

實際建築構造物の応力測定に関する

二、三の試験

早稲田大学教授 工博 内藤 多仲

早稲田大学助教授 ○谷 資信

§ 1. 序 論

建築構造物の現実における応力状態を確実に把握することが出来るならば、構造計画、応力計算、断面算定、所謂構造設計をより確固たる態度で処理することが出来るであろう。

然し建物の全般的な現実の応力を直接に把握する事は現在に於て至難と云はねばならぬ。又応力の測定とは言つても、変位の測定を媒介として類推している以上、厳密に言つて変形状態を認識出来たとしても、応力状態を把握出来たとは限らない。従つて實際応力の不明確さに依つて、構造設計が粗略な仮定に立脚し、計算することが一種の気休めを得るに過ぎない場合の多々あることは、構造の進歩を阻むものと云はざるを得ない。設計応力と實際応力とを比較することが出来て、構造の實際的条件を確認し得られるならば構造発展の基礎として充分価値あるものとなる。

本論は非常に局部的な場合を取扱つた二、三の結果の報告に過ぎないが、今後此種試験の發展の一段階としての試みであることを御承知願いたい。

複實際応力（實際変位）を測定する場合に最も問題とされることは「その方法」であろう。既存建物の現実の応力状態のありのまゝを直接に測定することは不可能であろうから、建物の施工中を利用するとか、完成後の適切な変形測定等より、現実の応力を類推する以外に簡易なる方法はないであろう。本文の例に於ては夫々次の場合を取扱っている。即ち(a) 鉄骨トラス梁（2.4 mスパン）の建方時並びに屋根コンクリート打込時に於けるトラスの応力測定より設計応力と比較する。⁽¹⁾ (b) 鉄骨ラーメンの応力状態を建方終了後に於て簡易に測定し、設計応力状態と比較する。(c) 並列四 穀構造（鉄筋コンクリート造）の仮枠支柱銅物除去時に於ける変形より応力状態を類推すること、及び完成后載荷に依る変形より応力を推定する。⁽²⁾ 以上3形式の測定方法並びに結果について述べる。

§ 2 鉄骨トラス梁の建方並にコンクリート打込時に於ける応力測定

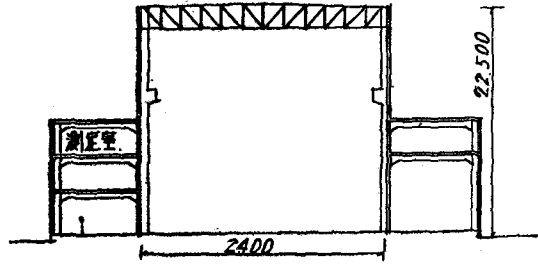
§ 2 鉄骨トラス梁の建方並にコンクリート打込時に於ける応力測定

(21) 目的

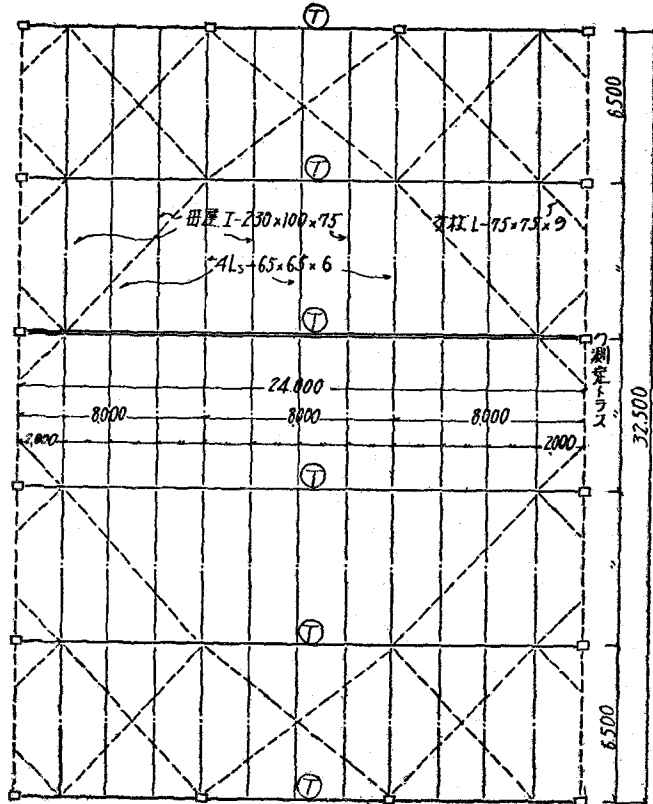
実際に供された建物は第1図
に示す様に中央に24 mスパン
鉄骨トラス梁を有する鉄筋コン
クリート構造で、鉄骨トラス部
分の伏図は第2図に示す。尚鉄
骨トラス梁の概略を第3図に示
す。鉄骨トラス梁の両端は下部
鉄筋コンクリート柱と一体とな
れば剛節ラーメンとなつて節点
にはモーメントの発生を見、特
に比較的大スパン

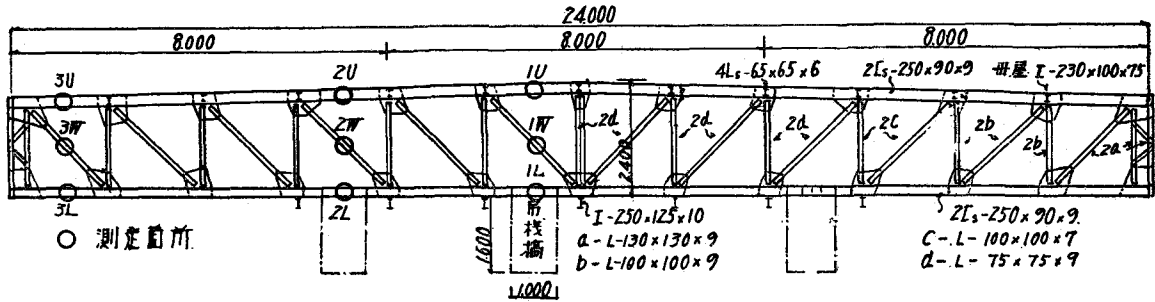
の本構造の場合に
於ては鉛直荷重に
依る曲げモーメン
トは大となり、そ
の影響は下部構造
にまで進展する。
処で設計に際して、
トラス梁両端と柱
との結合を屋根コ
ンクリート打の最
後に行う施工順序
を予想し、(即ち
屋根コンクリート
重量に対して、ト
ラスは単純支持梁
の如く変形させる。)

第 1 図



第 2 図



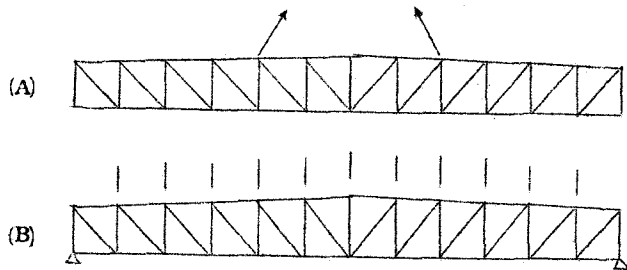


節点の剛性を減じて鉛直荷重に依る端モーメントを約 $\frac{1}{2}$ と考へ、且つ水平荷重に対しては節点の剛性は充分にあると仮定した。以上の設計上の仮定を実際に於て立証する目的で、鉄骨トラス梁の応力を第1に建方に際し、第2に屋根コンクリート打込に際して計測し、特に柱との接合状態を考察しようとしたものである。

(22) 測定方法

建方時に於ては第3図○印に示した様に、トラス梁の中央部、中間部並に端部の上絃材、腹材、下絃材に夫々断面の図心部分に電気抵抗線歪計 Gauge を貼附し、上方に吊上げた折の応力を基点に考へ柱上に設置する迄の歪を測定した。測定位置は現場の都合に依り 1.0 m 下の 部屋を利用した(第1図参照)。第4図(A)、は上方に吊上げた際、(B)は両端を柱上に置いた場合の夫々の力の作用形式を示している。

第 4 図



可成り入り、思はしい結果を得ることが出来

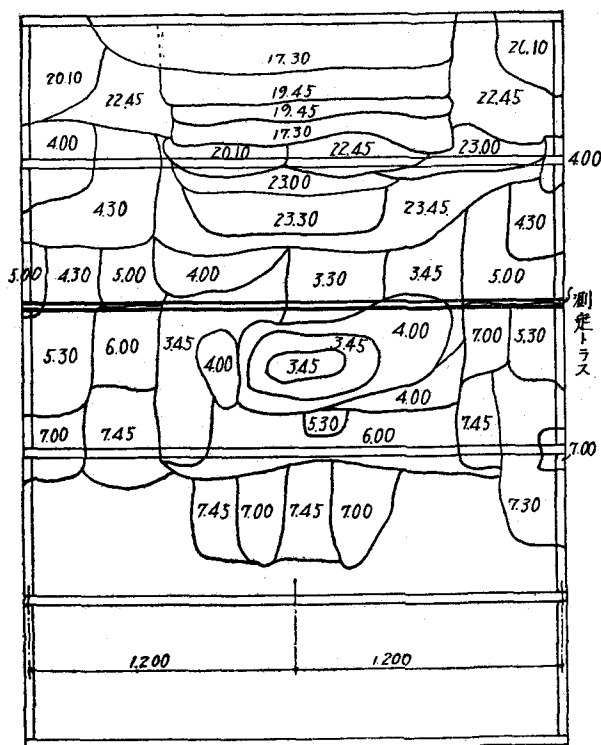
ないので、Dial Gauge に依り、検長 2.0 cm の歪計を現場にて取付け、下絃材の歪を併せ測定した。コンクリート打込は中央部分を初めに端を後に行つた。打込箇所及び時間は第

5 図にて示す通りである。

第 5 図

(23) 測定結果

建方時に於ける測定結果は第 1 表に示す。応力算定に当つては鋼のヤング係数を $21 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とした。単純トラスとしての応力と比較して大略合致している様である。



第 1 表

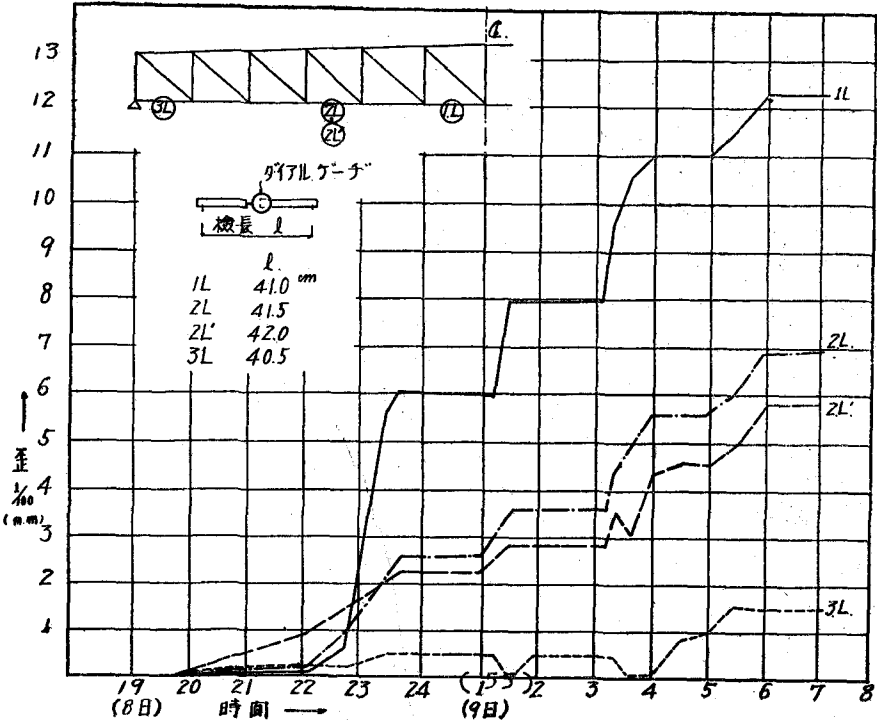
部材	測定結果 (Strasn Gauge に依る)				計算上のトラス応力	備 考
	$\epsilon (10^{-1})$	$\sigma (\text{kg/cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$N (\text{kg})$	$N (\text{kg})$	
1U	-27.5	-578	8814	-5100	-8560	絶縁抵抗不良にて指針が振動
1W	-15.0	-315	2538	-815	-249.5	
1L	+41.0	+862	8814	+7600	+8720	
2U	-30.0	-630	8814	-5550	-8900	
2W	+80.0	+1680	2538	+4250	+2930	
2L	+141.5	+2960	8814	+26100	+6830	
3U	-12.5	-263	8814	-2320	-2397	
3W	+37.5	+1310	4548	+3680	+3224	
3L	+5.0	+105	8814	+925	0	

コンクリート打込時に於ける応力は第2表に示す。特に此場合にはコンクリートの流出等に依る Strain Gauge の損傷が甚しく、良い結果が得られていないが、Dial gaugeに依る値は大体信用出来るものと考えられる。

第 2 表

部材	Strain Gauge に依る測定結果				Dial Gauge に依る測定結果			計算上の トラス応力 N (t)	備 考
	$\epsilon(10^{-6})$	$\sigma(\frac{kg}{cm^2})$	$A(cm^2)$	N(t)	$\epsilon(10^{-6})$	$\sigma(\frac{kg}{cm^2})$	N (t)		
1U								-550	Strain Gauge断線
1W	+10	+262	2538	+0665				+0716	
1L	+883	+186	8814	+164	+305	+641	+565	+5430	Strain Gauge 絶縁抵抗不足
2U								-509	Strain Gauge 断線
2W	+125	+264	2538	+67				+100	
2L			8814		+166	+348	+307	+437	Strain Gauge 絶縁抵抗不足
					+138	+290	+256		
3U	-87.5	-184	8814	-162				-185	
3W	+125	+263	4548	+119				+250	
3L	+39	+82	8814	+72	+37	+778	+685	0	

第 6 図



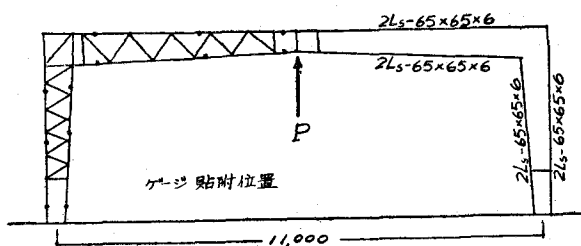
コンクリート打込時に於けるDiar Gaugeに依る歪変化は第6図に示した。両者の測定から単純支持梁としての応力に近い結果を得て次の事柄が結論されるであろう。(a) コンクリート施工順序に依り全体的構造の応力状態に相當の差異があると考えられる。(b) 本施工の場合にはトラス中央部分を始めに、端部分を後に行つたため、トラス及びコンクリート自重に依るトラス応力を求めるには両端は単純支持と考えてよい。(c) 単純支持梁としても、節点の剛性からラーメンとしての二次応力が発生し、端部下絃材に若干の引張力が生ずる。(d) コンクリート硬化後はトラス両端は柱と剛節せられると考えられるから、本建物に於ては鉛直荷重の応力は、その荷重の42%分をラーメン、残りの58%分は単純支持トラスとして求め與置してよいこと、換言すれば鉄骨トラスを受ける柱には鉛直荷重の42%分の曲げモーメントが伝達されることになる。(e) 特にコンクリート打込時に於けるStrain Gaugeはコンクリートの飛沫に依る損傷を最小限にする様、特に防水を施す必要があり、又リード線の配線には施工中の事であるので充分注意する事が望ましいと考えられる。

第 13 図 = 7

§ 3 鉄骨ラーメンの曲げ応力分布の測定

(31) 目 的

第7図に示す様にスパン11m、高さ4.30mの変断面ラーメンである。腹材は全て鉄骨ラテスである。柱脚部分は巾40cm柱頭部分は70cm梁中央部分の高さ47.5cm端部70cmにして、それ等の中間は直線形である。アンカーボルトは4本19



φであるが、完全固定と仮定することは出来ない。尚梁中央部分の高さ小となるため、本構造は略三鉸節ラーメンと考えられ、略算的には三鉸節としての応力を求め断面を仮定したのであるが、その可否について鉄骨建方終了後ボルト仮締時及びリベット打時に於ける中央集中荷重を与え曲げ応力分布を求め、設計応力分布との比較を目的とする。

(32) 測定方法

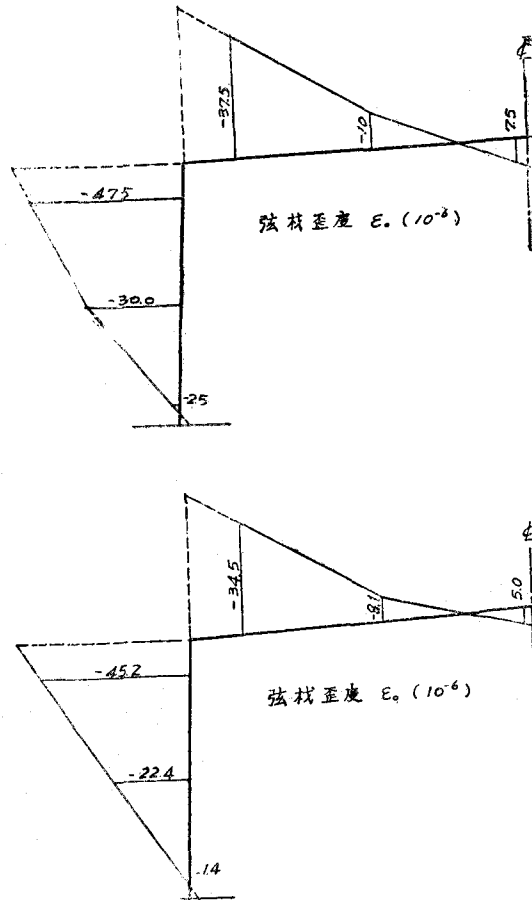
鉄骨建方終了後単位トラスの中央部分をジャッキにて突上げ中央集中荷重を与えた場合の

曲げ応力分布を電気抵抗線歪計に依り計測した。特に曲げ応力のみの相対的分布を見るために上絃、下絃材に貼附したGaugeを一組に用い測定を行つた。Gaugeを貼附したまゝ Rivetingを行つた為振動に依り Gauge が剥離し、部分的に Gauge の取代えを行つた。

第 8 図

(33) 測定結果

中央集中荷重を下部より与えた折の測定結果の一部を歪度の変化で表わせば第8図(A)(B)の如くなる。(A)はボルト仮締の場合であり、(B)はリベット打の場合である。結論として次の事柄が云えるであろう。(a) (A)、(B)共略同様の傾向がある。(b) 柱脚はピンと仮定しても大差ない。(c) 梁中央部分の値も比較的小である。(a) 野外にて Strain Gaugeに依る測定を行う場合には荷重の操作を短時間にすることが、温度変化に依る影響を最小限とする上からも適切な処置であると考える。



§ 4 並列円 殻構造の仮枠支柱
銅物除去時及び載荷時変形測定より
応力の推定並に水平加力時の控
柱の横力分担に関する測定。

(4.1) 目的

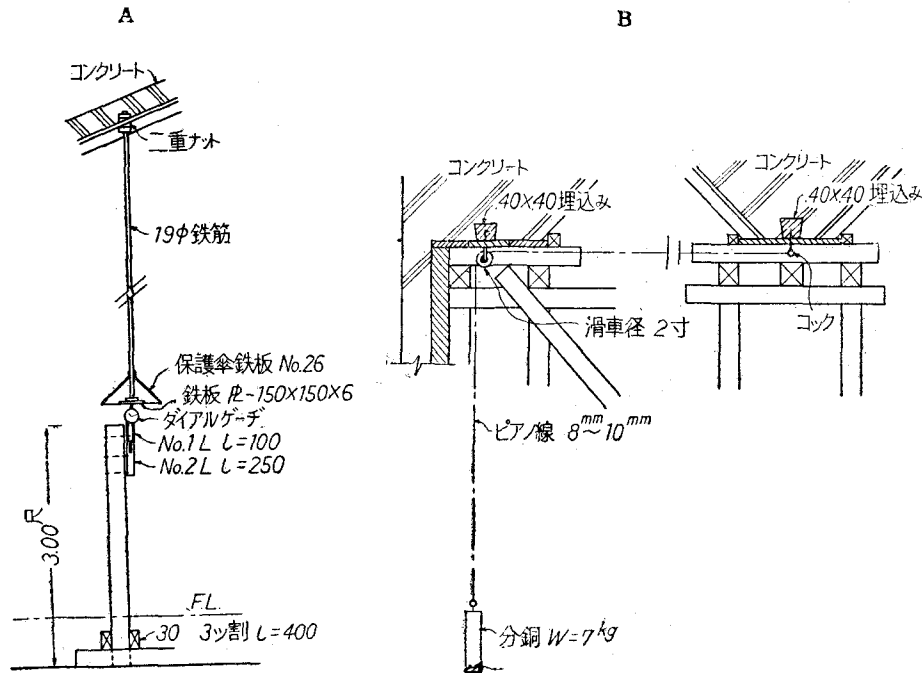
第9図、第10図に示せるスパン並列円筒殻(鉄筋コンクリート造)の設計上、施工上の検討を行う目的にて種々の試験を行つたが本文では、仮枠支柱除去時に於ける変形よ

り応力状態を推定することゝ、載荷に依る変形から応力を考察すること、並に水平加力を行つたときの控柱に加わる応力を測り、横力分布の概略を知ることの試験について触れる。

(42) 測定方法

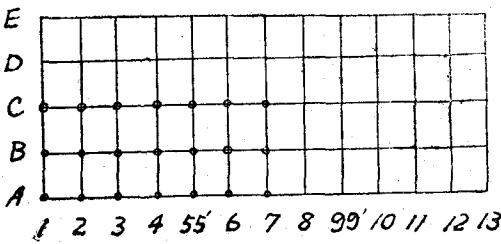
鉛直方向並に水平方向変位を夫々第 11 図(A)、(B)にて示せる方法、(鉛直方向は Shell

第 11 図



第 12 図

より釣られた 19φ鉄筋の先端に傘を掛け Dial Gauge を保護する様に Plate に接触させる。測定位置は第 12 図に示す。水平方向に対してはピアノ線を張り分銅の先端に Dial Gauge を掛け測定。)に依つた。尚控柱の効果を推定するために電気抵抗線歪計を用いた。支柱

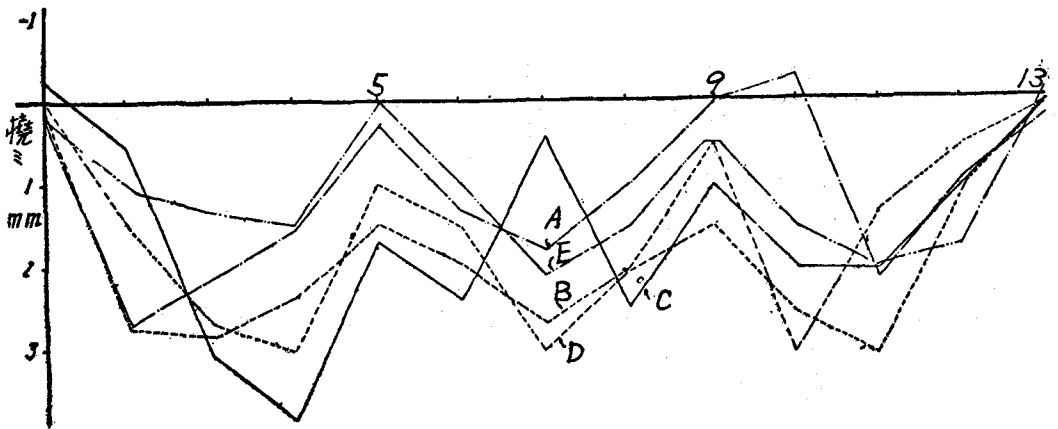


銅物除去は鋸梁部分を残して、中央 Shell を初めに、両端 Shell を後に行い、後日にな

つて裾梁下部を全部除去した。載荷は1袋25 kgの砂袋2,000袋を第14図の順序に依つて行つた。水平加力はA、C、E列にワイヤーロープをターンバツクルに依り引張りテンションメーターにて加力測定を行つた。第1回目はC列8 t、AE列4 t、第2回目は各列共6 tとした。尚その際引張側控柱に検長105 mmのDial Gaugeに依る歪計を試作取付け鉄骨表面歪を測定したが比較的良好の結果を得た。

(43) 測定結果

第 13 図



(a) 仮柱支柱除去に於ける垂直変位

コンクリート打込後11日目に裾梁下端部分を除いて、支柱鋼物を除去した、その際の垂直変位を第13図に示した。以後16日目に完全に除去が行はれた、その際の変位の増加は殆んど認められなかつた。除去後初めて構造に応力の発生を見るものと理想的には考えられるが後述する様に変形が載荷試験の際(100 kg/m² 荷重)と略同様であつたことから、支柱の予期せざる変位に依つて除去以前に応力の発生を見ているものと考えられる。尚又裾梁下端の支柱のみ残すことは大程効果があるとは思はれない。

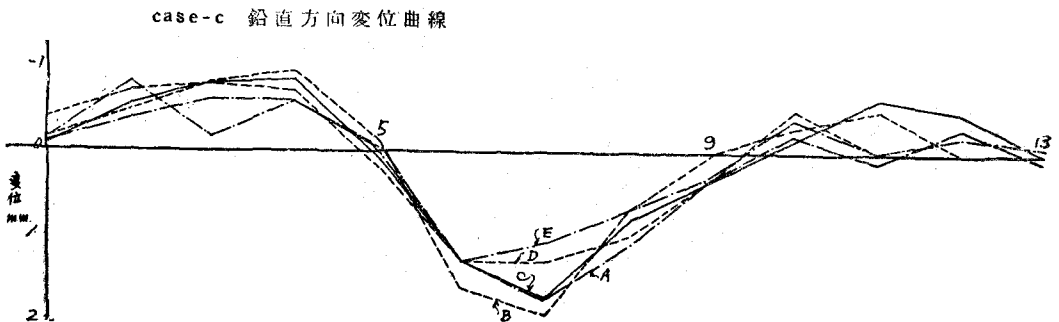
(b) 載荷試験

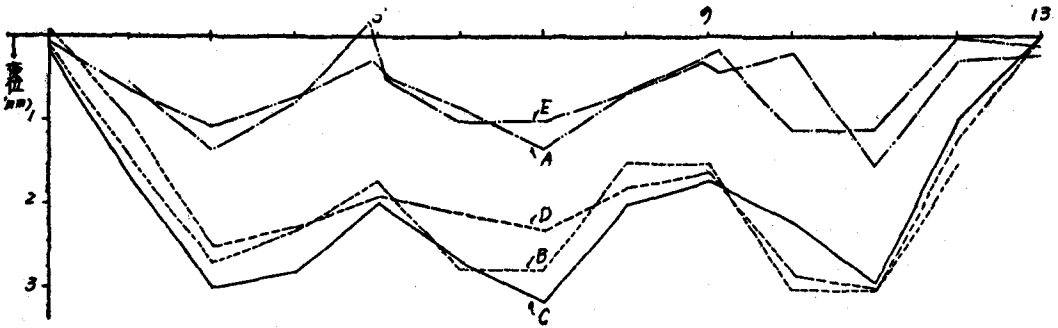
第14図に示す順序に依り載荷された。中央Shellにのみ載荷された場合には恰も5.9列を支点とする連続梁の如く変位し、(第15図)、全面載荷の場合には第16図に示せる如く最大3 mmの変位となつた。

第 14 図

記号	時間	荷 重 状 態	記号	時間	荷 重 状 態
a	12日 1140	+112袋 112袋(2.8 ^t)	j	1100	-336袋 1664袋(41.6 ^t)
b	1320	+336袋 448袋(11.2 ^t)	k	1200	-280袋 1384袋(34.6 ^t)
c	1400	+280袋 728袋(18.2 ^t)	l	1420	-336袋 1048袋(26.2 ^t)
d	1500	+336袋 1064袋(26.6 ^t)	m	1520	註 1520は人夫約15名がshell上に在り 1530は初袋のみの場合を測定
e	1540	+280袋 1344袋(33.6 ^t)	n	1530	-280袋 768袋(19.2 ^t)
f	1650	+336袋 1680袋(42.0 ^t)	o	1650	-336袋 432袋(10.8 ^t)
g	1800	+280袋 1960袋(49.0 ^t)	p	1730	-280袋 152袋(3.8 ^t)
h	1830	+40袋 2000袋(50.0 ^t)	q	1820	-112袋 40袋(1.0 ^t)
i	13日 0900	2000袋(50.0 ^t)	r	1830	-40袋 0
			s	14日 1100	0

第 15 図





今第16図の変位曲線より、概略の応力を推定して見る。第17図の座標を考え、曲率の
変化は

$$\chi_x = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \chi_\varphi = \frac{1}{a^2} \left(w + \frac{\partial^2 w}{\partial \varphi^2} \right)$$

第 17 図

にて与えられる。但し $\varepsilon \varphi = 0$ とし、

$w = \delta \cos \varphi$ (φ は鉛直方向変位)

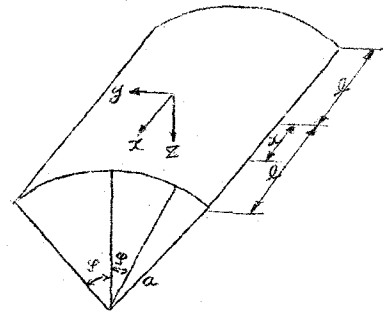
として w を測定値より求める。 φ 方向、

x 方向の境界条件として、

$$\varphi = \pm \varphi_0 \quad \text{にて} \quad \frac{\partial w}{\partial \varphi} = 0$$

$$x = \pm l \quad \text{にて} \quad \frac{\partial w}{\partial x} = 0$$

を満足する様に次の如く夫々の方向の
変位を仮定する。即ち



$$w_y = B_0 + B_3 \cos \frac{\pi}{\varphi_0} \varphi + B_4 \cos \frac{2\pi}{\varphi_0} \varphi$$

$$w_x = C_0 + C_3 \cos \frac{\pi}{l} x + C_4 \cos \frac{\pi}{l} x$$

之より $\nu = 0.2$ 、 $E = 2.1 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 、 $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ として M_φ 、 M_x を次
式より求められる。即ち

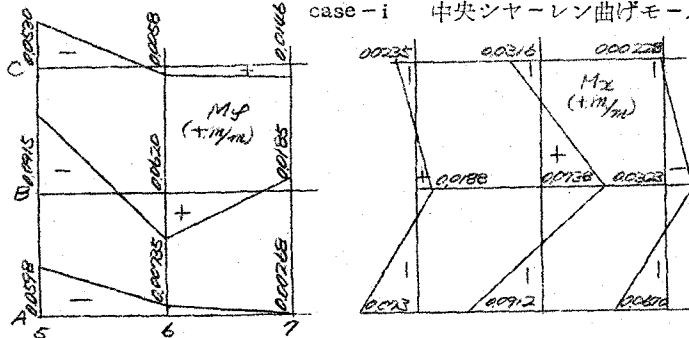
$$M_\varphi = -D (X_\varphi + \nu X_x)$$

$$M = -D(X + VX)$$

第 18 図

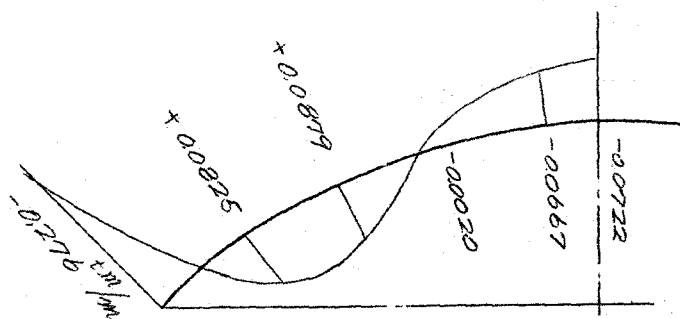
で段階に於て
上式より計算
した中央 S-
hell 部分の
曲げモーメン
ト図は第 18
図の如くなる。
一方 A. S.

case-i 中央シャーレン曲げモーメント



C. E の方法
に依り ϕ 方向
中央部分につ
いて求めると
第 19 図の様
になる。此場
合の荷重とし
ては $300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
である、第 18
図の数値を 3
倍して比較す
れば大略の傾

第 19 図



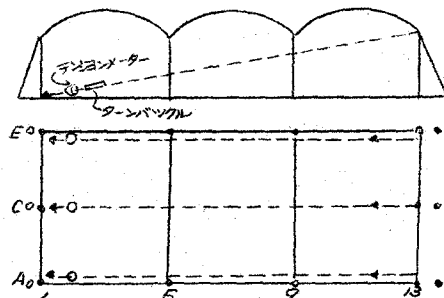
向は合う様である。此場合測点の不足の
ために粗略な仮定を置いて計算したため、
不十分な結果となつたが大略の性質は伺
えるのではないかと考える。

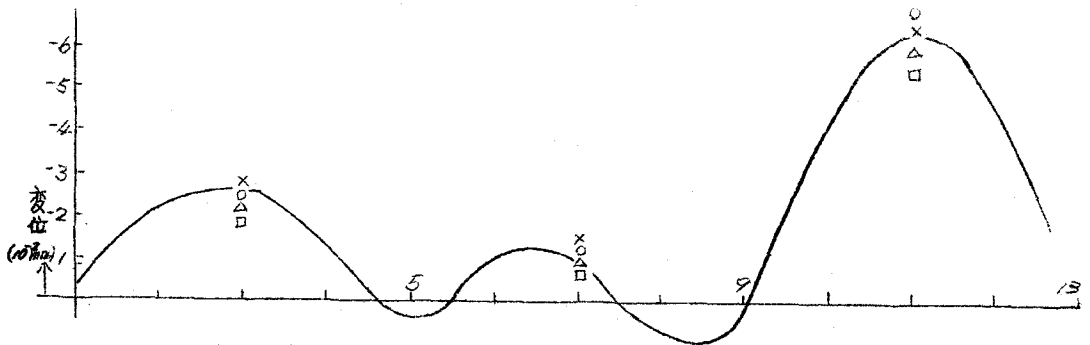
(c) 水平加力試験

第 20 図に示す方向に水平加力を行つ
た。第 21 図は第 1 回目中央列変位曲線
の大略である。

第 20 図

加力方法略図





此際引張測控柱に取付けられた横長105mmのDial Gaugeに依る歪計は荷重と歪とは略直線関係を保ち現場での測定方法としては原始的ではあるが効果的である。その値より応力を求めると第1回目には13列Aが205t Cが270t Eが216tで略同様の値を示し、計6.91tとなる、この水平分力は3tであり、全水平力16tに対し3tは引張側控柱にて分担されていることとなり全体の約19%の分担率となる。

§ 5 結

以上3種類の試験について総合的に云えることは、各場合共現場での施工中に行はれたものであるので、実験室の如き整備された状態にて厳密なる試験を行うことが出来ないが、適切な時期を把握し、施工中の全ゆる障害を予期して、それに対し万全の処置を施せば、ある程度精度のある測定が得られ、応力状態の把握も大略可能となると考えられる。以上粗略な報告に終つたが、今後實際構造の測定に対する基礎ともなれば幸いである。

(註)

- (1) 内藤多仲、谷 資信、「設計応力と實際応力の比較に関する研究」日本建築学会研究報告 第27号
- (2) 内藤多仲、谷 資信 「並列円 殻構造の寒大試験」日本建築学会関東支部研究会 昭和30年3月