

三角港湾合同庁舎の設計と PC 工事について

平 野 三 郎*
栄 辰 夫**

1. ま え が き

熊本県宇土半島の先端三角町にプレストレスト コンクリート ST スラブを使用した庁舎がこのほど竣工した。

この庁舎の特徴は、

1) 敷地に予定された地盤は岸壁から 40 m 離れており、G.L. より 8~9 m が盛土層、さらにシルト層が 13 m あり非常に地盤が悪い。このため、できるだけ建物を軽量にするとともに、コアシステムを採用し基礎工費の低減をはかった。

2) 建物の両側コアにプレストレスト コンクリート ST スラブを架け、各階の床を構成している。

以上の 2 つである。この建物の設計と構造諸実験ならびに PC 工事について報告する。

2. 建物概要

所在地：熊本県宇土郡三角町 1-160

規模：地上 4 階建 PH 2 階延べ 1590 m²

構造形式：ボックスドカラムコアおよびプレキャストプレストレストコンクリート ST スラブ架構

基礎ぐい：場所打コンクリート杭オールケーシングベント式（直径 1.0 m、長さ 26 m）

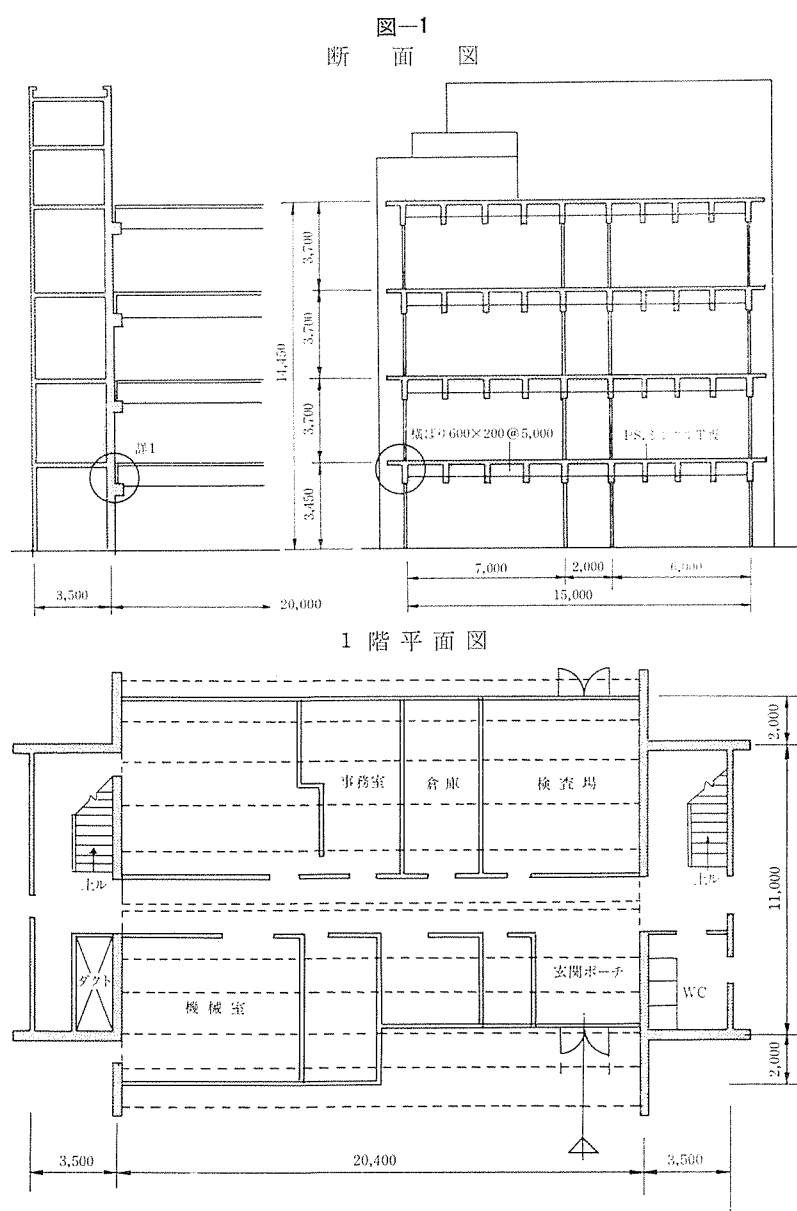
工期：昭和 42 年 9 月～昭和 43 年 3 月

* 建設省 九州地方建設局建築課
** ピー・エス・コンクリート（株）福岡事務所建築課

3. 構造設計概要

(1) 概 要

本建物は 4 層鉄筋コンクリート造の 2 つのコアの間
に版長 20 m の ST 床版を、単純ばりとして架設したも



のである。

(2) ST 床版の材料および断面諸元

a) 材 料

コンクリート圧縮強度 (4 週) $F_c = 450 \text{ kg/cm}^2$
 PC 鋼線 (5-12 ϕ) フレッシュネーケーブル
 鉄 筋 SR 24

b) ST 床版

1) 断面諸元

断面図心と上縁との
 距離 $h_1 = 32.7 \text{ cm}$

断面図心と下縁との
 距離 $h_2 = 67.3 \text{ cm}$

断面 2 次モーメント
 $I_c = 2\,918\,000 \text{ cm}^4$

断面積
 $A_c = 2\,870 \text{ cm}^2$

断面係数 $z_1 = 89\,000 \text{ cm}^3$

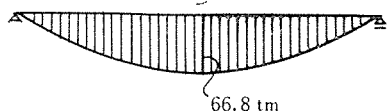
断面係数 $z_2 = 43\,200 \text{ cm}^3$

2) 設計荷重

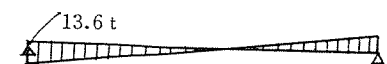
① 荷 重 仕上がり 80 kg/m^2
 天 井 20 ''
 積 載 300 } 計 400 kg/m^2

② 設計用応力

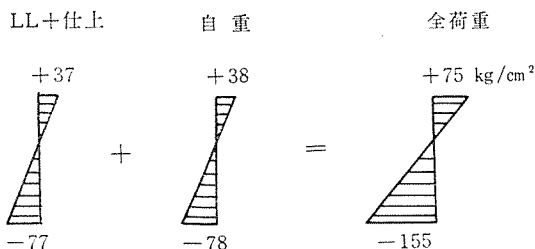
曲げモーメント図



せん断力図

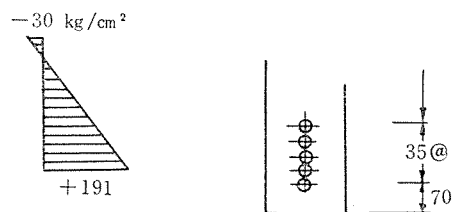


③ 曲げ応力度



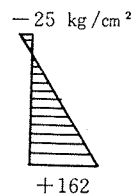
④ プレストレス 5 (12-5 ϕ)

プレストレス導入時



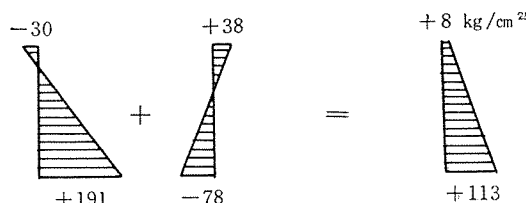
$\sigma_p = 67.3 - 14 = 53.3 \text{ cm}$

設計荷重時

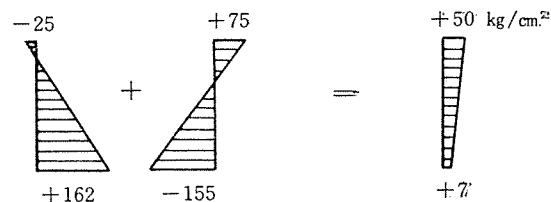


⑤ 合成応力度

a) プレストレス導入時



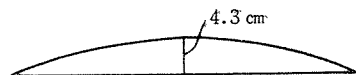
b) 設計荷重時



⑥ 反りおよびたわみの計算値

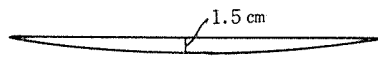
i) プレストレスによる反り

$E : 250\,000 \text{ kg/cm}^2$

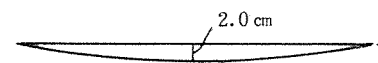


ii) 自重によるたわみ

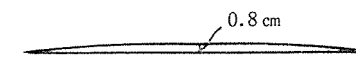
$E : 250\,000$



iii) L.L. 仕上がりによるたわみ



iv) a)+b)+c)



⑦ PC 鋼線の作業引張力

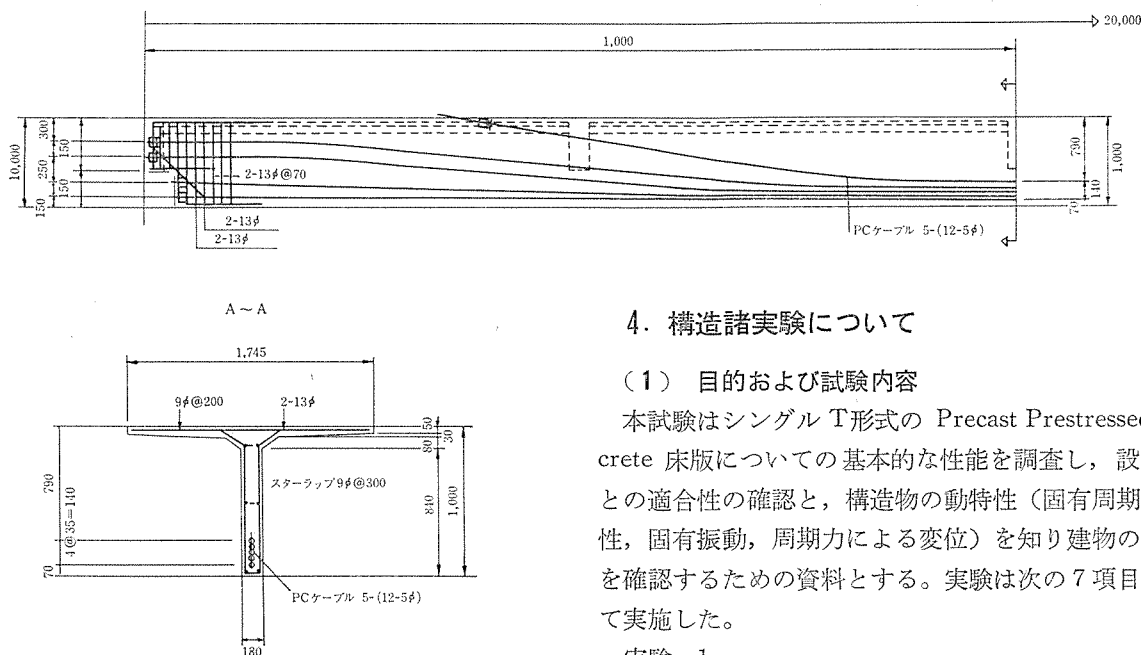
ヤング係数比 $n = \frac{2.0 \times 10^6}{0.25 \times 10^6} = 8.0$

摩擦係数 $\mu = 0.3/\text{rad}$. $\lambda = 0.004/\text{m}$

表-1 作業引張力および伸び

ケーブル No.	引張順	t/ケーブル	伸び (cm)
1	5	27.0	7.0
2	1	27.7	11.5
3	2	27.0	11.2
4	3	26.6	10.6
5	4	25.8	10.4

図-3 ケーブル配置図



⑧ ケーブル配置 (図-3)

⑨ 端部取合：ST版を単純支承とすることにより、長期および短期の端部応力を0とした。地震時の両コアの変位方向を一方にするためST版両端部にPC鋼棒(Ⅱ-24φ)を配置し片側を20tで緊張し反対側をナットをかける締めつける程度にした。またST版自身のコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による支承部のせん断変形に対しては、ネオプレーン(厚さ15mm)を敷いた(図-4)。

(3) コア部分の計算値

1) 1コアあたりの層せん断力(図-5)

2) 最大せん断応力度

$$\tau_{sx} = 11.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{sy} = 5.2 \text{ kg/cm}^2$$

4. 構造諸実験について

(1) 目的および試験内容

本試験はシングルT形式の Precast Prestressed Concrete 床版についての基本的な性能を調査し、設計方針との適合性の確認と、構造物の動特性(固有周期、減衰性、固有振動、周期力による変位)を知り建物の安全性を確認するための資料とする。実験は次の7項目について実施した。

実験 1.

ST版の載荷試験とヤング率の測定：1点集中荷重によるたわみの測定値より計算したヤング率と、標準供試体の実測値との比較。

実験 2.

ST版の自由振動試験：人の跳躍により固有周期と減衰性を調べる。

実験 3. ST版のクリープ測定：カールソンひずみ計によりクリープおよび乾燥収縮の進行状態を知りおのの係数を求める。

実験 4.

集合床版剛性試験：集中荷重による各点の変位を測定し、集合床版の剛度を調べる。

実験 5.

集合床版の強制振動試験：床版上に起震機を置き固有周期を測定し、そのときの振幅を求める。

図-4 支承部取合

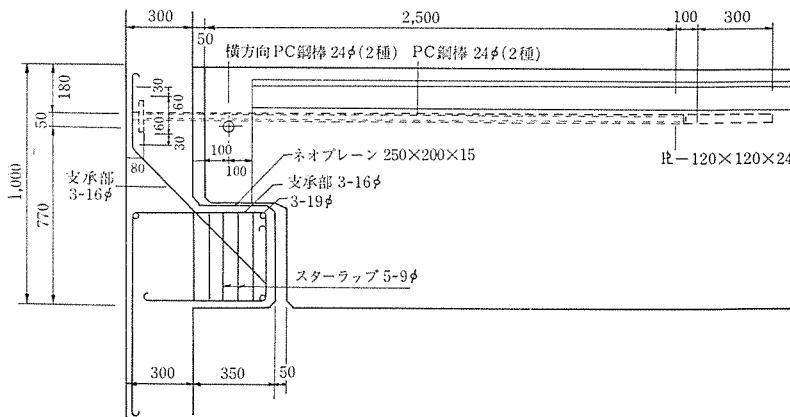
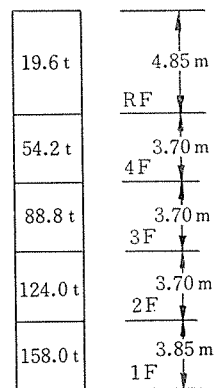


図-5 層せん断力



実験 6.

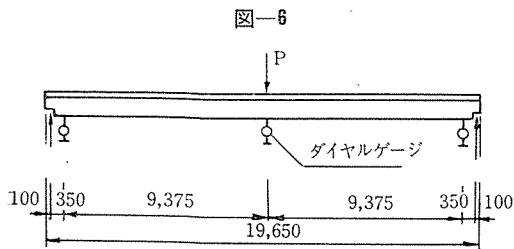
構造物の強制振動試験：起震機をコア一部分に置き固有周期と振幅（変位）を求める。

実験 7. 敷地および構造物の常時微動試験：常時微動の測定より固有周期を求め強制振動の固有周期との比較検討を行なう。

(2) 実験 1. ST 版の載荷試験とヤング係数の測定

a) たわみの測定とヤング係数の計算値

1) 載荷装置および機器：たわみは実物供試体に 図-6 のような方法で載荷しダイヤルゲージで変位を測定した。荷重はセンターホールジャッキであたえた。



2) ヤング係数の算定

$$E = \frac{Pl^3}{48I\delta} \left(1 - \frac{3l_1}{l} + \frac{4l_1^3}{l^3} \right)$$

$$l = 1.910, l_1 = 35, I = 2.918 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\therefore E = 4.26 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

b) 標準供試体のヤング係数 供試体は $\phi 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ のシリンダピース 3 個であり、測定はテストピース側面中央にワイヤーストレングージ 2 枚を貼付して、その平均値を用いた。

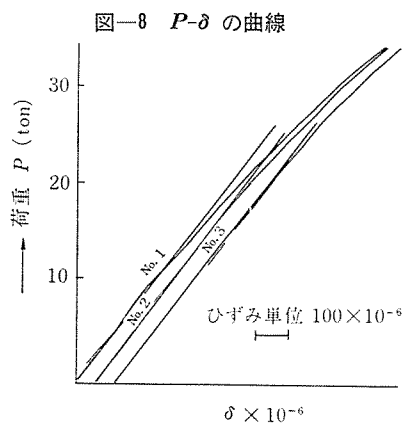
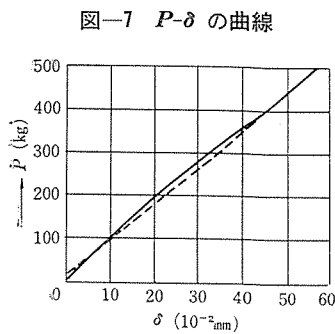
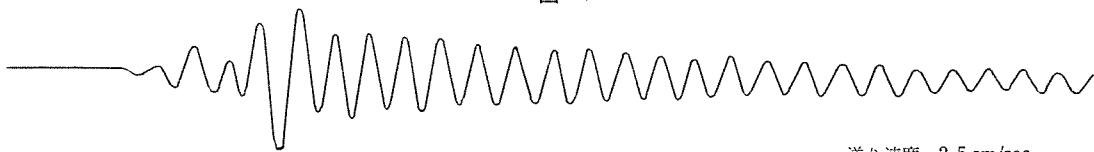


図-9



送り速度 2.5 cm/sec

振 幅 1 cm \rightarrow 0.25 mm

表-2 ヤング係数の算定

	P_u (t)	σ_{28} 強度 (kg/cm ²)	E_i 初弾性係数 (kg/cm ²)
No. 1	40.0	509	3.36×10^5
No. 2	40.8	519	3.38×10^5
No. 3	46.2	587	3.33×10^5

c) 考 察 実物のたわみから算定した係数 $4.28 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ は標準供試体のヤング係数 $3.36 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ に比べ約 25% 大きい。この原因は断面諸元の算定の際、鋼材の影響により断面 2 次モーメントが大きくなっていることを無視したこと、実物のコンクリート断面がテストピース断面より大きいため強度が大きく、したがって、ヤング係数が大きかったと考えられる。鋼材の影響は $n=6$ とすれば ($E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) 約 10% 以内と推定され、実物のヤング係数は標準供試体のその 10% 増しと考えられ $E_c = 3.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となる。積載荷重、仕上がり荷重によるたわみ算定用としては $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、自重によるたわみ、プレストレスによる反り算定用としては $2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を用いているが、高強度という点でのばらつきを考慮して $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ は妥当であったと考える。プレストレスによる反りの実測値は 1.8 cm であった。

(3) 実験 2. ST 版の自由振動試験

a) 試験装置および機器 ST 版の実物を両端単純支持の状態にして、床版の中央に振動検出器 (PU-6500 L 型) を置き、床版に軽く振動を与え (人の跳躍による) 記録計付低域振動計 (振動開発 K K 製 VT-65 LR) で測定した。

b) 測定結果 (図-9)

c) 固有周期の計算値

自由振動の場合

$$T_u = \frac{2l^2}{\pi M^2} \sqrt{\frac{W}{EI_g}}$$

$$l = 1.965 \text{ cm} \quad r = 2.4$$

$$E = 3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad W = 6.9 \text{ kg/cm}$$

(仮定)

$$I = 2.918 \times 10^6 \text{ cm}^4 \quad T_u = 0.208 \text{ sec}$$

$$A = 2.870 \text{ cm}^2 \quad f_u = 4.92 \text{ c/s}$$

d) 考 察 測定結果と計算値とはほぼ等しいが、マイスター曲線の有感限界内にある。ST 版が集合体として組込まれたとき、どの程度周期が小さくなるか実験 6. で考察する。

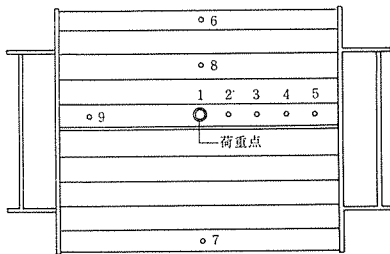
(4) 実験 3. ST 版のクリープ測定

コンクリートのクリープ測定はカールソン型ひずみ計（共和電業製）4 点を埋込んだ。これは 1 年半のあいだ続けるもので、現在測定中であるので解析次第発表する予定である。

(5) 実験 4. 集合床版剛性試験

a) 試験装置および機器 4 階床版中央に R 階床より反力を取り、センターホールジャッキで荷重を加え、ロードセルで荷重の大きさを測定した。変位の測定には ST 版よりピアノ線 ($\phi 0.2 \text{ mm}$) で重りを下げ、ダイヤルゲージ 9 個を用いた (図-10)。

図-10 載荷試験測定位置



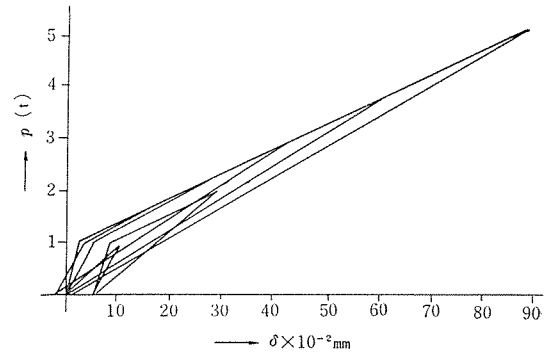
b) 測定結果表 (表-3)

c) 考 察 中央部のたわみを取りだして図示すると 図-11 のごとくなり、載荷重 1 t 以上の曲線は

表-3 測定結果 (単位: 10^{-2} mm)

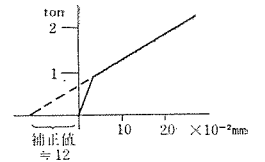
測定荷重	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0 t	0	0				0	0	0	
1	11	4				10	-1	-11	
0	5	23				36	-1	-27	
1	9	25				5	-1	-23	
2	30	14				3	-1	-12	
0	(6)	0				0	0	0	
1	5	-1				-5	-2	-5	
2	24	0				0	-2	4	
3	44	9				2	-2	15	
0	-2	(-21)				-4	-2	(-19)	
1	4	-3				1	-2	7	
2	23	10				3	-2	17	
3	44	20				6	-10	28	
4	65	30				5	-10	36	
0	0	6	0	0	0	0	0	(-6)	0
1	3	-8	-2	0	-2	-1	0	4	0
2	23	1	1	-2	-1	2	0	17	-1
3	44	16	12	-2	7	2	0	22	-1
4	66	32	28	3	14	2	0	41	-1
5	89	45	44	11	19	2	0	49	-1
0	1	0	-3	-6	2	0	0	1	-3

図-11 中央部の P-δ 曲線



ほとんど直線になり弾性変形をしている。測定 2~5 についてはデータが不規則で、この数値の信頼度が薄いので除いた。これは測定時の風が原因で重りがゆれたためと思われる。測点 6~7 はほとんど変化がなく荷重分担はしてない。測点 8 は測点 1 の約半分の変位を示しているので荷重分担も半分あるものと考えられる。なお測点 1 について最初の 1 t でわずか $5 \times 10^{-2} \text{ mm}$ の変形しかない。これは支点間の遊びであり補正すると $12 \times 10^{-2} \text{ mm}$ となり、5 t で $(89 + 12) \times 10^{-2} = 101 \times 10^{-2} \text{ mm}$ となる (図-12)。

図-12



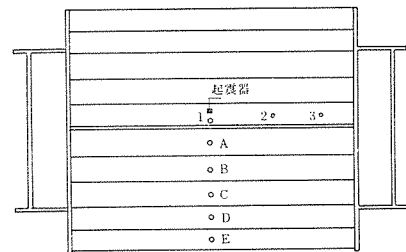
これを単版の P-δ 曲線と比較すると $\frac{101}{58} / \frac{500}{500} = 0.174$ となり集合板の鉛直方向の剛性が 5.7 倍増したと考えられる。

(6) 実験 5. 集合床版の強制振動試験

a) 試験装置および機器 集合板は単版をコアに取り付け組立てた状態 (X, Y 方向とも鋼棒で締付け後) で起震機によって強性振動を与え、鉛直方向の振動測定をした (図-13)。

起震機: 早坂機械製作所製 3 000 kg × 700 kg · cm
最大回転数 20 サイクル

図-13 鉛直方向振動測定位置



b) 測定結果 集合板の固有周期は 8 サイクルであった。強制振動力 $F = 100 \text{ kg}$, 8 c/s との鉛直方向の変位を表-4 に示す。

c) 固有周期の計算値 (ST スラブ方向の剛性と同じ大きさの等方性スラブと考えた場合)

表-4 鉛直方向の変位

測定位置	測定番号	変位
中心	1	0.190 mm
中心より 4m	2	0.119
8m	3	0.006
2中心より 2枚目	A	0.156
" 3 "	B	0.090
" 4 "	C	0.010
" 5 "	D	0.110
" 6 "	E	0.210

* 各点の変位相互の関係は測定からは不明

$$I_c = 2.92 \times 10^6 \text{ cm}^4 = bt^3/12 \quad b = 175 \text{ cm}$$

$$\therefore t = 6.65 \times 10 \text{ cm}$$

$$\text{版剛度 } D = Et^3/12 \quad E = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore D = 5.01 \times 10^9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{周振動数 } P_1 = \pi^2 \sqrt{\frac{gD}{\sigma h} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)}$$

$$\sigma h = \frac{0.69}{1.75} = 0.395 \text{ t/m}^2$$

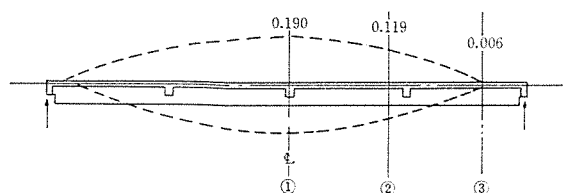
周辺一次振動数

$$f_u = \frac{P_1}{2F} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gD}{\sigma h} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)} = 12.2 \text{ c/s}$$

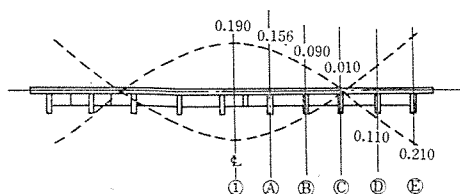
$$g = 980 \text{ cm/sec}^2 \quad a = 1965 \text{ cm} \quad b = 1510 \text{ cm}$$

d) 考 察 X, Y 方向の変位曲線は 図-14 のとく推定され, X, Y 方向の性状には興味がある。事実ご実験中に C 点に立つとほとんど振動は感じなかった。これは 2 辺固定, 2 辺自由の床版の共通した振動性状かも知れない。固有周期については単版での実測値 5.0 c/s に対して集合版では 8.0 c/s となり 1.63 倍剛性を増している。計算値の 12.2 c/s は等方性スラブという仮定条件からで, 当然周期は小さくなる。実際の場合, 仕上がりモルタル, 積載物間仕切壁等で 3 cm 程度の版厚増加となり, さらに 1.5 倍程度の剛性は期待できる。

図-14



(1) スパン (Y) 方向の変位



(2) 横桁 (X) 方向の変化

(7) 実験 6. 構造物の強制振動試験

a) 試験装置および機器 起震機を 4 階, 階段室にすえ, 振動数を建築物の固有周期に合わせて, 強制振動をしたときの建物各位置の変位を測定した。

記録計 VT-66-6 式 (振動開発 KK) 0.8~30 c/s

振動検出器 縦方向 PU-66 V 2 個

横方向 PU-66 H 2 個

振幅速度 0, -1 cm/sec

倍率 20.833 倍

その他 100A 型携帯用電磁オッシログラフ (記録紙)

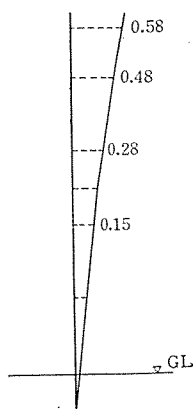
b) 測定結果 (図-15)。

図-15 強制振動による変位 (3 c/s 振動力 0-0834 t)

測定位置	方向	変位	備考
	←	1. 0.50 2. 0.49	
	←	1. 0.50 2. 0.49	
	←	P 0.58 R 0.48	ベントハウス
	←	R 0.48 3~4 0.28	踊場
	←	R 0.48 Z 0.15	

c) 考 察 固有周期は 3 c/s であったが, R 階での変位は両コアとも等しい。これは層せん断力が両コアで平均負担することを示し, シングル T 版の水平方向の緊張が有効に作用していると考ええる。各階の変位を図示すると 図-16 になり, せん断変形の形をなし, ロッキング振動の影響が考えられる。

図-16 強制振動による各階の変位



(8) 実験 7. 常時微動試験

a) 試験装置および機器 記録計, 振動検出器, オッシロ (前述) で地盤および建物の常時微動を測定した。

b) 測定結果 (図-17)。

c) 考 察 固有周期 (小さい方) は, 建物, 路上, 露頭ともに 0.06 秒であり, 一般的にいわれている周期より小さい。大きい方の固有周期は強制振動での場合と一致し, x, y 方向, R 階での固有周期は 0.31 秒と言える。これは谷口 忠博士提案式

$$T = (0.07 \sim 0.09) \times N \text{ 秒} \quad \therefore N \text{ 階数}$$

に適合し, また建物の固有周期に関しては, 多数の実在

図-17 常時微動による固有周期

固有周期(秒)

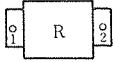
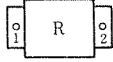
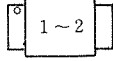
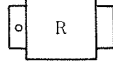
測定位置	方向	固有周期	備考
	←	1 0.31	
		2 0.31	
	↓	1 0.18	
		2 0.18	
	←	0.06	踊場
		↓	
	←	大 0.33	
		小 0.06	
"	↓	0.06	
地盤・道路	←	0.32	
		0.06	
" "	↓	0.32	
		0.06	
露頭	←	0.06	
		↓	

写真-1 工事中の建物全景

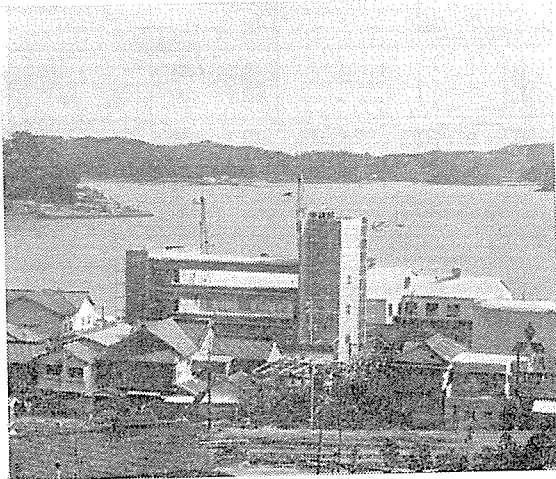


写真-3 ST版製作

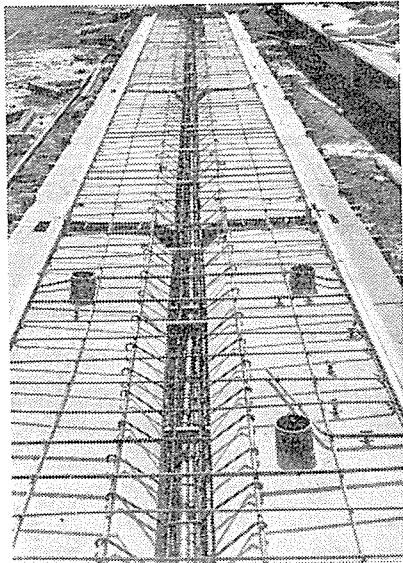


写真-2 起震機

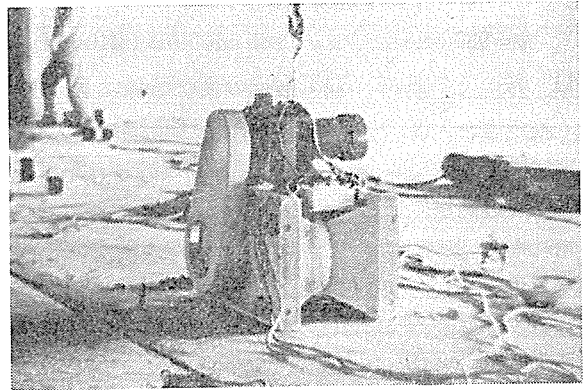
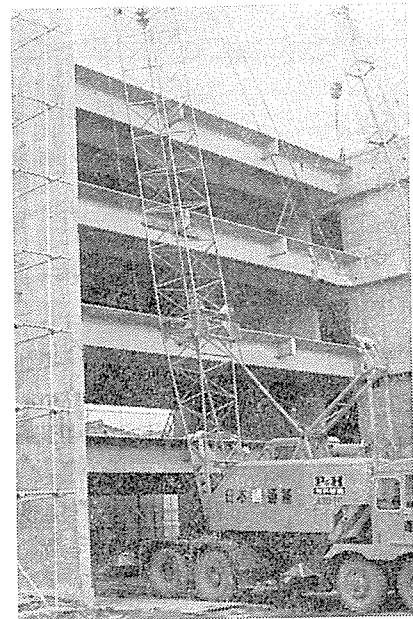


写真-4 ST版架設



建物の微動、振動、振動試験より得られた固有周期を種々の角度(階数、高さ、幅と周期等)から整理、検討した推定式があるが、本建物も一般の建築物の剛性と変わらず構造耐力上十分と結論できる。

(9) 結 語

本構造諸実験について：実際施工中の建物を使用して忙しい工期の中で、短時間で行ない、多くの制約を受けたが、ST版について、その性状を載荷試験と振動試験によりある程度明らかにすることができた。

① 弾性係数はコンクリートテストピースのそれより本体の方が約1割大きいことを示し、またそれに応じコンクリートの圧縮強度も大きくなる。

② 単版を横桁を通じて結合した集合版はその剛度、耐力とも大きく期待できる。

③ 強制振動試験では、ST版を強固なコンクリートコアで両端を支持し、ベノト杭で支えた建物の振動性状を明らかにし、設計を行なう上のさまざまな仮定値が大方正しかったことがわかった。

5. ST 版の施工について

(1) 概 要

ST 版 40 枚を製作し、所要強度発現後 RC 造コアに、ST 版を架設結合して、各階スラブを構成、庁舎としての構造体を完成した。庁舎敷地は狭く、ST 版を現場製作することは不可能なため現場から約 1.5 km 離れた旧中学校グラウンドで製作し、トレーラーで運搬し架設した。

(2) 施工計画

a) ST 版製作用ベース 形状の異なっている外部ひさし用 8 枚を 1 型わく、残り 32 枚を 3 型わくで、計 4 型わくが、2 ベースを交互に移動するように計画し、製作用ベースを 8 ベース設置した。製作現場は三角台地の旧グラウンド跡で地盤が堅固であったため、ベースはまくらぎを 1 m ごとに水平に敷きならべて設置し、一部ベースの沈下を考慮してコンクリート等で補強した。

b) 型 わ く 型わくはラワンベニア 12 mm 厚の木製で、1 型わく 8 回から 11 回反覆使用した。PC コンクリートは低スランプであり、打込みのときバイブレーターを使用するので変形しないよう考慮する反面、脱型時に破損しないよう、組立てに苦心した。ST 版に

は、横締め用桁ばりが 5 m ピッチで 5 本あり、型わく組立、脱型が予想以上の障害になったため、桁ばり型わくを、本体型わくと分離して組立式スチールにして解決した (図-18)。

(3) 製 作

a) コンクリートの調合 コンクリートの調合にあたり、ST 版の形状とシースおよび配筋状態から打込み時のスランプ 6~8 cm 程度とし、製作ベースと型わく数から能率を上げるため最大の回転を考慮して、平均 4 日目にプレストレスを導入することにした。したがって、4 日目のコンクリート強度の 300 kg/cm² を目標とし、コンクリートの調合は試験練りによって決定した。なお、セメントは早強セメント、粗骨材は砕石を使用した (図-19, 表-5)。

b) ST 版のコンクリート打込み コンクリート打込みは生コンクリートにより行ない、生コン車より直接型わくの中に投入し、フレキシブルバイブレーターで内部振動を与えて締固めた。打込み時間は 1 枚あたり 80~100 分であった。

c) 養生および保温 製作が 11 月から 12 月に実施されたため、現場での最低気温が 3°C 前後なので保温養生を行なった。コンクリート打設後シートで全体をおおい、スパン 20 m の端部おのおのに煉炭コンロを 5~7 個、計 10 個を置き、その上に湯を入れたバケツを置いて、終夜保温養生を行なった。養生温度は 20°C 前後で、脱型後もプレストレス導入時までシートでおおい養生した。

d) ケーブルの緊張管理 野口 功博士提案「プレストレスの管理」にもとづいて行なった。管理図からも十分な緊張管理ができたと思う (図-20)。

図-18

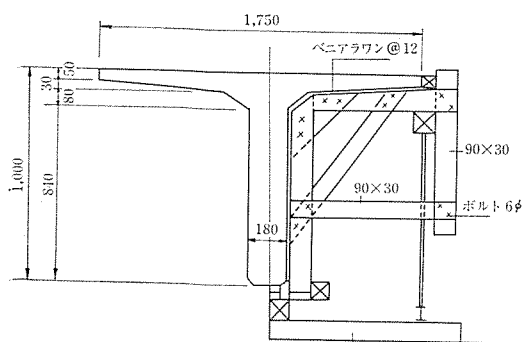


図-19

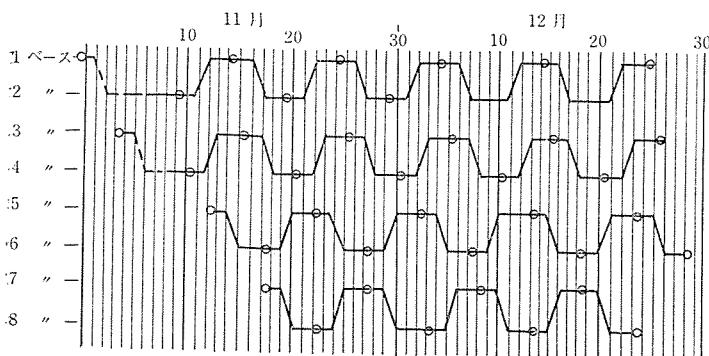
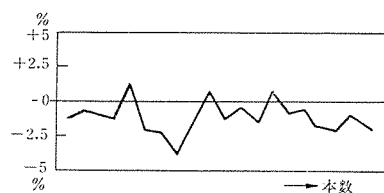


表-5 コンクリート調合表

部 材	設計強度	スラ ンプ	W/C	A/S	水	セメント	細骨材	粗骨材
ST 版	450 kg/cm ²	10cm	37%	38%	177 l/m ³	478 kg/m ³	673 kg/m ³	1.734 kg/m ³

図-20 緊張管理曲線



e) グラウト調合 (表-6)

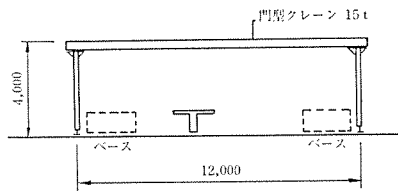
表-6 グラウト調合表 (100 l あたり)

セメント	水	アルミ粉	ポゾリス No. 8
96 kg	52.0 l	19 g	1.6 l

(4) PC 版の移動架設

a) 移 動 製作ベースから、ストックヤードへの横移動軸は門型クレーン 10 t 2 台を用いた (図-21)。

図-21 ST版積み移動



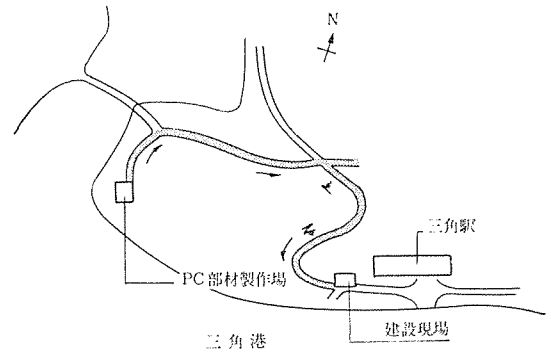
b) 運 搬 製作場内での積み込みは、P & H 15t クレーン 2 台を用いた。建築現場までの運搬は 50t ポールトレーラーに、ST 版 1 枚を積み込み運搬した (図-22)。

c) 架 設 P & H 25t 2 台で ST 版を吊上げ架設した。本現物では各階ともに ST 版の受ばりがあるため横方向に水平移動してセットしたので、高度な架設技術とチームワークが要求された。

6. あとがき

本建築工事は、種々の悪条件下での基礎形式の決定、上部構造の特殊性等とともに設計、施工を通じて苦勞の連

図-22 運搬経路



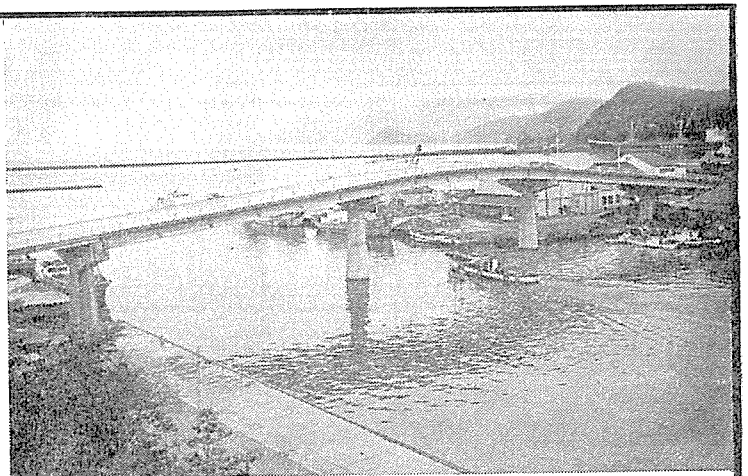
続であった。3月31日無事竣工し、喜びに耐えない。構造諸試験については、実際施工中の建物を使用し、忙しい工期の中で行なったものであり、多くの制約を受けた。この建物のみにより結論は出せないが、プレハブ建築発展の上で、この工法が一つの課題となると思われる。

終りに御指導戴いた関係者諸氏に深く感謝致します。

1969.5.6・受付



港 大 橋
(敦賀市)



ピーエスコンクリート設計施工並に製作

日本ピー・エス・コンクリート株式会社

顧 問 加賀山之雄 顧 問 稲浦鹿蔵 取締役社長 有馬義夫

本 社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀	1400(代)
東京営業所	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル3階362号室)	電話東京	201-8651(代)
大阪営業所	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪	344-7731(代)
名古屋営業所	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋	571-4515(代)
福岡営業所	福岡市天神一丁目10番24号(福岡三和ビル3階)	電話福岡	74-9426
北陸営業所	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀	1400

土木および建築構造物一般(主としてプレストレストコンクリート)の計画、調査、設計、施工管理

フランスS.E.E.E.社(G.T.M.)との技術提携による
プレストレストコンクリートS.E.E.E.工法
のアジアおよび太洋州総代理店



新構造技術株式会社

NEW STRUCTURAL ENGINEERING, LTD.

主な幹部技術者

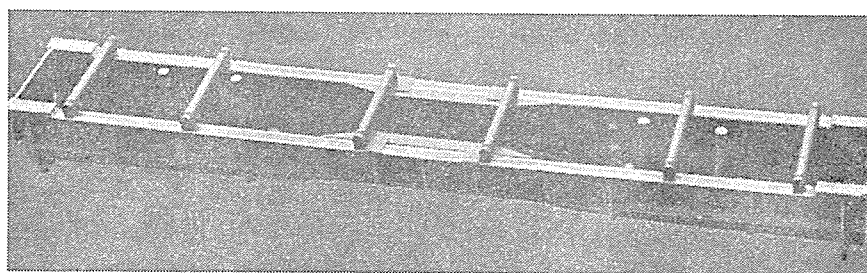
取締役会長 加藤三重次
取締役社長 巽 千代造

上野 博
永田憲男
森元峯夫

本社 東京都新宿区内藤町1番地(渋谷ビル) 電話(354)3851番(代表)
厚木工場 神奈川県厚木市戸田長淵2514番地 電話(0462)(22)2199番

製造元 株式会社 東北製作所

各種鋼製型枠の設計・製作 技術を誇る



(国鉄3号5型枕木型枠)



富田工業株式会社

本社 東京都中央区銀座西8の6 電話(572)8261(大代表)
営業部・産業機器課