

三愛ビルのPCリフトスラブ

阪 永 金 重*
矢 野 克 巳**

1. まえがき

三愛ビルは銀座4丁目の角地に建てるので、それにふさわしいビルで建物と広告塔を一体として設計しており、建物そのものが宣伝となり、モニュメントとなるように設計した。銀座の中心に光り輝く丸い塔であり、建物そのものがショーウィンドーになっていて、構造は立地の性質上、屋間の資材搬入はできないうえに工期も可能なかぎり短縮するため、できる限り軽量の工場製品を用い、現場で組立てるようにした。このため5階より屋上階までの床は1フロアを24等分したプレキャストコンクリート床版を4階鉄骨床組上で組立て、プレストレスを与えて一体とし鉄骨造コアに沿って吊り上げるPCリフトスラブとした。この床版の設計および実験について報告する。

2. 建物の概要

建物は2棟で地上4階床以下は一体となり、4階壁以上は、それぞれ独立した棟が渡り廊下で接続されている。

本棟は同筒状で中心に円筒核があり、ここにエレベーター階段およびダクト類がおさまり、この核よりドーナツ型のPC床版が張り出している。階段棟は矩形平面の塔で階段便所およびダクト類が配置されている。

表-1

建物名称	三愛ビル
立地	東京都中央区銀座西5丁目
建築面積	建坪 221.5 m ² 延面積 2491.1 m ²
用途	地下2~3階 三愛店舗 4~9階 三愛電機ショールーム 屋上 広告塔 地下3階および塔屋 機械室 地下階は将来地下鉄ロビーに連絡される
高さ	地上 31 m 地下 16.05 m 広告塔上端まで 48 m 全高 64 m
設計監理	日建設計工務KK
施工	(全般) KK竹中工務店 (PC工事) ビー・エス・コンクリートKK
工期	着工 昭和36年5月 竣工予定 昭和37年12月
構造体	地下(一般) 鉄筋コンクリート造(筒部) 鉄骨鉄筋コンクリート造 地上(一般) 鉄骨鉄筋コンクリート造(本棟5階以上の床) プレストレストコンクリート造 広告塔 鉄骨造

* 日建設計工務 KK 東京事務所長

** 日建設計工務 KK 東京事務所設計部

図-1 (a) 1階平面図

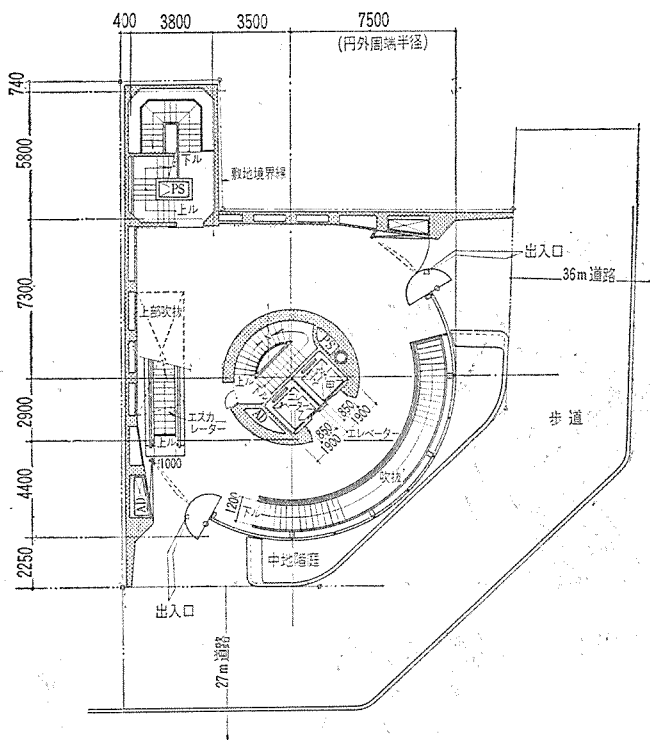


図-1 (b) 地下1階平面図

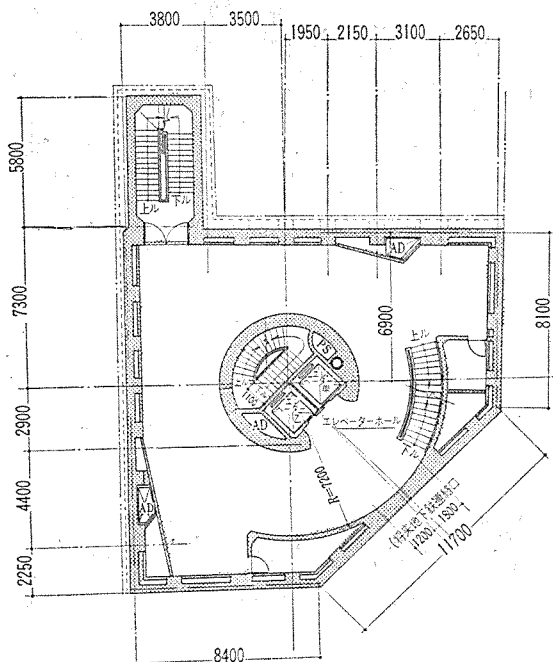


図-2 (a) 6・8階平面図

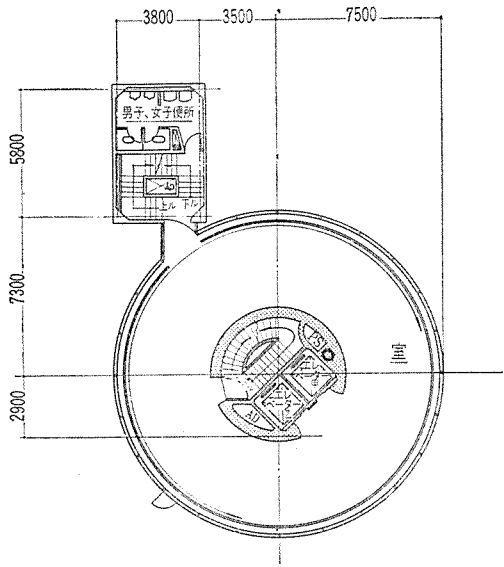


図-2 (b) 7・9階平面図

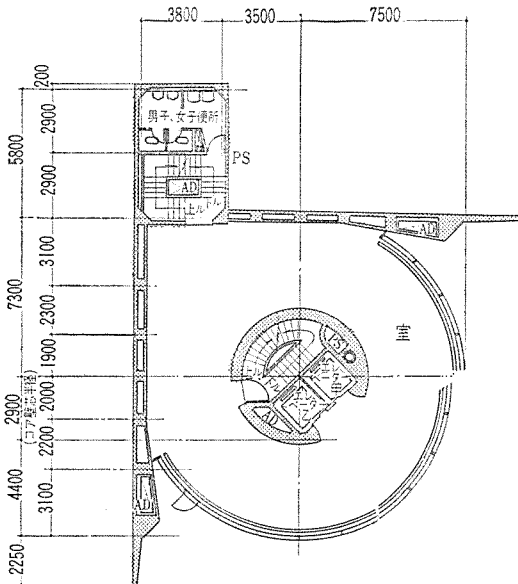
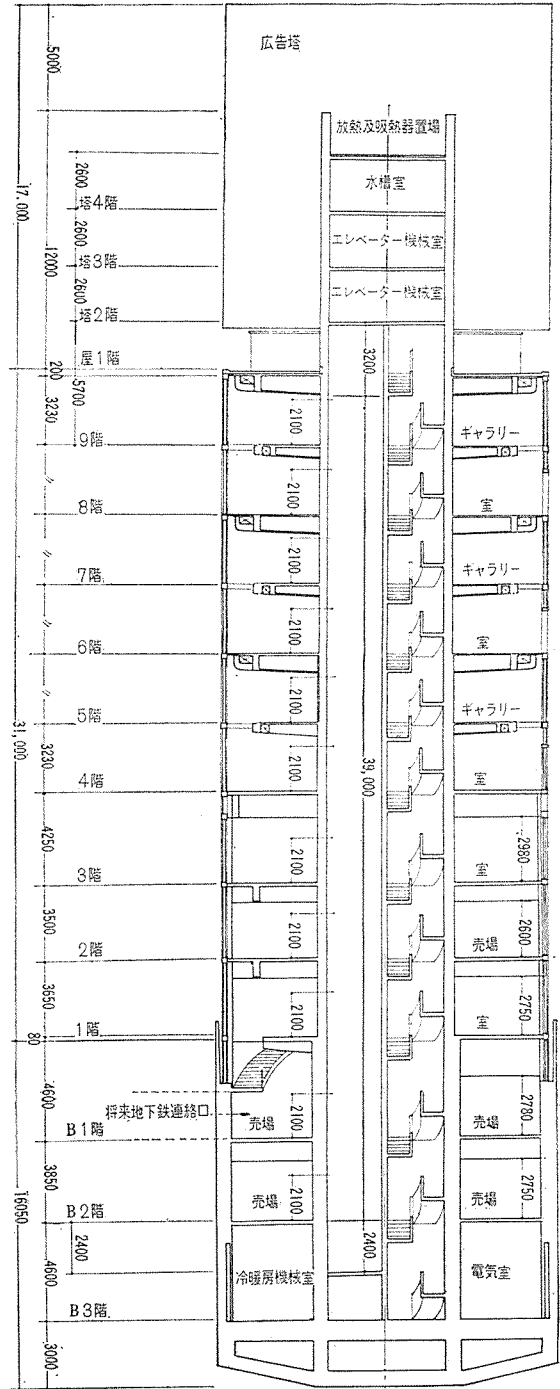


図-3 断面図



地下は敷地一杯を利用しているので図-4のように鉄筋コンクリート現場打ちの逆打ち工法で1階床より順に地下へ掘方の進むほどに外周りコンクリート打ちを行ない、所定根伐底に達してのち本棟核(円筒)の中央にタワークレーンを建て、核同筒の鉄骨建方を行ないつつ同筒に沿ってタワークレーンをスライドして上げてゆき、同筒を本棟階段棟の建方・資材取込みの工専用クレーンの支持体を利用し、さらに5階床以上のPC床の吊り上げにも利用する。

このために核同筒の鉄骨はコンクリート打ちの以前でもPC床およびクレーンの荷重を安全に支持しうるように設計されている。これにより工期が短縮され荷重の軽減と断面の寸法を小さくすることができた。

なお鉄骨に対するコンクリート被覆厚は原則として5

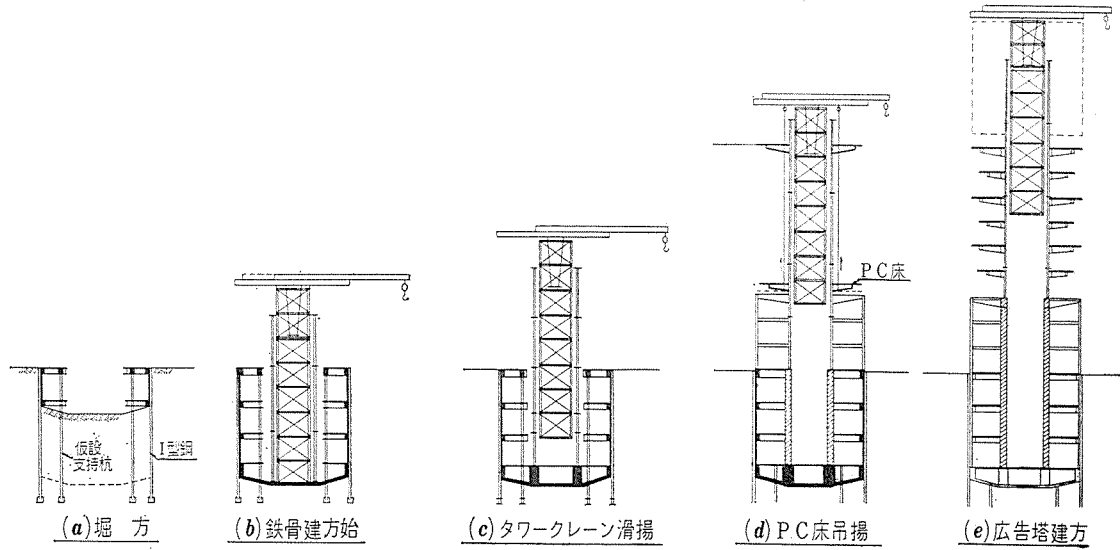
cmとし、鉄骨断面はコンクリートの充填しやすいようにしてある。

3. 構造設計

(1) 耐震計画

本棟の円筒核は直径5.8m(B_1)、全高64m(H_1)、 $H_1/B_1=11.0$ 、階段棟のスパン3.8m(B_2)、全高47m(H_2)、 $H_2/B_2=12.4$ と、きわめてスレンダーな塔状建築物が相接して建つので、円形の本棟が独立していることを表現

図-4 工 程 図



し、かつ地震時に両棟の接触による破壊を防ぐため両棟の地震時の変形を最小限度に押える必要がある。このため4階床面以下は両棟が一体となるようにし、隣地境界にそい耐力壁を4階の高さまで設けて、これを地下外壁に連結した。地下外壁の巾は短辺方向で $15\text{ m}(B_3)H_1/B_3 = 4.3$ であるから転倒に対し十分安全である。

図-5 地震時たわみ量 (単位 cm)

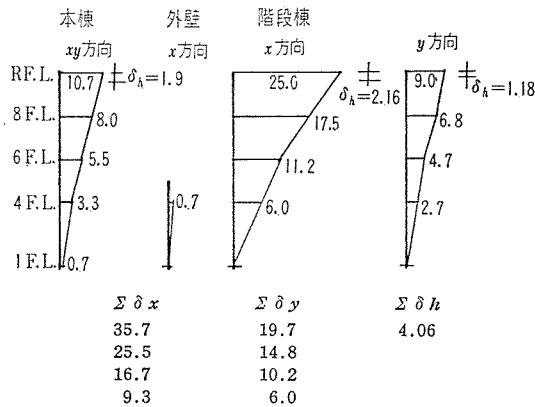
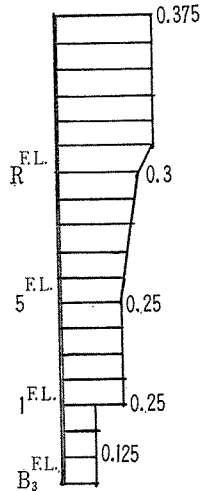


図-6 設計用震度



震度を建築基準法で定められた値の1.25倍としたとき、地上31mの屋上面で両棟の水平変位の和は22cm、鉛直変位の和は2.6cm(コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)となるので、地震時コンクリートのきれつなどによる剛性低下を考え、この値の2倍の変形が可能なるように両棟間のjointを考えてある。本棟5階以上の床は核円筒に固定され、外周サッシュと床の

jointは鉛直方向の変位に対してローラー支点である。

(2) 基礎

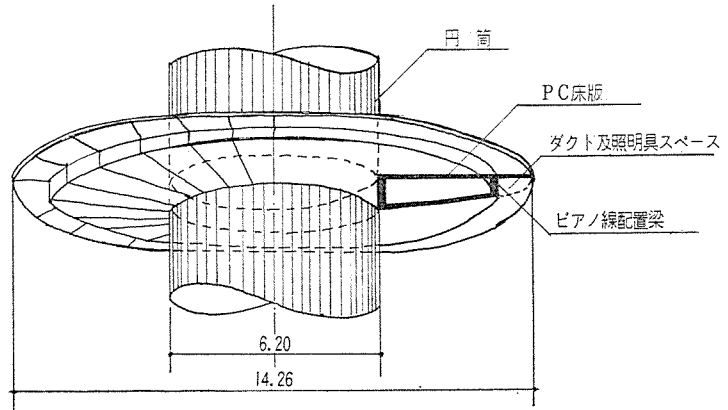
G.L.-14mで東京層に達し基礎底面地耐力は 30 t/m^2 (長期)以上である。

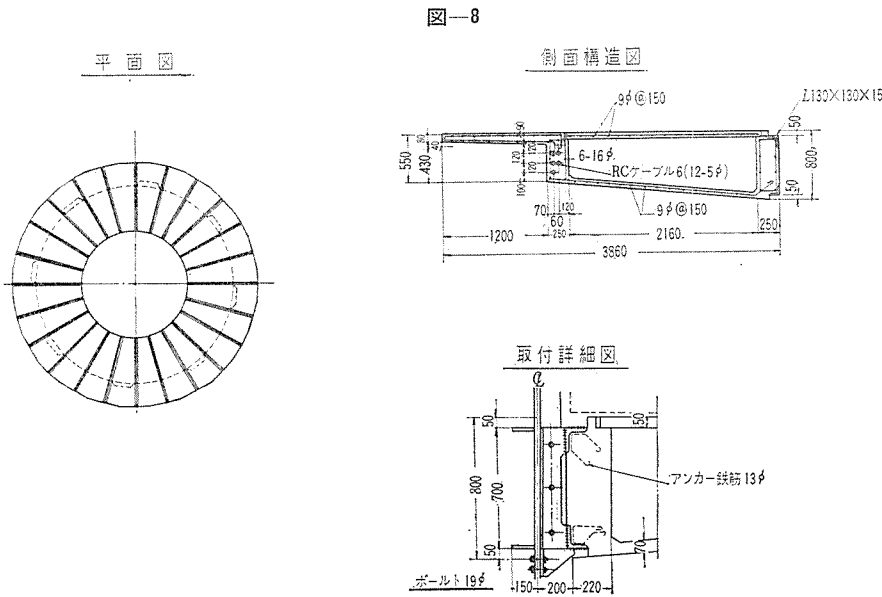
(3) 構造材料

地下構造体は施工を容易にし工費を安くすることを考え鉄筋コンクリートとしたが、本棟円筒核および1階床は上部構造との連続性と応力の大きい点より鉄骨鉄筋コンクリートとした。地上は鉄骨のみにした場合、本棟円筒核と階段棟柱との間げきは50cmのため、変形量をこの値以内におさえる必要があるため、鉄骨断面は変形で定まり、かつ耐火の規定によりコンクリート5cmの被覆を要するので鉄骨鉄筋コンクリートとした。工場製部材を組立てるプレストレストコンクリートが最も適当な材料であるが現状では法規、工期および工費の面で難点であるため使用できず、本棟5階以上の床にのみ用いた。屋上広告塔は回転するので最も軽くしうる鉄骨を用いた。

4. P C 床 版

図-7





PC床は1フローを24個のブロックに分け、二重床部分の上版側は取りはずし可能なように工場製作し(口絵写真参照)、現場4階床上で組立てる。ケーブルは逆傘型床版外周ばり型内に配置してありストレスを導入すると一体となり、中央で支持すれば床版を安全に支持できるようになる。このPC床版を鉄骨円筒に沿い吊り上げ鉄骨ブラケットで円筒に取りつける(図-4)。二重床の上版は設備配管が完了してのちPC床版に固定する(図-8)。

(1) 材 料

コンクリート $F_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 32 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 1/6$

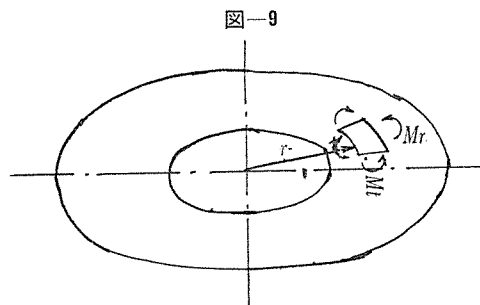
PC鋼線 5φ 引張強度 16500 kg/cm^2 ,
降伏点 14000 kg/cm^2 ,
伸び 4.5% , $E_s = 20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

表-2 許容応力度 (単位 kg/cm^2)

	導 入 時			設 計 時		
	圧 縮	引 張	斜引張	圧 縮	引 張	斜引張
コンクリート	180	0	12	140	0	10
5φ 鋼 線		11500			10700	

(2) 荷 重

版自重 490 kg/m^2
積載荷重 240 kg/m^2



(3) 応 力

図-8のごとく円周方向、法線方向の曲げモーメントをそれぞれ M_t , M_r とすれば円版の中心より r の点の応力は次式で求められる¹⁾。

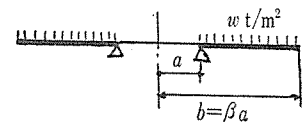
$$\rho = r/a, \quad \beta = b/a$$

$$\phi_1 = 1 - \rho^2, \quad \phi_2 = \rho \log \rho$$

$$\phi_3 = \log \rho, \quad \phi_4 = 1/\rho^2 - 1$$

a) 等分布荷重

図-10



$$M_t = \frac{wa^2}{16} \{ (1+3\nu)\phi_1 + \beta^2 K_1 \phi_4 + 4(1+\nu)\beta^2 \phi_3 + 2(1-\nu) - 2\beta^2 [2(1-\nu) - K_1] \}$$

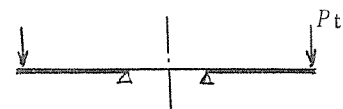
$$M_r = \frac{wa^2}{16} \{ (3+\nu)\phi_1 - \beta^2 K_1 \phi_4 + 4(1+\nu)\beta^2 \phi_3 \}$$

$$Q_r = -\frac{wa}{2} (\rho - \beta^2/\rho)$$

ただし $K_1 = (3+\nu) + 4(1+\nu) \frac{\beta^2}{1-\beta^2} \log \beta$

b) 外縁に集中荷重がかかるとき

図-11



$$M_t = \frac{Pb}{2} (1+\nu) \left[K_2 \phi_4 + \phi_3 + \left(2K_2 - \frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \right]$$

$$M_r = \frac{Pb}{2} (1+\nu) [-K_2 \phi_4 + \phi_3]$$

$$Q_r = P \frac{\beta}{\rho}$$

ただし $K_2 = \left(\frac{\beta^2}{1-\beta^2} \right) \log \beta$

c) 外縁に曲げモーメントがかかるとき

図-12



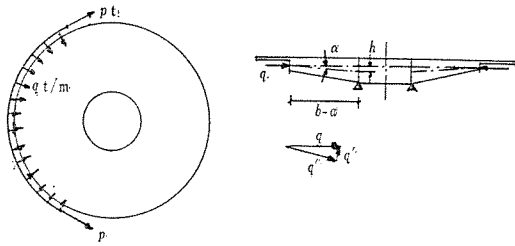
$$M_t = \frac{m \beta^2}{1-\beta^2} (\phi_4 + 2)$$

$$M_r = \frac{m \beta^2}{1-\beta^2} \phi_4$$

$$Q_r = 0$$

d) プレストレスによる応力 版の重心面が水平面より α だけ傾いている(図-12)のでケーブルの引張力の合力を P とすると版締付力 q は, $q = P/b$ となり,

図-13



この鉛直分力 $q' = q \cdot \frac{h}{b-a}$ による応力は (b) と同様にして求まる。

q の重心面分力 $q'' = q$ による応力度は、円周・法線方向の応力をそれぞれ $\sigma_t \cdot \sigma_r$ とすれば

$$\sigma_t = -\frac{b^2 q}{b^2 - a^2} \left(\frac{a^2}{r^2} + 1 \right), \quad \sigma_{t \max} = \frac{-2 b^2 q}{b^2 - a^2} : (r=a)$$

$$\sigma_r = -\frac{b^2 q}{b^2 - a^2} \left(-\frac{a^2}{r^2} + 1 \right)$$

$$\sigma_t + \sigma_r = -\frac{2 b^2 q}{b^2 - a^2} \quad (\text{const})$$

となる²⁾(注：二重床部平均版厚=20 cm)。

e) 応力表 大小2種の床版応力は表-3のようになる。

表-3

A 型		B 型	
$\beta = 1.87 \text{ m}, h = 0.125 \text{ m}$		$\beta = 1.61 \text{ m}, h = 0.075 \text{ m}$	
$\rho = 1$	$\rho = \beta$	$\rho = 1$	$\rho = \beta$
$M_t = -23.36 w$ $+ 8.3 q'$	$M_t = -11.55 w$ $+ 4.1 q'$	$M_t = -14.49 w$ $+ 6.5 q'$	$M_t = -8.97 w$ $+ 4.4 q'$
$M_r = 0$	$M_r = -0.86 w$	$M_r = 0$	$M_r = -0.52 w$

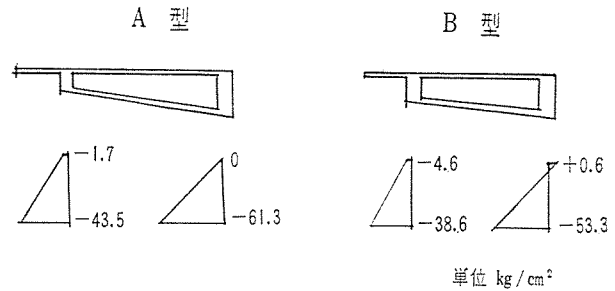
(単位 tm/m, t/m)

ただし設計荷重時 $W = 0.73 \text{ t/m}^2, P_A = 1.33 w$
 $P_B = 1.00 w, m_A = 0.86 w$
 $M_B = 0.52 w, q_{A'} = 0.046 2 q_A$
 $q_{B'} = 0.039 5 q_B$

f) 緊張力 プレストレス導入時の定着端における応力度を引張強度の70%とすると、A型(12-φ5)ケーブル6本およびB型(12-φ5)ケーブル4本の初期緊張力の合力は163 tおよび109 tである。円周上120°ごとに定着し交互に定着位置をずらすと摩擦損失15.6%,リラクセーションクリープおよび硬化収縮が4.1%となり有効緊張力はA型 $P_A = 132 \text{ t}$, B型 $P_B = 88 \text{ t}$ となる。ゆえに床版に働らく締付力 q はA型 $q_A = 132/5.8 = 22.8 \text{ t/m}$, B型 $q_B = 88/5.0 = 17.6 \text{ t/m}$ となる。

g) 設計荷重時版の応力度およびきれつ安全率 設計荷重時の版の応力度を求めるには等分布荷重 $W_1 =$

図-14 設計荷重時応力度

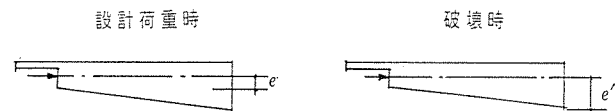


0.46 t/m²*のとき、およびプレストレス導入時は二重床の上床版は取りはずしてあるので、このときの断面係数を用い、等分布荷重 $W_2 = 0.27 \text{ t/m}^2$ * のときは二重床が一体となっているので二重床の断面係数を用いる。

きれつを生ずる応力度を $0.07 F_c = 28 \text{ kg/cm}^2$ とすると、きれつ安全率は TL に対してA型 1.8, B型 2.0, LL に対し A 型 3.3, B 型 4.1 となる。

h) 破壊安全率 破壊は内周ばりの鉄筋の降伏により生じ外周ばりのきれつ巾は小さくコンクリートの圧縮破壊は生じないので破壊安全率の計算は①外周ばりに入っているPC鋼線の締付力は設計荷重時計算用有効張力を用い、②PC鋼線と支点の偏心を図-15のように支点下端にとり、③はり上端主筋は降伏点に達しているものとして求めた。

図-15



A型の破壊安全率は TL に対して 4.1 で、きれつ荷重に対する比は 2.3, B型の破壊安全率は TL に対して 4.7 で、きれつ荷重に対する比は 2.3 である。

5. PC 床版の実験

PC床版のきれつ、および破壊安全率の確認のため1/5 模型による耐力実験を行ない、また耐火性の検討のため実物大の単位ブロック床版(円版を24等分したものの2個(断熱材トムレックスを床版下面に吹きつけたものと吹きつけないもの各1個)について、JIS 2級耐火試験に合格するかどうか実験した。耐火実験は建設省建築研究所に依頼したが、これについては他の機会にゆずり耐力実験について報告する。耐力試験体は2種で一体は

* 二重床部の上床版を除いた	DL=0.34 t/m ²
二重床部の上床版の	DL=0.12 t/m ²
	0.46 t/m ²
床仕上げモルタルの床	DL=0.03 t/m ²
	LL=0.24 t/m ²
	0.27 t/m ²
TL=0.73 t/m ²	

実物と同一製作工程に従い、部材寸法は1/5で鉄筋は1/25の耐力を有するようにしたとき、各部の応力度が実物と同じになるようにプレストレスを入れた。他の一体は二重床部分の床版は薄いので火災により破壊した後の床の安全性を確かめるためと床版の耐力としてはリブのみにも十分安全と考えられるので二重床部分の床版をなくし、リブと先端の一重床部のみがついた試験体を前者と同一の縮尺および配筋にして試験した。なお実験体プレストレスの有効張力を知るため外周ばりの1/5模型で試験した(写真-1, 2)。

写真-1 三愛ビル PC 版耐力実験 (A)

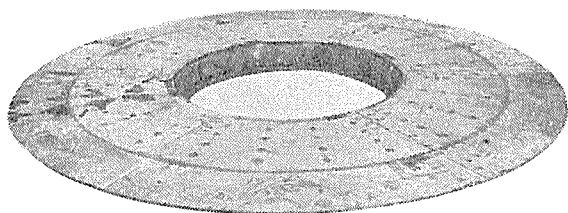
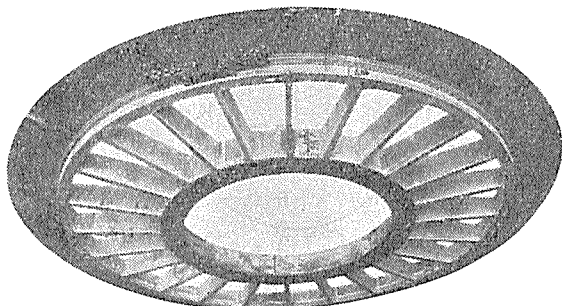


写真-2 三愛ビル PC 版耐力実験 (B)



(1) 試験体の材料・製作

a) 本体モルタル

セメント	小野田ポルトランドセメント
砂	神奈川県酒匂川産
重量配合	1 : 2.4
水セメント比	51.5%
製作	機械練りで振動づめ、2週間散水養生、18日で目地打ち

b) 目地モルタル

セメント	アサノベロセメント
砂	酒匂川産
重量配合	1 : 1.93
水セメント比	45%

c) PC 鋼線

直径	2.9 mm
初導入張力	800 kg/本

d) モルタル圧縮強度 (実験値は $\phi 5 \times 10$ cm シリンダー強度)

a 型 : 本体	$F_7 = 313 \text{ kg/cm}^2$ $F_{19} = 460 \text{ kg/cm}^2$ (P S 導入時)
----------	---

実験時 (Abram 式より推定し $\phi 15 \times 30$ cm シリンダー強度に換算)

$$F_{25} = 460 \text{ kg/cm}^2$$

目地 $F_7 = 486 \text{ kg/cm}^2$

b 型 : 本体 $F_7 = 355 \text{ kg/cm}^2$ $F_{28} = 492 \text{ kg/cm}^2$

実験時 (推定) $F_{23} = 435 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi 15 \times 30$ cm シリンダー強度)

目地 $F_7 = 542 \text{ kg/cm}^2$

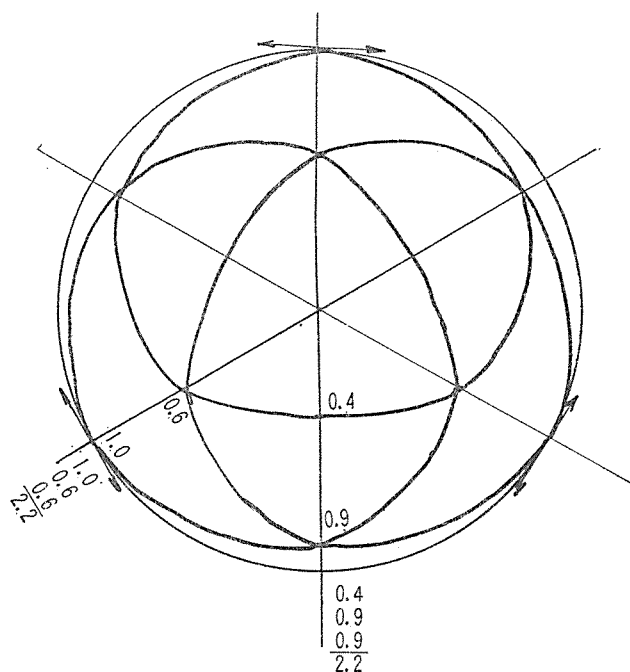
e) モルタル引張強度 圧縮強度の 1/14 として 33 kg/cm^2 とする。

f) モルタル本体と目地モルタル間の引張強度 圧縮強度の 2% として 10 kg/cm^2 とする。

(2) 有効緊張力

実物の PC 鋼線は 1 ケーブルが円周の 1/3 を締めつけるが模型では PC 鋼線 1 本が全周を締めつけるようにした。6 本の PC 鋼線は円周の 3 等分点で、それぞれ 2 本あて締めつけたが、端部が張力 T のとき摩擦による応力減退は図-16 のようになり、有効緊張力は 4.4 t となる。

図-16 摩擦による応力減小量



模型の締付力は (設計荷重時の鉛直荷重 : 締付力) の比および (応力度 : 圧縮強度) の比が実物と模型とで等しい値となるようにした。

この締付力は 4.15 t となるが模型の有効張力は初導入緊張力が 800 kg/本 なのでクリープによる応力減退を 10 kg/mm^2 とすると 3120 kg となる (写真-3)。

(3) 加力 : 測定の方法

a) 加力装置は 24 個の油圧ジャッキを用い 48 点に集中荷重をかけた (1 点あたり分担面積 1040 cm^2)。

写真-3

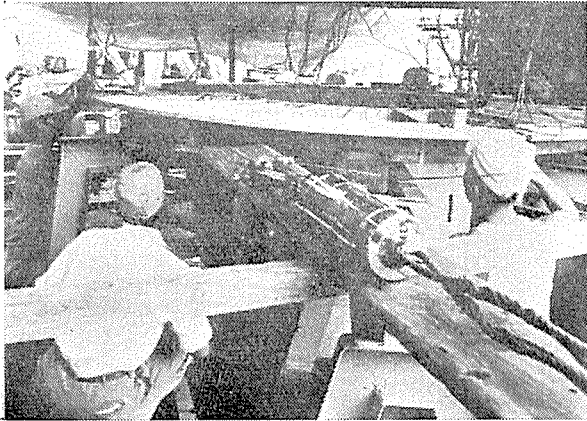


図-17 (a) 載荷点平面図

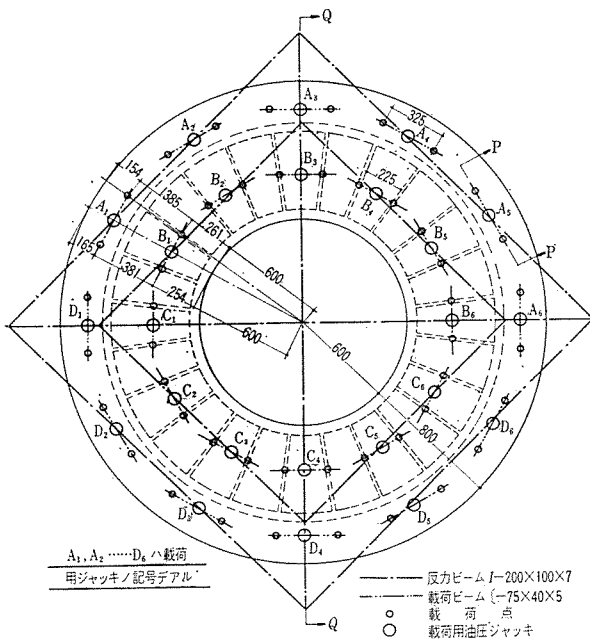
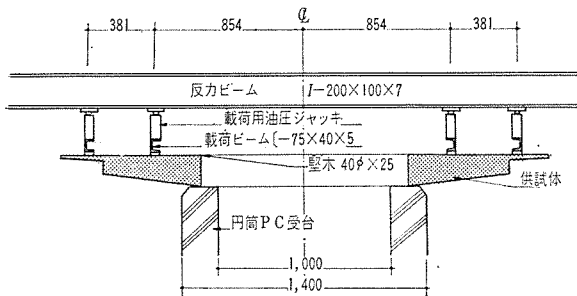


図-17 (b) Q-Q 断面概略図



油圧ジャッキは4系列に分かれ各系列ごとにジャッキ圧力を変えられることができる(口絵写真参照)。

b) たわみ測定は 1/100 mm 目盛ダイヤルゲージを用い、垂直変位を5点で測定した(写真-4)。

c) ひずみ測定はワイヤーストレインゲージを試験体の表面に貼り、プレストレス導入時および加力時のひずみを測定したが、この検討は本文では省略する。

写真-4

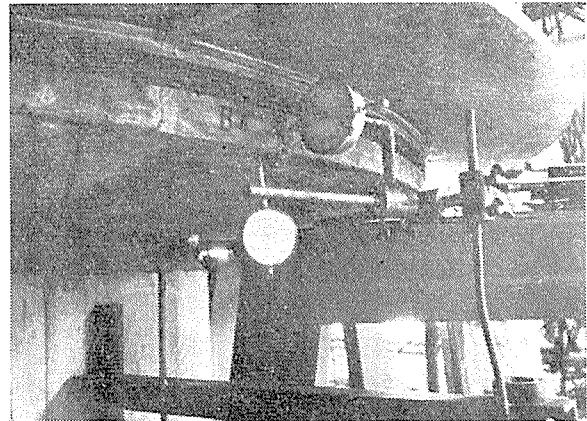


図-18 (a) 変位測点図

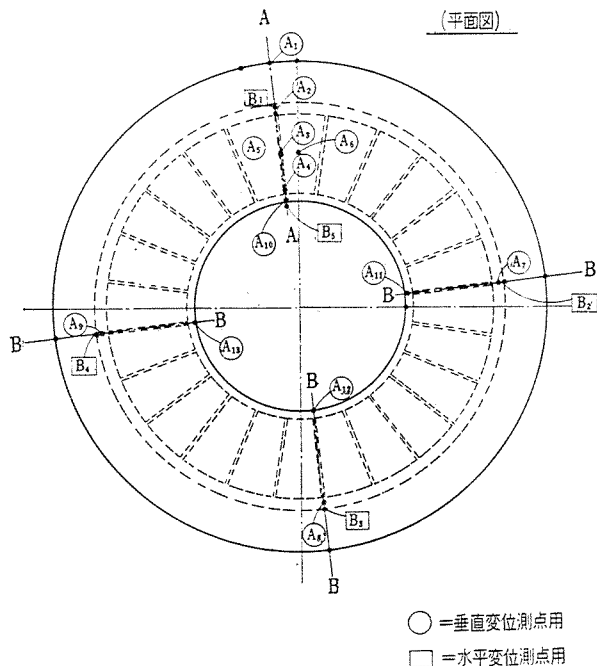
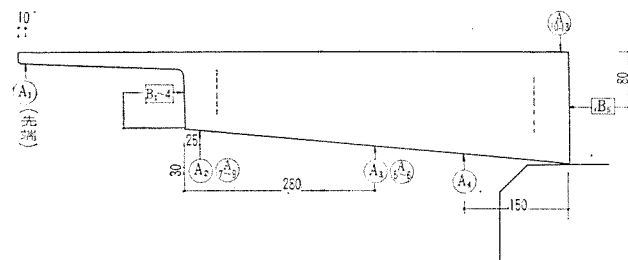


図-18 (b) 変位測点図

(断面図)



測定点 上記の通り

A₁~A₃ 各1点 8点

B₁ 1点×3 3点

B₂ 1点×3 3点

合計 14点

±4点

18点

垂直変位用 9点+4点

水平変位用 5点

d) 荷重階は 0.48 t で豆ジャッキ 1 個あたり 0.02 t を載荷した。載荷順序は

a 型: イ 0 t → 1.92 t (0.08 t/ジャッキ) → 0 (等分布荷重で

設計荷重まで)

□ 0 t → 0.48 t (0.04 t/ジャッキ) → 0 (片側等分布荷重)

ハ 0 t → 5.76 t (0.24 t/ジャッキ) → 0 (等分布荷重をジャッキ能力一杯まで)

ニ 0 t → 0.96 t (0.08 t/ジャッキ) → 0 (片側等分布荷重で設計荷重まで)

イ〜ニは緊張材 6-2.9φ (有効リングテンション 3.12 t) で行なう。

b 型: イ 0 t → 4.32 t (0.18 t/ジャッキ) → 0 (等分布荷重)

□ 0 t → 0.96 t (0.08 t/ジャッキ) → 0 (片側荷重)

ハ 0 t → 4.80 t (0.20 t/ジャッキ) → 0 (等分布荷重で破壊まで)

イ〜□は緊張材 6-2.9φ (有効リングテンション 3.12 t) で行なう。

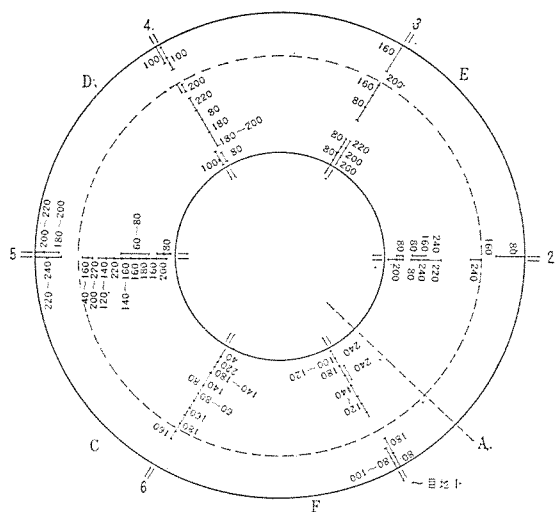
ハは緊張材 3-2.9φ (有効リングテンション 1.56 t) で行なう。

(4) きれつについて

a 型: ジャッキ荷重が 120 kg 前後で内周ばり上端目地端に荷重とともに成長するきれつが発生した。

220 kg で床上面に放射状方向目地の大部分にきれつが生じた (図-19)。外周ばり上端にきれつの生じたのは 160 kg のときであった。

図-19 A-ハ (0~240 kg/ジャッキ) 載荷時きれつ図



b 型: 緊張材 6-2.9φ のときはジャッキ荷重が 120~140 kg で内周ばり上端目地端にきれつが発生した。180 kg で目地すべてに生じた。

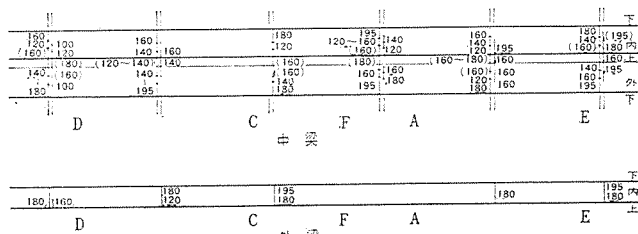
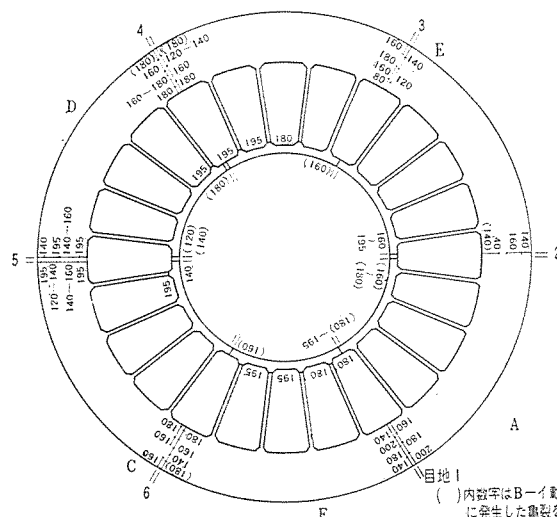
緊張材 3-2.9φ のときは 80 kg できれつが成長し始め 180 kg で放射状目地のすべてに入り, 195 kg でたわ

表-4 きれつ荷重 (単位 kg/ジャッキ)

型	実測性		理論性		設計荷重			
	A自重をふくまず	B自重をふくむ	C ₁ 計算法No.1	C ₂ 計算法No.2	D	B/D	C ₁ /D	C ₂ /D
a	120	143	137	136	97	1.47	1.41	1.40
bイ	120	137						

注: 計算法 No. 1 は本文に示した平板理論による場合
計算法 No. 2 は傘型のメンブレン応力を求める場合

図-20 B-ハ (0~200 kg/ジャッキ) 3-2.9φ 載荷時きれつ図



みが増大し, きれつ巾は急激に広まった (図-20)。

荷重-たわみ曲線の折れる点できれつが入ったと考えると 120~160 kg がきれつ発生荷重となる。

(5) 破壊について

a 型: ジャッキ容量の都合で破壊に至らなかった。最大荷重は 240 kg/ジャッキで床版先端のたわみは 1.20 m/ m 外周ばりで 0.66 mm であった。

b 型: PC 鋼線 6-φ2.9 のときは破壊に至らなかった。PC 鋼線 3-φ2.9 ときは 180 kg/ジャッキで破壊したが, このときの床版先端のたわみは 2.6 mm で最大荷重は 195 kg に達した。

破壊荷重の理論値は鉄筋の溶接強度を 2100 kg/cm² と仮定した。

表-5 破壊荷重 (単位 kg/ジャッキ)

型	実測値		理論値		安全率		
	E自重をふくまず	F自重をふくむ	G ₁ 計算法No.1	G ₂ 計算法No.2	F/D	G ₁ /D	G ₂ /D
a	320	340	330	307	3.44	3.34	3.17
bイ	210	230	310	284	2.32	3.14	2.93
bハ	180	200	194	166	4.05	3.92	3.42

注: a 型および b イ型は荷重-たわみ曲線を延長し b ハの破壊時たわみ量と同じたわみのときの荷重をもって破壊荷重とした。b ハの設計荷重は A の 1/2 とする (図-21 参照)。

破壊の状況はコンクリートの圧壊は生ぜず内周ばり鉄筋が降伏し破壊に至ったが, その安全率は 3.4 でまたきれつが発生してから破壊に至る間の荷重の増大巾も大き

図-21

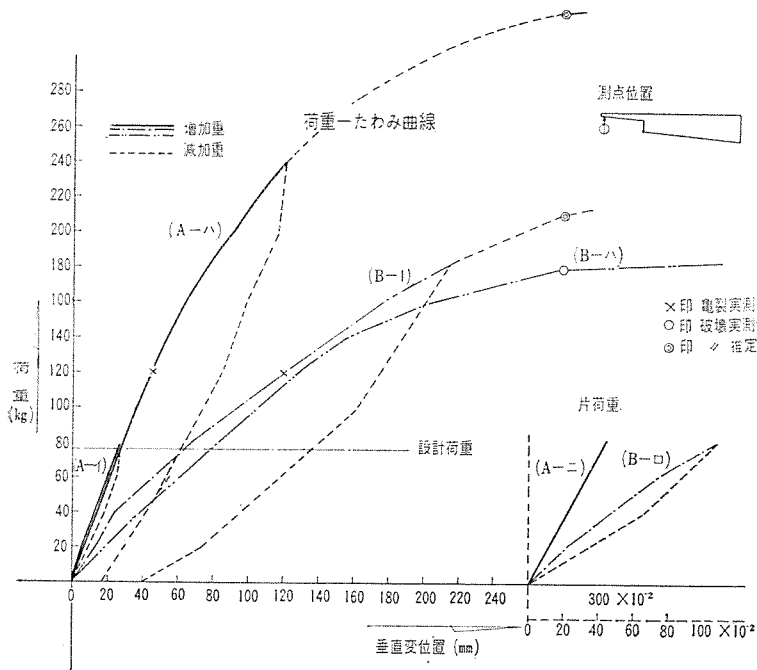
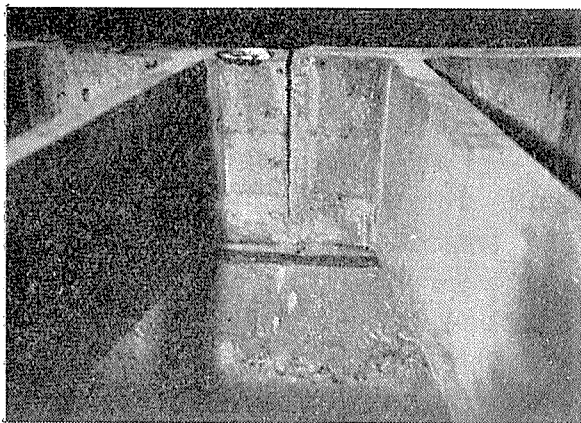


写真-5



く破壊荷重のきれつ荷重に対する倍率は2.4倍で、このP C床版は安全な構造であることが確認できた(写真-5)。

(6) 変形について

図-22 より内外周のはり間は、たわみ曲線は直線で120 kg 頃よりたわみの増大が1.6倍くらいになっている。図-21 よりきれつ発生後はたわみの増大が急に増すが除荷した際の残留たわみは小さくa型で80 kg ジャッキまで0, 240 kg/ジャッキで20%である。

また80 kg までは再度載荷しても同一曲線をたどる。これによりきれつ荷重(曲線より推定すると140~160 kg/ジャッキ)までは弾性の性質を有するものと考えてよい。同一荷重時のa, b 両型のたわみ量の比は2.8~2.9であった。

(7) 結 論

実験により逆傘形床版外周にプレストレスを入れたこの床版は十分な安全率を有し、円形床版としてきわめて

有利な構造であることがわかるとともに No. 1, No. 2 両理論解のきれつおよび破壊荷重は実測値にほぼ等しい値を示し、この解法は円形P C床版設計に十分適用できる。

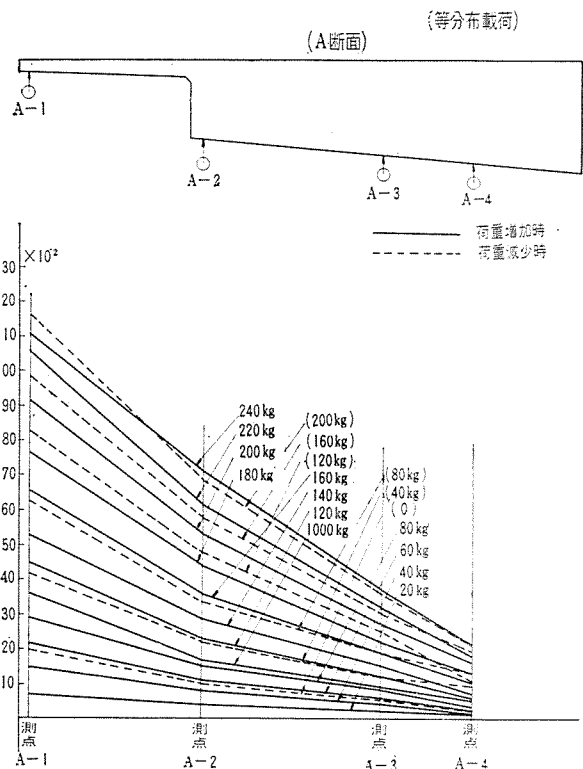
6. あとがき

以上で設計および実験の概要を記したが、この実験結果をもとにして再検討しつつ目下施工中で、また塔状建築の地震時振動性状をつかむための強震計を3台設置することになっている。

三菱ビルのこのように独特の形と工法を用いた設計を生み出すことのできたのは三菱市村社長のこの建物に対する高い抱負と設計に対する深い理解・積極的御支持のたまものである。ここにその設計の機会を与えて下さったことを深く感射する。

終りにこのビルの構造設計につき御指導を

図-22 載荷変位分布図

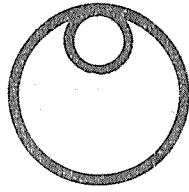


賜った武藤 清博士、実験について全面的な協力を得た竹中工務店およびピー・エス・コンクリートKK、意匠設計担当の林君と計算および実験を担当した小林君にたいし謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 坪井善勝：平面構造論 2.2 表
- 2) S. Timoshenko：材料力学

1962. 2. 22・受付



株式会社 十二製作所

取締役社長 南出他十郎

本社 東京都千代田区丸ノ内1丁目1番地
 (国際観光会館4階432号室)
 電話 丸ノ内(231)7812・5081番

工場 東京都江東区南砂町1丁目1016番地
 電話 深川(644)0141・0142番

BBRV 工法による道路橋

営業案内

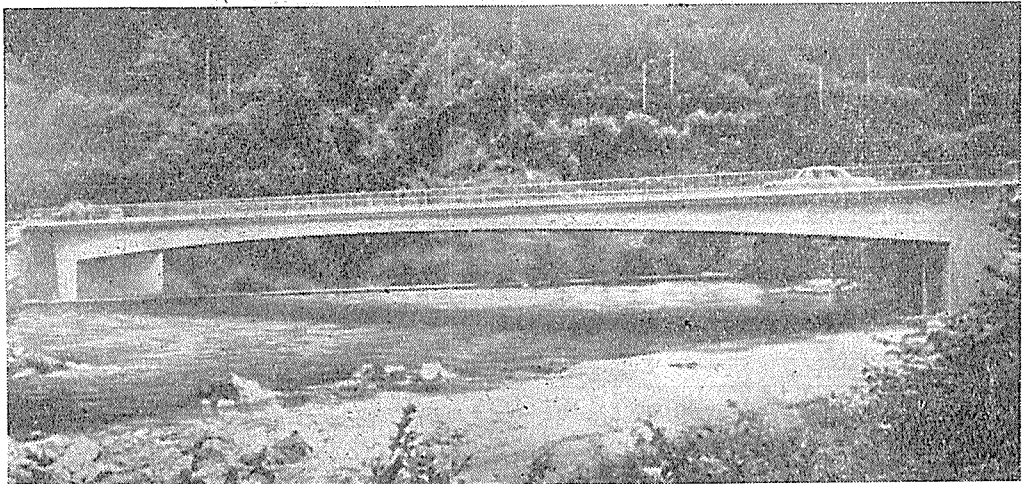
並びにタンク

一、ポストテンションング(P・S)橋梁及び建築

一、プレテンションング(P・S)桁並びに版その他

一、コンクリート・ポール、コンクリート・パイプ

一、藤式V型ブロック、その他セメント二次製品



橋長 58m, 型式ラーメン

建設業者登録 建設大臣(ホ)第5257号



北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

本社・東京営業所
 札幌営業所
 幌別工場
 掛川工場

東京都豊島区巣鴨6の1344(大塚ビル4階) TEL(983)4176~9
 札幌市北三条4丁目(第一生命ビル) TEL(4)5121(代表)
 北海道幌別郡幌別町字千歳 TEL幌別66・220
 静岡県掛川市富部(34年9月1日操業開始) TEL掛川1420・1421