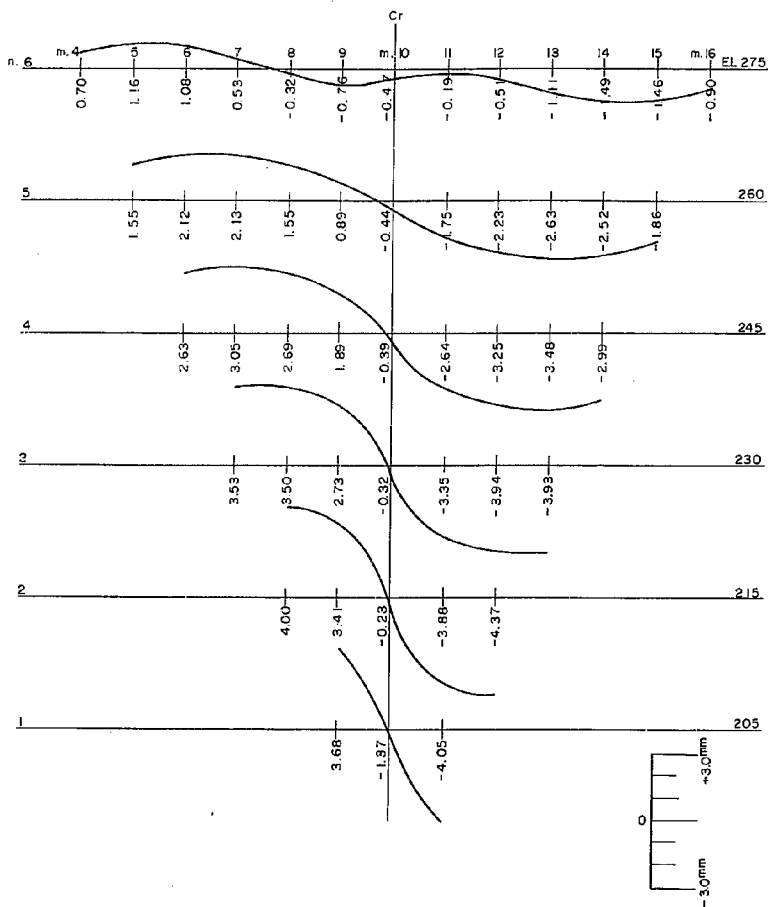
(単位: mm)



図 16.12.2

最終案 (SH-8) 完全調整計算による接線方向変位

($t=0, 2k=0$)



☒ 16.12.3

最終案 (SH-8) 完全調整計算による鉛直軸の周りの回転角

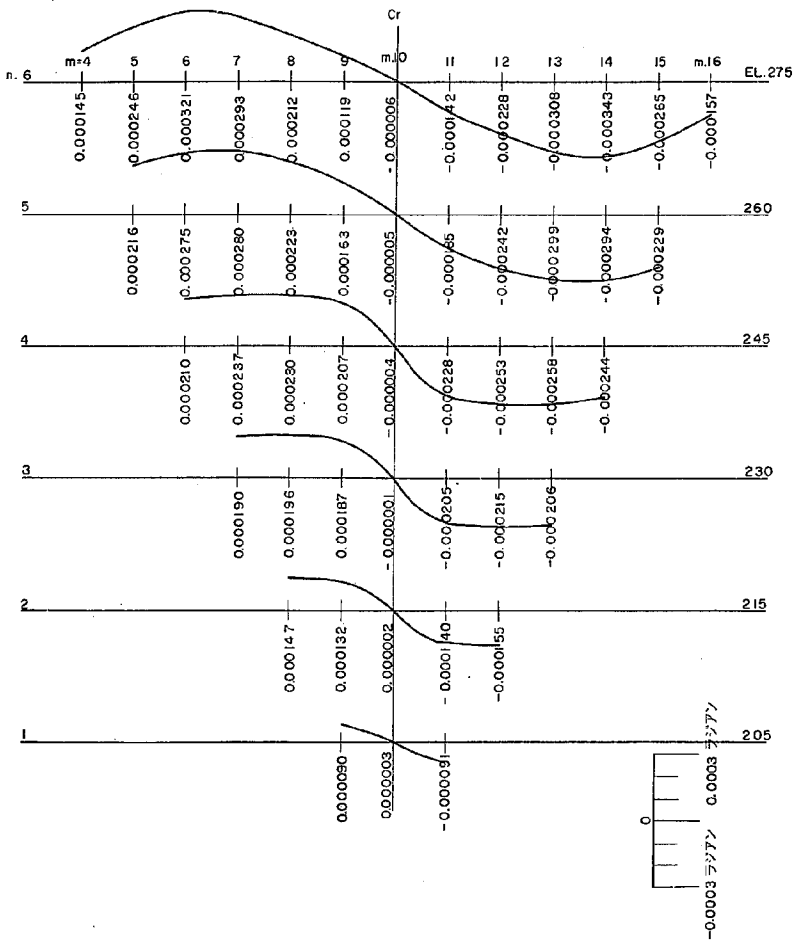
$$(t=0, 2k=0)$$


図 16.13.1 最終案 (SH-8) 完全調整計算によるアーチスラスト図

($\tau=0, 2k=0$)

単位: t/m

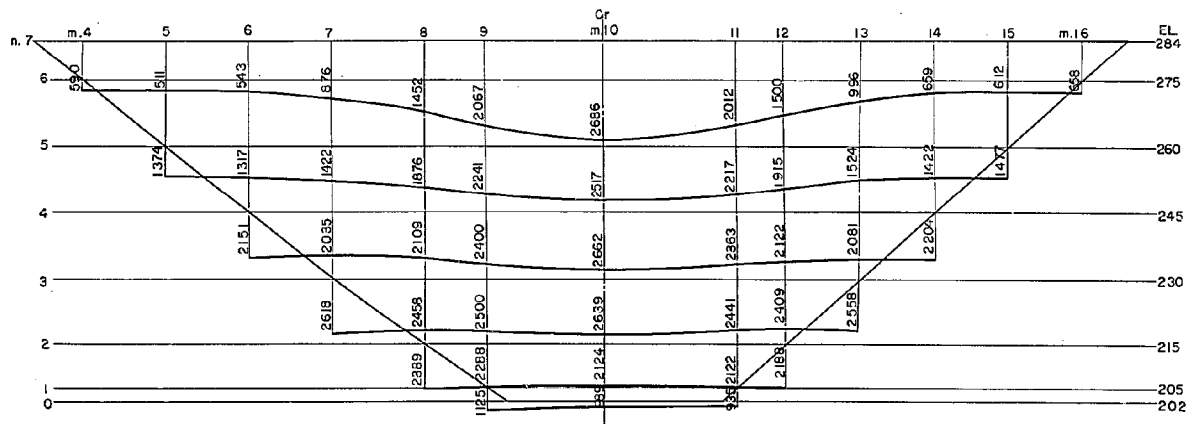
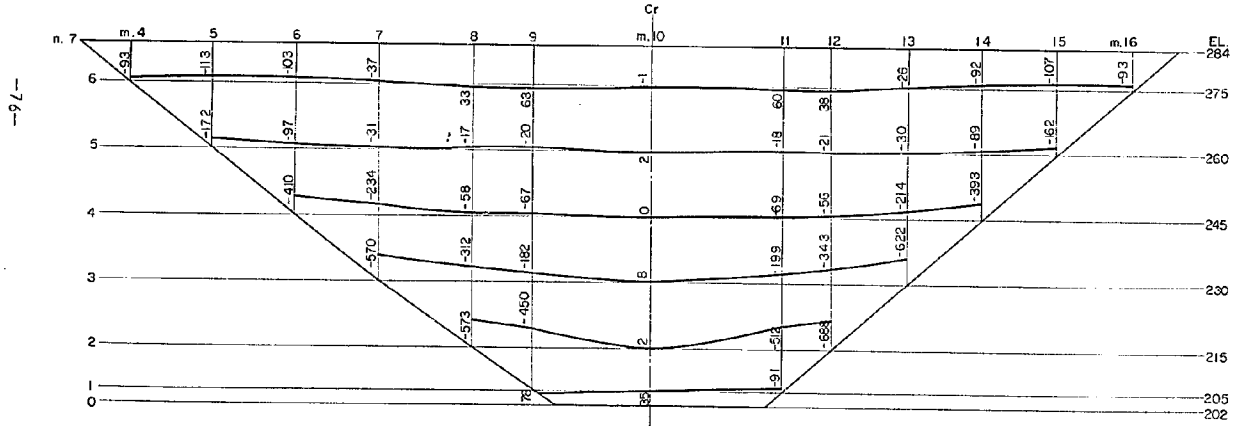


図 16.13.2 最終案 (SH-8) 完全調整計算によるアーチ剪断力図

($t=0.2k=0$) 単位: τ/m

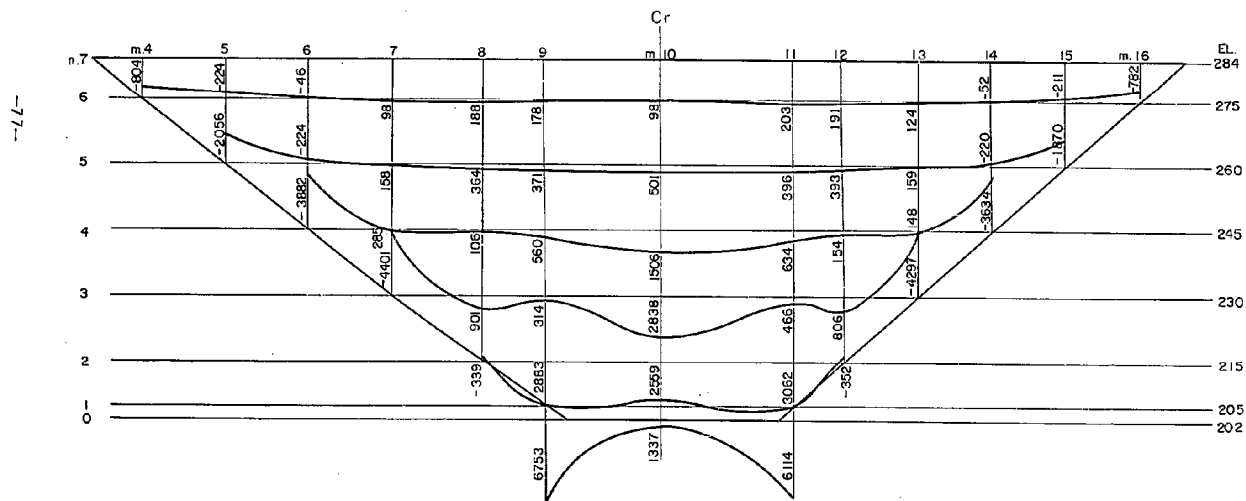


☒ 16.13.3

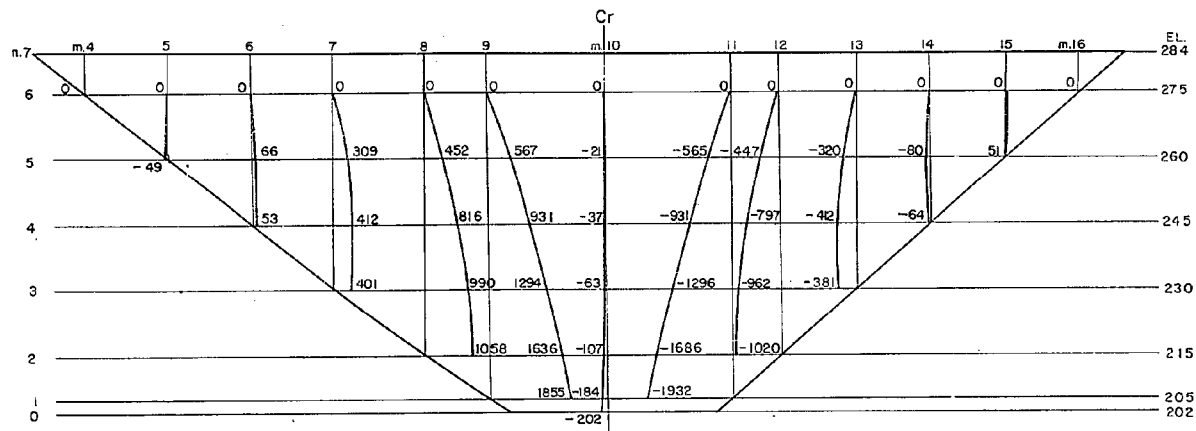
最終案 (SH-8) 完全調整計算によるアーチモーメント図

$$(t=0, 2k=0)$$

單位：t·m/m

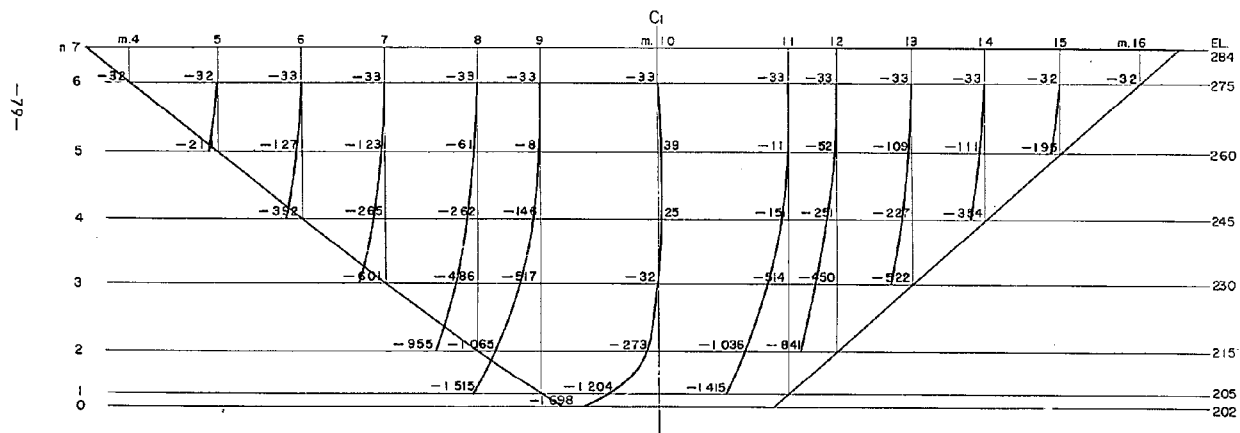


單位：t/m



最終案 (SH-8) 完全調整計算による片持梁剪断図

単位: τ/m



☒ 16.14.3

最終案 (SH-8) 完全調整計算による片持梁モーメント

$$(t=0, 2k=0)$$

单位: $t \cdot m/m$

