

中央鉄道病院 PC 建物の設計施工について

石原 尚* 佐藤 謙吉**
鈴村 久行*** 町田 重美***

I. 設 計 ・ 施 工

1. ま え が き

中央鉄道病院は、昭和 42 年 12 月着工し、C棟（中央診療棟 地下2階，地上4階 10 457 m²，鉄筋コンクリート造）は、昭和 44 年 10 月竣工，B棟（外来診療棟 地下1階，地上5階 8 278 m²，鉄筋コンクリート造，1部PC造）は、昭和 45 年 1 月竣工し全館使用開始となった。今回はB棟の構造概要について報告する。

最近の医療技術の進歩により医療関係器機の改廃がはなはだしいため、将来の模様替え可能の容易なことと、また、病院特有の設備配管ダクトなどによるはり成の影響により機能上からくる長スパン化への必然性が生じたわけである。特にはり成を縮めることによる経済性を考慮に入れ、プレストレス導入によるRC、PC併用現場打ち一体式ポストテンション多層ラーメン構造方式を採用した。

建築基準法的には、PC建築物として高さ 16 m を越える建築物の柱ばりは、第 38 条の特殊構造法を用いる建築物として、建設大臣の特認が必要であり、また、この種の構造形式としては、国鉄では初めてであり、こうした実施例も数少なく、最近PC普及と特認撤廃への実績累加の一翼をになつたといふべきか、特認に伴う構造審査にあたっては、病院の特殊性もあって安全については、これまでにない細部にわたる審査を受けた。

2. 設 計

設 計：国鉄東京建築工事局，交通建築設計事務所

監 理：国鉄東京建築工事局

施 工：中央鉄道病院共同企業体(大成，間，鉄建)

PC工事；オリエンタルコンクリート

PC構造特有の問題点を設計上どのように考慮し、安全性はどの程度になっているか。柱配置は、平面計画上 12.6 m，6.3 m，12.6 m の 3 スパンとし（図-1~3）

* 前国鉄東京建築工事局長

** 国鉄鉄道技術研究所

*** 国鉄東京建築工事局

12.6 m 大ばり（床版を含む T 形ばり）のみを PC 構造とし、その他の部分は RC 構造とした。

図-1 3階床ばり4階柱伏図

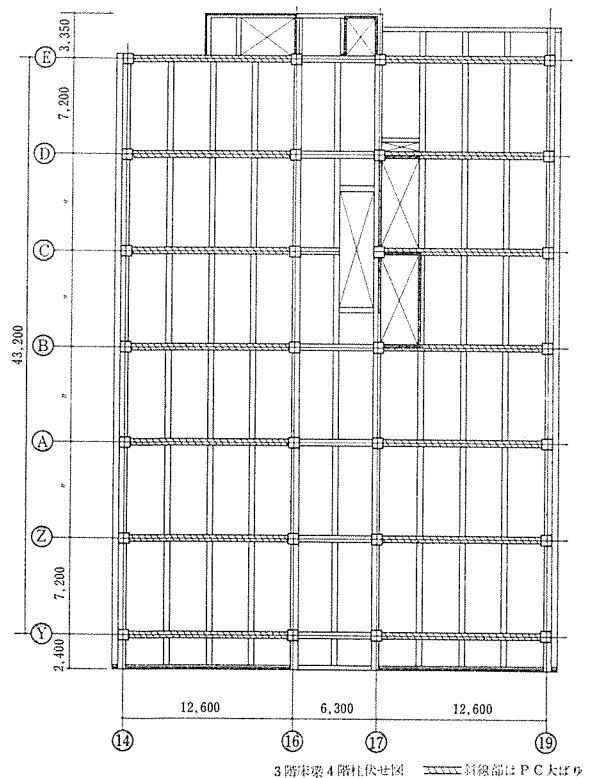


図-2 ©ラーメン断面図

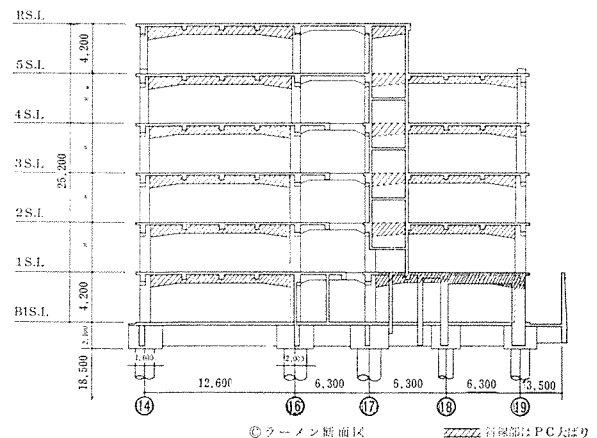


図-3 ⑰ ラーメン断面図

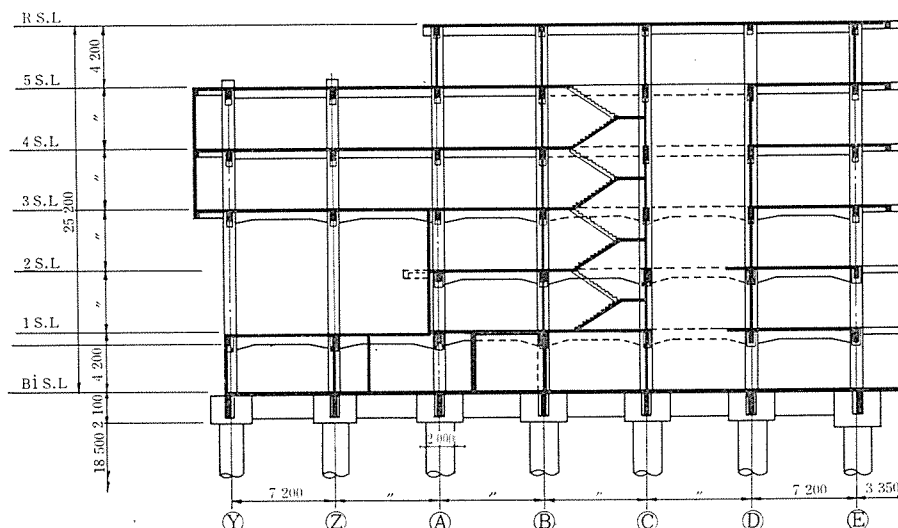
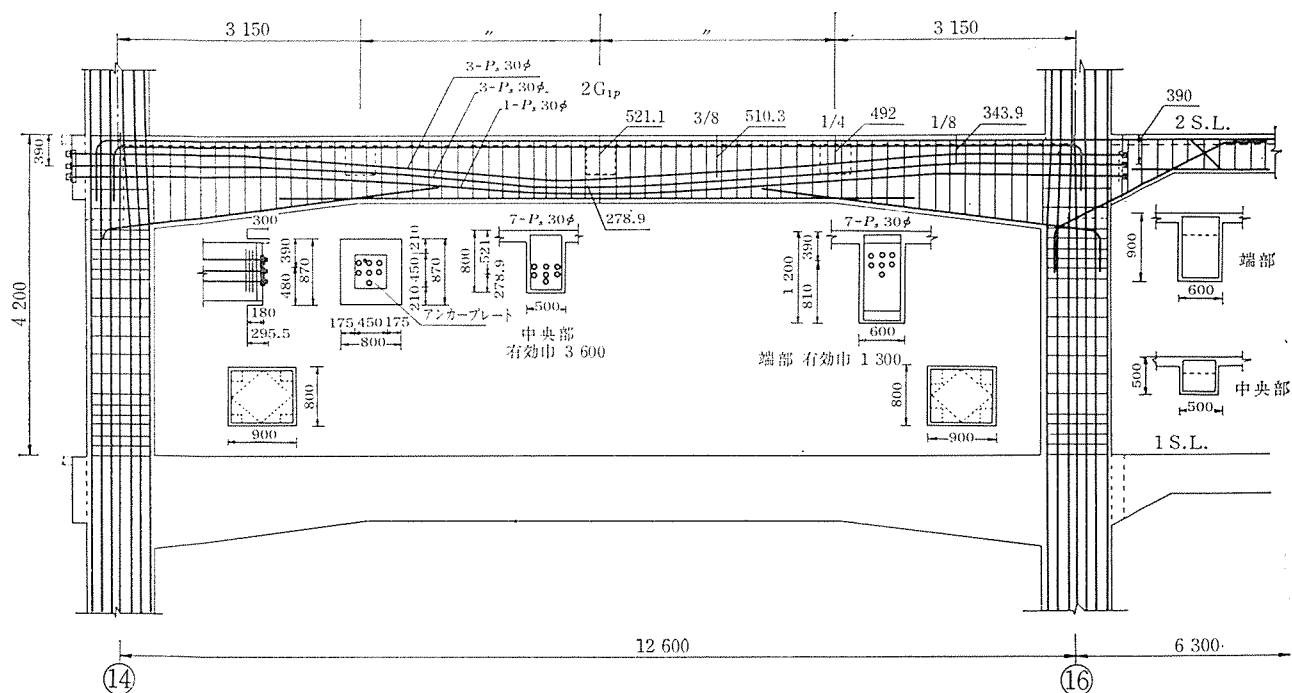


図-4 PC大ばり詳細図



また、プレストレスの導入に伴う不静定2次応力の影響をなるべく少なくするため、はり間方向ラーメンはPC造とする両側のラーメン部分を独立してコンクリートの打設を行ない、硬化後プレストレスを導入し、それに伴う2次応力を考慮した設計を行なった(すなわち6層1スパン構造と仮定)。中央スパン部分は後打ちRC造、壁についても同様プレストレス導入後、鉄筋コンクリート後打ち施工とした。設計上の対策としては

- 1) T形ばりの有効幅について：先に東北鉄道学園実習棟の施工にあたって行なった1/5の模型実験を参考として有効幅を決めた。
- 2) 曲げ破壊安全度の検討について(表-1)：不静定

2次応力は多小の不確定要素を含んでいるので、変動幅±20%を加算して、曲げ破壊安全率を検討する。

3) せん断補強について：PC大ばりの短期地震時に

表-1 破壊に対して考慮すべき応力の組合せ

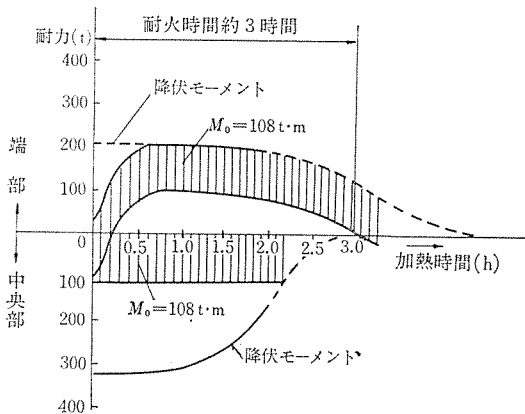
応力の種類	状態	考慮すべき応力の組合せ
長期	常時	$1.2G + 2.4P + mQ$ および $2(G+P) + mQ$
短期	地震時	$n(G+P) + mQ + 1.5K$

G ：固定荷重による応力
 P ：積載荷重による応力
 Q ：不静定2次応力
 m ：1.2 および 0.8 で不利なほうの値による
 n ： $(G+P)$ が K と同方向の場合 1.2, 逆方向の場合 1.0

対して、応力の組合せを表一1によって行ない、はり最大せん断耐力で $1/8 F_c$ による検討を行ない、安全を確かめる。

4) 耐火性について：緊張材のかぶりは 5 cm 以上とし、st @ 20 cm 以内とした。PC コンクリートの高温性状に関する基礎資料が非常に少ないが、耐火性に関する研究成果を整理紹介した「鉄筋コンクリート構造およびプレストレスコンクリート構造の耐火性 (1) および (2)」(コンクリートジャーナル 1967 年 7 月, 8 月 齊藤 光氏) に基づき耐火性について検討した (図一5)。

図一5 材端曲げ拘束部材の耐火限界 (5 階大はり)



以上の対策をふまえて、たとえば $2G_{1P}$ ばかりについて考えると、摩擦損失による有効プレストレス力

$$P_x = P_0 \times (1 - \mu\alpha - \lambda l) = 0.935 P_0 = 319 \text{ t}$$

鋼棒のレラクゼーション、コンクリートのクリープ、および硬化収縮による PS 力の減退 $\eta = 0.85$

$$P_{\Phi} = 0.85 \times 319 = 272 \text{ t}$$

PS 力導入による固定端モーメント、すなわち、

「部材回転による固定端モーメント」

$$M = P_e \frac{n}{n+1} = 38.5 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (n: n \text{ 次のパラボラ})$$

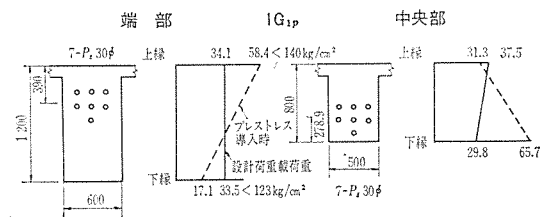
および「軸力によるはりの縮みによる固定端モーメント」

$$M = 6 EK_0 kR = 44.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

上記の値をそれぞれ柱およびはりの節点にかけてラーメンの 2 次応力を算出する。

鉛直荷重時応力と 2 次応力との組合せに基づき、プレストレス導入時、設計荷重時について、各階大はりの端部、中央部の断面を検討したのが 図一6 である。

図一6 断面応力分布図



なお、材料の許容応力度その他は表一2, 3 に示すとおりである。

ピア基礎は、地震力をすべてピアの曲げ抵抗により処理し、 K_B (横方向地盤係数) は学会論文集を参考にしして算出した。支持層の耐力は 240 t/m^2 , $\phi 1.6 \sim \phi 2.0 \text{ m}$

表一2 コンクリート許容応力度 (kg/cm²)

圧縮強度 F_{28}		350
圧縮応力度	プレストレス導入時 f_c'	$0.40 F_{28}$ 140
	設計荷重時 f_c	$0.35 F_{28}$ 123
引張強度 σ_t		$0.07 F_{28}$ 24.5
引張応力度	フルプレストレス f_t'	0
	パーシャルプレストレス f_t	$0.1 f_c$ 12.3
斜張応力度		$0.07 f_c$ 8.6
プレストレス導入時圧縮強度		$0.8 F_{28}$ 以上 300
弾性係数		3.0×10^5

表一3 PC 鋼棒の許容応力度その他 (4 種 $\phi 30 \text{ mm}$)

	応力度	荷重
引張強度	125 kg/cm²	80.88 t
降伏点応力度	110 "	71.17 "
引張応力度	81 "	
伸び	5.0 % 以上	5.0 % 以上
弾性係数	2.0×10^6	2.0×10^6
最終定着に入る前	$75.0 \times 1.05 = 78.8 \text{ t}$	50.95 t
最終定着時	75.0	48.53 t
アンカープレート	SS 41	—
フレキシブルシース $\phi 40$	JIS G 3307	—

写真一1 全 景



写真一2 B 棟 躯体 工事

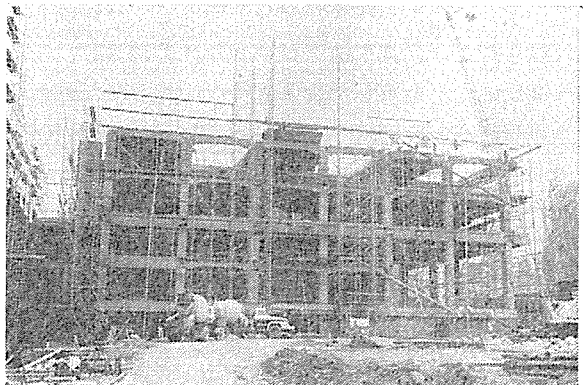


写真-3 50 TH によるアースドリル工事



(753 t/本) を採用した。

3. 施 工

(1) 工程について

躯体標準工程表-4 は、RC構造と多小異なり、PC鋼棒関係の作業が重複し、内外足代、型わく、鉄筋組立てについても緻密で堅固に組み立て、計画する必要がある。そしてPC鋼棒(4種φ30mm)、フレキシブルシー(φ40mm)、アンカープレート(t=30mm)、鋼棒支持スペーサー(L型鋼)、その他付属品(ブラケット、結束線など)の配置には十分な協議に基づき、正確な位置を確認してセットした。なお、実物大の模型を作成し、柱、はりの仕口および定着端における鋼棒と鉄筋型わく、その他との取合いなどを検討し、施工工程の遵守を期した。

(2) コンクリート打設

高強度コンクリート($F_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$)を得るため表-5の仕様に基づき、7種類の試験練りを行ない圧縮テストその他を行なった。調査計画にあたっては、プレス

表-4 標準工程表

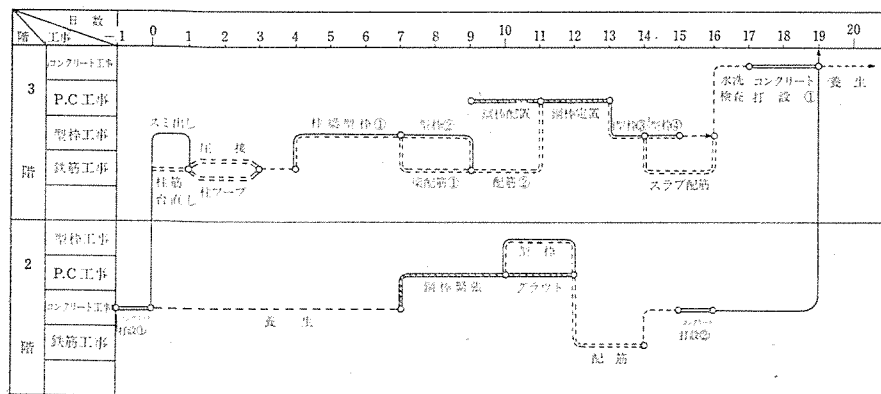


表-5 コンクリートの特記仕様

施工箇所	コンクリート工事の種類	材 料				調 合			
		セメント	骨材	混和剤	せき板	所要強度 F_c (kg/cm ²)	スラブ (cm)	水セメント比	セメントの使用量
躯体	プレストレストコンクリート	早強ポルトランドセメント	25mm	—	木製	350	15±3	—	400

トレス導入時所要強度 $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$ を中心に拡散剤としてポゾリス No. 8 および夏季 50 分のアジテーターによる運搬を経て、現場到着時における凝固促進等による、スランプ低下に対する対策として、プラスチックセメント添加にセメントゲルの生成を遅らせることによって、施工時の適正スランプを確保した。コンクリート打設は、型わく内部外部とも振動機を使用し、シーの破損および角度変化ならびに豆板、打継ぎ、型わく片寄りなどのないよう細心の注意をはらった。

(3) PC 鋼棒について

鋼棒採用の理由は、高い引張強さと降伏点を有し、伸びが十分に大きく、また、レラクゼーションが少ないことである。施工面では、緊張工事の操作がきわめて簡単であり、すべりがないので伸び検出が正確で、所定の導入応力を確実に付与することができることである。さらに改めて応力の追加導入を行なうことができるなど、大きな利点があったので採用した。製造方法はいろいろあるが、本工事には圧延鋼棒に熱処理、ストレッチング、ブルーイング処理を施して、両端にねじ転造をした。ナットは S35 引抜材相当以上の材を用い、熱処理

表-6 鋼棒の寸法および許容差

公称径 (mm)	平 行 部			ね じ 部				有効断面積 (mm ²)
	棒 径 (mm)	公 差 (mm)	重 量 (kg/m)	外径 (mm)	有効径 (mm)	谷径 (mm)	ピッチ (mm)	
30	29.2	±0.5	5.26	30.0	28.701	27.402	2.0	647.0

表-7 PC 用ナットの寸法

公 称 径 (mm)	対辺距離 (mm)	対角距離 (mm)	高 さ (mm)	重 量 (g)
30	54	62.4	45	660

は行なわない。棒およびナットの寸法、許容差は表-6~7のとおりとする。引張試験、降伏点応力度、伸びの試験方法は JIS 2241 により行なう。レラクゼーション試験は、降伏点応力度の 75% 荷重で 10 時間のレラクゼーションが 1.0% を越えず、ねじ転造部においても同様の試験を行なった。これらすべて厳格な品質管理のもとに製造

された4種 φ30 mm 規格品を使用した
(住友電工(株)製品使用)。

(4) 緊張工事について

PC鋼棒にセンターホールジャッキ
(70 t 用)のロッドを棒ねじ部にねじ込み、キャリブレーションを実施した油圧ポンプジャッキでプレストレスを与える。ねじ込みは棒の1.5倍(45 mm)以上とした。PS力導入の確認は、油圧ポンプのマノメーターの読みおよびPC鋼棒の抜き出し量の双方をチェックしながら、導入応力の確認を行なった。プレストレスの管理は所定緊張力により、PC鋼棒の伸び Δl を計算し、緊張力と伸びの両方をチェックして、グラフに表わし(図-7)、導入応力の管理をする。伸びの計算は、前記のように $P_0(1+\mu\alpha+\lambda l)$ より、直線部・曲線部の摩擦係数をそれぞれ $\lambda=0.002/cm$ 、 $\mu=0.3/radian$ と仮定し

$$\Delta l = \frac{\sigma_m l}{EP} = 43.4 \text{ mm (平均)}$$

を算出する。実際では、初引張力に対し、伸び量は44~50 mm の範囲内で計算どおり適正な値となった。

(5) グラウト工事について

グラウトは良好な付着を得、かつシース内空げきをすべて充てんして、PC鋼棒の腐食を防止することはいうまでもない。グラウトの品質は表-8による。グラウトミキサーにより5分以上練り混ぜ、グラウトポンプでシ

表-8 グラウトの品質・配合

セメント	混 和 剤	フロー値	沈入試験
普通ポルトランドセメント	ボゾリス No. 8 または同等以上の効果のあるもの	13 秒以下	30 秒以下
配 合			
普通ポルトランドセメント	ボゾリス No. 8	アルミニウム粉末	水 量
100 kg	250 g	10 g	40~43%

写真-4 定 着 端

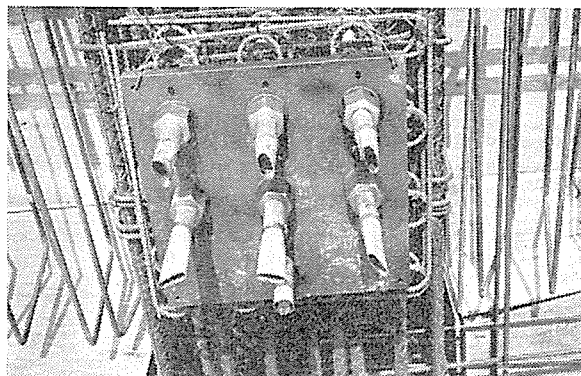
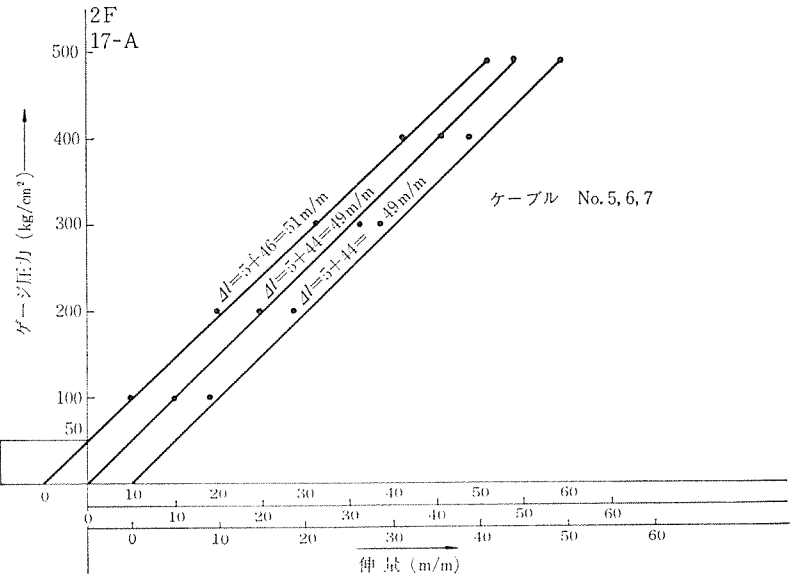


図-7 PC 鋼棒 緊張 表



ース内に注入する。グラウトが排出口より流出し、同じ濃度となったことを確認して流出口に木栓を差し込んで完了する。

(6) アースドリル工事(ピア基礎)について

径 2.0 m (長さ 18.5 m)、大口径現場打ちコンクリート杭は全長ケーシングをそう入し、砂礫層 (N=50 以上) で支持した。この工法は、大口径の建築工事としては珍しく、わが国に数台しかない KATO 式 50 TH 機を3台同時設置し、難工事を無事完了した。これは特記に値すると思われる。

写真-5 センターホールジャッキ

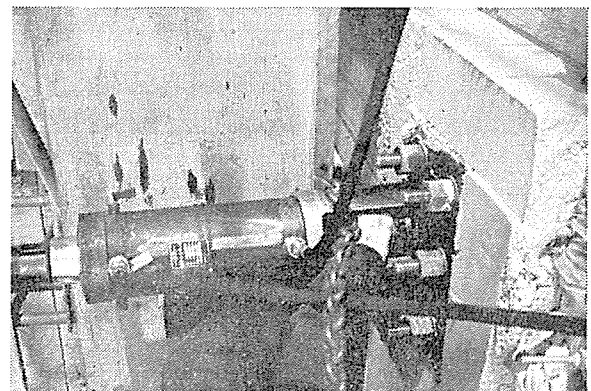
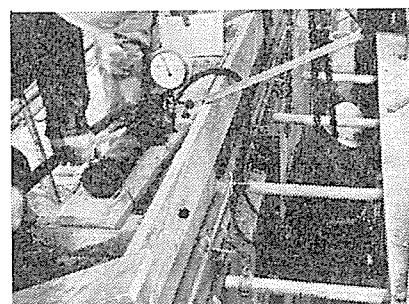


写真-6 油圧ポンプマノメーター



4. はり中央の反り上がり、柱の変形測定

一体式ポストテンションPCラーメン構造におけるPCコンクリート大ばりの反り上がりおよび両側柱の寄り、すなわち、PC大ばりの縮み測定をし、PCラーメンに所定のプレストレスが導入されているかどうかの検討資料とする。また、できれば有効幅の算定資料に供するものである。

測定箇所は、1, 3, 5階大ばり各2本、測定方法は、**図-8, 9**のごとく行なった。

5G_{1P}の反り上がり計算値
鉛直荷重によるもの

$$\text{プレストレス導入時 } \delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{\omega l^4}{EI} - \frac{l^2}{8EI} M = 0.35 \text{ cm}$$

設計荷重時 $\delta = 0.51 \text{ cm}$

プレストレス導入によるもの

$$\text{プレストレス導入時 } \delta = -\frac{5}{48} \cdot \frac{P_e l^2}{EI} + \frac{l^2}{8EI} M = -0.61 \text{ cm}$$

設計荷重時 $\delta = -0.52 \text{ cm}$

合計 プレストレス導入時 $\delta = 0.35 - 0.61 = -0.26 \text{ cm}$

設計荷重時 $\delta = 0.51 - 0.52 = -0.01 \text{ cm}$

2階柱の寄り計算値

$$\Delta l = \frac{Pl}{AE} = 0.192 \text{ cm}$$

測定データは **図-10, 11** に示す。

図-8 測定位置

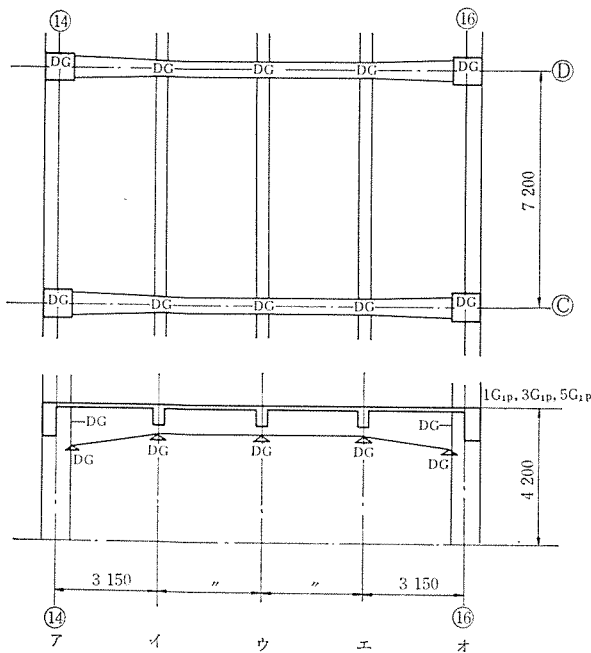


図-9 測定方法

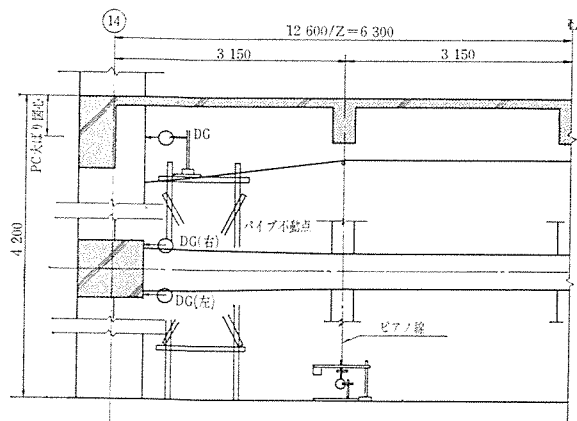


図-10 PC大ばり反り測定

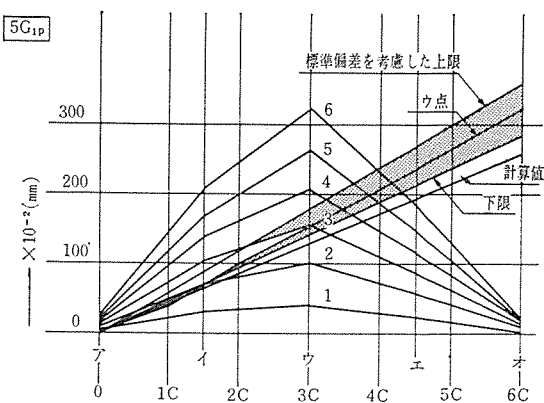
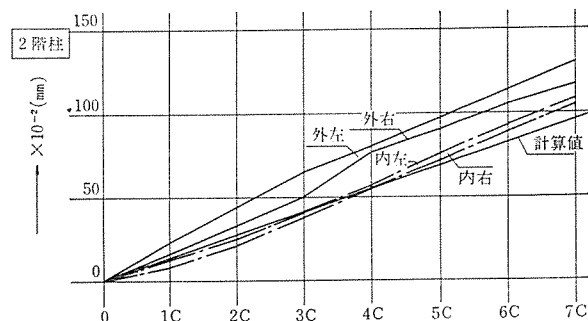


図-11 柱の寄り測定



データはかなりばらつきがあり、必ずしも直線の変化を示さないが、これは測定物が実際の建物であり、各種の不確定要素があり、不静定構造物であるためである。PC大ばりは、反り上がりの点で各回違いがあったが、大体予定の値となっている。また、柱の寄りは大体平均して25%程度多く寄っていることがわかった。結局、プレストレス力は全体の測定値より判断して、十分導入されていると考える。

II 振動実験

中央鉄道病院の設計計画時および施工時に各種試験研究を行なった。そのなかでこのB棟の設計施工のためには、① T型スラブ有効幅模型実験と、② B棟実在建物振動実験を躯体時と、仕上げ時とに分けて行なった。

④のT型スラブ有効幅模型実験については昭和44年度第10回研究発表会に報告してあるので②の实在建物振動実験について報告する。

建物が地震時にどのような応答をするかは、まず振動実験によってその振動性状を調べるのも重要なことの一つであるが、特にPC建物の場合にはこのような実験がなされた例がきわめて少なく、PCの場合でも实在建物の実測剛性と設計剛性とを比較すると、実測剛性が高らかに高い。これらの理由として計算外の2次部材および仕上げ材などによる剛性が上がることで、実測剛性が微小変形範囲で測定することなどによるものと考えられる。

今回はPC建物の一連の振動実験のなかで、RC建物とのちがいを仕上げなどの2次部材の影響も含めて、B棟建物を施工途中で躯体のみの場合と、仕上げ後に分けて躯体時では起振機による強制振動実験、落錘実験、常時微動観測などを行ない、仕上げ後では起振機による強

制振動実験を行なった。

1. 実験内容

同期運転できる起振機を5階にすえ付けて(図-12, 13)加振し、X方向加振、Y方向加振、ねじれ方向加振(躯体の場合のみ)について共振曲線と振動モードを求めた。

地盤関係では、X方向共振時、Y方向共振時にB₁階のスウェイ、ロッキング量、および地盤の距離減衰を求めた。落錘実験では、建物◎通り線上で⑭通りから約30m離れた位置で落錘(1.5tを高さ3mから落下させた)を行ない地盤および建物内の弾性波速度を測定した(躯体の場合のみ)。

常時微動観測、建物の5階(X, Y方向)と周辺地盤上で常時微動を観測し頻度曲線より卓越周期を求めた。

使用した機器、

○起振機：水平面内で機械的に相反転する3連1組の不平衡重錘によって水平方向の正弦起振力を発生する。
 <起振機本体><駆動用電動機><追従制御盤><単独制御盤><基準制御盤>

○振動計：振動測定記録計
 <換振機><増幅器><記録機>

○落下用重錘：(トラッククレーンで落下させる)
 ○弾性波速度測定単
 ○常時微動計、保坂振動計(電磁型スス書微動計EMS-2型)
 ○起振機用回転計

2. 実験方法

同期運転できる起振機を5階床ばり上に径25mmのアンカーボルト8本を使用してすえ付け、躯体時には図-12, 13に示すように3台すえ、加振方向は水平2方向(X, Y方向)とし、並進の場合はX, Y方向とも、起振機1台と3台の2ケースを行ない、ねじれの場合は2台の起振機をそれぞれ180°位相をずらして回転し、共振曲線と振動モードを求めた。

図-12

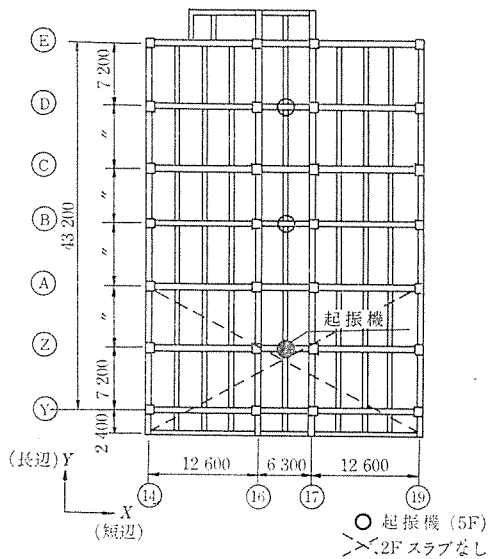


図-13

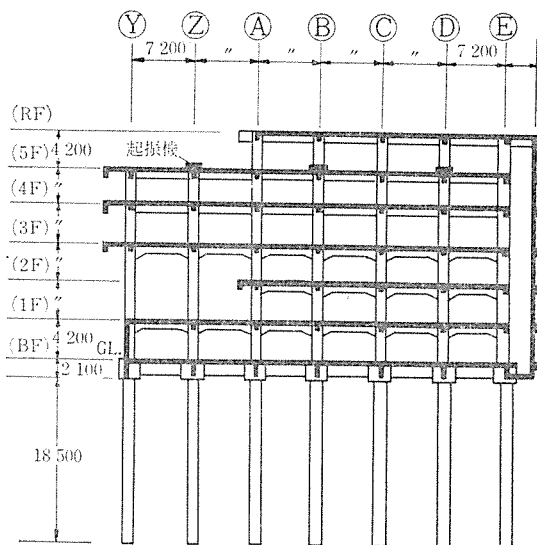
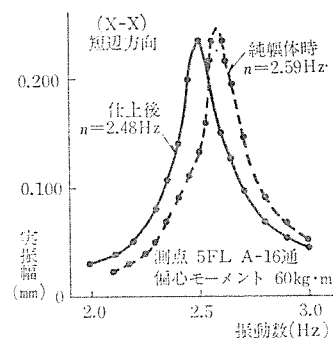


図-14



共振時の各階水平変位は、振動ピックアップ3台のうち1台を基準にして起振機の近くにおき、他の2台を順次各測定点に移動して測定した。

仕上げ後は、建物完了直前だったので、起振機は図-12の・印の位置に1台だけすえて躯体時となるべく近い測定を行ない、共振曲線と振動モードを求めた。起振モーメントは躯体時と同様 60 kg・m である。

3. 実験結果

(1) 固有周期、減衰定数の1次共振曲線を図-14, 15に示す。共振振動数より求めた固有周期、および共振曲線から $\frac{1}{\sqrt{2}}$ 法で求めた減衰定数を躯体時と仕上げ時と対比したものを表-9に示す。

(2) 振動モード

X, Y 方向の1次共振時の振動モード（ロッキング、スウェイを含む）および X 方向の各階の1次共振振動変位を図-16~18に示す。

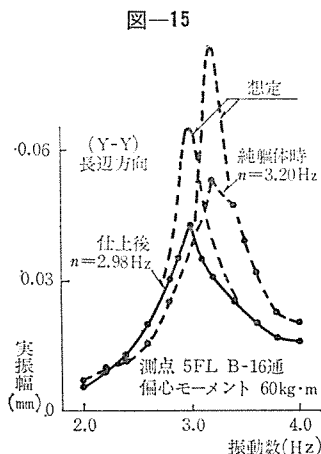


表-9

振動種別	方向	次数	周期 (sec)		減衰定数	
			純躯体	仕上げ後	純躯体	仕上げ後
せん断型	短辺 (X-X)	1次	0.386	0.403	0.025	0.032
		2次	0.115			
	長辺 (Y-Y)	1次	0.313	0.336	0.085	0.072
		2次	0.147			

図-16 短辺方向 (X-X)
偏心モーメント 60 kg・m

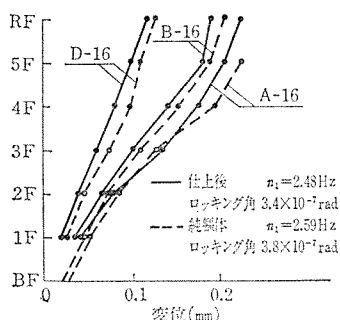


図-17 長辺方向 (Y-Y)
偏心モーメント 60 kg・m

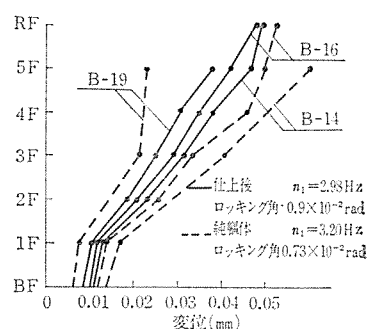
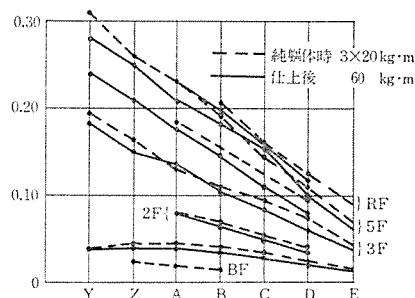


図-18 短辺方向1次共振時平面変位



4. 解析および考察

固有周期は躯体時で X, Y 方向とも計算値の7割程度であった。また、躯体時と仕上げ後との比較をしてみると数パーセント仕上げ後で伸びている。これは外壁や間仕切壁、仕上げ材などが建物の剛性に与える影響よりも、付加質量に及ぼす影響が大きかったことを示している。

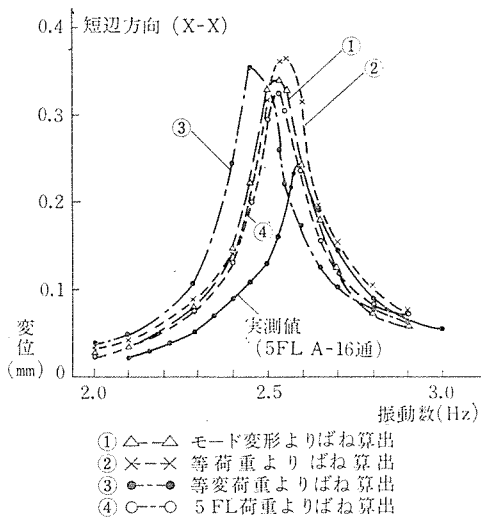
仕上げ後は躯体時よりも重量で 20% 程度増していると考えられるので、周期の伸びから剛性は 10% 程度増していることになる。

減衰定数は躯体時に比較して、X 方向で 30% 程度大きく、Y 方向では 20% 程度小さくなっていて一定の傾向を示していない。Y 方向には、RC造の別棟が接続しており、エキスパンションジョイントが設けてあるが X 方向に比べて、共振時の変位が大きくなり、したがって、これより求めた減衰定数は、異常に大きいことなどから、このエキスパンションジョイントが影響を与えていることが考えられる。

別棟の影響がまったくなく、Y 方向は RC 造の躯体であり、通常減衰定数をもつものとするれば、1次共振曲線は、図-15の想定線程度になるものと考えられる。

実験結果と対比するため、アナログコンピュータにて、一般の建物の地震応答解析を行なう場合の精度の目安とするための解析を行なってみた。解析は構造的に明解な躯体時の X 方向を対象とした。質量、減衰定数、コンクリートヤング率などは実測値を使用した。最下層柱脚は固定とし、建物ばねは壁も含めた弾力係数 $[C_{ij}]$

図-19 アナログコンピューターによる共振曲線



を求めた。計算1次固有周期は、X方向は1次0.64秒、2次0.17秒、Y方向1次0.38秒、2次0.1秒であり、いずれも実測値より周期が長い。モードは実測値とよく一致していた。

アナコンによる解析を実験と同じ5階床で加振した状

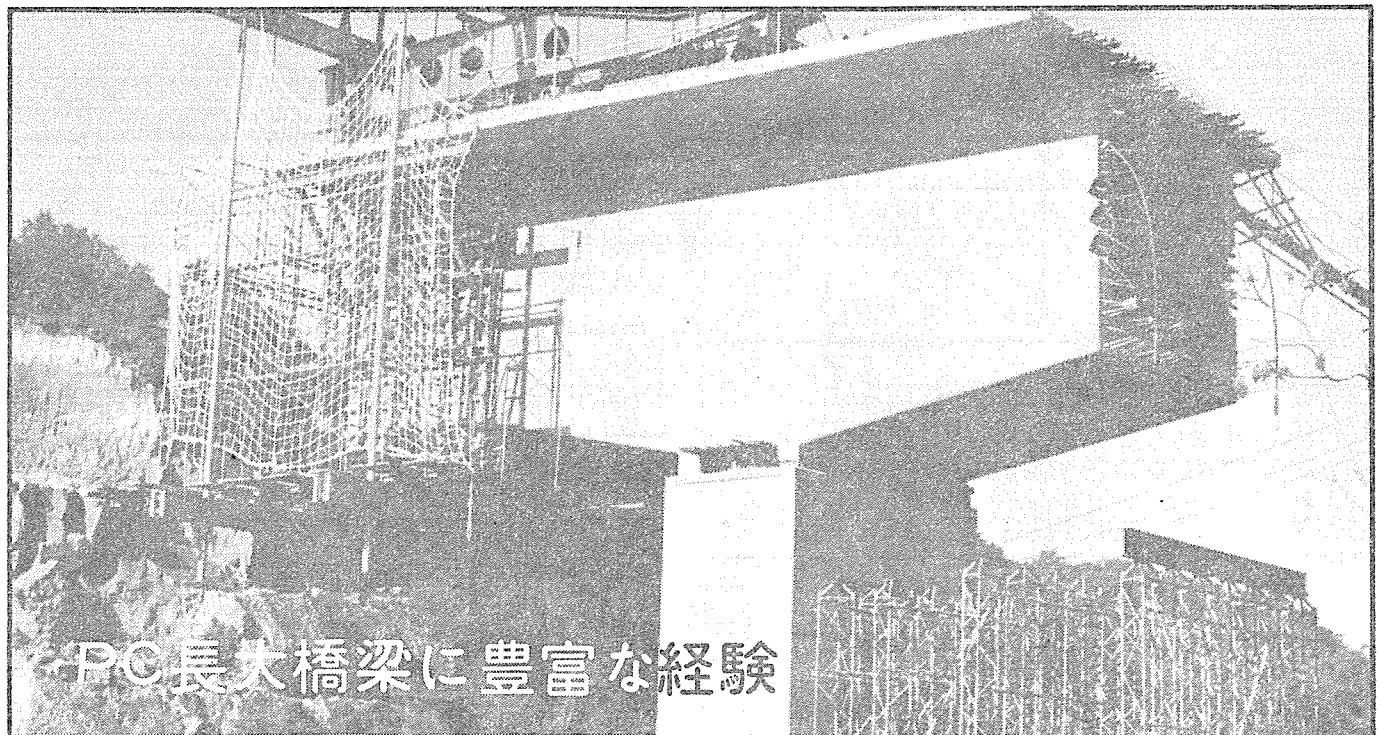
態を再現して、共振曲線を描いてみた。建物の曲げを考慮した6質点せん断系に置換して直列ばねは $[C_{ij}]$ を利用し変位と荷重との関係($K_i=Q_i/\delta_i$)から、荷重想定の方により、4種類の場合について応答を試みた。ただし、いずれの場合も、1次固有周期が実測周期となるようにばねを調整している。その解析結果を図-19に示す。

解析結果をみると実験値よりも全体にピークで約20%大きくなっていて、各場合とも大差はないが、本実験では、5階に荷重が加わった場合より求めたばねのときが最も実測値に近い、各場合のピークの不揃いは実測周期に合せたときの誤差によるものである。

このほかに共振時に地下1階のスウェイ、ロッキング量および地盤の距離減衰などを求めたが、これらについては次の機会にする。

この実験は、建設省建築研究所、大成建設技術研究所、国鉄鉄道技術研究所、国鉄東京建築工事局の共同研究によるもので、将来のPC構造、発展のための資料として役立つことを期待する。

1970. 11. 11・受付



PC長大橋梁に豊富な経験

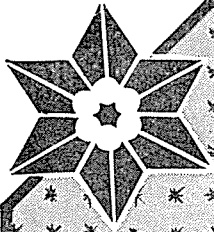
坂 下 橋



オリエンタルコンクリート株式会社

東京都千代田区五番町5番地 TEL (261) 1171 (代)

東京製鋼製品



PPC

JIS G 3536

鋼線・鋼より線
BBR工法鋼線
多層鋼より線 (19~127本より)

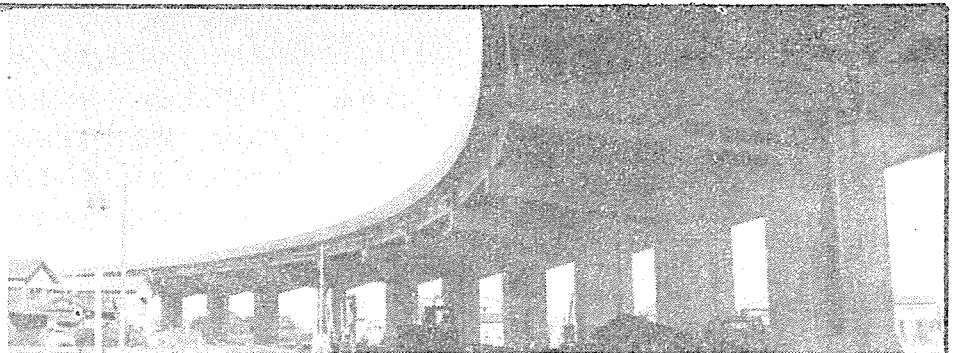
製造元 東京製鋼
発売元

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)



鋼弦コンクリート

設計
施工
製造



首都高速道路7号線

九州鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 山崎 劔 秋

- 本店 福岡市天神二丁目12番1号 天神ビル (〒810)
電話 福岡(092)76-5027・74-2374・74-0291(75-6031-内線317・346・347)
- 福岡支店 福岡市天神二丁目14番2号 証券ビル (〒810)
電話 福岡(092)74-7963・78-3961・75-1343(75-1961-内線235・230)
- 建築事業部 福岡市天神二丁目12番1号 証券ビル (〒810)
電話 福岡(092)77-4029(75-1961-内線222)
- 大阪支店 大阪市北区芝田町9-7 新梅田ビル (〒530)
電話 大阪(06)372-0382~0384
- 東京支店 東京都港区新橋四丁目24番8号 第二東洋海事ビル (〒105)
電話 東京(03)432-6877~6878
- 営業所 大分営業所・宮崎営業所・広島営業所
- 工場 山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場