



土木研究所資料

第 917 号

白川ダム洪水吐構造設計報告書

昭和 49 年 3 月

建設省土木研究所

白川ダム洪水吐構造設計報告書

ま え が き

本報告書は東北地方建設局の依頼により土木研究所で昭和46～48年度の3ケ年で実施した白川ダム洪水吐構造設計について有限要素法による二次元弾性解析及び三次元弾性解析を行なった経緯とその結果について報告するものである。

昭和49年3月

建設省土木研究所

フィルダム研究室	主任研究員	北	条	紘	次
〃	研究員	松	本	徳	久
(現)北陸地建大町ダム調査事務所		米	道		久

目 次

1. 白川ダム概要	1
2. 洪水吐の構造概要	4
3. 検討の目的	7
4. 二次元応力計算	8
4-1 計算に用いた条件	8
4-2 計算ケース	8
4-3 計算結果	9
4-4 計算結果に対する考察	9
5. 三次元応力計算	47
5-1 三次元計算の目的	47
5-2 計算の仮定	47
5-3 計算結果と検討	48
5-4 三次元計算の問題点	49

1. 白 川 ダ ム 概 要

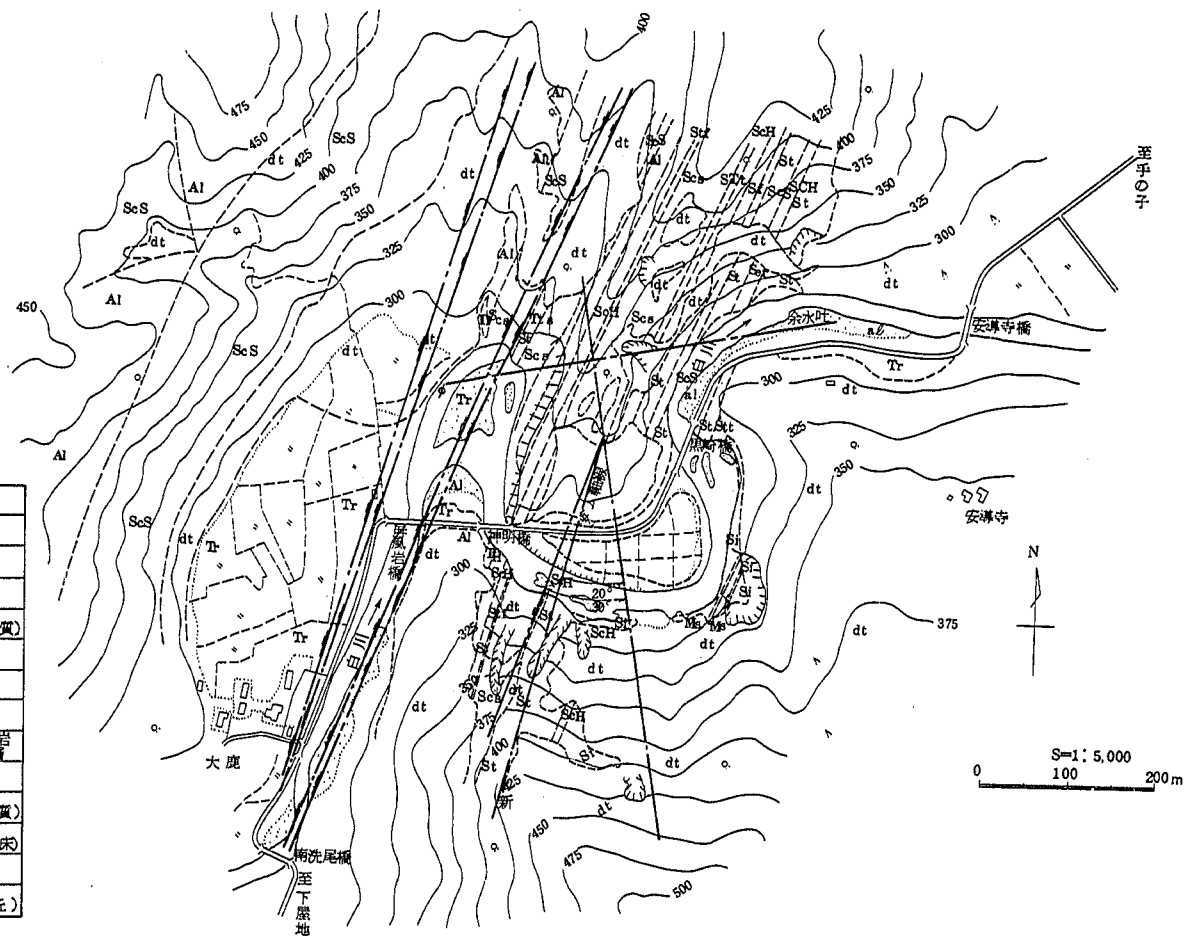
白川ダムは、最上川水系置賜白川に建設中の高さ69mの中央コア型フィルダムで、洪水調節、かんがい、工業用水、発電を目的とした多目的ダムである。

ダム及び貯水池の諸元を表-1に示す。

表-1 ダム及貯水池諸元

河川名	最上川水系置賜白川	ダム名	白川ダム
流域面積	250 km ²	位置	山形県西置賜郡飯豊町大字高峰地内
目的	洪水調節・かんがい 工業用水・発電	堤体	コンクリート (余水吐)
貯水池		堤体	ロックフィル堤体
湛水面積	2.7 km ²	積	2,467,000 m ³
湛水延長	9.0 km		
常時満水位標高	336.0 m	フィル堤体	上流 1:2.5
計画満水位標高	338.0 m	法勾配	下流 1:2.3
制限水位標高	第一次 324.8 m 第二次 322.5 m	越流設備	クレスゲート 巾11.0m高さ16.2m 2門
最低水位標高	312.0 m	放流設備	オリフィスゲート 巾4.8m高さ4.5m 1門
洪水調節水深	第一次 13.2 m 第二次 15.5 m	地質	凝灰質砂岩
発電利用水深	24.0 m	利水	
総貯水容量	500,000,000 m ³	かんがい最大放流量	m ³ /S
有効貯水容量	41,000,000 m ³	工業用水取水容量	10,000 m ³ /日
堆砂容量	9,000,000 m ³	最大有効落差	53.0 m
洪水調節容量	第一次 27,000,000 m ³ 第一次 30,000,000 m ³ 第一次 14,000,000 m ³ 第二次 11,000,000 m ³	最大使用水量	20.0 m ³ /S
利水容量		最大出力	8,900 KW
発電非洪水期	36,000,000 m ³	年間可能発生電力量	40,076 MWH
容量洪水期(第一次)	14,000,000 m ³	水没補償	
容量洪水期(第二次)	11,000,000 m ³	家屋	103戸
計画高水流量	1,400 m ³ /S	宅地	0.10 km ²
計画放流量	300 m ³ /S	田地	0.87 km ²
調節流量	1,100 m ³ /S	畑地	0.17 km ²
ダム		山林・原野	1.95 km ²
型式	内部遮水型(土質) ロックフィルダム	道路	県道 8.7 km 林道 町道 1.7 km
堤頂標高	343.00 m		
堤高	69 m		
堤長	フィル堤体 345.0 m 余水吐 60.0 m		
堤巾	フィル 100 m コンクリート 5.0 m		

ダムサイトの地形、地質の概要、ダムの形状を図-1、図-2、図-3に示す。



凡	例
Ms	泥 岩
Si	シルト岩
Sf	細粒～中粒砂岩
Scs	粗粒～中粒砂岩(軟質)
Cg	岩
STf	砂質凝灰岩
Sfs	凝灰岩(軟質)
Al	砂岩、シルト岩、泥岩、 岩、凝灰岩の互層
Trf	凝灰岩(硬質)
ScH	粗粒～中粒砂岩(硬質)
al	円，砂，粘土(河床)
dt	角，土砂
Tr	円，砂，粘土(段丘)

図-1 ダム地質平面図

2. 洪水吐の構造概要

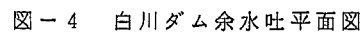
白川ダムの放流施設は、地形的、地質的な要因から本体左岸側に位置が選定され、クレストゲート2門、オリフィスゲート1門を有する長さ277m、巾328mの洪水吐が計画されており、その水理的な構造は篠崎試験所で行なわれた水理模型実験により決定された。洪水吐の平面図、縦断面図および上流面図を図-4, 5, 6に示す。

図4, 5, 6で見られるように洪水吐の基礎岩盤は上流側からA層, TfH層, ScH層, STf層, ScS層などがやや上流傾斜の鉛直に近い傾きで層状を成しており、しかも岩盤の走向に対して洪水吐は50°程度川側に振っている。これらの層のうち、TfH層, ScH層, STf層は比較的堅硬であるがA層, ScS層は軟質で前者に比べ変形性が大きく、強度的にも劣っている。

これに対し洪水吐構造の基礎岩盤に対するせん断摩擦抵抗の検討は、重力ダムの場合に用いられるHennyの式を用い、調査横坑内で行なわれたブロックせん断試験結果から各層の τ_0 , f を定め、中央ブロックについて基礎岩盤の面積平均から平均 τ_0 , f を求め、安全率4を確保して構造案を決定したが、この方法に対し次のような問題点があげられる。

- ① 図-4, 5で見られるように洪水吐構造は一般の重力ダムとは異なり、断面が不規則でコンクリート部も薄く、また水圧はゲートのピン位置に集中荷重として働く。従ってダムベースの荷重分布も当然重力ダムとは異なると考えられるが、このような構造物にHennyの式を用いることが可能か否か？
- ② ダム基礎岩盤は、前述したように強度の異なる岩が層状を成しているため、面積平均から求めた平均 τ_0 , f を使用しているが（重力ダムではこの方法がしばしば用いられる）この場合妥当か否か？
- ③ 図-6で見られるように横断方向の断面変化が大きいので、上下流方向の滑りを二次元計算で検討する場合、断面の取り方により安全率が異なると思われる。原案では中央ブロックについて計算しているが、前述したように洪水吐は地層走向に対して斜めとなるため、荷重状態の違いばかりでなく、基礎岩盤の強度も異なるため、山側および川側ブロックについても検討が必要である。
- ④ 前述したように硬岩と軟岩では変形状が異なるため、応力集中、基礎の不等沈下とそのコンクリート部への影響等が問題となるが、原案では変形性は考慮していない。特にテンターゲートを設けた場合はピンの位置のずれが重大事故につながる（和知ダムの例）恐れがあり、変形に対する検討が必要である。

①～④以外にも計算に用いた変形、強度常数の値の妥当性、コンクリート部のジョイントの取扱い方法、導流壁の安定問題、地山掘削断面の安定問題、洪水吐上流面のA層に対する保護、基礎の止水方法および浸透流に対する構造物および基礎の安全性等洪水吐の設計施工に当って解決していかなければならない問題が山積している。



$S = 1:500$

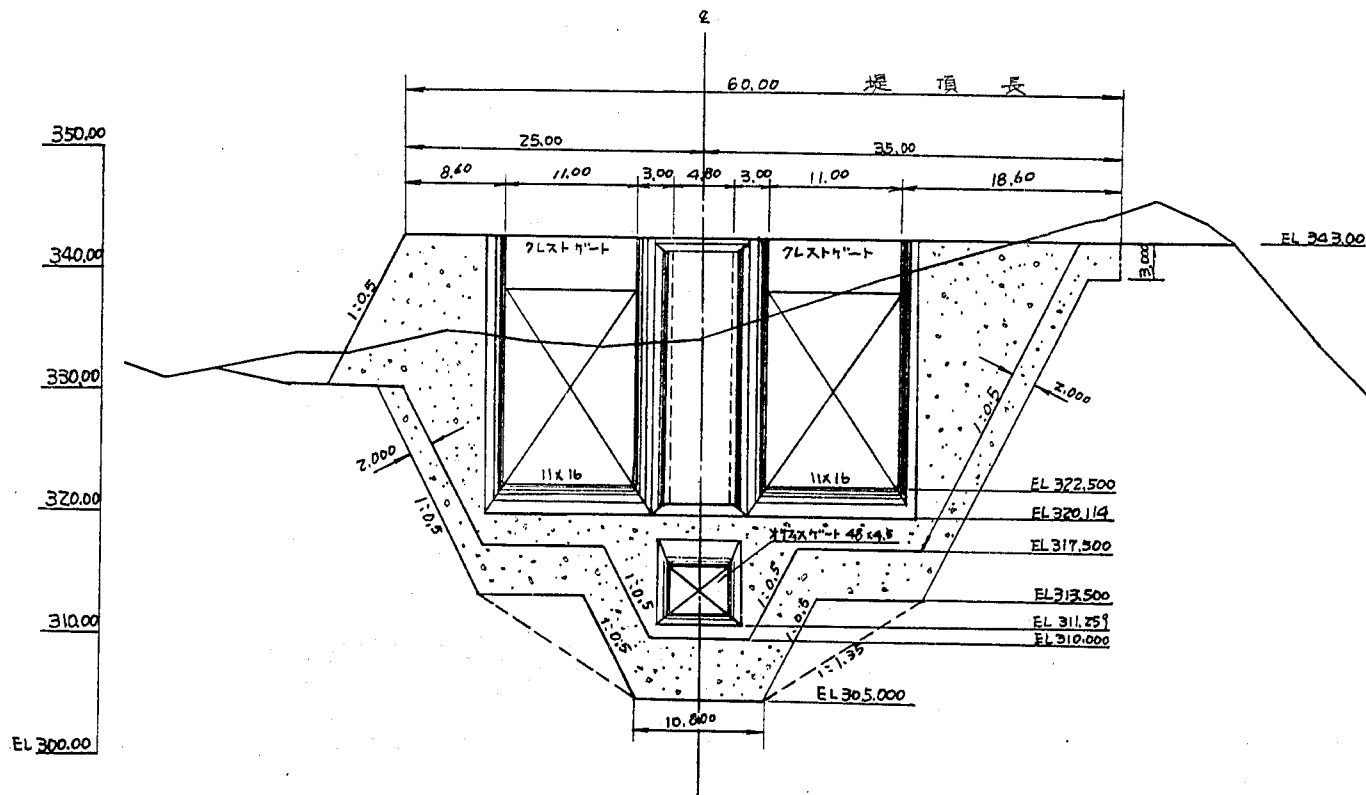


图-6 上流面图

3. 検 討 の 目 的

本報告書は前章で述べた問題点のうち、①～④についてFEMを用いた弾性応力計算と点安全率により検討を行なうことにした。問題点のうち①、②は二次元弾性応力計算によって検討できるが、③、④については三次元計算によらねばならない。しかしながら三次元計算は二次元計算に比べて作業がはるかに煩雑であるうえ、本計算断面のように、重力ダムなどと比較して洪水吐の形が非常に複雑なため、節点数が増加し、三次元計算による詳細な検討は経済的にも、精度的にも、また時間的にも困難である。そこで、二次元計算において計算条件を変化させて結果を比較検討することにより、大体の傾向を把握し、二次元計算の仮定を三次元計算によりチェックすることにした。これらの検討により白川ダム洪水吐構造を設計することを目的とする。

4. 二 次 元 応 力 計 算

4-1 計算に用いた条件

(1) 計算断面

FEMによる二次元弾性応力計算に用いた計算断面を図-7に示す。図の(a)中、A～D案は原案の検討結果によりコンクリート補強を検討したもので、また基礎の(C、D案)は現地の調査、工事の進行結果により修正したものである。

なお堤体部の断面については応力的に効果の薄いと見られるWallは無視し、ピア部のみ考慮した。

(2) 岩盤区分と係数

洪水吐基礎岩盤は多種の層から構成されているが、本解析では大きく弱層(A $\emptyset$ 層, ScS層)と強層(TfH層, ScH層, STf層→まとめてTuff層としている)の2区分と仮定し、計算ケースによってはTuff層内に亀裂層, ScS層内のTuff層との境界部に漸変層(亀裂層, 漸変層を中間層と称する)を設けた。

各層の弾性係数E, せん断抵抗 τ_0 , fは現地調査横坑で行なったブロックシアテストの結果を参考としたが、試験が横坑掘削後長時間放置された後行なわれた点、試験方法の問題等を勘案し、他ダムがこの種の岩盤の試験結果を考慮し次のように定めた。

A $\emptyset$ 層 …… E = 5,000 kg/cm², τ_0 = 3 kg/cm², f = 1.0

Tuff層 …… E = 15,000 kg/cm², τ_0 = 7 kg/cm², f = 1.2

ScS層 …… E = 5,000 kg/cm², τ_0 = 3 kg/cm², f = 0.6

漸変層 …… E = 10,000 kg/cm², τ_0 = 4 kg/cm², f = 0.8

亀裂層 …… E = 10,000 kg/cm², τ_0 = 5 kg/cm², f = 1.0

コンクリート補強案C、Dについては下流Tuff層部をSf層に変える。

Sf層 …… E = 5,000^{or} 10,000 kg/cm², τ_0 = 3 ~ 5 kg/cm², f = 0.6 ~ 0.8

なお、一部ケースによっては各層の弾性係数の変化による影響を調べるため、弱層のEを2,000 kg/cm²、強層のEを20,000 kg/cm²にした場合と、弱層、強層とも10,000 kg/cm²した場合についても検討している。

4-2 計算ケース

FEMによる二次元応力計算を行なった計算ケースを表-2に示す。表中、ケースNo 1～9は原案について検討したもので、ケースNo A～Dは原案の検討結果によりコンクリート置換えを検討したものである。また完全二次元とは計算断面が横断方向に無限で、平面ひずみ条件を満足すると仮定した場合で、修正二次元とは洪水吐コンクリート部のブロック割りを考慮し、各ブロック毎(中央、山側、川側の3ブロック)にコンクリートの単位重量、弾性係数に横断方向面におけるコンクリートの占める比率を乗じて、単位重量と弾性係数を変化させ、平面ひずみ条件を満足とした場合である。

ケース9はコンクリートのジョイントの影響を調べるため、コンクリート自重を基礎岩盤との境界面

の節点に集中荷重として与えたものである。

4-3 計算結果

図-7の断面を節点数約330、三角形要素数約570に分割し、FEMによって応力計算を行なった結果得られた主応力値を図-8に示す。図中の矢印は 圧縮応力を示し、 引張り応力を示す。各々の矢印の方向は主応力の方向を示し、そばに印されている数字は kg/cm^2 単位で圧縮を(+)とした主応力値を示す。応力計算で考慮した荷重はコンクリート自重と水圧であるが、水圧はコンクリート、基礎共不透水と仮定し、上流面の節点に集中荷重として与えた。またゲート部の水圧はゲートのピン位置に集中荷重として与えた。

応力計算により得られた主応力値を用いて最小点安全率を求めた結果を図-9に示す。図中の矢印は点安全率が最小となる(最も滑りやすい)方向を示し、数字は点安全率を表わす。

点安全率の値がどの位あれば良いかが問題となるが、明確な規定はない。ダム設計基準によれば Henny 式によるせん断摩擦安全率は4以上である事が規定されている。上流面が垂直な重力ダムの場合で Henny 式による値が4以上ある場合でも、点安全率を計算して見ると下流端付近では2.0~2.5となっている。一方、岩盤の現地せん断試験の結果から

- ① 多くの試験例で破壊荷重前に降伏点が生じており、降伏点より小さい荷重の時は岩盤は固まるが、荷重がこれよりも大きくなると岩盤に浮上りが生じ、材料が徐々にルーズ化して逐次的な破壊が起る。
- ② 降伏点よりも小さい荷重の反復では残留変位は収れんするが、降伏点よりも大きい荷重を反復させると残留変位は次第に増加してゆき、やがて破壊に至る。という性質が指摘され、これらを考慮すると、降伏点は破壊に対するひとつの指標となり、それ以上の荷重は加わらないような設計をしなければならない。降伏点はこれまでのデータでは破壊荷重の60%前後であるから、点安全率は $1/0.6 \approx 1.7$ となるが、応力計算、強度試験の精度から考えるとさらに割増しが必要であり、2.0以上の点安全率は必要であるとされている。今回の計算でもこれらの考え方に従って点安全率を検討する。

なお、図-8、9に示した主応力、点安全率はいずれも節点におけるものであり、節点における主応力は節点を囲む要素の主応力を平均したものである。

4-4 計算結果に対する考察

- (1) 亀裂、漸変層の影響(ケースNo.1とNo.2あるいはNo.3とNo.4の比較)

亀裂、漸変層を入れた場合と入れない場合について両者の主応力分布には大きな差は見られず、影響は少ないといえるが、入れた場合はScS層下流側の σ_3 がやや引張側の値を示している。この部分はコンクリート自重と水分荷重の影響が顕著に表われる箇所であり、下流側漸変層を入れたためと考えられ、応力的にはたとえ軟質でも一ようである方が望ましいといえる。

- (2) 完全二次元と修正二次元の比較(ケースNo.1とNo.3あるいはNo.2とNo.4の比較)

修正二次元計算は完全二次元計算に比べ、コンクリート自重が $\frac{1}{2}$ 程度となるため、基礎岩盤内の応力値は全体的に小さく安全側となり、点安全率も大きくなる。

(3) 基礎岩盤の変形性による影響 (ケースNa 1, Na 5, Na 6 の比較)

基礎岩盤各層の弾性係数を変えた 3 ケース

i) $A\delta = ScS = 2,000 \text{ kg/cm}^2$, $Tuff = 20,000 \text{ kg/cm}^2$ (ケース Na 5)

ii) $A\delta = ScS = 5,000 \text{ kg/cm}^2$, $Tuff = 15,000 \text{ kg/cm}^2$ (ケース Na 1)

iii) $A\delta = ScS = Tuff = 10,000 \text{ kg/cm}^2$ (ケース Na 6)

を比較すると、各層の変形性が一よう化するに従って下流端付近、ScS層下流側の σ_1 と σ_3 の差は小さくなり、またScS層と下流側Tuffの境界に生ずる引張応力も一よう化に伴って小さくなる。従って基礎岩盤の変形性については、一よう化するに従って安全側の値となっている。

(4) 中央断面と側壁断面の比較 (ケースNa 4, Na 7, Na 8あるいはNa 9とNa 10の比較)

中央、山側、川側の3断面を比較すると、山側、川側ブロックは中央ブロックに比べて、断面の修正二次元化に伴うコンクリート自重減少の割合が大きく、応力値は全体的に少さくなり、安全側の値となる。しかしいずれの断面でも下流端のScS層内に引張応力が発生しており、引張応力の分布は山側断面が最も広範囲にわたり、川側断面が反対に最も少ない。このことから、引張応力の分布状況はコンクリート自重の影響よりも基礎岩盤各層の分布位置が支配的であるといえる。

(5) コンクリートの縦ジョイントの影響 (ケースNa 4とNa 9あるいはNa 7とNa 10の比較)

FEMを用いた場合、コンクリートの縦ジョイントを考慮することは難しく、ケースNa 1～Na 8はコンクリート部を連続体として取扱っている。このためこれらのケースではいずれもコンクリート底部に引張応力が出ている。これにはコンクリートの自重がコンクリートより柔かい基礎によって支えられているために弾性基礎上の梁的たわみが生じているものと解釈される。しかし現実の施工を考えれば、ジョイントによる影響や、順次打設されることから計算のように大きな引張が出ることはないだろう。一方、基礎岩盤の応力に対してコンクリート部を連続体と仮定した事による影響を調べるため、ジョイントの影響が最も極端な場合として、コンクリート自重を基礎岩盤との境界面の節点に集中荷重で与えた場合について応力計算を行ない、連続体とした場合と比較した。この結果、両者の基礎岩盤内の応力分布に殆んど差はなく、コンクリートの縦ジョイントは基礎岩盤の応力分布に影響を与えないと見做せる。

以上、(1)～(5)までの検討を行なった結果、

- ① いずれのケースにおいてもScS層下流側に基礎岩盤の安定性に懸念のもたれる部分が生じており、何らかの対策が必要である。
- ② 完全二次元計算は、コンクリート荷重を過大に見積りすぎており、基礎岩盤の応力は修正二次元による方がより実際に近いと思われる。また、中央、山側、川側ブロックを比較すると、コンクリート荷重が最大の中央断面の応力値、点安全率が最も危険側となる。従って、今後の検討では修正二次元により中央断面で安全であるような対策を考えれば良い。
- ③ 図-8, 9でコンクリートを基礎岩盤の境界面で引張応力が見られ、この部分の点安全率が小さくなっているが、これは前述したようにコンクリート底部に引張応力が発生していることと、節点の周りの要素の平均値を節点における主応力としているためで、境界面における基礎岩盤部の応力はいず

れも圧縮となっている。従ってこの部分の基礎岩盤の安全性を検討する場合には要素中心の主応力により検討するのが妥当と考えられる。

などが明らかとなり、①に対する対策としてコンクリートで置換える方法を検討した。

(6) コンクリート置換え案の検討 (ケースNo.4とNo.A～Dの比較)

図-7(a)による置換えなし (ケースNo.4) と置換え案 (ケースNo.A, B) について下流端付近の要素の主応力図と点安全率図を図-10～図-12に示す。この結果、A案ではコンクリート自重と水圧荷重が下流側強層 (Tuff) に十分伝えられず、置換え部の下に引張応力が生じ、点安全率も $n < 2$ の部分が生じるが、B案では $n < 2$ が確保できるので、B案程度の置換えが必要と考えた。

その後「当初仮定した岩盤区分と係数のうち、ScS層下流側強層 (Tuff) の岩盤係数が、46, 47年度の現地試験結果から見て大き過ぎる」との指摘があり、図-7(a)の (C, D案) に変更してコンクリート置換え案 (ケースNo.C, D-1, D-2) を再検討した。これらのケースの下流端付近の要素中心の主応力図と点安全率図を図-13～図-15, 表-3に示す。この結果、C案では E, τ_0, f が上限値でも $n < 2$ の部分が生じ、D案では E, τ_0, f が下限値のとき $n < 2$ の部分がわずかに生ずるが、実際の岩盤は、 E, τ_0, f がより大きいと推定されるので、D案を採用した。

(7) 揚圧力の検討

今回のFEMによる二次元計算では基礎岩盤は不透水として取扱い、水圧は上流面節点に集中荷重として与え、揚圧力は考慮していない。このため、A層の点安全率が $n < 2$ となっているが、実際には浸透水として基礎岩盤では動水勾配が応力差となるため、A層ではより安全になると思われる。逆にコンクリート底面には鉛直上向きに揚圧力が働くものと思われる。そこで揚圧力の検討として、ケースNo.Bについてコンクリート底面のDC 0～40m間に $H/3 \sim 0$ の揚圧力が働くものとして点安全率を比較すると、両者とも殆んど違いなく、揚圧力の影響は無視できると思われる。

以上、(1)～(7) までの検討により、二次元計算を終了し、D案程度のコンクリート置換えが必要であるとの結論を得たが、更に二次元計算における仮定、検討結果、問題点をチェックするため、三次元応力計算を行なった。

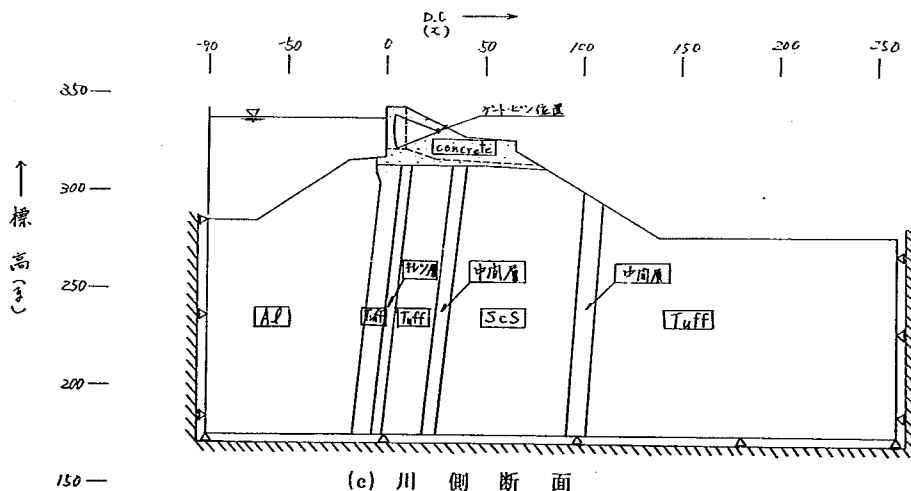
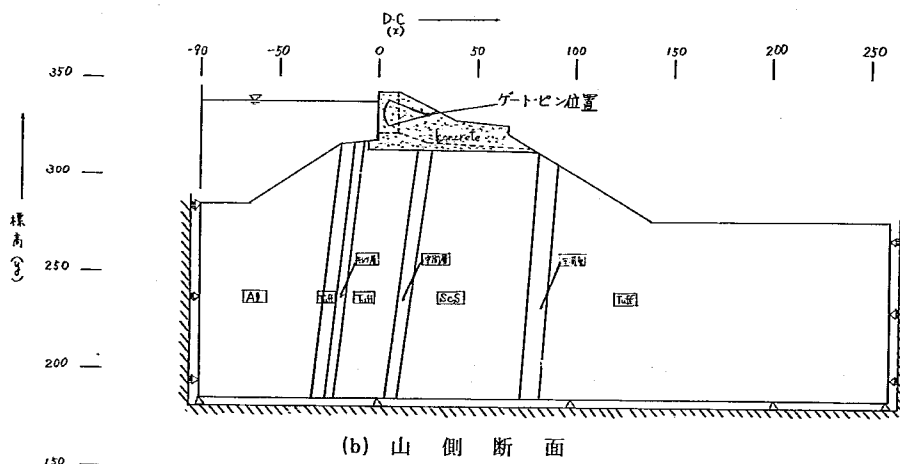
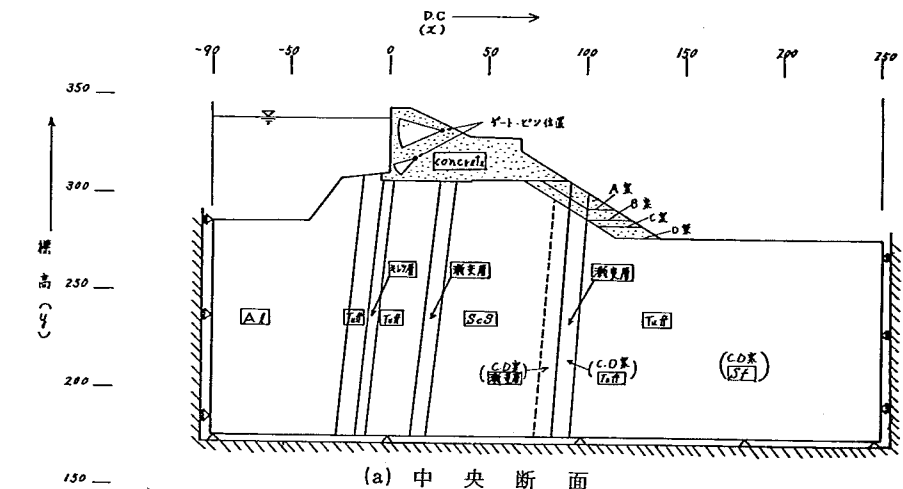


図-7 二次元応力計算モデル

表-2 白川ダム洪水吐構造計算ケース及び計算条件

ケース No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A	B	C	D-1	D-2
計算断面	中 央						山 側	川 側	中 央	山 側	中央(コンクリート置換え案)				
or 完元二次元 修正二次元	完 全		修 正		完 全		修 正								
中間層	無 し	有 り	無 し	有 り			有 り								
材 料 条 件	コンクリート	E = 250,000kg/cm ² τ = 2.35 t/m ²							E = 250,000kg/cm ² 自重は集中荷重として基礎面に与えた		E = 250,000kg/cm ² τ = 2.35				
	A _L 層	E = 5,000kg/cm ² τ ₀ = 3 kg/cm ² f = 1.0			E = 2,000 τ ₀ = 3 f = 1.0	E = 10,000 τ ₀ = 3 f = 1.0	E = 5,000 kg/cm ² τ ₀ = 3 kg/cm ² f = 1.0								
	Tuff層	E = 15,000kg/cm ² τ ₀ = 7 kg f = 1.2			E = 20,000 τ ₀ = 7 f = 1.2	E = 10,000 τ ₀ = 7 f = 1.2	E = 15,000 kg/cm ² τ ₀ = 7 kg/cm ² f = 1.2								
	ScS層	E = 5,000 τ ₀ = 3 kg/cm ² f = 0.6			E = 2,000 τ ₀ = 3 f = 0.6	E = 10,000 τ ₀ = 3 f = 0.6	E = 5,000 kg/cm ² τ ₀ = 3 kg/cm ² f = 0.6								
	漸 変 層		E = 10,000 τ ₀ = 4 f = 0.8		E = 10,000 τ ₀ = 4 f = 0.8		E = 10,000kg/cm ² τ ₀ = 4 kg/cm ² f = 0.8								
	中 間 層		E = 10,000 τ ₀ = 5 f = 1.0		E = 10,000 τ ₀ = 5 f = 1.0		E = 10,000 kg/cm ² τ ₀ = 5 kg/cm ² f = 1.0								
	Sf層												E = 10,000 τ ₀ = 3~5 f = 0.6~0.8	E = 5,000 τ ₀ = 3~5 f = 0.6~0.8	

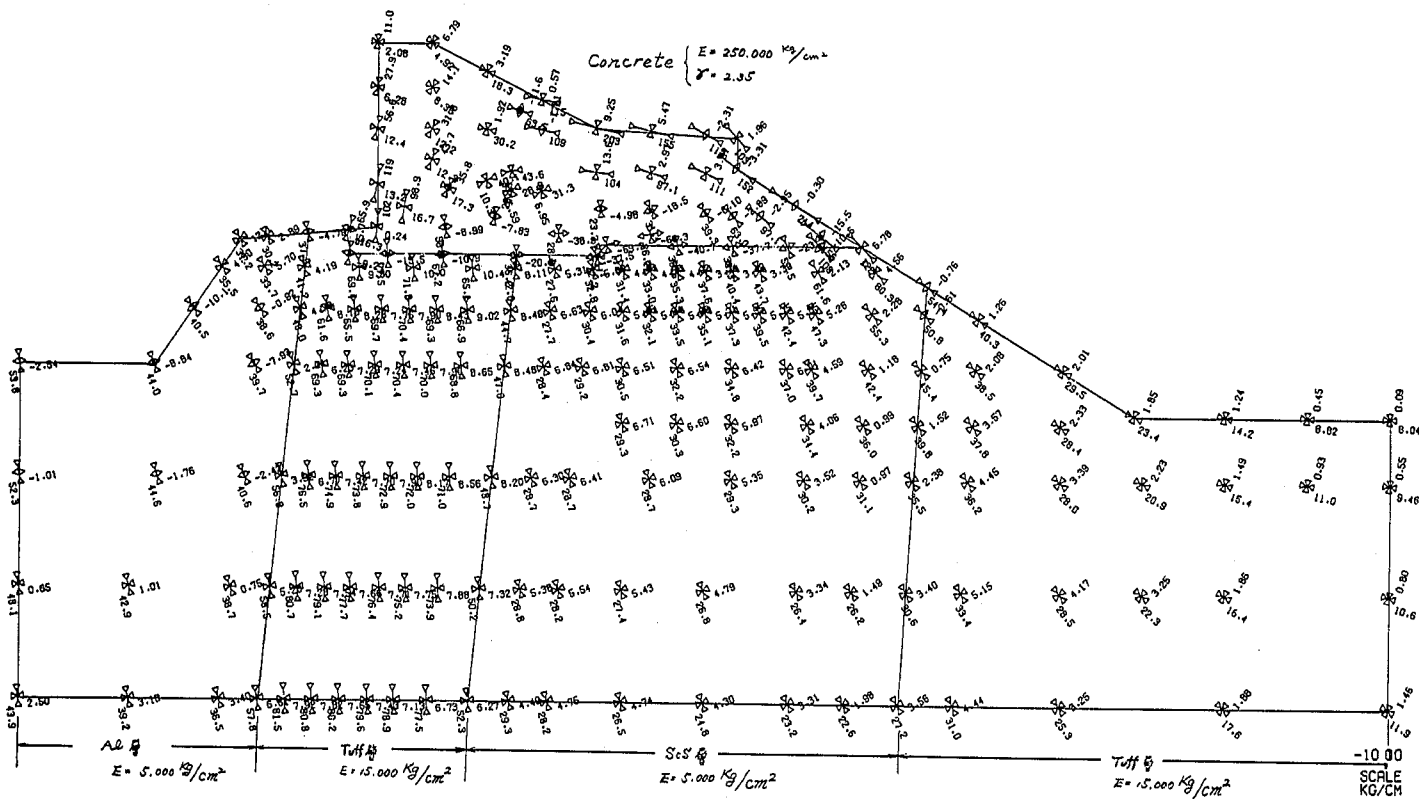


図 - 8 - 1 節点における主応力 (ケース No. 1)

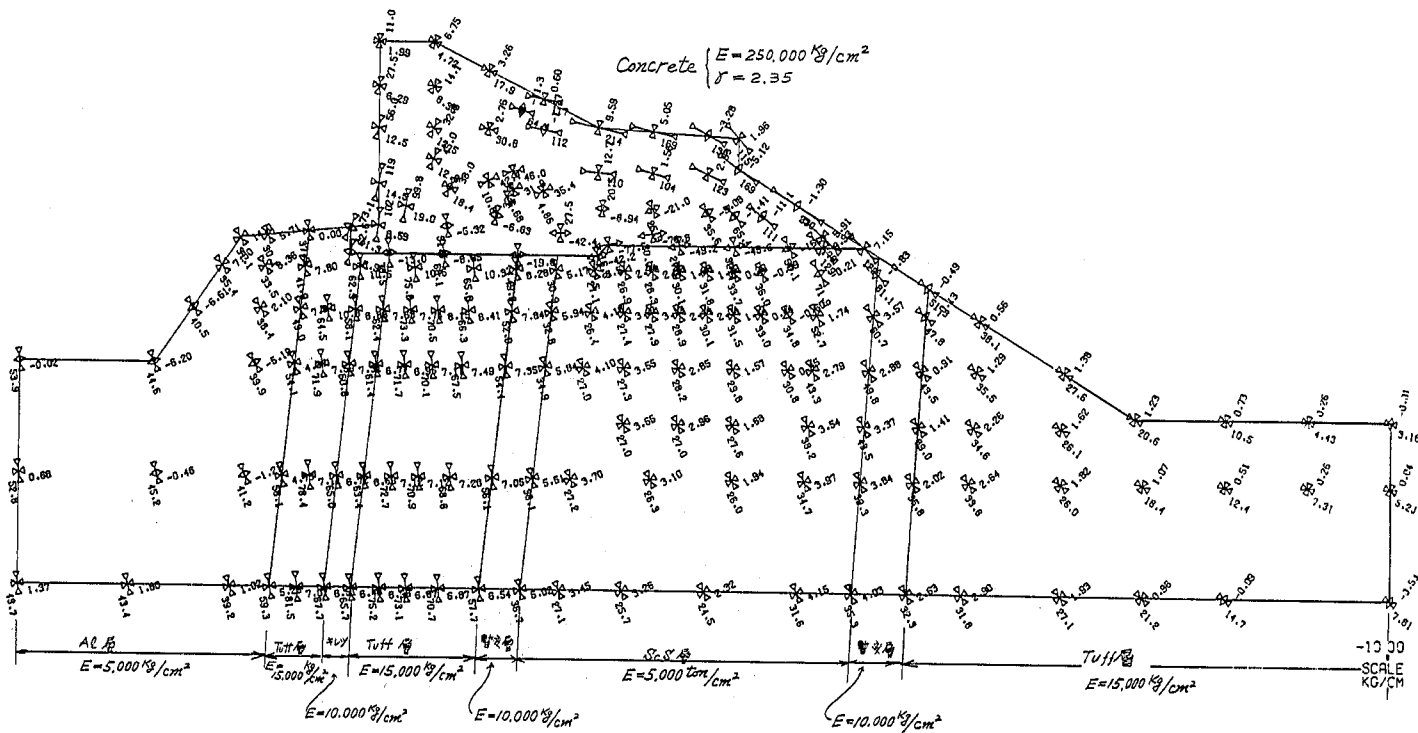


図 - 8 - 2 節点における主応力 (ケース No 2)

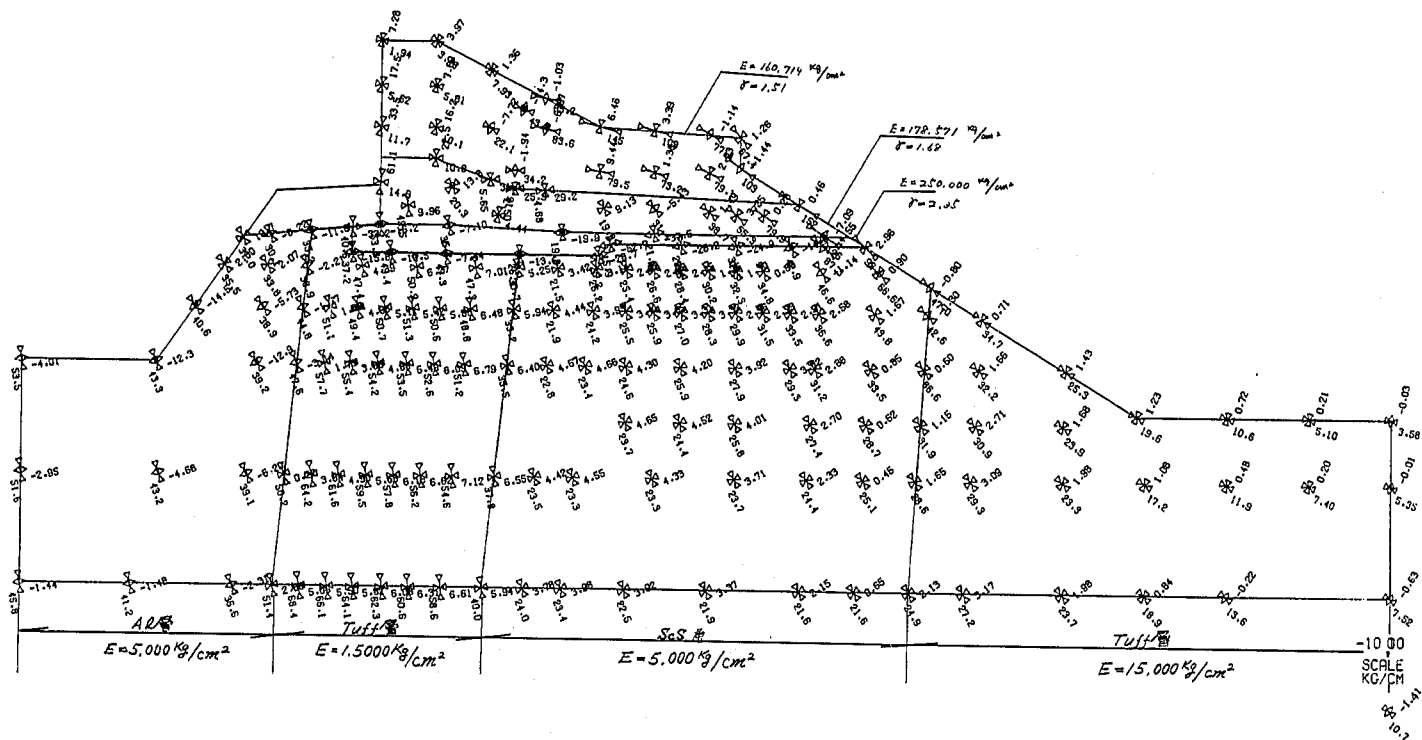


図 - 8 - 3 節点における主応力 (ケース No. 3)

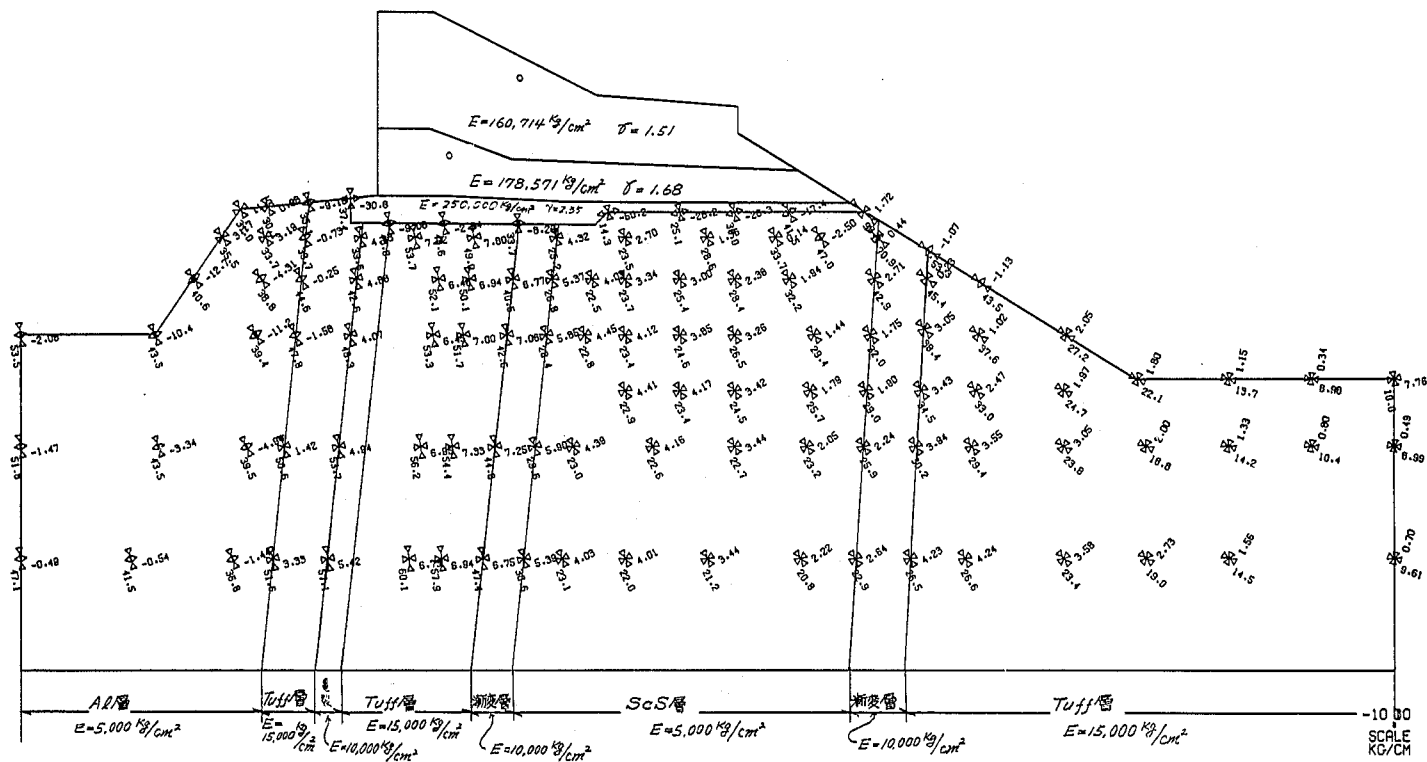


図 - 8 - 4 節点における主応力 (ケース No. 4)

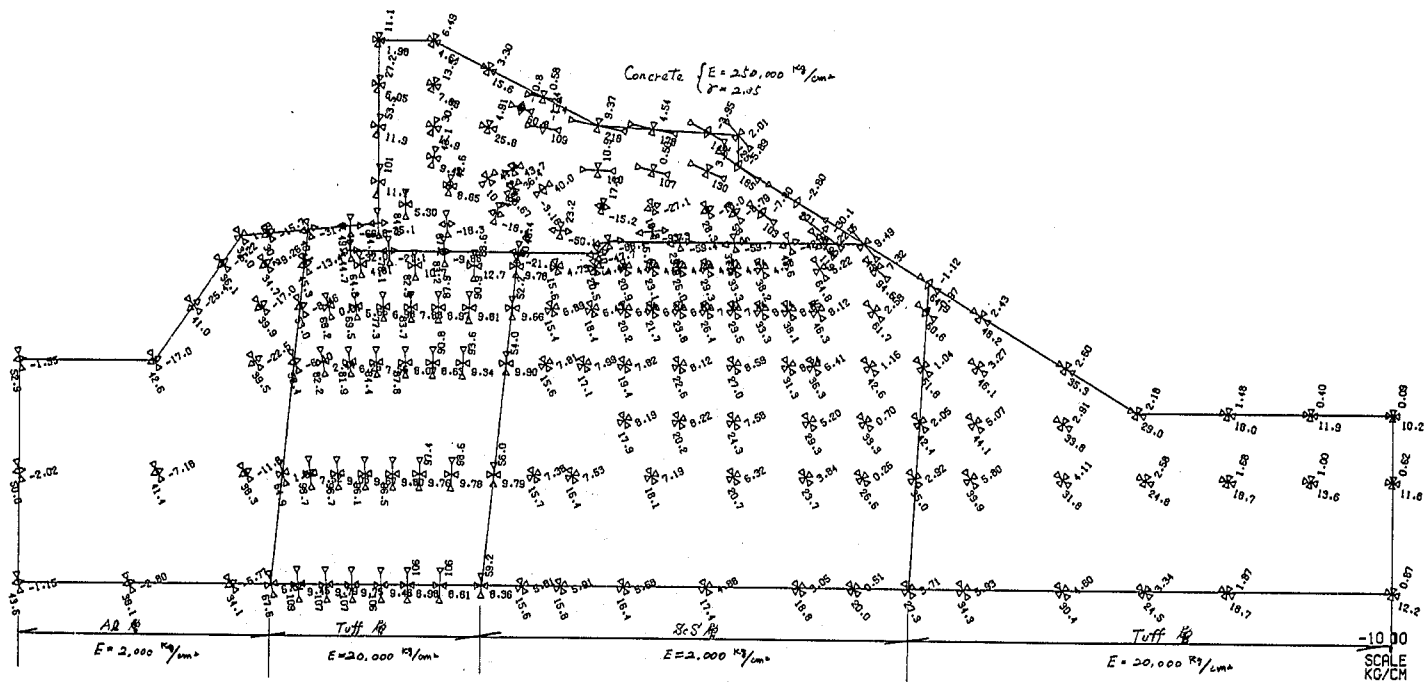


図 - 8 - 5 節点における主応力 (ケース No. 5)

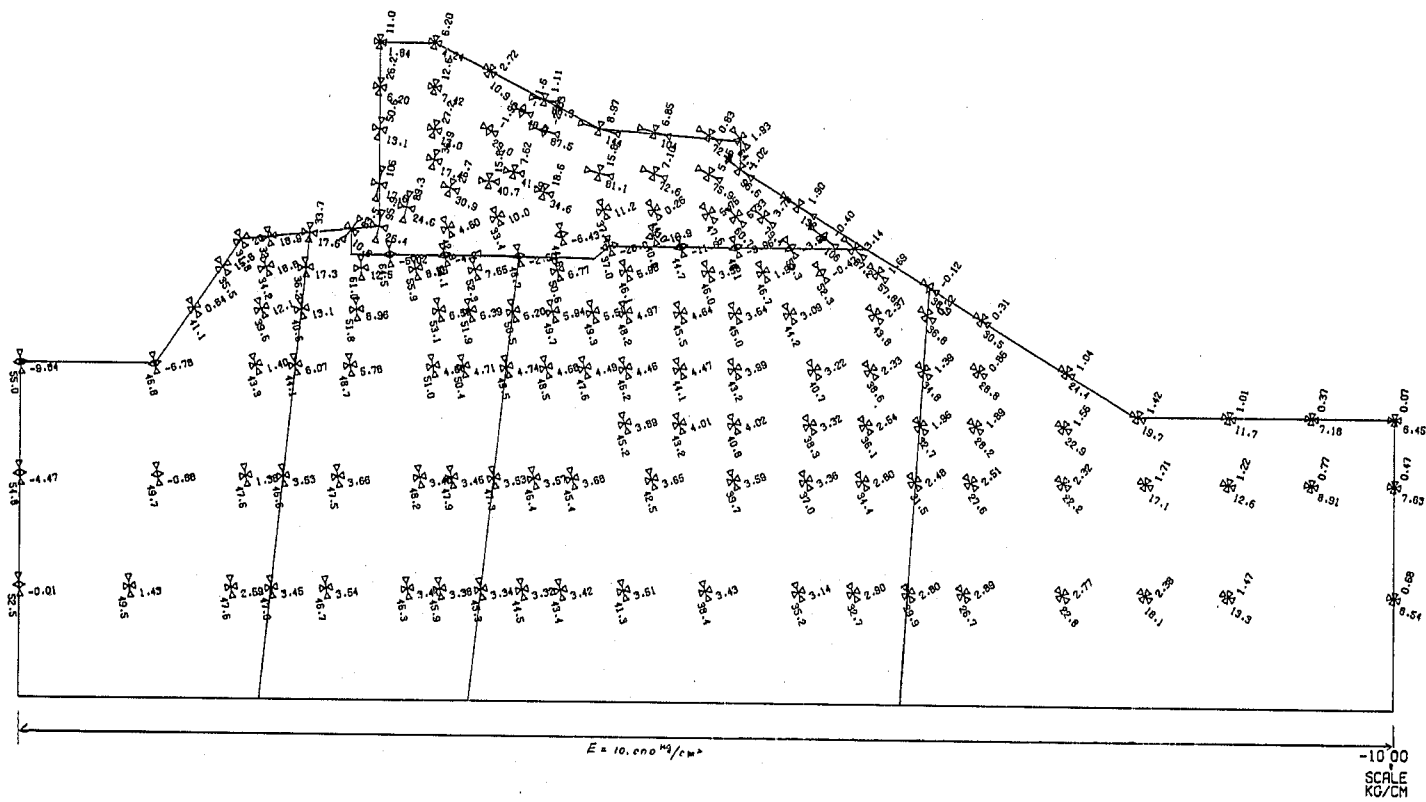


図 - 8 - 6 節点中心における主応力 (ケース No. 6)

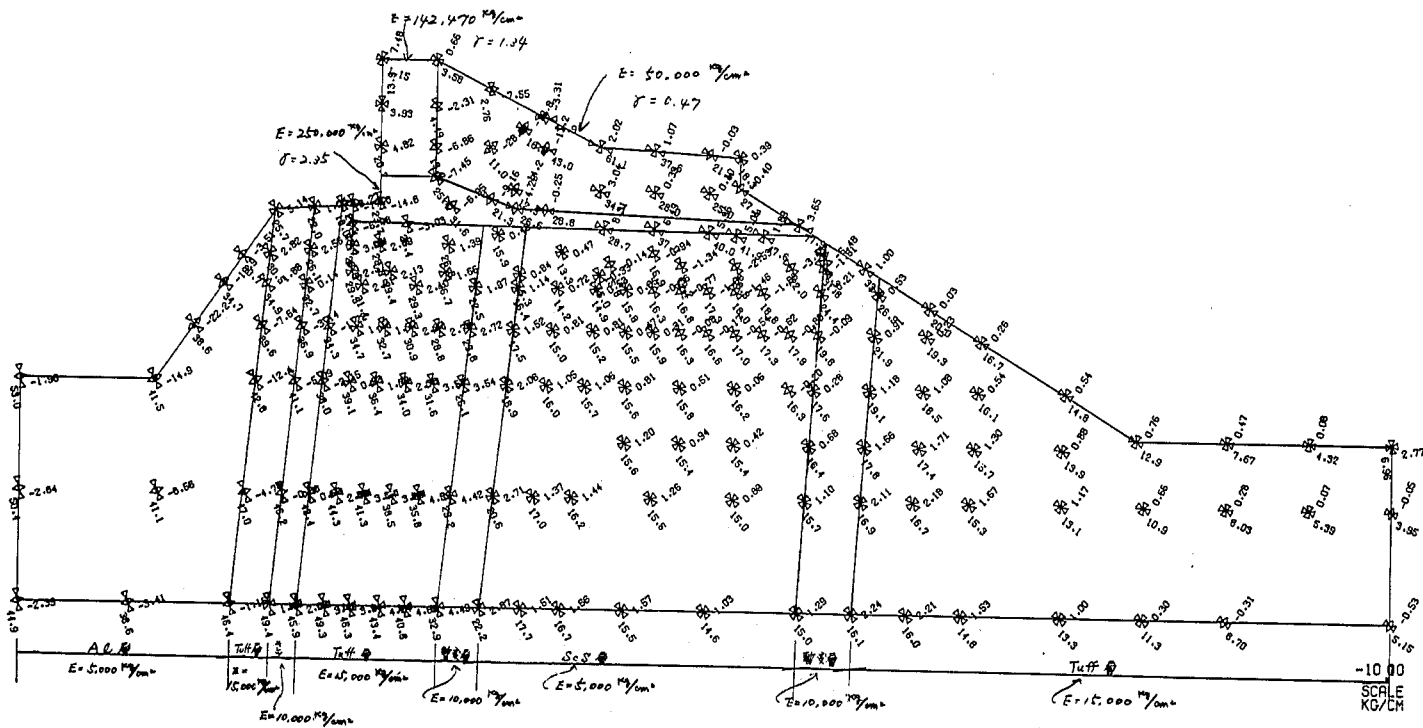


図 - 8 - 7 節点における主応力 (ケース No. 7)

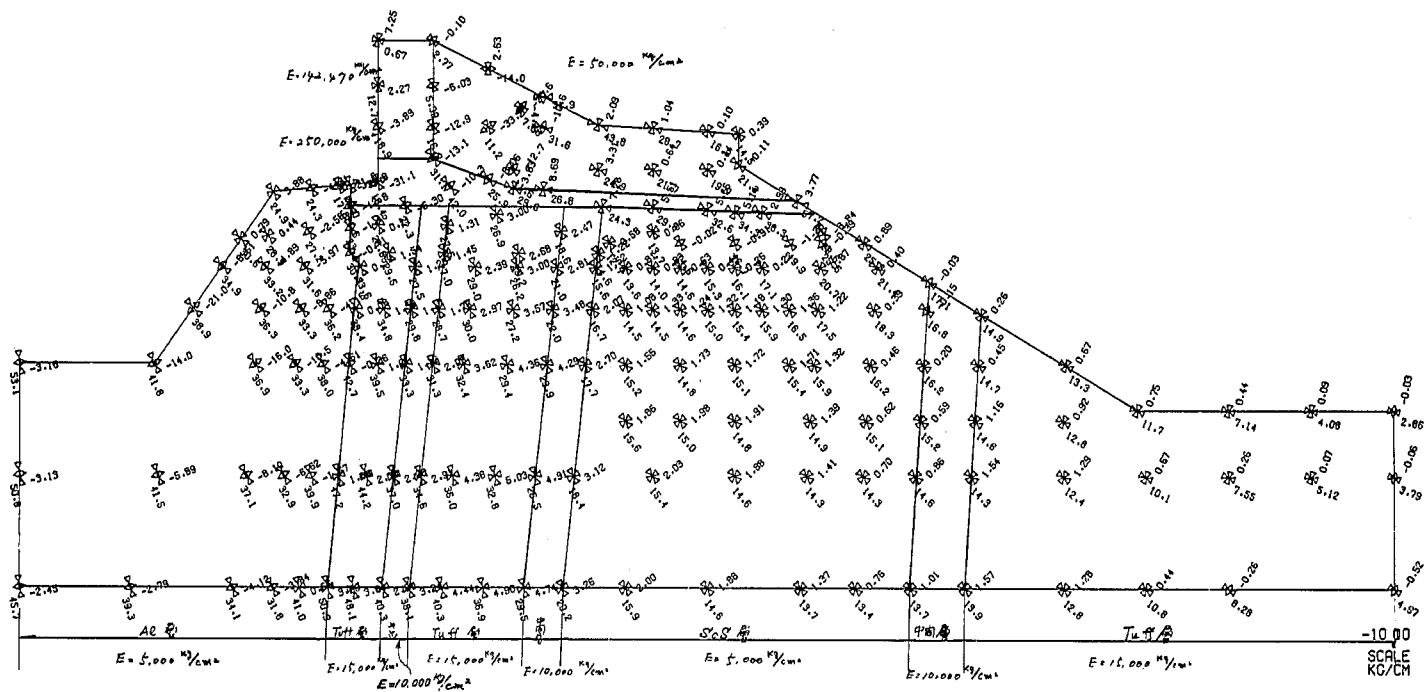


図 - 8 - 8 節点における主応力 (ケース No. 8)

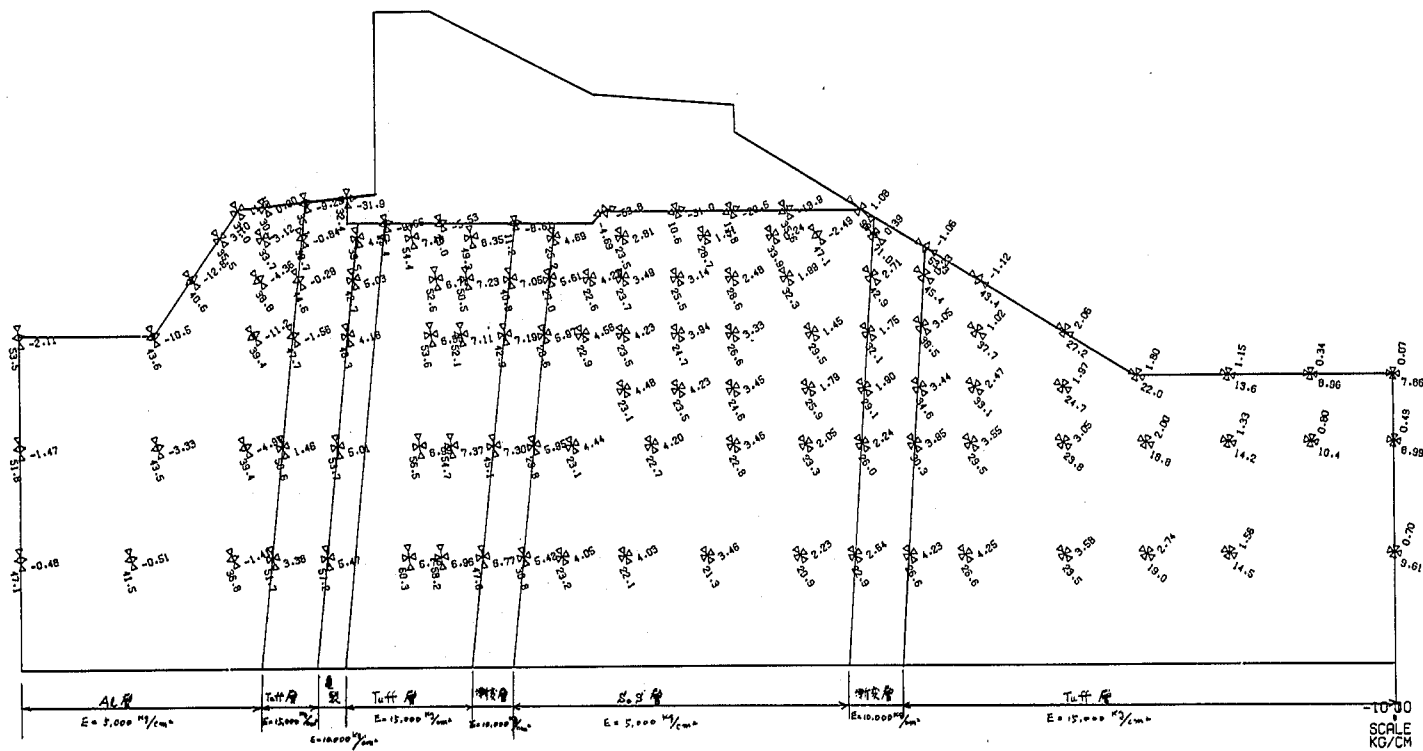


図 - 8 - 9 節点における主応力 (ケース No. 9)

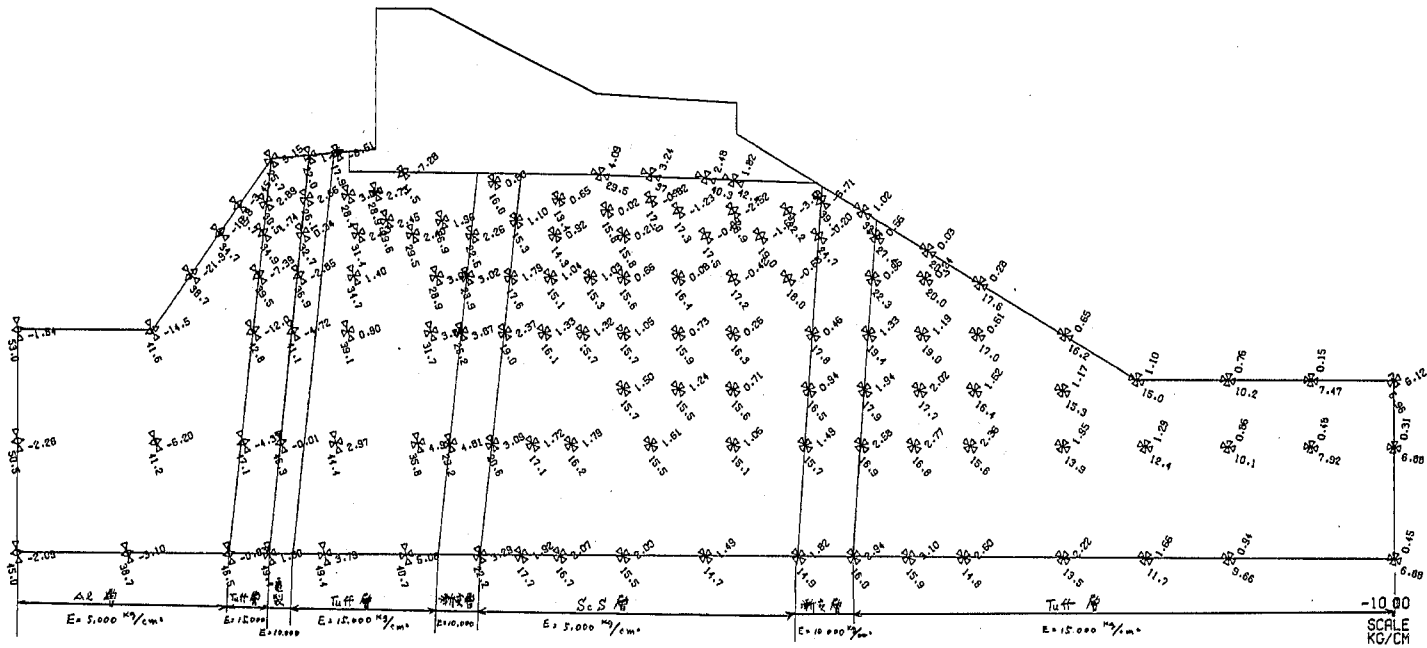


図-8-10 節点における主応力 (ケース No. 7)

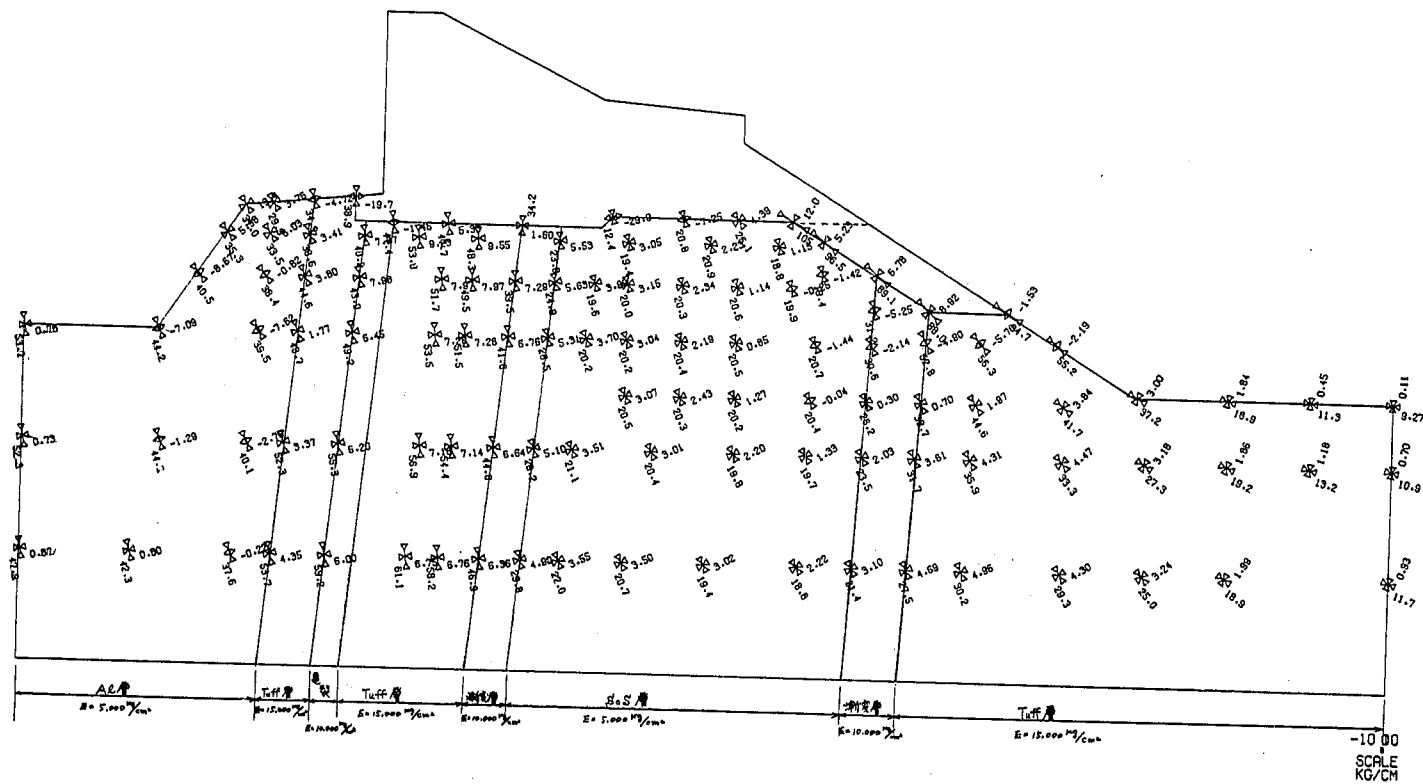


図 - 8 - 11 節点における主応力 (ケース No. A)

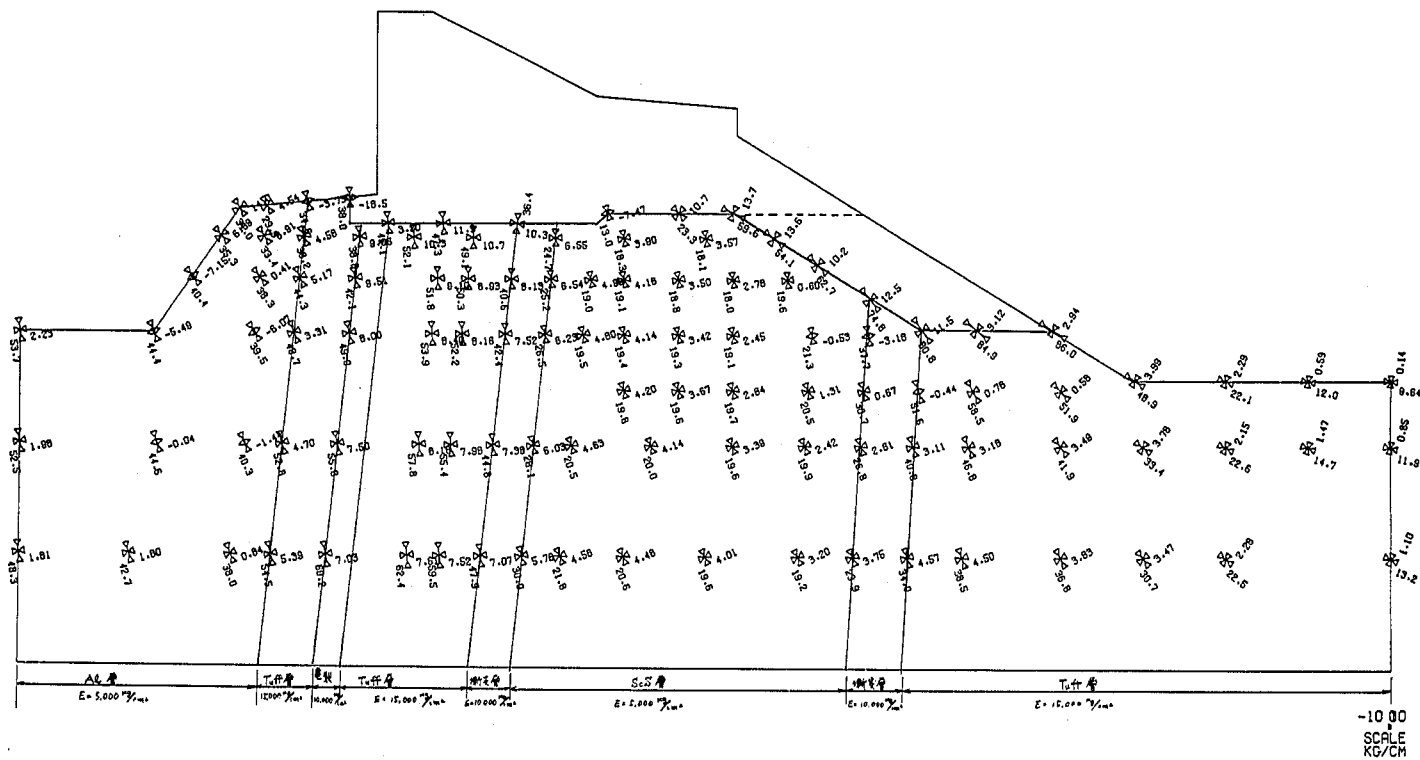


図-8-12 節点における主応力 (ケース No. B)

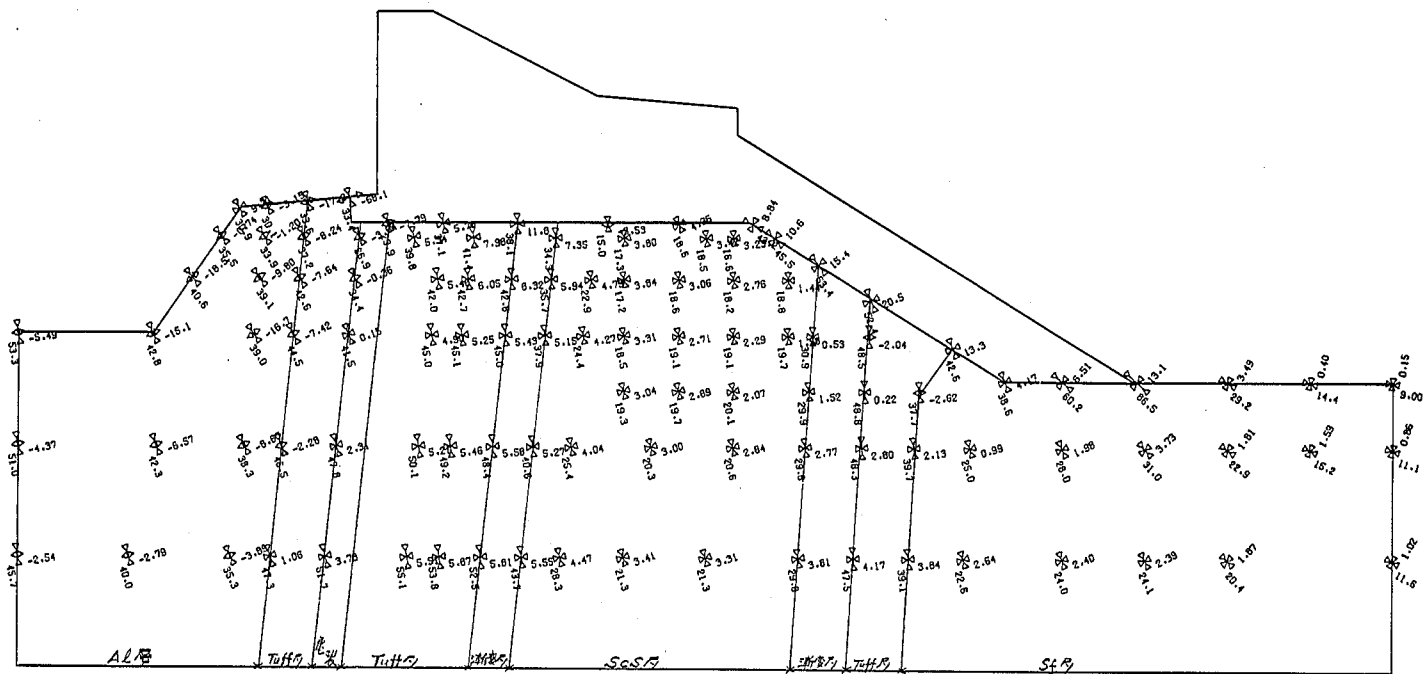


図 - 8 - 13 節点における主応力 (ケース No. D - 2)

-10.00
SCALE
KG/CM

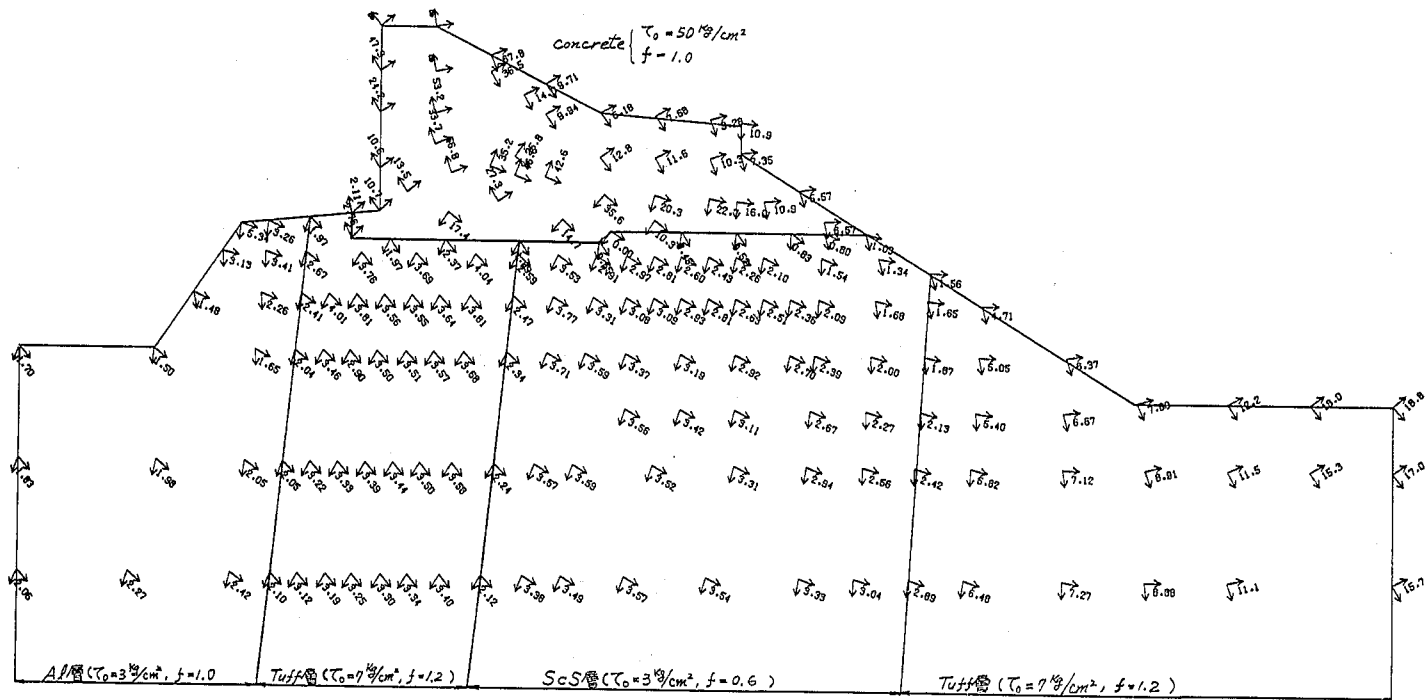


図 - 9 - 1 節点における点安全率 (ケース No. 1)

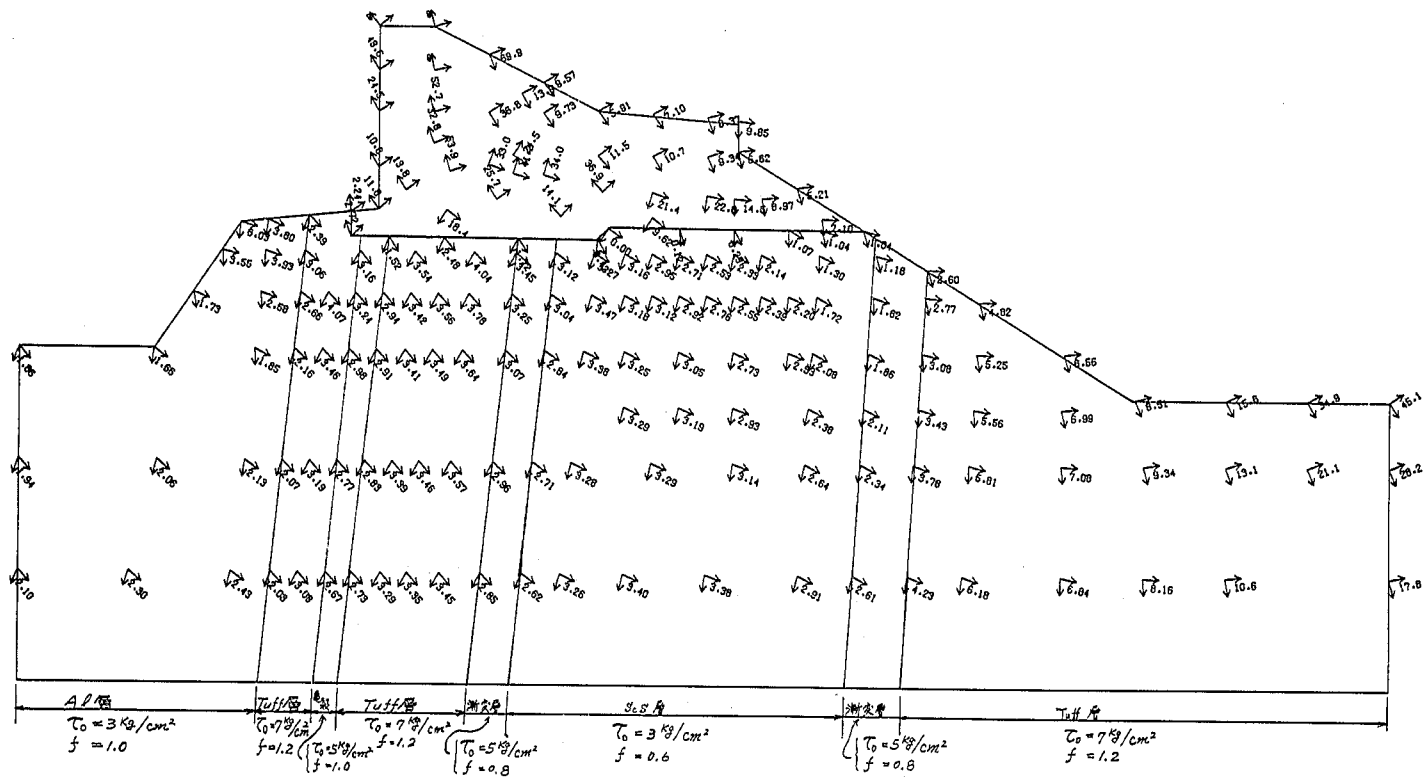


図 - 9 - 2 節点における点安全率 (ケース No. 2)

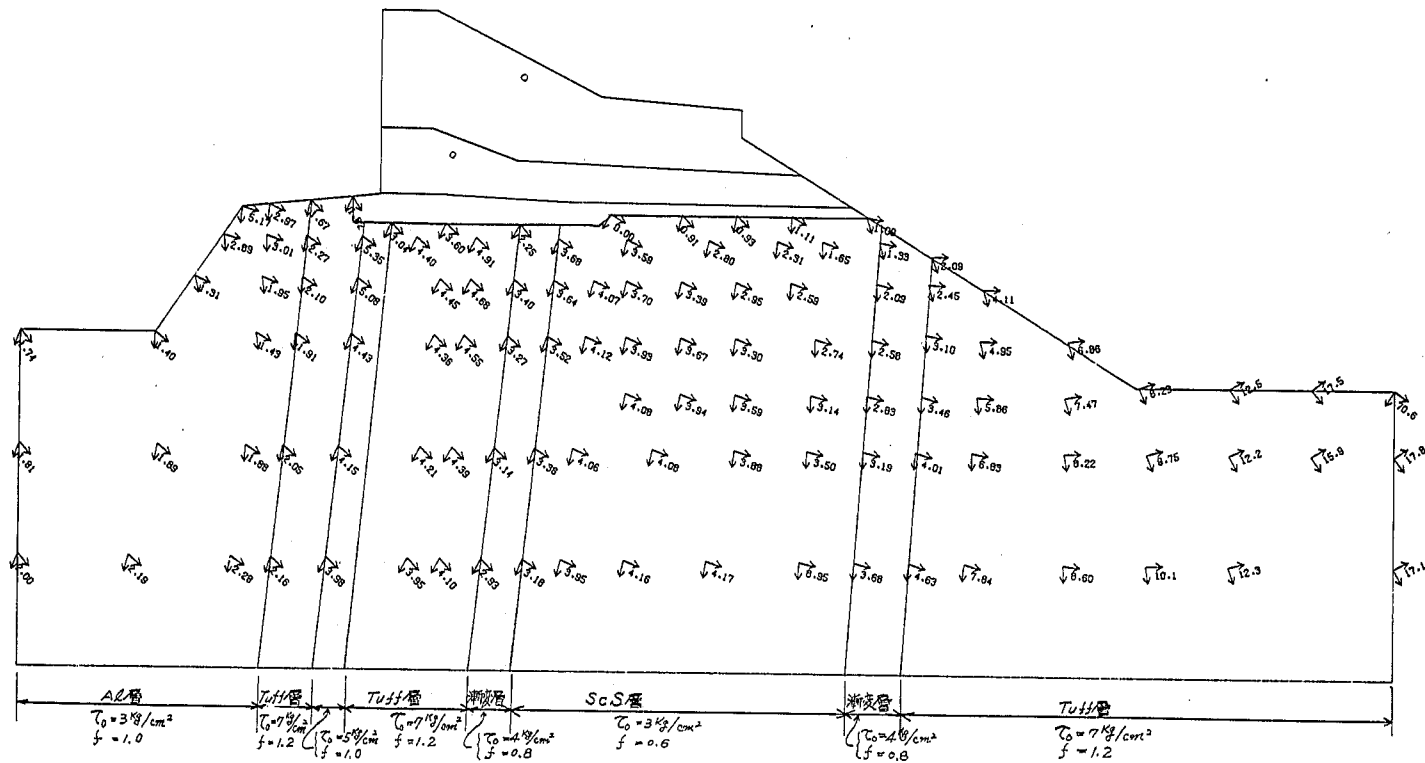


図 - 9 - 3 節点における点安全率 (ケース No. 4)

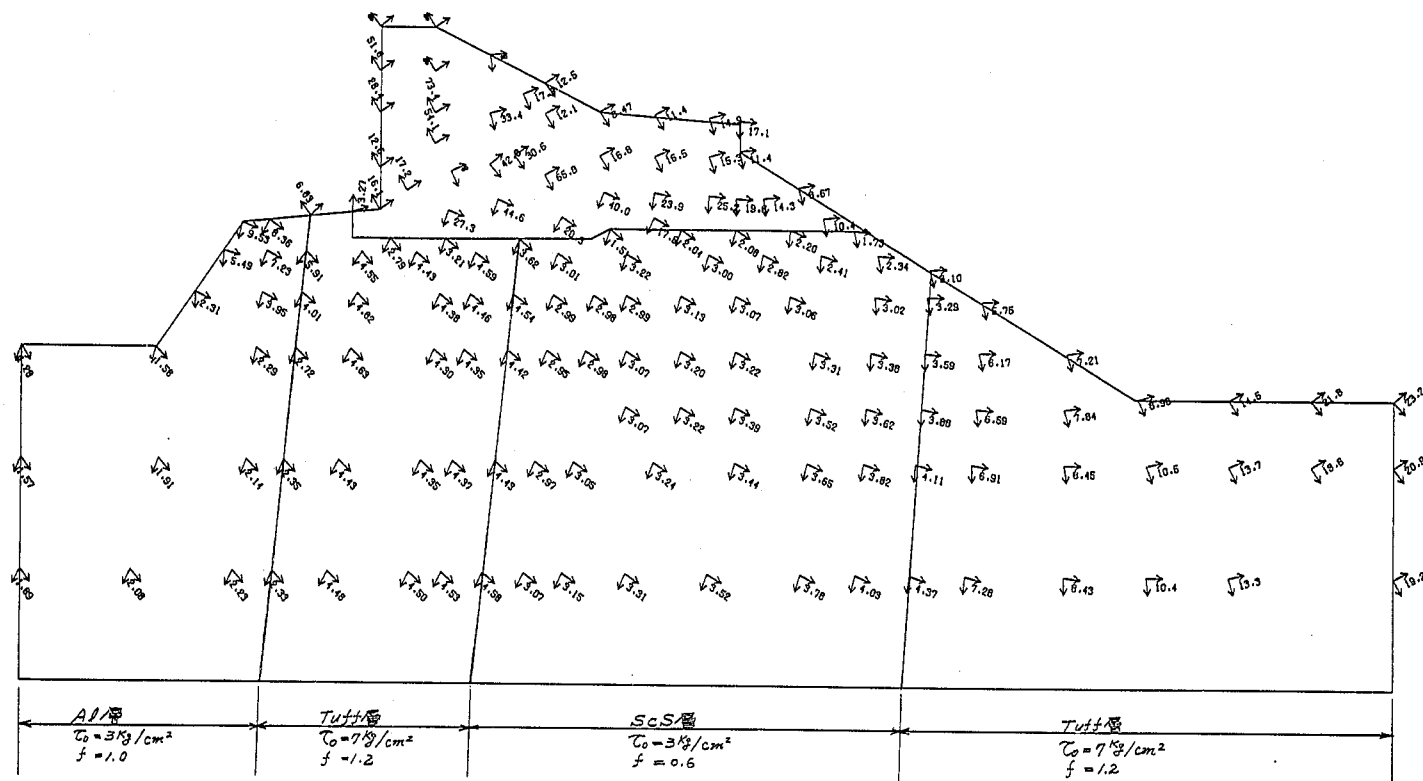


図-9-4 節点における点安全率 (ケース No. 6)

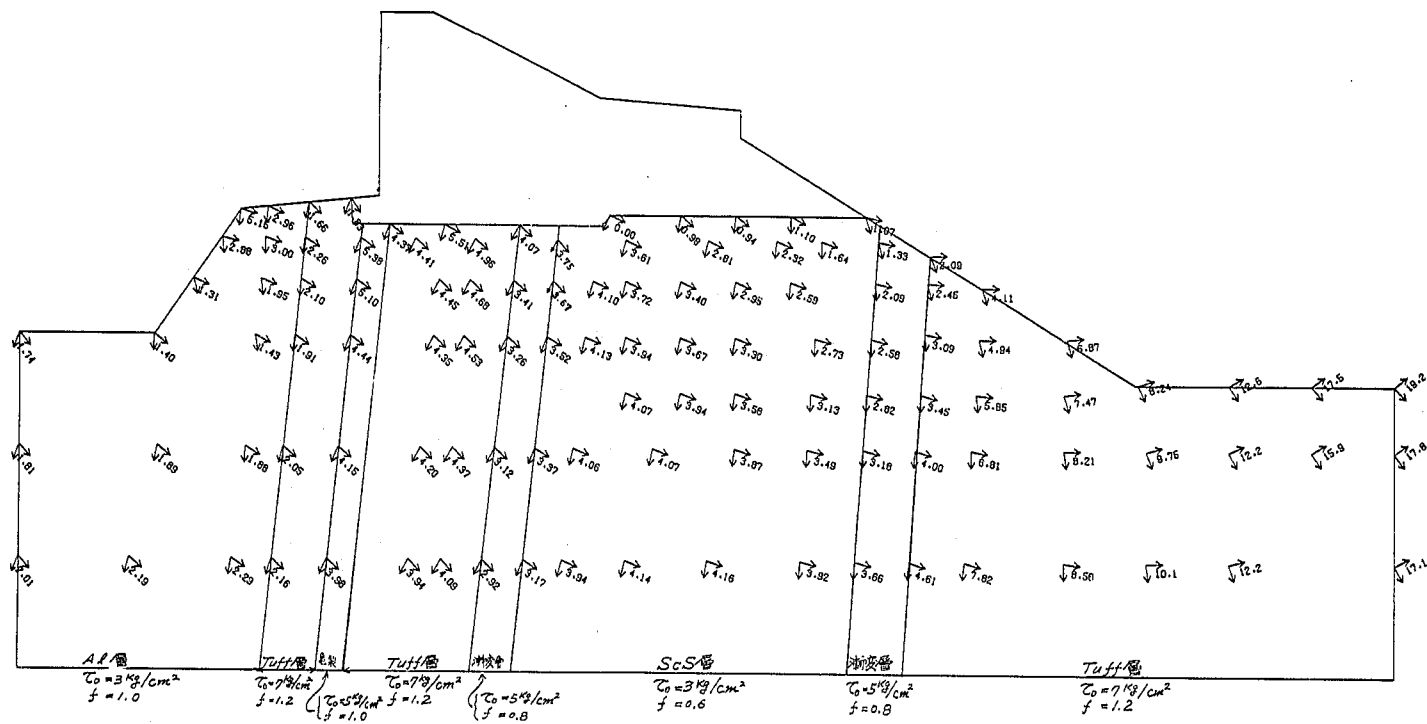


図 - 9 - 5 節点における点安全率 (ケース No. 9)

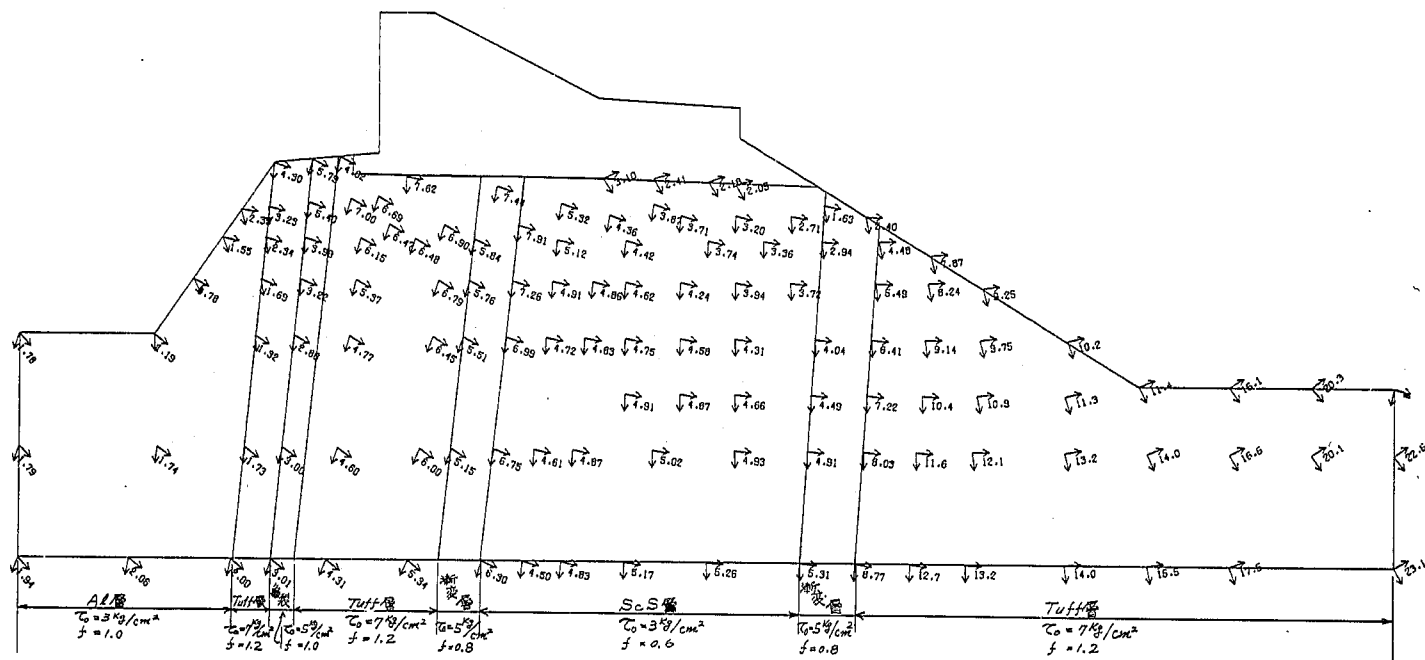


図-9-6 節点における点安全率 (ケース No.10)

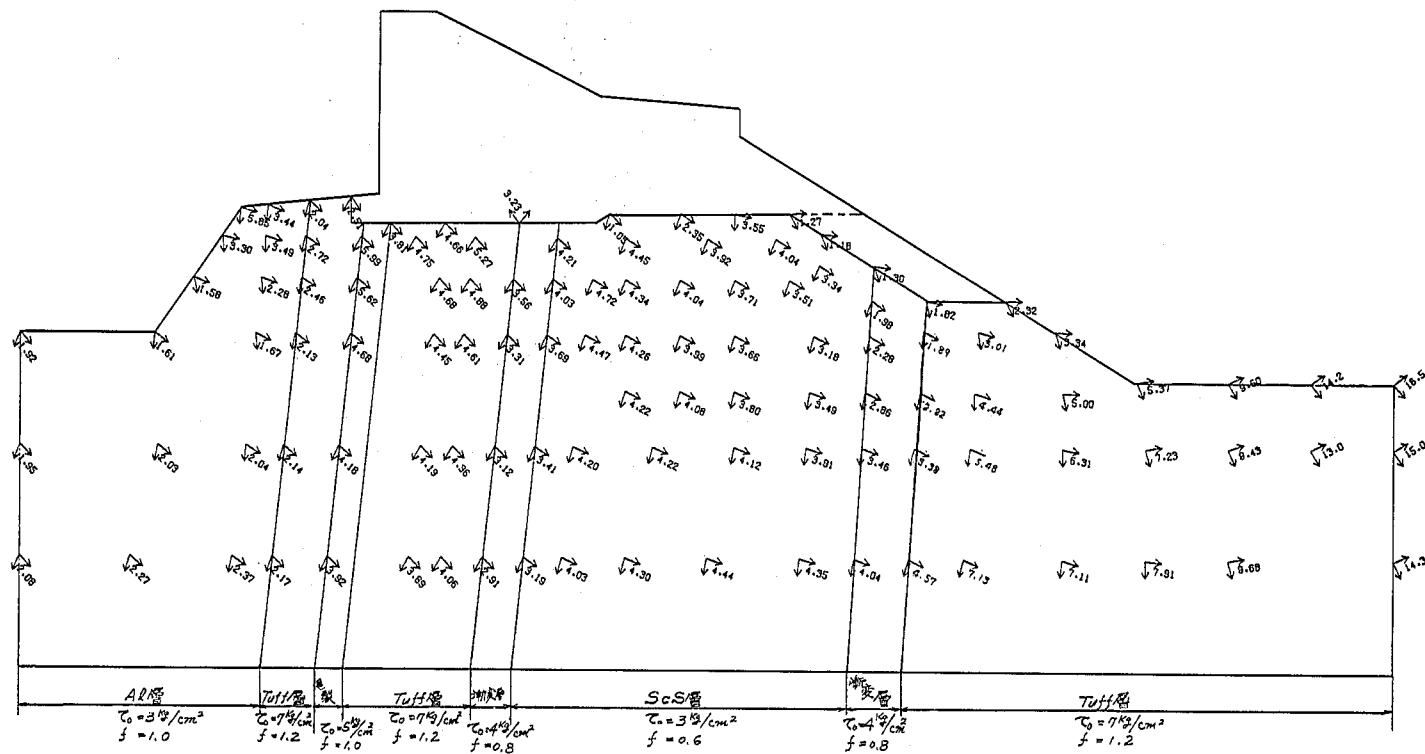


図 - 9 - 7 節点応力による点安全率 (ケース No. A)

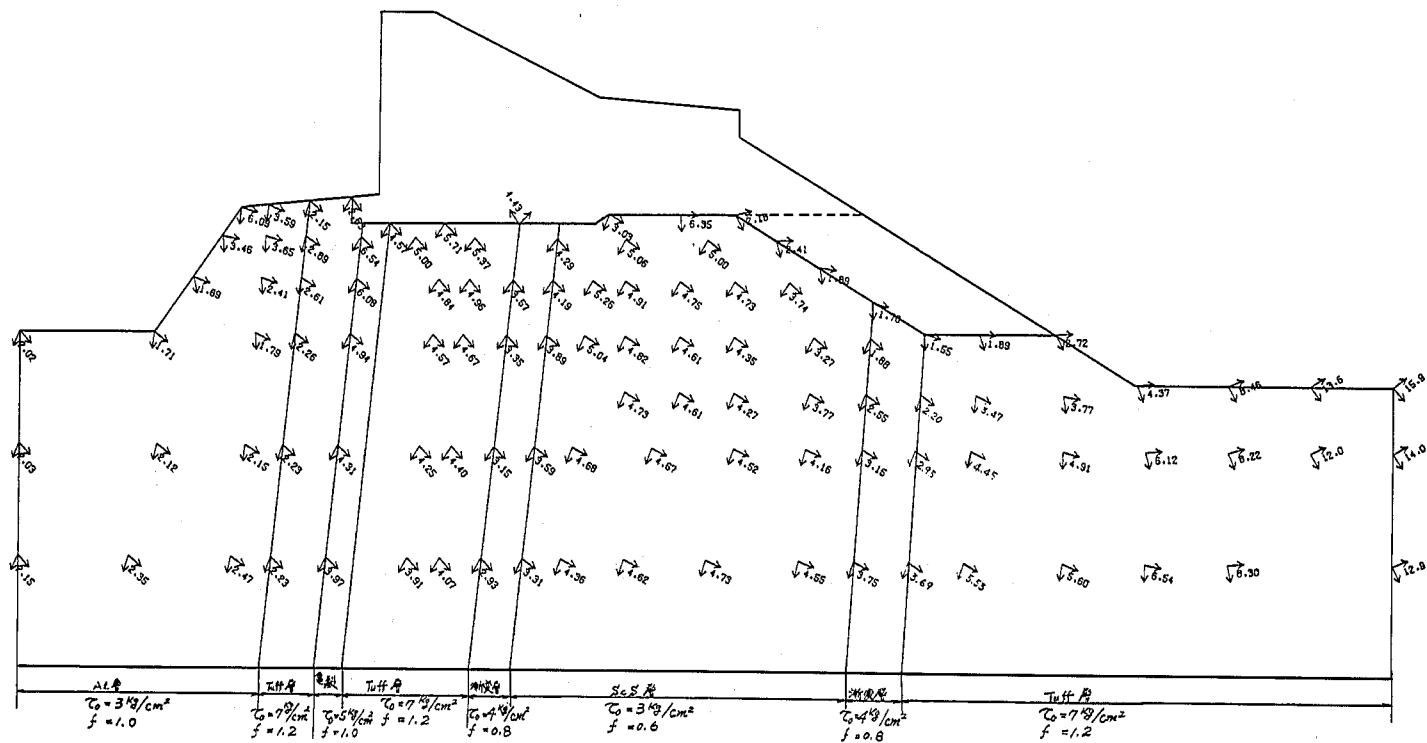


図 - 9 - 8 節点応力による点安全率 (ケース No B)

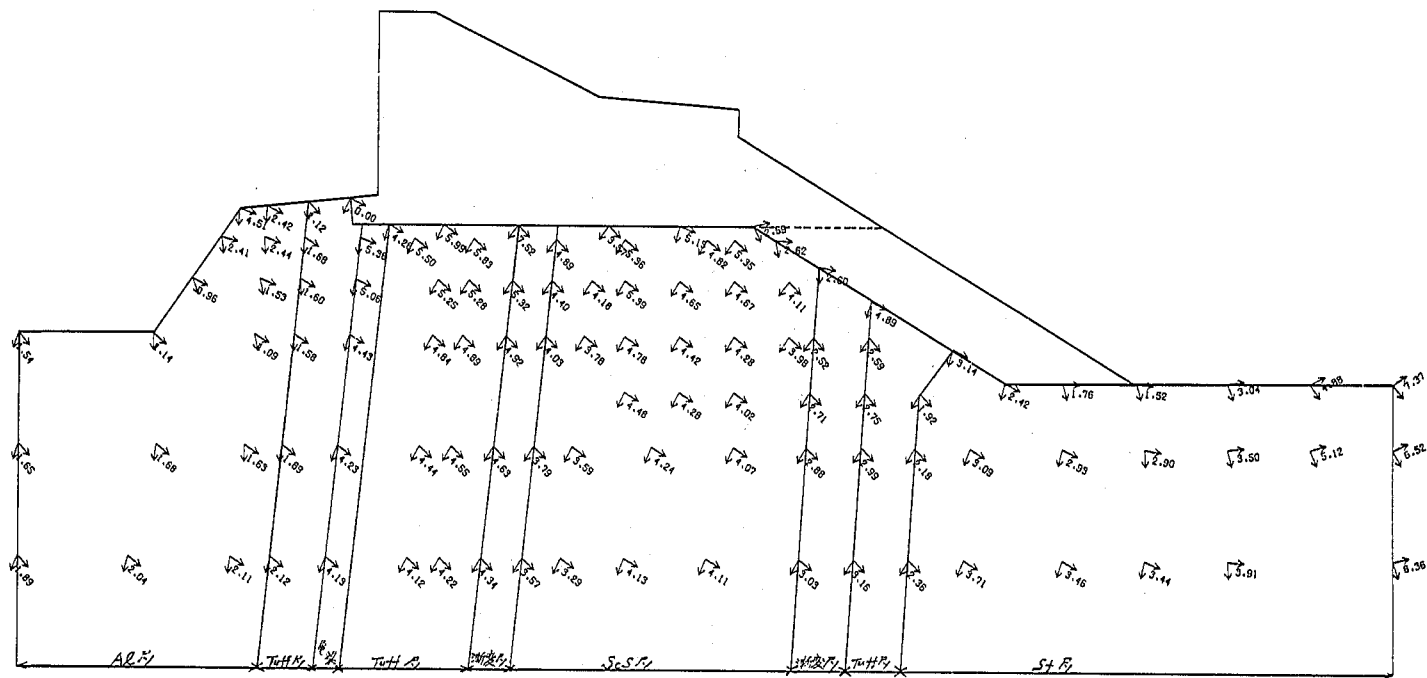


図-9-9 節点応力による点安全率 (ケースNo.D-2)

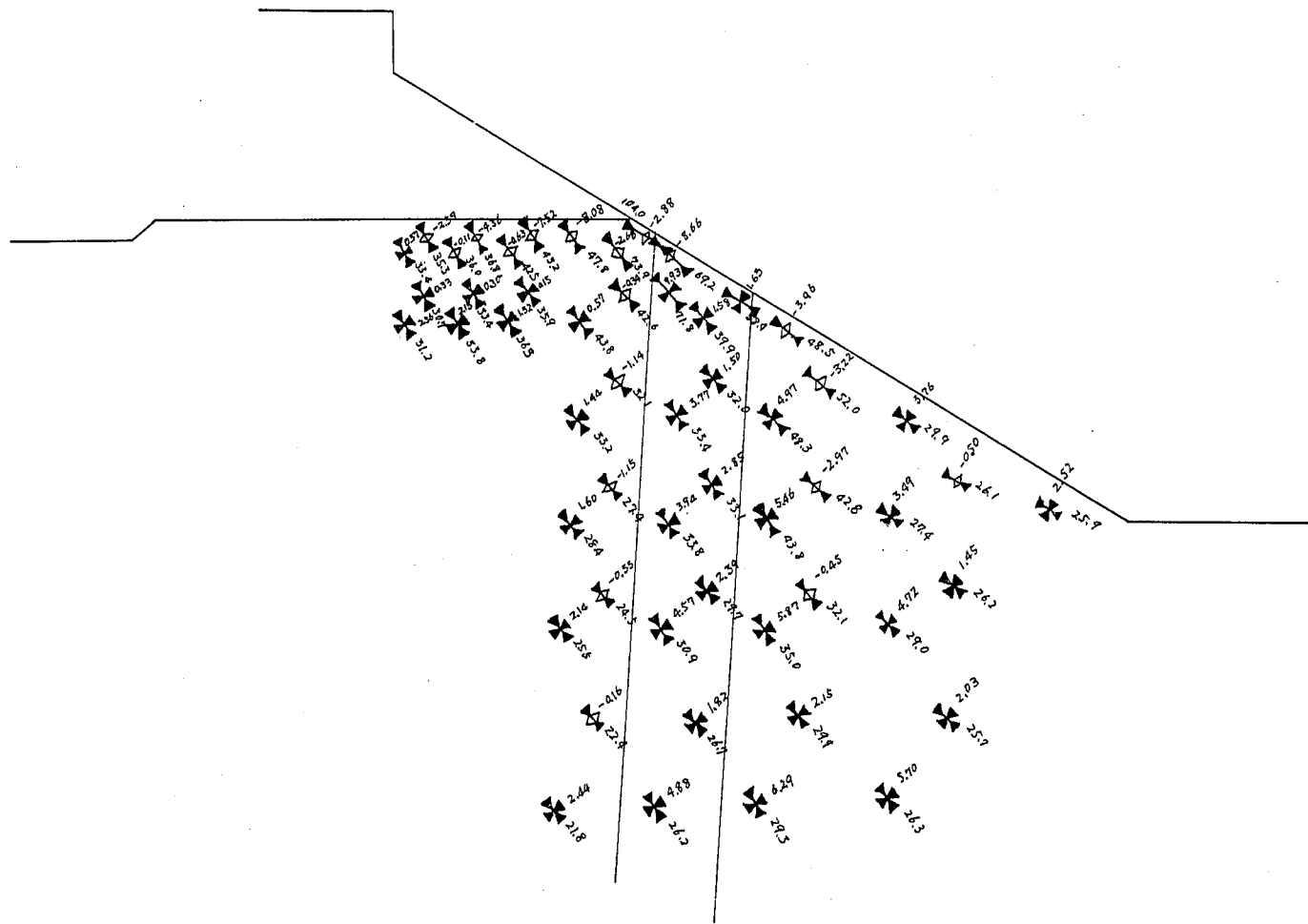


図 - 10(a) 要素中心の主応力 (ケースNo.4)

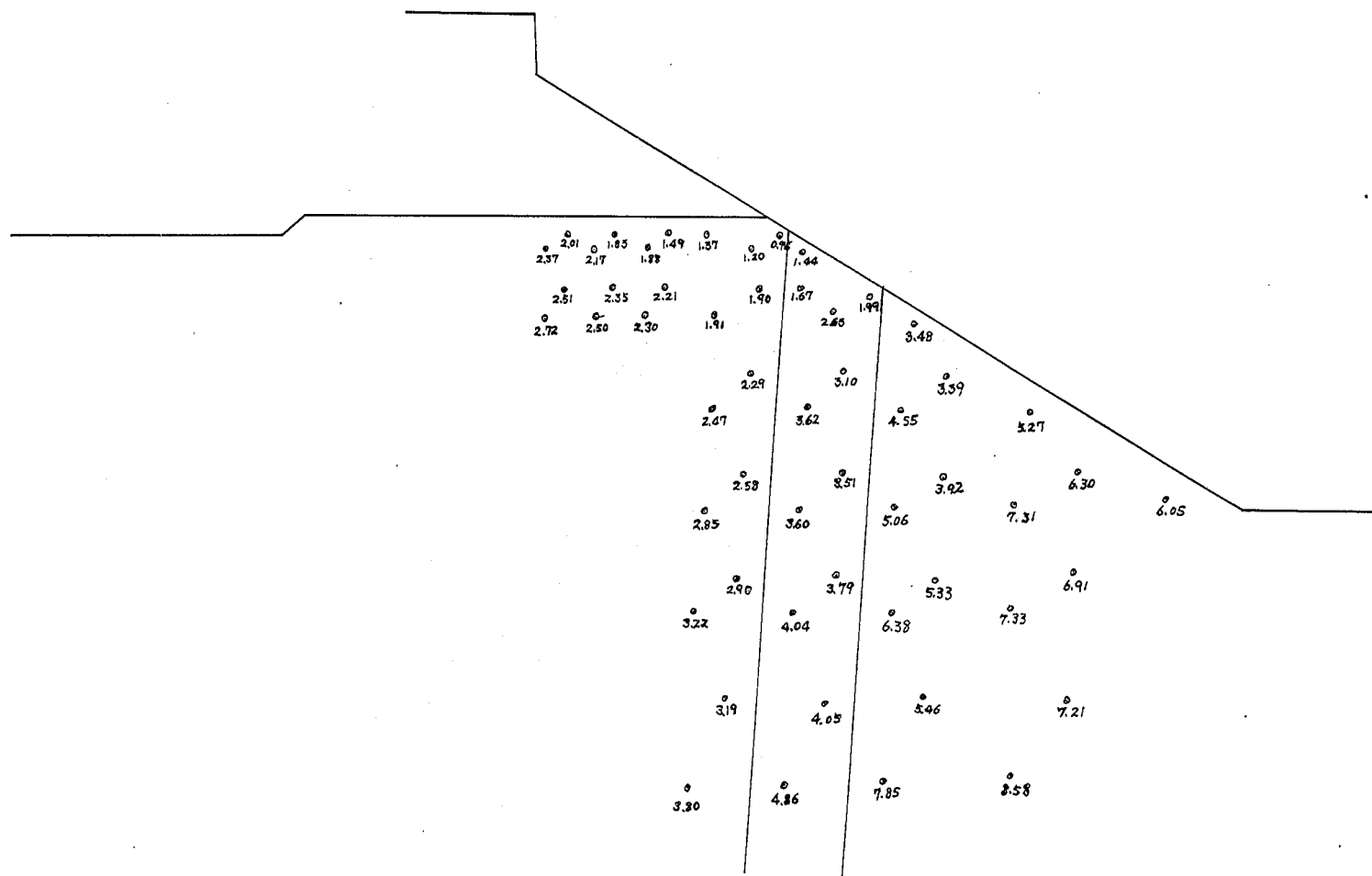


図 - 10(b) 要素中心の点安全率 (ケース No. 4)

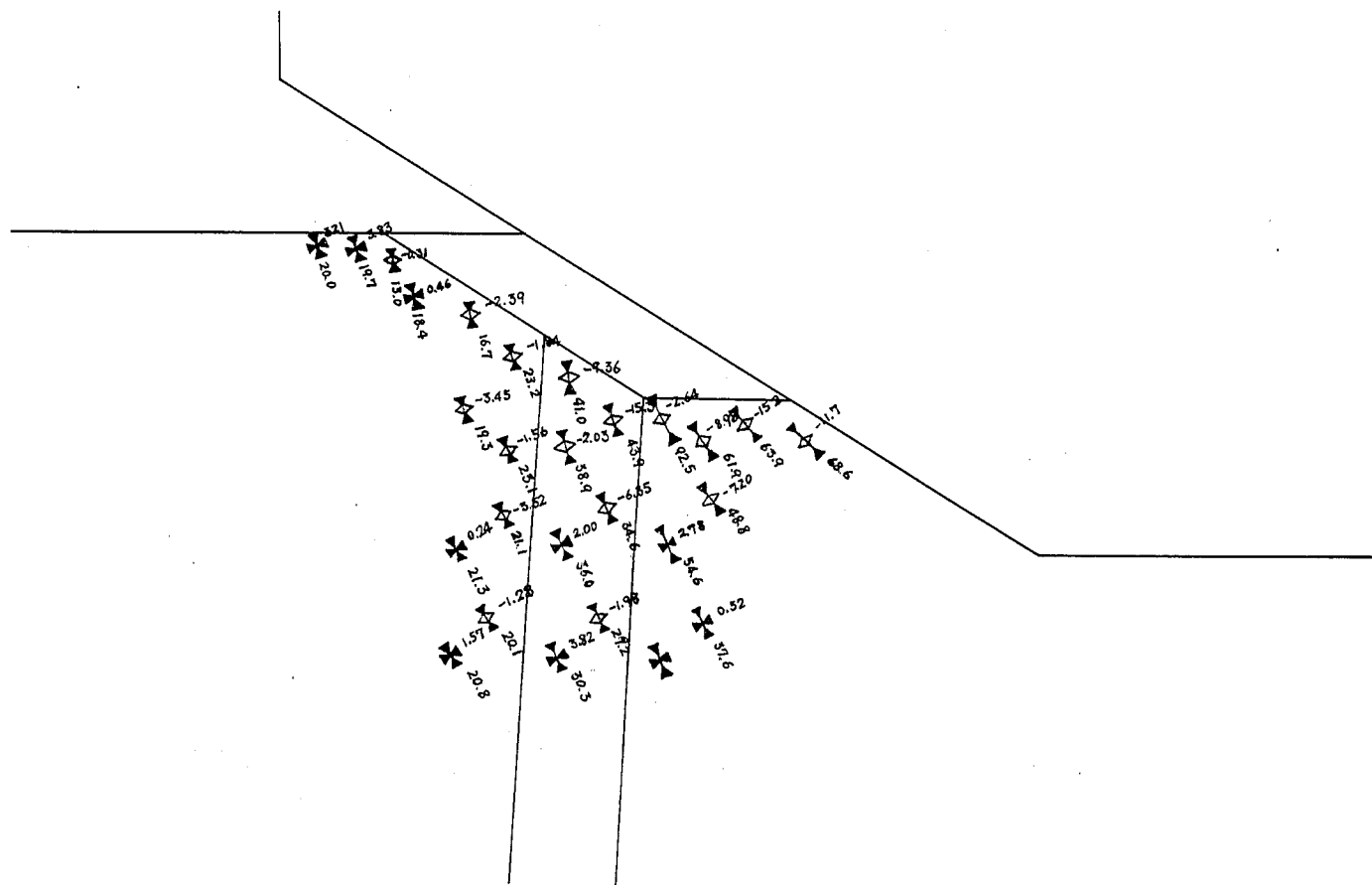


図-11(a) 要素中心の主応力 (ケースNo. A)

図-11(b) 要素応力による点安全率 (ケースNo.A)

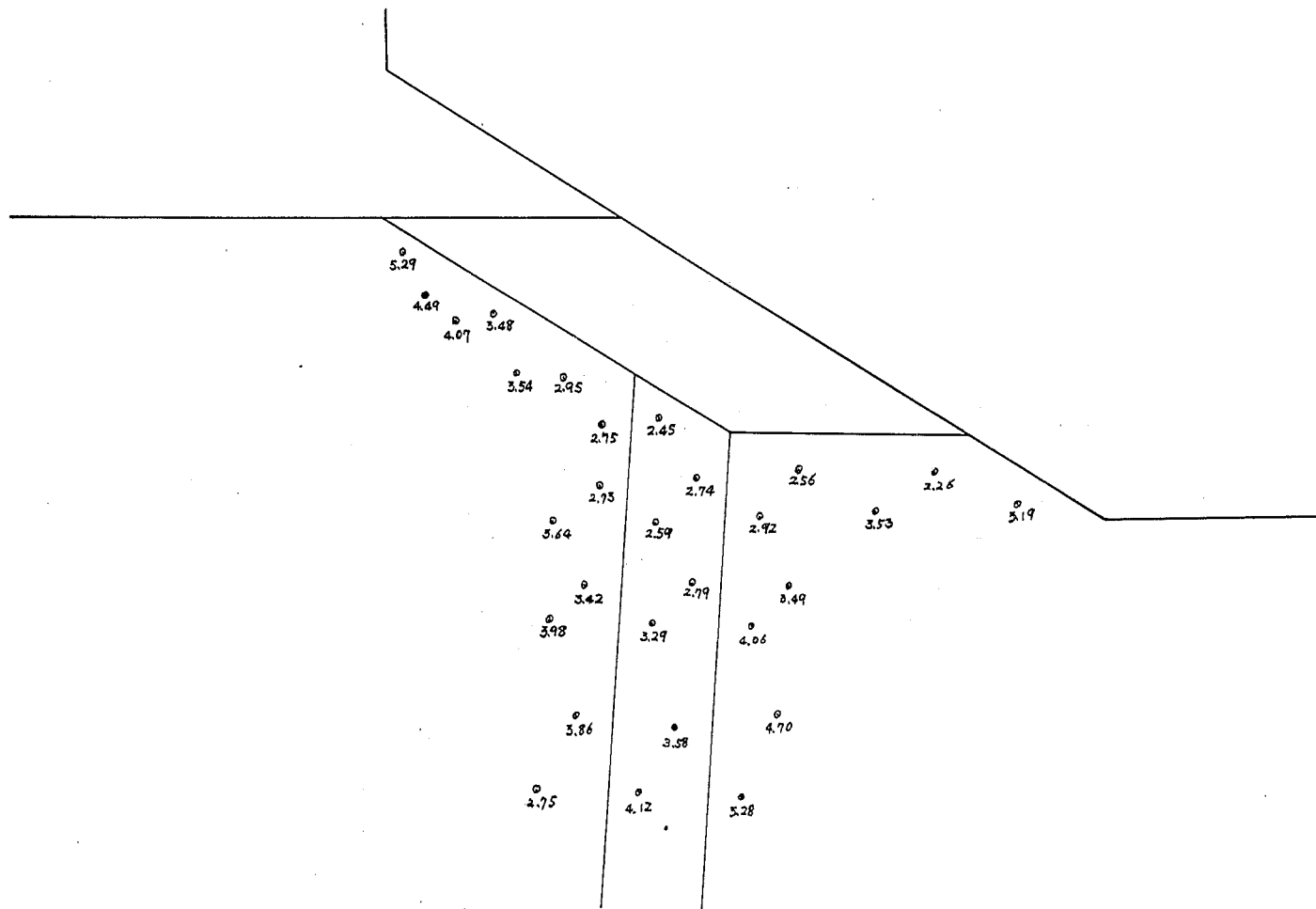


図 - 12(b) 要素応力による点安全率 (ケース No. B)

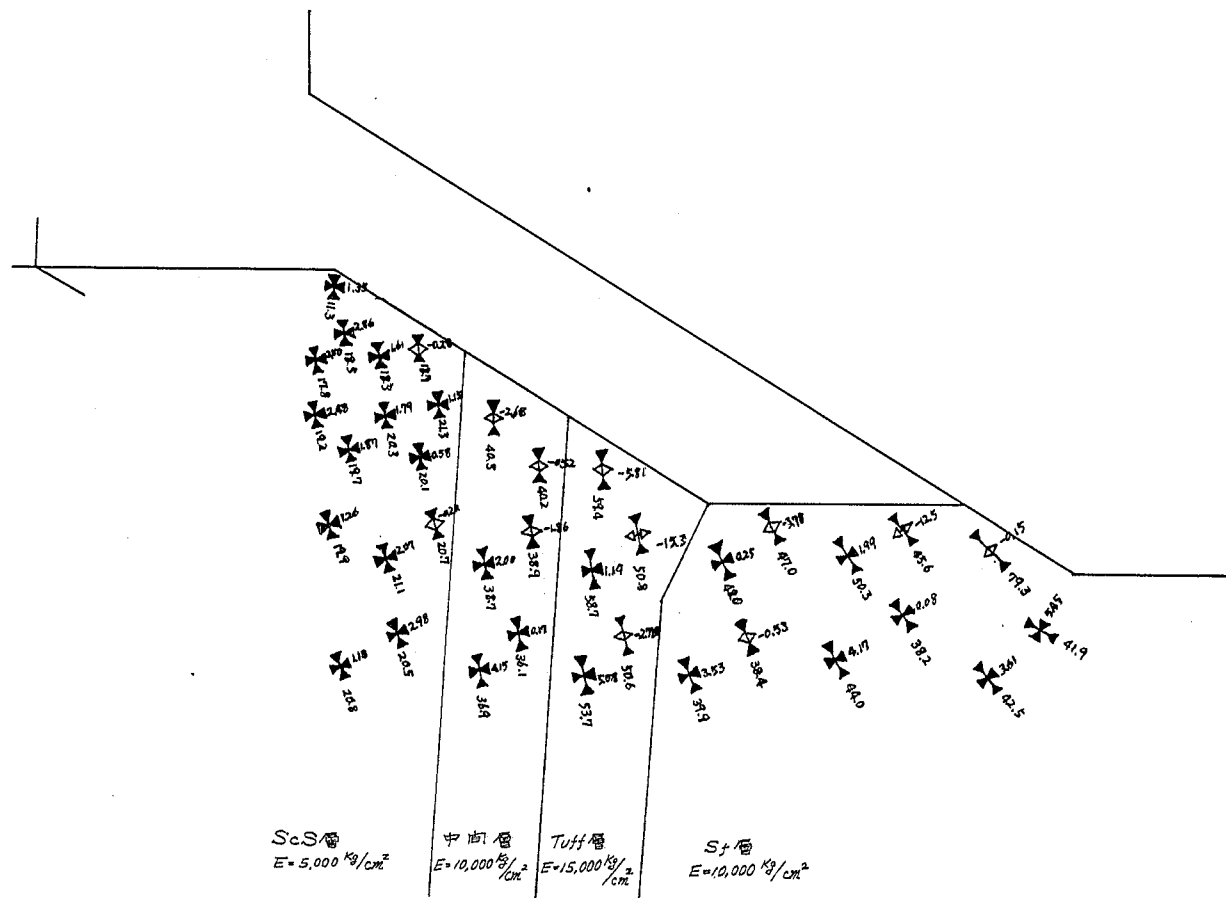


図 - 13(a) 要素中心の主応力 (ケースNo.C)

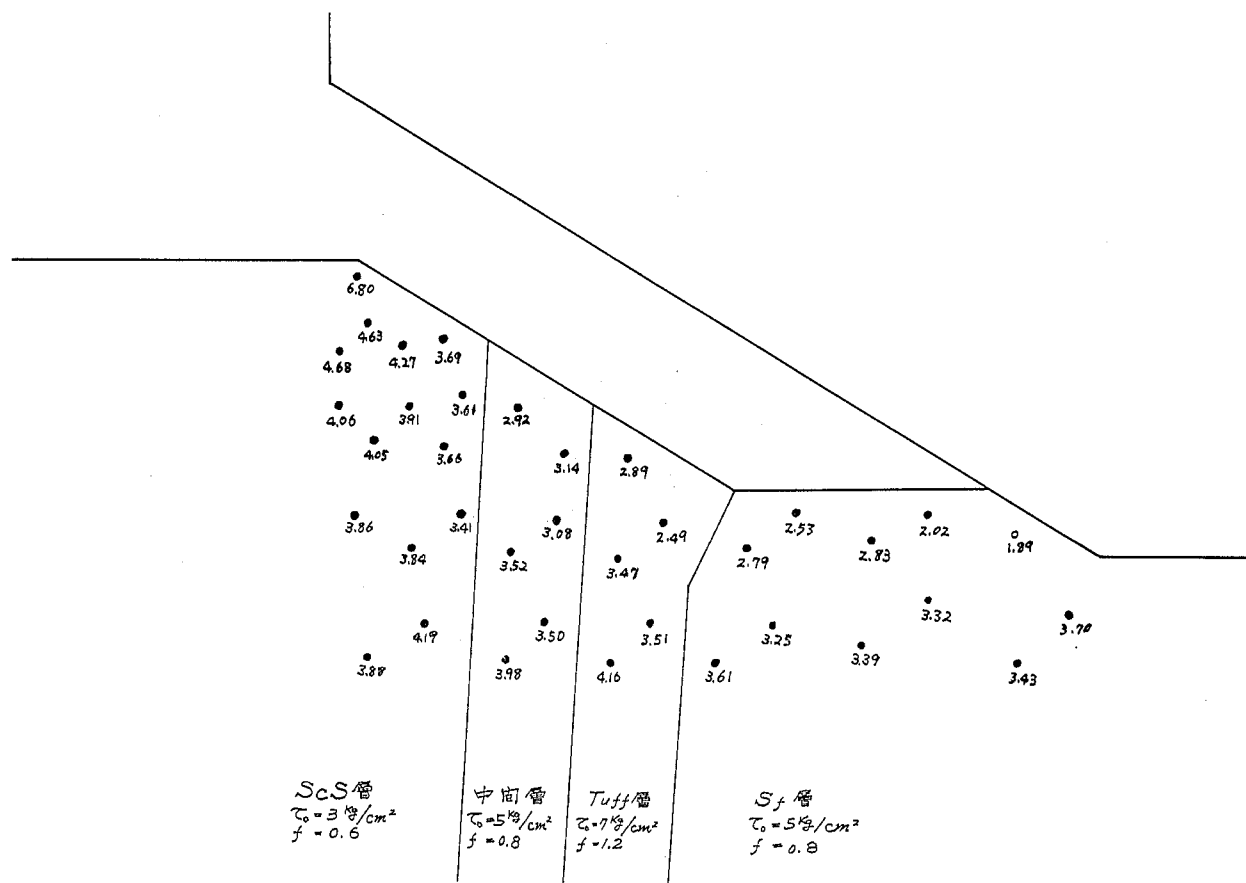


図 - 13 (b) 要素中心の点安全率 (ケース Na C)

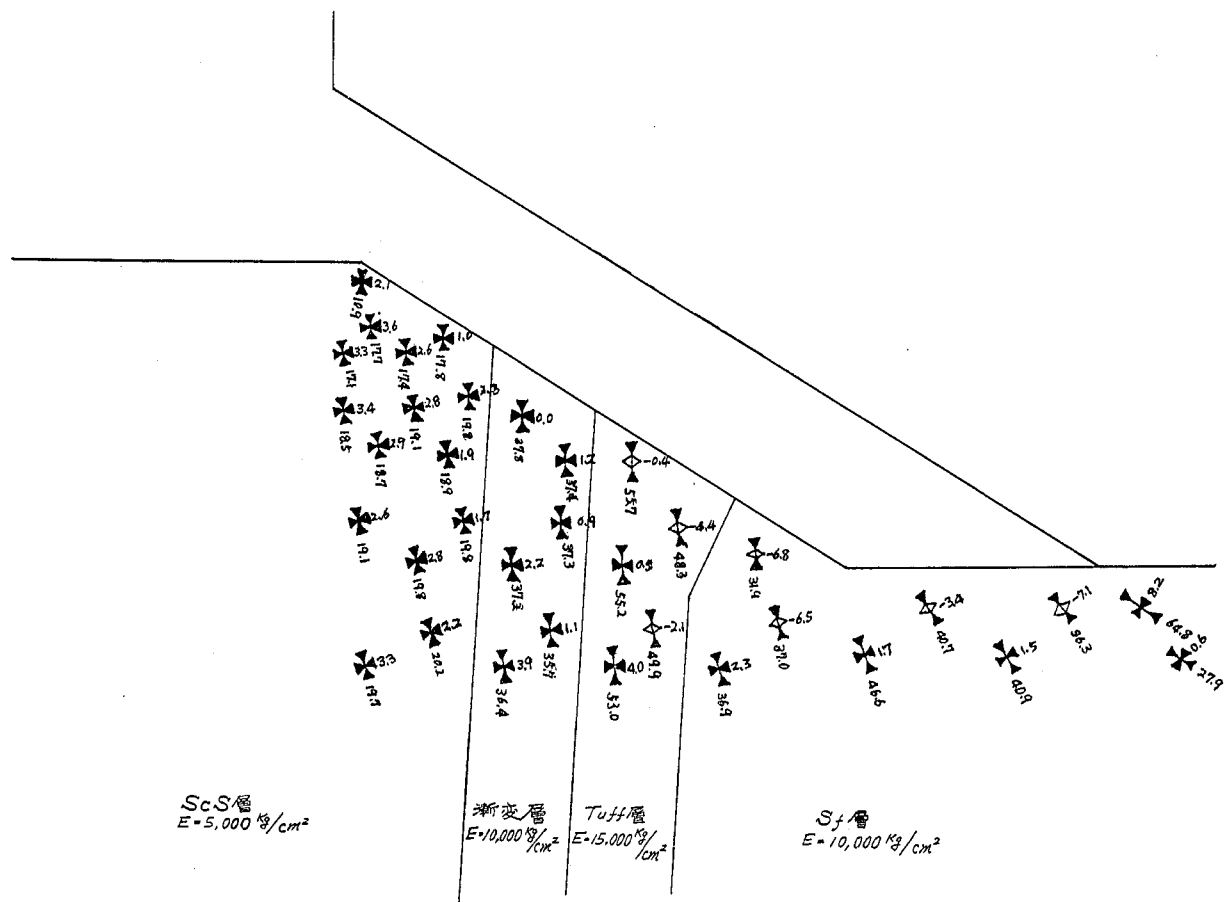


図 - 14 要素中心の主応力 (ケース No. D - 1)

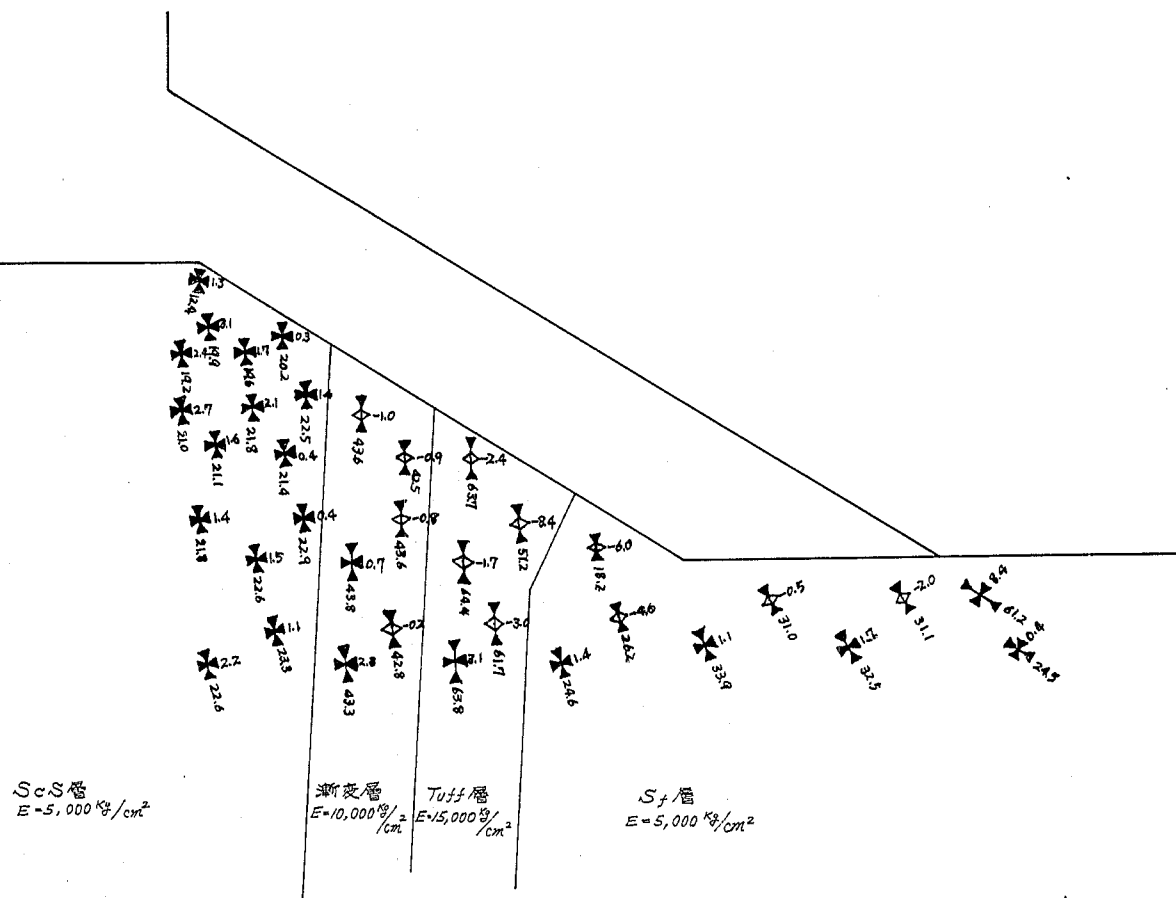
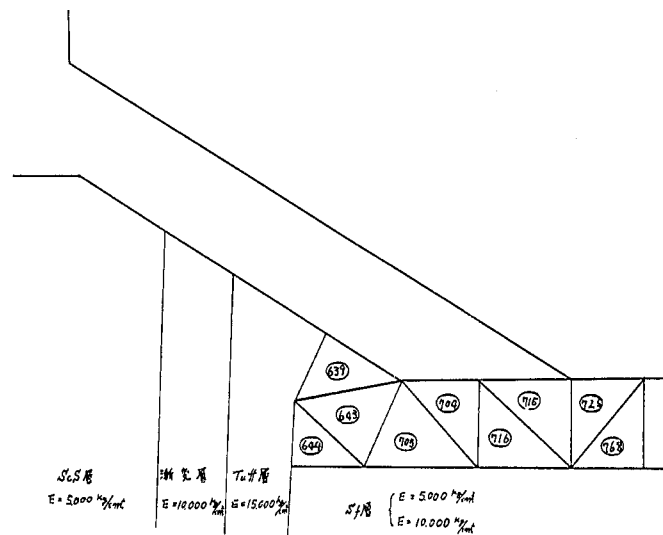


図 - 15 要素中心の主応力 (ケース No. D - 2)

- 46 -

上段… ブロック巾16.8 m の場合
下段… " 14.8 m "



5. 三 次 元 応 力 計 算

5-1 三次元計算の目的

「3. 検討の目的」で述べたように、本報告書は、二次元計算を検討の基本とし、三次元計算はこれをチェックするものであるという考え方に立っている。現在のところ、FEM三次元計算の精度は主として節点数による制限を受けるから、解折の範囲を拡げれば、ある点での応力値の精度は著しく下る。したがって二次元計算のどの点をチェックするかによって、三次元のモデル化は異ってくる。ここで、三次元計算で検討を試みた事項は、

- ① 二次元計算において、洪水吐堤体の二次元化を、完全二次元と修正二次元の2種で行った。これらと、三次元的に忠実にモデル化したときの結果とを比較検討する。
 - ② 洪水吐の基礎の地質は、凝灰岩、砂岩、漸変層等弾性定数の異なる堆積層が洪水吐の軸方向に斜交しており、この条件をシミュレートするためには三次元計算が必要である。
 - ③ 洪水吐の側壁部分が地山に伝えている応力の大きさを知りたい。
- 等である。

5-2 計算の仮定

計算方法は有限要素法によったが、使用した要素は(a)6節点5面体要素、(b)8節点6面体要素で、図-16に示される。(a)、(b)ともに変位場は不完全二次で定義される。すなわちある方向には歪が線型で変化し、他の方向には歪が一定である。全体的には(b)を主として使っており、基礎の斜交している部分のモデル化で三角柱的な形状がでたとき(a)を使った。

洪水吐堤体と基礎のモデル化は図-17～19に示す。鉛直方向にはコンクリート堤体が4層、基礎が3層にスライスされ、上下流方向には堤体、基礎とも7層、流路直角方向には同じく堤体、基礎とも11

層の要素分割となっている。コンクリート堤体は実物の構造を比較的忠実にモデル化できたが、基礎の斜交している地層は堤体部分の要素分割に対応させざるを得ず、やや近似度が粗い。総要素数は518、総節点数は700である。

荷重の組み合わせは表-4に示す。

堤体および基礎の弾性定数、単位体積重量は二次元計算と同じ値を用いている。

表 - 4

荷重ケース番号	水 圧	堤体の自重	基礎の自重
1	○	×	×
2	×	○	×
3	○	○	×
4	×	○	○
5	○	○	○

5-3 計算結果と検討

荷重ケース3および4について、各断面における応力成分を図示する。(図-20～26がケース3、図-27～33がケース4)二次元計算結果は主としてケース3に担当する荷重で議論されているが、三次元的地山荷重による基礎中の応力を検討するためにケース4も示した。応力を表わすのに主応力でなく応力成分によったのは、①3方向の主応力を平面内で表現するのが難しい、②主応力の方向は、 x 、 y 、 z 方向に近いものが多く、応力成分による表示で応力の分布を充分把握することができるためである。

以下に結果を列記する。

1. 修正二次元計算による応力値と三次元計算における中央断面での応力値を比べると、全般的に後者は小さく、ほぼ前者の70～80%位の値である。(図-20)、中央断面をはずれた断面では更に小さい。(図-21)。
2. 上下流直角方向断面での応力分布は図-22～24のように、コンクリート堤体の接する幅ではほぼ一定であり、左右岸方向に離れるとだんだん少なくなる。標高の低い、堤体から離れた位置になると、この少なくなり方が小さい。すなわち応力分布がゆるやかになっている。したがって二次元化の仮定は上位標高ではほぼ満されているが、下位標高では二次元化の仮定がやや厳しいということになる。
3. 水平面内での応力成分の値は他の断面の値に比べて小さい。すなわち鉛直方向の自重が卓越していて水圧の影響が少い。(図-25、26)
4. 図-23に示されるように応力の伝わり方は、地層の硬軟を反映している。中央の軸線から同じ距離の点が、左岸側ではTuff、右岸側ではScSとなっているが、Tuffの点の応力はScSの応力より2倍位大きい。図-25、26からもTuffの部分の応力はScSの部分の応力より大きい傾向が認められる。

5. 三次元計算による主応力の向方は断面形状の簡単などころでは、ほぼ x , y , z 方向に一致し、断面急変部（洪水吐隅角部等）では x , y , z 方向に一致しなくなる。
6. コンクリート堤体底部には引張力がでており、これに接する基礎は圧縮となっている。応力の連続性が得られていないわけであるが、二次元計算の場合と同じく、FEM計算の仮定上の問題である。底部の引張力はコンクリートの自重がコンクリートより軟い基礎によって支えられるために堤体があたかも弾性床上の梁のようなたわみが生じているものと考えられる。しかし現実の施工を考えると、洪水吐堤体は一挙に基礎の上に乘せられるものではなく、順次打設されるのであるからこの計算のように大きな引張力がでることはないだろう。
7. 洪水吐側壁が地山に伝えている圧力はよくわからない。今回の要素分割はこの目的にはやや不適であった。あるいは、土圧的な問題は現在の三次元弾性計算に乗りにくいと言えよう。
8. 次に地山の自重を考慮したケース4について検討しよう。図-29-31に示されるように地山の自重による応力が占める割合が大きいために、2で述べた傾向は、明確でなくなる。ただ4のTuff層がScS層より大きな応力を受け持つ傾向はある。（図-30）

安全率の点からは明らかに地山の自重を考えたときの方が有利である。

いづれにせよ、堤体自重と水圧によって基礎中にどのような応力が起るかという点を見るためには、ケース3のように基礎の自重を無視して計算した方が、諸々の特徴が明確で考えやすい。ただし基礎の自重が全体の安全性にどの位寄与しているかは、別に精しい考察を要する問題である。

9. コンクリート堤体の主応力を図-34に示す。これはDC0断面における引張側の最大主応力をケース1と3について示したものである。完全二次元におけるこの部分の主応力は $-90 \text{ t/m}^2(\text{No.1})$, $-50 \text{ t/m}^2(\text{No.2})$, 修正二次元では $-70 \text{ t/m}^2(\text{No.3})$ 程度の値で、三次元の場合の方が小さめ、又は圧縮側の値となっている。

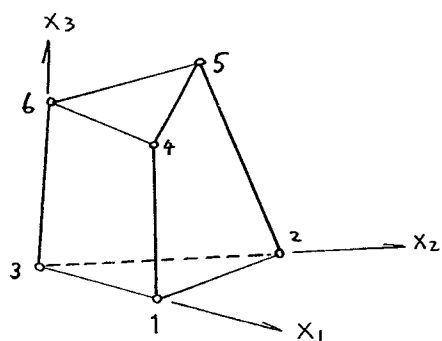
この断面より26m下流のピアー直下ではケース1で約 15 t/m^2 (圧縮)、ケース3で約 25 t/m^2 (引張)の主応力である。

DC0断面のケース1における引張は、①水圧集中荷重によるピアーのモーメント、②基礎前面を境界条件としては上下流方向固定にしているための張力によると考えられる。ケース3でコンクリートの自重を考えると、126～172までの節点では自重による圧縮で引張は消えるが、これより上位標高の節点125～166では、自重が小さいために主応力の大きさはほとんど変わらない。このように自重による応力は影響が大きいので、コンクリートの打設順序やブロック割まで考慮しないとコンクリート堤体部分の応力の評価は難しい。

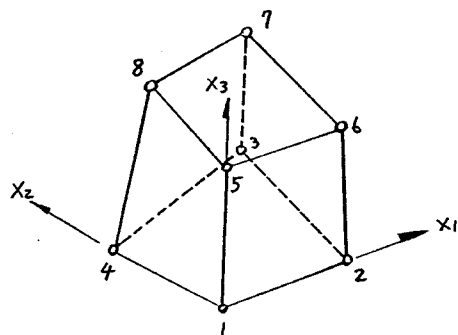
5-4 三次元計算の問題点

三次元計算の結果、上下流直角方向の応力分布等については二次元計算の結果と比較して興味深く、修正二次元による中央断面での検討が妥当であったと考えられる。現在のところ設計の基本を二次元設計に置いている以上この点は重要である。しかし今後この種の問題を三次元解析するときの問題点も無視できない。

1. 現在の三次元FEMでは、隣り合う要素の応力の連続性が著しく悪い。これを避けるためには要素分割を細かくすることであるが、要素の大きさを半分にすると節点数は約2倍になり、計算時間は数倍となる。又地山を含む解析では、細く分割すれば計算能力を越えることが多い。すなわち精度が悪い。
2. 入力データの作成に多大の労力を要し、出力データの解釈も一目でわかるような表示が難しい。
この点は三次元計算の性質上当然であり、やむを得ないことではあるが簡易化が望まれる。
3. 地山の自重による応力の評価について、地山の元応力等他の問題と関係づけた研究が必要である。
4. 基礎の応力を重視するのであれば、基礎の解析の対象を広くとり、逆にコンクリート堤体は思い切って単純なモデルにした方がよかった。堤体部分の要素は今回の計算ではある程度細くしたが、先に述べた自重の評価が難しく結局わかりにくい点があるので、二次元計算の場合におけるケース9に対応した考え方も必要である。



(a)



(b)

図-16 三次元要素

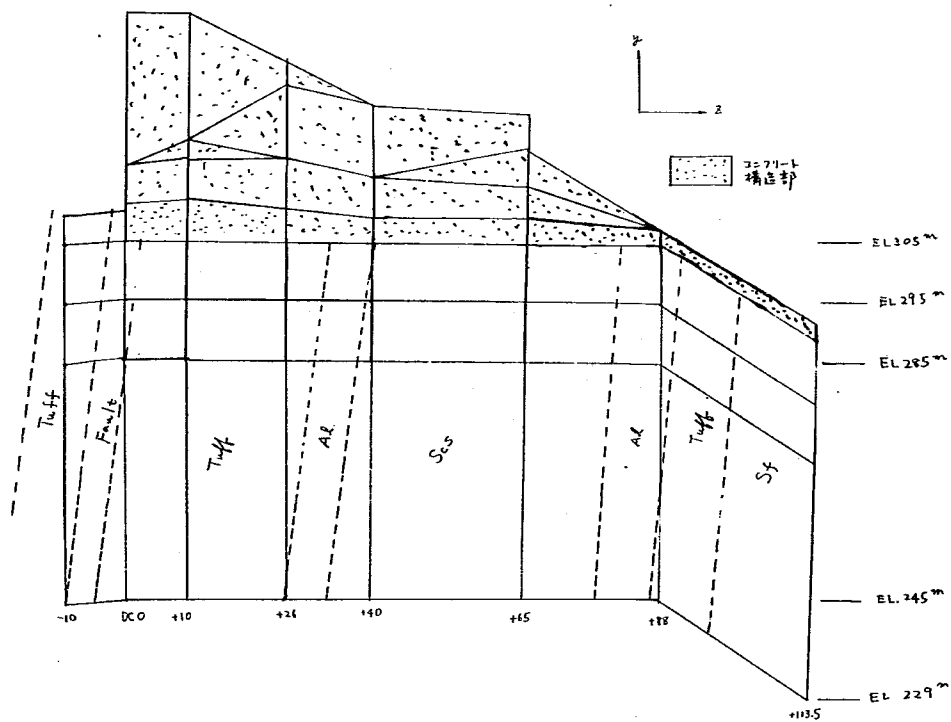


図-17 計算モデル（縦断面図）

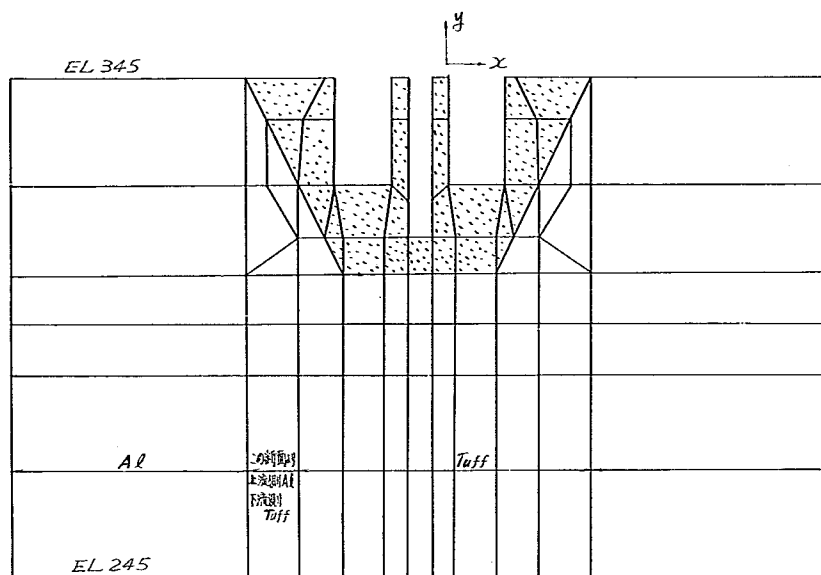


図-18 計算モデル（横断面図）

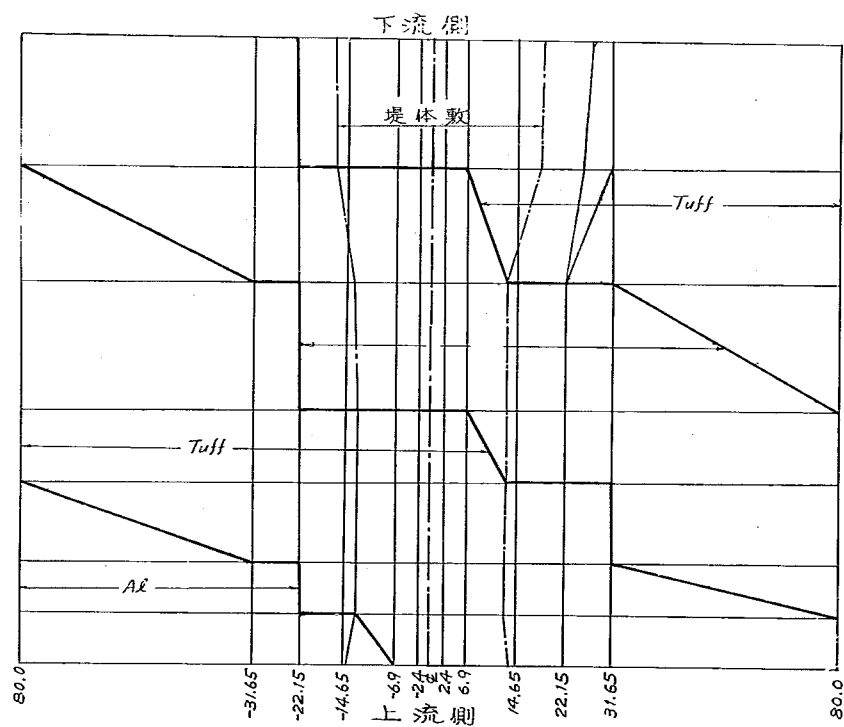


図-19 計算モデル（平面図）

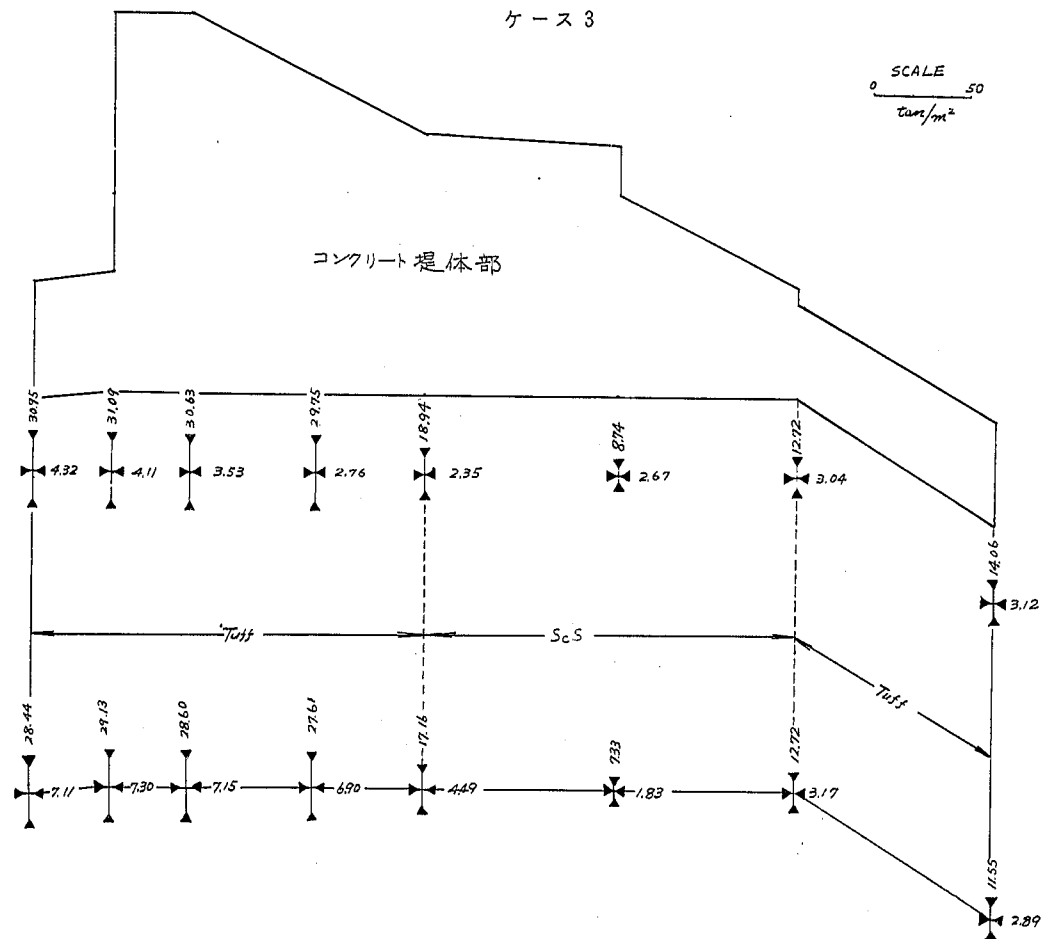


図 - 20 基礎岩盤応力 (中央断面)

ケース 3

SCALE
0 50
ton/m²

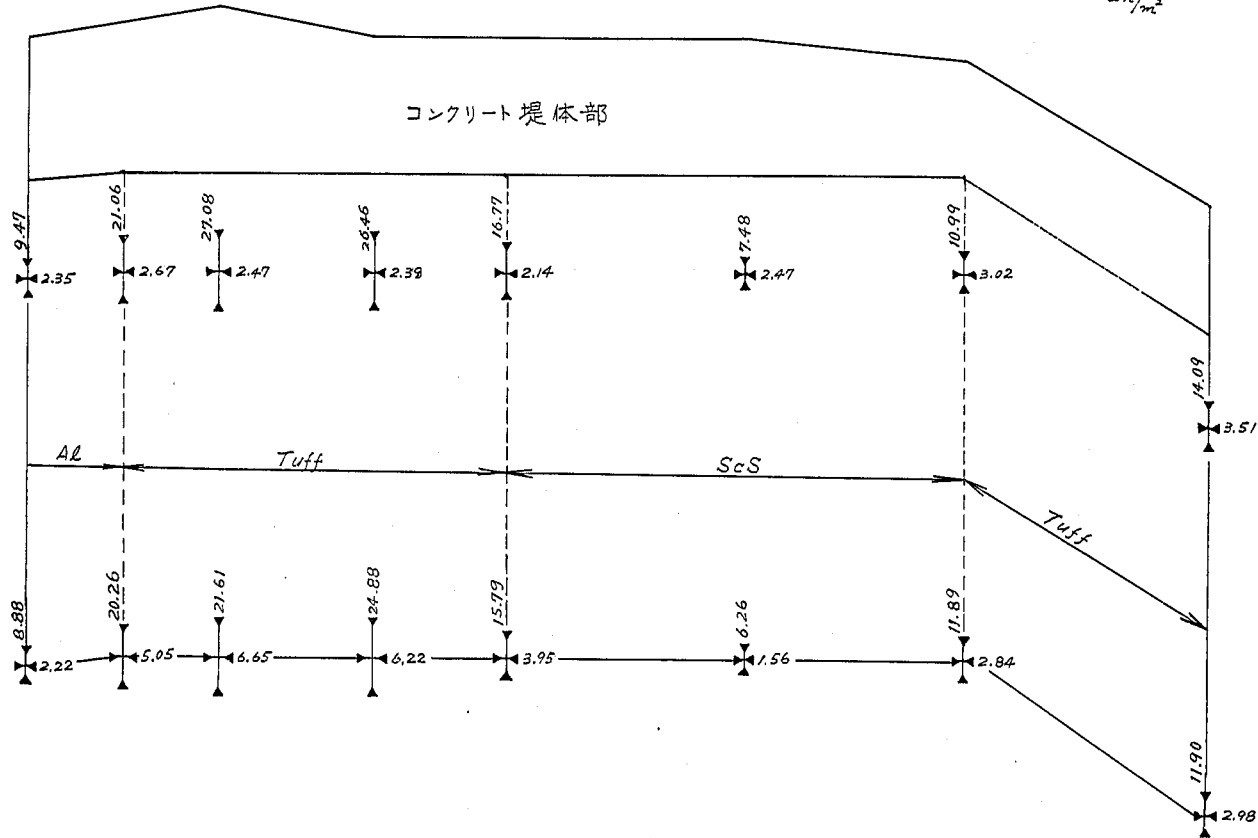
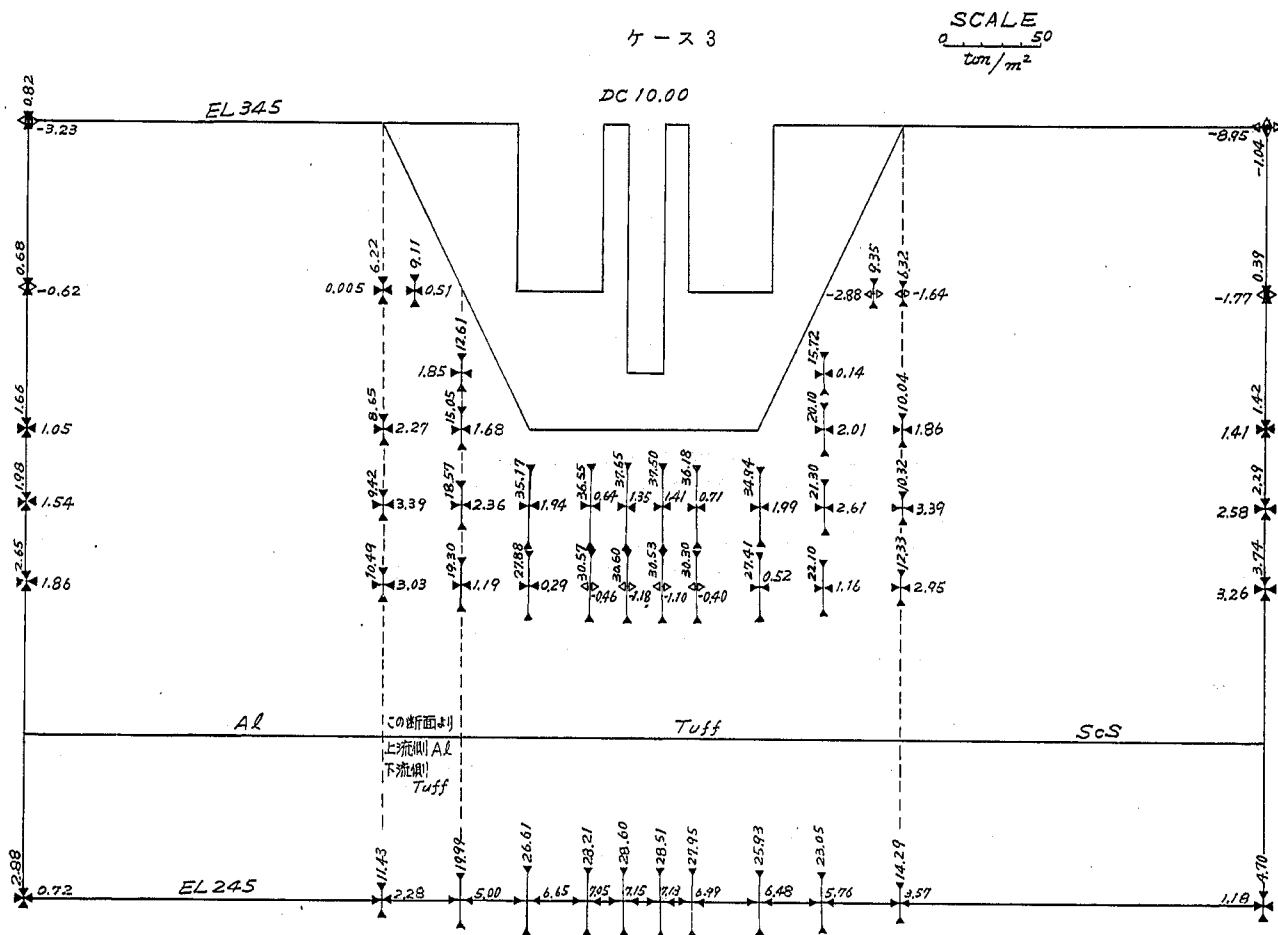


図 - 21 基礎岩盤応力 (中央断面から15m左岸側)



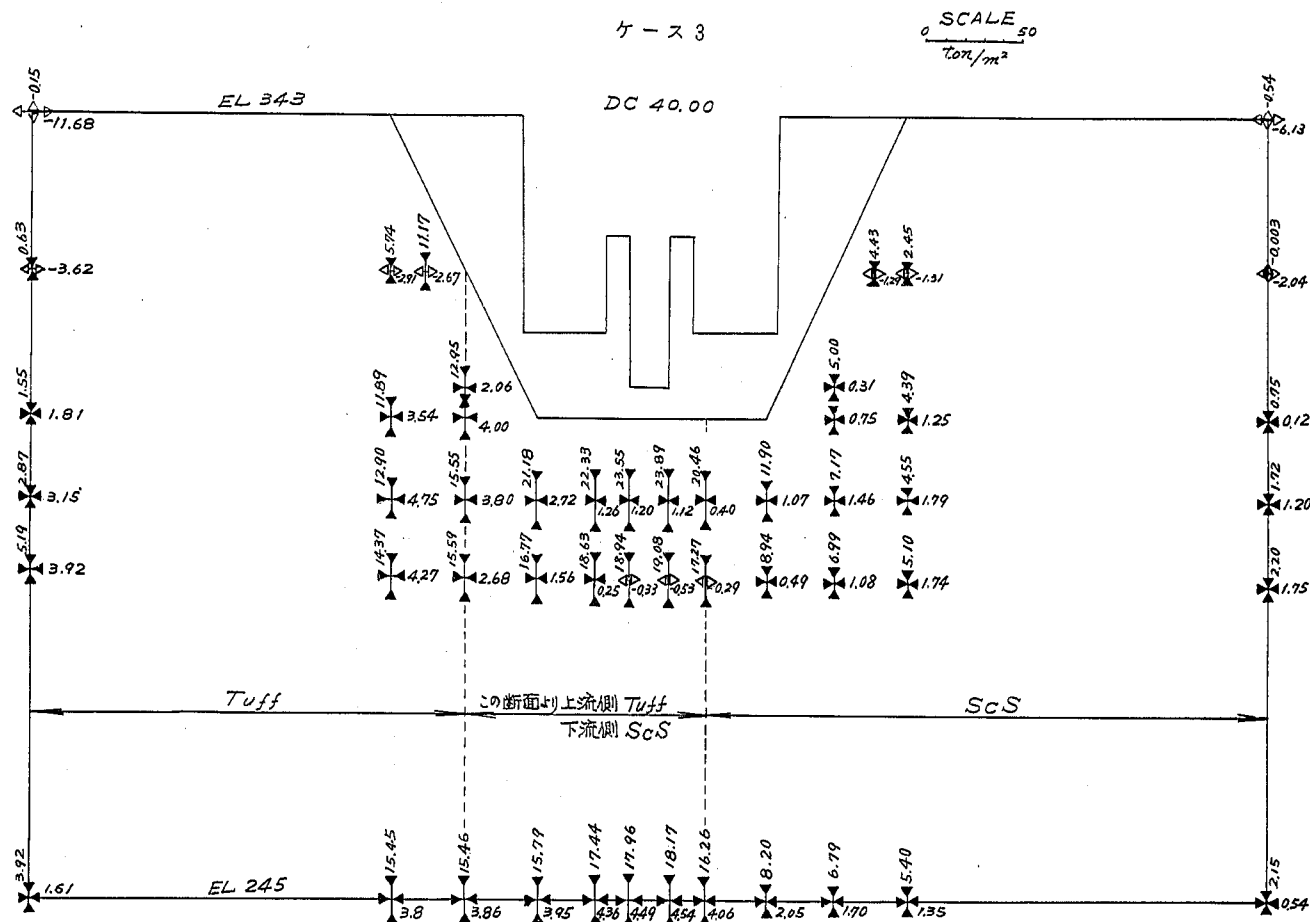


図 - 23 基礎岩盤応力 (DC 40.0 横断)

ケース 3

SCALE
0 50
ton/m²

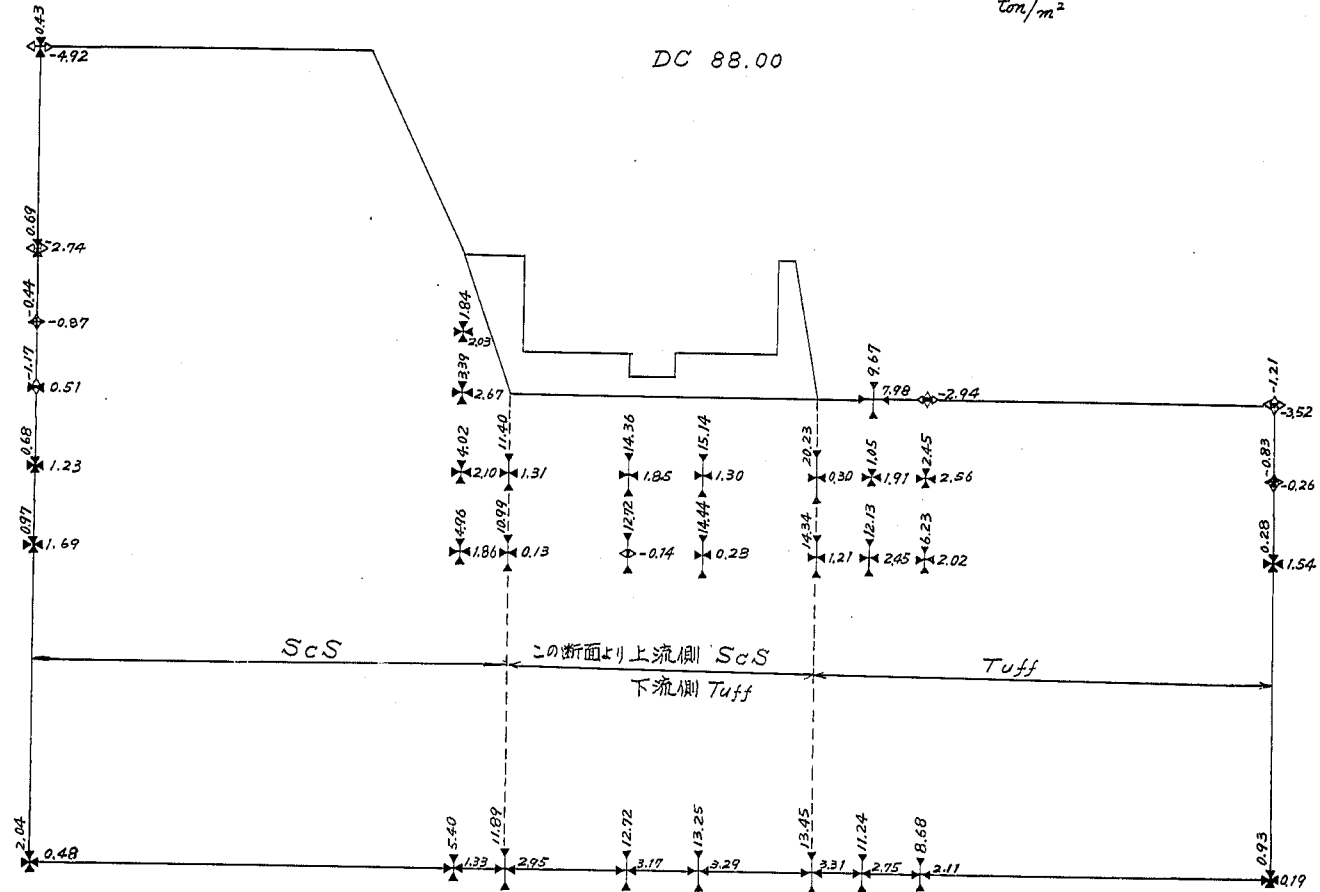


図 - 24 基礎岩盤応力 (DC 80.0 横断)

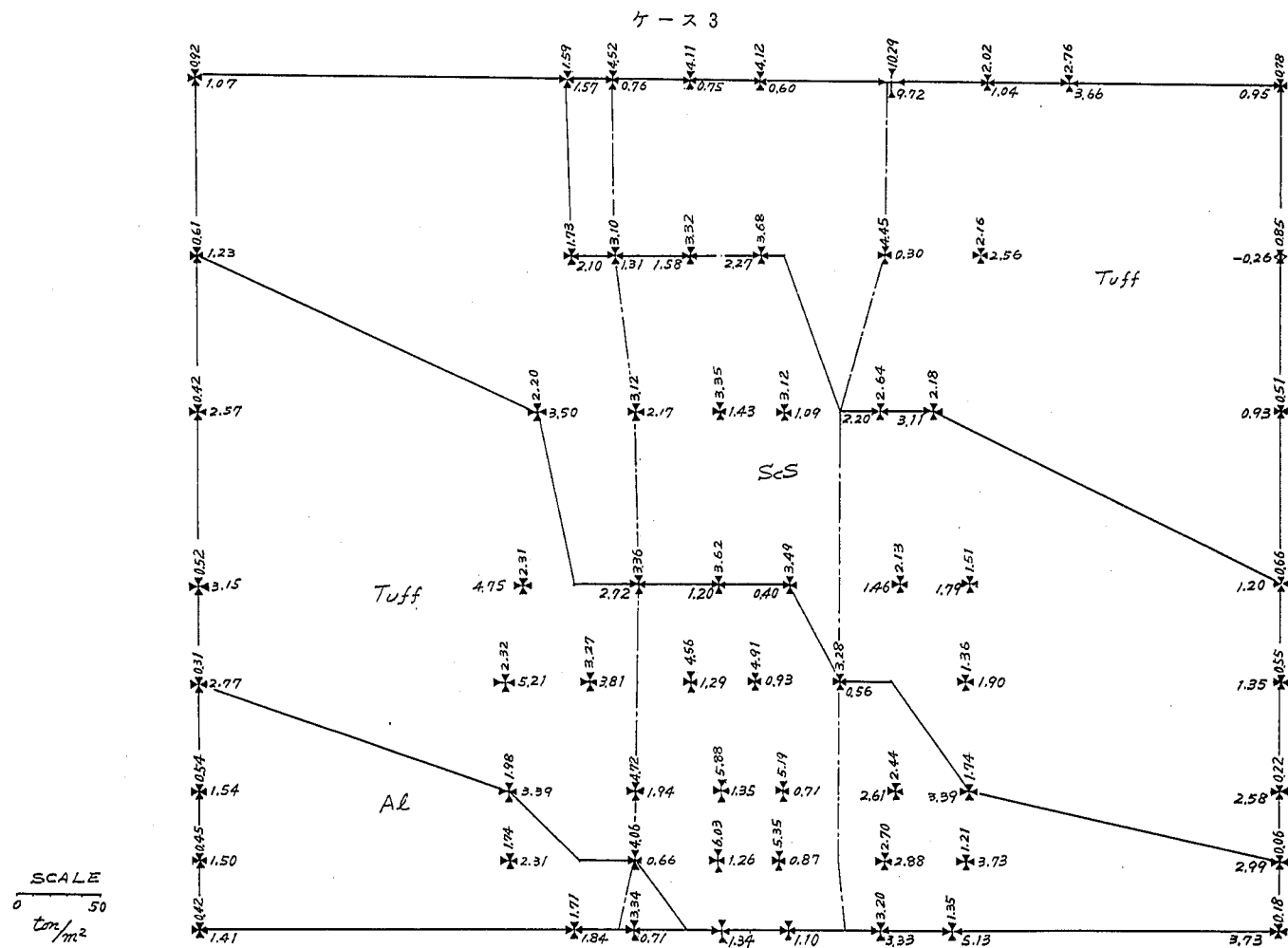
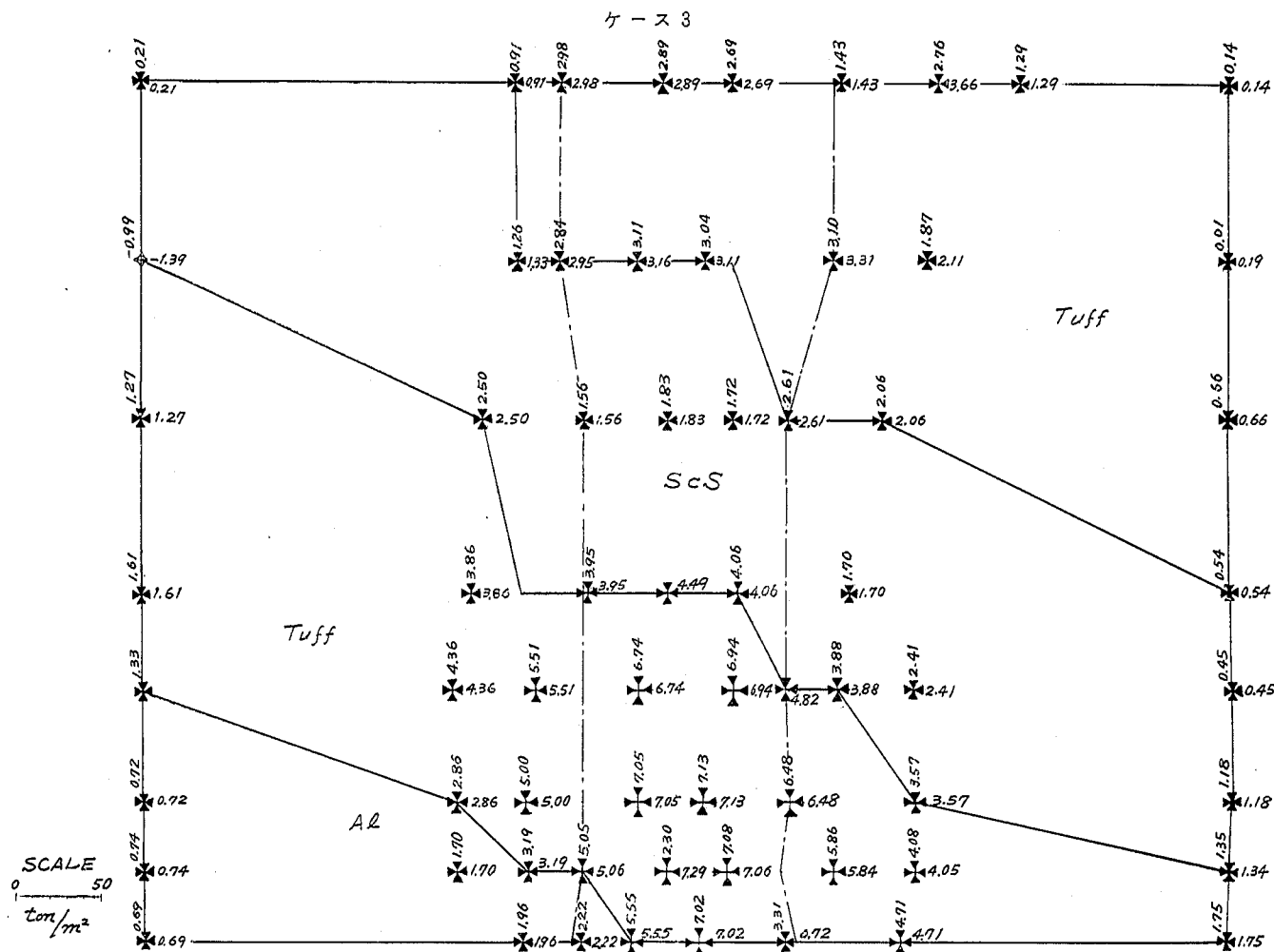


図 - 25 水平断面 (上位標高)



ケース 4

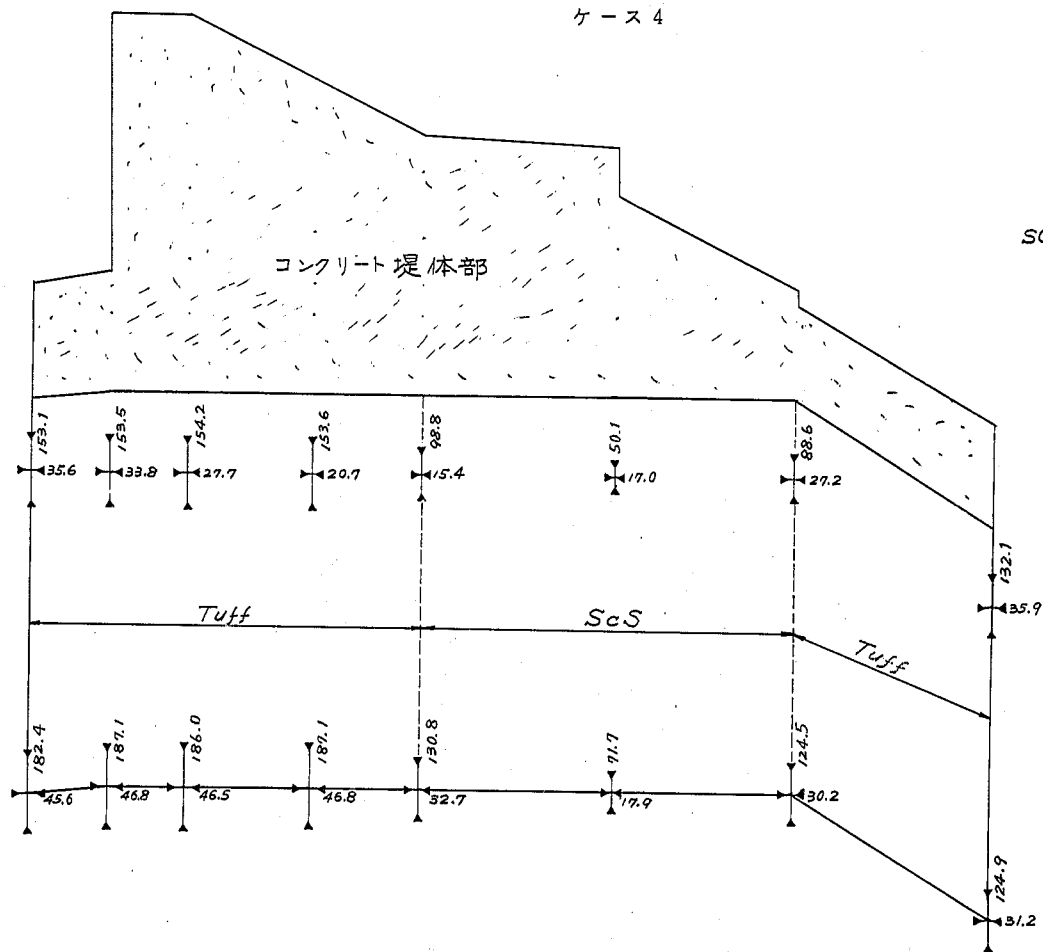


図 - 27 基礎岩盤応力 (中央断面)

ケース 4

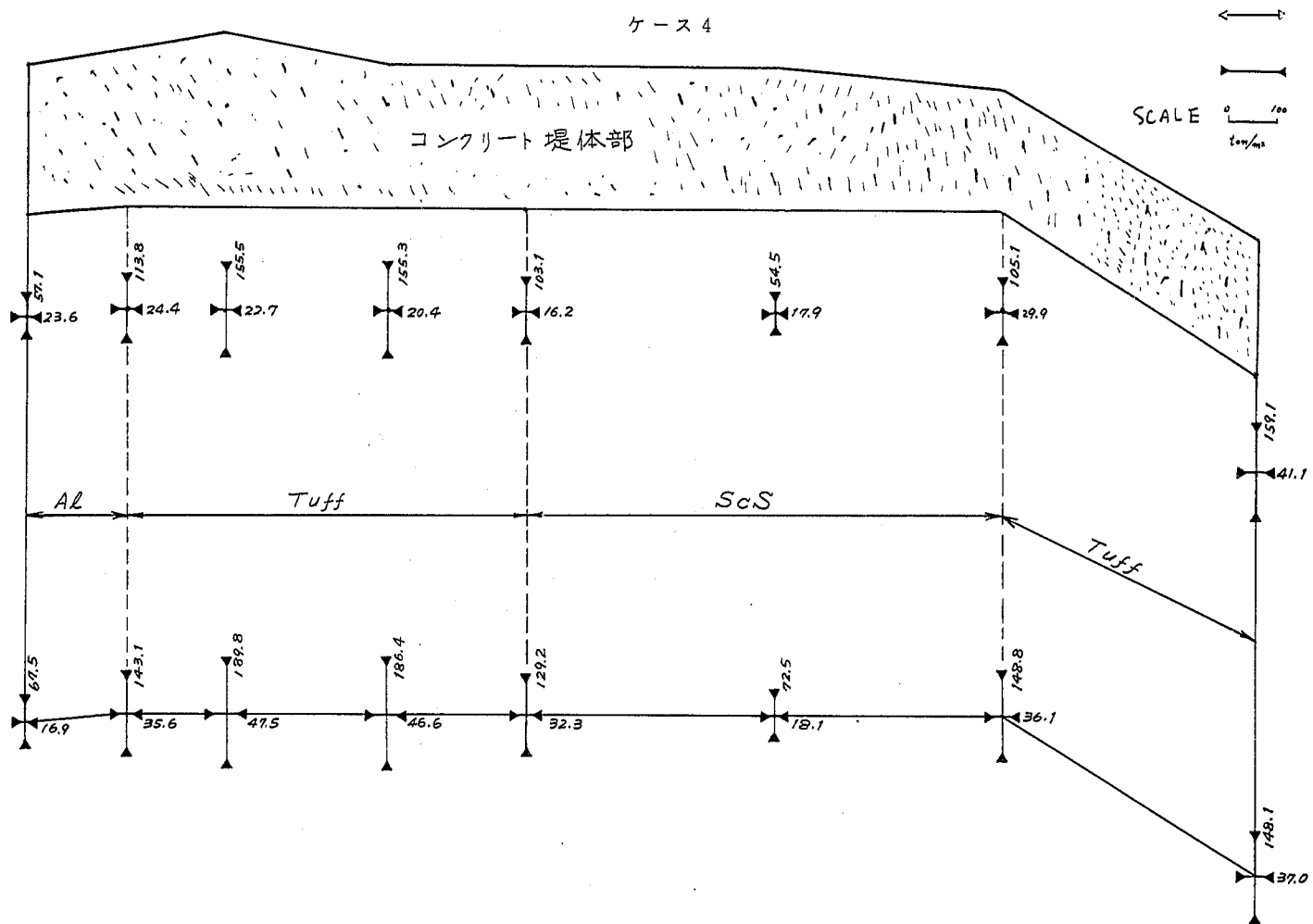


図 - 28 基礎岩盤応力 (中央断面から 15 m 左岸側)

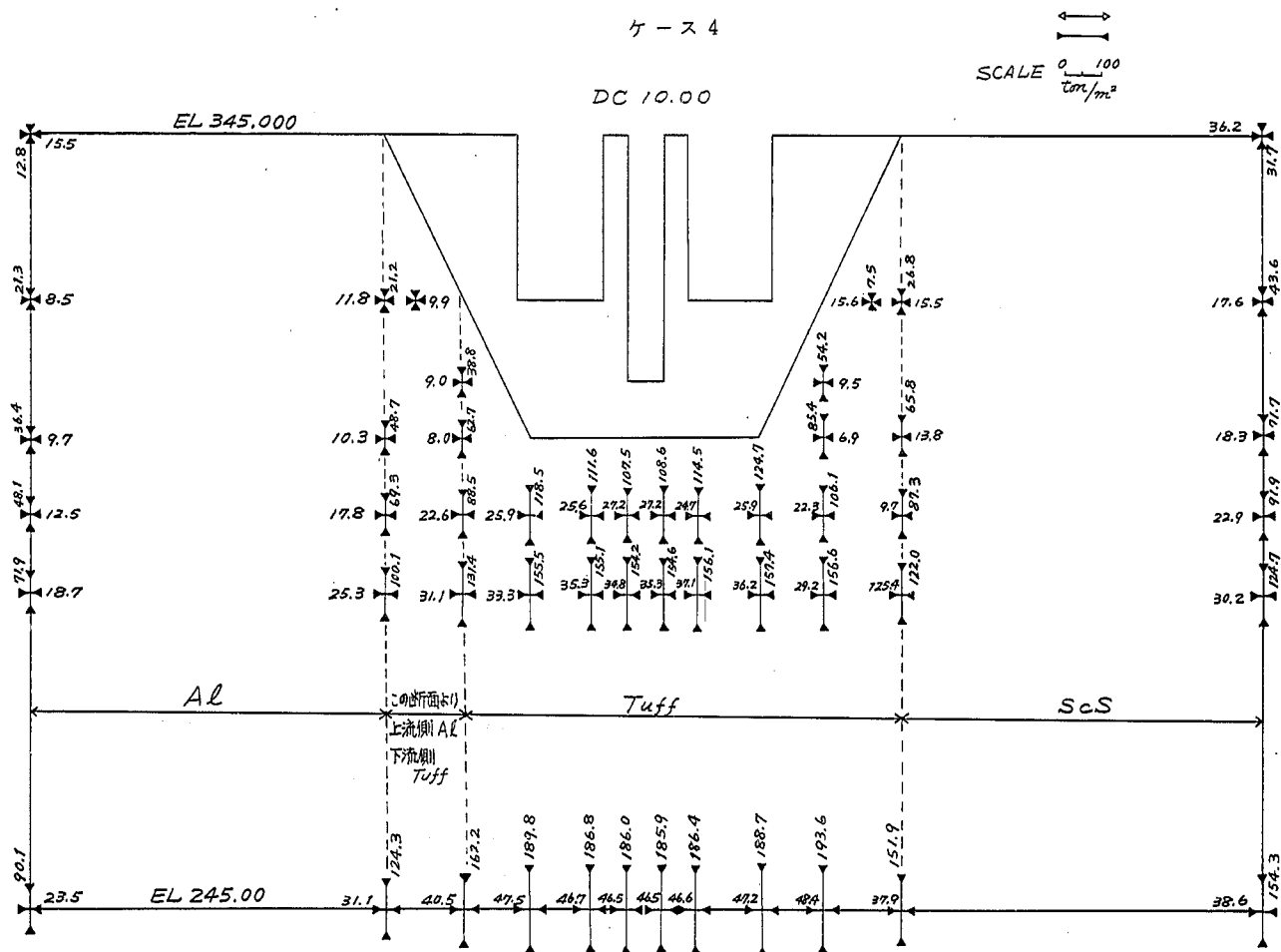


図 - 29 基礎岩盤応力 (DC 10.0 横断)

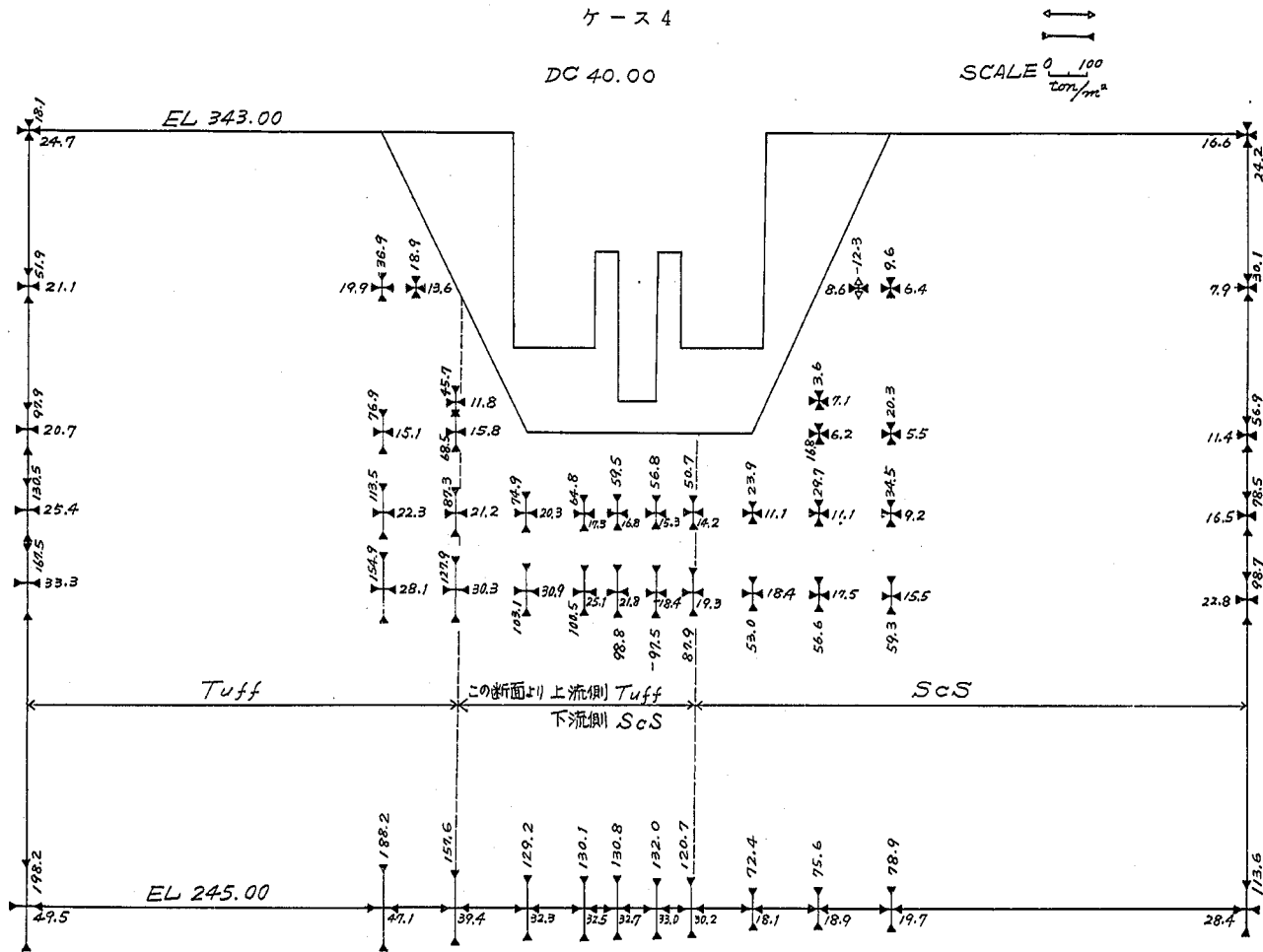


圖-30 基礎岩盤応力 (DC 40.0 横断)

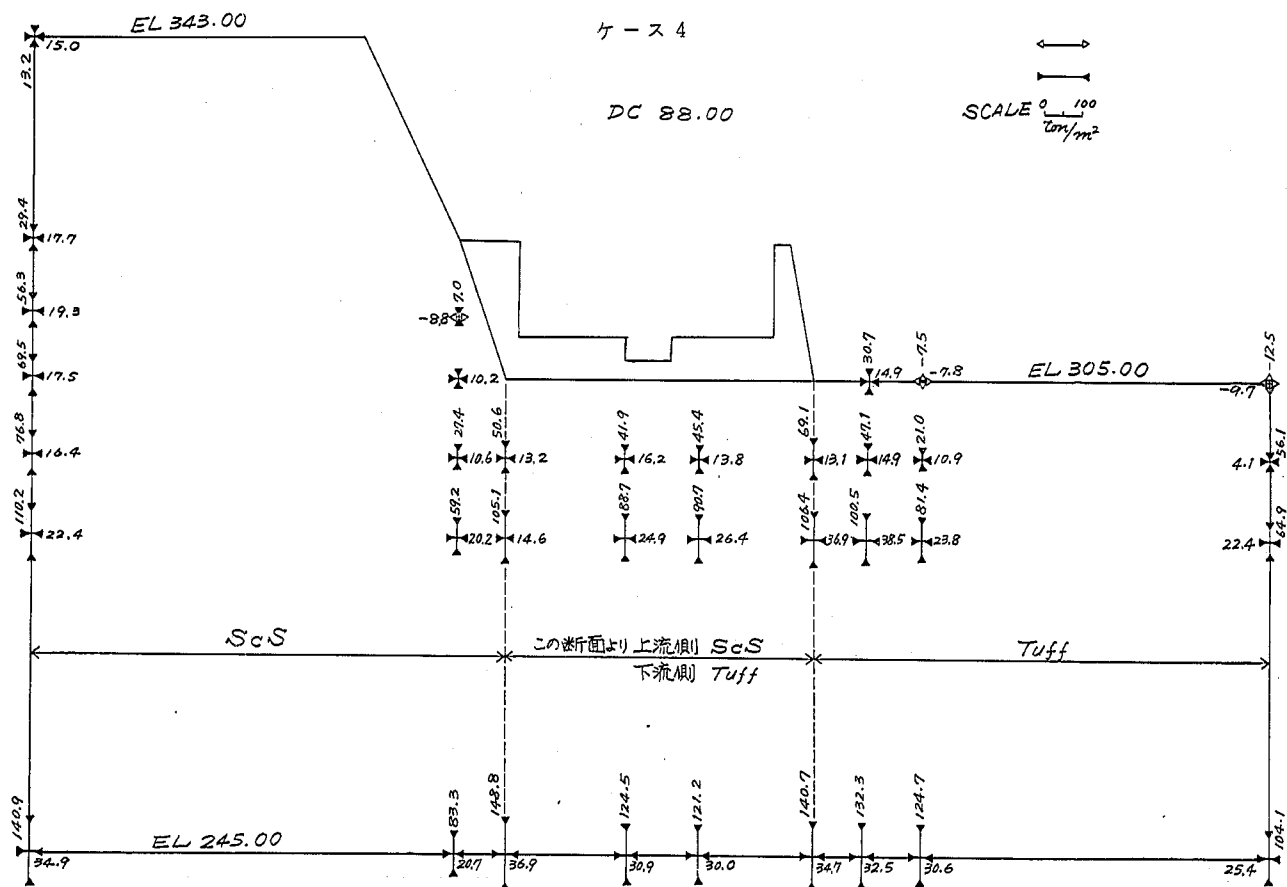


図 - 31 基礎岩盤応力 (DC 88.0 横断)

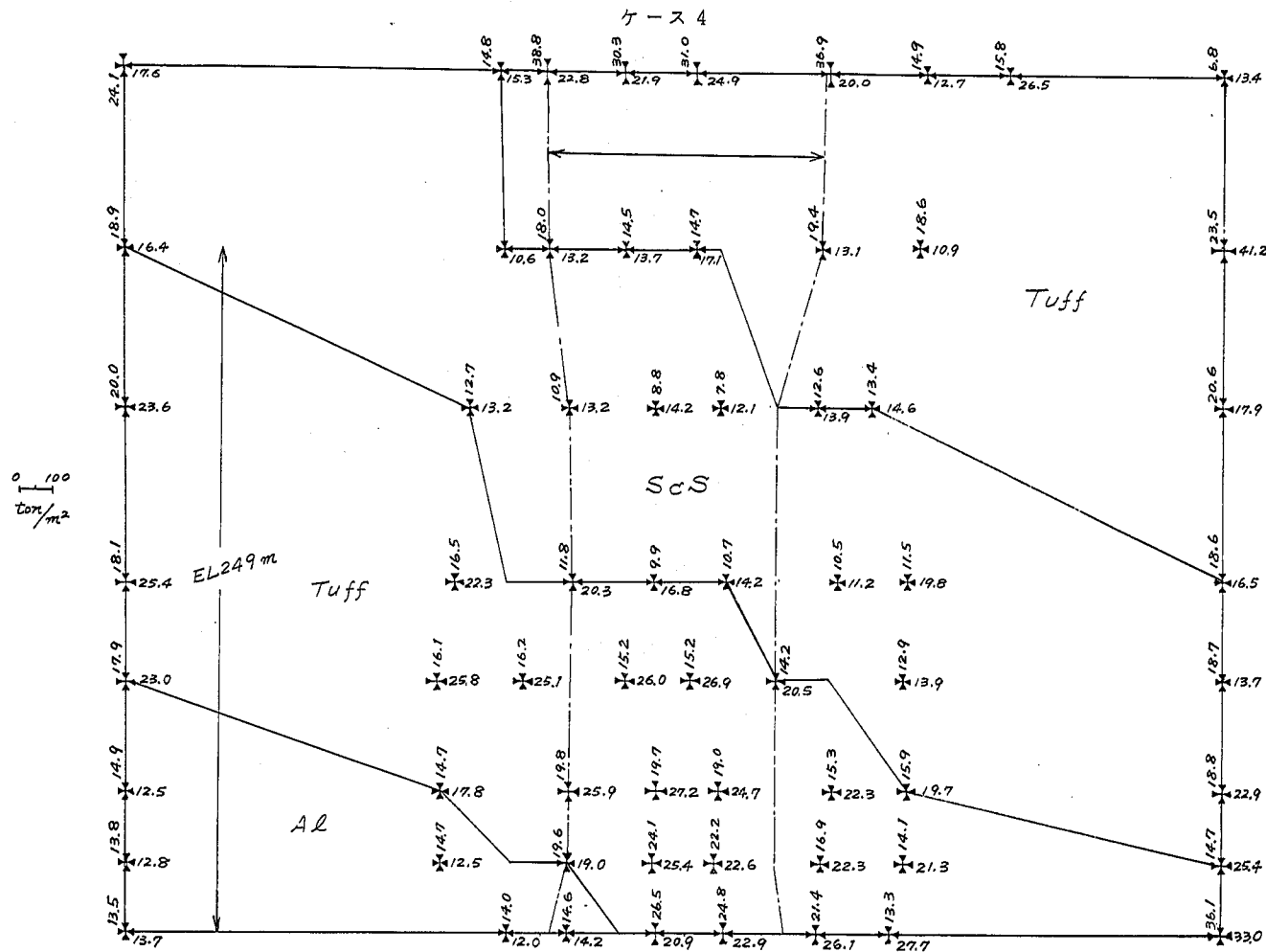


図 - 32 水平断面 (上位標高)

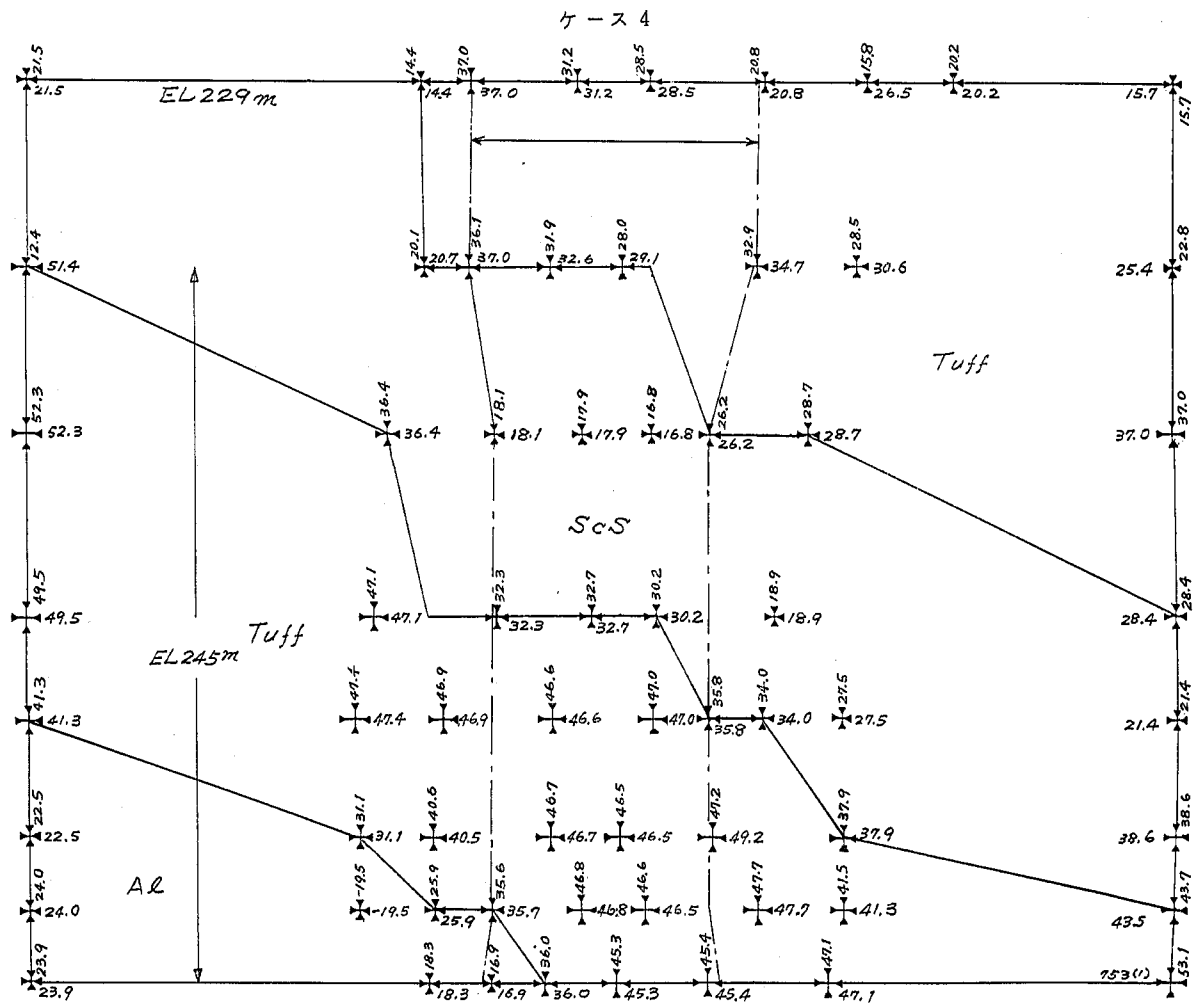


图-33 水平断面(下位标高)

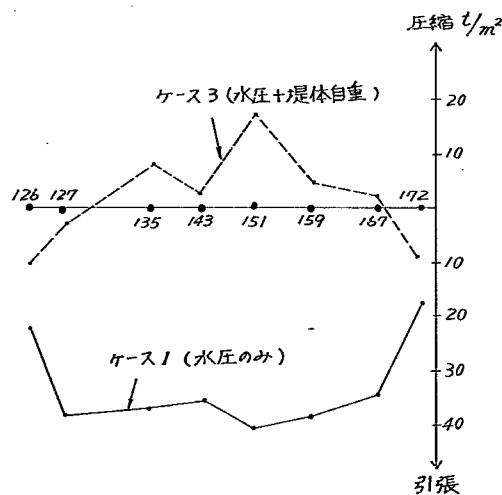
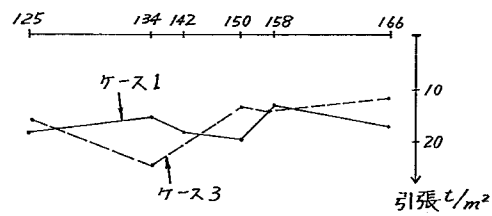
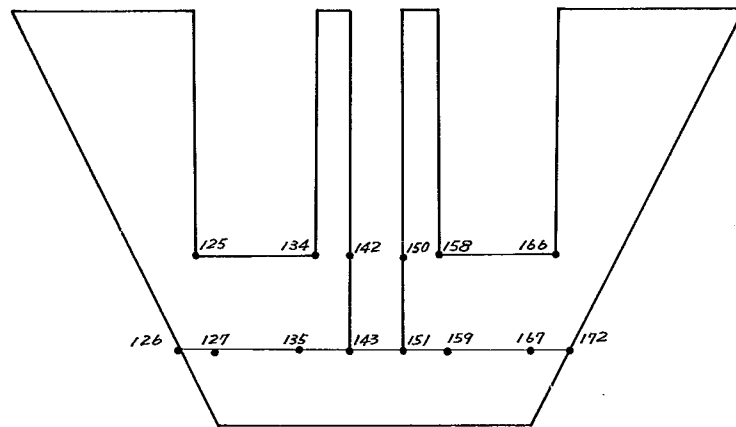


図-34 DC O断面におけるコンクリート堤体内の最大主応力分布