

## (仮称) 西武高田馬場駅ビル新築工事の 構造設計について

松 井 源 吾\* 依 田 定 和\*\*  
長 沼 藤 雄\*\* 磐 田 正 晴\*\*  
渡 辺 昭\*\*\*

許容地耐力 45 t/m<sup>2</sup> (長期)

### 1. ま え が き

本建物は西武高田馬場駅のホームに近接して計画された駅ビルである。主な用途がボーリング場であるため、建物周囲の外壁にはほとんど窓を必要とせず、全面ブレース付の架構が可能で、全地震力を外周架構に負担させることができる。また床ばりについてはスパンが大きくなり、はり成を小さくするためにはプレストレストコンクリート造のはりが有利であり、単純ばりにすれば外周架構の柱はより小さく、室内の有効面積が広がる。

以上の基本方針にもとづいて計画設計したのがこの建物である。以下構造設計に際して種々検討したことについて記述する。なお、この建物はプレストレストコンクリート造のはりを使用し、軒高が 16 m を越えているので建築基準法第 38 条により建設大臣の認定が必要であるため、日本建築センターの評定の対象となり、審議の結果認定された。

### 2. 建 物 概 要

工事名称：	(仮称) 西武高田馬場駅ビル新築工事
建設地：	東京都新宿区諏訪町 300
主な用途：	駅コンコースを含むボーリング場および遊技場
規 模：	建築面積 2 746.46 m <sup>2</sup>
	延 面 積 24 006.49 m <sup>2</sup>
	階 数 地上 8 階 (一部中 2 階)， 地下 1 階
構 造：	屋 根 鉄骨造
	3～8 階床 場所打ちプレストレストコンクリート造
	B1～2 階床 鉄筋コンクリート造
	骨 組 鉄骨鉄筋コンクリート造
	基 礎 直接基礎

\* 工博 早稲田大学教授 理工学部

\*\* ORS 事務所

\*\*\* Y.F 建築設計事務所

建築主：西武鉄道株式会社

総合監理：西武不動産株式会社

設計監理：黒川紀章建築・都市設計事務所

(構造) 松井源吾 + O.R.S. 事務所

施 工：株式会社 大林組，外 5 社

興和建築工業株式会社 (P C 工事)

工 期：昭和 47 年 5 月～昭和 48 年 12 月予定

### 3. 構 造 概 要

本建物は地下 1 階，地上 8 階 (一部中 2 階) 建てで、ボーリング場を主な用途とした建物である (図-1)。

3 階から 8 階までの床には 36 m スパン (短辺方向) の場所打ちプレストレストコンクリート造のはり (以下 P C ばりという) を使用しているが、それらはすべて桁行方向 (長辺方向) の大ばり (B ばり) に取付けてある (図-2, 3)。設計は鉛直荷重のみを負担する小ばりとして設計しているが、端部の固定度がかなりあるので、地震時の応力に対しては水平および上下振動も考慮に入れて検討している。

屋根は鉄骨造で 36 m スパンに両端支持のトラスばりをかけている。2 階床以下は内部に柱を立てたラーメン構造である。

架構は 36 m × 54 m の平面形の外周を鉄骨鉄筋コンクリート造のブレース付ラーメン構造とし、地震力をすべてこれに負担させている箱形外殻構造である (写真-1 (a), (b))。

地震時に対する架構応力の静的解析は地盤の支持条件を弾性支持と固定支持の 2 つの場合について行ない、断面設計は応力の大きい方で行なっている。また斜め方向の地震時についても検討している。また、架構の地震時応答を振動解析も行なって求め安全を確かめた。

基礎は約 GL-8.2 m 以下の砂層 (東京層上部砂層) を支持層とした直接基礎とし、外周架構の下は連続基礎、内部柱は 2 階以下のため独立基礎とした。許容地耐力は種々検討の結果長期 45 t/m<sup>2</sup> とし、載荷試験を行な



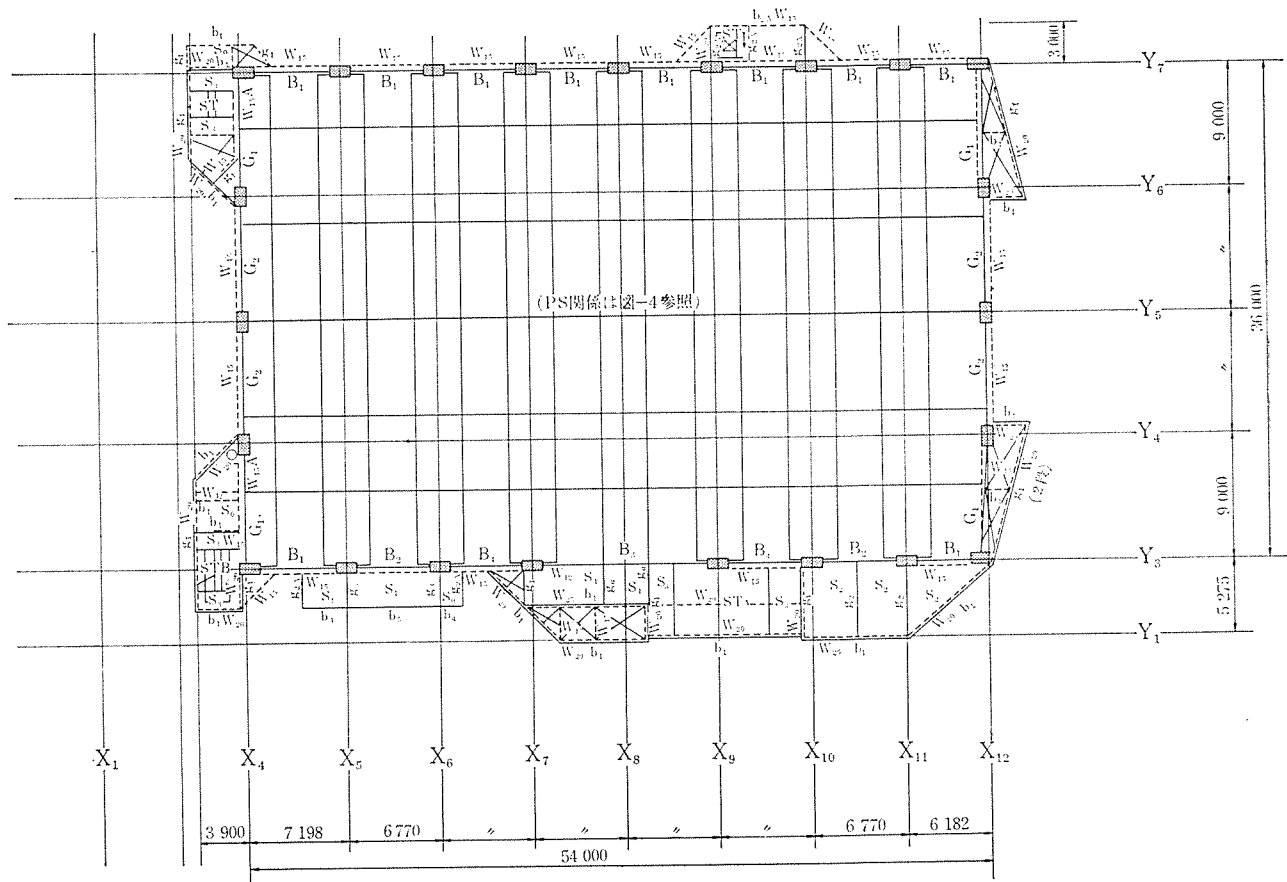


図-2 基準階はり伏図

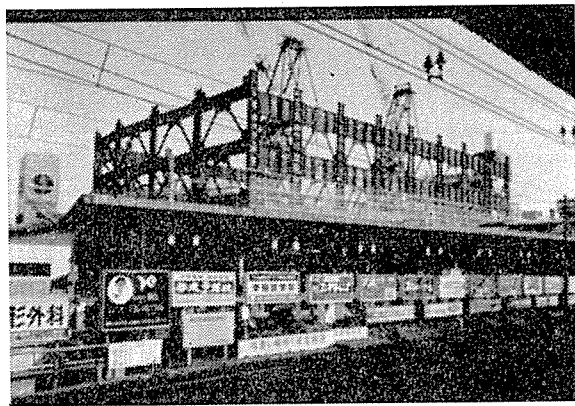


写真-1 (a) 高田馬場駅構内よりみる

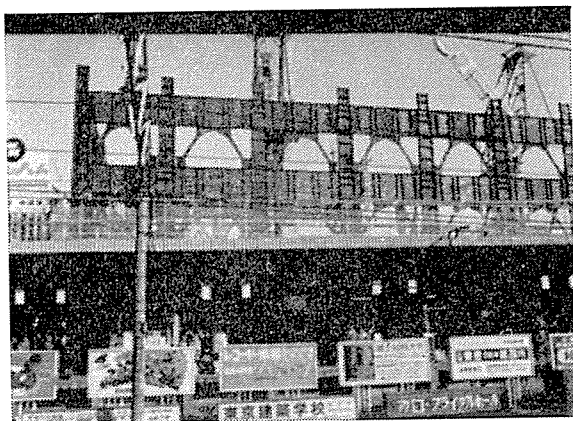


写真-1 (b) 同 上

って確認した。

使用材料

コンクリート; PCはり  $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$  (早強)  
 その他  $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$  (軽量,  
 2階柱以上)  
 $F_c=225 \text{ kg/cm}^2$  (普通,  
 2階スラブ以下)

鉄筋; SD 35  
 鉄骨; SS 41, SM 50

4. PC ばりの設計

(1) PC 床組の設計概要

図-4 に示したように  $54 \text{ m} \times 36 \text{ m}$  の床に対し、スパン  $36 \text{ m}$  のPCばりを約  $3.4 \text{ m}$  間隔に配置し、これと直角方向に  $4.5 \text{ m}$  間隔にRC小ばりを設け、PCスラブとともに1枚の床組を構成した。

コンクリートはいずれも現場打ちであるが、強度、設計条件等は次のとおりである。

PCはり: コンクリート強度  $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$   
 プレストレス導入時  $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$   
 工法 フレシネー方式 ( $12\phi 12.4 \text{ mm}$  ケーブル使用)

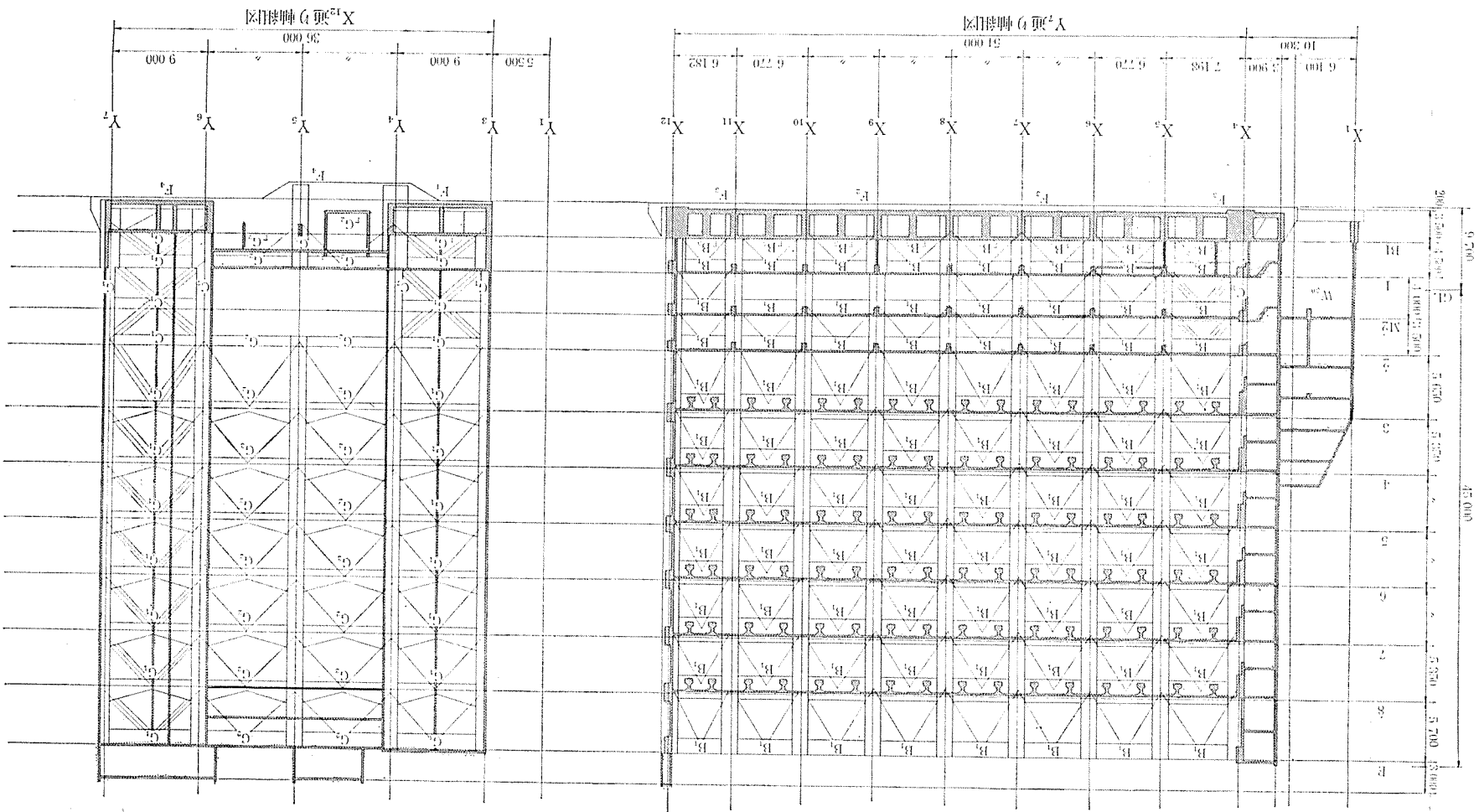
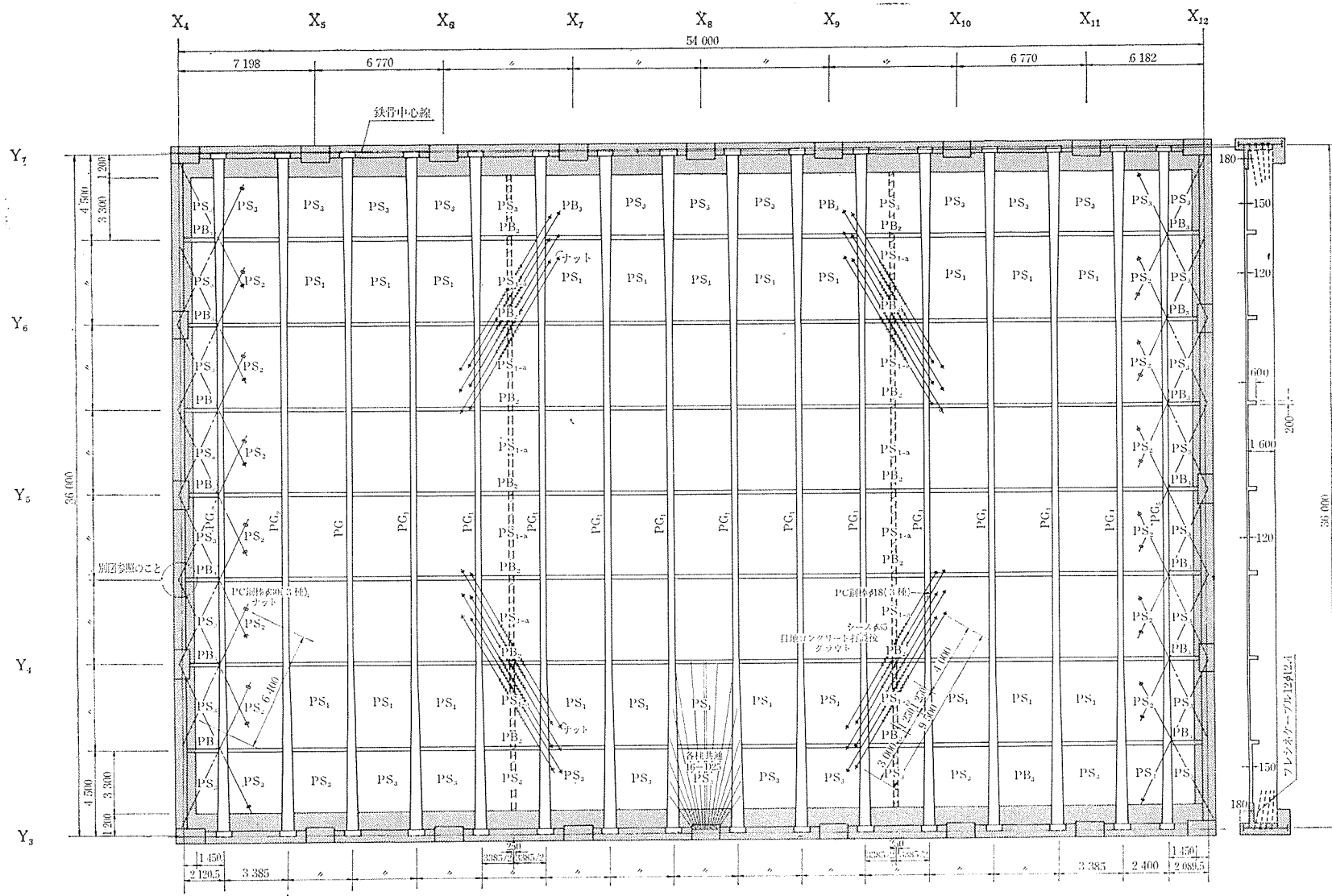


图-3 轴 组 图



特記事項

- ..... フレストレス専入後打設(剛性)コンクリート  $F_c=210\text{kg/cm}^2$   $r=1.6$ (此項)
- //// 橋上目地(剛性) フレストレス専入後打設  $F_c=330\text{kg/cm}^2$

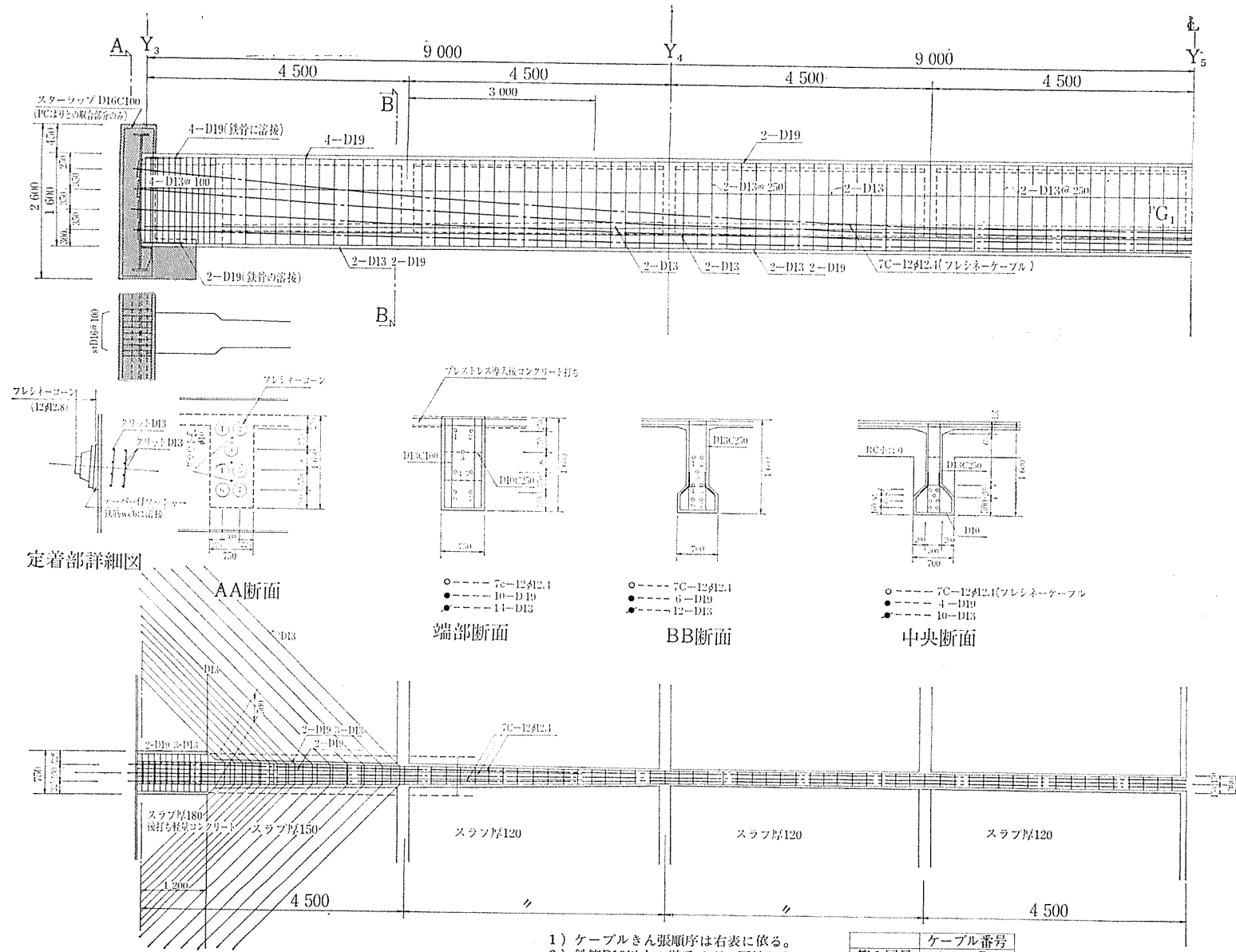
特記なき小はりにはPB<sub>1</sub> 特記なきスラブにはPS<sub>1</sub>とする。

PG<sub>1</sub>はリコングリート強度  $F_c=330\text{kg/cm}^2$  フレストレス専入時  $F=300\text{kg/cm}^2$

PGケーブル……フレステケーブル12φ12.1mmとする。

PCケーブル初張力標準値  $P=128.0\text{ton}$

図-4 PCはり伏図



許容応力度；日本建築学会PC規準による  
各種安全度；フルプレストレッシングと  
し，同上PC規準による。

RCスラブおよび小ばり：

コンクリート強度； $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$  を  $270 \text{ kg/cm}^2$   
と見なす。

鉄筋；SD 35 を SD 30 の許容応力度で設  
計する。

なおPCばりは後述のように中央断面では単純ばりとして設計し，端部は固定度を考慮して安全度を検討したが，スパン中央における有効幅は曲げ用としては建築学会RC規準の値を用い，軸力用としては全幅を採用した。

本床組はプレストレス導入時におけるプレストレス力の外周SRC架構への移行を減少させるため， $X_4$  通り， $X_{10}$  通り側にスリットを設け，さらに主として施工上の理由により  $X_6 \sim X_7$  間，および  $X_9 \sim X_{10}$  間にもスリットを想定したので，全体としては1枚の床組を3つのブロックに分割したことになる（図-4）。現場作業は，図-4で右側のブロックから左方のブロックにかけて，順次工程をずらしながら工事を進めて行く。このような工法は全体の工期短縮に有効であるとともに，各職種の作業にも切れ目がなくなる。なお，このスリットは後で充填される。1つのブロックについての作業工程をN階について示せば次のようなものである。

- 1) N-1 階柱，およびN階外周大ばりの鉄骨組立て。
- 2) N階PCばり，小ばり，スラブ等のサポートおよび型わくの設置。
- 3) 同上，鉄筋およびPCケーブル配置。
- 4) 前記スリット部以外の部分のPCばり，小ばり，スラブ等のコンクリート打設。
- 5) PCばりプレストレッシングおよびグラウチング
- 6) N-1 階の柱と壁，N階外周SRC大ばり，周辺スリット部のコンクリート打設。
- 7) 以下，N+1 階について上記工程のくり返し。

もちろん，以上の工程は概要に過ぎないが，この工程とはり伏図（図-4）に見られるように，本構造の特殊な点は次のようなものと思われる。第1にPCばりはラーメンを構成せず小ばりとして用いられていること。第2にPCばりプレストレス導入時には，これを支持する外周大ばりと，その下の階の柱を鉄骨だけの状態とし，PCばりの短縮によって生ずる柱の曲げを大きく低減したことで，PCばりのプレストレスは鉄骨ばりのウェブを

介して導入されることなどである（図-5）。

PCばりは単純ばりとして設計し，端部断面のみ外周SRC大ばりの拘束を考慮して安全度を検討した。PC

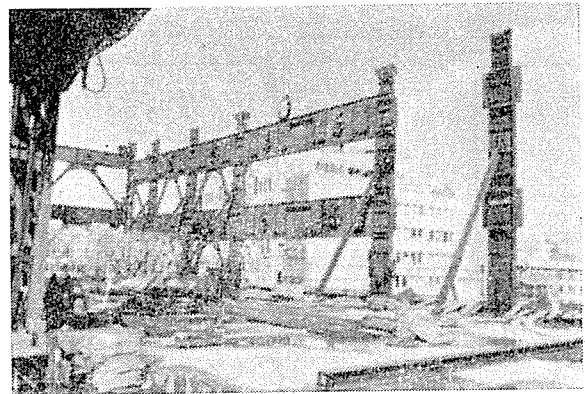


写真-2 (a) 鉄骨大ばり（孔はPCケーブル貫通孔である）

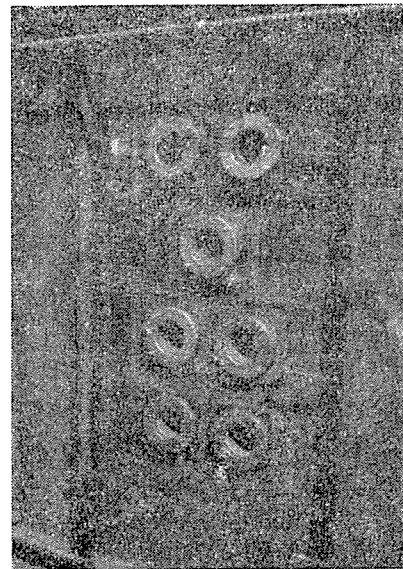


写真-2 (b) PCケーブル定着部

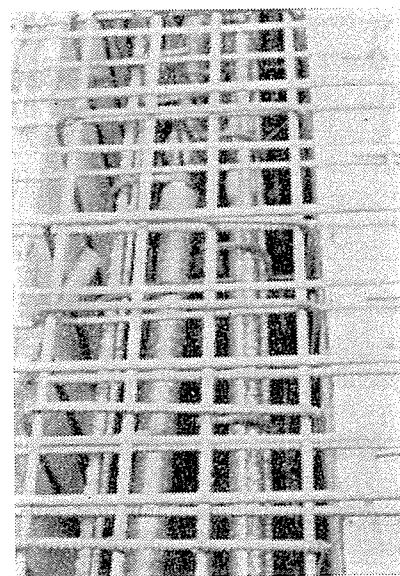


写真-3 シース配置，仮わく建込中

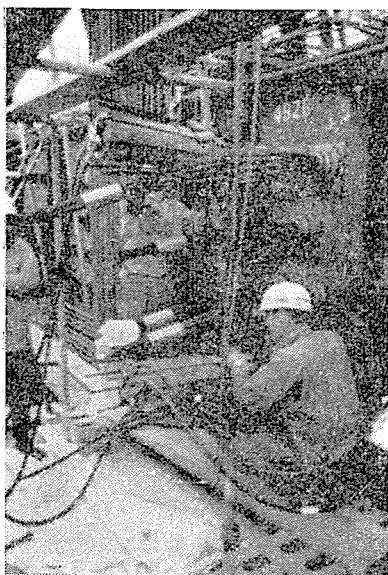


写真-4 ケーブル緊張作業

プレストレス導入時には、両端の拘束は鉄骨のはりとは柱だけなのでほとんどないと考えてよく、前記工程の6)、すなわち外周部のコンクリート打ちが終った後にはじめて拘束され、コンクリートのクリープによる2次応力、および積載荷重による曲げ応力が生ずると考えられる。設計ではPCばりの材令14日後に部材の両端が拘束されるものと考えて上記の2次応力を想定したが、スパン中央については、すべての荷重に対し単純ばりと考え、安全側な設計とした。

短期応力としては耐震設計の項で示す地震時水平力および鉛直の地震の震度(±0.25)による応力を加算し、端部、中央部とも建築学会PC基準の規定による荷重係数を用いて部材の破壊安全度を確かめた。

施工中は、プレストレス導入前の床組の全荷重は、下階の床組にサポートによって伝達されるが、下の階はこの他に各階の100 kg/m<sup>2</sup> 施工荷重を想定し、4層で支持するものとした。これらの施工荷重はすべて長期荷重と考え、設計荷重作用時の許容応力度以下となるようにした。

(2) PCばりと大ばりとの取合い

Y<sub>3</sub> 通りおよび Y<sub>7</sub> 通りの SRC の大ばりは、PCばりを小ばりとして支持しているの、PCばりのプレストレスおよびその他の荷重によって応力を生ずる。この応力については、施工中のものとそれ以外の場合に分けて検討を行なった。

**a) 施工中の応力** PCばりプレストレス導入時には、これに接続する大ばりと、その下の階の柱は鉄骨だけの状態であることは前述のとおりである。PCばりはケーブルの緊張によって上反

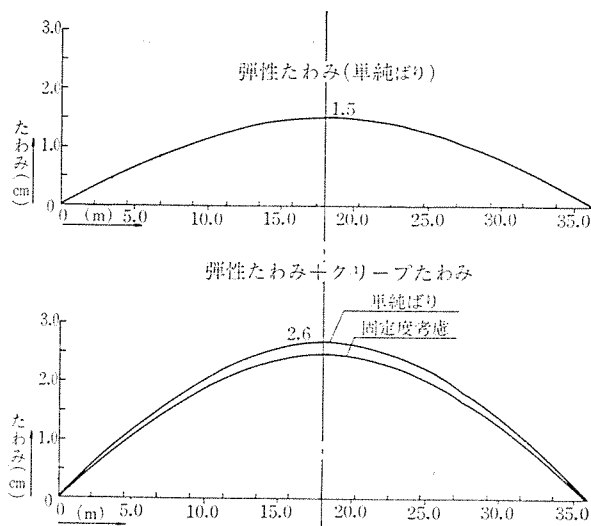


図-6 PCばりのたわみ曲線

りを生じて下のサポートから離れると同時に短縮する。したがって、大ばりの鉄骨にはPCばりの自重に相当する鉛直方向の集中荷重の他に、水平方向の変形とねじりを強制変形として受けることになる。数値で示せば集中荷重はPCばり1本あたり60t、水平変位量は片側0.5cm、PCばり上反りによる回転角は $1.6 \times 10^{-4}$ 程度である。これらの値はPCばりを単純ばりと考えた場合の自由変形量であるが、鉄骨がむき出しでいる期間内のクリープ増等を考慮して、安全側に上記の2倍の値を用いて鉄骨の安全性を検討した。なおPCばりたわみ曲線の計算値は図-6に示す。

**b) 常時および地震時の応力** PCばりのグラウト終了後に大ばりと柱のコンクリートが打設され、このコンクリートの硬化をまって初めて両者が一体化する。したがって、この時期以降のPCばりのクリープ変形によって架構には2次応力を生ずることになる。この2次応力の計算は次のような仮定によって行なった。

1) 両者が一体化した時点でのPCばりとSRC架構のコンクリート材令差、および材質差などによって生ずるクリープ性状の相違を無視し、同一のクリープ係数とクリープ速度を持つものとする。

階	P						M					
8階												
7階												
6階												
5階												
4階												
3階												
2階												
	TOTAL						TOTAL					

(a) PC部材端部による柱応力 (b) PC部材(プレストレス+自重)による柱応力

図-7 2次応力の計算結果 (単位 tm)



2) 施工段階に応じて各層ごとに2次応力を計算し、その合計値を設計用応力とする。すなわち、N階については、N+1階以上がないものとし、この状態でクリープが終了するものとして2次応力を求める。同様な計算を各階について行ない、それらの合計値を設計用応力とした(図-7)。PC床組以外の固定荷重、積載荷重、上下および水平地震荷重については通常の弾性計算によって応力を求め、これに前記2次応力を加算したものを最終的な設計用応力とした。

(3) 実験および実測

本構造では、PCばりの両端に鉄骨があり、その外側に定着具を設置したため、定着具とPCばりの間には鉄板がそう入された形となっていること、さらにかかなりの大スパンのPCばりが小ばりとして用いられていることなどから、主としてPCばり端部の安全性を確かめるために図-8に示すような供試体による模型実験\*と、現場におけるPCばりのひずみ度測定を行なった。

模型実験の供試体では、長さ8.0mのPCばりの片側を、実際と同様にSRCのはりに取付け、鉄骨のまま

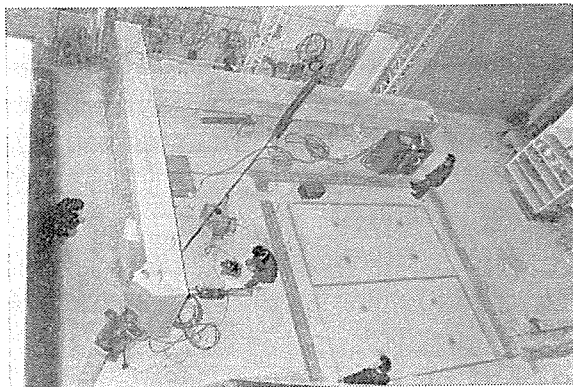


写真-5 模型実験・載荷試験

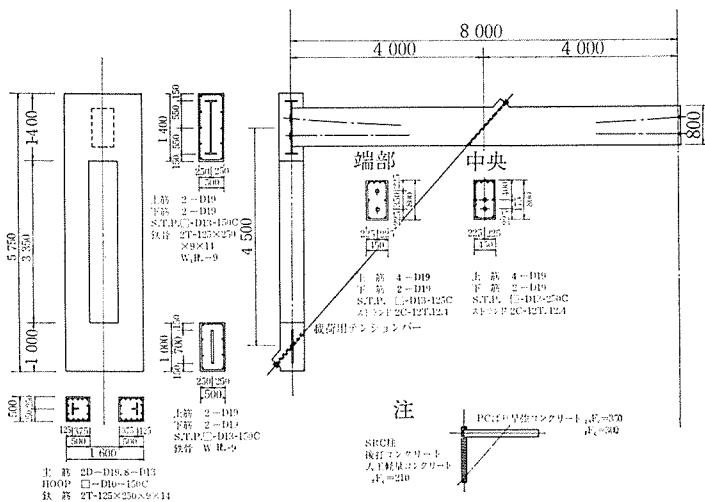
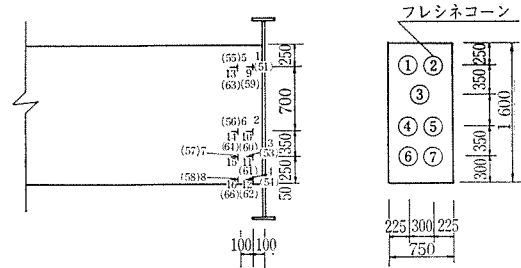


図-8 模型実験供試体構造図

\* 模型実験は、株式会社大林組技術研究所において行なわれたものである。



( )内の数値は裏面とする

図-9 PCばり端部ストレインゲージ位置図

の状態では、次に SRC のはりとして、柱のコンクリート打ちを行ない、その硬化をまって載荷試験を行なった。プレストレス導入時のひずみ度測定結果によると、定着部の割裂応力については鉄骨を介して緊張されている側の方が、鉄骨のない断面よりもひずみ度が小さく、安全側となる傾向を示している。

また、同じ供試体の載荷試験では、PCばり端部の曲げモーメントの値で最大 75 tm、すなわち、計算上のPCばり端部の破壊モーメントの約 85% まで増加させたが、特に異常なきれつは認められなかった。実際のPCばりの地震時における全モーメント(固定荷重、積載荷重、上下地震荷重の曲げモーメントの合計)はPCばり端の破壊モーメントの約 46% であり、この値は実験の場合の比率よりもはるかに小さい。したがって、実際のPCばりの端部は充分安全なものと推定される。現場における実測は3階のPCばりについて、主としてはり端部のひずみ度について行なった。ケーブルはすべて片引きとし、次のような順序で緊張した(図-9 参照)。

- 第1回目 ケーブル No. 1 および No. 7
- 第2回目 ケーブル No. 2 および No. 4
- 第3回目 ケーブル No. 5 および No. 6
- 第4回目 ケーブル No. 3

各ケーブル緊張段階ごとのひずみ度について見ると、最大引張ひずみ度は第1回の緊張時に⑤のゲージに生じ、その値は  $190 \times 10^{-6}$ 、最大圧縮ひずみ度は同じく第1回の緊張時に⑥のゲージに生じ  $220 \times 10^{-6}$  の値を示したが、これは応力度に換算すれば  $61 \text{ kg/cm}^2$  程度である。また、ひずみ度測定とは別に、目視によって割裂応力によるきれつ発生の有無を調べたが、きれつは発見できなかった。なおケーブル1本あたりの緊張力は135 t 程度である。

5. 耐震設計

(1) 設計概要

地震力を負担する架構は  $36 \times 54 \text{ m}$  の平面形をかこむ外周架構のみで、鉄筋コンクリート造の耐

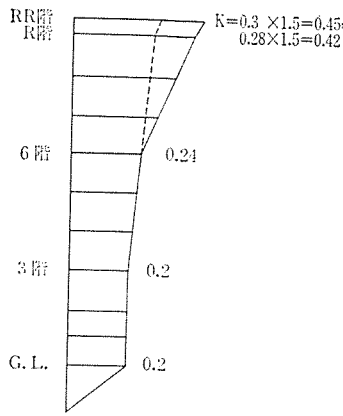


図-10 設計用震度

のせん断剛性低下率を0.2とした耐震壁を鉄骨ブレースと加算し、地盤の支持条件を弾性支持と固定支持の2つの場合について3次元応力解析を行なっている。横力分担率はおよそ壁が16%、ブレースが64%、ラーメンが20%である。また長辺方向地震時で $Y_3$ 通りと $Y_7$ 通りのブレースの数が異なるため、ねじれ補正を行なっている。P-C床組の水平剛性については、もっとも不利な条件として板厚12cmの $36 \times 54$ mの周辺支持板のせん断座屈荷重を求めると、設計荷重よりも大きい(約1.4倍)。また、地震時の上下振動に対しても十分な耐力を持っているので、地震荷重を外周架構に伝えるだけの十分な剛性と強度を持っていると考えられる。地震時の基礎の浮上りは生じない。

(2) 振動解析

**a) 解析概要** 振動モデルは、1階を1質点とし、地上8階地下1階の合計10質点( $M_2$ 階も1質点とする)の振動モデルとし、基礎固定の場合と、地盤の回転を考慮した場合の2種類について検討を行なった。

各階のばね定数は、電子計算機の静的な3次元骨組解析の計算結果より得られた値に基づいて算定した。この際壁の剛性は初期剛性の2割の値を用いている。

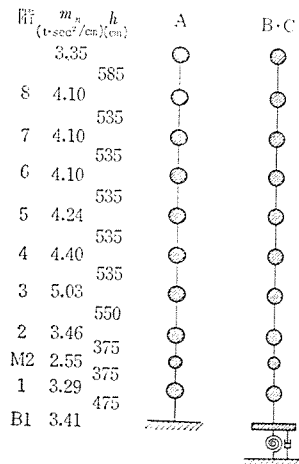


図-11 振動解析用モデル

震壁を含む鉄骨鉄筋コンクリート造のブレース付ラーメン構造である。設計用震度は建築基準法による震度を高さが31mを越える部分については最高部で1.5倍、31mの位置で1.0倍、中間部は直線補間した値で割増したものである(図-10)。

計算はコンクリート

解析用地震波は検討の結果次の2種類を採用した。

- 1) El. Centro (N-S) 1940
- 2) Tokyo 101 (N-S) 1954

解析を行なったモデルは図-11のとおりであり、その際の地震波最大入力加速度は次のとおりである。

- A. 基礎固定弾性応答 200 gal
- B. 基礎回転弾性応答

200 gal

C. 基礎回転弾塑性応答 400 gal

減衰定数は建物については内部粘性系とし、1次振動系に対し $h=0.05$ とした。地盤については地下逸散による減衰を弾性論の結果より求めると、等価減衰定数 $h=0.2$ 程度の値が得られたのでこの値を採用した。

**b) 解析結果** 弾性応答では、(A)基礎固定の場合と、(B)基礎の回転を考慮した場合について検討を行なっており、1次固有周期は下記の値であった。

	(A) 基礎固定	(B) 基礎回転
短 辺	0.927 (sec)	0.965 (sec)
長 辺	0.684 (〃)	0.697 (〃)

固有周期は両者ほとんど一致しており地盤の影響はわずかであった。高次の固有周期についてもほぼ同じ傾向がみられる。応答結果も両者ほとんど一致しており、一般的に回転を考慮した方が幾分小さい応答値であった。

400 gal 弾塑性応答では、短辺方向の層間変位の最大はTokyo 101 (N-S)地震波にて6階で1.80 cm (1/297)で、塑性率の最大も同位置で $\mu=2.09$ であった。

なお、長辺方向は、やはりTokyo 101にて最大応答を示し層間変位は6階にて1.82 cm (1/293)で塑性率は $\mu=3.40$ であった。

表-1 建物の固有周期 (短辺方向, 基礎回転)

1 次	0.965 sec
2 次	0.340
3 次	0.211

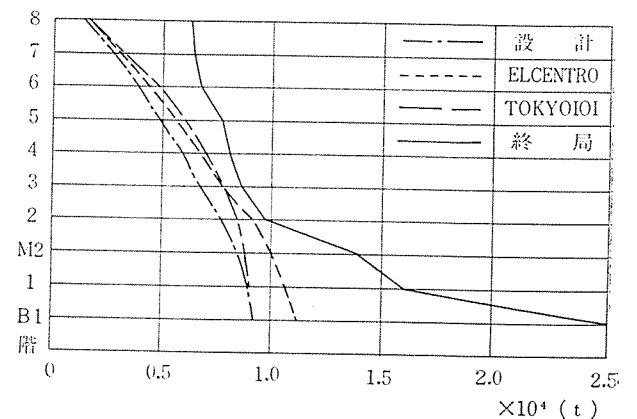


図-12 最大加速度 400 gal ( $h=0.5$ ) のときの 応答せん断力 (短辺方向)

ある。一般に短周期の振動解析は大きな応答結果を示す傾向があり、この建物にもその影響があらわれている。

弾塑性応答において大きな塑性率を示しているにもかかわらず変形は部材角で1/293と小さな値にとどまっております、終局耐力まではかなり余裕がある。