No.

小浜ダム設計計算、3D 構造模型実験

昭和39年度報告書

土木研究所資料
No. 40

昭和 40 年 1 月

建設省土木研究所

§-1 ダムサイトの地形並びに地質概要

1-1 地形

ダムサイトは天流川合流点より約4.8Km上流にあり西方へ流下する小渡川がこの地点で上流部右岸 下流部左岸に突出する尾根を巻いて大きく逆S字型に屈曲している。

上流部の尾根は可成薄肉で河床部で巾100m標高600m(ダム天端より20m下)で巾20m,強にすぎない。

アバットになる山腹の傾斜は左岸側が50°程度であるのに対し右岸側は平均80°の絶壁となっている。

1-2 地質

ダム地点の基盤岩は通称生田花崗岩と呼ばれる領家帯古期花崗岩類からなっており基盤岩の伸長方向は一定でないが全般的にNE-SWないしENE-WSWのものが多い。

このダムサイトにおける動弾性試験の最大速度層は左岸がダム軸方向及びこれに直角な方向とも4.0Km/sec以上であるのに対し右岸は測線の方向により弾性波速度が異なりダム軸方向が3.0Km/sec ダム軸と直角に交わる方向が3.8Km/secとなっている。これは右岸の基盤岩には節理の発達が顕著で開口した節理が多いためこの影響をうけたものと推定される。

一方ダムサイトで行ったジャッキ試験の結果からもこの傾向が可成明りょうに表われている。

すなわちダム軸に沿った横坑内で行ったジャンキ試験の結果から算出されたヤング係数は左岸は水平方向,垂直方向とも大体同程度の値を有し,また河床から天端までほとんどヤング係数が変化していない。

ところが右岸は水平垂直の差が可成大きく水平方向に対する垂直方向のヤング係数は$\frac{1}{2}$～$\frac{1}{3}$程度であり,また標高差が可成大きく,河床附近に対するダム天端附近のヤング係数は約$\frac{1}{2}$程度である。

§－2　設計方針

2－1 アバットメントの設定条件.

§－1において ダム地点の地形と基盤岩の概要を述べたが本ダム地点においてはアバットの位置を制約する地形的地質的要素を両岸にもっている。

I)　右岸

アバットの位置は小渋川に向って半島状に突出した尾根からその下流側の生田オー北堤に至る約100m間に限定された。
もし突出部をアバットにして左岸と結べば最小のアーチ径間長を得られるが山が薄く且高さが足りないためアバットにできなかったので この下流側を選定した。 この場合の位置的な条件としては堤体が突出部に触れると膨大な堀削量になるのでダムの基底部が突出部から或程度離れる位置まで下げる事が必要であった。

しかるに右岸の地質性状は突出部から下流側に離れるにしたがい悪くなり開口した節理が多くなると共に風化が山の深部まで及ぶようになり、特に生田オー北堤上オのEl 600m 附近では地表面から20～30m 入った所でも風化がはげしくマサ状ないしはそれに近い状態であった。
また地形的にも生田オー北堤附近から全般的に山が逃げておりスラストラインが地表面に接近すると共にアバットの半径方向の厚みが足りなくなる等ダムの安全上好ましくない問題が多くなってくる。

このように地形的地質的制約を考慮すると右岸のアバットは自ずから決められてしまい現在位置の No. 22 号試堀横坑地点を天端のアバットに選定した。

II)　左岸

地形的には右岸アバットとの関係から下流側に下げた方がアーチ径間長は短かくなるが地質的な制約があり弾性波速度の 4 Km/sec 層は No. 24 試堀横坑地点を最下流端として上流側に 40m 存在しその上、下流は風化が進んでいる
特に下流側は風化がはげしく山の深部まで真砂化してい

るためアバットにできなかった.
そのため弾性波速度の4 Km/sec 層内に天端のアバットが入ることを条件とし、その上で右岸との関係からアーチ径間長を最も短かくできるような位置を選定した.

2-2 設計々算.

小波ダムの応力解析は試算荷重方式によったが計算は土木研究所がI.B.M 7090用に作成したプログラムを用いて電子計算機で行い 拱の調整は半径方向と三成分のそれぞれについて行った.

アーチダムの応力解析では基盤岩の変形が重要な役割を演じており現在行なわれている試算荷重法にも岩盤の変形の影響が考慮されているがその方法は岩盤を半無限体と仮定し等置展開法を用いるなど多くの仮定と省略が行なわれている.
このためどうしても実物とくいちがいが起ってくることが余想され大きな応力的くいちがいを未然に防ぐため多くは計算と模型実験を併用しながら設計されている.
しかるに小波ダムは地形的な制約から下部のアーチ中心を右岸側へねじらせた特種な形状にした為 左右岸の片持梁の形状とか 応力に対する厚さの調整を組織的に追う必要があり模型実験ではケースが多くなりすぎて追いきれなかったので主として計算により形状を決定し模型実験は計算で得られた応力値に致命的な欠陥が含まれていないかどうかを検証する意味で行った.
また本ダムサイトは基岩盤が非常に堅硬なため中央片持梁のベース上流面に過大な引張応力が発生し堤厚を大きくしなければならなかったので引張応力を消去して断面を薄くするため 中裂片持梁法による計算を行った.

2-3 計算上の許容応力

2-2で述べた通り従来アーチダムの設計には計算と共に実験を行って形状を決定するという方法がとられてきた.
この結果計算値と実験値を比較すると一般に実験値の方が

り 中央片持梁のベース上流面に発生する鉛直引張応力は 20~40 Kg/cm² 程度圧縮側に変化する.

2) ベース附近の下流面に発生した水平引張応力は増大する
3) アバットの水平引張応力は高さが$\frac{1}{3}$ないし$\frac{1}{2}$以上が可成引張側に変り、それ以下は圧縮側に変化する.
4) アーチクラウン附近の最大水平応力は多少引張側に寄る傾向がある.

上記のうち1～3)はその値に多少の差はあるとしてもほとんどのダムに共通して認められる特徴であり 4)は地形.地質.ダムの形状等により場合によってはその逆もありうるので一概には決め兼る.
そこで小波ダムの設計にあたっては上記の特徴を参考にして計算上の許容応力を設定し設計を進めた.

(1) 中央片持梁ベースの鉛直引張応力は(−)35 kg/cm² まで許容する.
(2) アーチクラウン附近の最大水平応力は80～85 kg/cm² とする.
(注) これは小波ダムで製造されるコンクリートの強度が平均400 kg/cm² 位確保できそうなので異状洪水時荷重(静水圧+堆砂圧+温度)における最大水平応力を80～85 kg/cm² とした.
(3) アバットの最大水平応力は70 kg/cm² 程度にする.
(注) 計算上考慮される岩盤の性状は等方等質の半無限体と仮定されているが実際の岩盤には節理とか小さなき裂が含まれておるためクラウンよりは応力を落して安全性をあげるためである.
また小波ダムの場合岩盤のヤング係数が大きいので E_c/E_r の比が小さくアバットの下流面水平応力が増大する可能性がある.
(4) ベース下流面及びベースのアバット下流面における水平応力は少なくとも圧縮値にする.
(5) 片持梁のベース下流面における自重応力は(−)5 kg/cm² 以下(圧縮側)とする.
(注) これは各標高における片持梁の上流向オーバーハングを規制したものである. 工事中における独立した片持梁は自重により安全に支えられなければならないことと, 模型実験の実例からベース下流面の第2主応力が大きな引張応力になる場合が往々にしてあり自重によりこれを更に助

長させることのないように規制したものである.

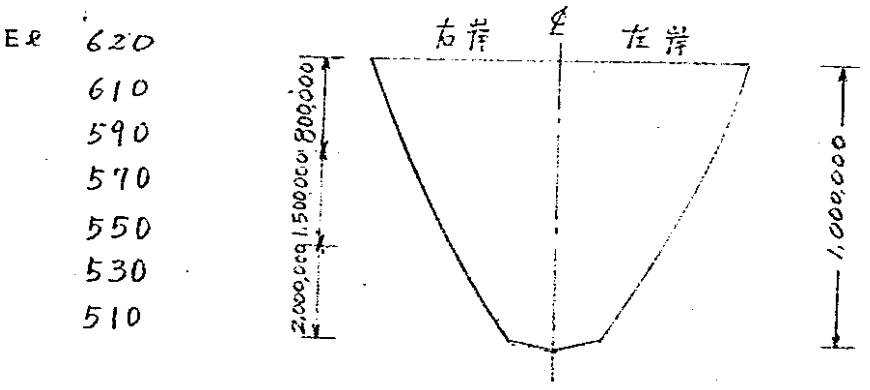
2－4　設計要項

I)　ダムの寸法

ダム天端	El　620 m
基礎岩盤	El　510 m
常時満水位	El　613 m
異常洪水位	El　618.8 m
堆砂面	El　587.7 m

II)　設計に用いた基本数値

貯水の単位体積重量	1.0 t/m³
コンクリートの単位容積重量	2.3 t/m³
堆砂の水中重量	1.0 t/m³
土圧係数	0.4
コンクリートの弾性係数	2,500,000 t/m²
岩盤の弾性係数	下図 (t/m²)



コンクリート及び岩盤のポアソン比	0.2
コンクリートの熱膨張係数	10^{-5}/℃

III)　設計荷重

(i)　計設荷重の組合せ

a　常時満水時

静水圧＋動水圧＋堆砂圧＋(温度変化)

b　異常洪水時

静水圧＋堆砂圧＋(温度変化)

(ii) 荷重算式

a 静水圧 ; P_s

静水圧設計水位は常時の場合は常時満水位に風及び地震による波浪高を加へたものとし異常洪水時においてはその水位に風浪高を加へた水位とする。

○ 風による波浪高

$$h_1 = 0.75 + \frac{1}{3}\cdot F^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{4}\cdot F^{\frac{1}{4}}$$

F ; 対岸距離

$$\therefore h_1 = 0.75 + \frac{1}{3}\times 5.6^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{4}\times 5.6^{\frac{1}{4}} \fallingdotseq 1.154^{m}$$

○ 地震による波浪高

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

K ; 水平震度 = 0.24
T ; 地震周期 = 1.0 sec
g ; 重力の加速度 = 9.8 m/sec²
H ; 水深 = El 613 − El 510 = 103 m

$$\therefore h_2 = \frac{0.24\times 1}{2\pi}\sqrt{9.8\times 103} \fallingdotseq 1.214\ m$$

常時満水時設計水位 = El 613.0 + 1.154 + 1.214 = El 615.368 m
異常洪水時 = El 618.8 + 1.154 = El 619.954 m

$P_s = w_0 H$

P_s ; 静水圧
w_0 ; 水の単位容積重量 = 1.0 t/m³
H ; 設計水位からの水深 (m)

b 動水圧 ; P_d

動水圧設計水位には波浪高は考へない。また異常洪水時に対しては動水圧は考慮しない。

o 設計水位

常時 El 613.0 m

$P_d = \frac{7}{8} W_o K \sqrt{H \cdot X}$

P_d ; 動水圧 (t/m²)

w_o ; 池水の単位容積重量 = 1.0 t/m³

K ; 水平震度

H ; 設計水位から基礎岩盤までの深さ (m)

X ; 設計水位から求める標高までの水深 (m)

故に常時の場合

H = El 613.0 m - El 510 m = 103 m

$P_d \fallingdotseq 2.1313 \sqrt{X}$

C 堆砂圧 P_e

$P_e = w_e C_e h_e$

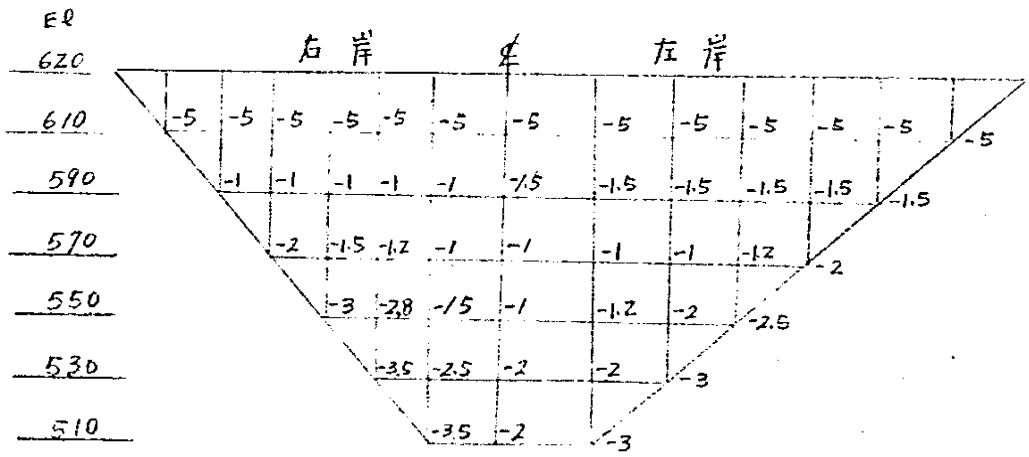
w_e ; 堆砂の水中単位重量 = 1.0 t/m³

C_e ; 土圧係数 = 0.4

h_e ; 堆砂面から求める標高までの深さ (m)

$P_e = 0.4 h_e$

d 温度荷重 下図 (度)



§－3　形状選定に関するプロセスの概要

小渋ダムの形状選定過程において検討したダムのタイプを大別すると次の如くである.

I)　第1次設計案

ダムサイトの谷形が非対称で右岸は急峻な上、下部にも程山が迫っているためダムのタイプとしては下部に行くに従いアーチ中心を右岸側へズラシて行くようなタイプが望ましかった.
しかし当時としてはこれに対する計算方法がなかったので従来のような天端アーチのクラウンの法線上に全ての標高のアーチ中心を設定するタイプとした.
この結果右岸下部のアバットにおけるショルダーが不足がちになり、一部においてはアバットの下流端が岩盤から外れてしまう場所を生じたのでこの部分には重力ブロックを岩盤と緊結して補強する設計にした.
堤体積は本体が約290,000 m³で人工アバットに約50,000m³程度必要と見なされた.

II)　第2次設計案.

第1次設計案で右岸下部のアバットにおいてショルダーが不足がちになりそのため重力ブロック式の人工アバットが必要とされた.
このためダム構造研究室において任意の鉛直面内にアーチ中心を設定できる非対称アーチの計算方式を作成した。
第2次設計案はこの計算方式により下部のアーチ中心を除々に右岸側へズラして中きアバットを完全に岸着させたタイプである.
堤体積は約 305,000 m³ である.

III)　第3次設計案

小渋ダムの基盤岩は全体的に極めて堅硬であるが特にベースにおいてはヤング係数が 209,000 kg/mm² という高い値を有している.
そのため中央片持梁のベース上流面に大きな引張応力が発生し、第1次・第2次設計案共堤高に比べベースの堤厚は可成厚くなっている.(ベースの堤厚が25.0m)
そこで第3次設計案においては第2次設計案の中央片持

梁を上下流面から一様に削って薄くし、ベースの上流面にハエクラックを入れて引張応力を消去し堤体積の削減を計った。
堤体積は265,000 m³である。

§－4　第1次設計案　－type. KD-20－

§－2－1で述べた如く両岸ともアバットの位置に制約をうけるためダムを河心に直交させることができず両岸のアバットの位置は大きく蛇行した流路を斜め上下流方向からはさんで左岸が斜め上流側の緩斜面に右岸は斜め下流側の急斜面に設けられた。
このように非対称度の強い地形には従来のアーチダムタイプではなく各標高の地形に合せて任意の鉛直面内にアーチ中心を設けダム全体を除々に傾斜の急な側へネジらせるようなタイプのダムがよいわけであるが当時としてはこのようなタイプのダムに対する計算方法がなかったのでダムの中心線を巨視的に見て左右岸の最も共通性の多い位置を選んで設定した。
ダムの形状の概要は別紙図集の平面図に、また詳細は同じく図集の軌跡図に示すごとくダムの中心線に対する左右の中心角が天端附近では左岸の方が右岸より6°前後開いており、ベース附近においては右岸の方が左岸より5°前後開いている。即ち中間標高を軸として上下にX字型にネジれた円弧の積重ねとなっている。

ダムの厚さはベースのE_Rが極めて高いので片持梁の上流面に大きな鉛直引張応力が発生した。そのため厚さを増して片持梁の曲げ強度を増大させる必要があり、ベースにおいては25.0mと可成厚くなっている。
またアバットの厚さも右岸側の片持梁が上流側へオーバーハングするので不等厚アーチとし最大厚は33.0mになっている。

応力的にはダムが全体的に厚いのでクラウンの最大水平応力が約64 kg/cm²、アバットの最大水平応力が約65 kg/cm²となっており許容値に対しても充分余有を残しているが右岸側の下部において地形に因るダムの安定上好ましくない問題が生じた。それは主として
1) El 550m以下のアバットのショルダーが不足しがちになり特にEl 520m附近においてはアバットの下流面が岩盤から外れる。
2) 同上標高におけるスラストラインが川側に向い且山の厚さが少なくなるため安全性が小さくなる。

左右岸の平均的な位置に設定したため斜面の急な右岸側の下部に最も大きな水圧に抵抗する下部のアバットは充分なショルダーを保つと共にスラストラインもできるだけ山側に向けることが必要であり上記のような問題が起きた場合、普通ならダムの中心線の位置を修正しなおさなければならないが小規ダムの場合この解は非常に困難でありほとんども不可能であった。

これは上述のごとくダムの中心線を巨視的にみて左右岸の平均的な位置に設定したため斜面の急な右岸側の下部に於ける半径が不足気味になったわけである。

もし右岸側のアバットの位置を上流側へ移し左岸側のアバットの位置を下流側に下げるとすると右岸側の中心角が全面的に小さくなりすぎ左岸側は中間標高以上のアバットが岩盤から外れることになった。

このためこれ以上ダムの中心線をいじってもダムの安全性を増すことにはならなかったので右岸側の下部を大きな重力ブロックで固めこれを岩盤と緊結して剪断力に抵抗できるような人工アバットメントを築造することにした。

このタイプに要する堤体積は本体が約 290,000 m³、人工アバットに約 50,000 m³ 計 340,000 m³ である。

§－5　第2次設計案　　－type KE-19－

第1次設計案ではダムサイトの地形的な原因により右岸の下部に重力タイプの人工アバットメントが必要とされた。
このことに関しては既に§－4に述べたがこの人工アバットメントに要するコンクリート量は数万立方米にのぼり地質的には非常に堅硬な基盤岩が存在しているにもかゝわらず多量のコンクリートにより山を補強しなければならないということ自体経済面から見て非常に矛盾したものをもっているわけである。
第1次設計案が小渡ダムの工程計画に対して比較的早期に終了し着工までに多少余有があったので第2次設計案は主としてこれ等の問題を検討しダムの経済性と安全性を高めるために行ったものである。

右岸下部のスラストラインを山側に追込みまた半径方向に充分な山の厚みを有する位置までアバットを突込むためには下部のアーチ中心を右岸側へ除々にゆがませていくようなタイプにしなければならない。
そこでEl 550 mより下部における各標高のアーチ中心を除々に右岸側へ接近させダムのベースにおいてはアーチ中心を天端アーチのクラウン法線に対し約9.0m程度偏心させた。
このタイプの概要は別紙図某のKE-19平面図にまた詳細は同じくKE-19の軌跡図に示したがアバットは完全に岸着して平均1.5T程度のショルダーを保っている。
応力状態は左右岸の水平応力に差異を生じ特にアバットにおいては応力差が20～30%と顕著であった。
大きな応力はいずれも右岸側に発生したがこれは主として両岸の傾角の相異から生じたものと推定され斜面の急な右岸側の垂直力による曲げモーメントが大きくなったものと思われる。
この応力的非対称はアバットの厚さにより調整したが、このため右岸のアバットは左岸より10～20%程度厚くなっている。最大水平応力は許容値の約70%程度に収まっている。
堤体積は約305,000 m³である。

§－6　第３次設計案　－type KE-42, KE-43－

1)　第３次設計案の主旨

最近建設されたアーチダムでは中央片持梁のベース厚と堤高の比T/Hは一般に0.15程度が多いが小渋ダムの第１次・第２次設計案の場合はいずれも0.23と可成大きく半重力式アーチダムに近い厚さを有している。
小渋ダムの場合岩盤のヤング係数は100,000～200,000 kg/cm² でそれに伴い地質内容もほとんど問題点がないので可成スレンダーなダムにしても心配はないと思われていたが計算によるとベースの上流面に過大な鉛直引張応力が発生しT/Hの比を0.23程度にしないと許容値内に収めることができなかった。
これは基礎岩盤のヤング係数が200,000 kg/cm² あり片持梁の剛性が非常に大きいのでベース附近の荷重の多くは片持梁により分担されベースの曲げが増大するためであるがアーチダムの設計で最も重要な地質条件が完全に近い程ダムが厚くなるということは大きな矛盾である。
この問題の処置方法としてき裂片持梁法が考へられた。

そこで第２次設計案が終了した３９年７月下旬にこの件について土研と小渋ダム工事々務所の間で打合せを行った。その結果中央片持梁のベースを20m以下に減少させることができればベースにクラックを入れることにより新たに必要となるサドルの工費を差引いても堤体積の減少量がそれを上回るので経済的であり検討の余地があるという結論に達した。

2)　き裂片持梁の計算

(a)　タイプKE－42タイプ

打合せの結果にもとずいて第２次設計案の中央片持梁を天端では4.0mで変らないがベースでは20mとしき裂はベースの上流面に一様に入れその深さを 3.0m, 6.0m, 9.0m, 12.0m の４段階に分けていれクラックの深さと応力の挙動関係を追ってみた。
この結果は表－１に示す通りである。

表－1

クラック	片持梁基礎		アーチ最大応力（クラウン）
	σ_u	σ_d	
0 m	−44.0 kg/m²	32.0 kg/m²	14.0 kg/m²
3.0	−56.0	103.0	76.0
6.0	−66.0	116.0	80.0
9.0	−60.0	112.0	84.0
12.0	21.0	32.0	88.0

(注) (i) σ_u は上流面応力，σ_d は下流面応力

(ii) (−) は引張応力

(iii) アーチ最大応力はクラウンに発生した．

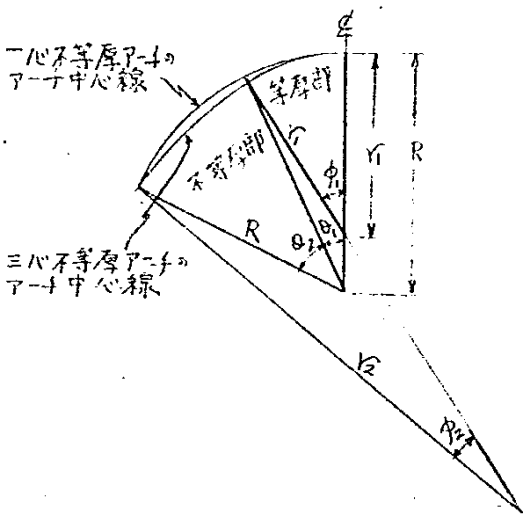
表－1からクラックを12.0m入れた場合はσ_uが21 kg/m²の圧縮応力に変っている．
したがって9.0mと12.0mの間に応力が収斂するところがあるはずであり最終的には調整する必要があるとしても表が示すようにクラックの深さが9.0mと12.0mではσ_uの値が21.0 kg/m²変動しているのに対しアーチの応力は4 kg/m²しか動いていない．

このことから推定してベースの上流面鉛直応力が丁度収斂するようなクラックを入れたとしてもアーチの最大水平応力はほとんど変らないだろうと思われた．
故に22 kg/m²をもって片持梁ベースの鉛直応力が収斂したときの最大水平応力とみなした．（この応力の詳細は別紙図集KE－26に記載した．）

しかるにこの22 kg/m²という水平応力は計算上の許容値を多少上回っており更に温度応力を加えた場合は90 kg/m²を超過することが予想された．
表－1で明らかなようにクラックの伸長に伴い水平応力が増加してきたのは片持梁と基礎岩盤の剛結度が弱められるにつれて片持梁の剛性が減りアーチの曲げモーメントが増大したからである．
したがって水平応力を落すにはクラウンの曲げモーメントを減少させるのに有利なアーチ形状．すなわち放物線とか三心円にきりかえるのが良策と思われた．
小渓ダムの場合は地形的にアバットの位置がほぼ限定されていることと　工程面でも本体掘削の測量に着手する時期に至っていたので第2次設計案のKE－19タイプを三心円アーチに改良することにした．

そのため各標高のアーチクラウンとアバットの位置は
オ2次設計案のアーチ中心線の位置を固定して動かさず
中間の円弧組合せかたについてのみ数種の検討を行った。
ダムの厚さとクラックの深さは先のき裂片持梁計算で行ったものと全く等しくした。

図－1 一心不等厚アーチと三心不等厚アーチのアーチ中心線.



(注)

R ; 一心不等厚アーチのアーチ中心半径
θ_1 ; 〃 等厚部の中心角
θ_2 ; 〃 不等厚部の中心角
r_1 ; 三心不等厚アーチの等厚部のアーチ中心半径
r_2 ; 〃 不等厚部のアーチ中心半径
ϕ_1 ; 〃 等厚部の中心角
ϕ_2 ; 〃 不等厚部の中心角

図－1において $r_1/R = K$ とおくと三心アーチの等厚部の中心角 ϕ_1 は

$$\tan\phi_1 = \sin\theta_1 / K - 1 + \cos\theta_1$$

となる

ここに θ_1 はオ2次設計案の等厚部の中心角であり ϕ_1 はオ2次設計案を三心アーチに改良したときの等厚部の中心角である.

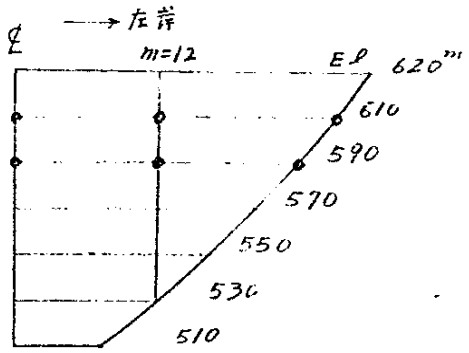
Kと ϕ_1 は反比例的な関係にありKの値をどの位にするとということはダムの谷形, 地質, 基本となる一心アーチの θ_1 と θ_2 大小関係等により異ってくるが小波ダムの場合はKを0.7, 0.8, 0.85, 0.9としてそれぞれに対する応力を算出したところKが0.7の場合はクラウンの応力は非常に小さくなるが等厚部と不等厚部の変曲点附近に大きな局部応力を生じた.

表－2にK値との関係が最も顕著に現われるEl 610 mとEl 590 mのモーメント, タワミ, 水平応力を示す. その位置は図－2に示した.

また表－3にはK値と最大水平応力の関係を示す.

小湊ダムにおいては表－2，表－3，等の値と許容値の関係から K＝0.85 を採用した．
この場合の最大水平応力は表－3に示すように 78 kg/cm² で前記き裂片持計算の最大水平応力より 10 kg/cm² 落ちており温度応力を加へても許容値内に入るものと推定された．　応力の詳細は別紙図集 KE－42 に記載した．

図－2



表－2

K	EL	アーチの曲ゲモーメント			半径方向撓み		水平応力		
		クラウン	m=12	アバット	クラウン	m=12	クラウン	m=12	アバット
		t	t	t	cm	cm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
0.7	610	-745	1676	-464	4.67	6.97	35.0	84.0	59.0
	590	-1007	3308	-4864	5.03	5.05	45.0	80.0	81.0
0.8	610	-99	864	-239	5.93	5.42	49.0	69.0	56.0
	590	549	1450	-3100	5.85	4.06	60.0	66.0	70.0
0.85	610	191	508	-128	6.59	4.78	56.0	62.0	54.0
	590	1250	632	-2344	6.29	3.65	66.0	60.0	66.0
0.9	610	456	188	-51	7.27	4.26	61.0	56.0	52.0
	590	1899	-100	-1683	6.74	3.31	72.0	54.0	61.0
1.0	610	921	-361	85	8.55	3.39	70.0	44.0	49.0
	590	3043	-1358	-572	7.58	2.74	82.0	44.0	54.0

表-3　K値と最大水平応力の関係

K	クラウン		アバット	
	圧縮	引張	圧縮	引張
	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
0.7	65.0 (84)	-	86.0	11.0
0.8	74.0	-	77.0	8.0
0.85	78.0	-	73.0	7.0
0.9	81.0	-	70.0	6.0
1.0	88.0	-	69.0	5.0

(注)　K=0.7 のクラウンにおける (84) は 図-2 の EL 610m，m=12 に発生した応力である．

(b) KE－43タイプ

前項において中央片持梁ベースの厚さを20.0mとしてき裂片持梁とした方が第2次設計案より経済的であることが判明したが更に堤厚を小さくした場合について検討してみた。

中央片持梁の天端は4.0mでKE－42タイプと同じであるがベースでは上下流面から1.0mずつ等分に削りこんで18.0mとし中間は直線変化させた。またアバットの厚さはKE－42タイプと同一にした。またクラックの深さは堤厚の減少に比例して浅くして10.0mとした。

この結果はクラウンの最大水平応力が85.0kg/cm²で7.0kg/cm²の応力増となり許容値の限界に達した。

応力の詳細は別紙図集KE－43に示す。

3) 最終タイプの選定

39年12月にはいよいよ本体堀削に着手することになり1－オ設計面でも小渡ダムの規模とか今までに検討した各タイプの応力状態からみてこれ以上の進展を期待することは不可能と思われたので最終タイプとして第3次設計案のKE－42タイプとKE－43タイプのうちのどちらかを選定することにした。

この2タイプはアーチの中心線に関する形状は全く等しいが中央片持梁の厚さがKE－42タイプは天端で4.0m ベースで20.0mであり1－オのKE－43タイプは天端で4.0m ベースで18.0mとなっておりアバットの厚さは両タイプとも等しい。

表－4

タイプ	荷重	最大水平応力				最大撓み	堤体積
		クラウン		アバット			
		圧縮	引張	圧縮	引張		
		kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	cm	m³
KE－42	静＋堆砂	78.0	－	72.0	8.0	6.9	280,000
〃	静＋堆砂＋震	80.0	－	73.0	11.0		
KE－43	静＋堆砂	85.0	－	71.0	8.0	6.9	265,000
〃	静＋堆砂＋震	86.0	－	73.0	11.0		

このように比較してみるとほとんど大差がなく特にアバットの応力と撓みはほとんど等しい．これは両タイプとも天端厚とアバットの厚さが等しいからである．
結局二者択一の条件としてはクラウンの最大応力と堤体積にしぼられた．
この場合堤体積は不変的なものでありクラウンの最大水平応力はある意味では可変的なものである．
こうしてみると一番目立ってくるのが堤体積であり15,000m^3のコンクリート量は工費的に無視できない値に達するので結局これが決手となってKE－43タイプを小渡ダムの最終タイプとして採用した。

§-7 最終タイプの応力状態並びに形状

7-1 応 力

最終タイプの応力計算は完全調整計算を行い半径方向調整計算との比較並びに半径方向調整計算では得られない主応力、接線方向剪断応力等の動静を検討した。
その詳細は別紙図集 KE-43 完全調整計算 に載せたが表-5には半径方向調整計算と完全調整計算の最大応力のみを記載した。

表-5

記号	荷重	クラック	半径方向調整						完全調整					
			最大水平応力				中央片持梁の基礎金物直応力		最大水平応力				中央片持梁の基礎金物直応力	
			クラウン		アバット				クラウン		アバット			
			圧縮	引張	圧縮	引張	上流	下流	圧縮	引張	圧縮	引張	上流	下流
A	I	0m	73.8	-	62.8	7.1	-48.5	92.1	78.2	-	43.6	12.0	-20.6	59.6
B	II	0	75.8	-	64.2	9.5	-53.1	97.5	75.0	-	43.1	15.6	-22.9	62.3
C	III	0	106.8	-	84.7	11.4	-72.5	121.1	111.1	-	57.9	20.0	-34.9	77.2
A~a	I	10	84.7	-	71.1	8.0	-12.5	64.2						
B~a	II	10	86.4	-	72.8	10.4	-	-						
C~a	III	11.5	117.8	-	97.2	13.0	2.0	49.0						

(注) i A-a以下におけるクラックはいずれもEl 510mの上流側に入れるものとしその深さはA~a, B~aは中央片持梁で10.0m, その両端から立上る片持梁に2.1mずつとする。C~aは中央片持梁で11.5mその両端から立上る片持梁に11.0mとする。

ii 荷重の記号で
I は 静荷重＋堆砂圧
II は 静荷重＋堆砂圧＋温度荷重
III は 静荷重＋堆砂圧＋温度荷重＋地震荷重

iii 中央片持梁基礎金物直応力の(-)は引張応力。

この表から明らかな如く半径方向調整計算と完全調整計算の最大応力を比較してみるとクラウンの最大水平応力は後者の方が小ずかに上回っている。
これは応力の発生位置が異っており前者はEl 590mのクラウン上流面に発生しているが後者はEl 610mのクラウン下流面に発生している。

その他の応力は後者の方がおしなべて小さくほとんどが70 kg/cm² 以下にとどまっておりまたアバットの最大水平応力は後者の方が約40%位小さい
一方中央片持梁の基礎鉛直応力も後者の方が約半分以下になっている。
これらのことから判断すると半径方向調整計算では接線方向の剪断抵抗及び捩り抵抗を無視しているため概して大きな値を生じるが特に小波ダムのような不等厚アーチでアバットがクラウンの40～50%増の厚さを有しているダムではこの影響が特に大きいものと思われる。

7-2 形状

最終タイプの形状諸元は表-7に示すとおりである。

No.

§8. 小型模型実験

設計の各段階に応じて計算値と実験値との相違性を検討し、計算では予期し得なかった異常な応力が発生する可能性があるか否か等を検討するために小型模型実験を行った。

小型模型実験は第一次設計案(KDY-20)と、第二次設計案(KE-19)について行った。模型と石膏と硅藻土との混合物により作製し本体と岩盤の弾性係数は等しいとして行った。(E_m= . kg/cm²)

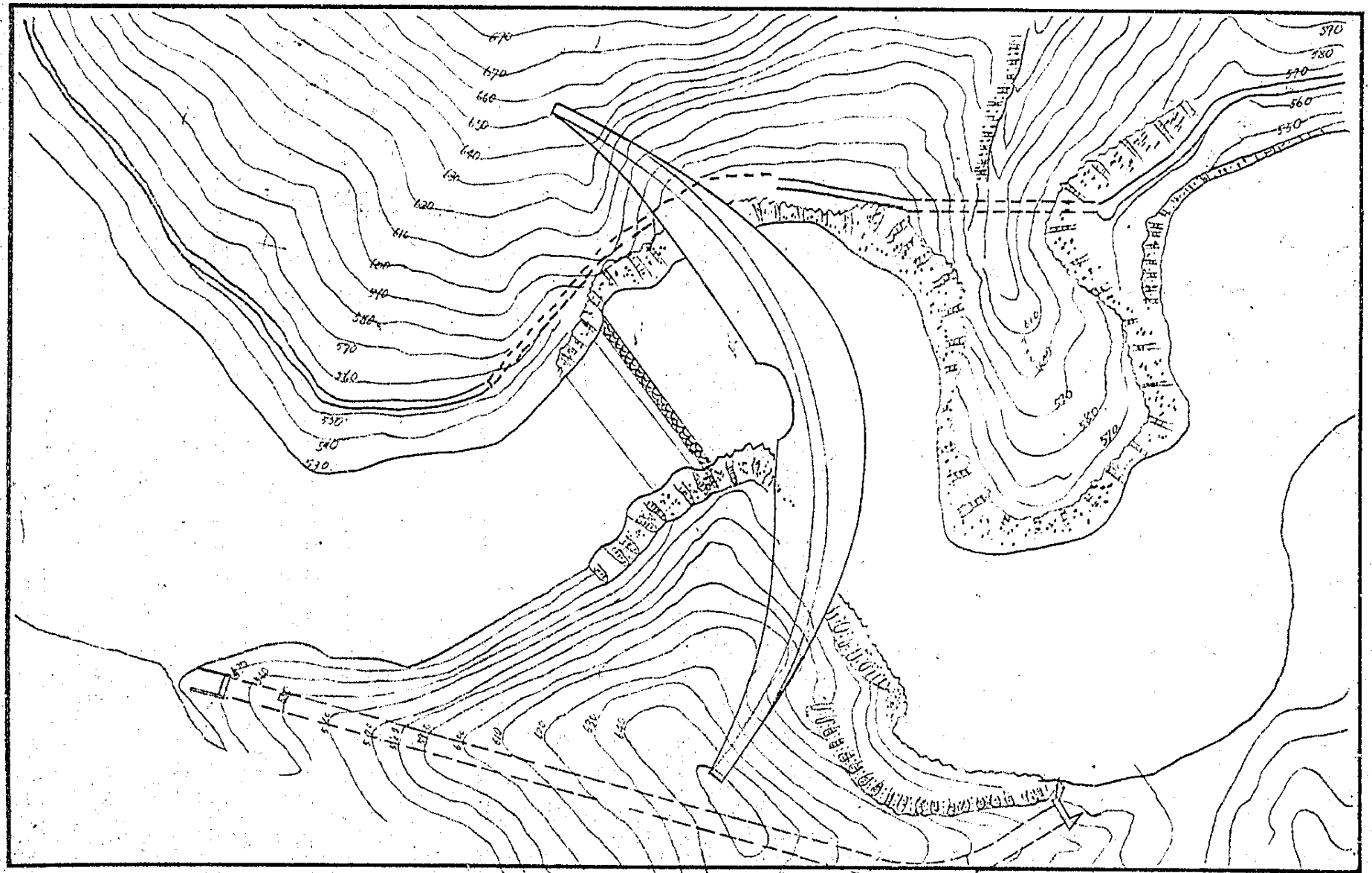
荷重は水銀により載荷し縮尺は 1/ とした。

1) 第一次設計案 (KDY-20)

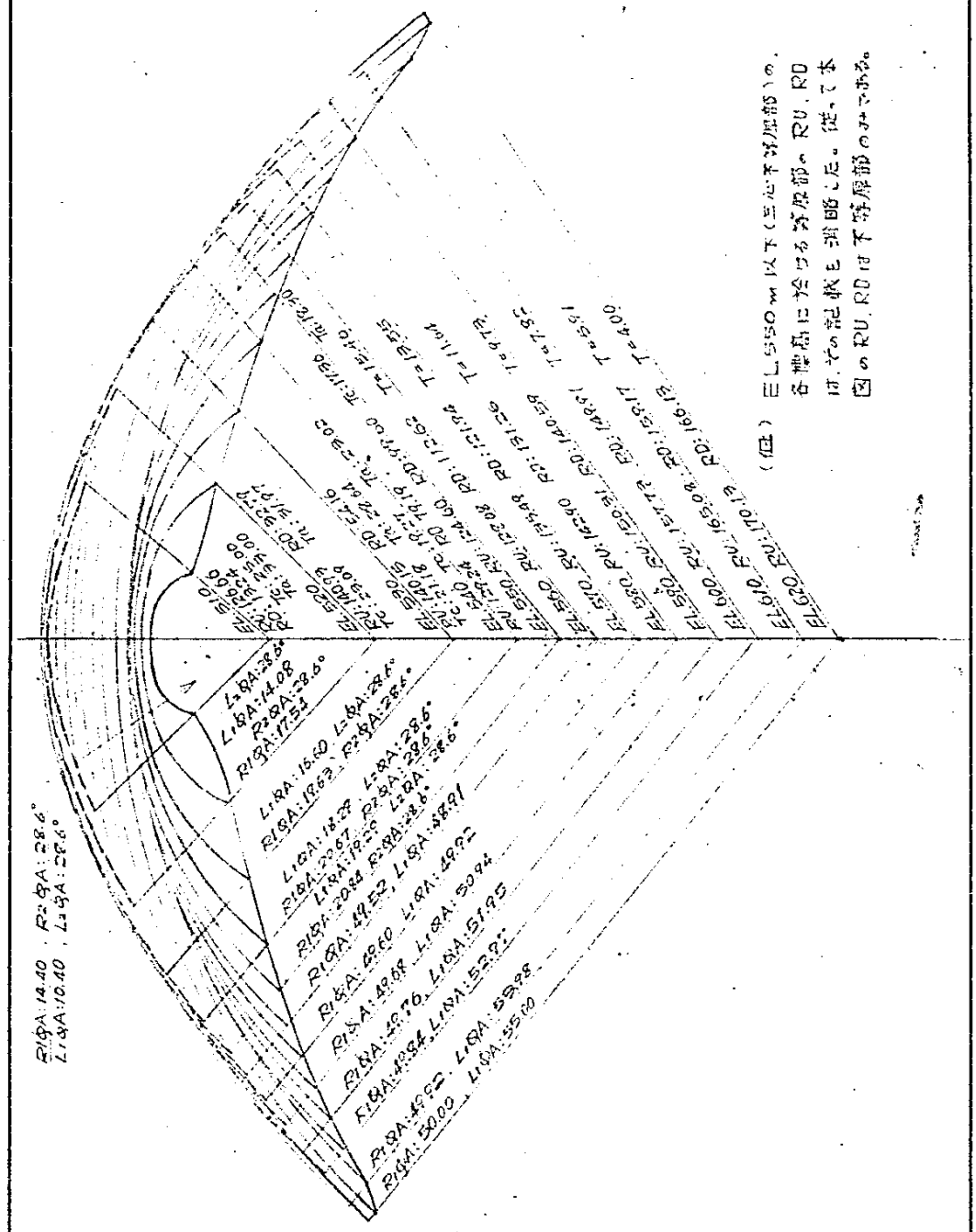
この形状の応力分布は図-3に示す如くである。即ち応力分布は極めて良好で、最大圧縮応力は計算値に比して稍々小さ目で高々 60 kg/cm² 程度で、岩持梁ベースの上流面鉛直応力は計算値に比して、可成り小さくなっており、高々 10 kg/cm² となっている。

2) 第二次設計案 (KE-19)

この形状についての小型模型実験は測定が終了し、現在整理中の段階である。


670
660
650
640
630
620
610
600
590
580
570
560
550
540
530
570
580
590
560
550
570
560
570

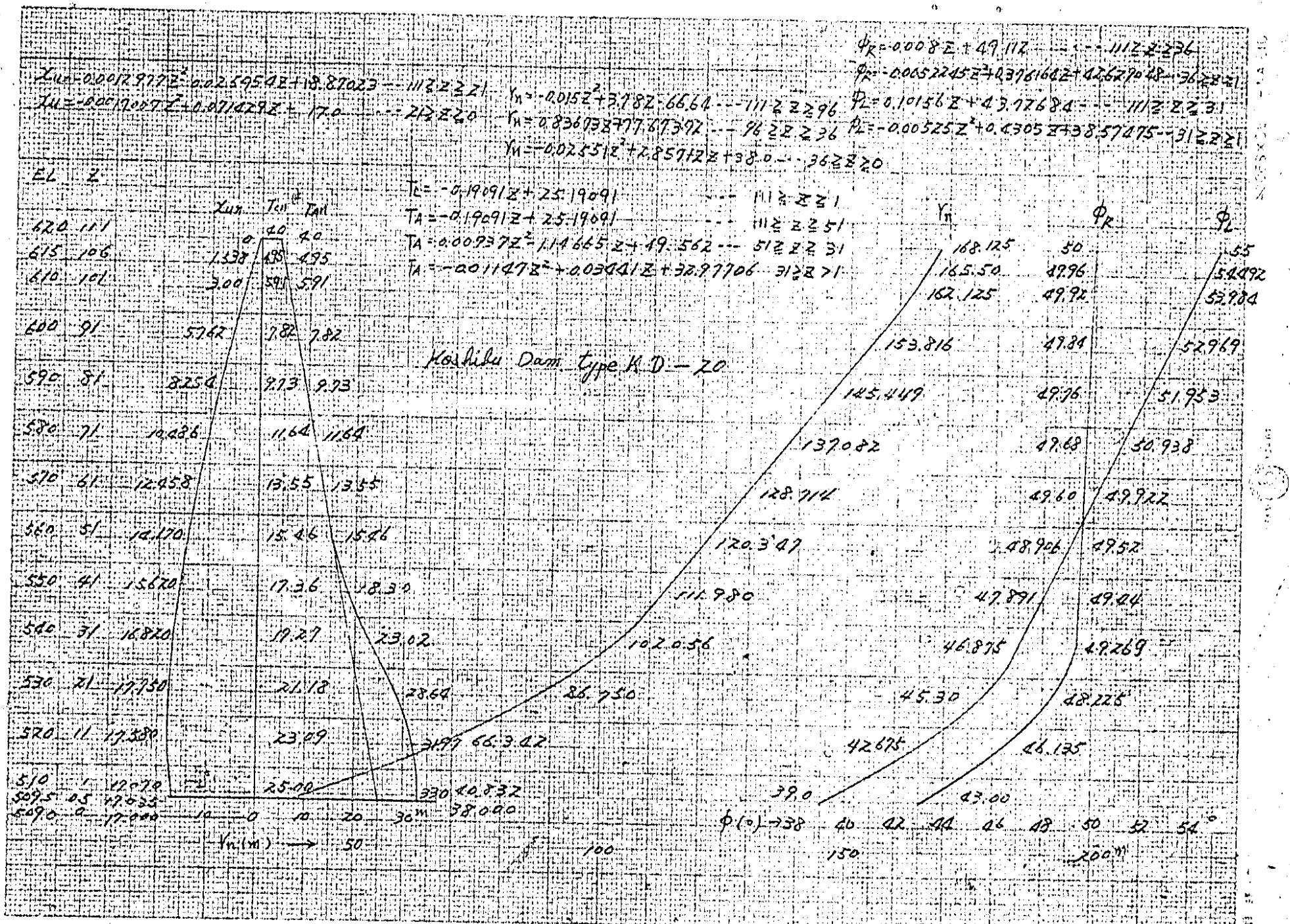
No.



（但） 巨L5500 m 以下（三次本支座部）の各橋台に於ける支座部の RU, RD は、その記載を省略した。従って本図の RU, RD は下等座部のみである。

図名	水茂々公平面図 KD-20	縮尺	単位	図番			/	担当
		1/1,000		原図				
研究名		研究室		写図				

建設省土木研究所

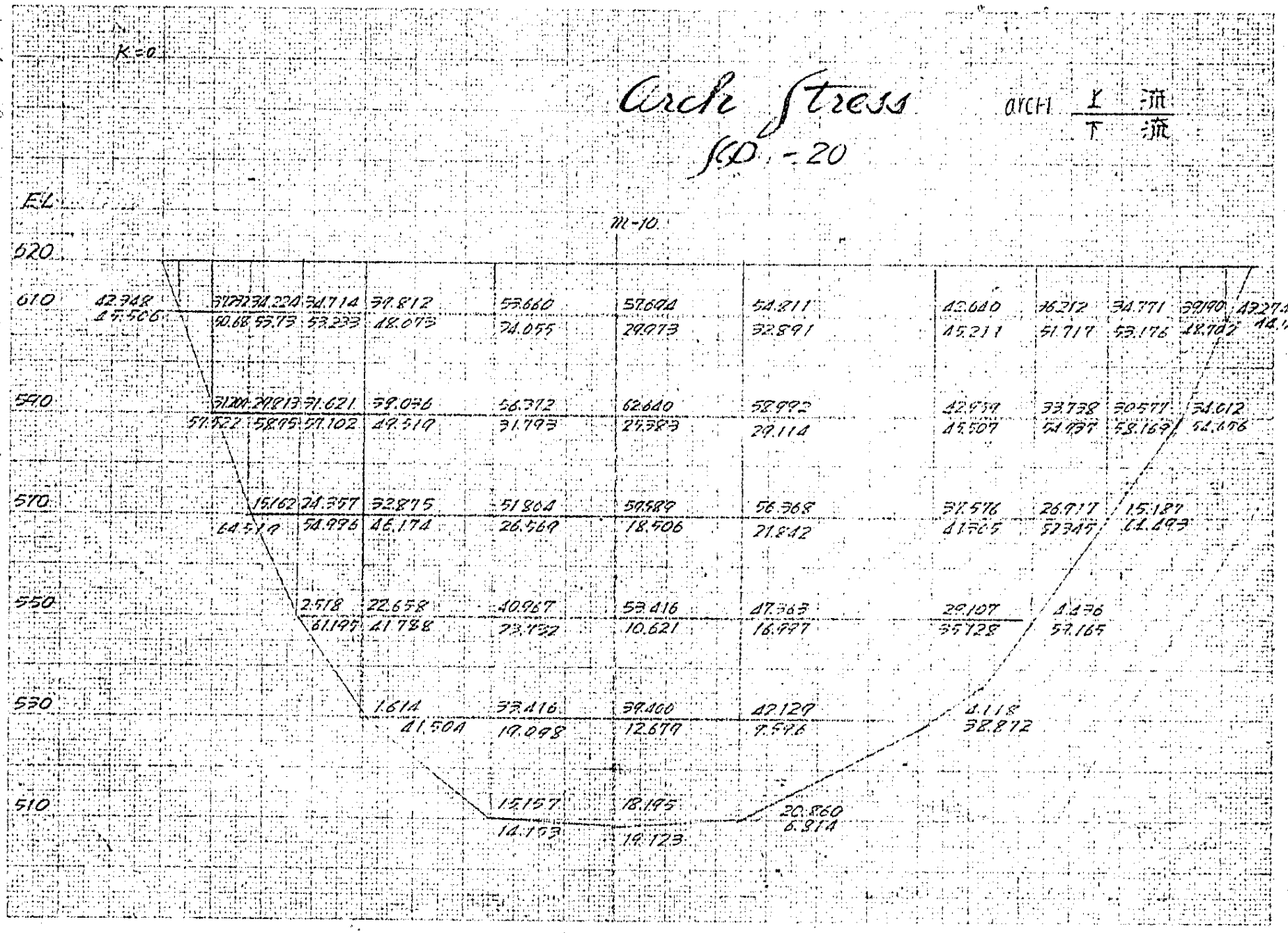

Kaibab Dam type K.D – 20
$\chi_{UR} = -0.0012977Z^2 - 0.025495Z + 18.87023$ --- $111 \geq Z \geq 21$
$\chi_{UL} = -0.0017097Z^2 + 0.071429Z + 17.0$ --- $21 \geq Z \geq 0$
$\gamma_R = -0.015Z^2 + 2.178Z - 66.64$ --- $111 \geq Z \geq 96$
$\gamma_R = 0.836038777673Z$ --- $96 \geq Z \geq 36$
$\gamma_M = -0.025512Z^2 + 2.85912Z + 38.0$ --- $36 \geq Z \geq 0$
$T_L = -0.19091Z + 25.19091$ --- $111 \geq Z \geq 1$
$T_A = -0.19091Z + 25.19091$ --- $111 \geq Z \geq 51$
$T_A = 0.000937Z^2 - 1.14665Z + 49.562$ --- $51 \geq Z \geq 31$
$T_A = -0.011477Z^2 + 0.03441Z + 32.97706$ --- $31 \geq Z \geq 1$
$\phi_R = 0.0082Z + 49.112$ --- $111 \geq Z \geq 36$
$\phi_R = -0.005225Z^2 + 0.376162Z + 42.62948$ --- $36 \geq Z \geq 1$
$\phi_L = 0.10156Z + 43.77684$ --- $111 \geq Z \geq 31$
$\phi_L = -0.00525Z^2 + 0.4305Z + 38.57475$ --- $31 \geq Z \geq 1$
EL Z
χ_{UR} T_{UR} T_{AR}
γ_R
ϕ_R
ϕ_L
ϕ(°)
Y_M (m)
200 m

K=0

Arch Stress

SCD. -20

ARCH 上流 / 下流

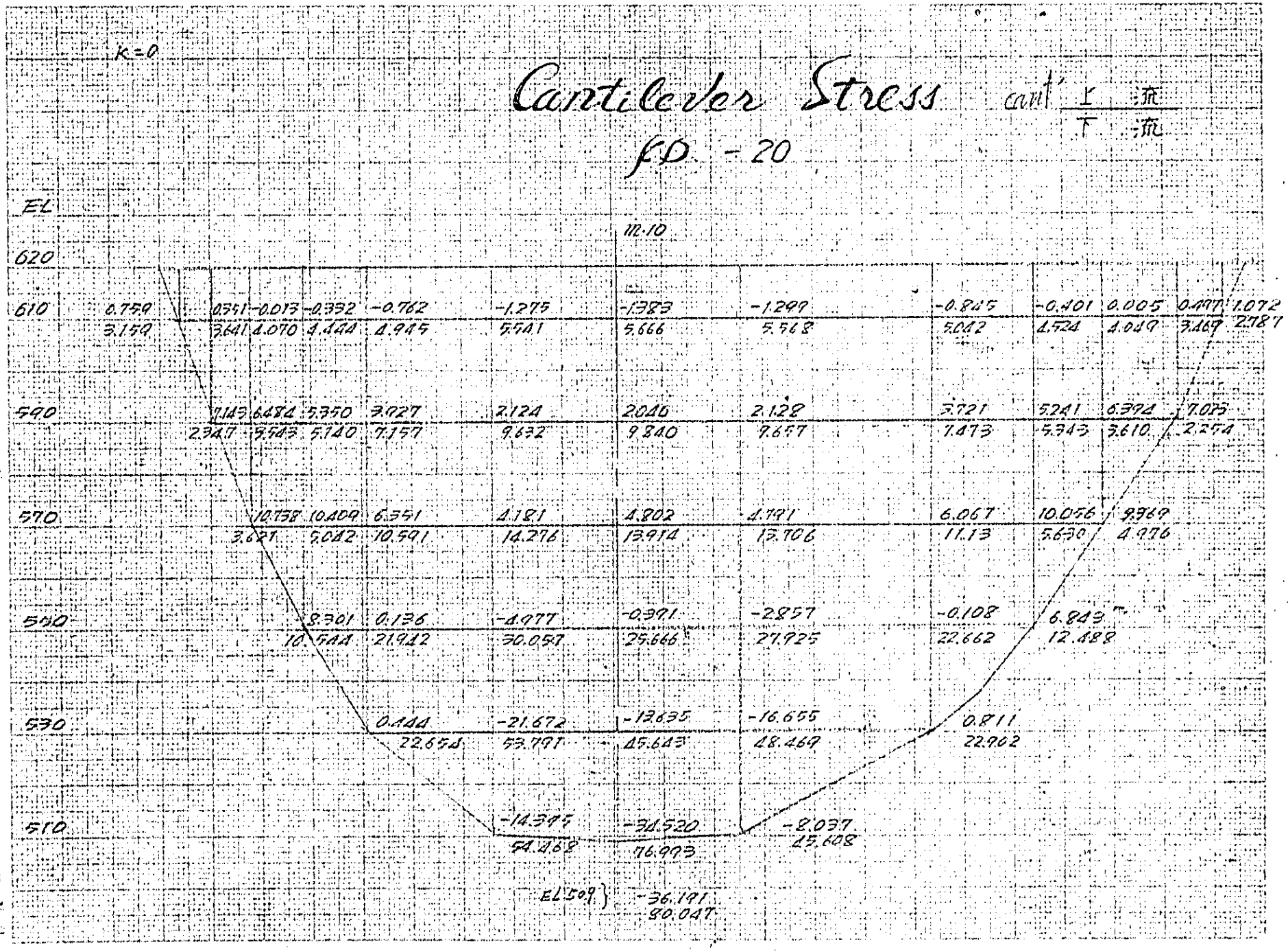


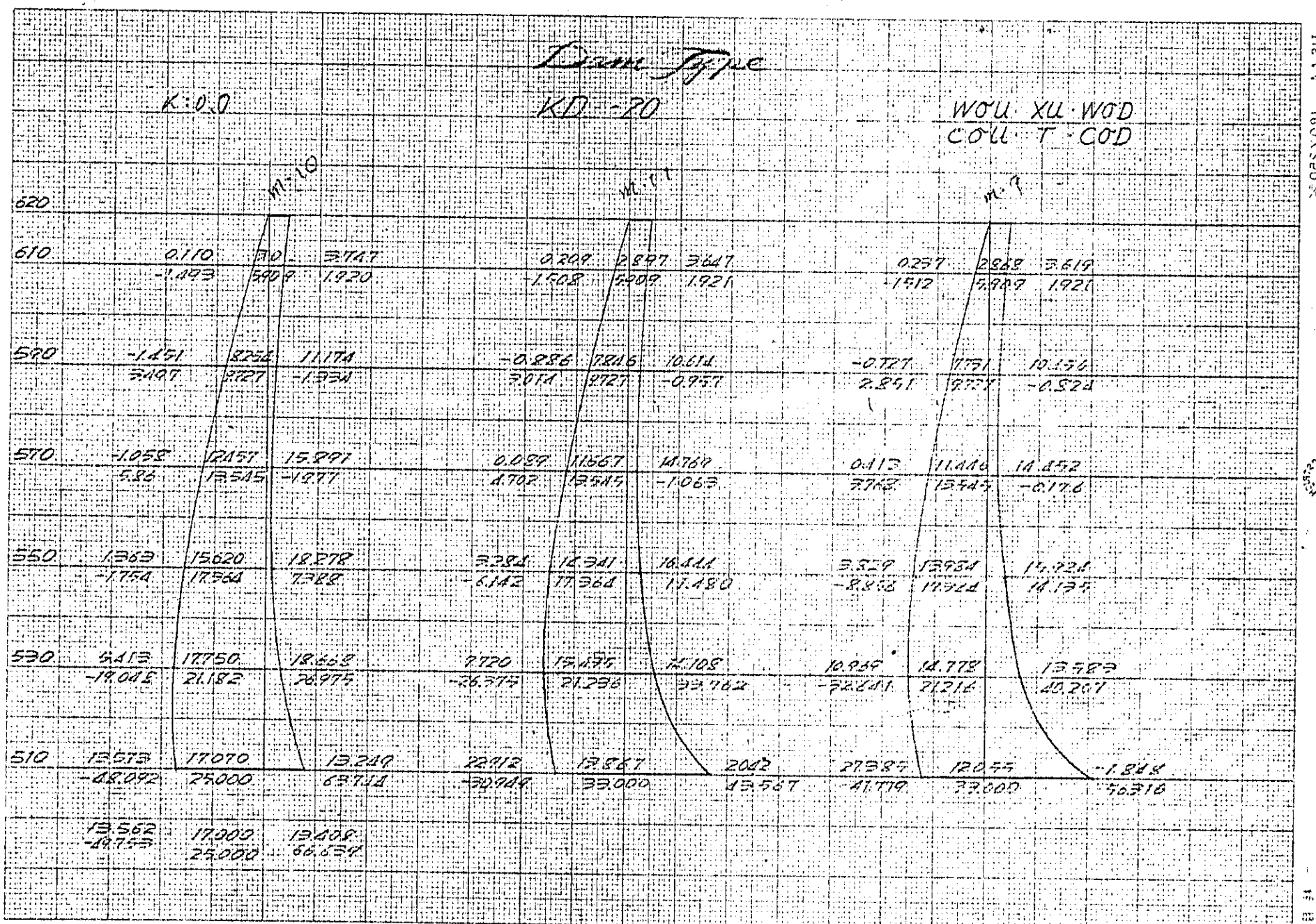
K=0

Cantilever Stress

cant' 上流 / 下流

FD. - 20




K:0.0
KD -20
WOU XU WOD
COU T COD
620
610
590
570
550
530
510

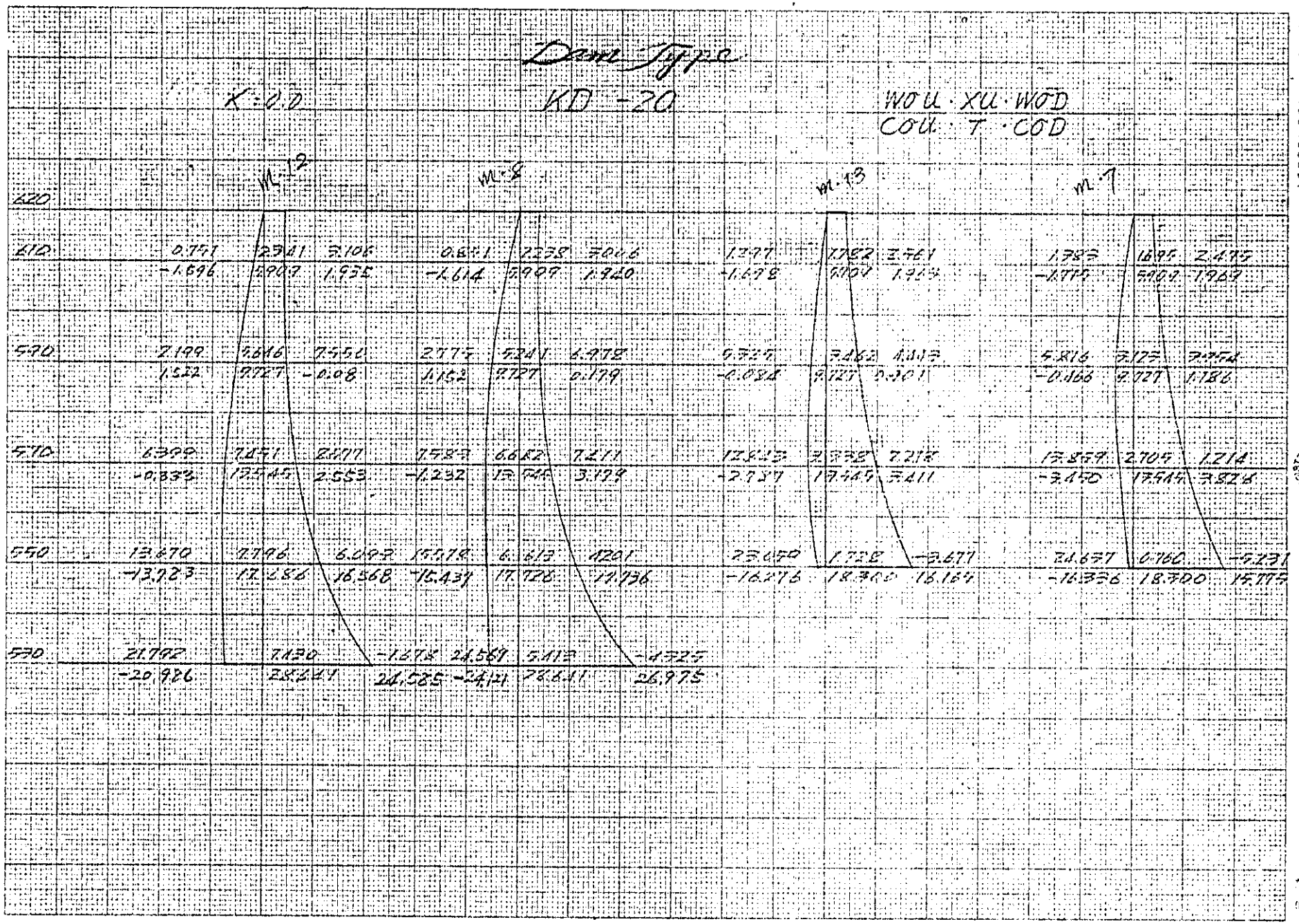
Dam Type

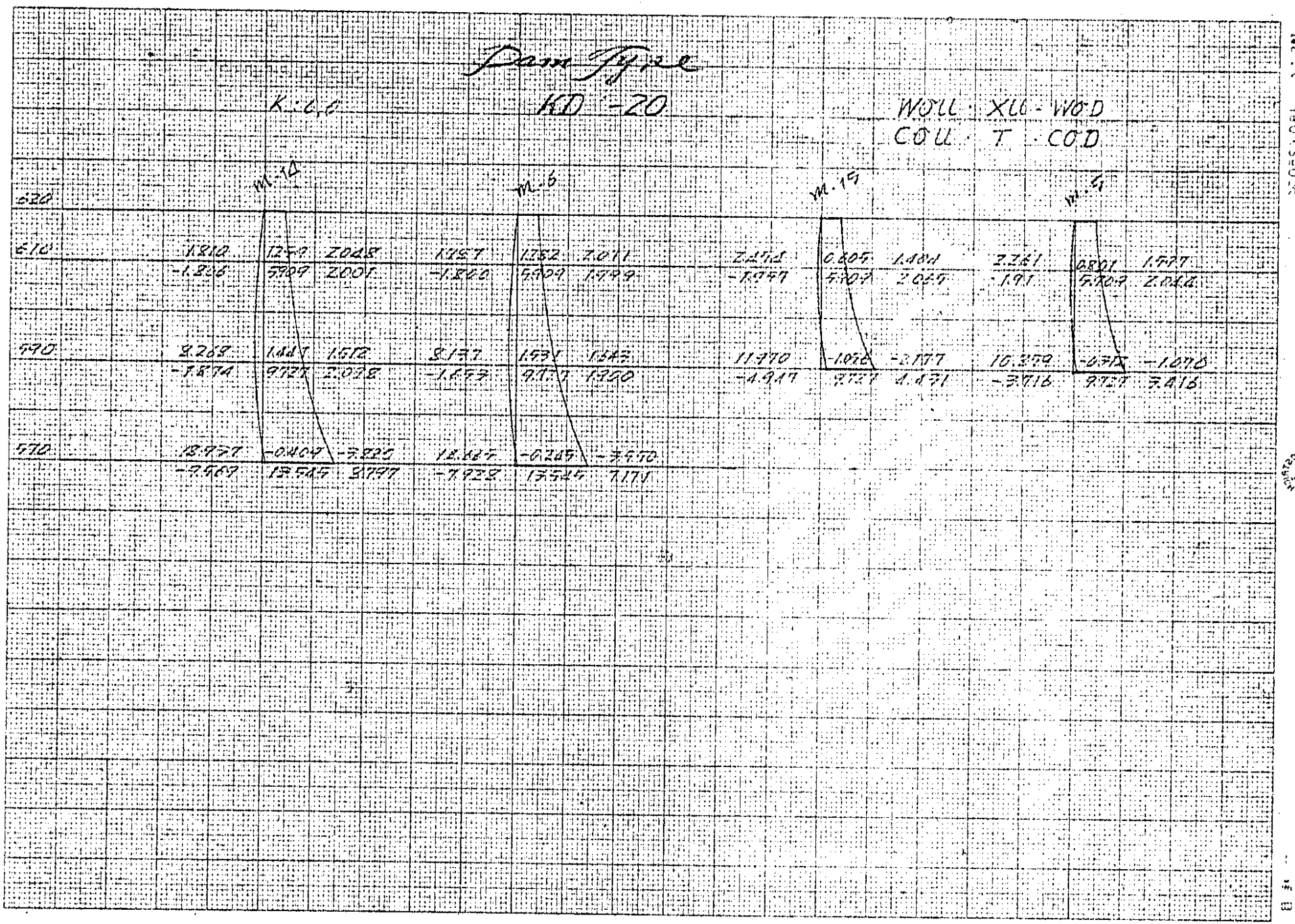
KD-20

X-0.0

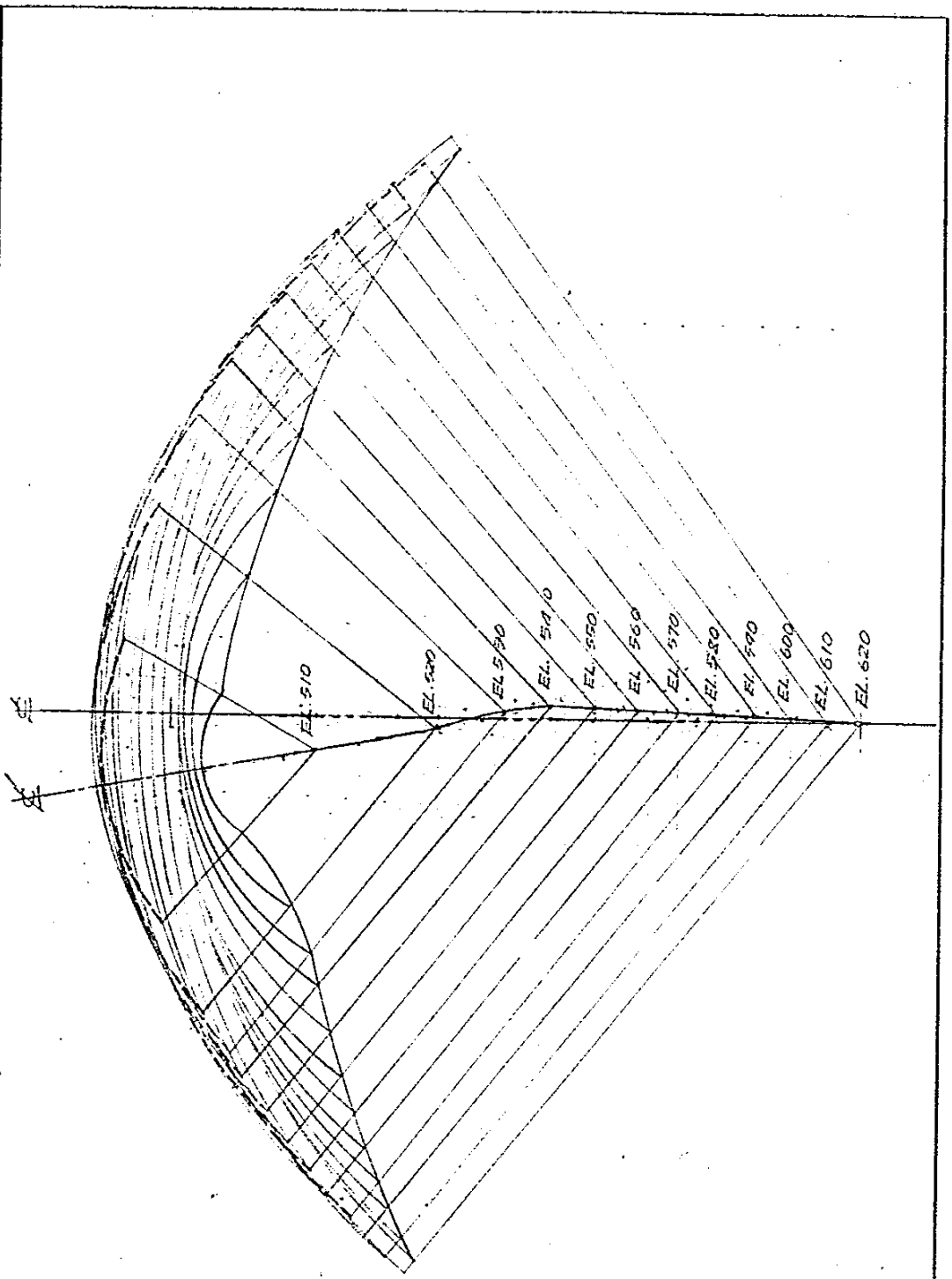
WOU · XU · WOD

COU · T · COD



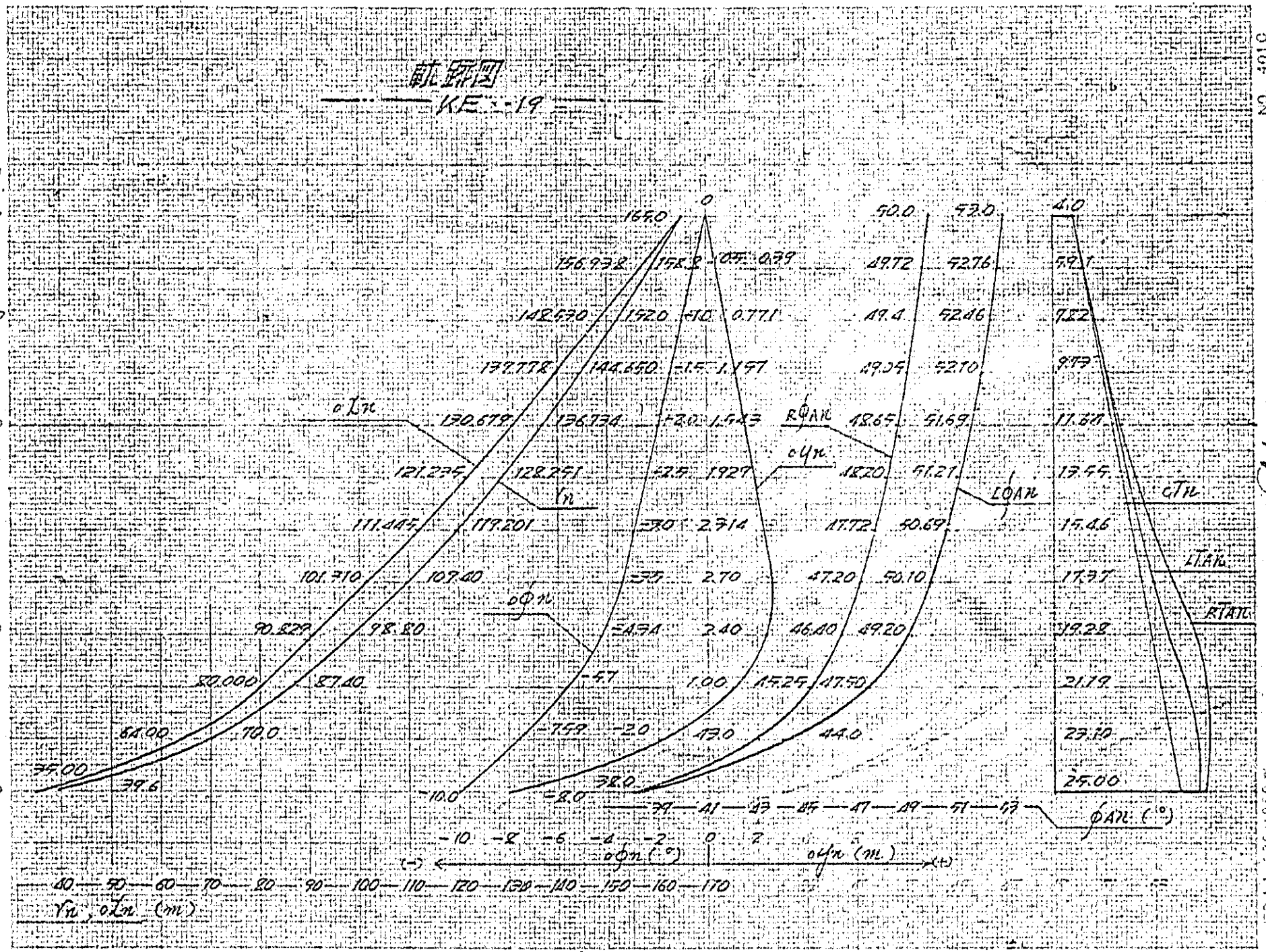

Beam Type
K.C.C
KD -20
WALL XLO - WOD
COLUMN COD
M.10
M.6
M.15
M.5
630
610
590
570
1810
1279
2045
1357
1352
1011
2454
0.605
1.484
2.761
0.801
1.727
-1.826
5.809
2.005
-1.860
5.609
1.799
-1.959
5.707
2.047
-1.91
5.707
2.046
2.265
1.447
1.512
2.137
1.537
1.345
11.470
-1.076
-2.177
10.379
-0.771
-1.070
-5.574
9.727
2.028
-1.453
9.717
1.220
-4.947
9.727
4.471
-3.716
9.727
3.416
18.927
-0.404
-3.225
12.867
-0.245
-3.470
-7.967
13.545
5.797
-7.928
13.545
7.171

No.



図名	川渋ダム平面図 KE-19	縮尺	単位	図番			担当
		1/1,500		原図			
研究名		研究室		写図			

建設省土木研究所


航跡図
KE-19
El.
620
610
600
590
580
570
560
550
540
530
520
510
0
165.0
156.932
158.2
-0.5
0.779
142.630
152.0
-1.0
0.771
137.778
144.650
-1.5
1.177
130.678
136.734
-2.0
1.643
121.234
128.291
-2.5
1.927
111.445
117.201
-3.0
2.714
101.710
107.40
-3.5
2.70
90.829
98.80
-4.5A
2.40
80.000
87.40
-5.7
1.00
64.00
70.0
-7.5?
-2.0
43.0
35.00
39.6
-10.0
-8.0
38.0
44.0
50.0
49.72
49.4
49.35
48.65
48.20
47.72
47.20
46.40
45.24
43.0
42.76
42.46
42.10
41.69
41.21
40.69
40.10
39.20
37.50
4.0
5.9.1
7.82
9.77
11.64
13.44
15.46
17.37
19.28
21.19
23.10
25.00
-79 -41 -43 -45 -47 -49 -51 -53
φAn (°)
-10 -8 -6 -4 -2 0 2
oφn (°)
(-)
oLn (m)
(+)
40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170
Yn, oLn (m)
oLn
Yn
RφAn
oLn
LOAn
oTn
LTAn
RTAn
(4)

TYPE KE-19　　軌跡方程式　　No.

$_1Y_n$	$= -0.002909\,Z^2 + 1.236\,Z + 63.59762$	$111 \geq Z \geq 41$
$_1Y_n$	$= -0.004\,Z^2 + 1.348\,Z + 60.856$	$41 \geq Z \geq 21$
$_1Y_n$	$= -0.0675\,Z^2 + 3.875\,Z + 35.7925$	$21 \geq Z \geq 1$
$_0X_n$	$= -0.001728\,Z^2 + 1.1725\,Z + 56.1997$	$111 \geq Z \geq 21$
$_0X_n$	$= -0.065\,Z^2 + 3.68\,Z + 31.385$	$21 \geq Z \geq 1$
$_0Y_n$	$= -0.03857\,Z^2 + 4.2813$	$111 \geq Z \geq 41$
$_0Y_n$	$= -0.0054\,Z^2 + 0.426\,Z - 5.5205$	$41 \geq Z \geq 21$
$_0Y_n$	$= -0.015\,Z^2 + 0.78\,Z - 8.765$	$21 \geq Z \geq 1$
$_0\Phi_n$	$= 0.05\,Z - 5.55$	$111 \geq Z \geq 41$
$_0\Phi_n$	$= -0.002625\,Z^2 + 0.2728\,Z - 10.2717$	$41 \geq Z \geq 1$
$_L\Phi_{All}$	$= -0.0002857\,Z^2 + 0.08486\,Z + 47.101$	$111 \geq Z \geq 41$
$_L\Phi_{All}$	$= -0.004\,Z^2 + 0.378\,Z + 41.726$	$41 \geq Z \geq 21$
$_L\Phi_{All}$	$= -0.0125\,Z^2 + 0.79\,Z + 37.2626$	$21 \geq Z \geq 1$
$_R\Phi_{All}$	$= -0.0002041\,Z^2 + 0.07102\,Z + 44.6315$	$111 \geq Z \geq 41$
$_R\Phi_{All}$	$= -0.00175\,Z^2 + 0.206\,Z + 41.6948$	$41 \geq Z \geq 21$
$_R\Phi_{All}$	$= -0.01375\,Z^2 + 0.665\,Z + 37.3488$	$21 \geq Z \geq 1$
$_LT_{All}$	$= 0.000402\,Z^2 - 0.2835\,Z + 30.4389$	$111 \geq Z \geq 41$
$_LT_{All}$	$= -0.005\,Z^2 - 0.015\,Z + 28.52$	$41 \geq Z \geq 1$
$_RT_{All}$	$= 0.001265\,Z^2 - 0.4709\,Z + 40.6838$	$111 \geq Z \geq 41$
$_RT_{All}$	$= -0.008125\,Z^2 + 0.1788\,Z + 29.8294$	$41 \geq Z \geq 1$
$_CT_n$	$= -0.191\,Z + 25.201$	$111 \geq Z \geq 1$

修正済 Arch Stress

KE-19

計画河床

Stream: 上流 → 下流

ーム本等座ヨー→

EL

m 10

EL										
600										
590	11283.63	24.23	34.355	36.417	42.286	56.755	58.577	42.271	35.278	33.281
	44.7	48.77	52.83	40.773	38.672	30.480	28.264	14.312	52.241	53.495
580	28.21	26.6	27.34	31.296	50.125	61.376	62.246	42.837	31.104	27.375
	30.145	4.01	55.461	52.492	54.283	24.258	23.576	43.772	54.206	57.113
570	11.26	16.941	23.437	47.432		60.058	61.263	37.698	24.417	14.414
	53.24	53.72	50.653	37.712		19.275	18.087	41.045	52.977	60.532
560		-3.305	10.634	29.541		52.985	51.755	29.208	6.871	
		57.044	48.341	28.694		18.356	16.128	37.117	5.5675	
550			14.564	24.454		58.752	48.408	4.960		
			44.761	22.457		15.009	4.915	42.77		
540				14.343		17.174	25.490			
				20.477		17.316	7.463			

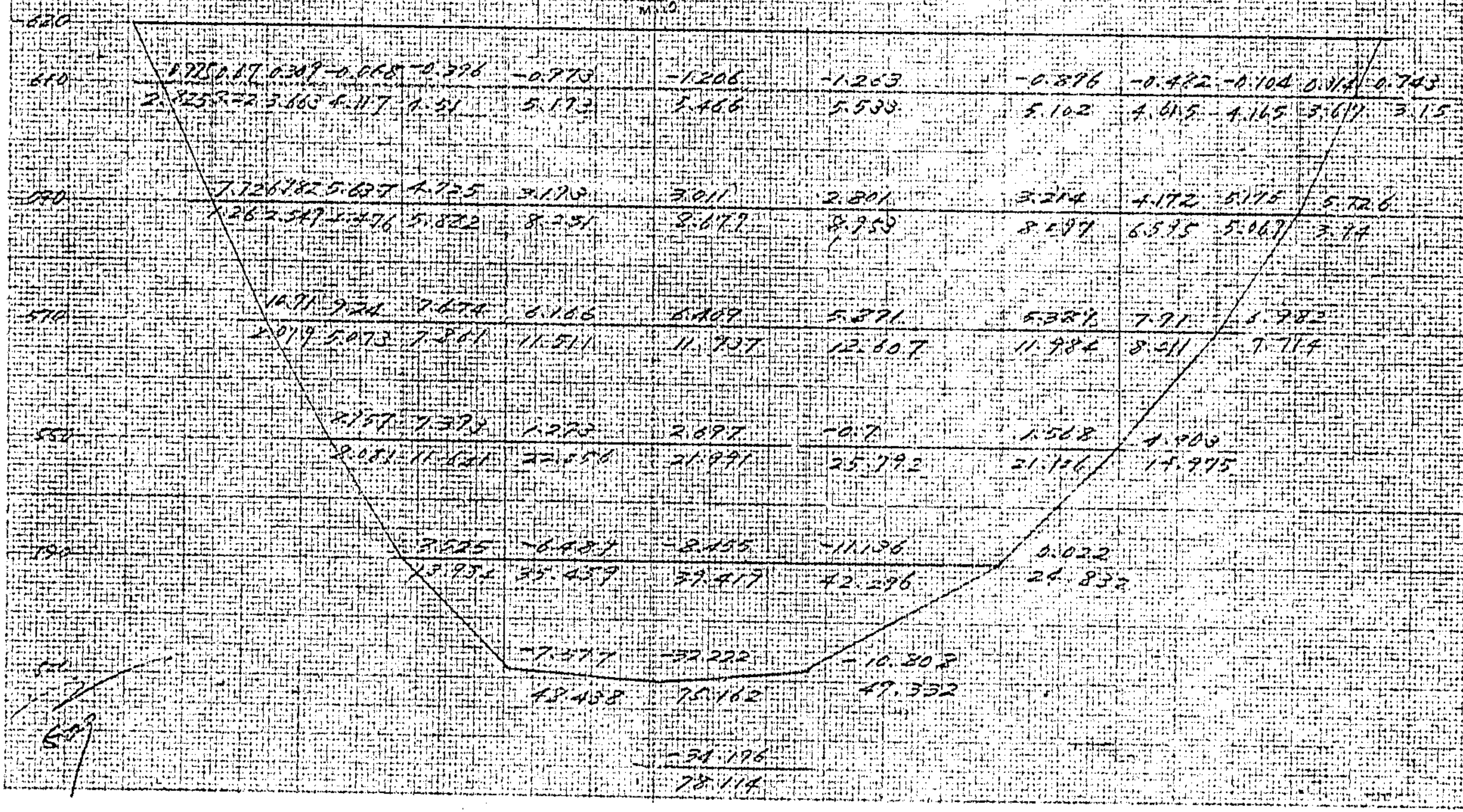
NO. 4010
ESA-1 180×250 ㎜
(5)

Cantilever Stress

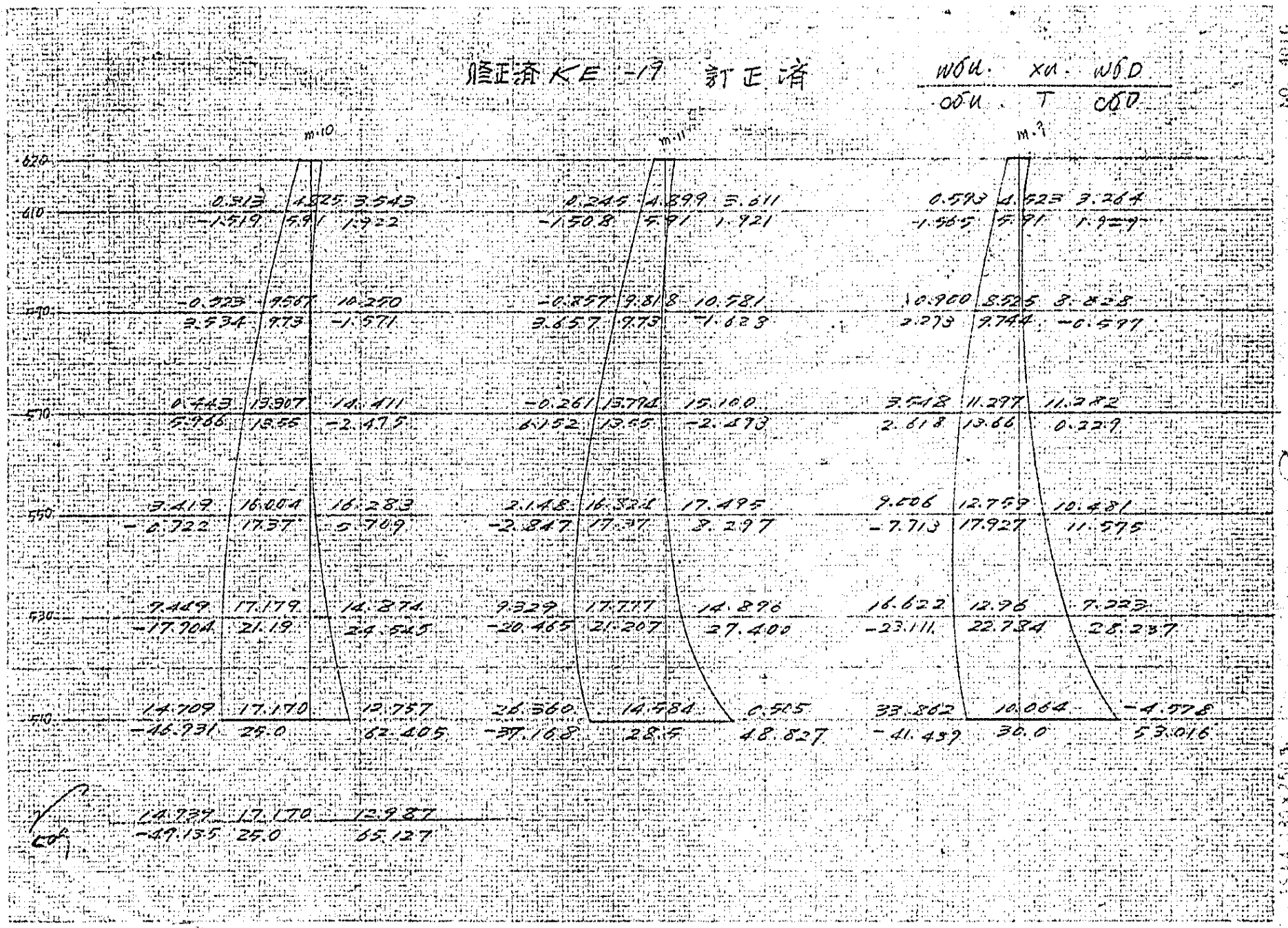
KE-19

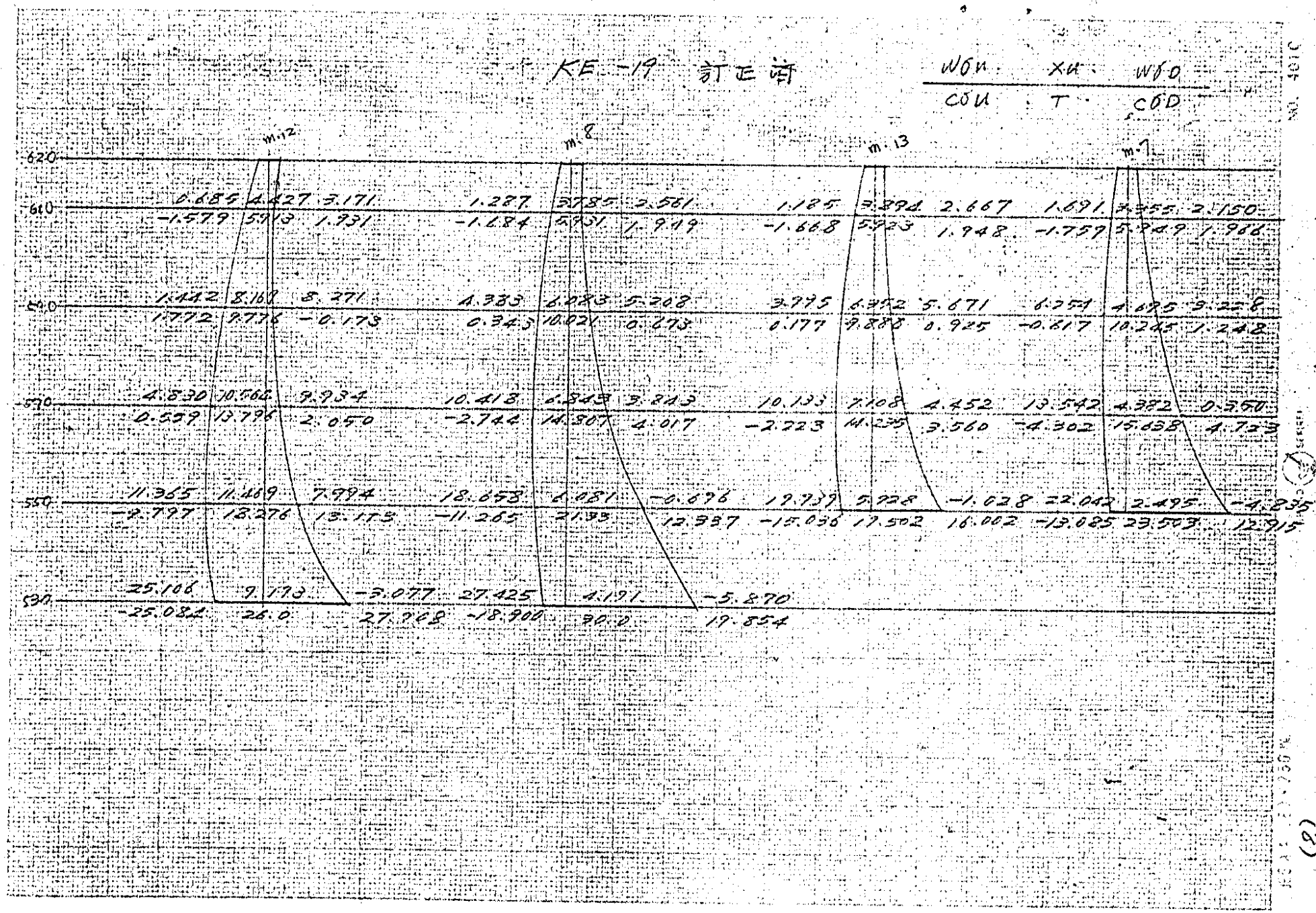
訂正晴+

Streams 上流 / 下流



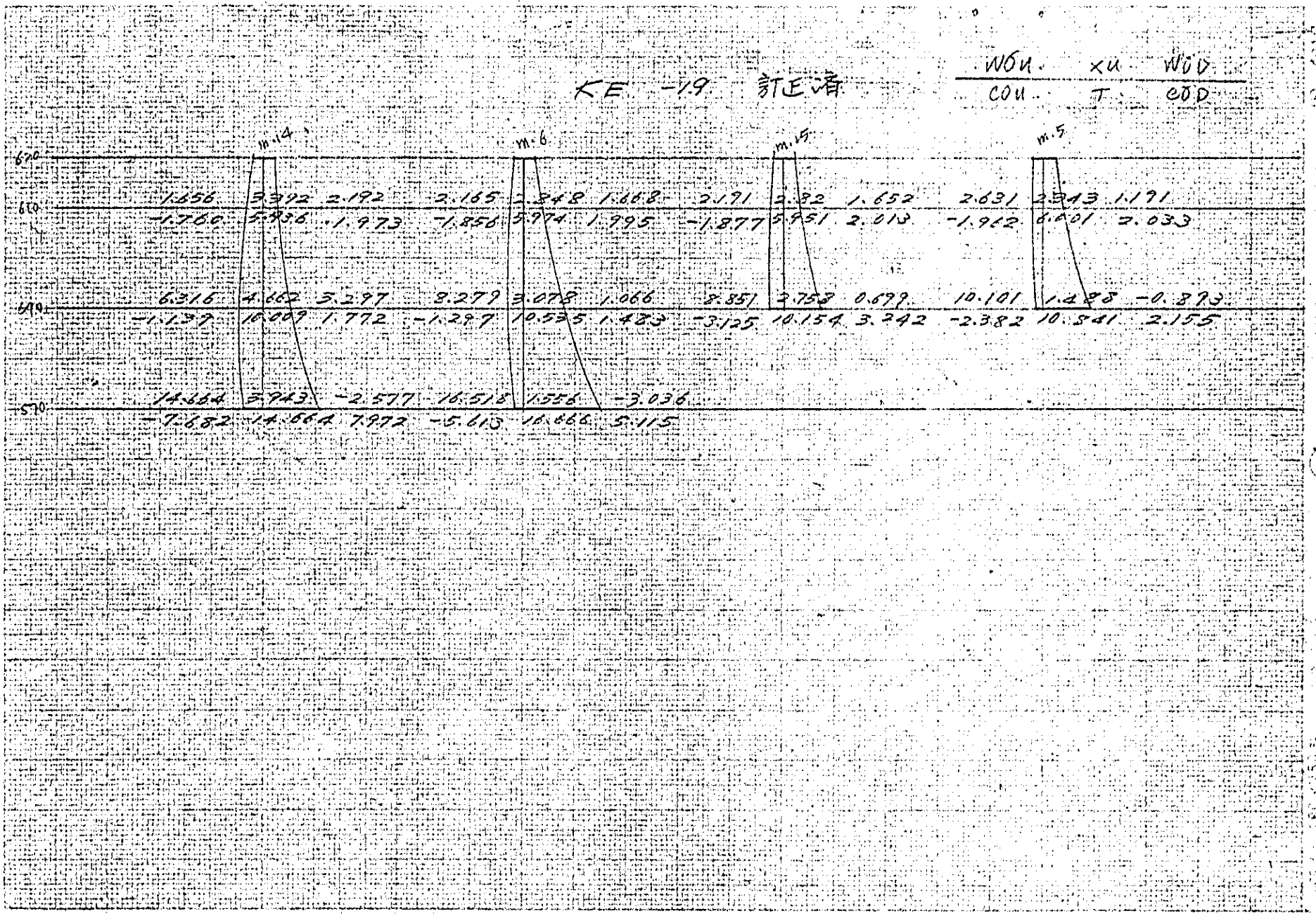
(9)

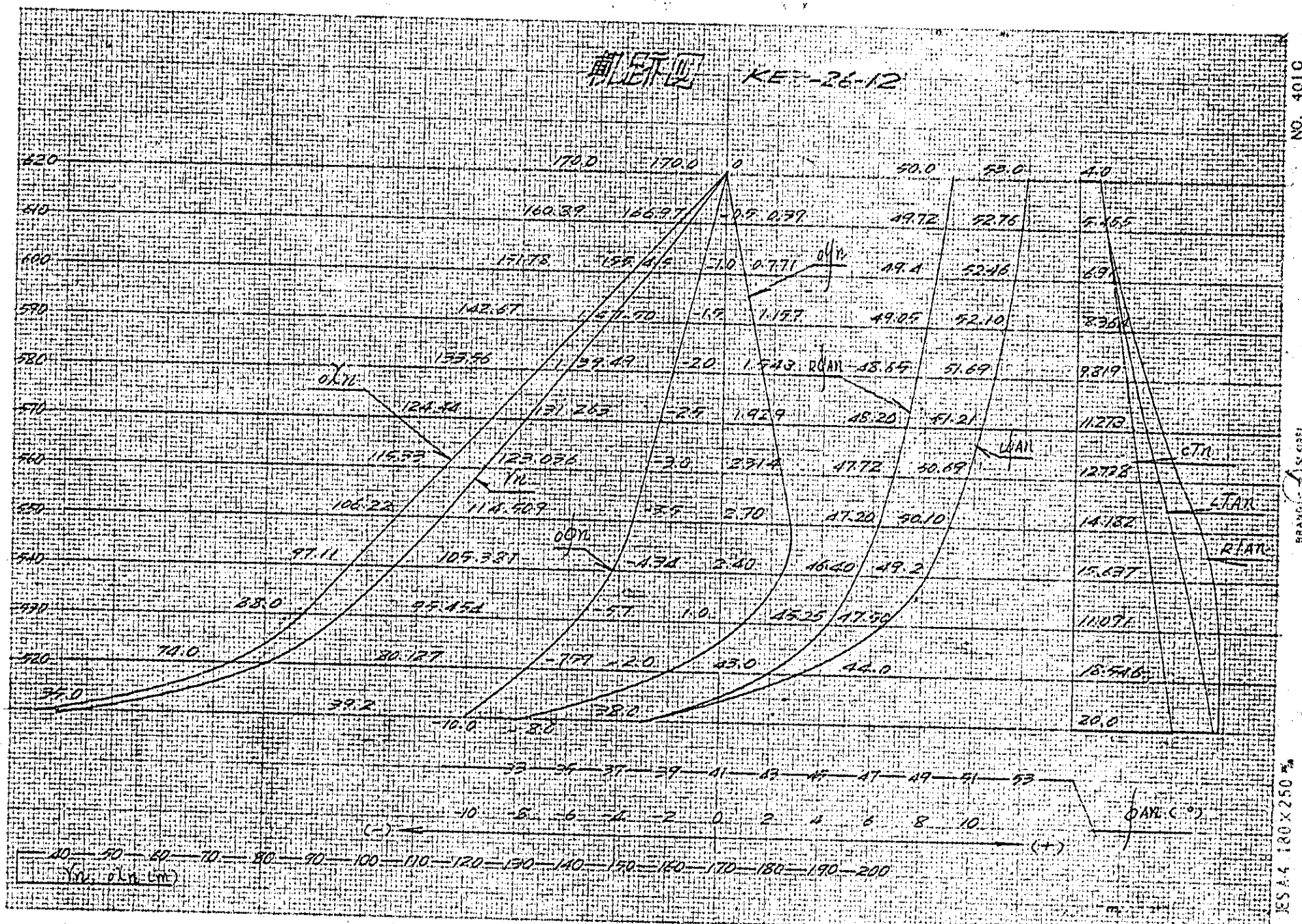

経済KE-19 訂正済
wδu · xu · wδD
δu · T · δD
m.10
m.11
m.3
620
610
590
570
550
530
510
0.313 4.525 3.543
-1.519 5.91 1.922
-0.323 9.567 10.250
2.534 9.73 -1.571
0.443 13.907 14.411
5.766 13.55 -2.475
3.419 16.004 16.283
-6.722 17.37 5.709
7.469 17.179 14.874
-17.704 21.19 24.545
14.709 17.170 12.757
-46.931 25.0 62.405
0.245 4.899 5.611
-1.508 5.91 1.921
-0.857 9.818 10.581
2.657 9.73 -1.623
-0.261 13.794 15.100
4.152 13.55 -2.473
2.148 16.534 17.495
-2.847 17.37 3.297
9.329 17.777 14.896
-20.465 21.207 27.400
26.360 14.584 6.505
-37.168 28.5 48.827
0.593 4.523 3.264
-1.565 5.91 1.917
10.900 8.525 8.828
2.273 9.744 -6.577
3.518 11.297 11.282
2.618 13.66 0.223
9.606 12.759 10.481
-7.713 17.927 11.575
16.622 12.76 7.223
-23.111 22.784 28.237
33.862 10.064 -4.778
-41.437 30.0 53.016
14.727 17.170 12.987
-49.135 25.0 65.127
C0
(1)


KE-19 訂正河
WON XU WFO
COU T COD
m.12
m.8
m.13
m.1
620
610
600
590
580
570
560
550
540
6.685 4.427 3.171 1.287 3.785 2.561 1.185 3.894 2.667 1.691 3.755 2.150
-1.579 5.913 1.731 -1.684 5.931 1.919 -1.668 5.923 1.948 -1.757 5.949 1.966
1.442 8.168 8.271 4.383 6.993 5.208 3.775 6.942 5.671 6.251 4.695 3.256
17.772 9.776 -0.173 0.343 10.021 0.273 0.177 9.888 0.925 -0.617 10.245 1.248
4.830 10.562 5.934 10.418 6.849 3.843 10.133 7.108 4.452 13.542 4.352 0.350
0.539 13.796 2.050 -2.744 14.501 4.017 -2.223 14.235 3.560 -4.302 15.638 4.723
11.365 11.469 7.994 18.658 6.081 -0.676 19.737 5.228 -1.628 22.042 2.495 -4.235
-2.797 18.276 13.175 -11.265 21.135 12.337 -15.056 17.502 16.002 -13.085 23.503 12.715
25.106 9.173 -5.077 27.425 4.191 -5.870
-25.084 26.0 27.768 -18.902 30.2 17.854

KE -1.9 訂正済

WOU. XU WOV
COU. T. COD




試作図
KE-26-12
NO. 4010
JES A-4 180×250 mm
BRAND SUNRISE
ΔTn
ΔTan
RTan
RAN
UAN
(-)
(+)
ΦAX. C°)

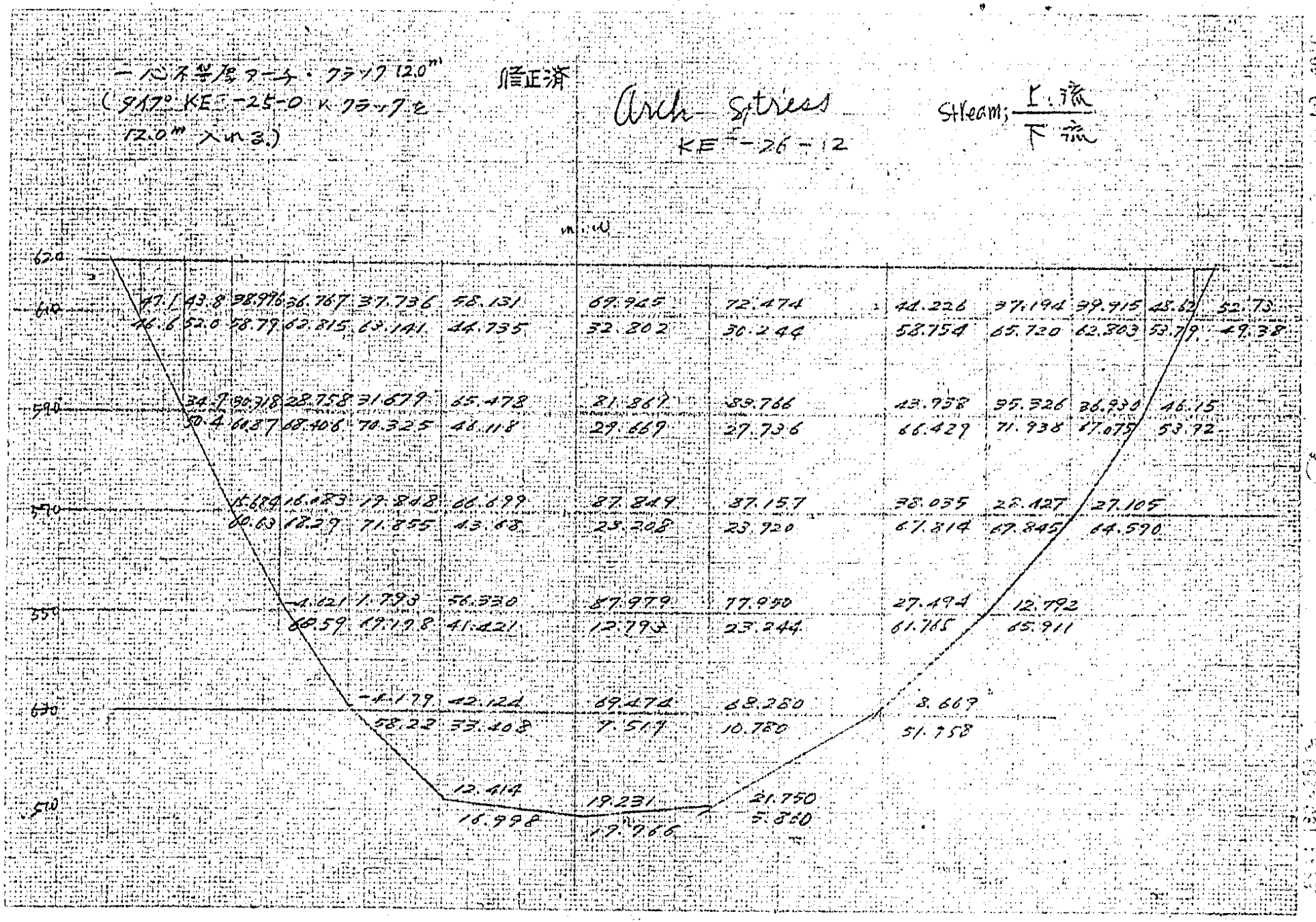
一般スギ度ケース・ケース12.0m
(917° KE-25-0 Kケース2と
12.0m入れ3.)

修正済

Arch-Stress

KE-26-12

Stream; 上流 / 下流

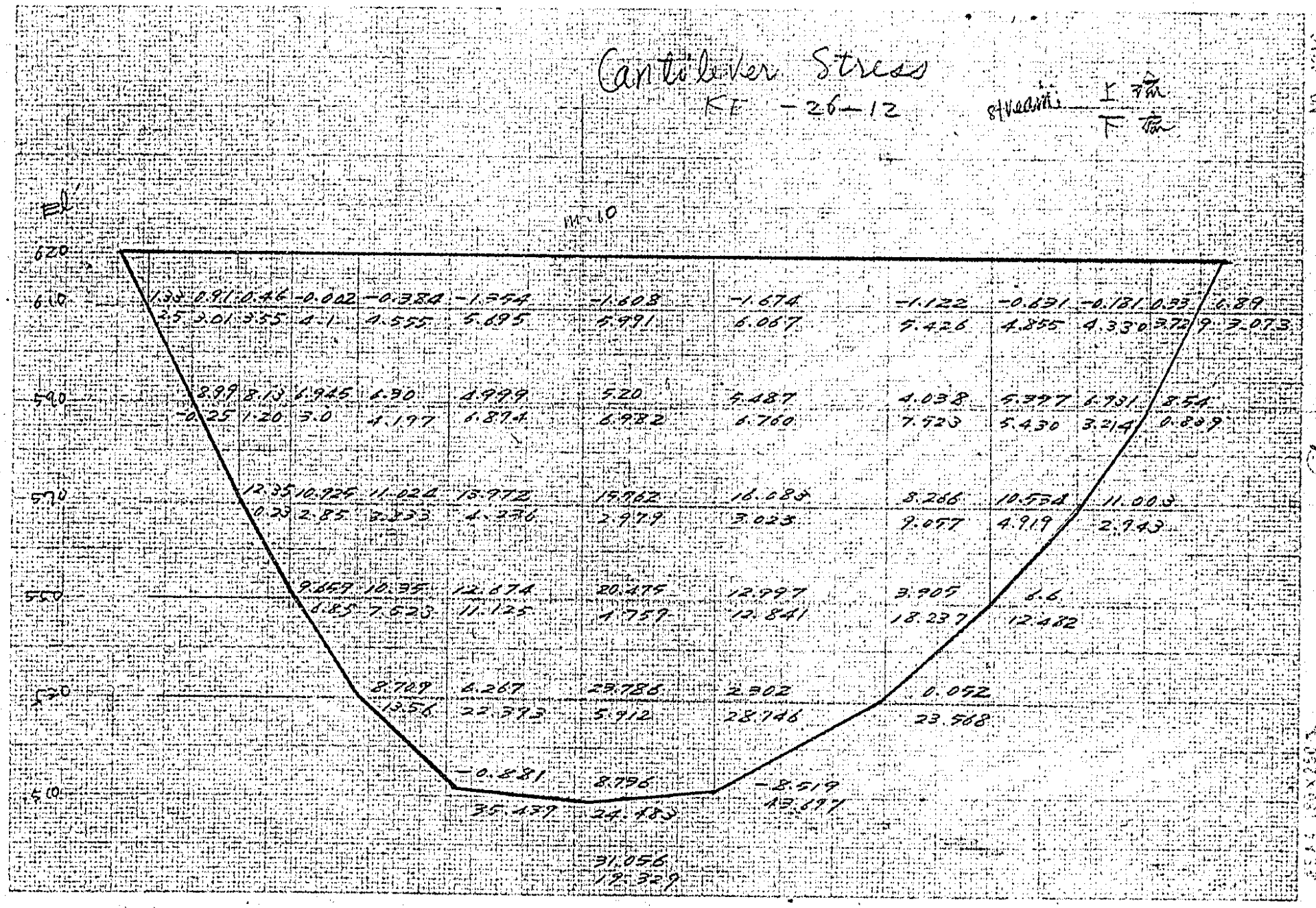


(18)

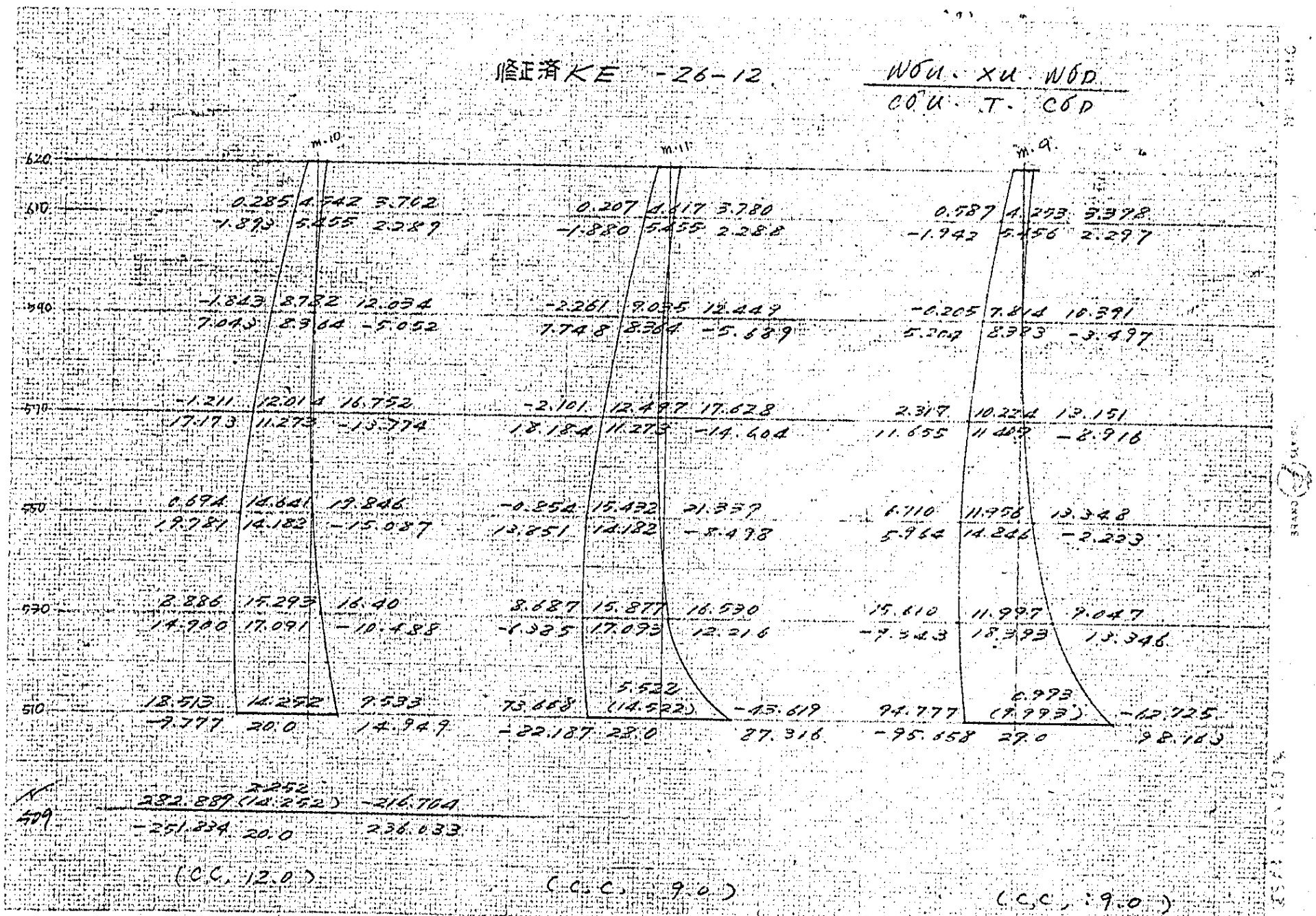
Cantilever Stress

KF −26−12

8 Weeks 上 下

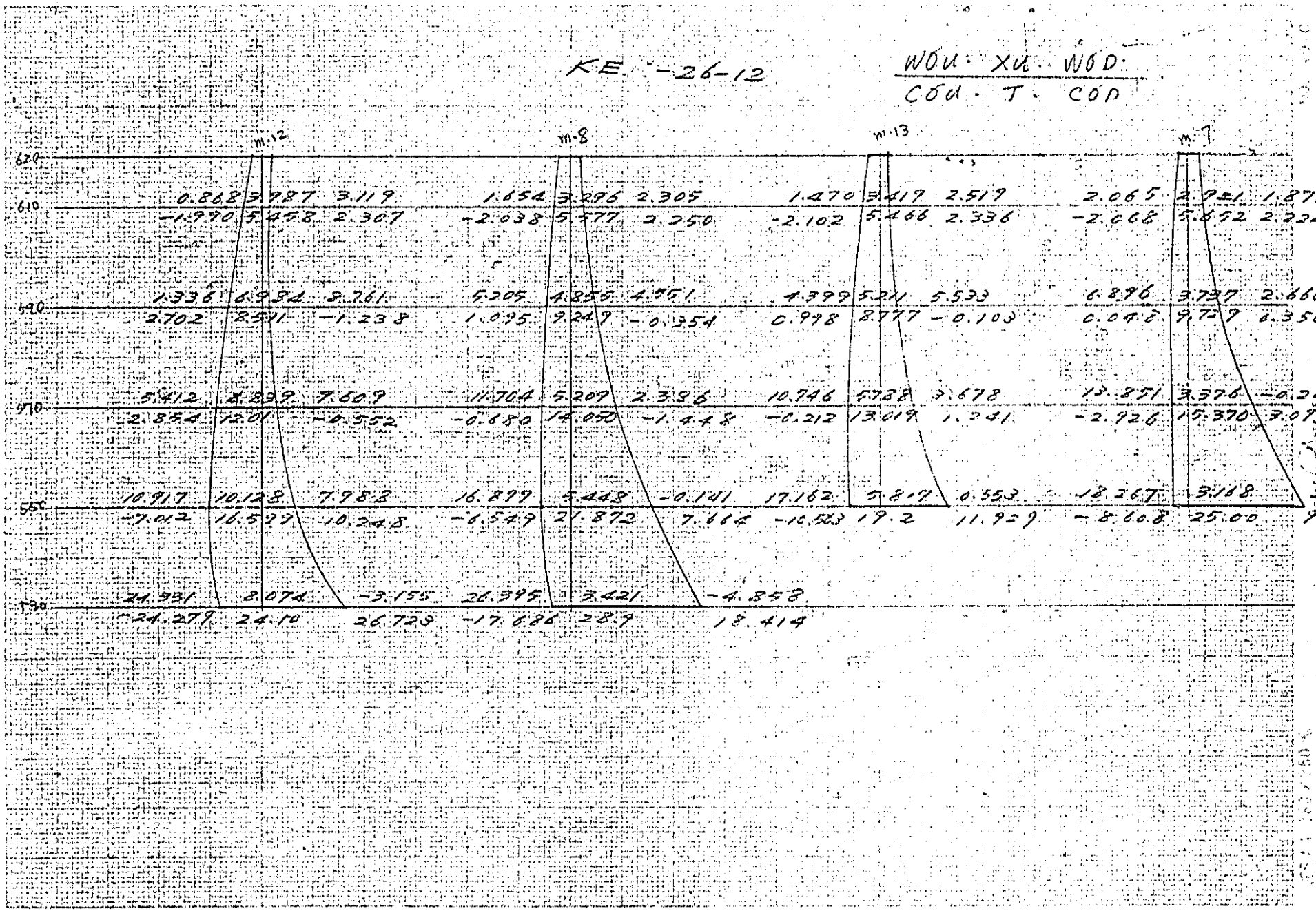


(19)


経済ケース-26-12
WOU・XU・WOD
COU・T・COD
m.10
m.11
m.9
620
610
590
570
550
530
510
509
0.285 4.742 3.702
-1.893 5.455 2.287
0.207 4.617 3.780
-1.880 5.455 2.288
0.787 4.273 3.378
-1.942 5.456 2.297
-1.843 8.782 12.034
7.043 8.364 -5.052
-2.261 9.035 12.449
7.748 8.364 -5.689
-0.205 7.814 10.391
5.204 8.393 -3.497
-1.211 12.014 16.752
17.173 11.273 -13.774
-2.101 12.497 17.628
18.184 11.273 -14.604
2.317 10.224 13.151
11.655 11.497 -8.916
0.694 14.641 19.846
19.781 14.182 -15.087
-0.854 15.432 21.357
13.851 14.182 -8.498
6.110 11.756 13.348
5.964 14.246 -2.223
8.286 15.293 16.40
14.900 17.091 -10.488
8.687 15.877 16.530
-1.385 17.093 12.216
15.610 11.997 9.047
-7.343 18.393 13.346
18.513 14.252 7.533
-9.777 20.0 14.947
5.522
73.668 (14.522) -45.619
c.993
94.777 (7.993) -42.725
-95.658 27.0 98.163
2252
282.889 (14.252) -216.704
-251.834 20.0 236.033
(C.C. 12.0)
(C.C. 9.0)
(C.C. 9.0)

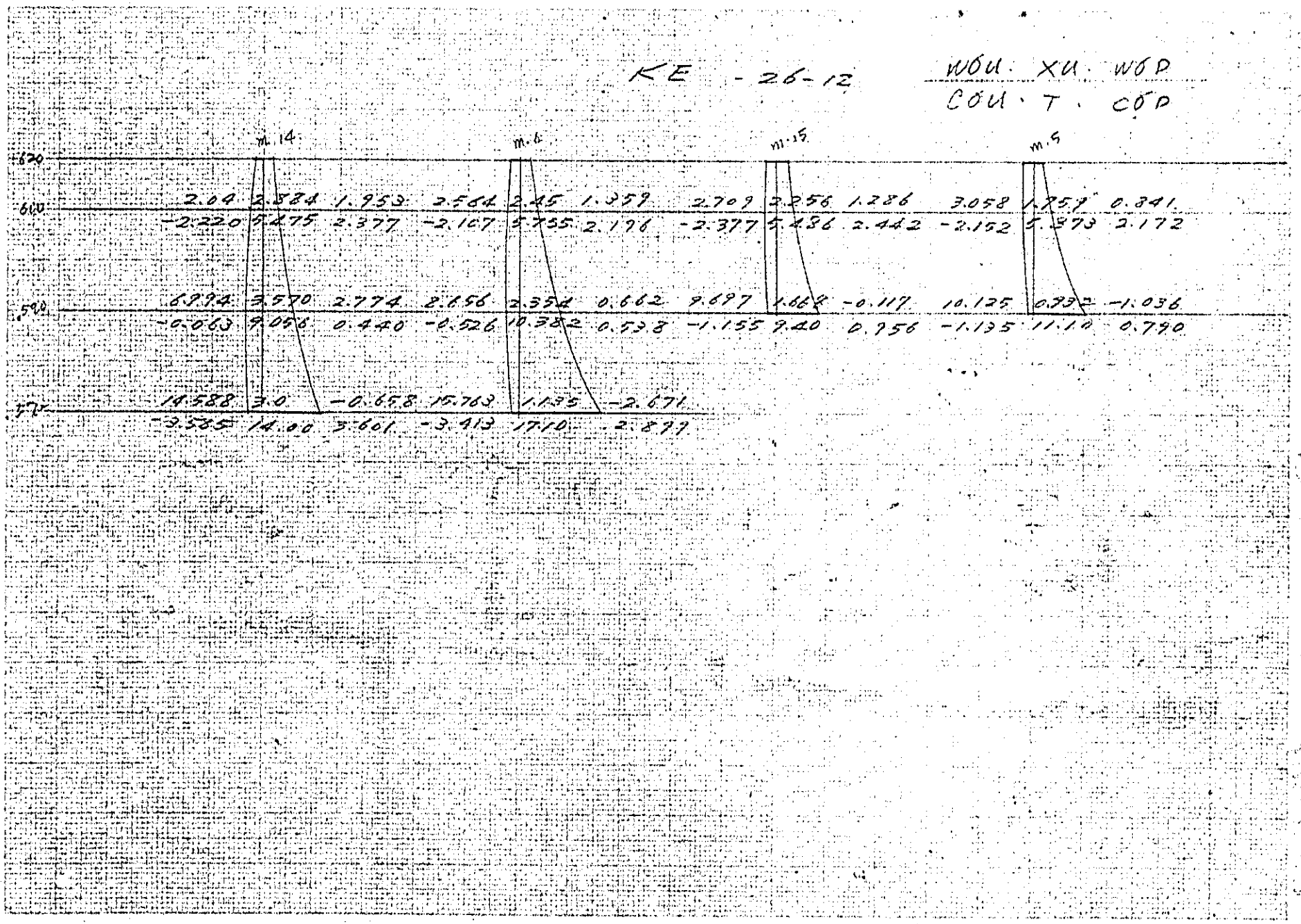
KE -26-12

WOU · XU · WOD
COU · T · COD



KE - 26-12

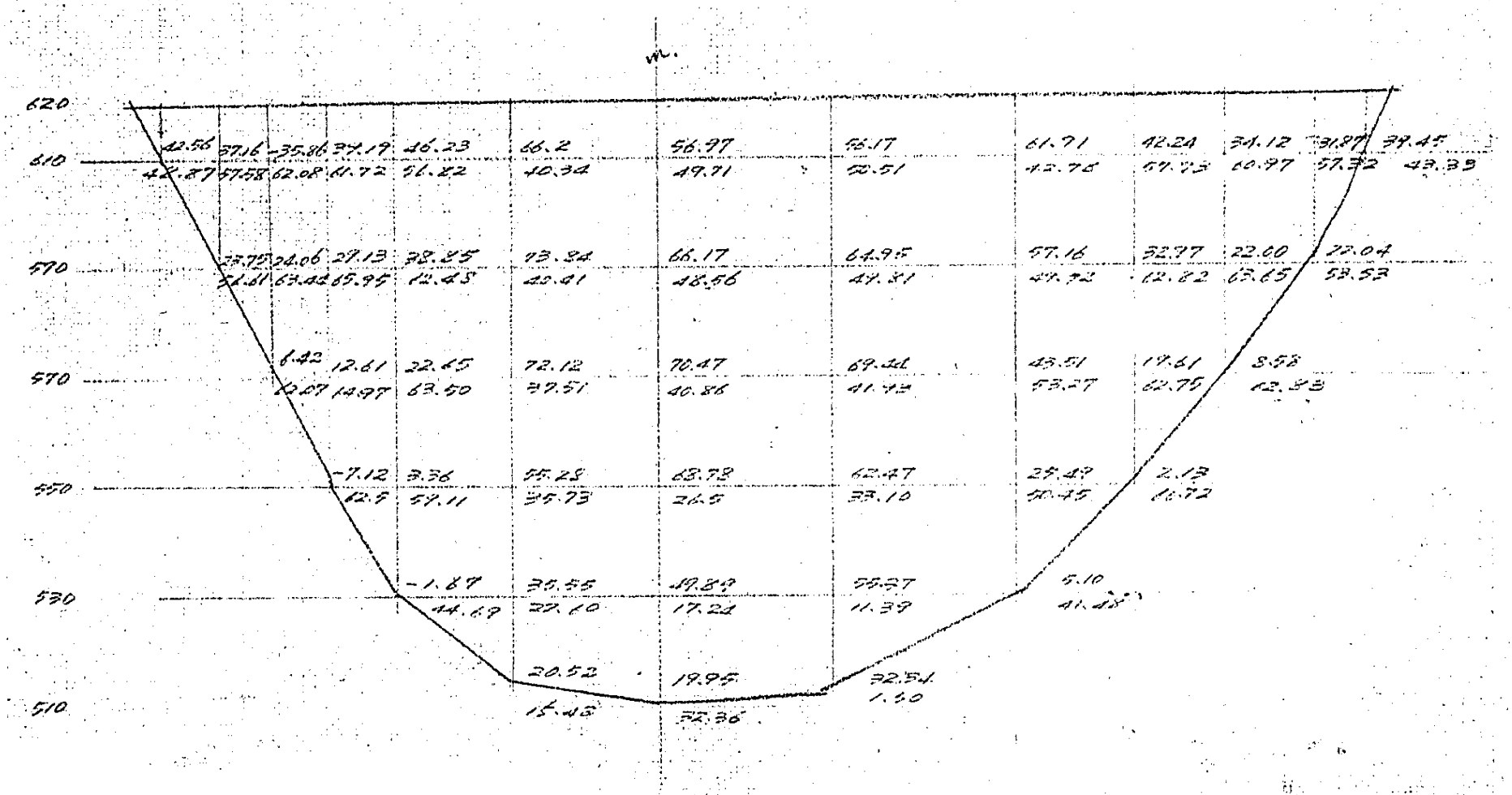
WOU · XU · WOP
COU · T · COP



Arch Stress.

KEY : 43-0.

上 弦
下 弦



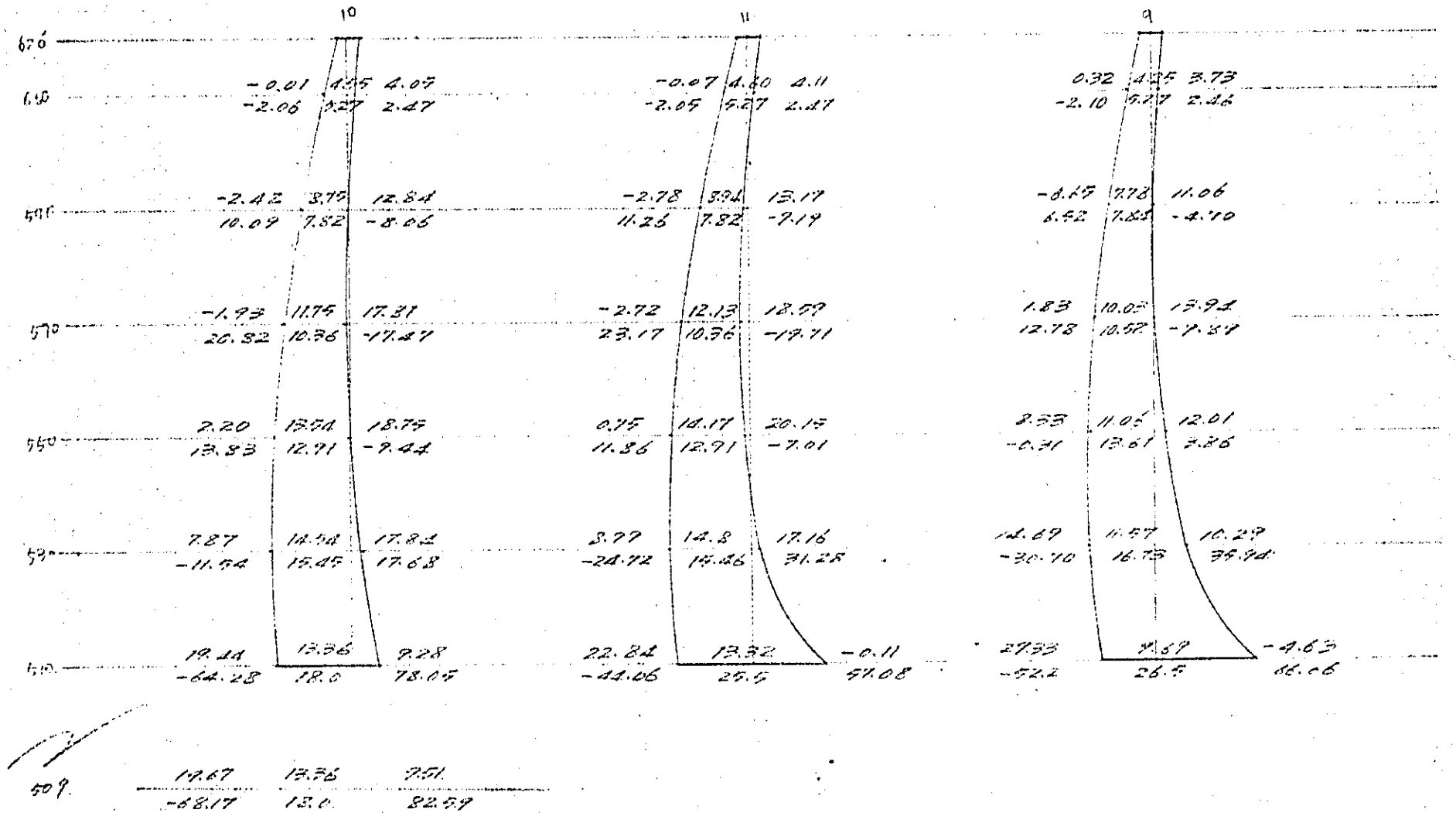
Cantilever Stress

KE −43.0

620													
610	0.70	0.55	0.09	−0.07	−0.3	−1.78	−3.07	−2.12	−1.45	−0.83	−0.26	0.32	0.86
	2.81	3.34	3.92	4.52	5.01	6.14	6.53	6.59	5.72	5.03	4.32	3.59	2.89
590	5.62	4.08	2.51	2.11	5.86	7.66	5.48	2.02	0.46	1.31	2.41		
	3.44	5.43	7.13	8.71	6.34	4.78	4.00	7.70	10.27	8.71	7.17		
570	5.75	3.13	3.55	14.61	18.89	20.45	3.24	0.57	0.07				
	7.22	11.10	11.76	4.05	0.34	−1.12	14.19	15.32	14.77				
550	2.82	4.47	2.03	16.03	12.61	−1.82	−2.51						
	14.15	13.66	15.87	7.31	13.14	23.82	22.41						
530	2.95	−16.01	−5.66	−15.73	−7.32								
	20.24	46.23	35.52	48.44	32.19								
		−22.87	−48.50	−21.22									
510		61.43	87.33	56.79									
509			−43.50										
			72.10										

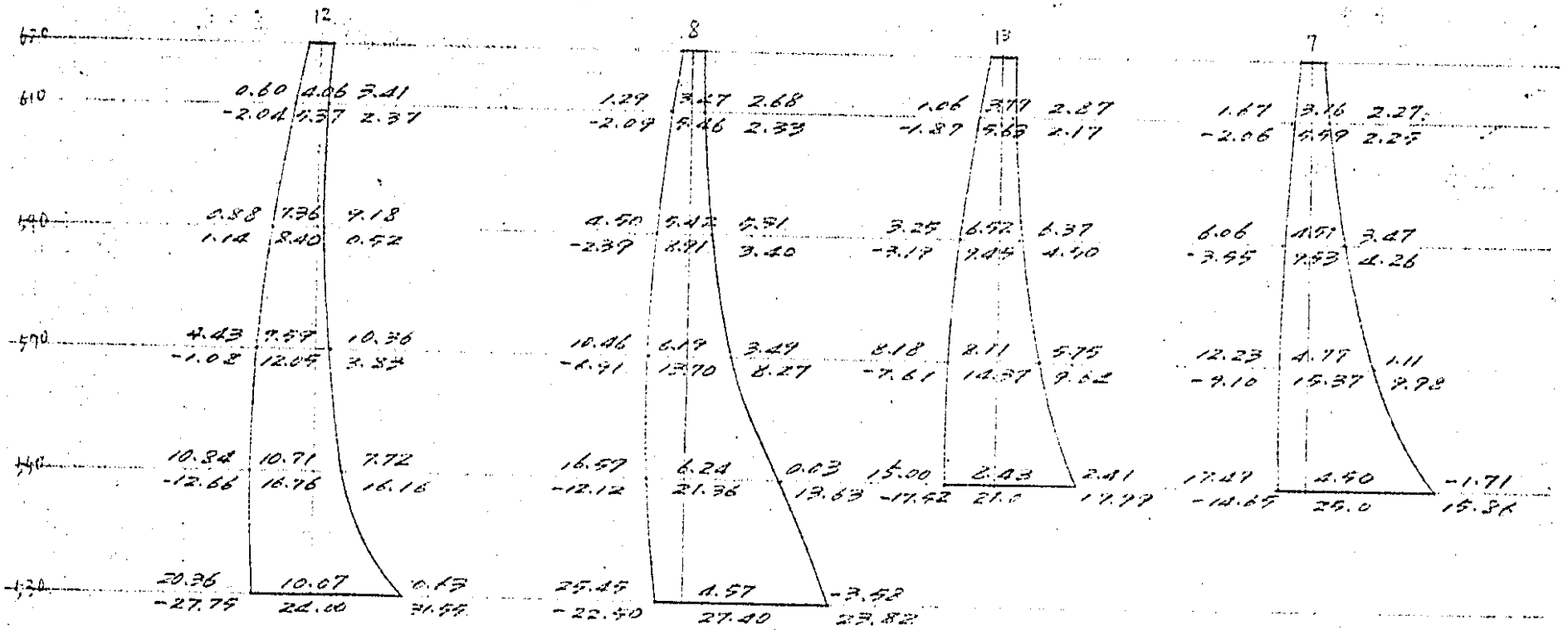
КЕ - 13-0.

ШБШ · Х · ШБО
СОШ · Т · СБР



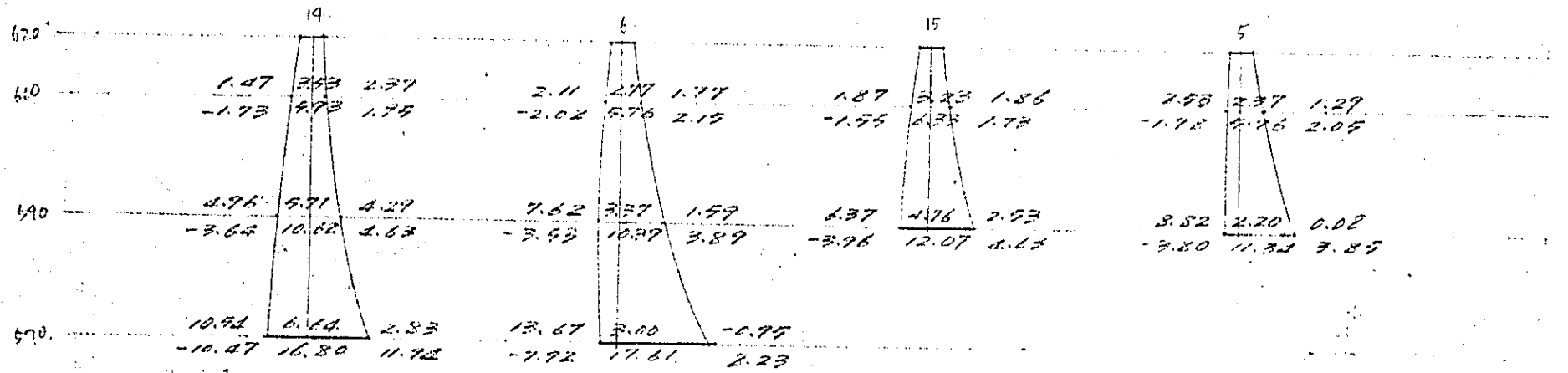
LE - 45-0

WOU. X. WOP
COL. T. COD.

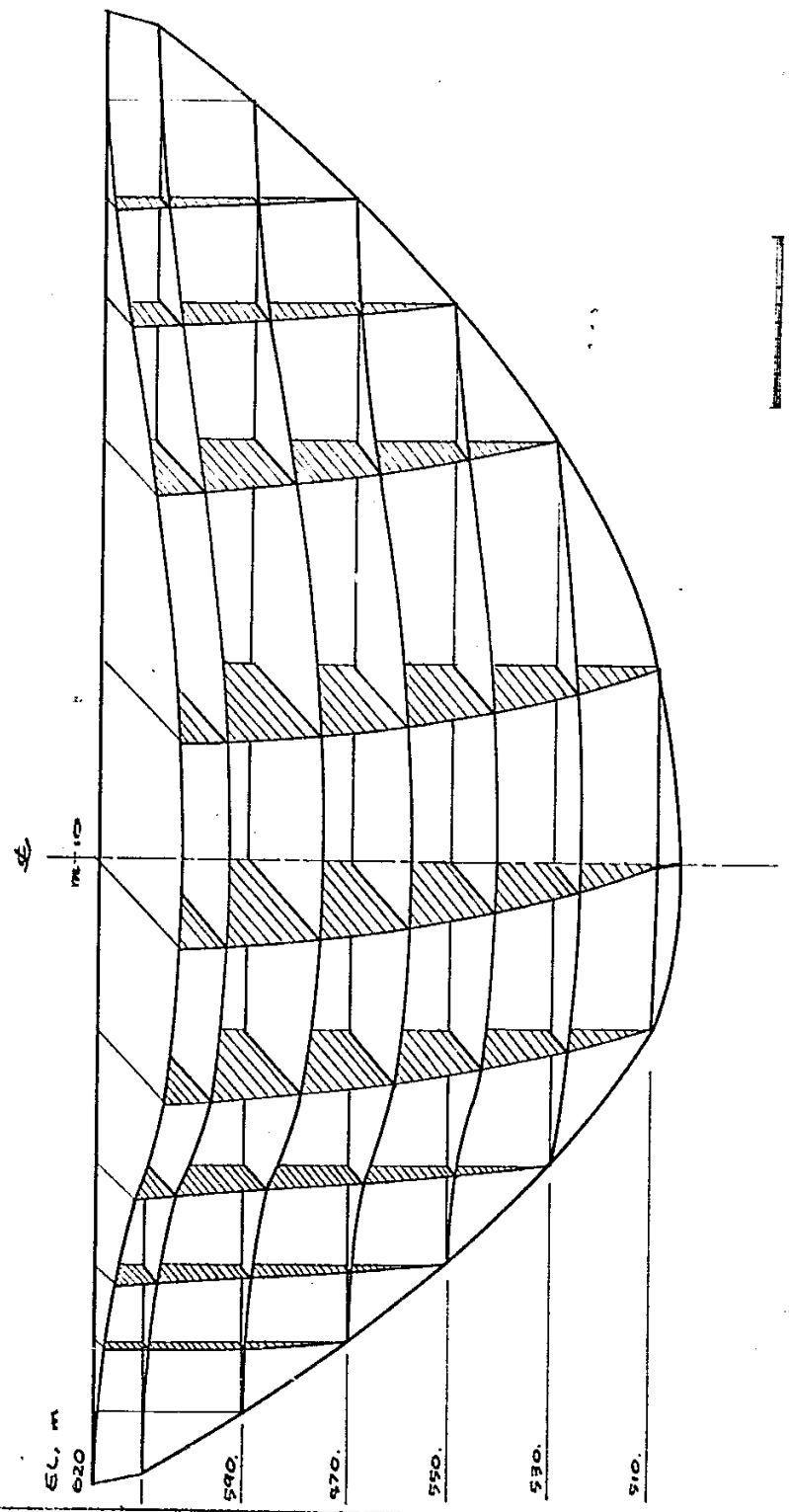


KE - 43 - 0.

WOK. X. WOD
COK. T. COD



No.



図名	Deflection KE 43-0 (C:00, K:00, T:00)	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図				
研究名		研究室		写図				

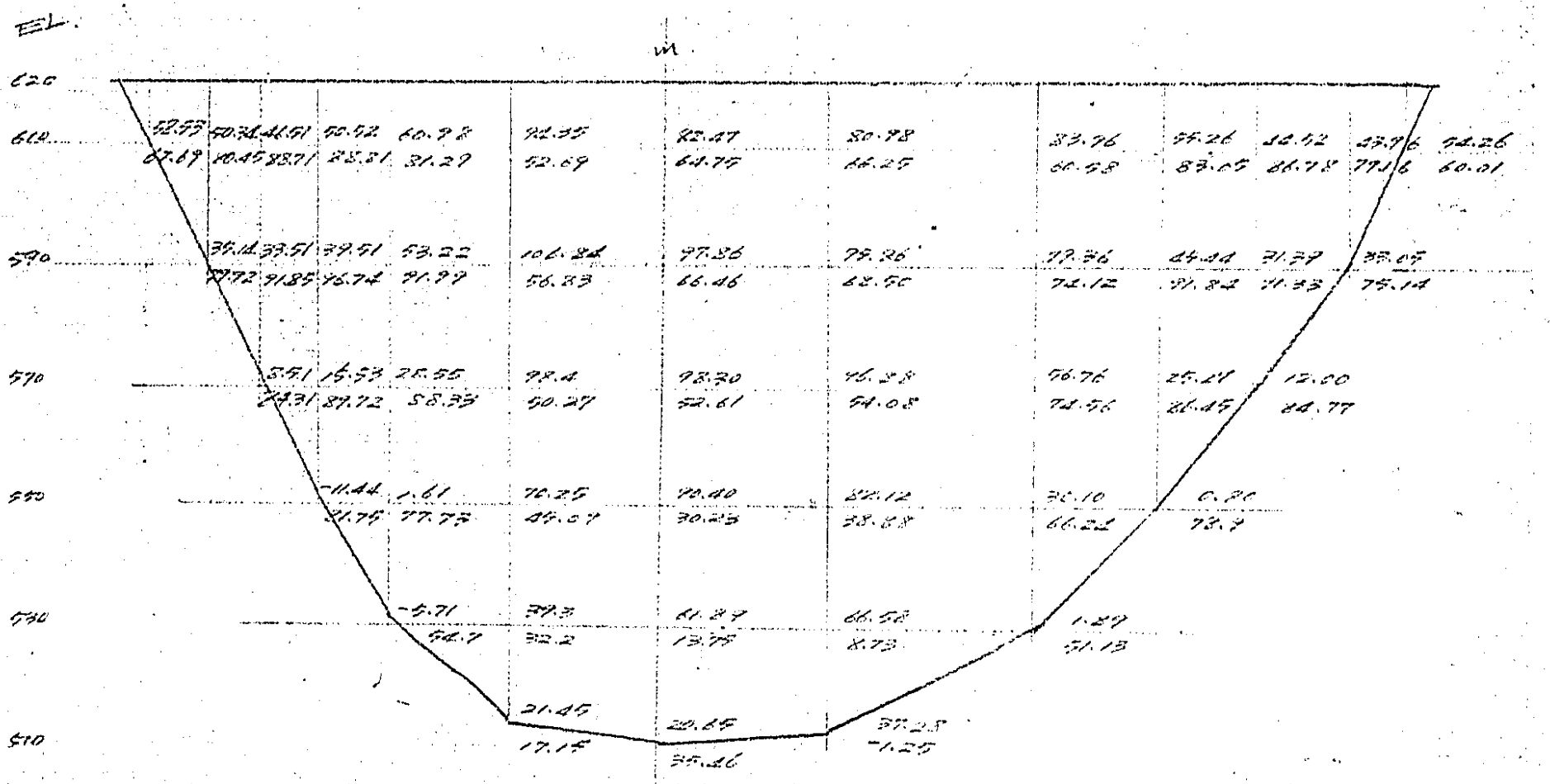
建設省土木研究所

Arch - Stress

KE : 43-0 (T)

上流

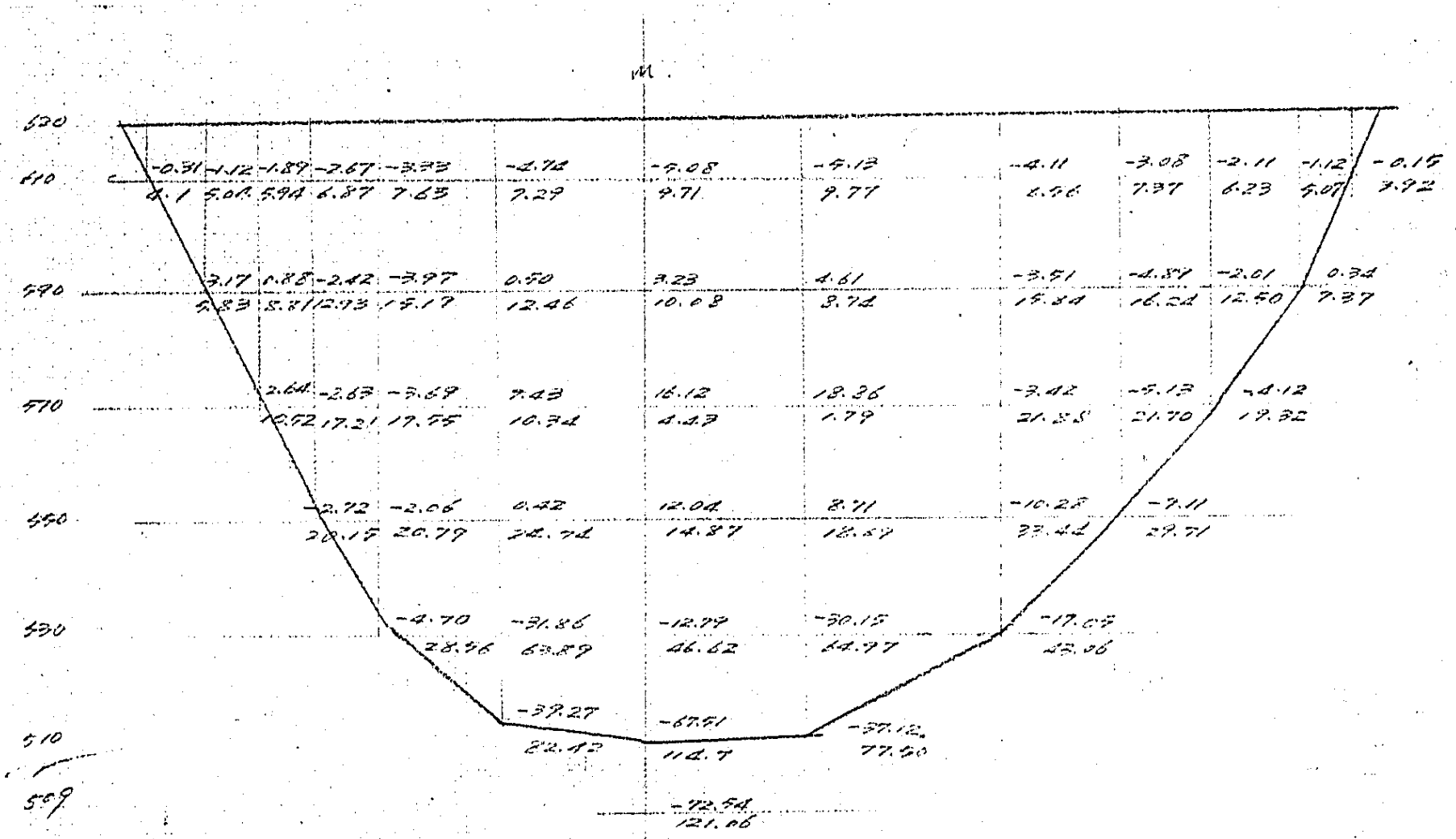
下流



Cantilever Truss

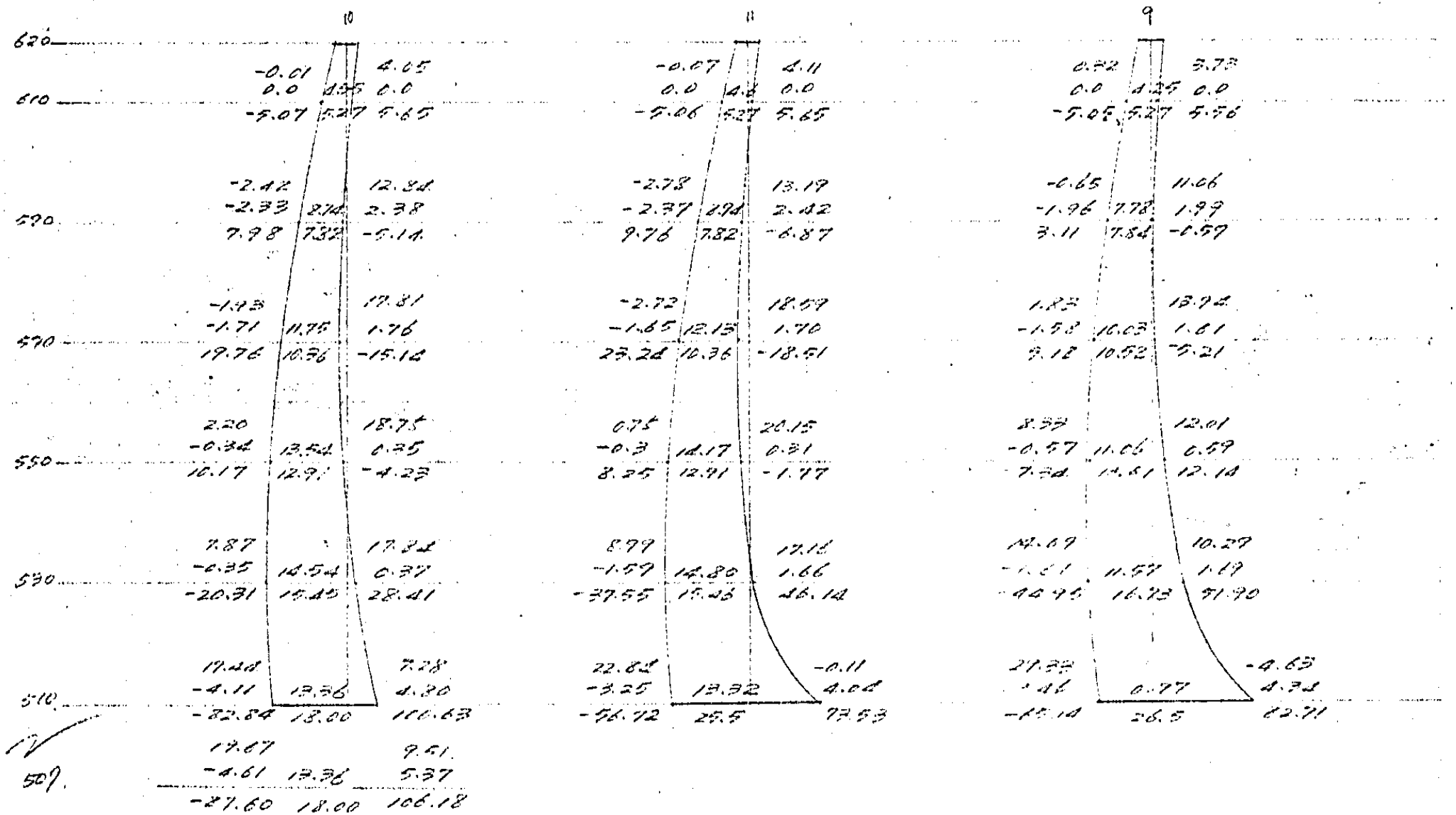
KE -43-0 (T)

上流
下流



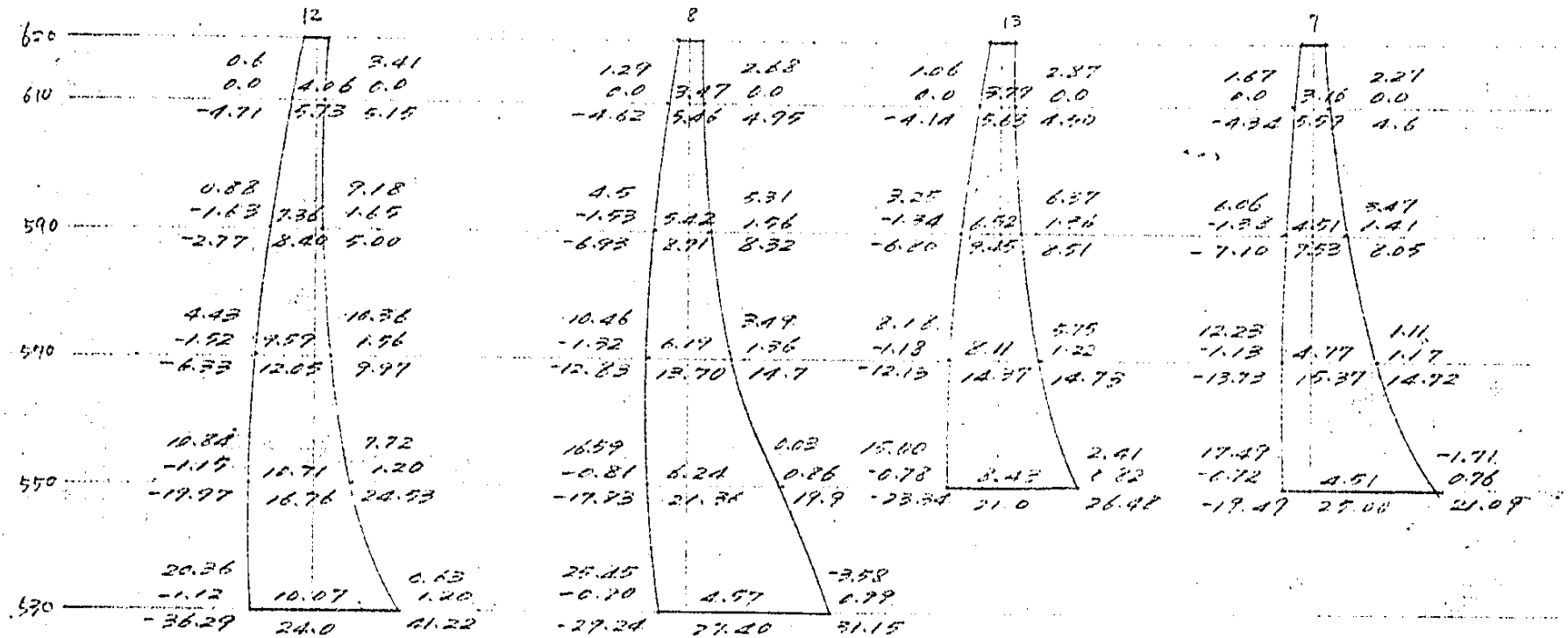
KE - 45-0 (T)

WOL. × WOD
TOL. × TOD
COL. T . COD



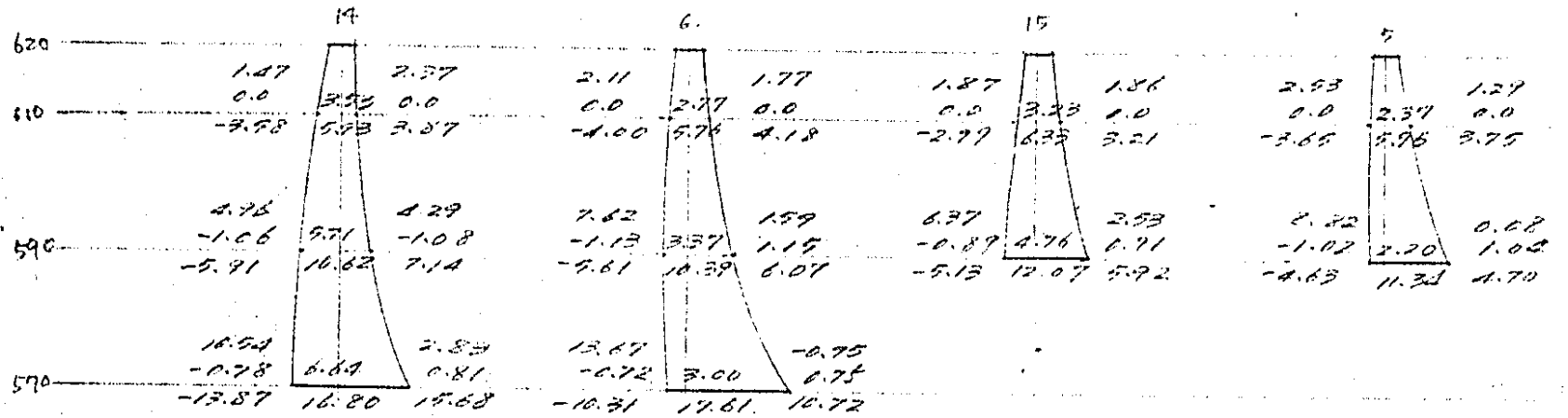
KE -43-0 (T)

WSU		WSD
TOU	X	TOD
COU		COD

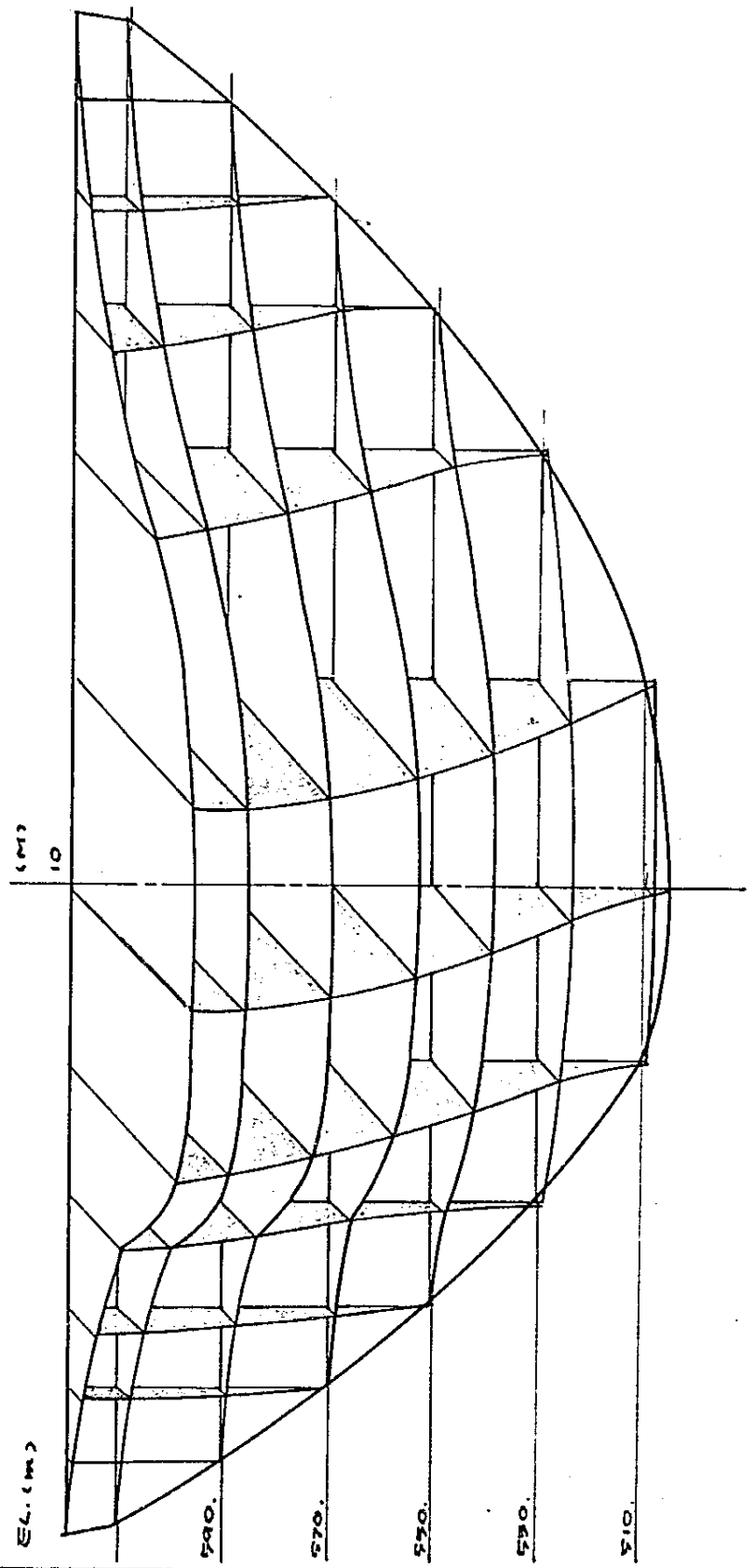


KE -43-0 (T)

WSU TOU	X	WSD TOD
COU	T	COD



No.



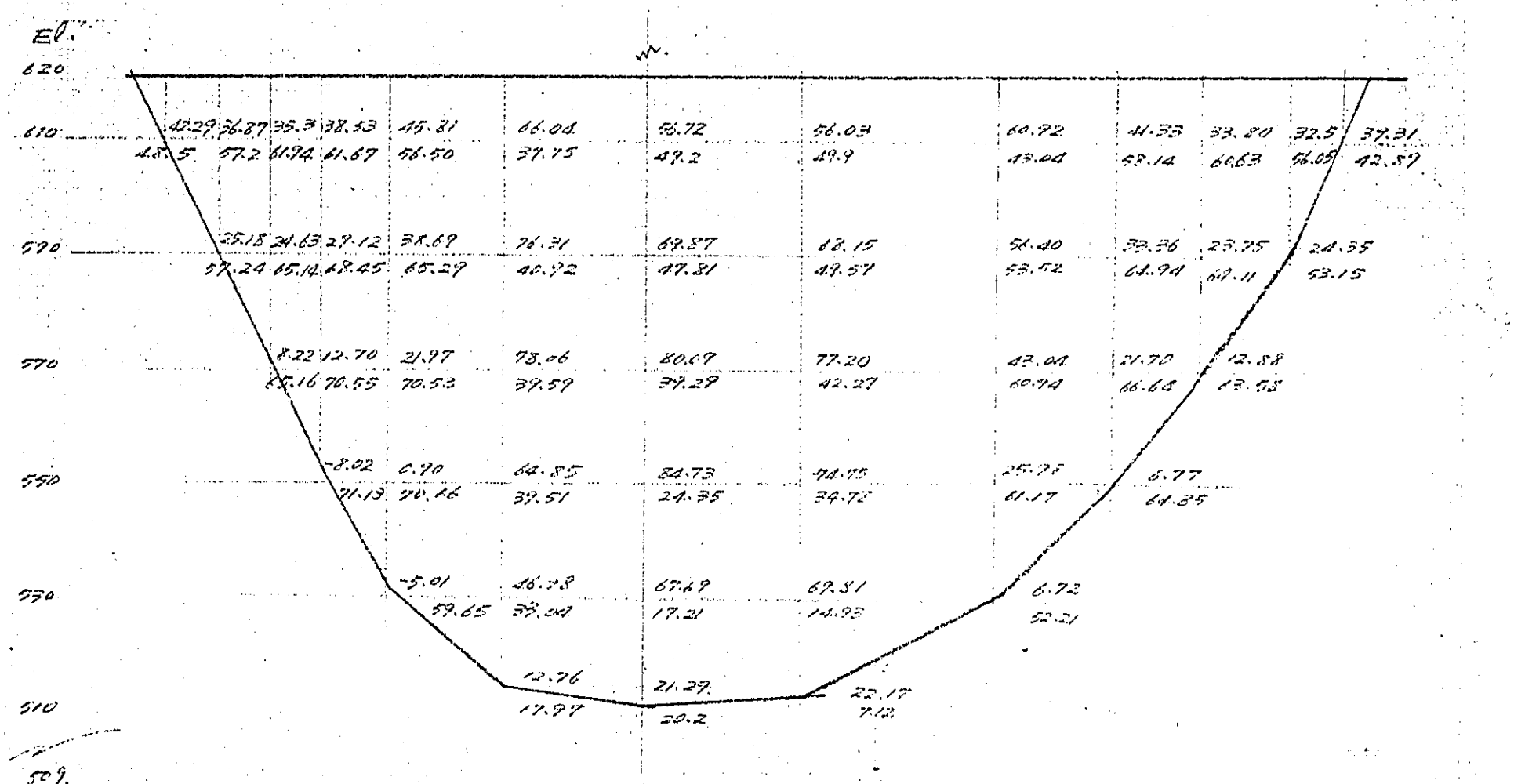
図名	Deflection KE-43-0(T)	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図				
研究名		研究室		写図				

建設省土木研究所

Wick - Stud

KE - 43-10

上流 / 下流

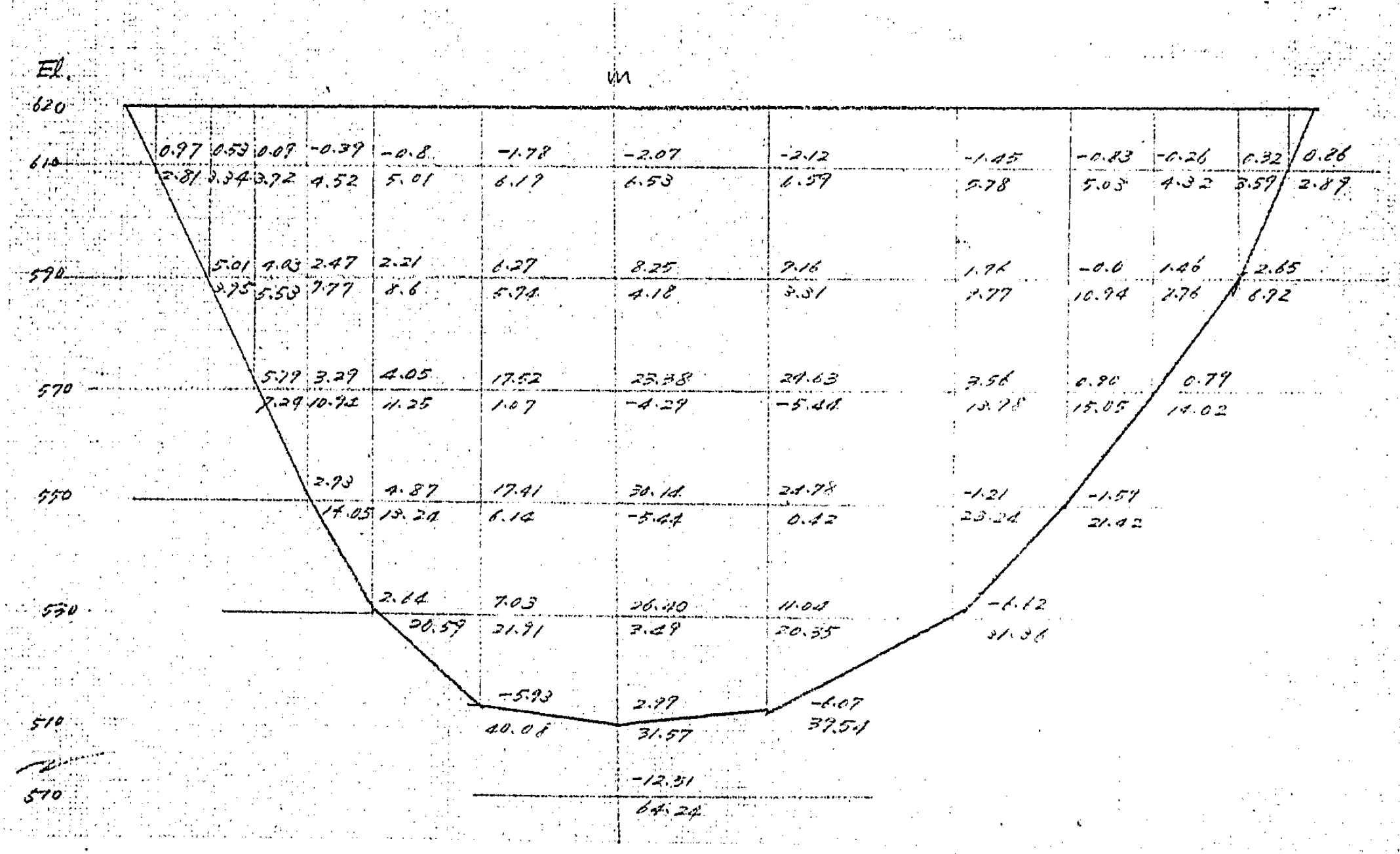


Cantil' Stress.

KE. - 43-10

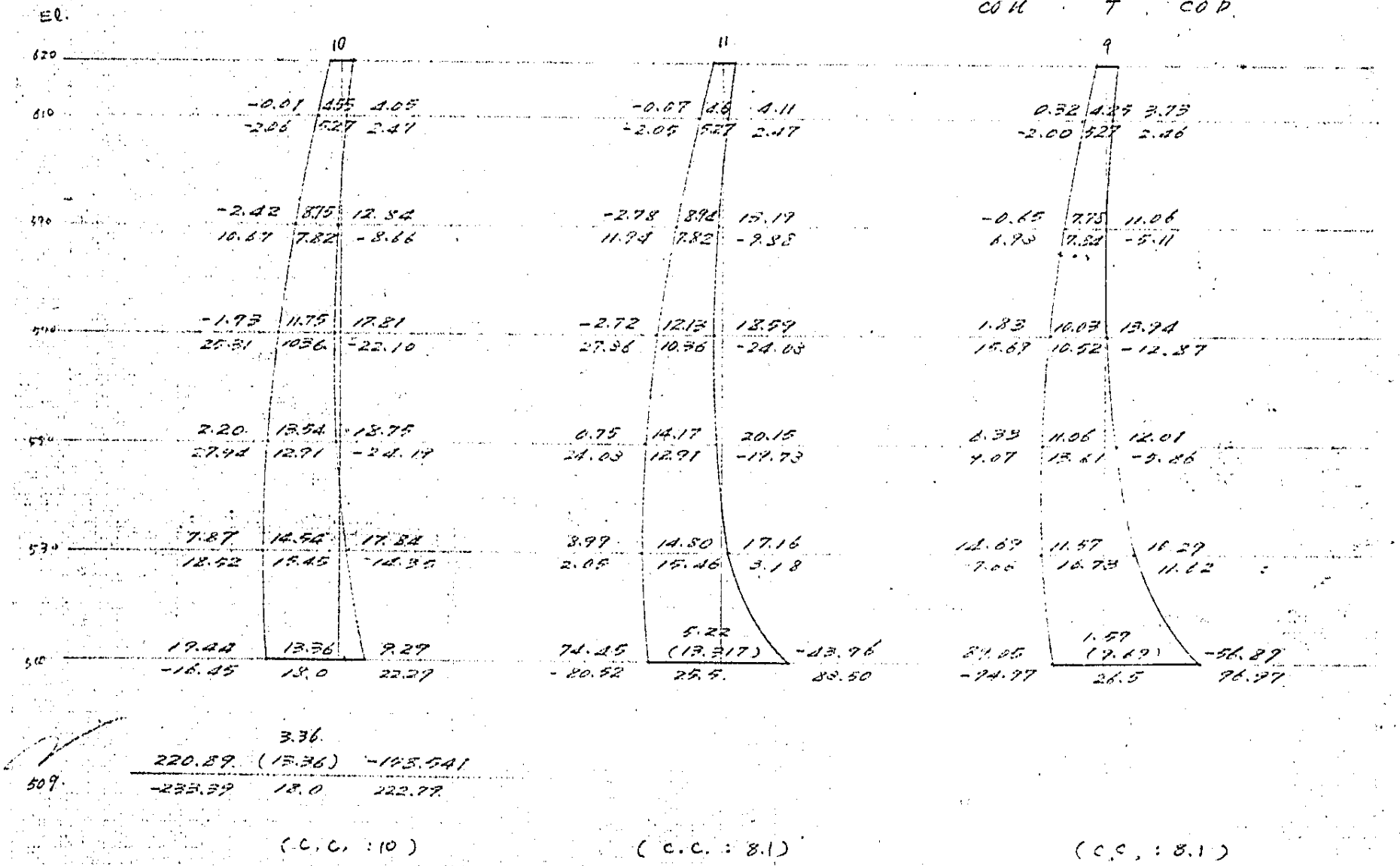
上流

下流



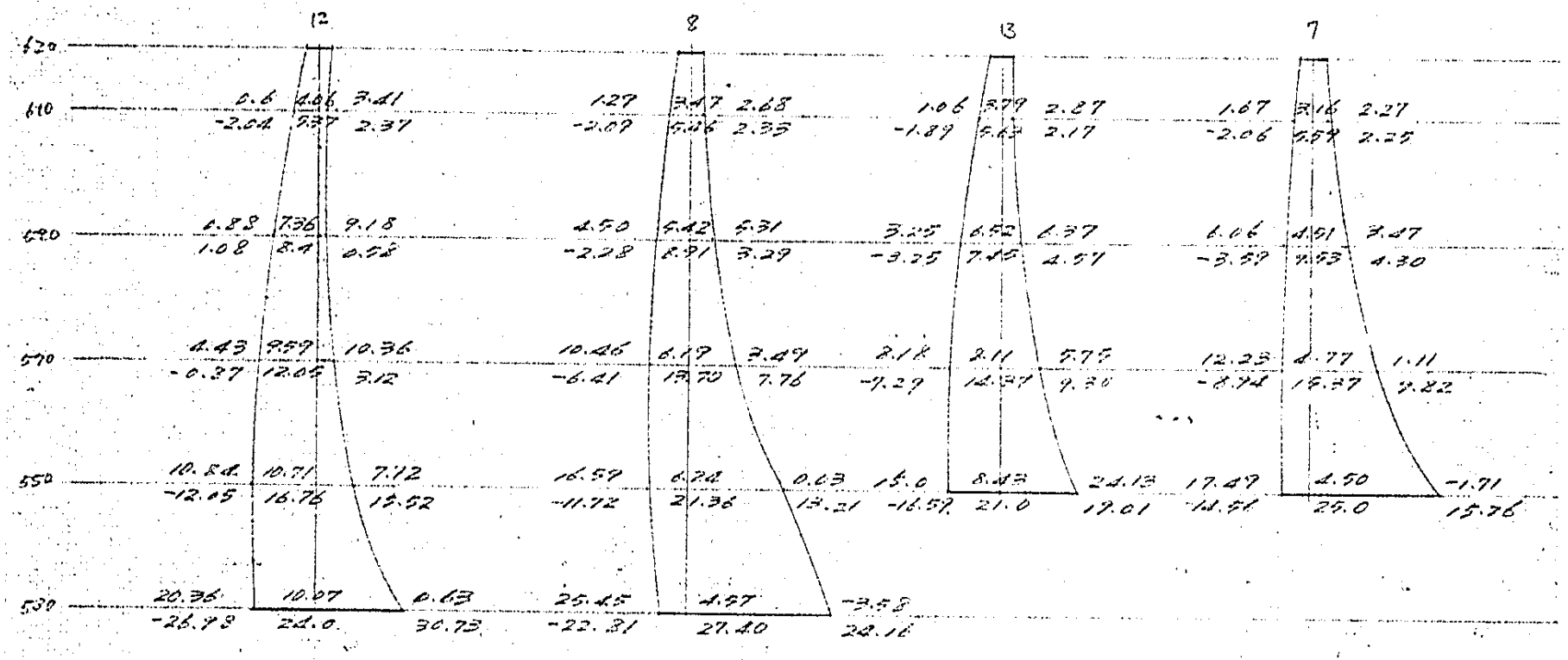
KE 43-10

WOH · X · WOD
COH · T · COD

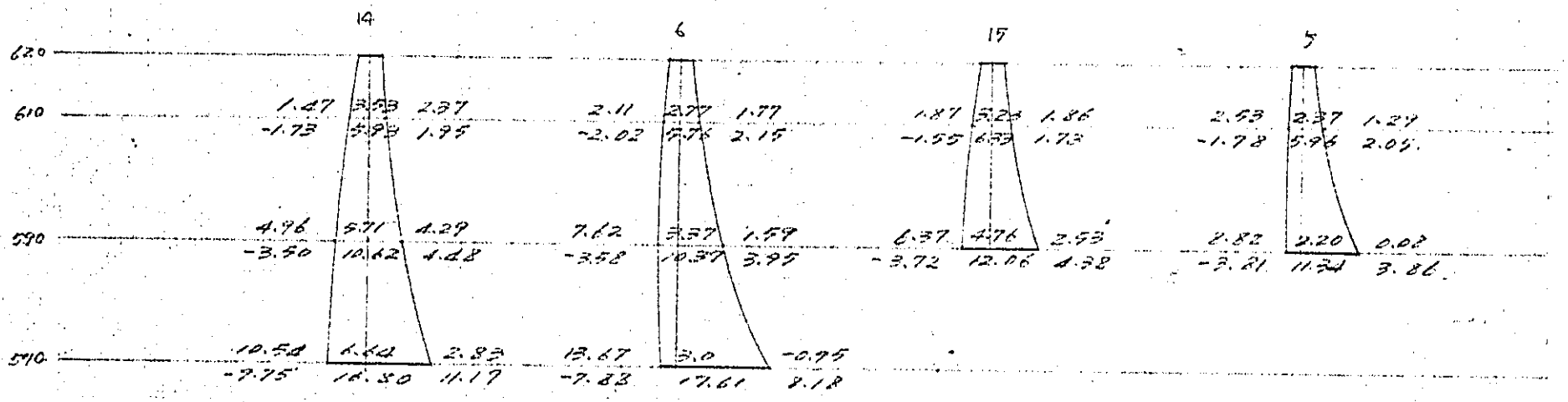


(C.C. : 10) (C.C. : 8.1) (C.C. : 8.1)

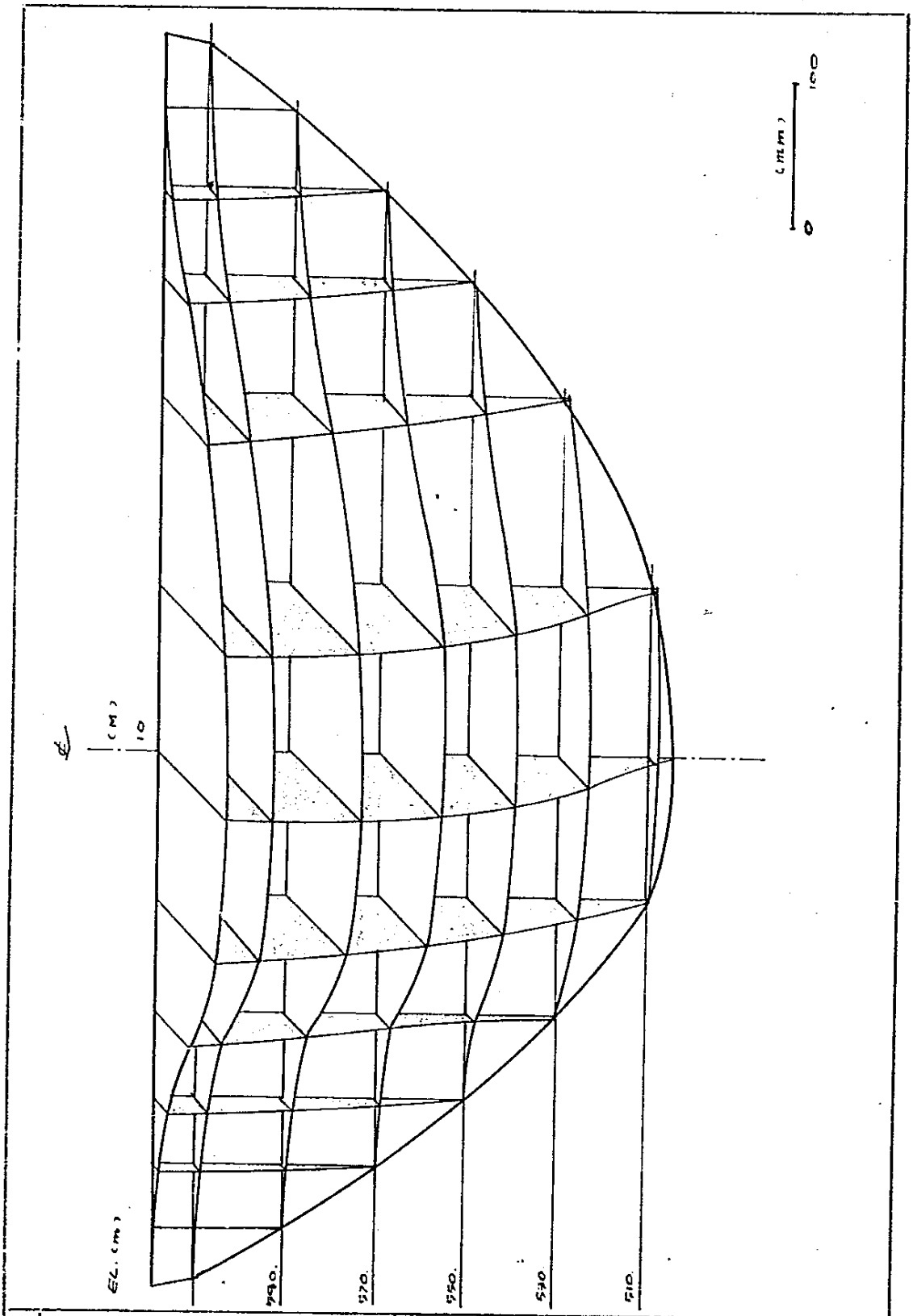
KE +- 43-10


12
8
13
7
620
610
600
570
550
530
0.6 4.06 3.41
-2.04 2.37 2.37
4.85 7.36 9.18
1.08 8.4 0.58
4.43 9.57 10.36
-0.37 12.05 3.12
10.54 10.71 7.12
-12.05 16.76 13.52
20.36 10.07 0.63
-26.78 24.0 30.73
1.27 3.47 2.68
-2.09 5.06 2.33
4.50 6.42 5.31
-2.28 6.91 3.29
10.46 6.17 3.49
-6.41 13.70 7.76
16.57 6.24 0.63
-11.72 21.36 13.21
25.45 4.97 -3.58
-22.31 27.40 20.16
1.06 3.79 2.27
-1.89 5.43 2.17
3.25 6.52 6.37
-3.25 7.45 4.57
2.14 2.11 5.77
-7.29 14.97 9.30
15.0 8.83 24.13
-16.59 21.0 17.01
1.67 3.16 2.27
-2.06 4.57 2.25
6.06 4.91 3.47
-3.59 7.53 4.30
12.25 6.77 1.11
-8.94 18.37 5.82
17.47 4.50 -1.71
-14.54 25.0 15.76

KE 43-10


14
6
15
5
620
610
590
570
1.47 3.53 2.37
-1.73 5.93 1.95
2.11 2.77 1.77
-2.02 5.76 2.15
1.87 5.24 1.86
-1.55 6.33 1.73
2.53 2.37 1.27
-1.78 5.96 2.05
4.96 5.71 4.29
-3.50 10.62 4.48
7.62 5.37 1.57
-3.58 10.37 5.95
6.37 4.76 2.53
-3.72 12.06 4.38
2.82 2.20 0.02
-3.81 11.24 3.86
10.58 6.42 2.83
-7.75 16.50 11.17
13.67 3.0 -0.75
-7.83 17.61 8.18

No.



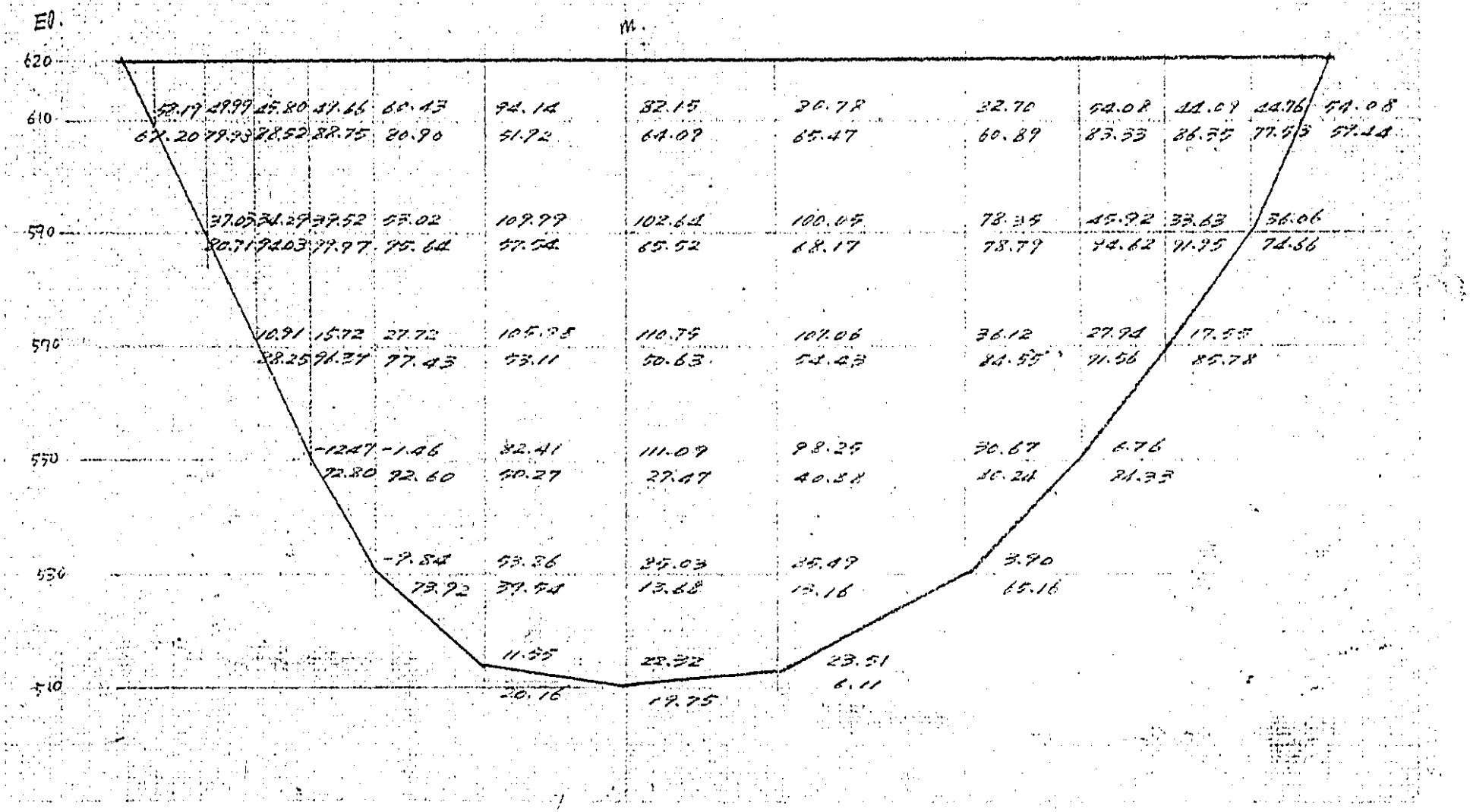
図名	Deflection KE-43-10	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図				
研究名		研究室		写図				

建設省土木研究所

Arch Stress

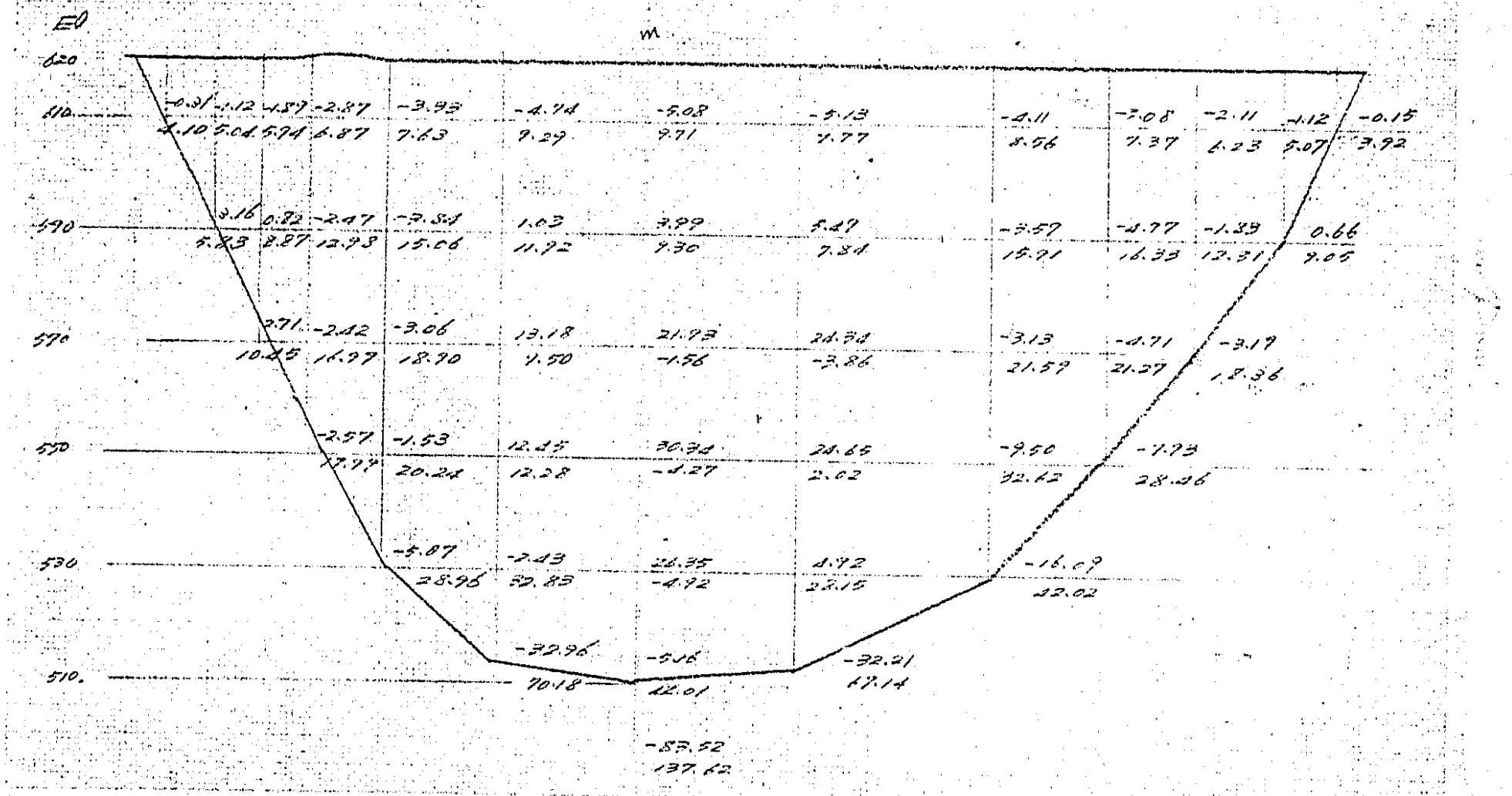
KE-43-10 (T)

t/T : 引張



Canti' Stress.

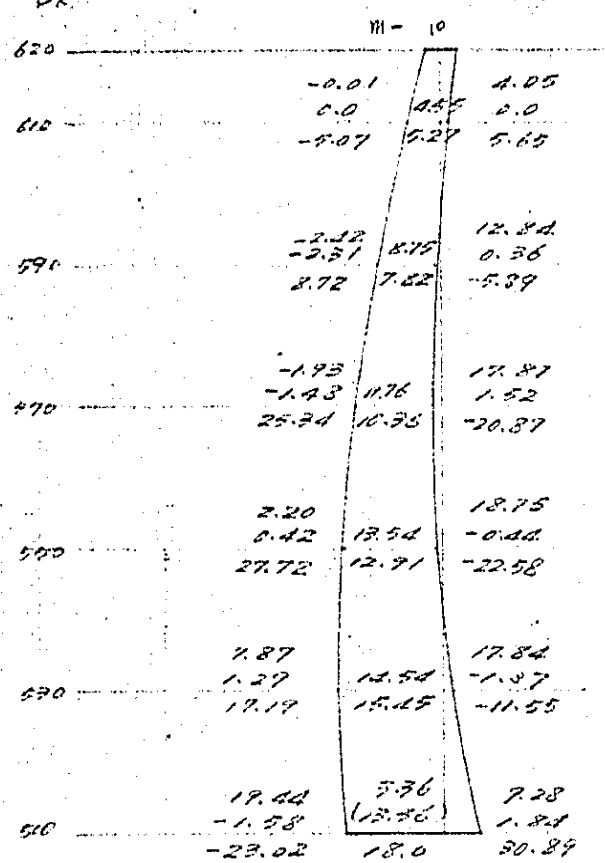
KE - 43-10 (T)



KE 23-10 (T)

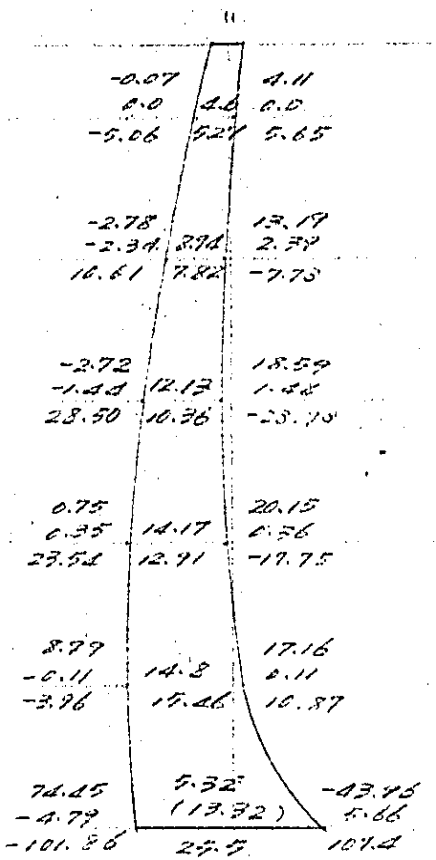
WOH		WOD
TOH	· X ·	TOD
COH	· T ·	COD

El.

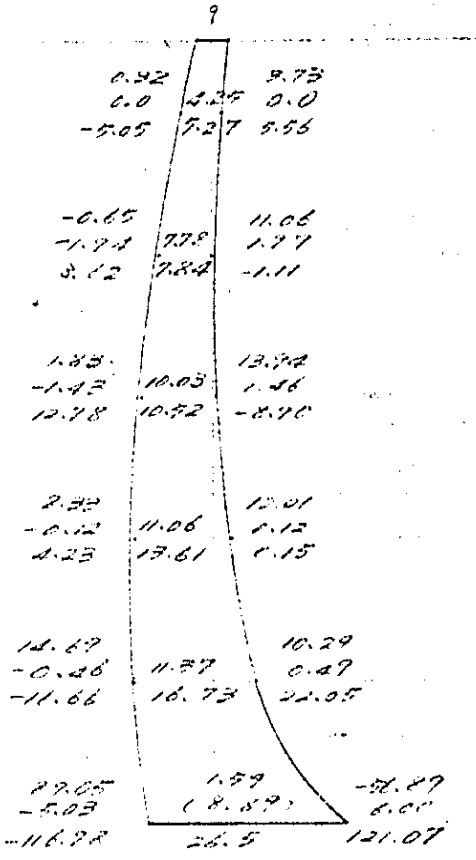


	220.89	5.36	-158.54
	-11.83	(13.36)	12.72
50?	-292.58	18.0	283.37

(C.C. : 10.0)



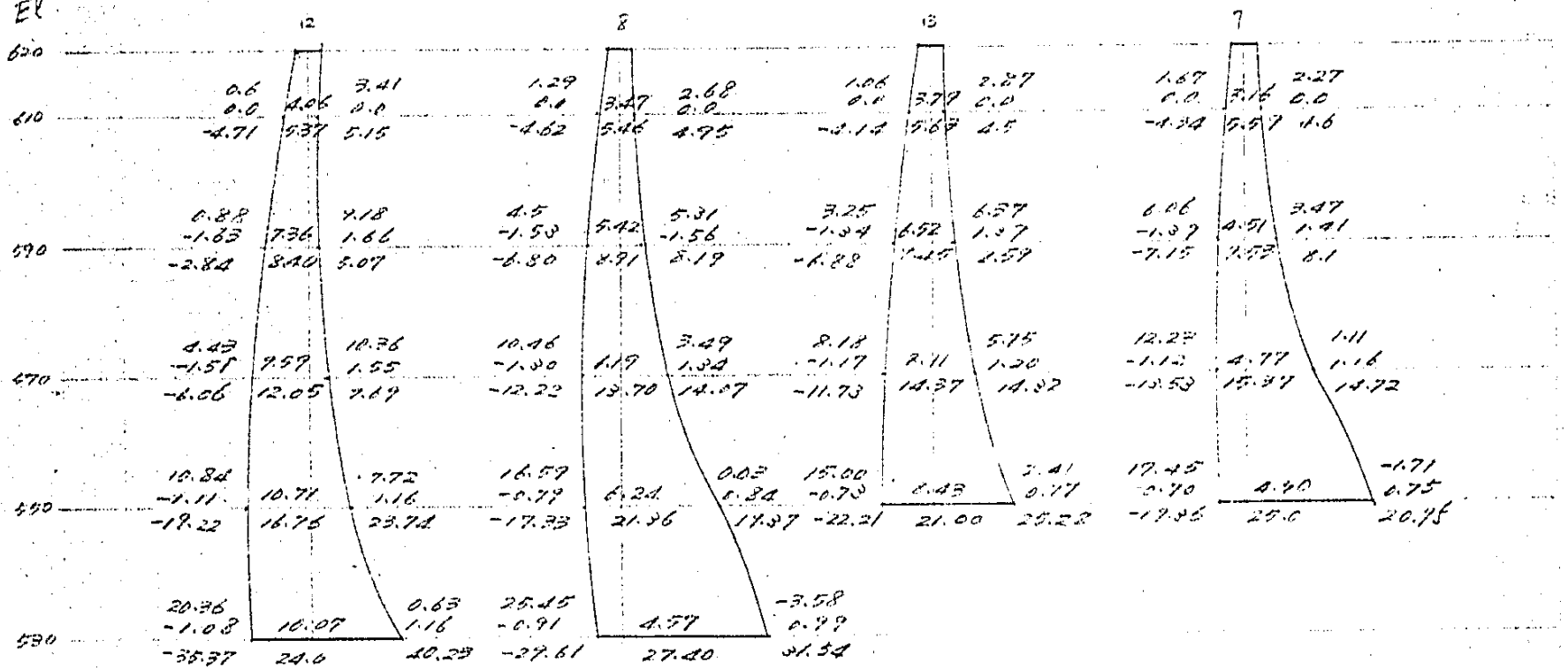
(C.C. : 8.1)



(C.C. : 8.1)

KE-43-10 (T)

WOU · X · WOD
TOU · T · TOD
COU · COD



KE : 43.10 (T)

WOU TOU COU X WOD TOD COD

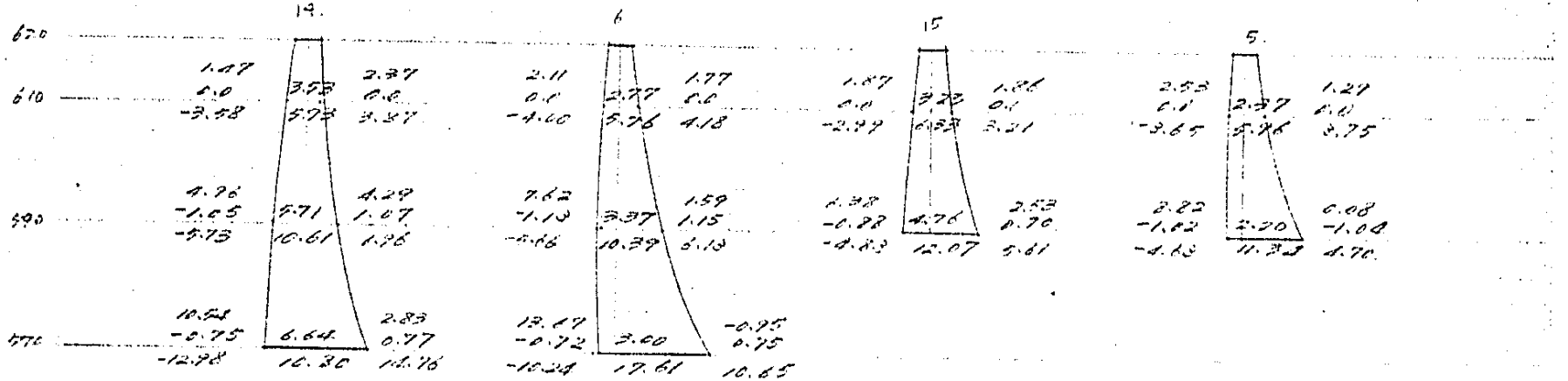
El

620

610

590

570



KE · 43-10 (T)

El.

M - 10

El.			
620	-0.01	4.05	
	0.0	4.45 6.0	
610	-4.07	5.27 5.65	
	-2.42	12.84	
590	-2.31	8.75 0.36	
	8.72	7.82 -5.39	
	-1.93	17.87	
570	-1.43	11.76 1.52	
	25.24	10.36 -20.87	
	2.20	18.75	
550	0.42	13.54 -0.44	
	27.72	12.91 -22.58	
	2.87	17.84	
530	1.27	14.54 -1.37	
	17.19	15.45 -11.55	
	19.44	5.36 7.28	
510	-1.58	(13.36) 1.84	
	-23.02	18.0 30.89	
	220.89	5.36 -152.54	
507	-11.83	(13.36) 12.72	
	-292.58	18.0 283.37	

(C.C. : 10.0)

11

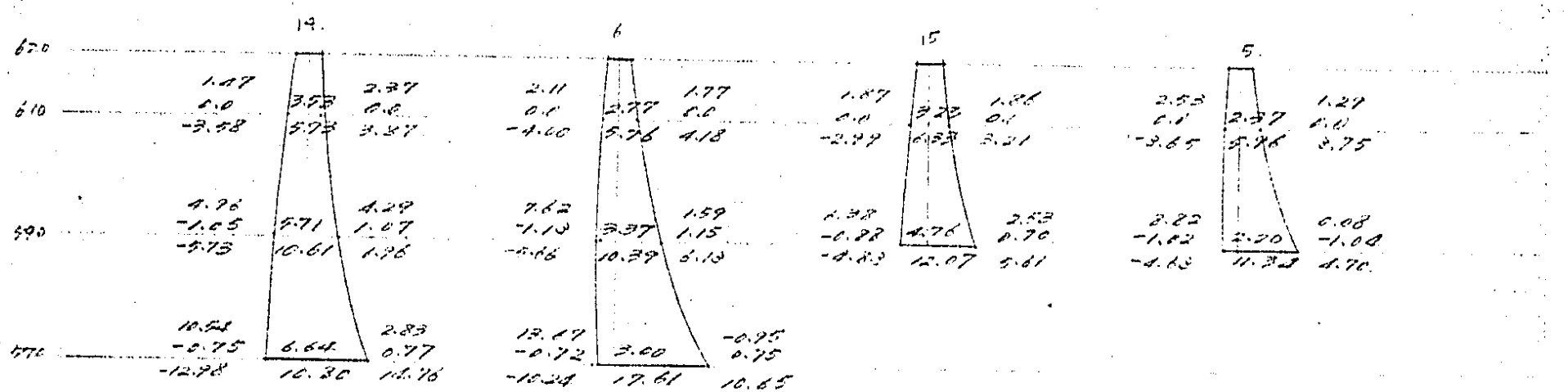
El.			
	-0.07	4.11	
	0.0	4.0 6.0	
	-5.06	5.27 5.65	
	-2.78	13.17	
	-2.34	8.74 2.37	
	10.61	7.82 -7.73	
	-2.72	18.59	
	-1.44	12.13 1.42	
	28.50	10.36 -23.18	
	0.75	20.15	
	0.35	14.17 0.56	
	23.52	12.91 -17.75	
	8.77	17.16	
	-0.11	14.3 0.11	
	-3.96	15.46 10.87	
	74.45	5.32 -43.46	
	-4.79	(13.32) 5.66	
	-101.56	25.5 104.4	

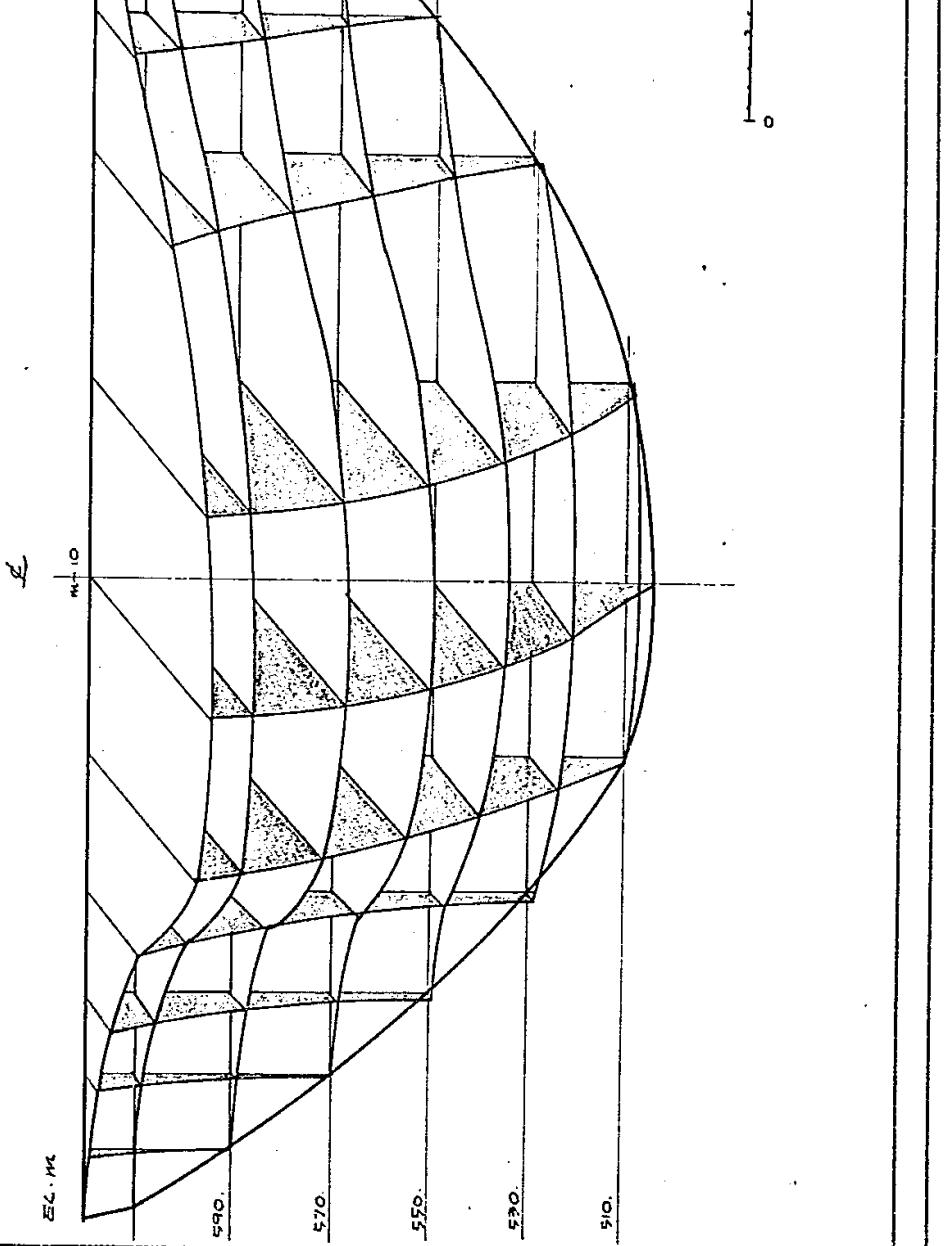
(C.C. : 8.1)

KE :- 43.10 (T)

WOU TOU COU X WOD TOD COD

El





図名	Deflection KE-43-10(T)	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図				
研究名		研究室		写図				

建設省土木研究所

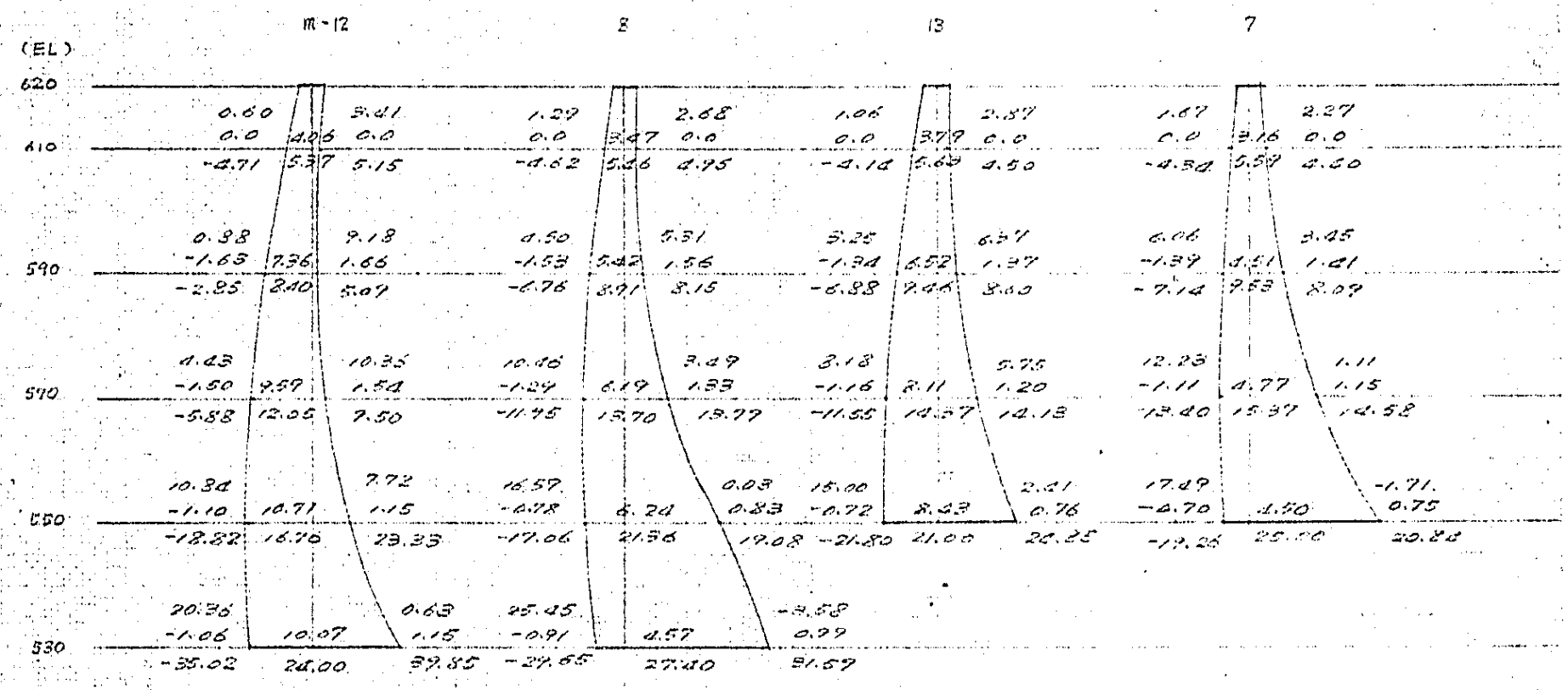
KE : 43-115 (T)

WOU		WOD
TOU	X	TOD
COU	T	COD

(EL)	m-10			11			9		
620.									
	-0.01		4.05	-0.07		4.11	0.32		3.73
610.	0.00	4.55	0.00	0.0	4.6	0.0	0.0	4.25	0.0
	-5.07	5.3	5.65	-5.06	5.27	5.65	-5.65	5.27	5.56
	-2.42		12.84	-2.78		12.19	-0.65		11.06
590.	-2.30	8.75	2.34	-2.33	2.94	2.38	-1.94	7.78	1.97
	9.11	7.82	-6.27	10.91	7.82	-8.05	3.79	7.84	-1.28
	-1.93		17.61	-2.72		18.59	1.83		13.94
570.	-1.39	11.75	1.03	-1.36	12.13	1.41	-1.39	10.03	1.42
	27.79	10.36	-23.42	30.45	10.36	-25.75	14.06	10.52	-10.21
	2.20		15.75	0.75		20.15	8.53		12.01
550.	0.68	13.64	-0.71	0.59	14.17	-0.61	0.64	11.06	-0.04
	34.23	12.71	-27.38	29.67	12.71	-24.17	8.86	13.01	-4.65
	7.87		17.84	8.99		17.16	10.69		10.27
530.	1.71	14.64	-1.32	0.48	14.80	-0.51	0.0	11.57	0.0
	27.72	15.45	-22.78	11.00	15.46	-6.82	-3.64	10.78	8.32
	19.44		9.28	122.70		-87.80	102.91		-106.10
510.	-1.06	13.36	1.24	-5.22	(13.82)	6.03	-5.38	(10.19)	6.28
	-9.44	15.00	15.06	-120.10	25.50	115.11	-136.39	26.5	127.77
	367.21		-291.50						
509	-13.44	(13.86)	14.34						
	-351.20	18.00	326.11						

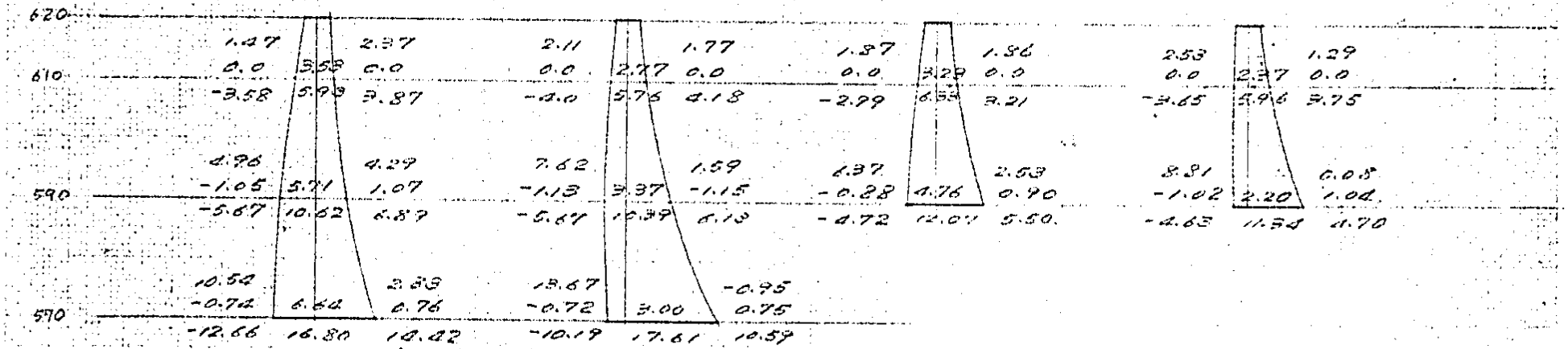
KE-43-11F (T)

WOU / TOU / COU × WOD / TOD / COD = T

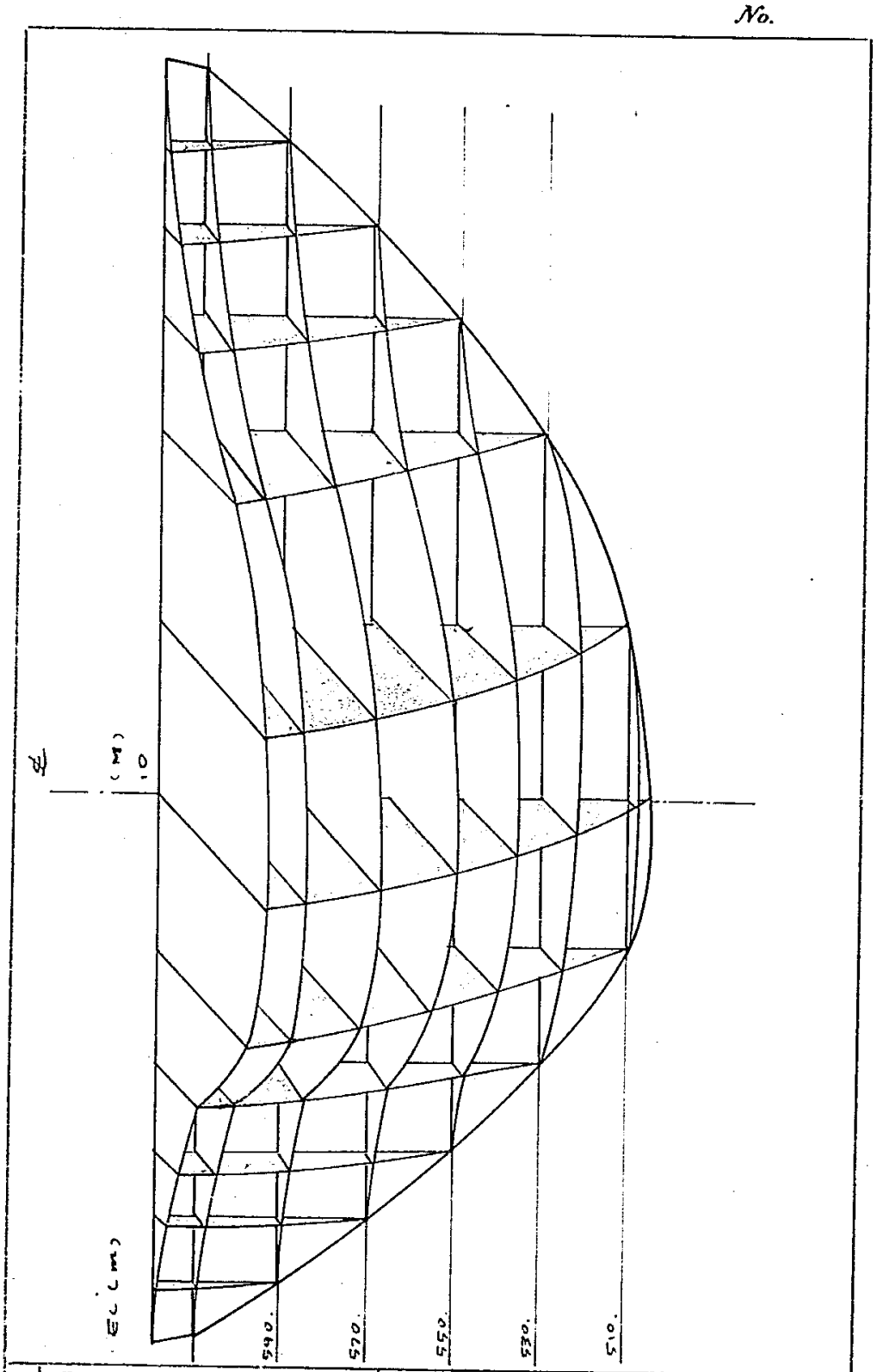


KE-43-11.5(T)

WOU		WOD
TOU	X	TOD
COU	T	COD



No.

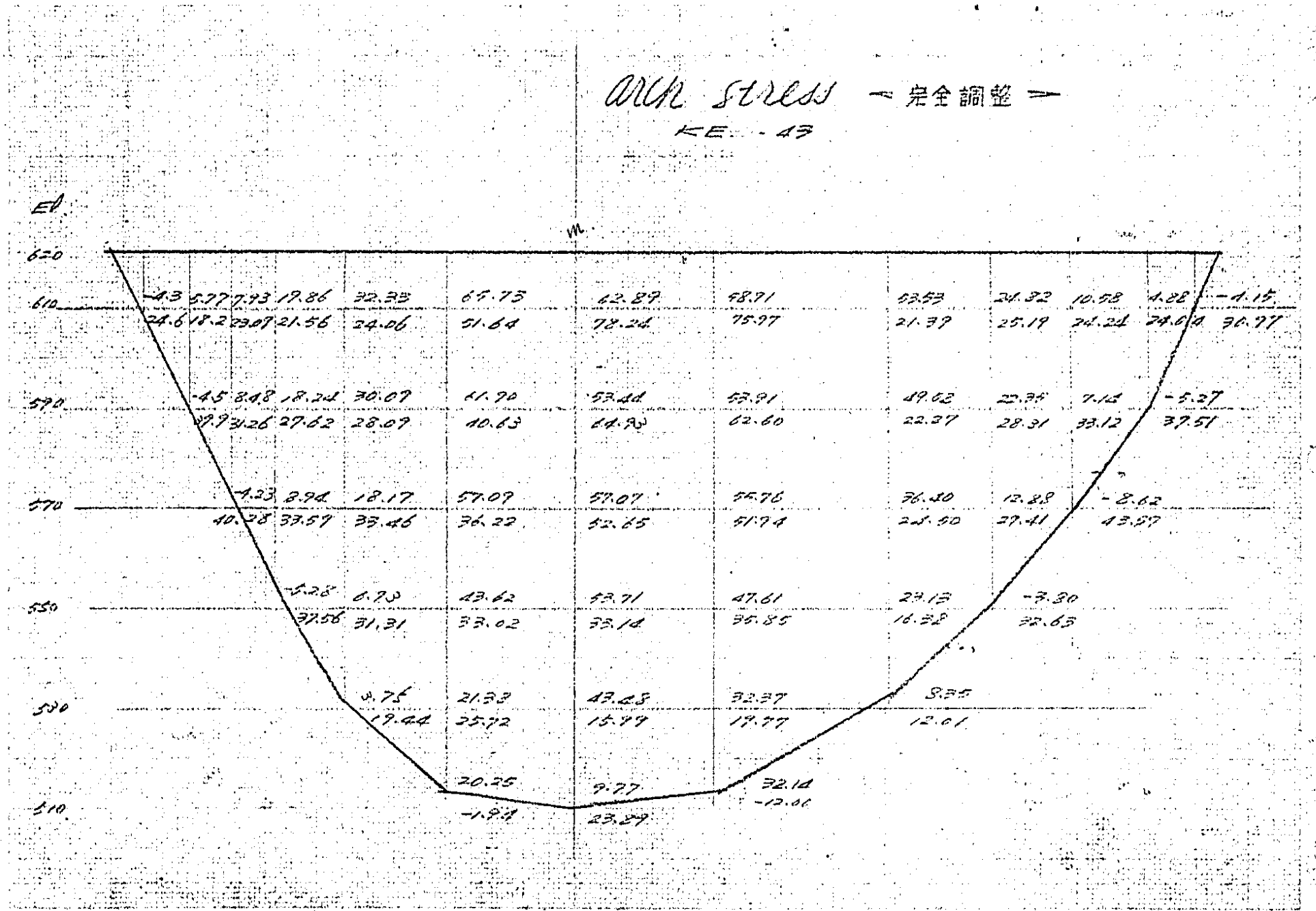


図名	Deflection KE-43-11.5(T)	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図			/	
研究名		研究室		写図				

建設省土木研究所

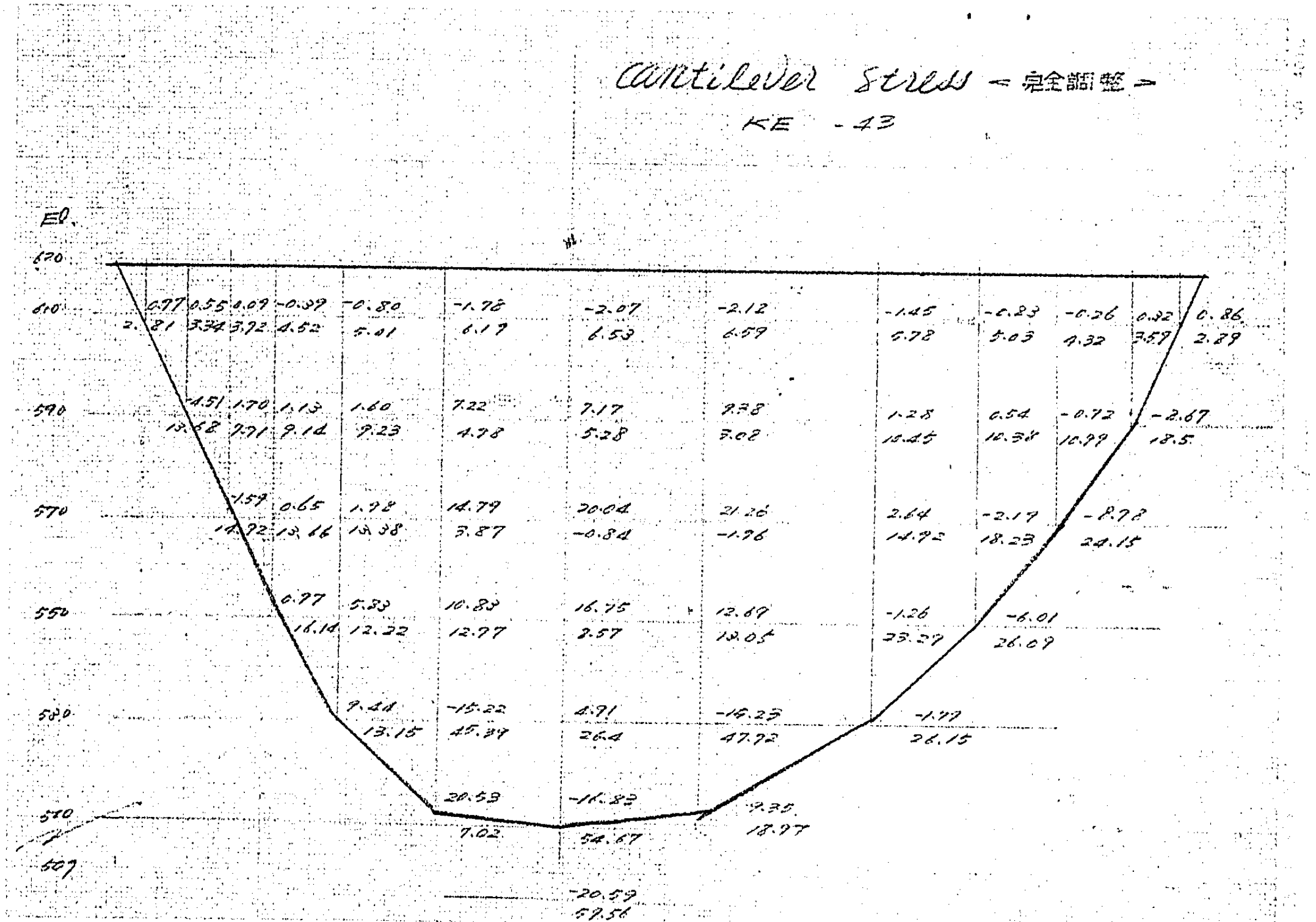
AIR STRESS ― 完全調整 ―

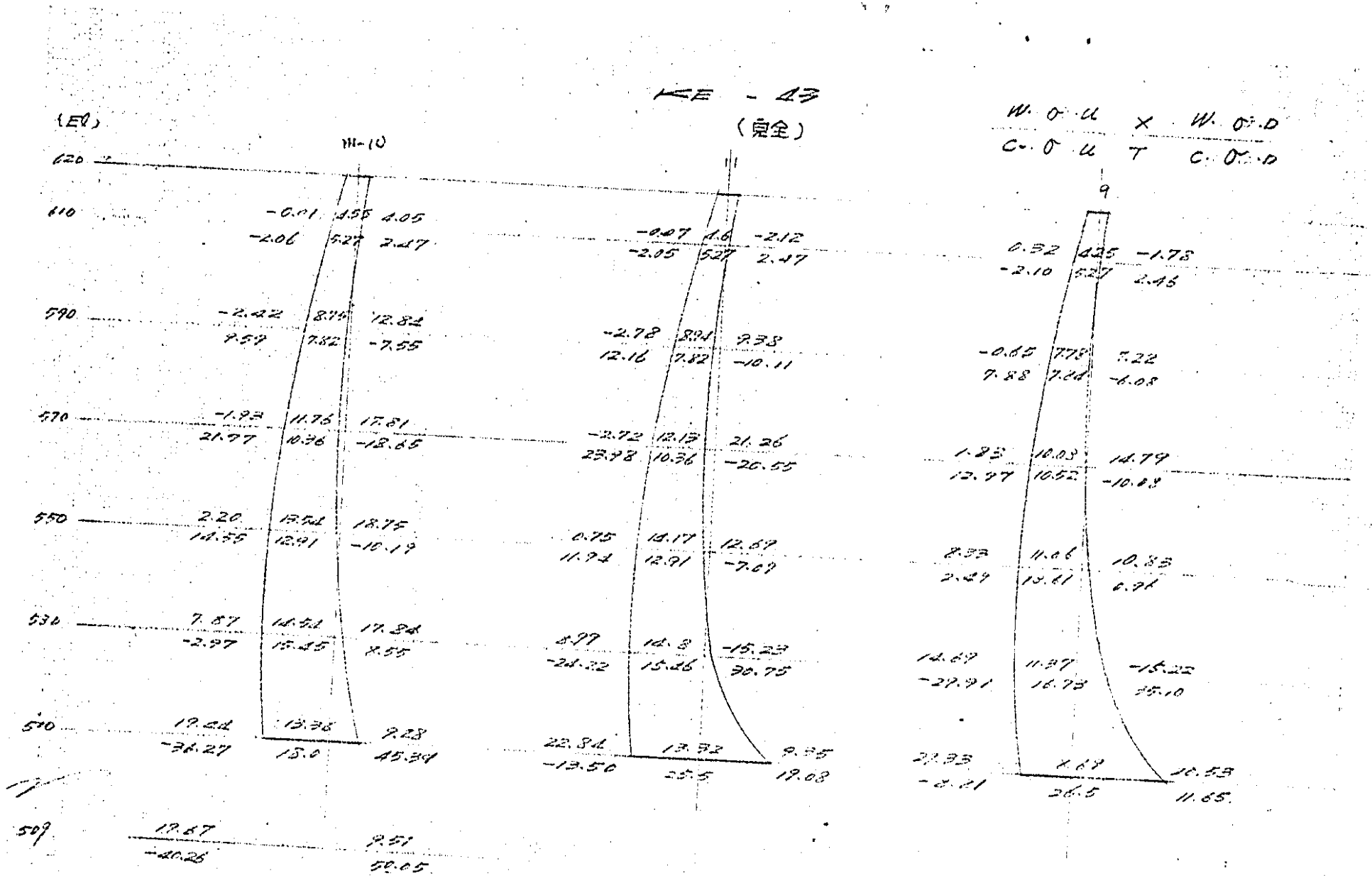
KE. - 43



Cantilever Stress — 完全調整 —

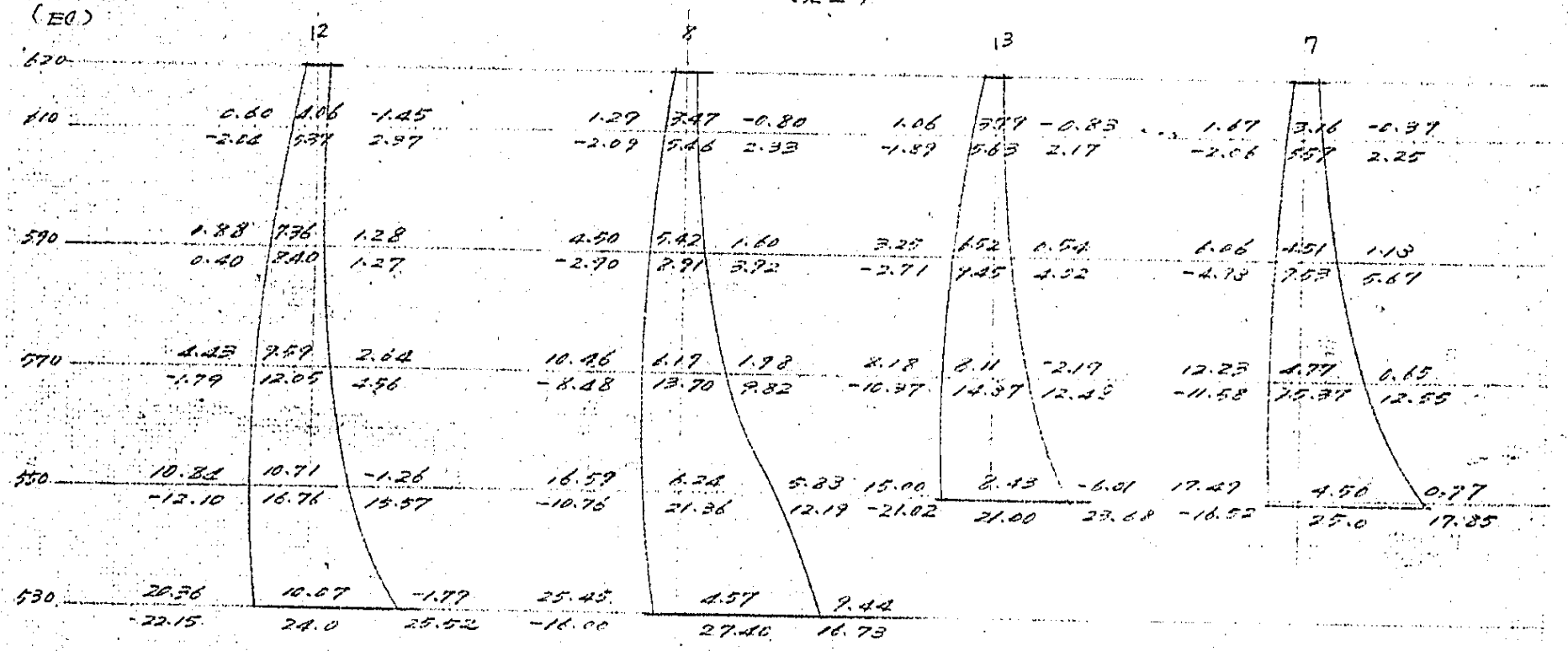
KE -43



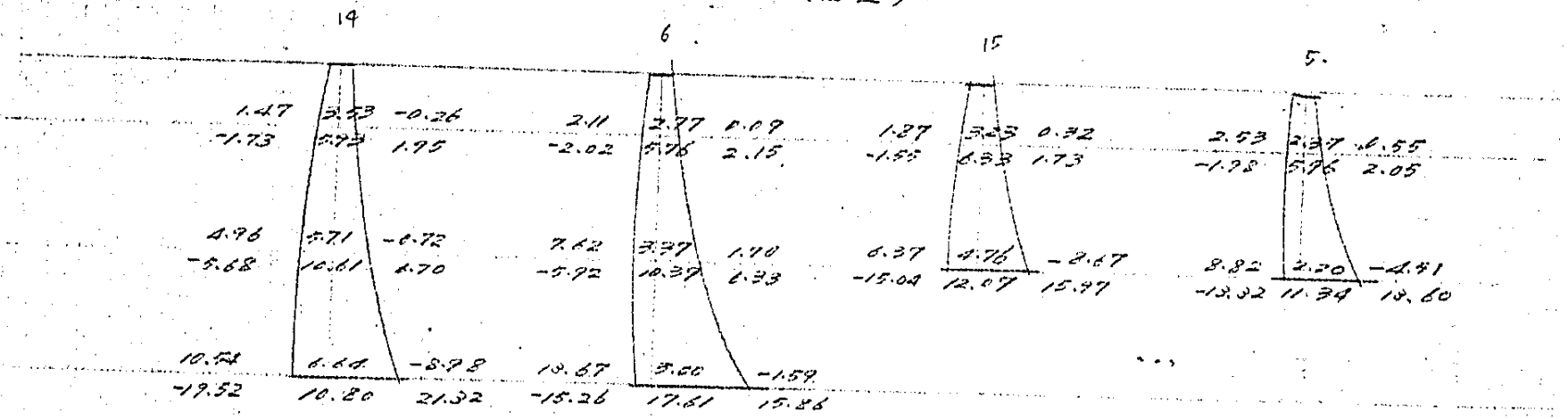

KE - 43
(EQ)
(良全)
W. O. U × W. O. D
C. O. U T C. O. D
620
610
590
570
550
530
510
509
-0.01 4.56 4.05
-2.06 5.27 2.47
-2.42 8.19 12.84
9.59 7.82 -7.55
-1.93 11.76 17.81
21.77 10.36 -18.65
2.20 13.54 18.75
14.55 12.91 -10.19
7.87 14.52 17.84
-2.97 15.45 4.55
17.44 13.36 2.28
-36.27 15.0 45.34
17.67 9.51
-20.26 50.05
-0.07 4.6 -2.12
-2.05 5.27 2.47
-2.78 8.91 2.38
12.16 7.82 -10.11
-2.72 12.13 21.26
23.98 10.36 -20.55
0.75 13.17 12.67
11.74 12.91 -7.69
8.97 14.8 -15.23
-24.32 15.26 30.75
22.84 13.92 9.95
-13.50 25.5 12.03
0.52 4.25 -1.78
-2.10 5.27 2.46
-0.65 7.75 7.22
7.88 7.82 -6.08
1.85 10.03 14.79
13.77 10.52 -10.89
8.33 11.66 10.33
2.69 13.61 6.94
14.69 11.37 -15.22
-27.91 16.73 35.10
21.33 8.69 10.53
-2.21 26.5 11.65

KE - 43

(完全)

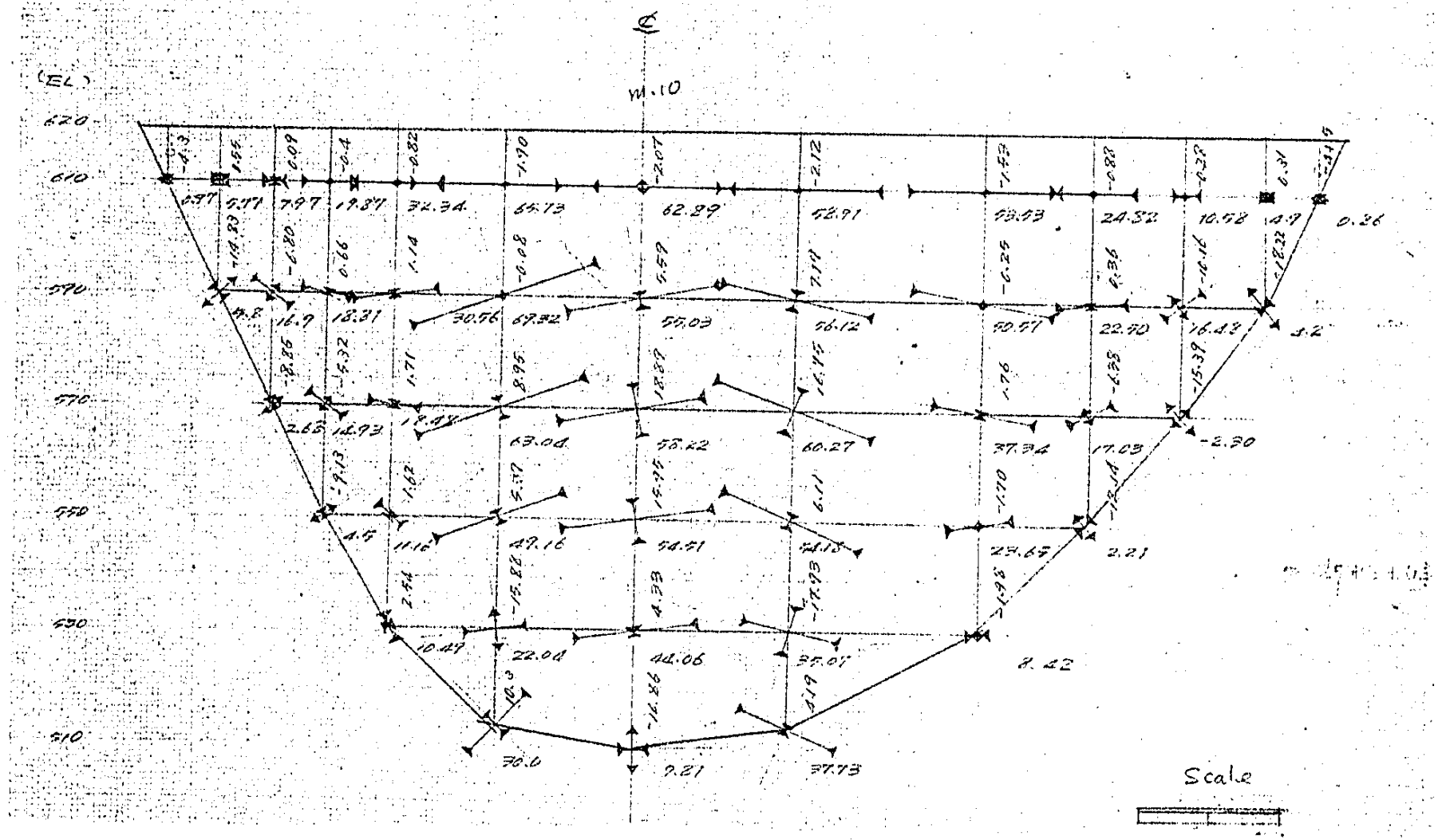

(EQ)
12
8
13
7
620
610
590
570
550
530
6.60 4.06 -1.45
-2.08 5.37 2.97
1.88 7.36 1.28
0.40 8.40 1.27
4.43 9.59 2.64
-1.79 12.05 4.56
10.84 10.71 -1.26
-12.10 16.76 15.57
20.36 10.07 -1.77
-22.15 24.0 25.52
1.29 7.47 -0.80
-2.09 5.46 2.33
4.50 5.42 1.60
-2.70 2.91 5.72
10.46 6.17 1.78
-8.48 13.70 9.82
16.59 4.24 5.83
-10.76 21.36 12.19
25.45 4.57 2.44
-16.00 27.46 16.78
1.06 5.77 -0.83
-1.89 5.83 2.17
3.25 6.52 0.54
-2.71 7.45 4.02
8.18 0.11 -2.17
-10.37 14.37 12.45
15.00 8.43 -6.01
21.00 23.68 -16.52
1.67 3.16 -0.37
-2.06 5.51 2.25
6.06 -4.51 1.13
-4.73 7.53 5.67
12.23 4.77 0.65
-11.58 25.37 12.55
17.42 4.50 0.77
25.0 17.85

KE 43
(完全)


14
6
15
5
1.47
-1.73
3.43
5.72
-0.26
1.95
2.11
-2.02
2.77
4.76
0.09
2.15
1.27
-1.55
3.43
4.83
0.32
1.73
2.53
-1.98
3.37
5.76
0.55
2.05
4.96
-5.68
5.71
10.61
-0.72
4.70
7.42
-5.92
3.37
10.37
1.10
6.33
6.37
-15.04
4.76
12.07
-2.67
15.97
8.82
-13.32
2.20
11.34
-4.91
18.60
10.58
-19.52
6.64
10.80
-8.98
21.32
13.67
-15.26
3.60
17.61
-1.59
15.86

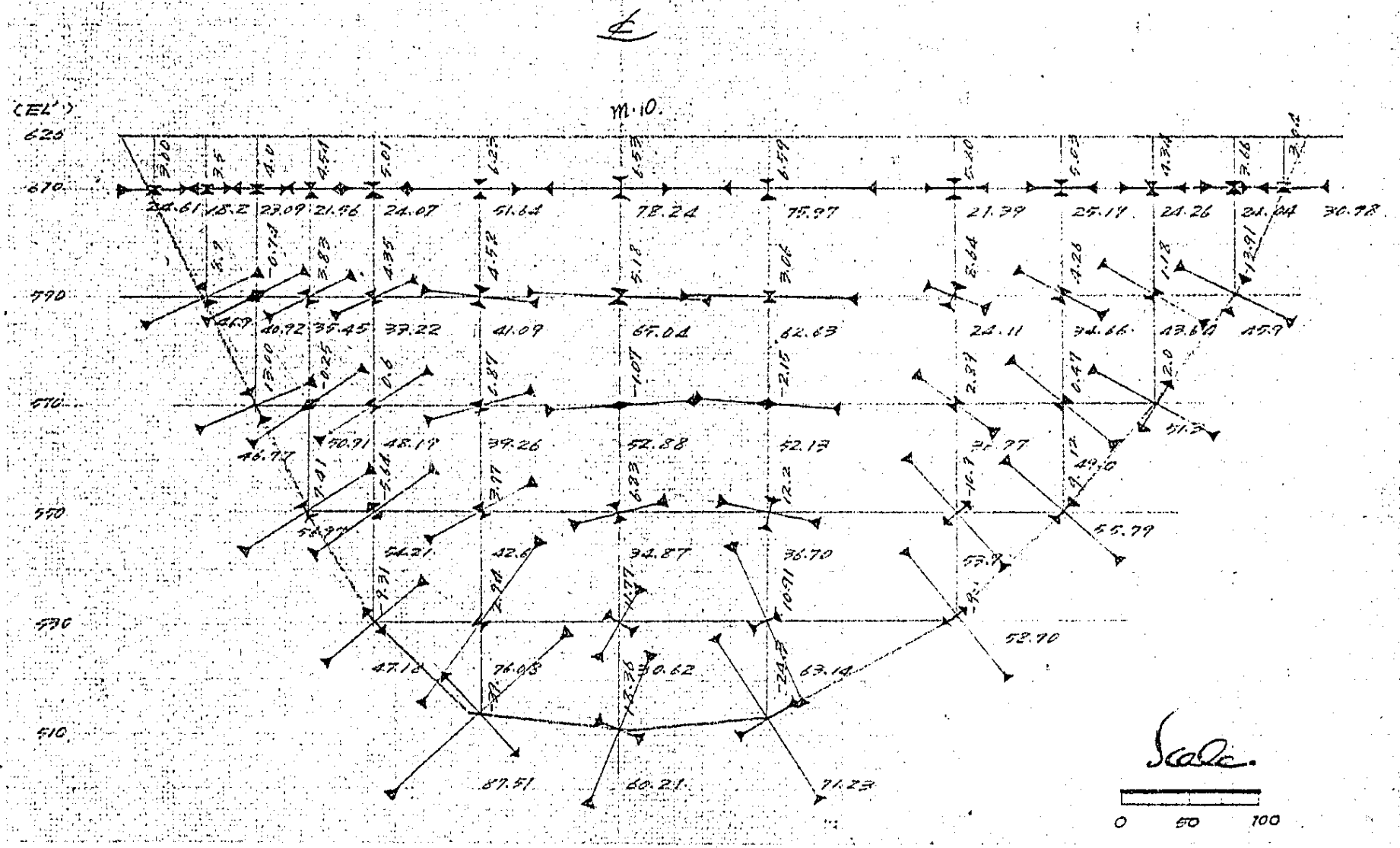
KE-13

・主応力図・

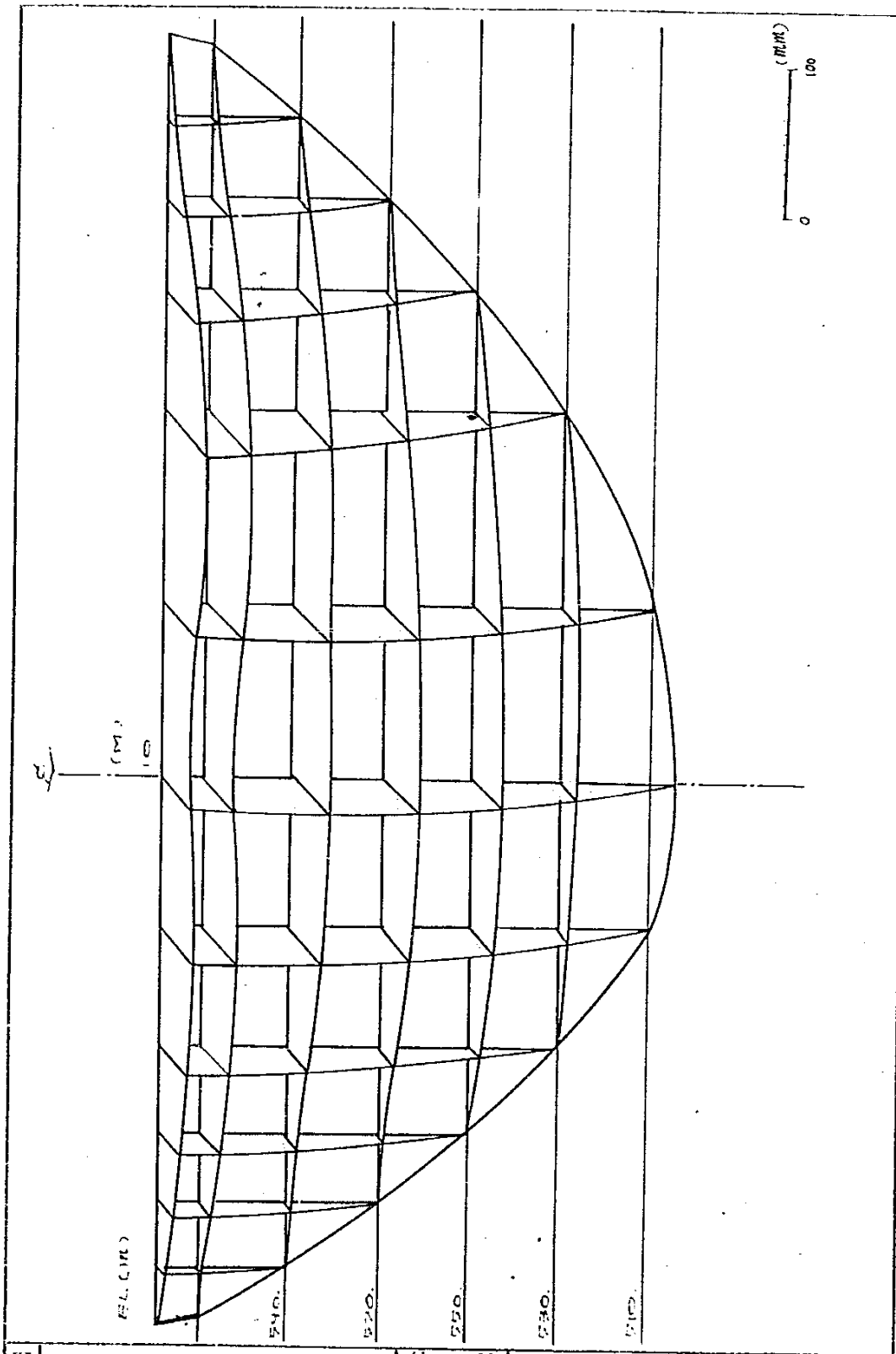


KE-43

・主応力図・ 下流



No.



図名	Deflection KE-43 (等重荷荷)	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図				
研究名		研究室		写図				

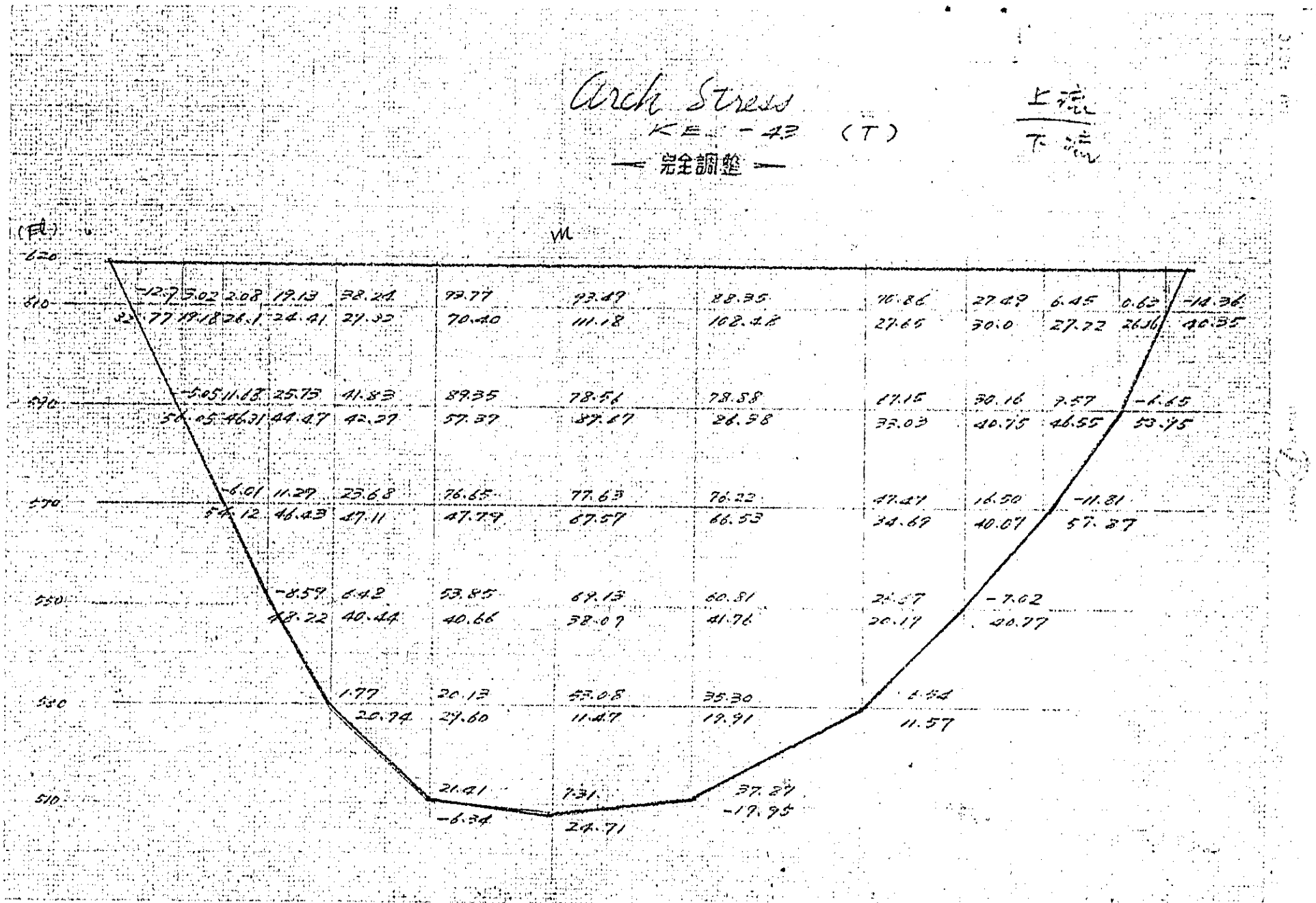
建設省土木研究所

Arch Stress

KE. -42 (T)

— 完全調整 —

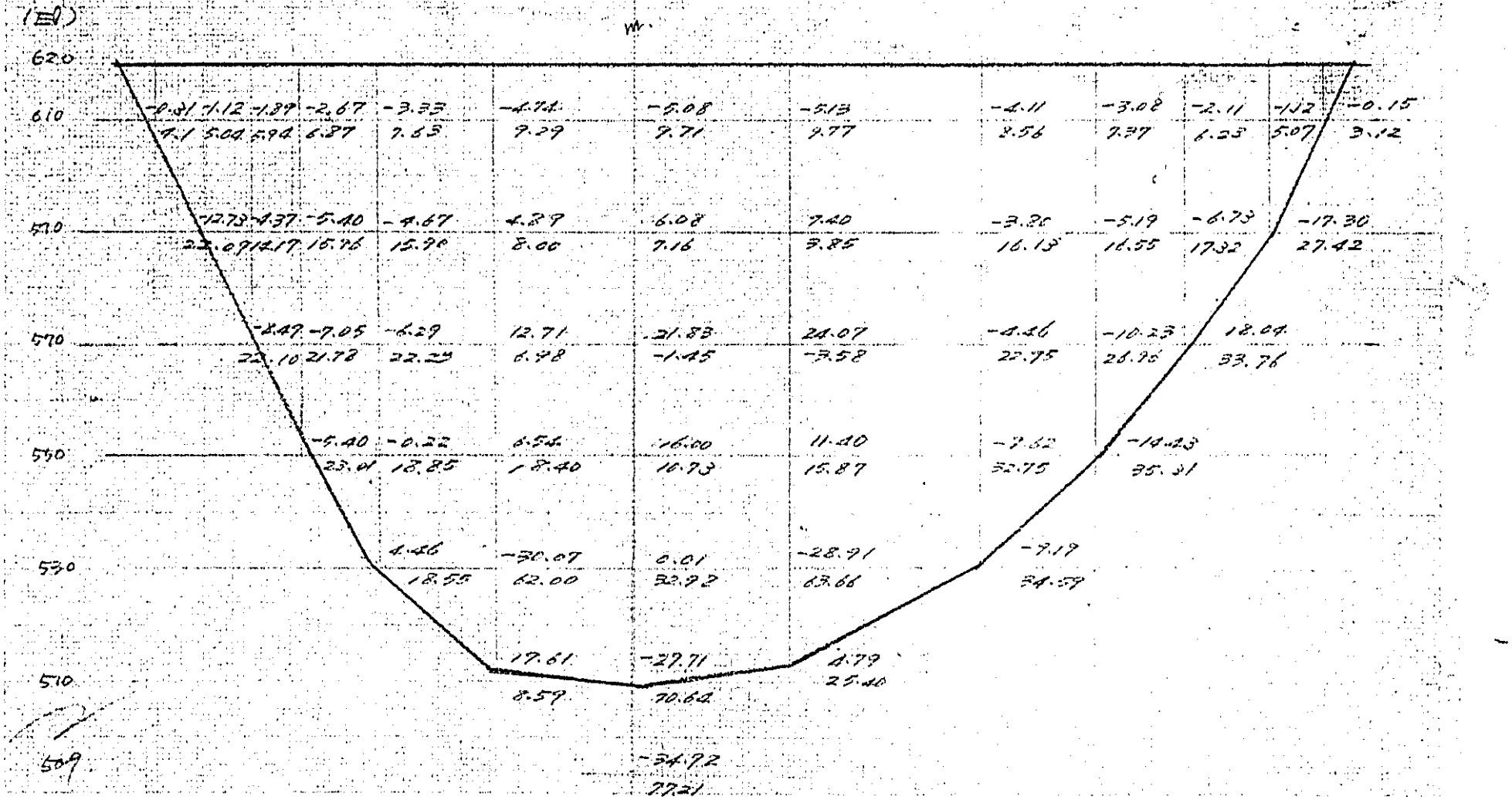
上流 / 下流

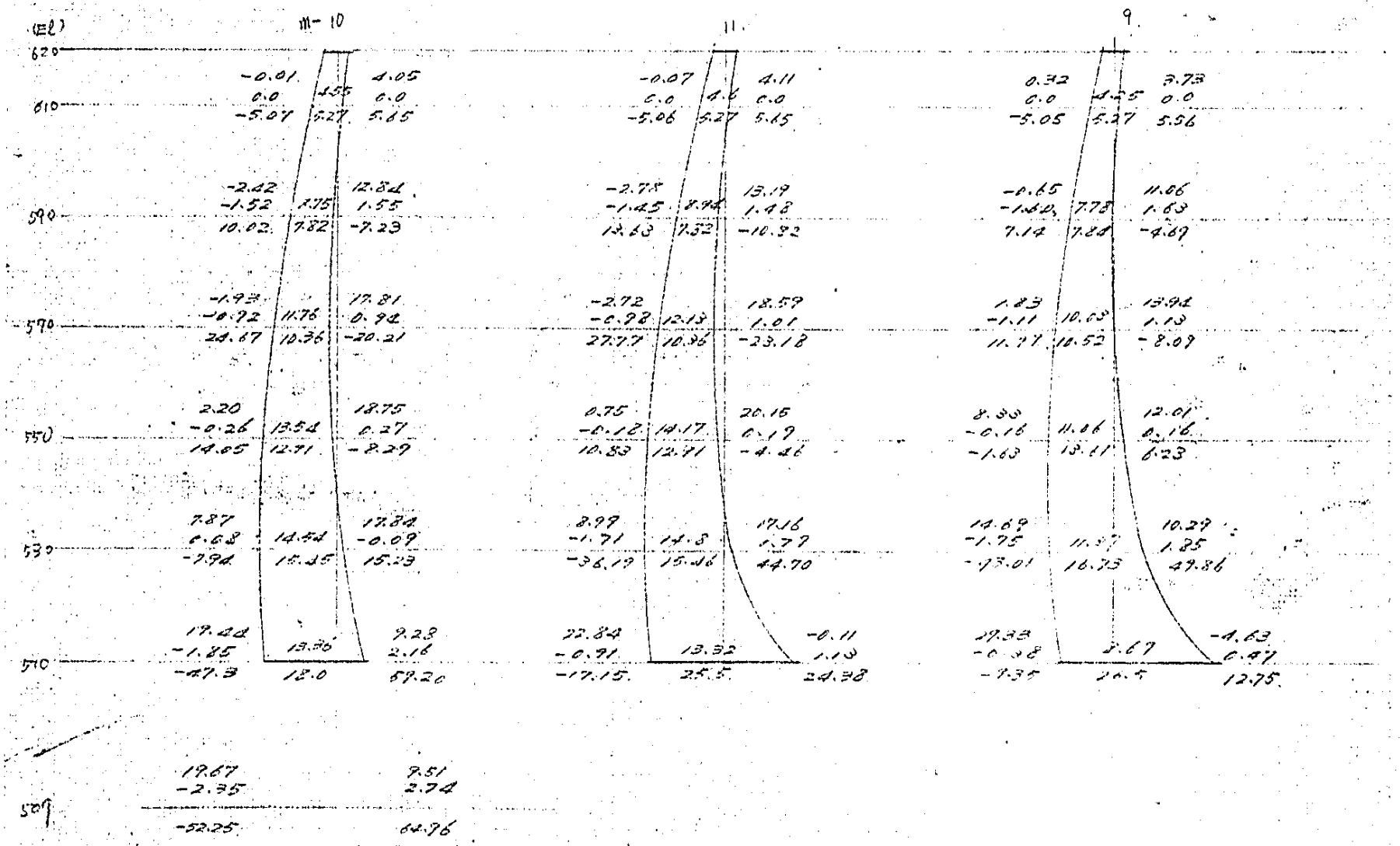


Cantilever Stress

KE-43 (T)

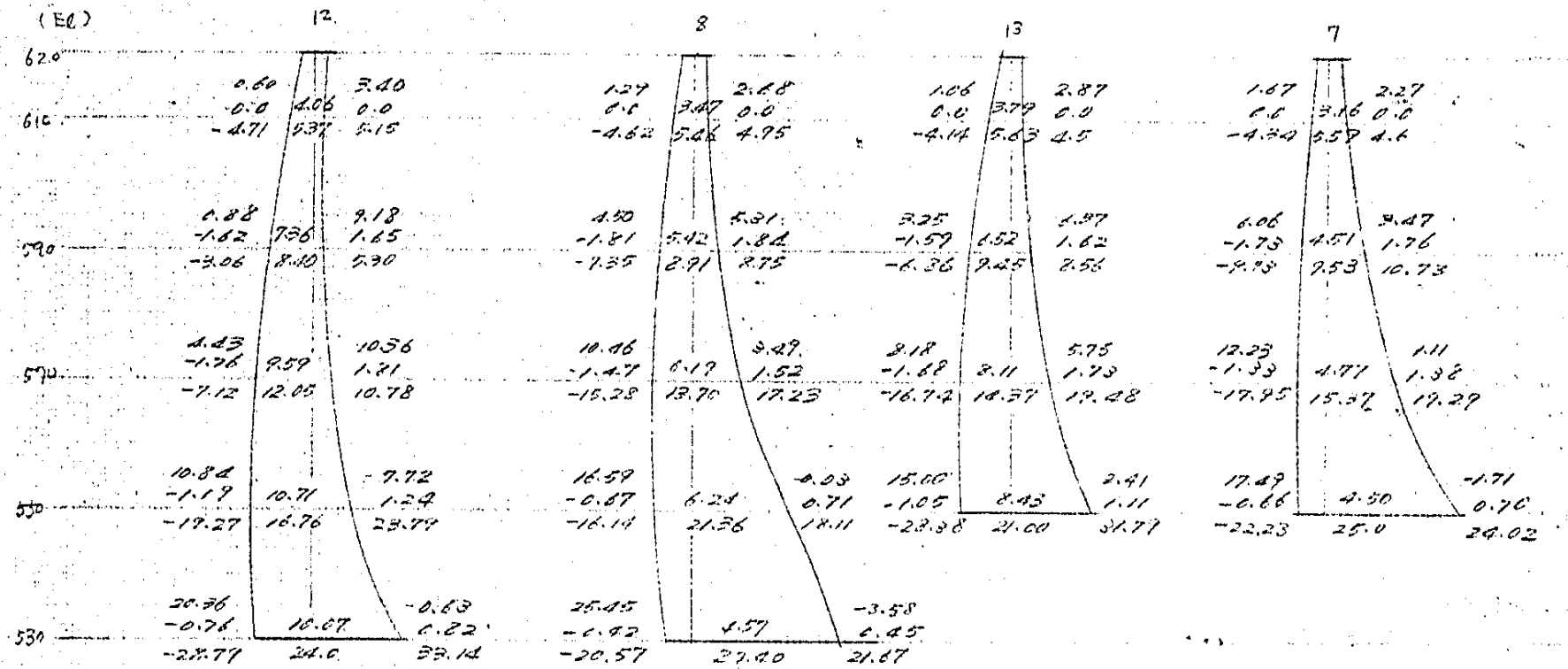
— 完全調整 —




W.SIG.U
T.SIG.U
C.SIG.U
W.SIG.D
T.SIG.D
C.SIG.D
(El)
620
610
590
570
550
530
510
490
M-10
11
9
-0.01 1.55 4.05
0.0 0.0
-5.07 5.27 5.85
-2.42 12.84
-1.52 7.75 1.55
10.02 7.82 -7.23
-1.92 17.81
-0.72 11.76 0.92
24.67 10.36 -20.21
2.20 18.75
-0.26 13.54 0.27
14.65 12.71 -8.29
7.87 17.84
6.68 14.54 -0.09
-7.94 15.45 15.23
17.42 9.28
-1.85 13.36 2.16
-47.3 12.0 59.20
17.67 9.51
-2.35 2.74
-52.25 64.76
-0.07 4.11
0.0 0.0
-5.06 5.27 5.85
-2.78 13.19
-1.45 8.94 1.48
13.63 7.32 -10.32
-2.72 18.59
-0.88 12.13 1.01
27.77 10.36 -23.18
0.75 20.15
-0.12 14.17 0.19
10.83 12.71 -4.46
2.99 17.16
-1.71 14.8 1.79
-36.19 15.46 44.70
22.84 -0.11
-0.91 13.32 1.13
-17.15 25.5 24.38
0.32 3.73
0.0 0.0
-5.05 5.27 5.56
-0.65 11.06
-1.60 7.78 1.63
7.14 7.84 -4.67
1.83 13.94
-1.11 10.63 1.13
11.77 10.52 -8.09
8.33 12.01
-0.16 11.06 0.16
-1.63 13.11 6.23
14.69 10.39
-1.75 11.37 1.25
-13.01 16.73 47.86
17.33 -4.63
-0.38 7.67 6.47
-7.35 26.4 12.75

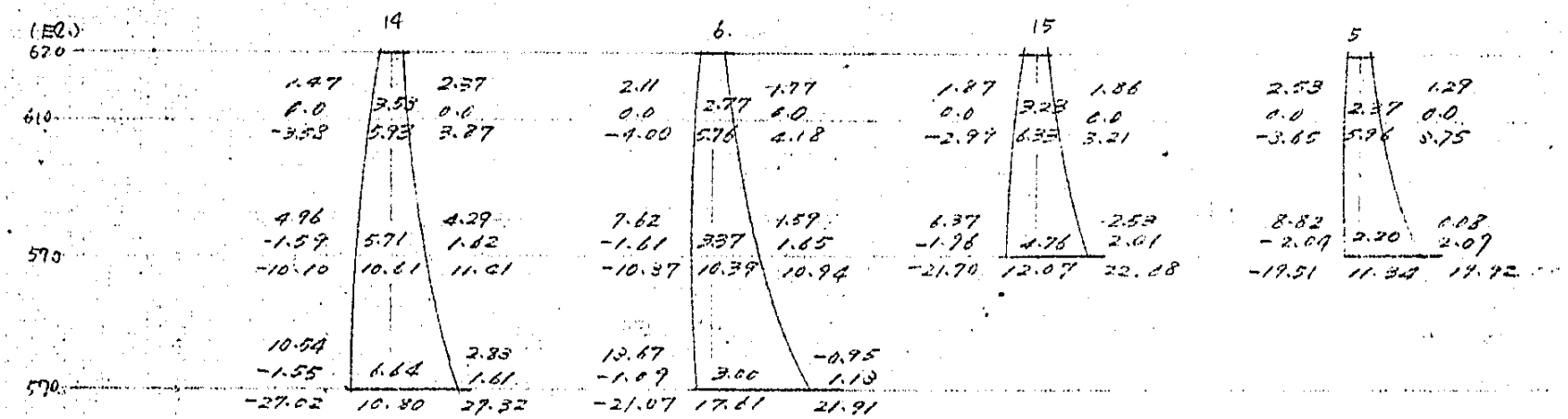
KE . 43 (T)

(完全)


(EL)
12
8
13
7
620
610
590
570
550
530
0.60 4.06 3.40
0.0 0.0
-4.71 5.37 5.15
1.27 3.47 2.68
0.0 0.0
-4.62 5.48 4.95
1.06 3.79 2.87
0.0 0.0
-4.14 5.63 4.5
1.67 3.16 2.27
0.0 0.0
-4.20 5.57 4.6
0.88 7.36 9.18
-1.62 1.65
-3.06 8.10 5.30
4.50 5.42 5.31
-1.81 1.84
-7.35 2.91 8.75
3.25 6.52 6.97
-1.57 1.62
-6.26 2.25 2.56
6.06 4.51 9.47
-1.73 1.76
-4.93 2.53 10.73
4.43 9.59 10.36
-1.76 1.21
-7.12 12.05 10.78
10.46 6.19 9.29
-1.47 1.52
-15.28 13.70 17.23
2.18 8.11 5.75
-1.68 1.73
-16.72 14.37 12.08
12.23 4.77 1.11
-1.33 1.38
-17.95 15.37 12.29
10.84 10.71 7.72
-1.19 1.24
-19.27 16.76 23.77
16.59 6.24 9.03
-0.67 0.71
-16.14 21.36 18.11
15.00 8.43 2.41
-1.05 1.11
-23.38 21.00 31.77
17.49 4.50 1.71
-0.66 0.76
-22.23 25.0 24.02
20.36 10.67 0.63
-0.76 0.22
-27.77 24.6 33.14
25.45 4.57 3.58
-0.92 0.45
-20.57 27.40 21.67

KE. 43 (T)

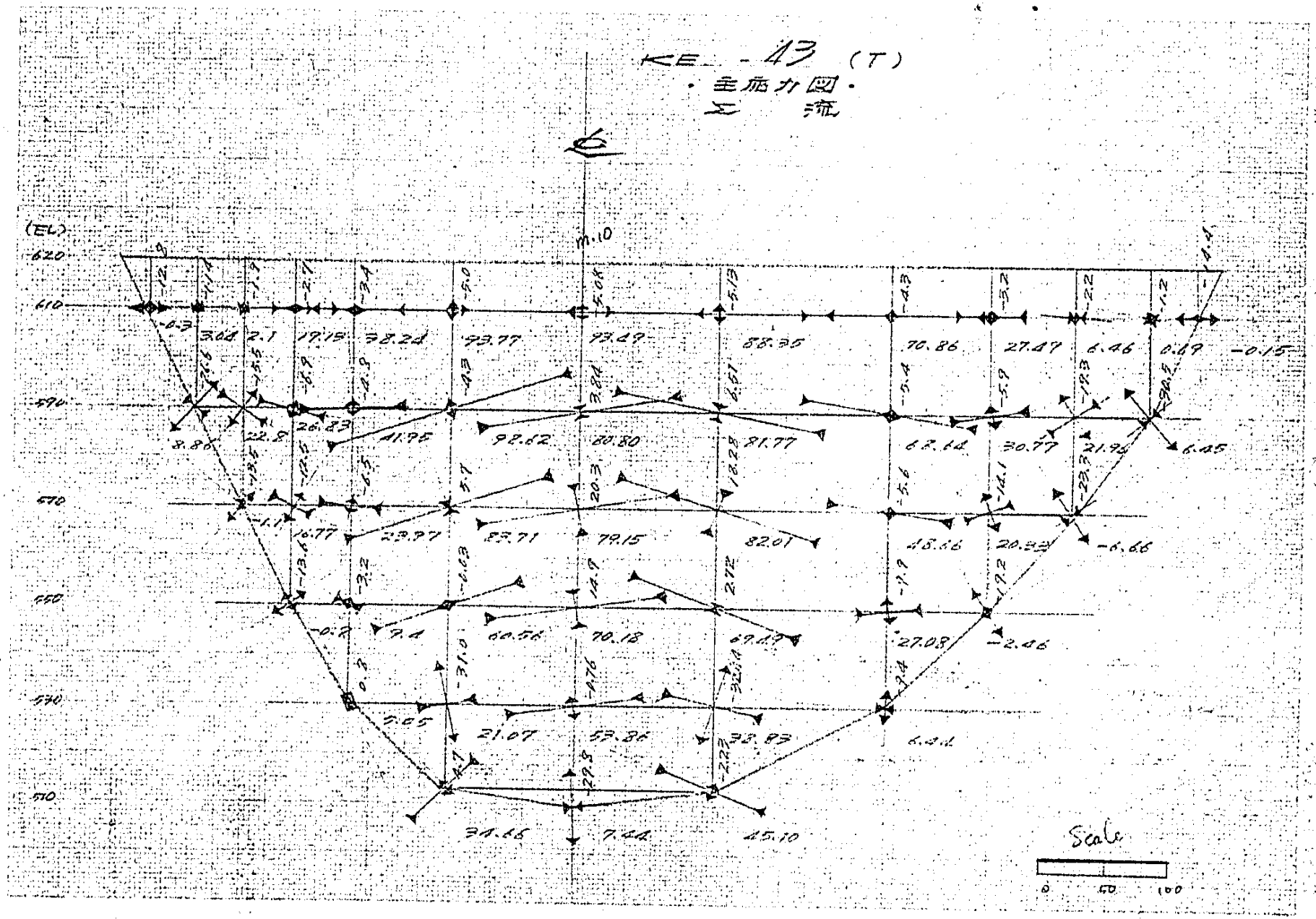
(完全)

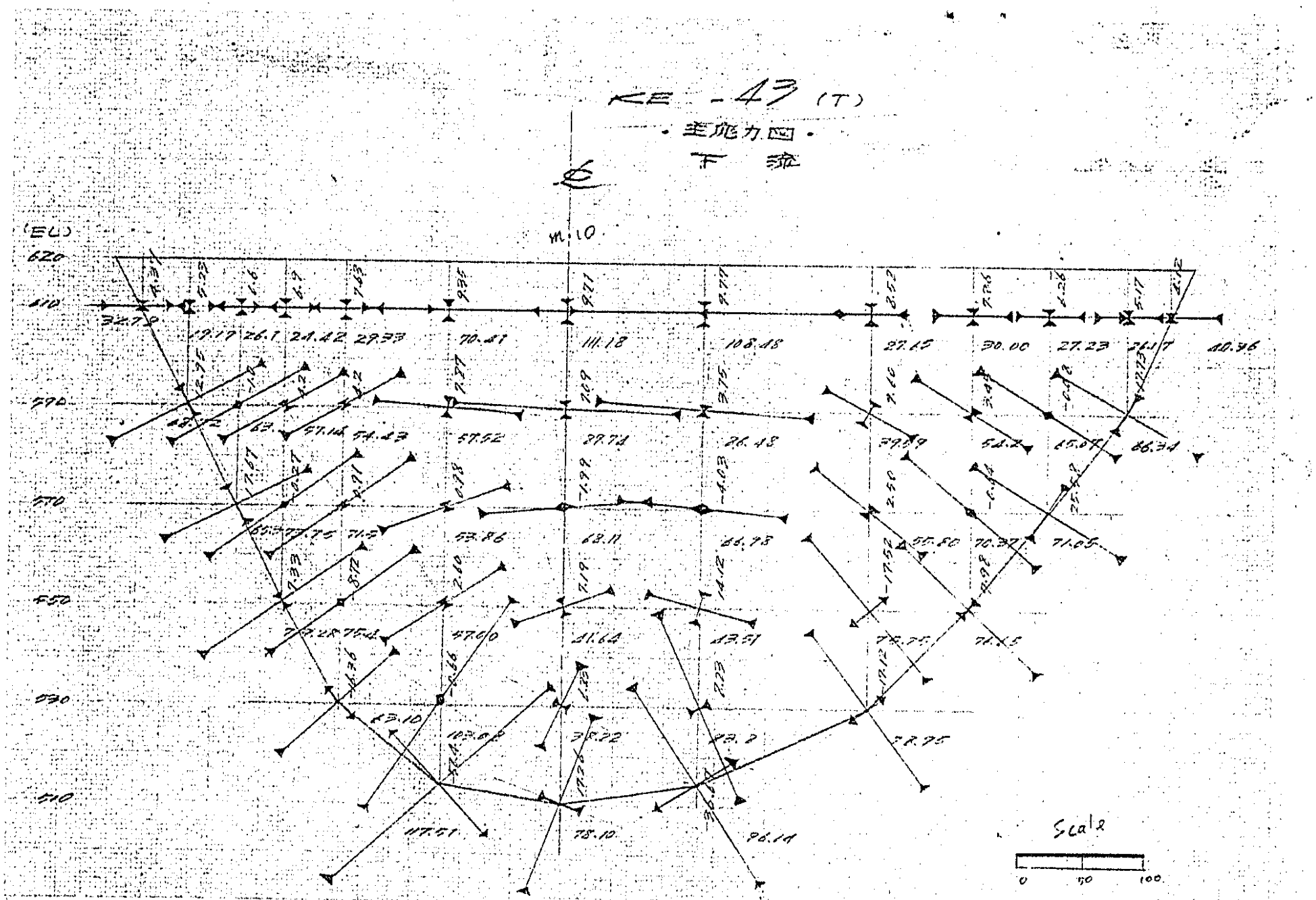

(EQ.)
620
610
570
570
14
6.
15
5
1.47
6.0
-3.58
2.37
0.6
3.27
2.11
0.0
-4.00
1.77
6.0
4.18
1.87
0.0
-2.97
1.86
6.0
3.21
2.53
0.0
-3.65
1.29
0.0
3.75
4.96
-1.59
-10.10
4.29
1.82
11.61
7.62
-1.61
-10.37
1.59
1.65
10.94
6.37
-1.96
-21.70
-2.53
2.61
22.68
8.82
-2.09
-19.51
0.08
2.09
19.72
10.54
-1.55
-27.02
2.33
1.61
27.32
13.67
-1.09
-21.07
-0.95
1.13
21.91

KE-43 (T)

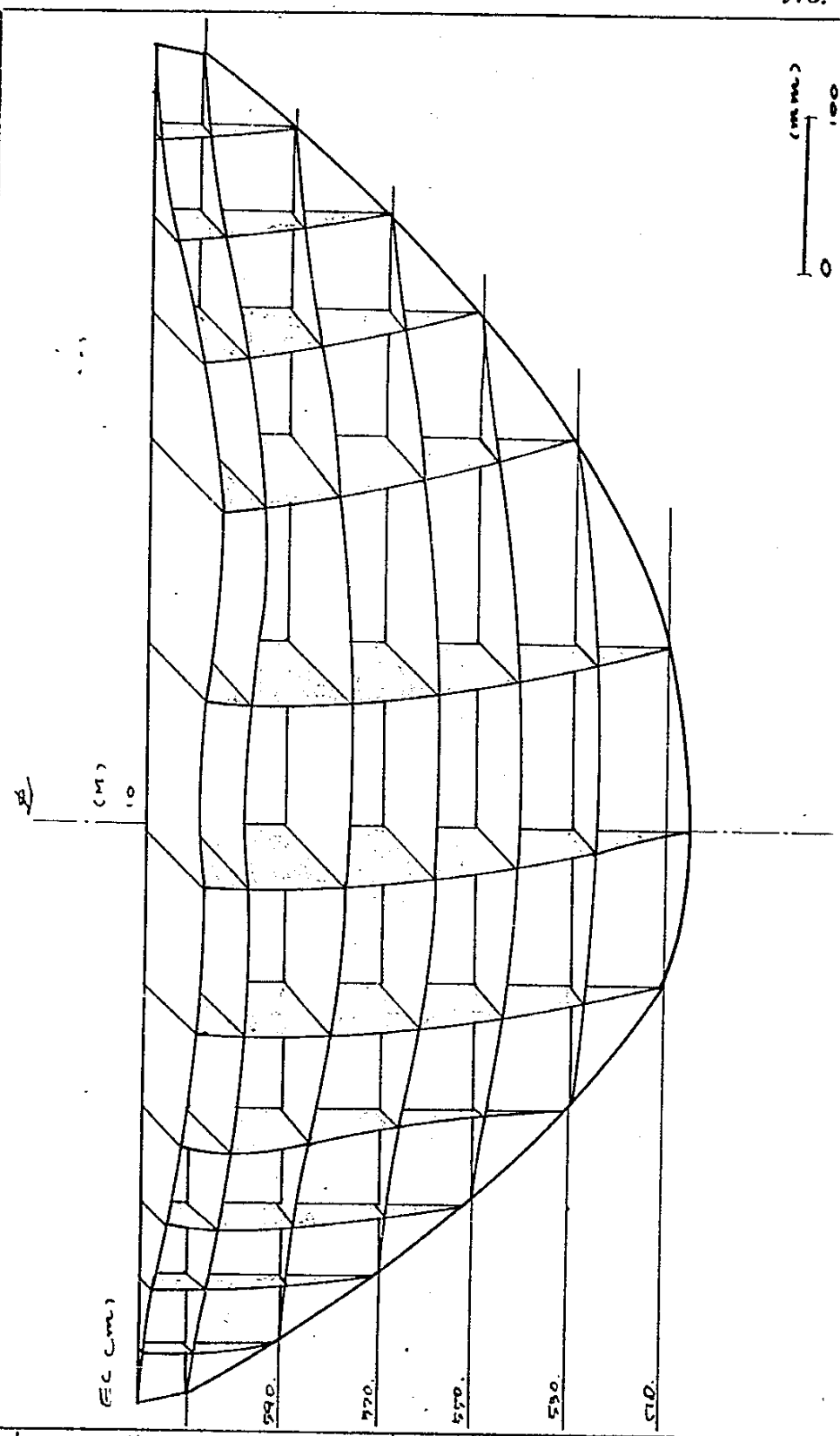
・主応力図・

Σ 流




KE-43 (T)
主応力図
下流
(EL)
620
610
590
570
550
530
510
M.10
Scale
0
50
100

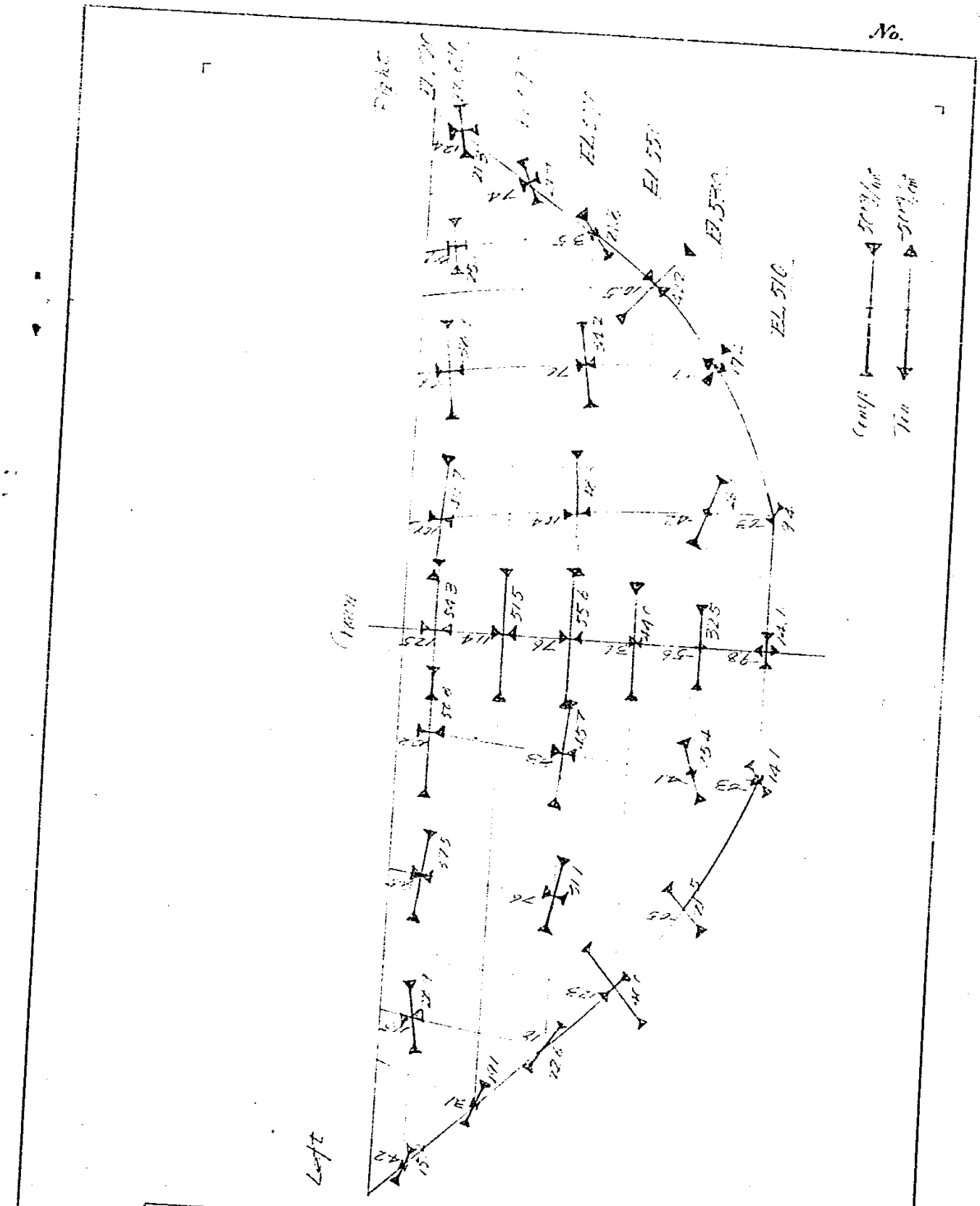
No.



図名	Deflection KE-43(T) (完全調整)	縮尺	単位	図番			/	担当
		/		原図				
研究名		研究室		写図				

建設省土木研究所

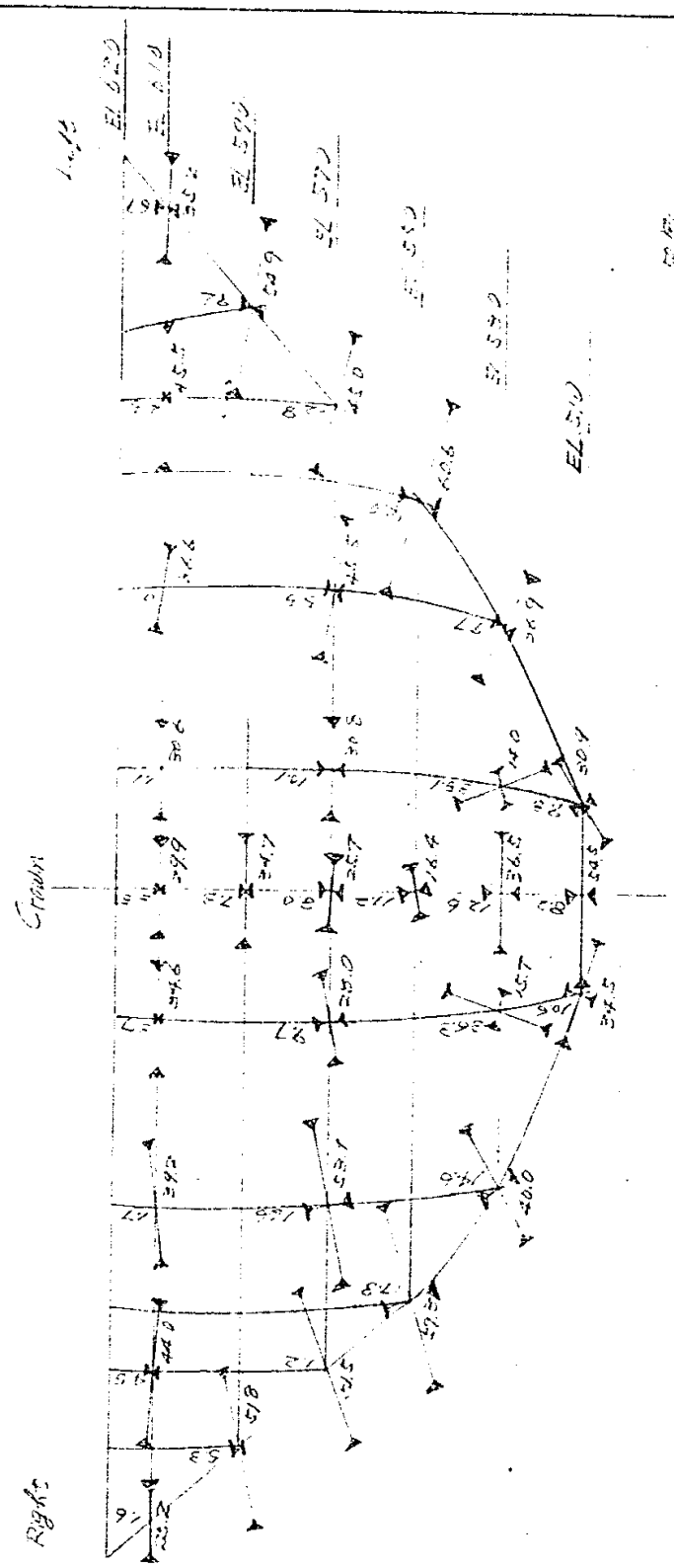
No.



図名	主応力図 上弦重 DY-20	縮尺	単位	図番			/	担当
	直加重	1/1,500		原図				
研究名	水没ダム小型模型実験		研究室	写図				

建設省土木研究所

No.



図名	主応図 DY-20 千流面 自重加算	縮尺 1/1,500	単位	図番		/	担当
研究名	小渋ダム小型模型実験		研究室	原図			
				写図			

建設省土木研究所