

鉄道橋の実測より得た二、三の問題

国鉄施設局特殊設計室長 工博 友 永 和 夫

4. 連続桁に対する温度変化の影響

一般に連続桁においては、一支点を固定、他支点はすべて可動支承とし、温度の変化に対しては力学的には一般に応力的に影響はないものとして設計されているようであるが、筆者の設計し架設指導した川口線第三只見川橋梁において、国鉄技研安浪氏等によつてなされた反力調整のための測定中、なまたま不均等温度による反力の変化が測定されたので報告し、連続桁においても構造物内の温度の不均等が相当生ずる可能性のある場合、力学的にこれを考慮すべきであると考えるので報告する。

反力測定には、軟鋼製円筒の表面に抵抗線型ヒズミ計を貼り、そのヒズミからそれにかかる荷重を知るロードセル (Load Cell) を、ジャツキの頭と橋桁支点部の横桁の下フランジの間に挿入して反力を測定した。

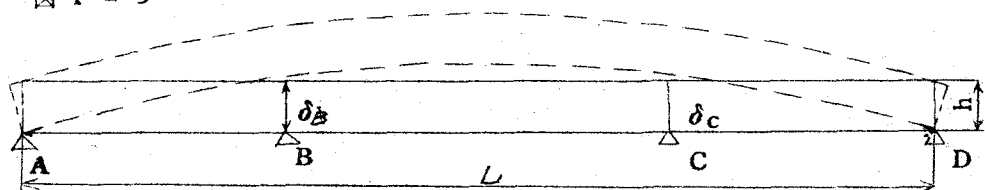
本橋梁の一般図は図 1-1 のごとくで、設計荷重は K S 15 である。

以下に述べる反力測定時の片側主桁に対する各格点荷重 (計算重量) は図 1-2 のごとくである。

R_A 、 R_D はロードセルによる測定から得たものであり、 R_B 、 R_C は R_A 、 R_D を用いて計算によつたものである。 R_A 、 R_D を求めた測定値は図 1-3、図 1-4 に示す。図 1-3、図 1-4 の縦軸は両主桁の合計反力を示すが、各支点に対しロードセル 2 個を用いたのでその合計荷重である。例えば図 1-4 はジャツキで支点 D を先ず 3 mm 上げてロードセルのヒズミを読み、さらに 30 mm 上げてヒズミを読み、あらかじめ試

驗室で各ロードセルにつき作った修正曲線から各々の荷重 (ton) を知つたものを示したものである。本図からも明かなように、扛上量に対する荷重増の傾斜はほとんど変化はないが、日中で構桁内の温度の変化のある時期は反力が相当変化しており、たまたま非常に急激な夕立があり構桁各部の温度がほぼ一樣となつたと推定された後の反力は相当小さくなつた。このことは、温度上昇が仮に上弦のみに生じ、下弦材に比し上弦材の温度が上昇すれば当然図1-5の点線のごとく変形すべきであるが、自重でB、C点上に桁が定置している場合は、丁度B、C支点がA、D支点に対し δ_B, δ_C だけ不等沈下したと同様の影響がある。しかもこの不等沈下量に相当する δ_B, δ_C は一定の不均等温度については桁高 h に逆比例する。従つて比較的桁高の低い桁の場

図1-5



合はそれだけ δ_B, δ_C も大きくなるので、一般の橋脚の沈下の場合のごとく、桁高 h が小さい場合には桁のクワミ変形がしやすいから、不等沈下に対して比較的敏感でないという考え方はこの場合は成立しないことは注意しなければならない。換言すれば、一定の弦材の過応力に対して桁高 h が小さいとそれに逆比例して桁は大きくクワミ得る有利な点があるが、桁高に逆比例して不均等温度によるクワミ δ_B, δ_C も大きくなるので、 h が小さいことが不利な点となり上記の有利な点と相殺されてしまう。従つて同一の桁の中に不均等温度の生ずる恐れのある連続桁においては、支間に比しその桁高が低い場合または高い場合にかかわらず、不均等温度による不等沈下応力に相当する応力を検査する必要がある。その意味から、鉄道橋では連続桁においては道床式でなく、開床式が不均等温度を生じにくいから望ましい。

图 1-1

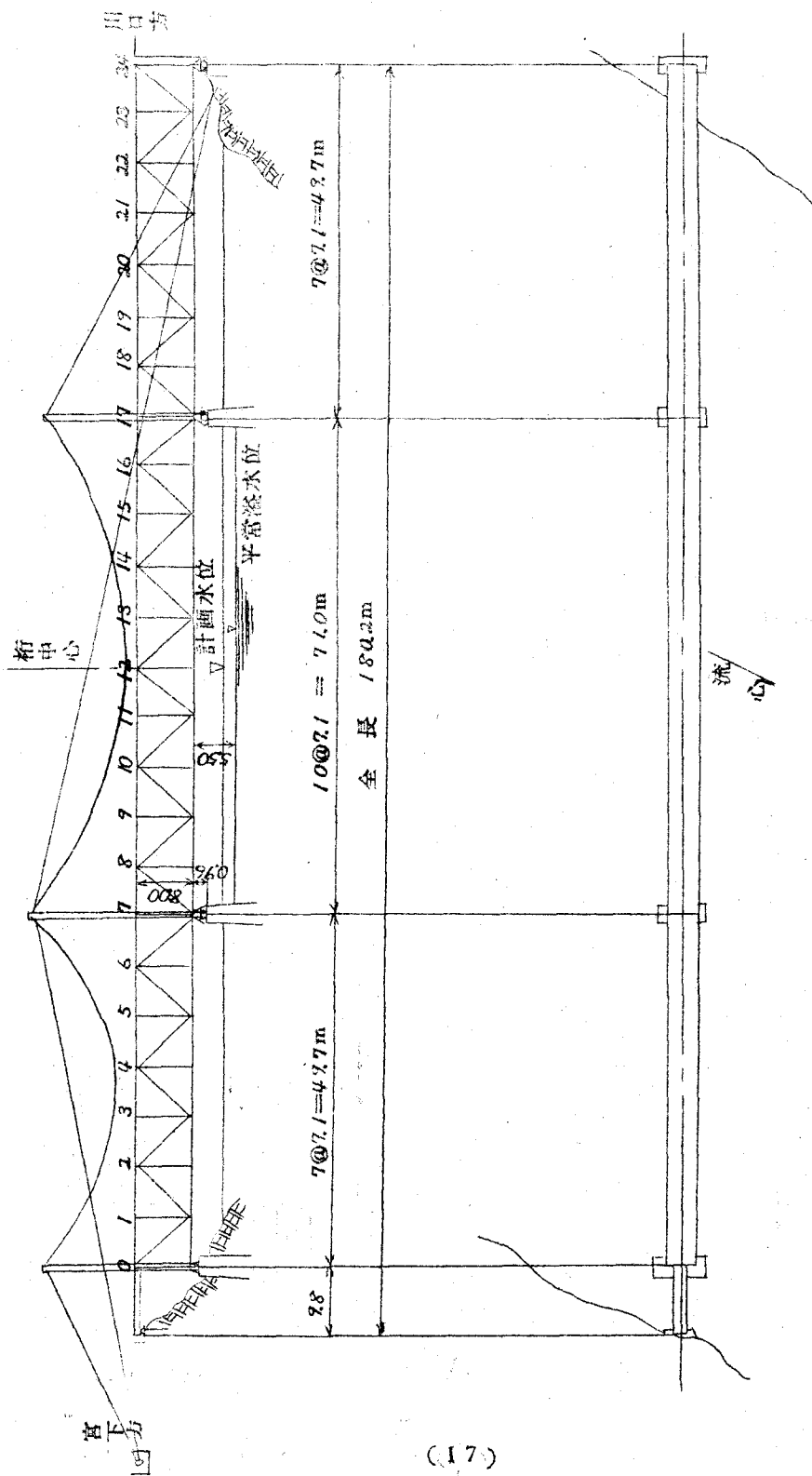
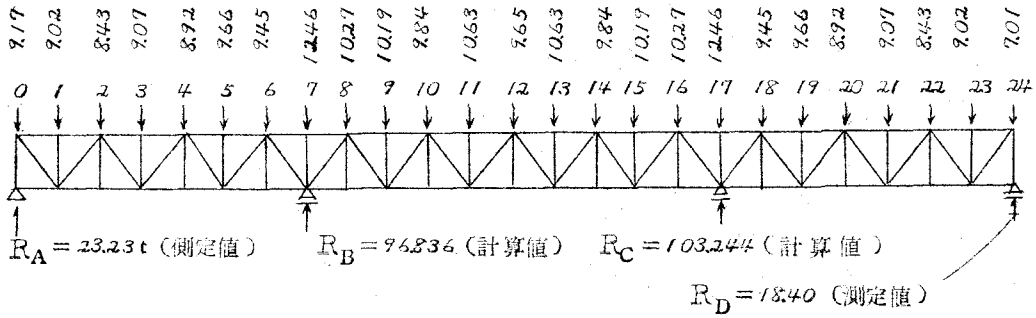


図 1 - 2



格点荷重＝トラス格点死荷重＋本軌道重量 ($0.12 \frac{t}{m}$)＋手摺重量 ($0.019 \frac{t}{m}$)
 (片側) 格点荷重は川上側川下側の両トラス面に等分した。

図 1 - 4

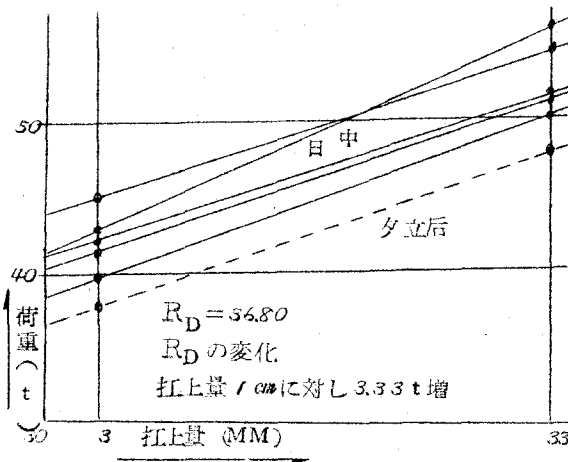
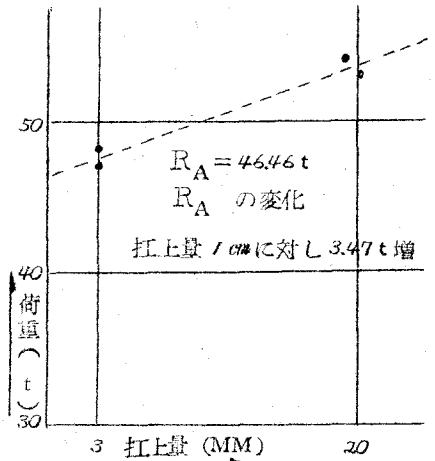


図 1 - 3



2 ビントラスの測定結果について

筆者等は、国鉄技研鋼構造研究室とともに、ビントラスの強度、振動特性に関し数年来種々の測定をなし、~~それ~~対策の一つとして既に弛緩したアイバーの焼縮めを行つて来たが、ことには最近行つた木曾川橋梁（Schwedler型ピン結合トラス）における動的および静的の測定から得たもののうち、特に支間中央部の弛緩した斜材を中心とした測定結果を報告する。

図2-1

第1図 供試トラスの構造(200ft Schwedler型ピン結合トラス)
東海道本線木曾川橋梁(下り線)第6および第8トラス

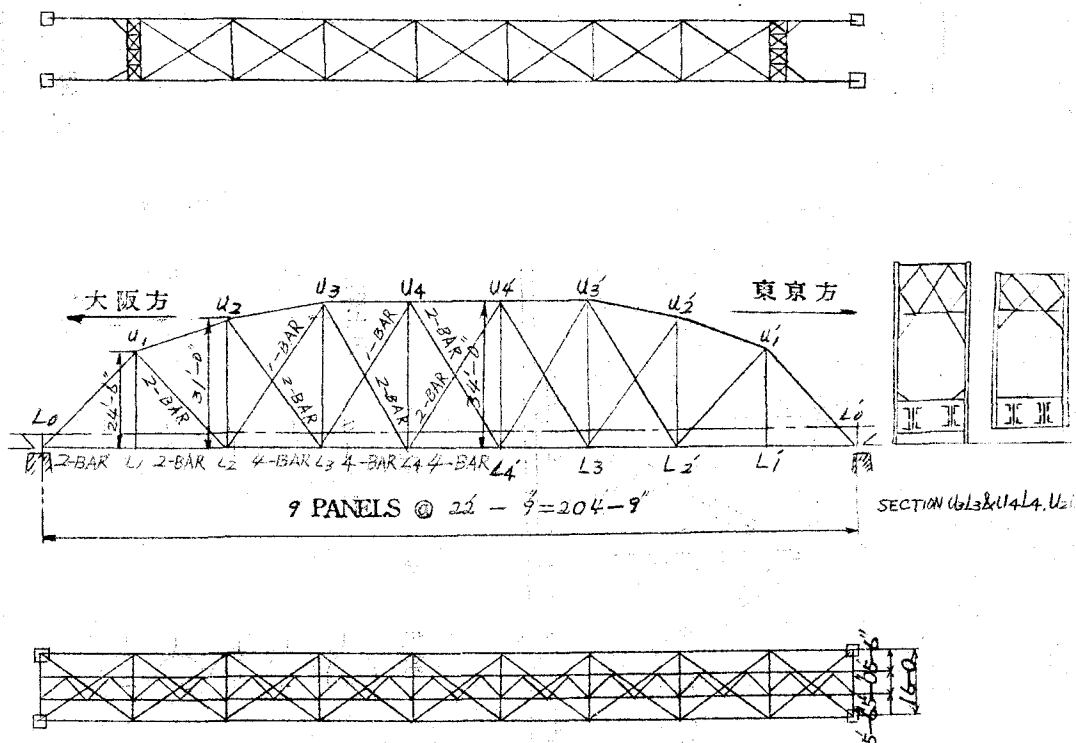
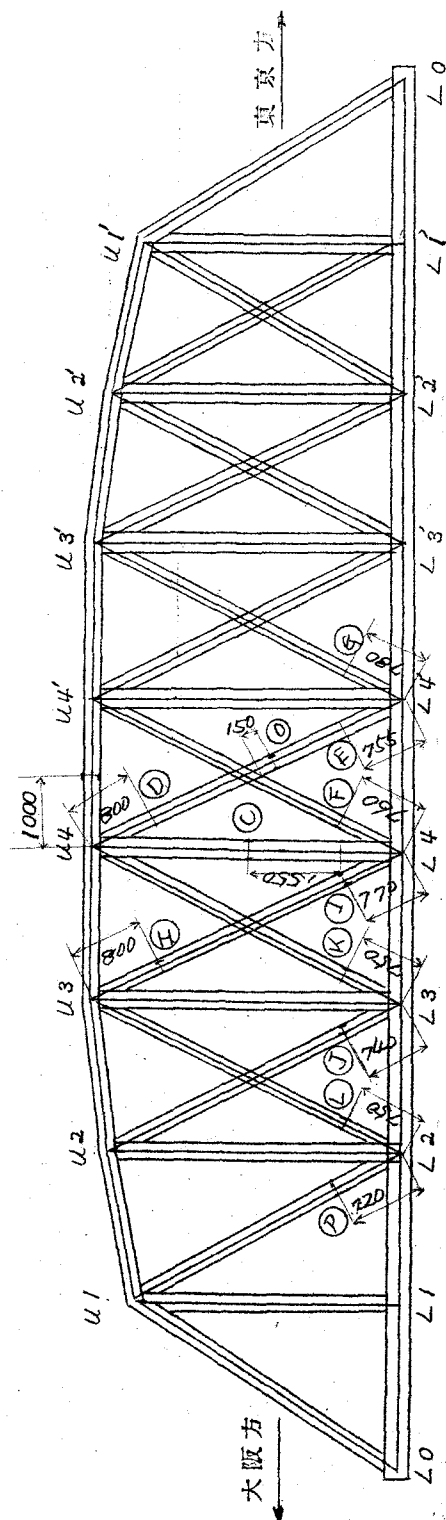


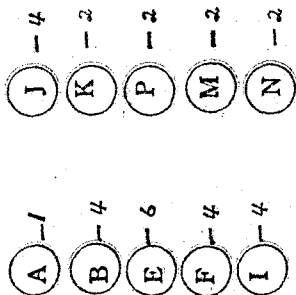
図 2-2

試験桁（川下桁）抵抗線歪計取付位置

鋼トラス

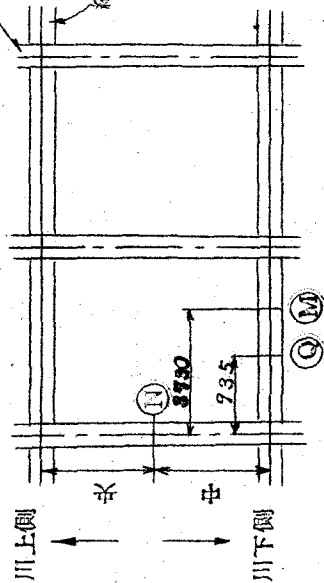


動的歪測定位置

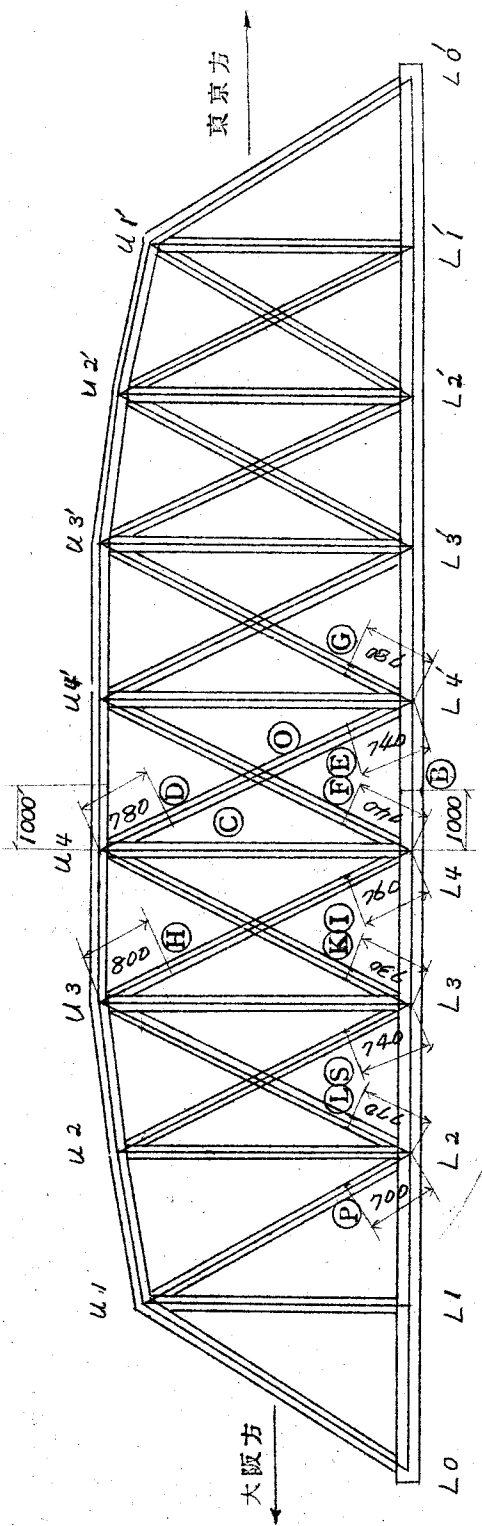


横桁

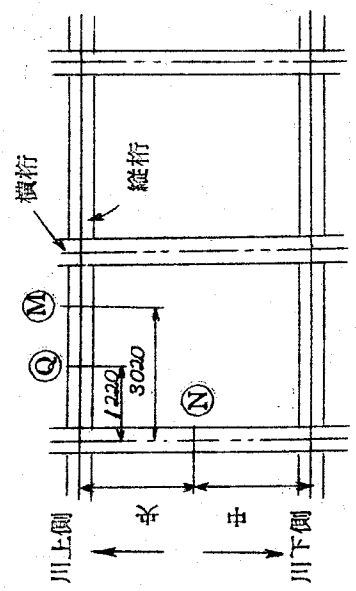
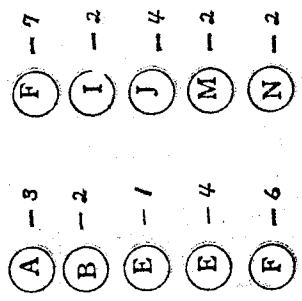
縦桁



備考..測点数総計78個
縦桁及び横桁は
接補強なし



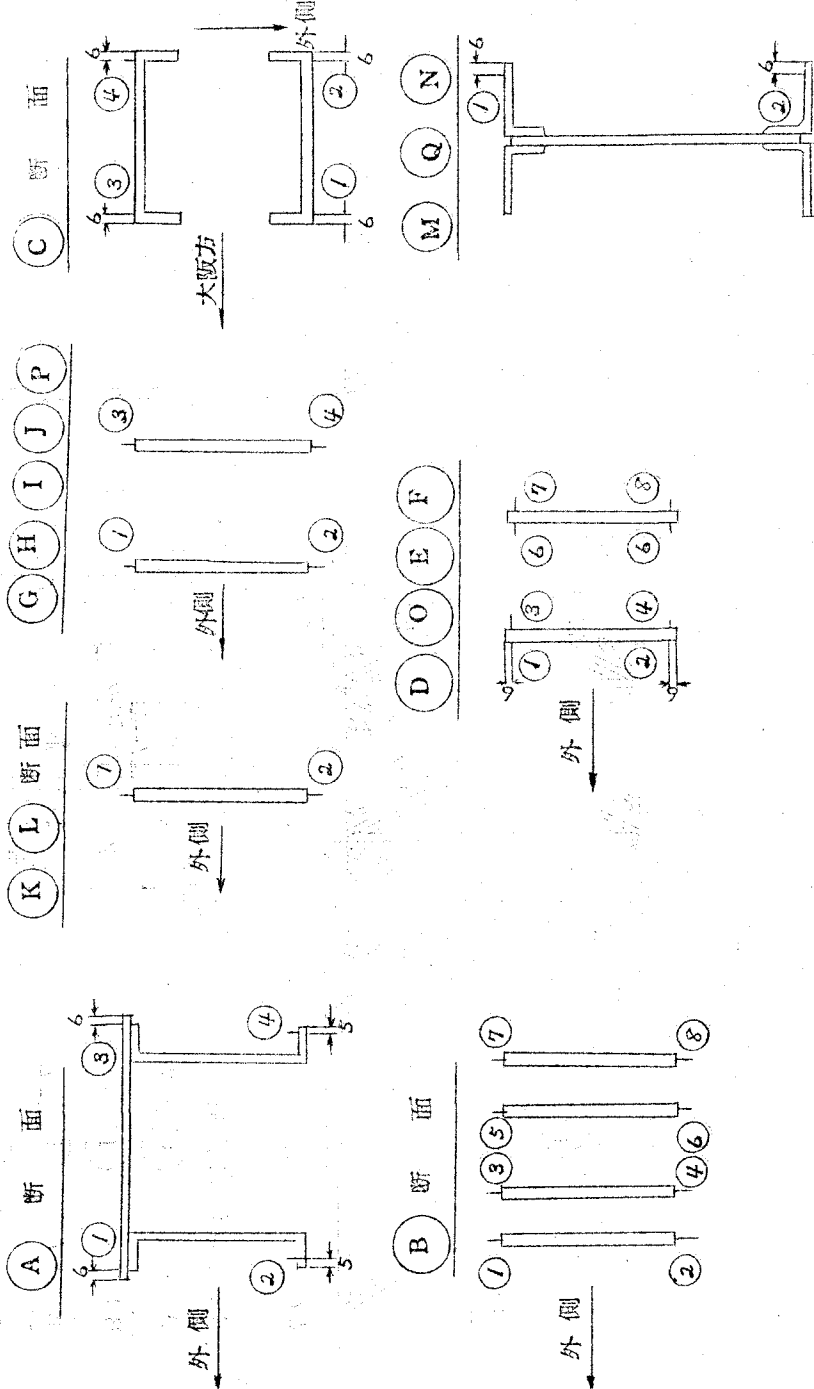
動的歪測定位置



備考 測点数総計 78 個
縦桁及び横桁は
接補強なし

図・2-1 は一般図である。

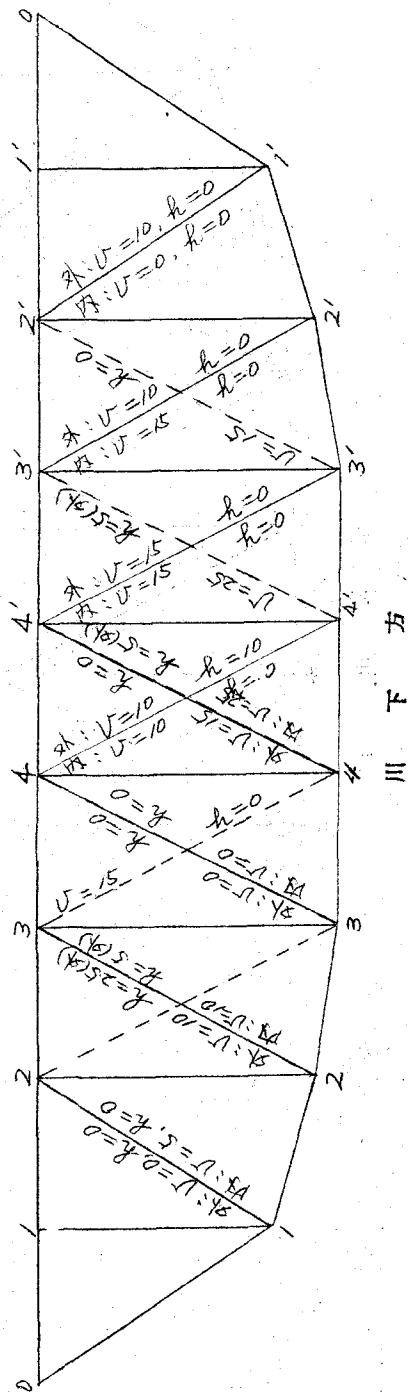
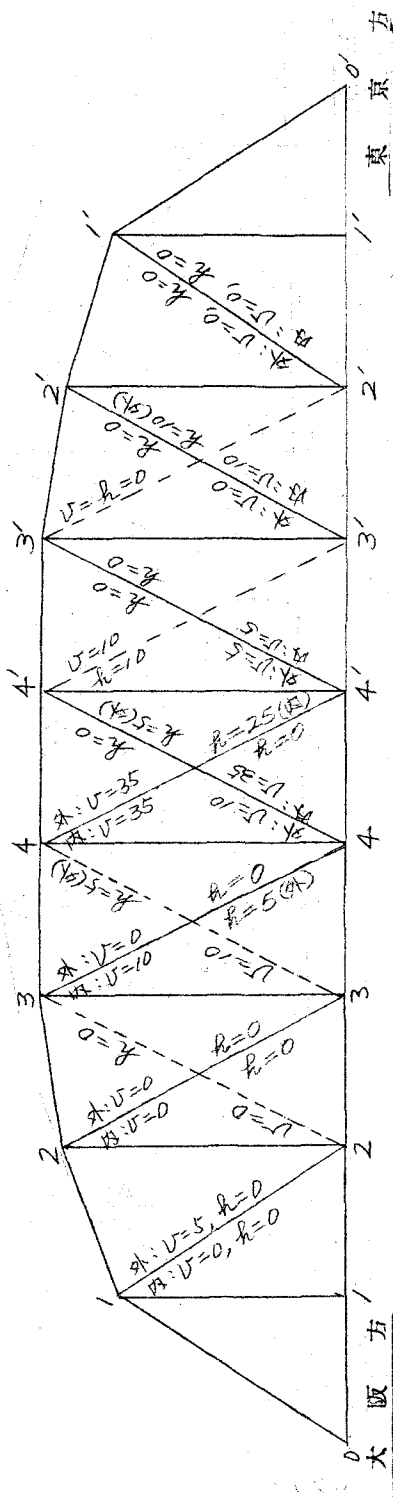
図・2-2 は測点を示す図である。木曾川には全9連のピン
トラスがあり、No.6トラスは比較的腹材の強みが少ないもの、

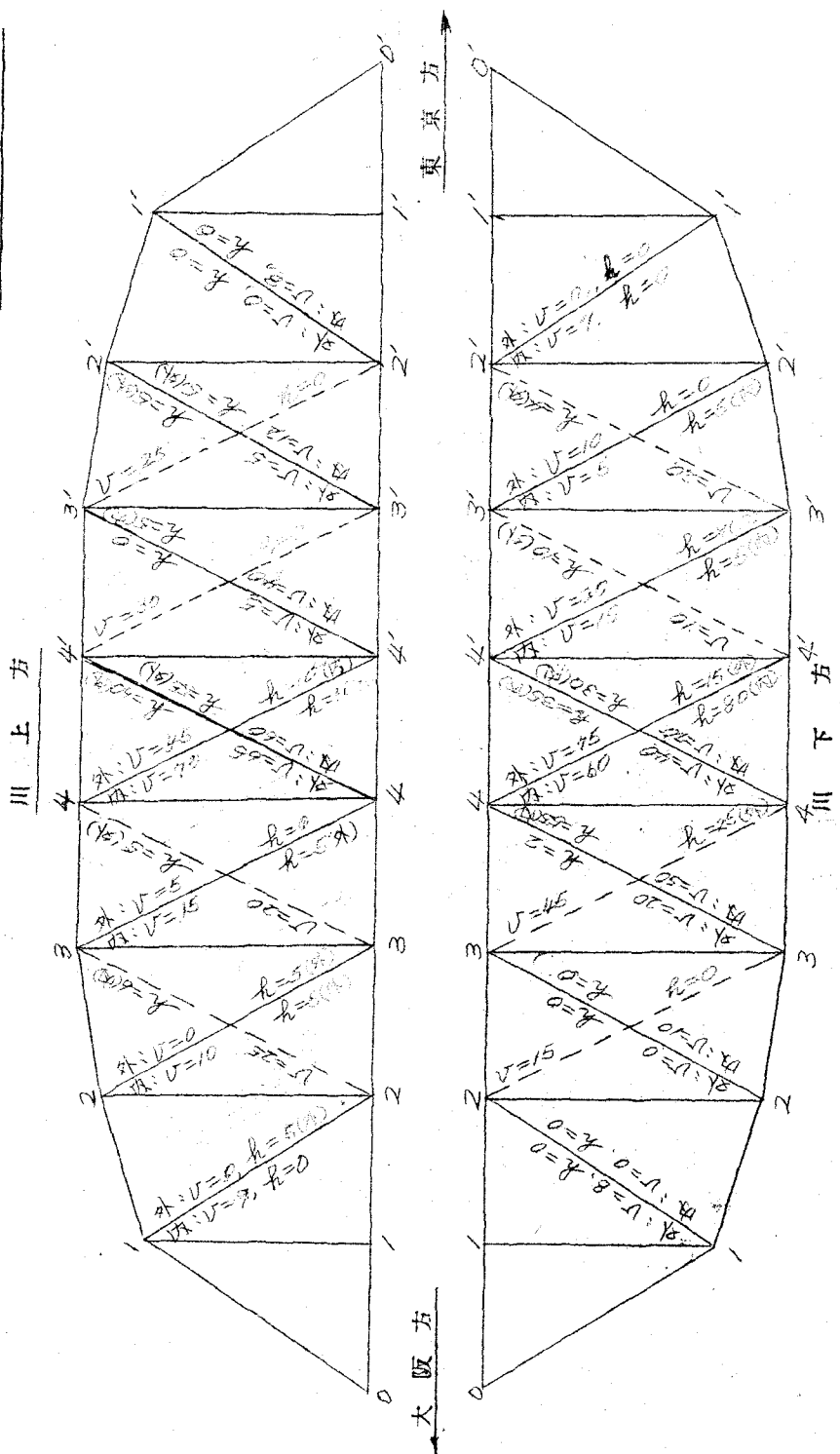


図・2-3 斜材アイバーの元々ワミの測定結果

版 6 トラス
29-12-89 測定

川 上 方



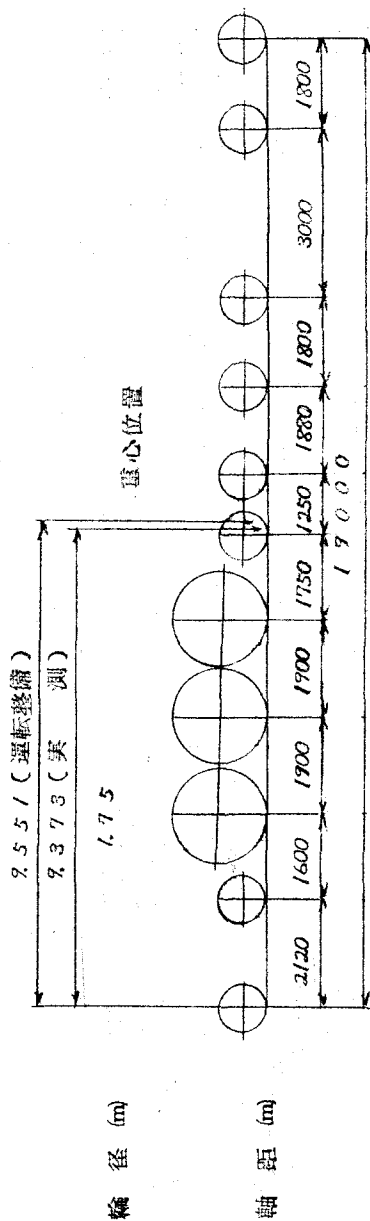


備考 : 中央点の縦タワミ、 h : 中央点の横タワミ

内、外 : 内側、外側アイバー

(内) (外) : トラス中心に対する横タワミの方向を示す。

C 6 2 1 7 車機 D 軸重および軸距



全
機
水
車
重
量

運搬重量 (t)	885	825	1620	1620	1620	1620	1750	1250	1880	1800	3000	1800	1425	1425	8860	5250	14410
左 実測重量 (t)	5625	5750	6350	6675	7075	7375	5250	6225	5325	6475	6475	6560	6775	6775			
右 実測重量 (t)	5325	5675	6350	6675	7075	7375	6025	6725	6950	5775	5775	6125	6475	6475			
計	10950	11425	13300	13350	14450	14750	11275	13150	12275	12250	13450	12685	8790	8790	5066	13825	
実測/運搬	124	129	082	082	087	101	118	102	102	102	085	087	087	087	087	087	088

備考: 実測重量とは試験機関車の軸重を昭和29年12月18日浜松工場に於て実測せる値である。

機関車の状態は試験時とはほぼ同様とした。

図・2-5 停止試験における L_4 のグワミ

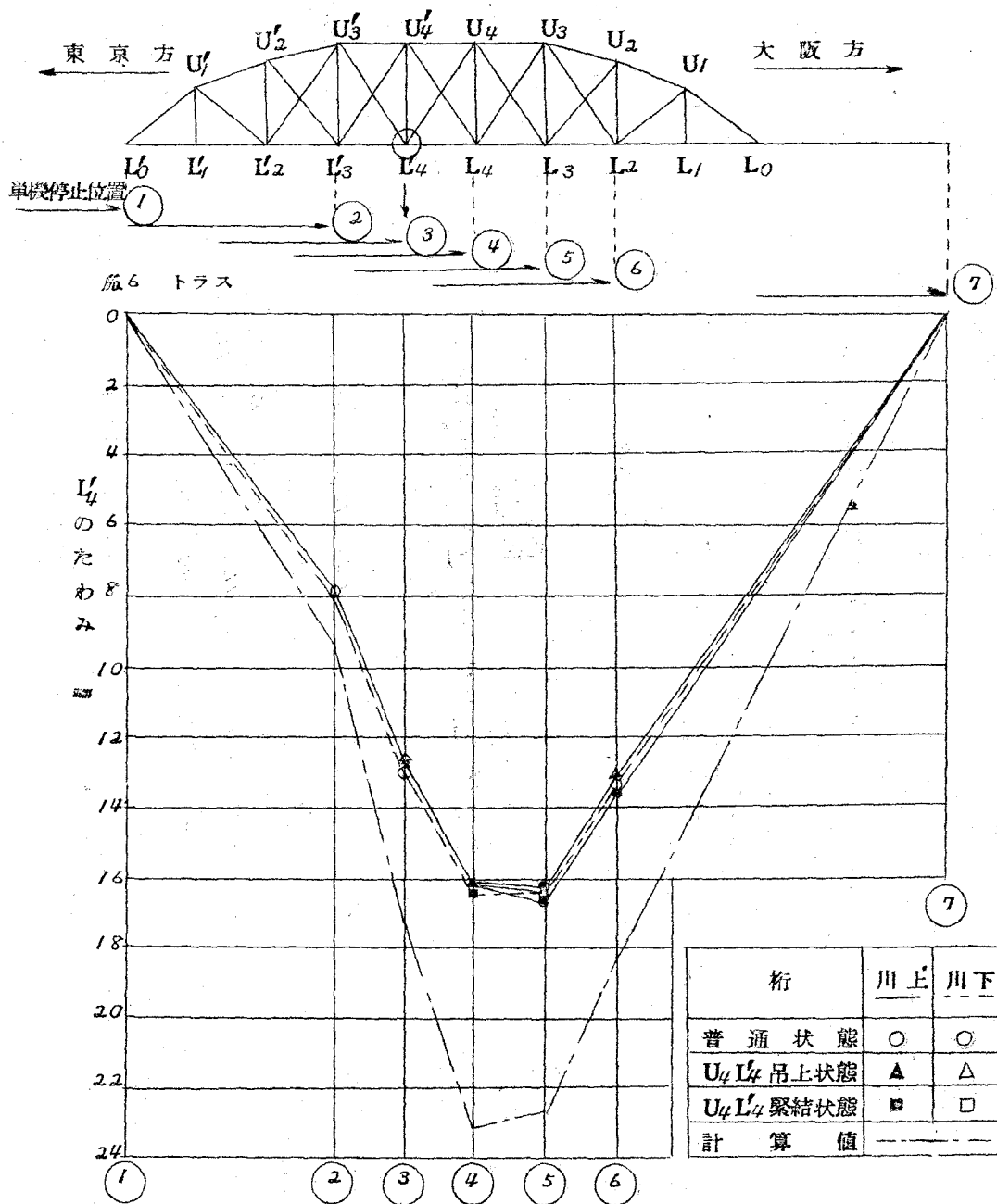


図 8 トラス

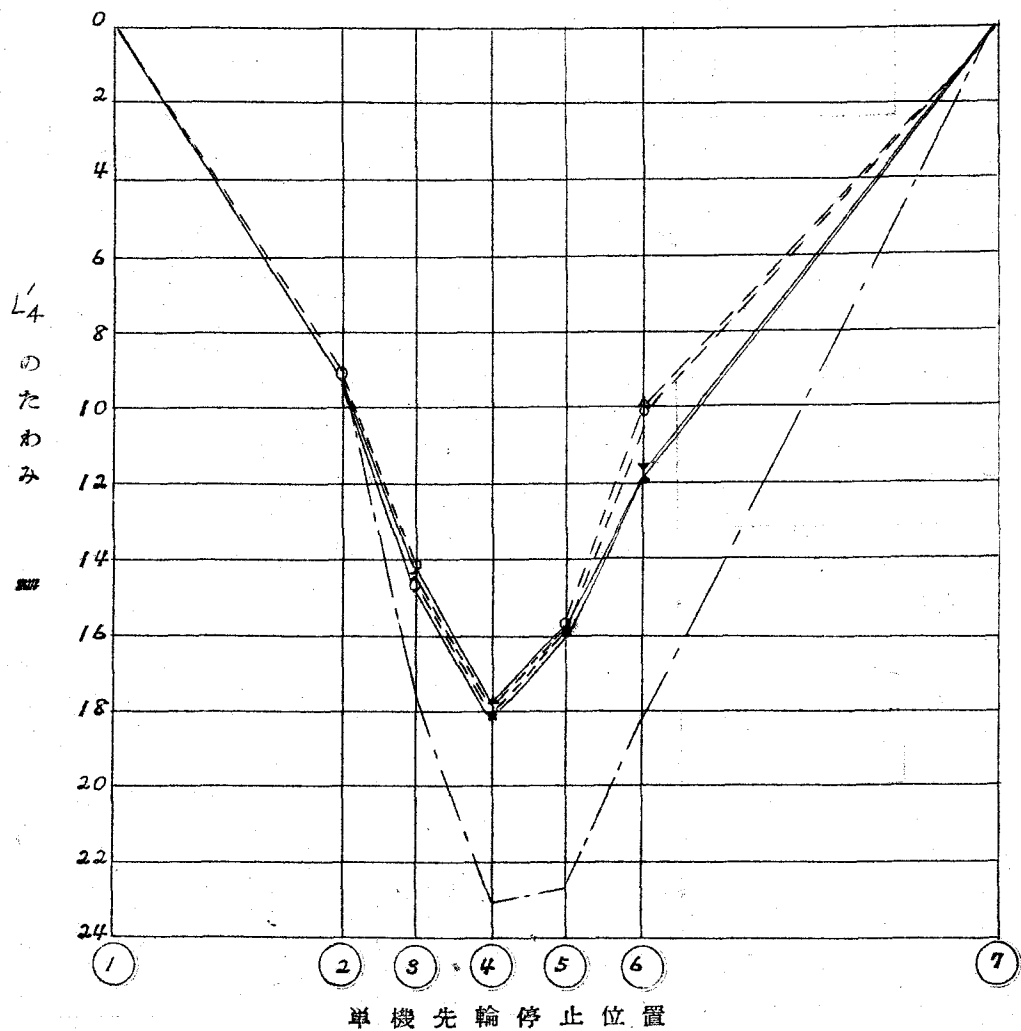


図2-6 上弦材および下弦材の二次応力

(a) 桁 6 トラス

停 止 位 置

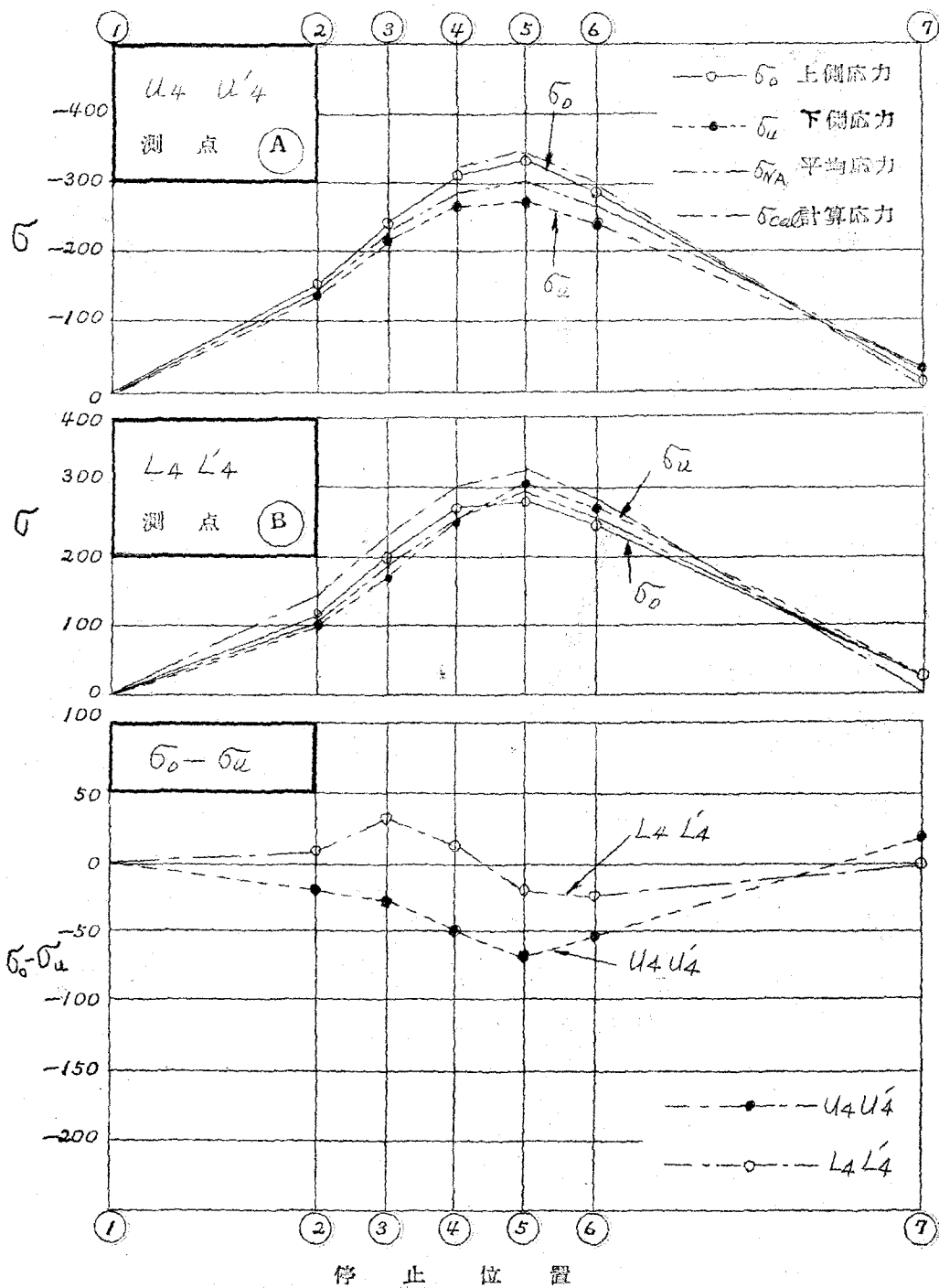


図 2 - 6

(b) δ トラス

停 止 位 置

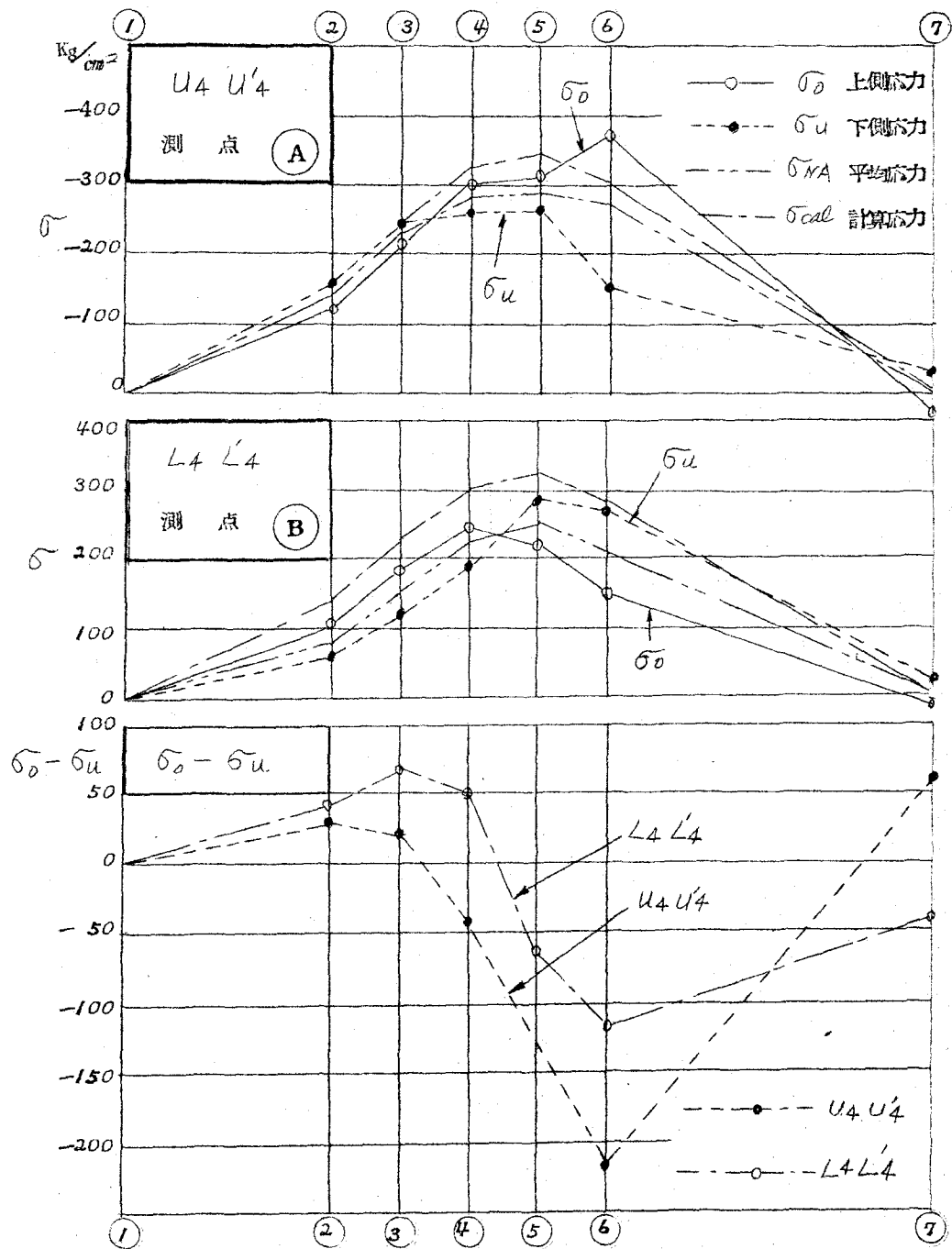


図2-7

斜材が負担するせん断力

(a) 風圧トラス
停止位置

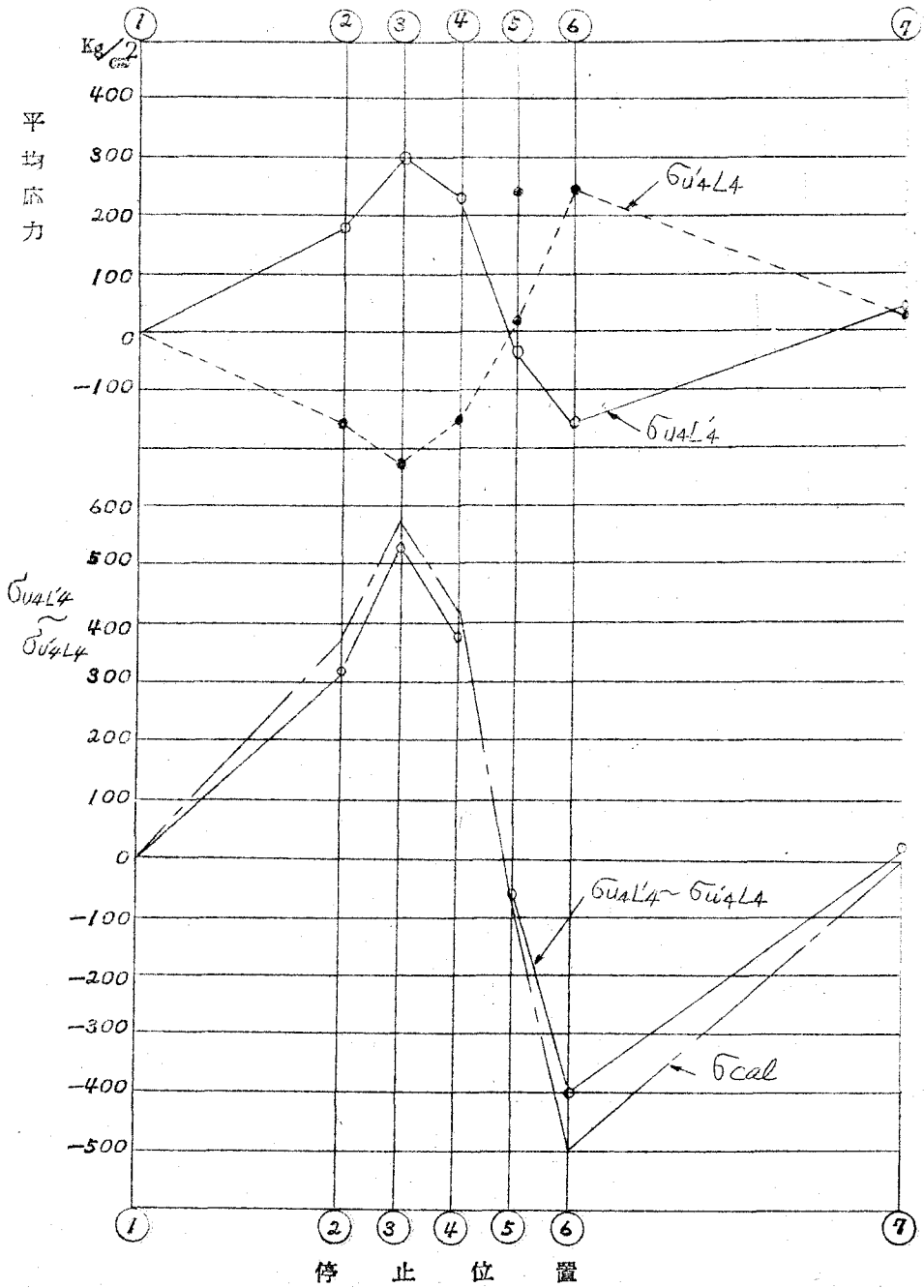


図 2 - 7

(b) 第 8 ト ラ ス

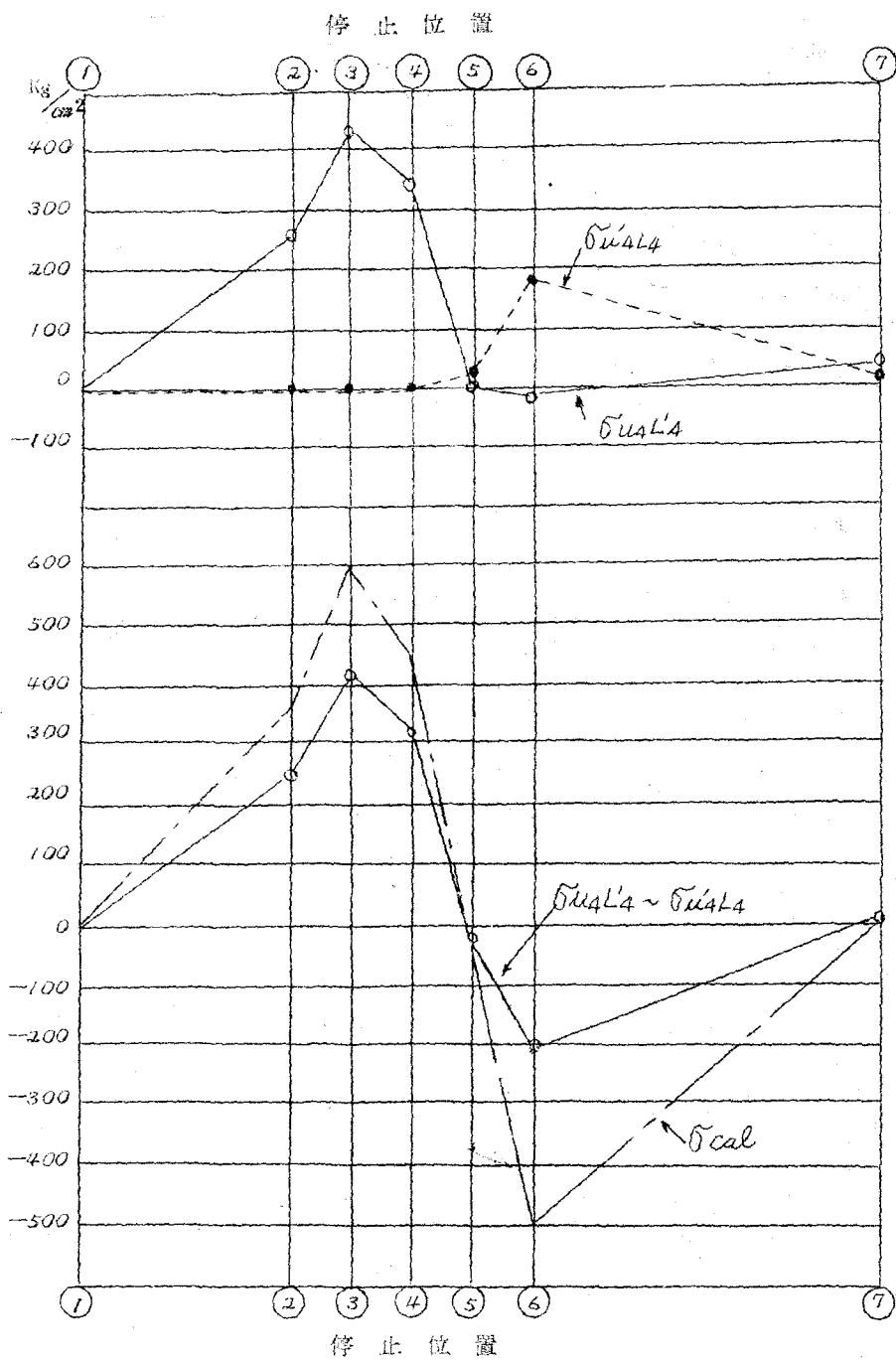
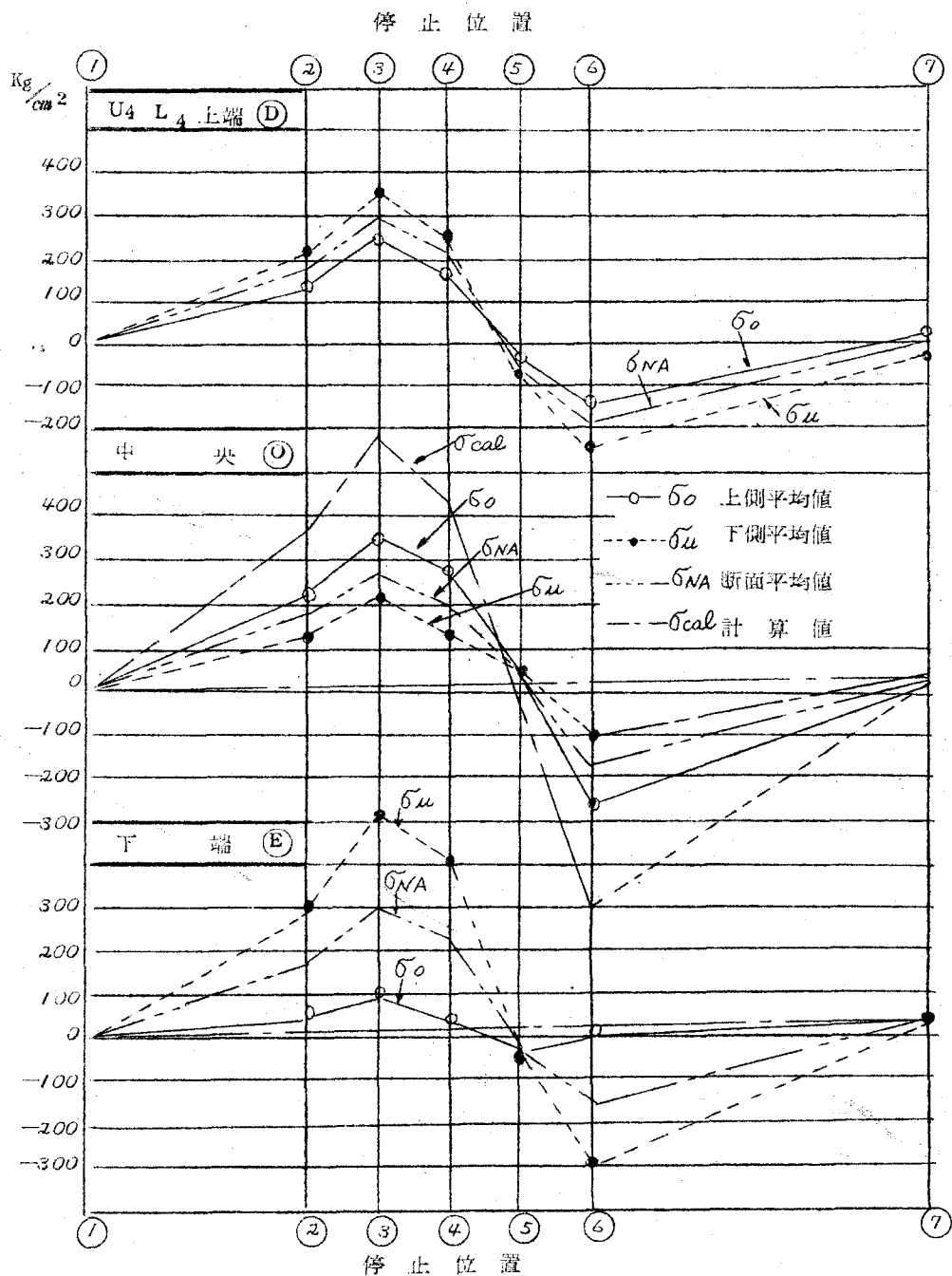


図 2 - 8

支間中央斜材の応力（上端、中央、下端および上側、下側の比較）

(a) № 6 ト ラ ス



(b) 13.8 トラス

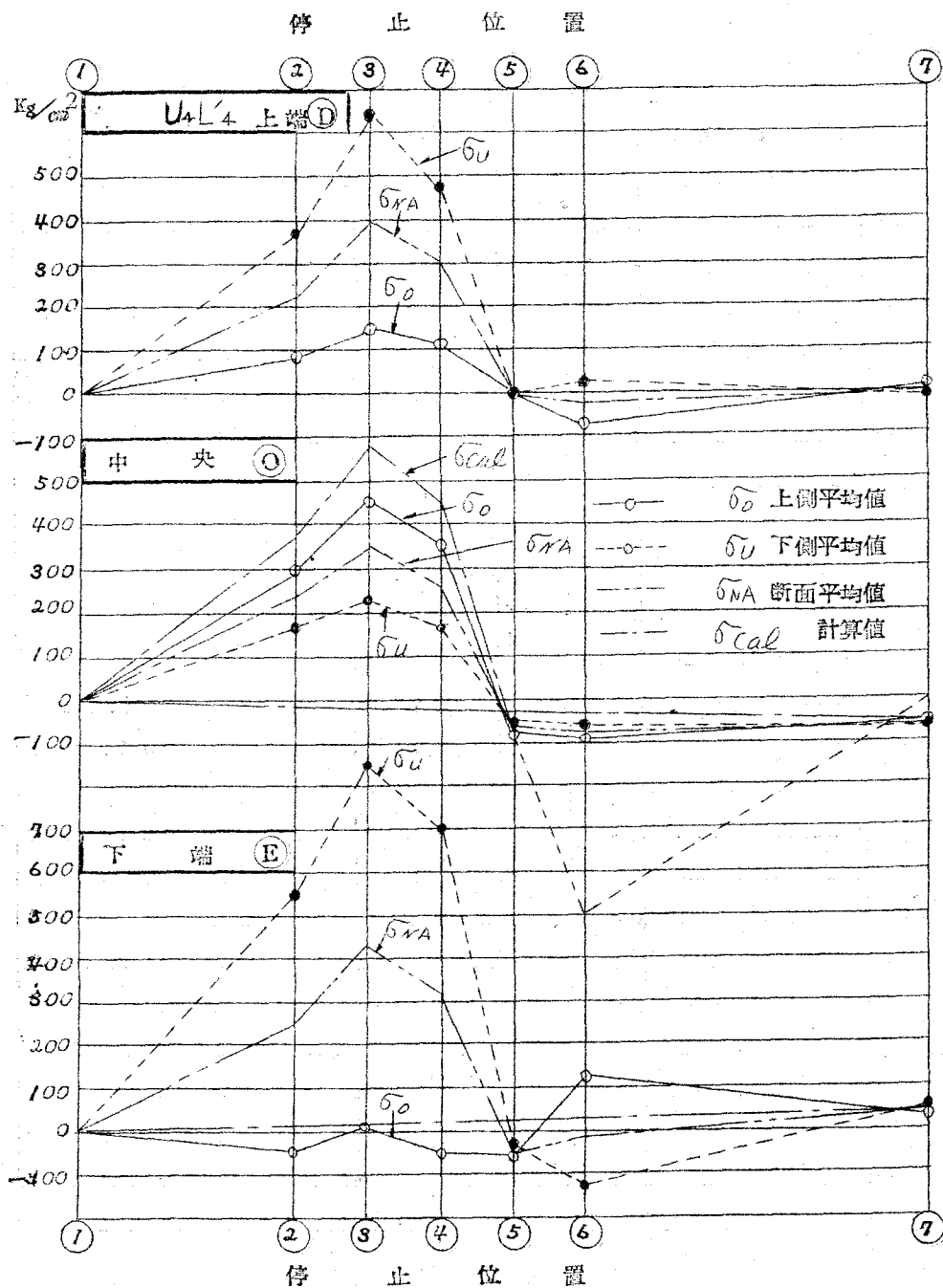


図 2-9 支間中央格間の縦桁および横桁の応力

桁 トラス 普通 状態

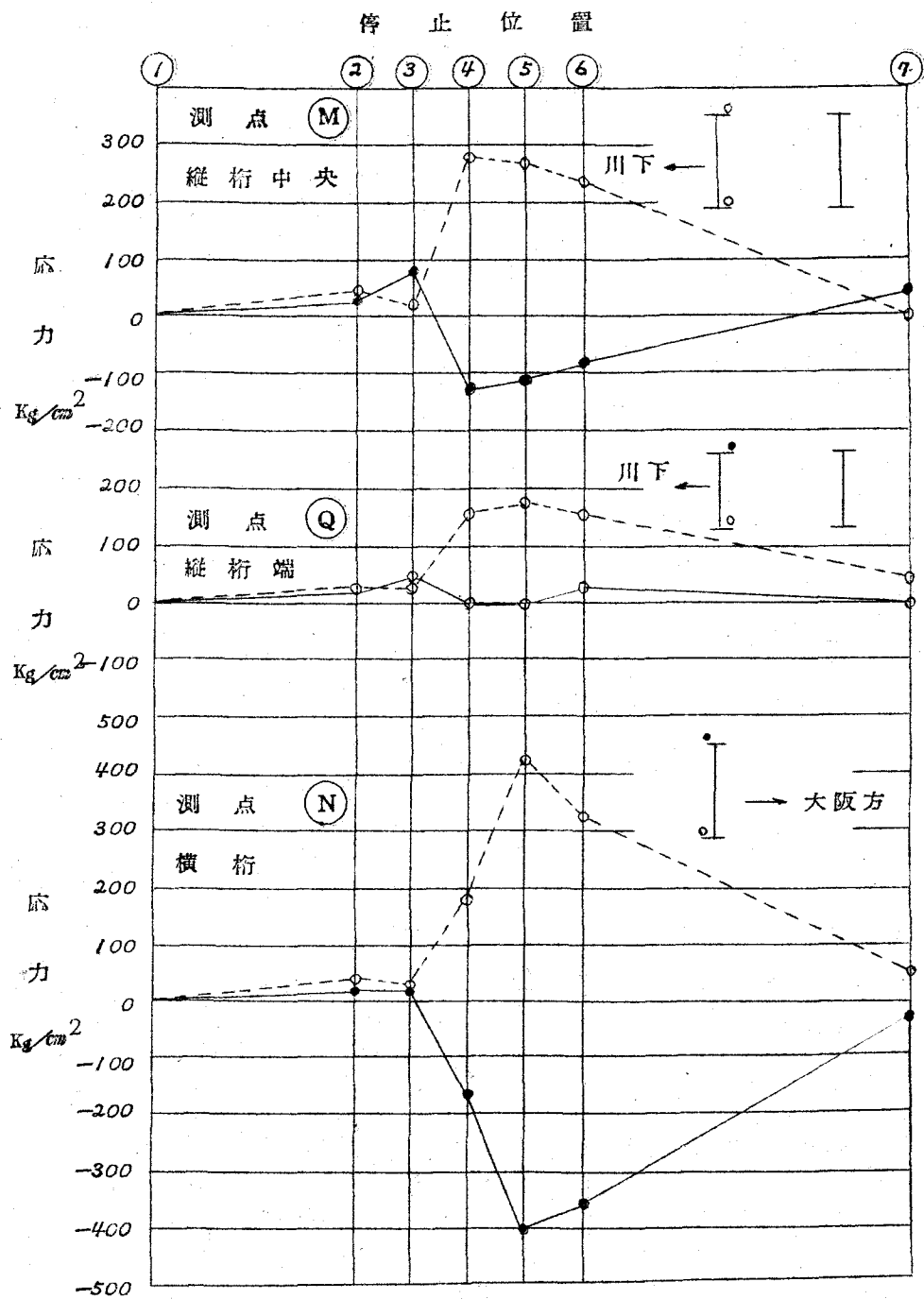
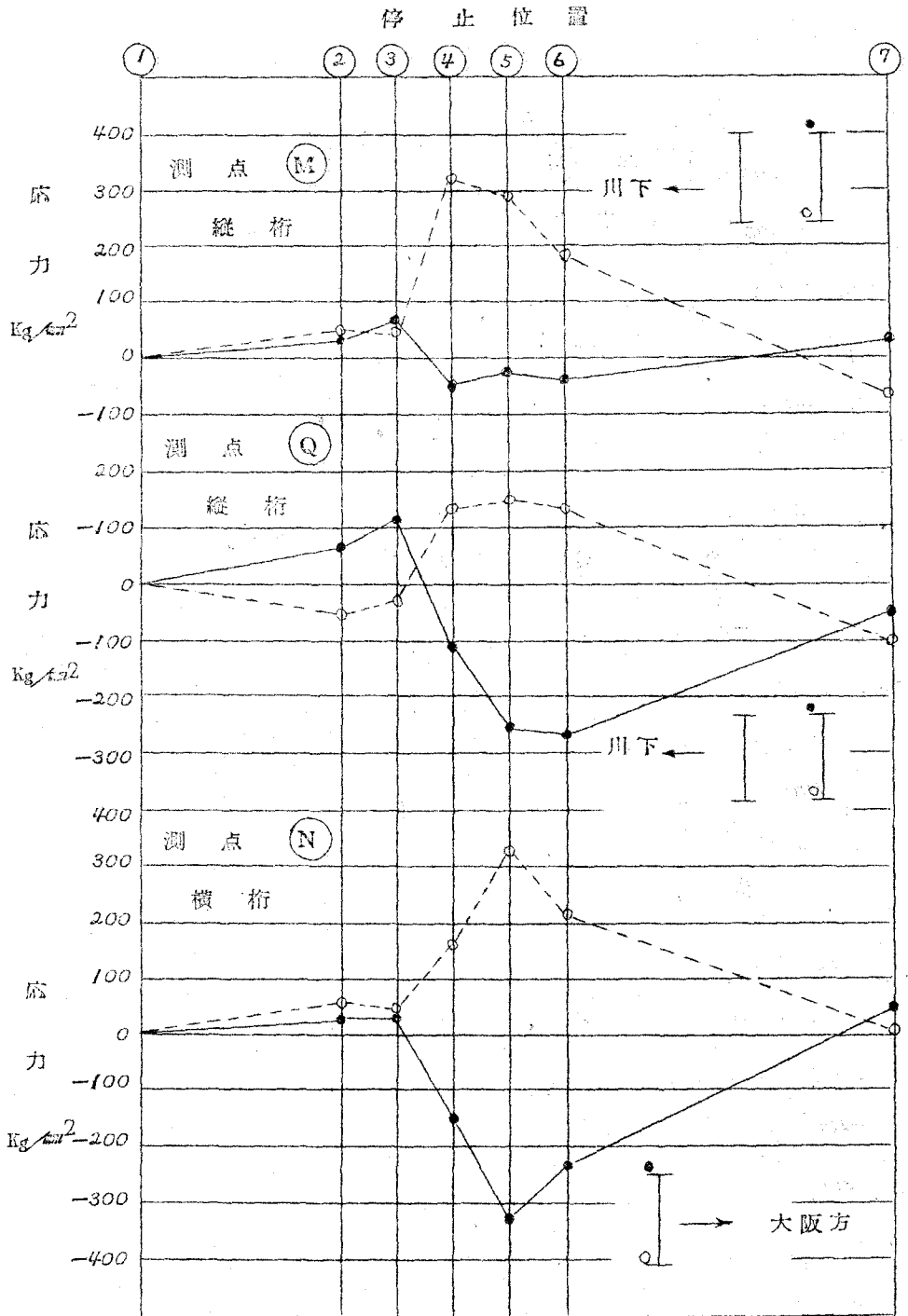


図2-9

第8 トラス 普通状態



斜材力に相当するセン断力は結局上弦材、下弦材および縦桁の曲げ抵抗によつて抵抗していることになる。

図・2-8 支間中央の斜材の応力を斜材の上端、中央、下端部およびそれぞれの上側下側において測定し、斜材の応力状態を知つた。No.8トラスのように弛んだ斜材では σ_u と σ_o とは大きい差を示し、これは曲げ応力が大きく作用していることを示している。またNo.8トラスの①、②、③の σ_u, σ_o を比較すると、①③では $\sigma_o < \sigma_u$ 、②では $\sigma_o > \sigma_u$ である。このことはこのような弛んだ斜材においても載荷して斜材に引張力が作用する場合に両端のヒンジは回転をしないで、弛んだ両端埋込み桁を左右に引張つたと同じ状態を示し、われわれの豫想を裏切り、このようにピントラスでも両端のピン部での回転は自由でないこと、従つて極めて大きい曲げ二次応力が作用することを示す。しかも(a)No.6 No.6トラスと(b)No.8トラスを比較してみると、 σ_u と σ_o の差異はNo.6トラスは小さく、斜材の弛みの少ない方が曲げ応力の小さいことを知ることができる。

図・2-9 東京側から①、②、③・・・・と荷重が移動するにともない、縦桁の支間中央および縦桁の大阪方端に近い上下フランジの応力は測点④、⑤の図のごとく、また横桁の応力は測点⑥の図のごとく変化する。縦桁についてみると、荷重状態③以降において始めて問題としうる縦桁に直接荷重が乗るのであるがそれ以前から応力が生じている。これは主として下弦材の引張による伸長にともない横桁の剛性のため縦桁も引張に抵抗するとよく協力したことを示すものである。

No.8トラスの荷重位置③の⑦点および⑧点を比較すると、No.8トラスは斜材が弛んでいるため $L_4 - L_4'$ 格間のセン断変形が大きく、その一部を縦桁で抵抗するため⑦点に大きな曲げ応力が作用し、⑧点では曲げ応力はほとんど作用していない。これは縦桁が図・2-10のごとく変形したことを示すものである。この傾向は斜材の弛みの少ないNo.6トラスにはほとんど生じていない。この⑦点の大きい曲げ応力は縦桁と横桁との連結リベットを

No. 8 は弛みの程度の大きいトラスであるので両者を比較した。

図・2-3 はその腹斜材の弛緩程度を測定したものである。

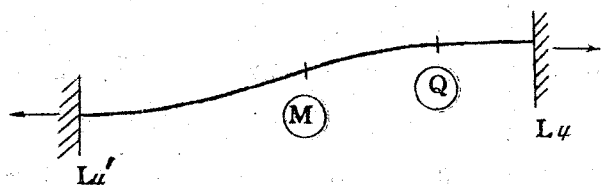
図・2-4 は試験機関車である。

図・2-5 は試験機関車による L_4' 点のタワミの測定値と計算値であり、No. 6 のトラスでは荷重位置④、⑤間で実測値は計算値と傾向が同じであるが、No. 8 トラスでは斜材の弛緩のため荷重位置が④から⑤に移行する場合、荷重の重心が $L_4' \sim L_4$ 間を移動して $L_4' \sim L_4$ 間のセン断力が符号が反対となるため、 L_4' のタワミは急減して計算値と異なる傾向を示した。このような $L_4' \sim L_4$ 間のセン断力の符号の変化に対して、斜材が弛緩しているため同格間で相当セン断変形してから斜材が有効に働き始めることは、結局その負担が上弦材 $V_4 V_4'$ 、下材 $L_4 L_4'$ 、下弦材 $L_4 L_4'$ に加はり、これ等に曲げ応力を生ずることとなる。 $U_4 U_4'$ および $L_4 L_4'$ に相当の曲げの作用したことが図・2-6 から知られる。すなわち $(\sigma_o - \sigma_u)/2$ が曲げ応力である。これは格点はピン連結であるにもかかわらず回転が自由に行われなことを立証している。また特に No. 8 トラスにおいては、 $\sigma_o - \sigma_u$ の値が異符号に変つていくことは、荷重が③→④→⑤と進行する間にセン断力が符号を変じ、縦つて $U_4 U_4'$ 、 $L_4 L_4'$ が反対方向に曲げられることを示している。No. 6 トラスのように斜材の弛緩の少ないものは、曲げ応力の量も少ないことが明かである。

図・2-7 (a) の No. 6 トラスにおいては、斜材が対材とともに最初から相当しまつているから、対材も初期の引張力が 0 になるまでは抗压材として圧縮力に耐えるので、 $\sigma_{u4} - \sigma_{u4'}$

すなわち全セン断力に抵抗する全斜材力としては、計算上の $L_4' \sim L_4$ 間のセン断力と極めてよく一致しているこれに比し No. 8 トラスでは斜材が弛んでいるため全斜材力 $\sigma_{u4} L_4 - \sigma_{u4'} L_4$ は計算値よりはるかに小さく、この差の

図 2 - 1 0



弛緩させる原因となつている。

以上の結果から、ピン連結のトラスにおいてはピン部は相当の摩擦のため自由な回転を生じていない

ことが立証され、また腹斜材の弛みが斜材自体はもちろん上弦材、下弦材、縦桁等に相当大きい曲げ応力を生ずることを示した。

3 ランガー桁の応用について

筆者等の設計した深川専用線の豊州橋梁は、中央支間 5.6 m と 2 つの側支間 2.1.5 m よりなる橋梁である。本橋梁につき国鉄技研橋本氏等によつて図・3-1 のような試験用単機関車による拱肋、吊材、補剛桁、床組等の応力測定を行い、計算応力と比較した。特に興味のあるのは拱肋と吊材の応力であり、計算値と実測値との関係を図・3-2 に示す。(詳細は土木学会誌第 40 巻第 7 号に発表したもので省略する。)

拱肋の応力は図・3-2 の (b), (c) に示すが、側支間への荷重進入後、 A_2 , A_3 点の拱肋は設計計算における一次応力である軸力のほかに相当の曲げ応力を受け、しかもそれが正負に数回交番することがよくわかる。この二次応力としての曲げは、荷重の重心が略その測定点の下に来るときに大きくなる。しかし一次応力と二次応力の比は 10~30 % 程度である。またこの二次応力は支間中央に近い A_3 点より支間の $\frac{1}{4}$ 点に近い A_2 点において大きく生じていることは、アーチの変形が $\frac{1}{4}$ 点において大きいことから当然である。

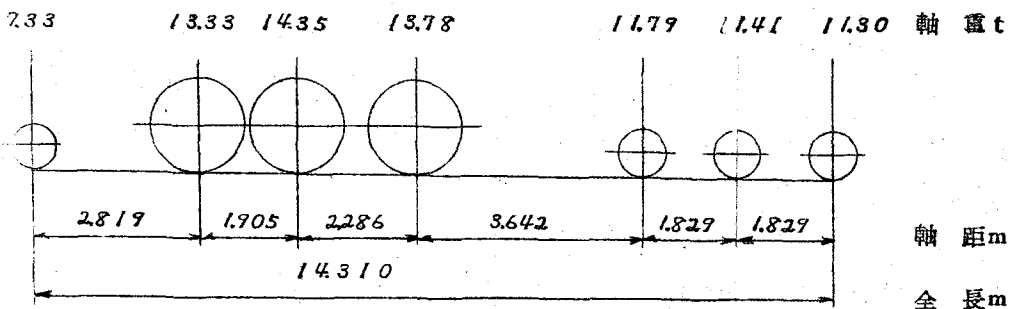
拱肋に比し吊材の応力は図 3-2 の (d), (e) のごとくである。本図に示すように吊材の二次応力が極めて大きいことは注目に値する。この二次応力は主構面内において生じているもの

で、拱肋の変形によつて吊材が曲げられて生ずるものである。平均応力は計算値とよく一致するが、曲げ応力は拱肋と同様に正負に数回交番している例えばH，については、その最大一次応力の生ずる荷重位置すなわち先端が(10)にあるときにおいても137%にも達している。ただし吊材は全支間に荷重が満載したときにおける応力で設計されており、このような場合には拱肋は対称の変形をし、従つて吊材の曲げ応力は比較的小さいことは有利ではあるが、いずれにせよ吊材の二次応力は相当大きく、しかも1列車の通過で数回交番するので、設計上吊材の両端は構面内の曲げに対する剛度の小さい設計にすることが望ましい。このことは特に鉄道橋においては常時活荷重が大きく、また支間の $\frac{1}{2}$ に活荷重が載荷する場合が生起するので、吊材の設計にはそのフランジよりも腹部に充分の断面積をもたせ、突出フランジの長さのできるだけ短いものが望ましい。

図・3-1

試験単機関車

型式 8620 全重量 83.27 t



図・3-2

拱助および吊材の応力

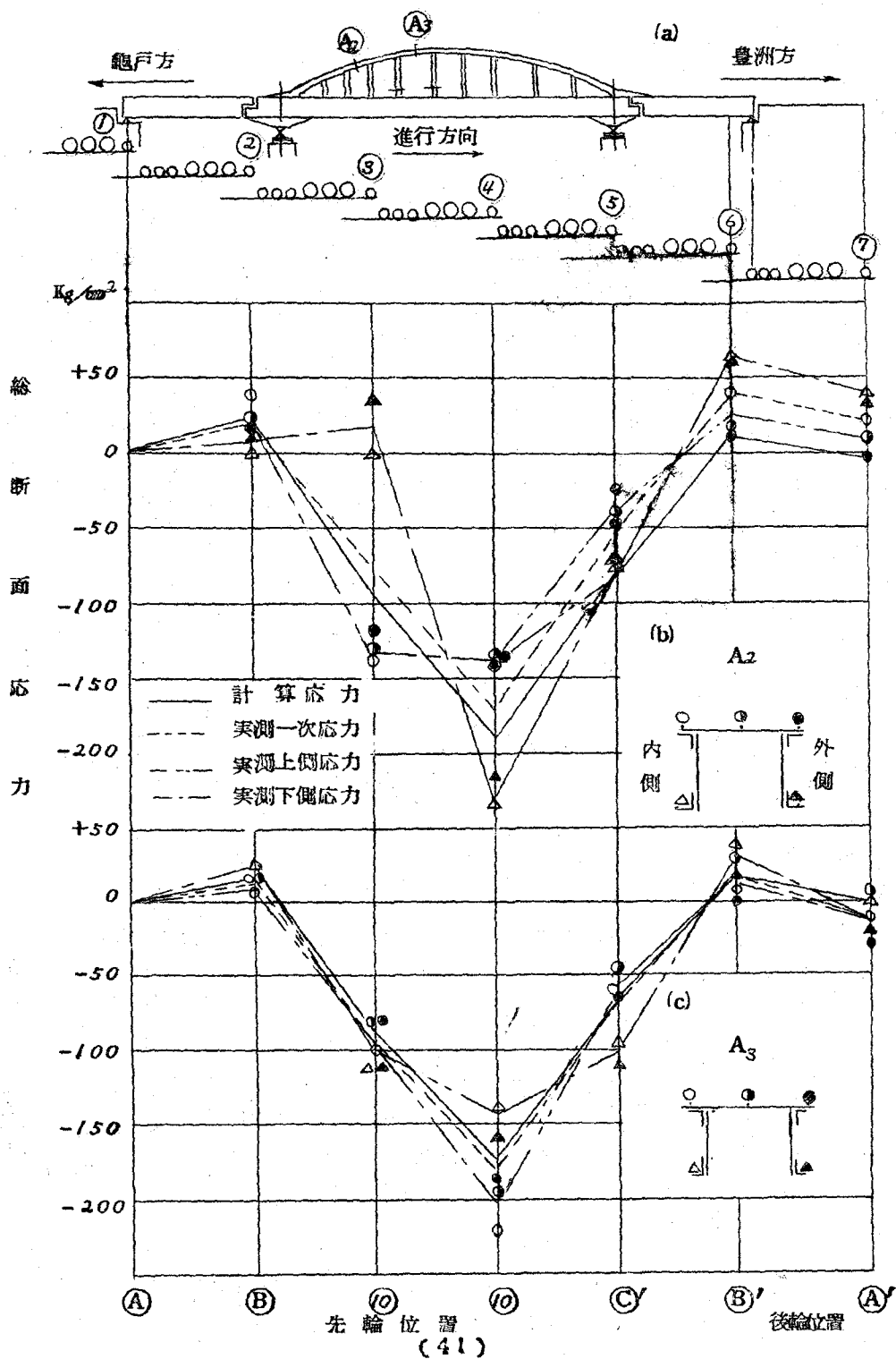


図 3 - 12

