

PCを用いた免震建物の構造設計

小林 利和*

はじめに

建物を免震構造として計画する場合、上部構造に入力される地震力は従来の耐震構造に比べ、2/3～1/2程度まで低減することが可能となる。これにより、上部構造は、従来の耐震設計に束縛されない架構計画が可能となる。

一方、免震構造を採用した場合の全体コストは、耐震構造に比べ、一部の例外を除き、一般的には5%前後アップと言われている。そこで我々設計者がまず考えることは、免震効果を利用して上部躯体をいかに経済設計するか、という点である。例えば、鉄骨鉄筋コンクリート造が適しているような高さ規模の構造を、鉄筋コンクリート造に変更することにより、上部躯体のコストを抑えるようなこともよく行われている手法である。

今回設計報告させて頂く建物も、この方法によりコスト低減を図ったものである。その際に、12.8mスパンの大梁を鉄骨造とする代わりに、ポストテンションのプレストレストコンクリート梁（以下PC梁）を採用した。

こうした構造方式に至った経緯を含め、本建物の構造設計報告をさせて頂く。

1. 建物概要

本文で設計報告する東京工業品取引所は、貴金属、天然ゴム、および綿糸等の商品を取り扱う、国内はもとより、世界でも有数の取引実績を有する商品先物取引所である。このため、大地震時に取引所の機能が停止した場

合は、経済社会に大きな影響を与えることになるため、取引所の機能を保持することを目的として免震構造が採用されたものである。以下にこの建物の概要を述べる。

また、図-1に外観予想写真を、図-2～3に1階および基準階平面図、図-4に代表の断面図を示す。

建物名称：東京工業品取引所ビル

建設地：東京都中央区日本橋堀留町1丁目

敷地面積：889.4 m²

建築面積：568.3 m²

延床面積：約6 082.5 m²

階数：地上10階、地下2階

建物高さ：39.5m

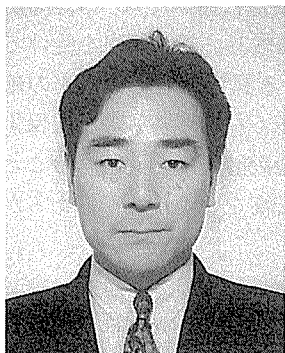
構造種別：鉄筋コンクリート造、一部PC造

構造形式：耐震壁付ラーメン構造

基礎：場所打コンクリート杭（拡底杭）



図-1 外観予想写真



*1 Toshikazu KOBAYASHI
 (株)日本設計
 構造設計部
 主任技師

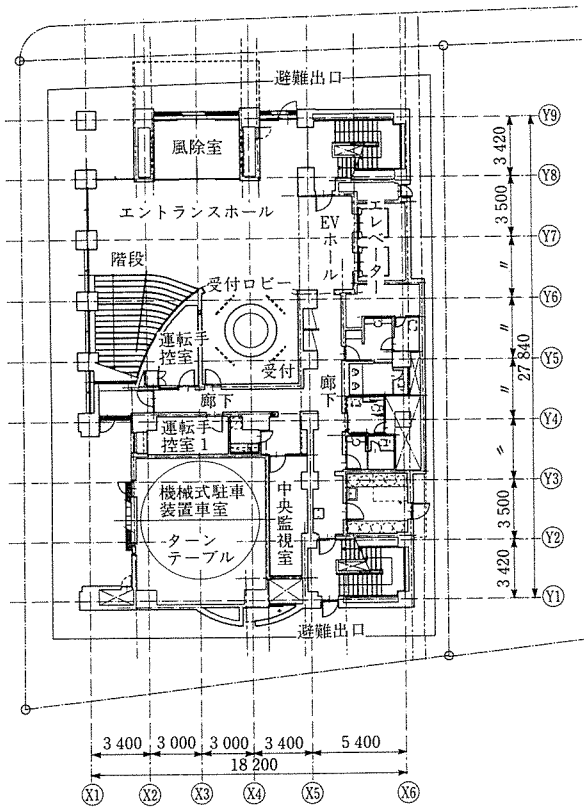


図-2 1階平面図

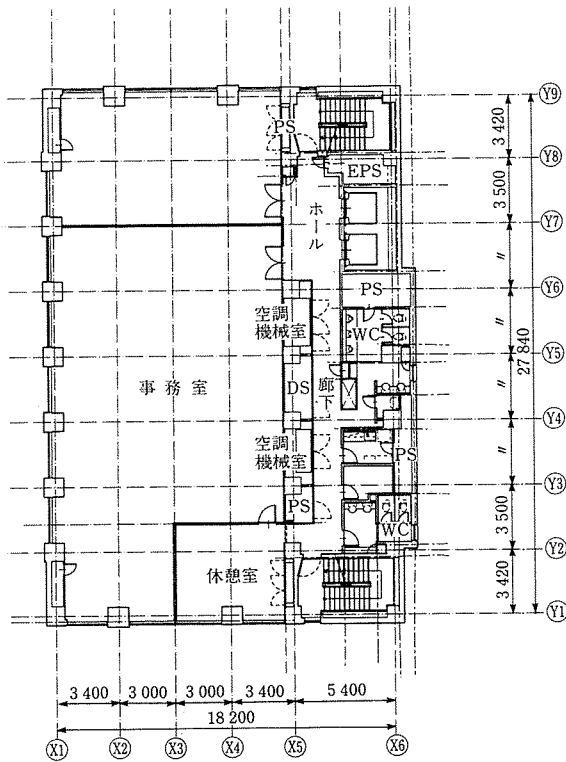


図-3 基準階平面図

免震装置：鉛プラグ入り積層ゴム
 評定番号：BCJ-免210（平成8年6月17日）

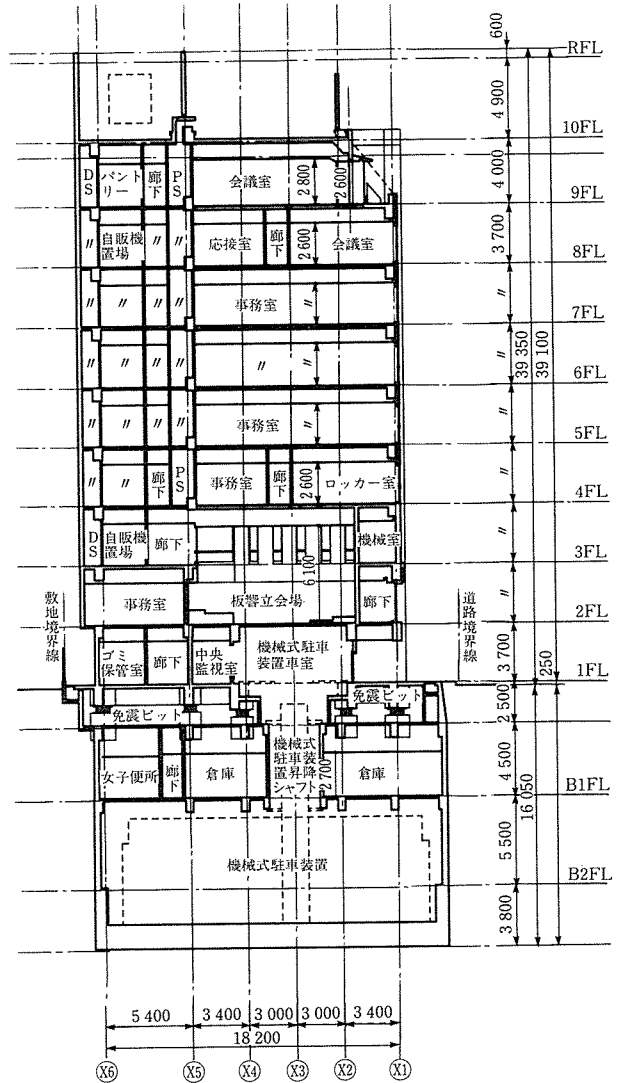


図-4 断面図

2. PC梁採用に至った経緯

2.1 立地条件

本計画は、昭和30年代に建設されたビルを建て替えるものである。当時のビルは軒高31m以内に何層も積み上げることにより、床スペースを確保することが可能であった。しかし、現行法のもとでは容積率や道路斜線制限等の集団規定により、建物形状や延床面積は多くの制約を受けている。さらに、当敷地においては、3方向が道路に面しているため、非常に厳しい斜線制限を受けている。よって、当建物における課題は、高容積率の確保と、斜線制限内で一層でも多く整形な基準階を確保することにあった。前者は、総合設計制度を活用することにより解決できる。後者は、階高をいかに低く抑えるかがポイントであった。

2.2 断面計画

最近の新築ビルにおいては、3.9m～4.1m程度の階高

が一般的であるが、当建物の階高は3.7m以下に抑えることが検討課題とされた。この階高であれば、厳しい斜線制限の中で一層分基準階の積み増しが可能となる。

この低い階高の中で、新築ビルにふさわしい設備性能や、フリーアクセスフロアの装備、有効な天井高さを確保するためには、図-5のような2通りの考え方があった。

ケース1は、梁下の有効寸法内のみでダクトスペースを確保する方法、ケース2は、梁スリーブのみでダクトスペースを確保する方法である。構造種別は、ケース1では、柱はRC造で梁をPC梁、ケース2では、柱はSRC造で梁をS造で考えた。

しかし、いずれのケースも、現行の耐震設計で入力される地震力に抵抗するには梁丈不足である。一方で、ケース1のモデルを1階床下で免震した場合の予備応答解析では、設計せん断力係数が0.13~0.30(表-1)と、従来の耐震設計の2/3程度以下に低減されている。よって、免震構造であればケース1とケース2のいずれにおいても、図-5の梁丈で設計は可能と判断した。

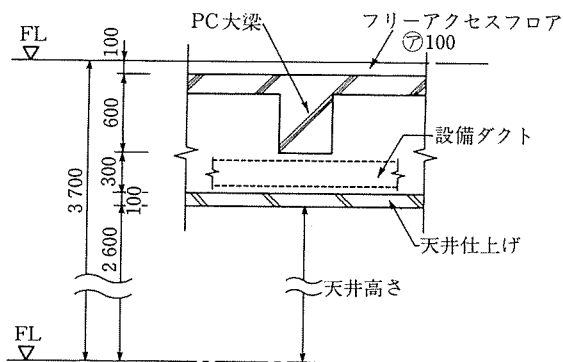
2.3 コスト比較

前述のように、免震構造を採用する場合のメリットの1つに、構造種別の変更が可能であることがある。ケース2の場合は鉄骨の総数量を抑えることはできても、鉄骨工事が発生することに変わりはない。また、12.8mスパンの

表-1 設計用地震荷重

階	H (cm)	Wi (t)	ΣWi (t)	Ci	Qi (t)	Mi (t·m)
10	550	202.3	202.3	0.300	60.7	334
9	370	861.0	1 063.4	0.235	249.9	1 258
8	370	768.3	1 831.6	0.205	375.5	2 648
7	370	735.8	2 567.4	0.180	462.1	4 358
6	370	734.4	3 301.8	0.165	544.8	6 373
5	370	734.4	4 036.1	0.153	617.5	8 658
4	370	736.1	4 772.3	0.145	692.0	11 219
3	370	765.8	5 538.1	0.138	764.3	14 046
2	370	752.9	6 291.0	0.132	830.4	17 117
1	370	668.4	6 959.5	0.130	904.7	20 465

H:階高 Wi:層重量 Ci:層せん断力係数 Qi:層せん断力 Mi:転倒モーメント



ケース1

大梁において、梁丈のH=700mmで、必要な強度の他に居住性を確保するための剛性を得る必要がある。

そこで、両ケースにおいて、地上部分に限り躯体コストを比較した場合、ケース2はケース1に対して、約1割前後、コストアップの可能性があると判断された。

2.4 設備計画

ケース1とケース2において、設備計画上のメリットを比較した場合、ケース1は梁下の有効寸法は少ないものの、ダクトの展開に対しては自由度がある。また、ケース2で確保できる有効なダクト面積は、ケース1とほぼ同程度ではあるが、梁スリーブという規制があり、ダクト設計の自由度が少ない。

したがって、設備計画上はケース1が有利とされた。

2.5 検討結果

以上の比較検討より、コストおよび設備計画上で比較的有利であったケース1の方法が採用された。

3. 構造計画概要

3.1 基礎計画概要

本建物の基礎は、場所打コンクリート杭とし、GL-30m以深に存在するN値50以上の密実な砂層(江戸川層)を支持層としている。図-6に地層断面図を示す。

3.2 地震時性能目標

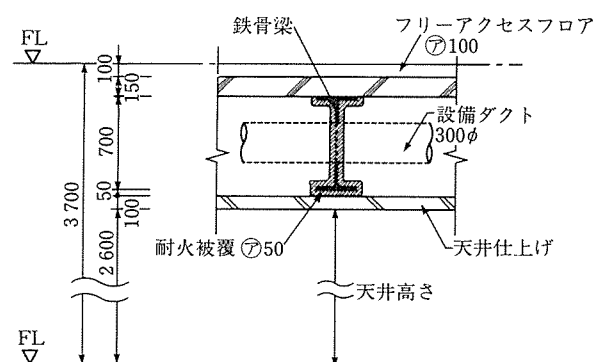
本建物は、上部構造と地下構造との間に免震装置を設け、地震動によるエネルギーの大部分を免震装置に吸収させる構造としている。これにより、従来の耐震設計法による建物と比較して、大地震時にはすぐれた性能を発揮することを目標としている。具体的な地震時性能の目標を表-2に示す。

3.3 仮定荷重

本建物に用いた主な固定荷重および積載荷重を表-3に示す。

3.4 架構計画

骨組形式は、耐震壁付ラーメン構造とし、主な断面形



ケース2

図-5 比較検討図

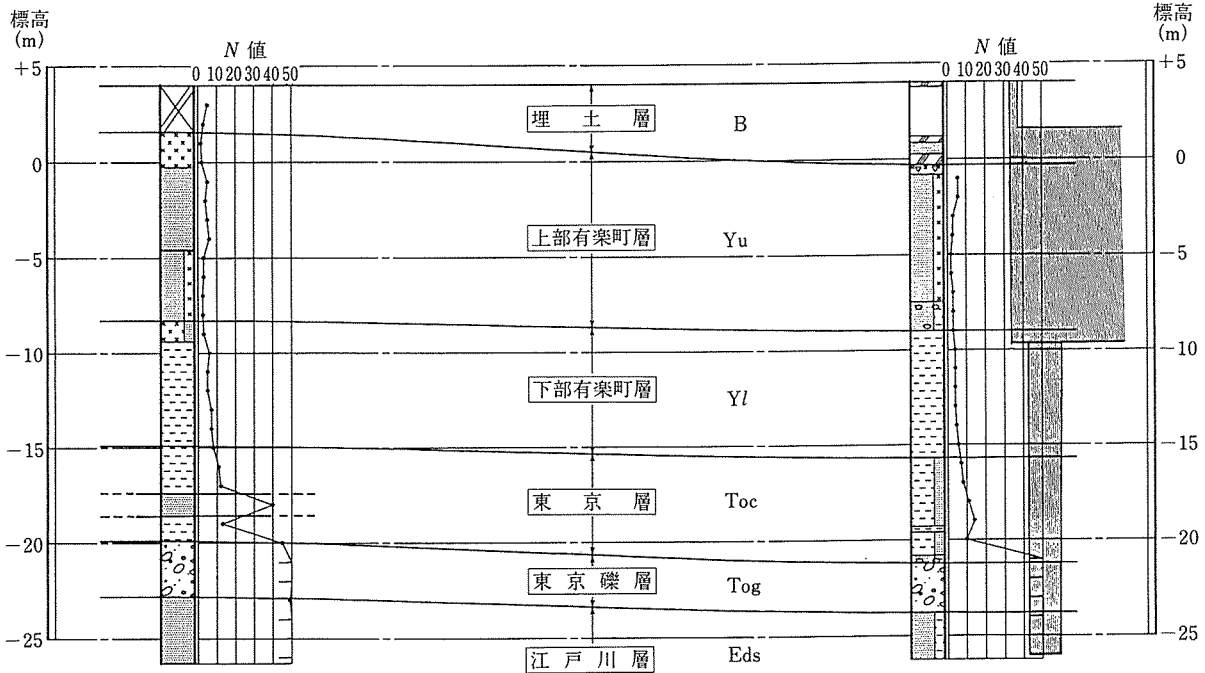


図-6 地層断面図

表-2 地震時性能目標

検討ステージ	人力地震動 (地表面速度 cm/sec)	上部構造の性能	免震装置の設計	下部構造の設計		2次部材等の設計		設備設計 (非免震部取合)	躯体のクリアランス
				地下・基礎	擁壁	外装材	非免震部取合		
II	25	短期許容応力度以下	水平変形量 15cm以下	—	—	—	—	—	—
III*	50	弾性耐力以下 最大応答層間変形角 1/300以下	水平変形量 30cm以下 LRBの限界水平変形量に対する安全率 1.5以上 せん断歪 200%以下 引張り力を受けないこと	水平震度 $K_h=0.2$ に対して許容応力度以下	水平震度 $K_h=0.4$ に対して許容応力度以下	層間変形角 1/300 で何ら損傷が起こらないこと	土(免震層)の許容水平変形量 (30cm)+取合部最大変位量)で何ら損傷が起こらないこと	すべての配管は土免震層の許容水平変形量で可動でき、何ら損傷が起こらないこと (ガス配管は40cm, その他の配管は30cm)	免震層の許容水平変形量に対して、1.5倍以上の安全率を見込む (30×1.5 →45cm以上)

*1 装置のばらつき等を考慮

表-3 固定荷重および積載荷重 (kg/m²)

部位	固定荷重(kg/m ²)	床・小梁用	骨組用	地震用
屋根 (RF) (10F) (8F)	押えコンクリート $t=100(\gamma=2.3)$	230		
	アスファルト防水	15		
	コンクリートスラブ $t=150(\gamma=2.4)$	360	D.L.	640
	天井・ダクト	35	L.L.	100
	(設備機器, 基礎は別途)	640	T.L.	740
EV 機械室 (10F)	シンダーコンクリート $t=150(\gamma=2.3)$	345		
	コンクリートスラブ $t=150(\gamma=2.4)$	360	D.L.	660
	天井・ダクト	15	L.L.	500
		(機械重量は別途考慮)	660	T.L.
会議室 事務室 (9F~5F)	OAフロア(仕上込)	100		
	コンクリートスラブ $t=150(\gamma=2.4)$	360	D.L.	500
	天井・ダクト	40	L.L.	400
			500	T.L.
資料室 (5F) システム取引 立会場 (3F) マークリーダー室 (2F)	OAフロア(仕上込)	100		
	コンクリートスラブ $t=150(\gamma=2.4)$	360	D.L.	500
	天井・ダクト	40	L.L.	500
			500	T.L.
板寄立会場 (2F)	仕上	30		
	コンクリートスラブ $t=150(\gamma=2.4)$	360	D.L.	430
	天井・ダクト	40	L.L.	400
			430	T.L.

や使用材料を表-4に示す。また、代表的な梁伏図および軸組図を図-7~図-11に示す。

4. 上部構造の設計

4.1 耐震設計方針

1) 上部構造の設計用地震力は、装置のばらつきを考

表-4 架構概要

部位	形状および使用材料
断面	柱 鉄筋コンクリート造 B×D=800×800, 800×900, 900×900
	大ばり 鉄筋コンクリート造 B×D=550×800~650×800, 550×900 プレストレストコンクリート造 B×D=450~600×600
材料	コンクリート 普通コンクリート $F_c=27N/mm^2$ (10階立り以上) 36N/mm ² (1階床~10階床) 24N/mm ² (地下躯体および基礎梁) 27N/mm ² (杭)
	鉄筋 SD390 (D29以上) SD345 (D16~D25) SD295A (D16以下)
	PCケーブル 9-12.7φ (SWPR7B)

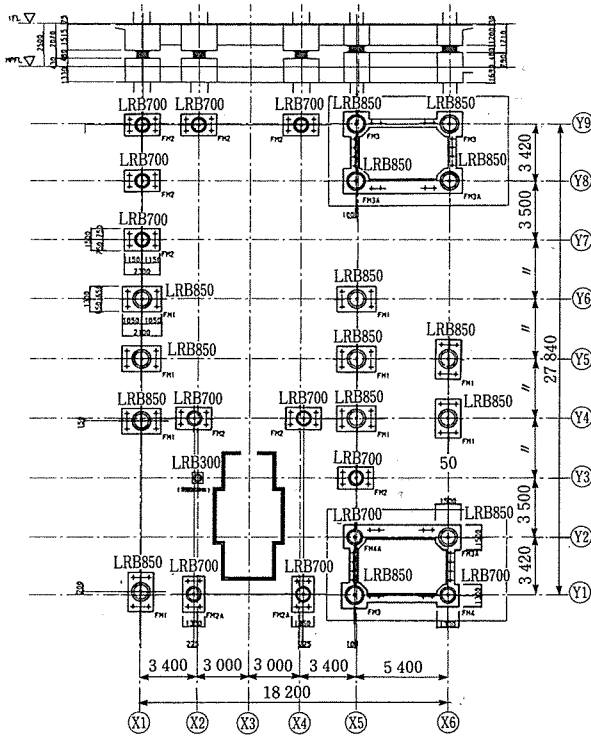


図-7 免震装置配置図

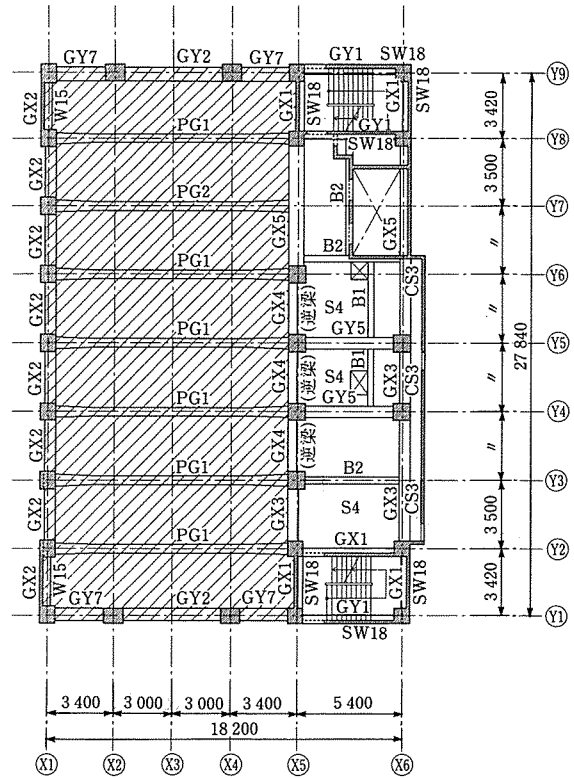


図-9 基準階梁状図

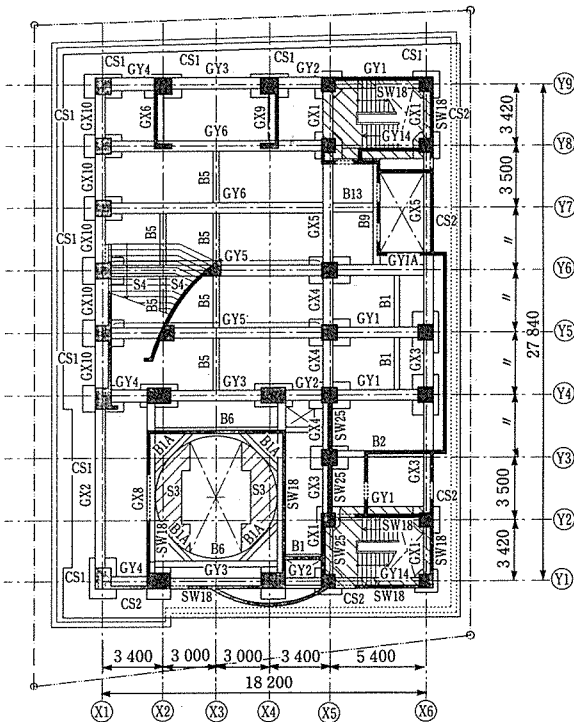


図-8 1階梁状図

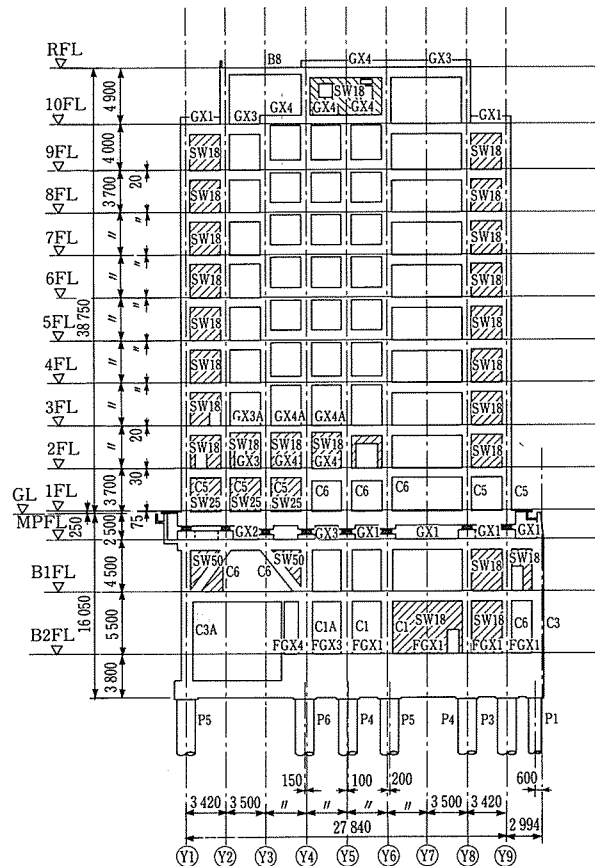


図-10 X5通り軸組図

慮しない免震性能を用い、最大速度50cm/sの予備応答解析結果に基づき算出する。

- 2) 長期荷重と設計用地震力の組合せ応力に対して、各部材の許容応力度設計を行う。

4.2 地震時性能の確認

最大速度50cm/sの地震動に対して、免震装置のばらつ

きを考慮した地震応答解析を行い、表-2に掲げた目標

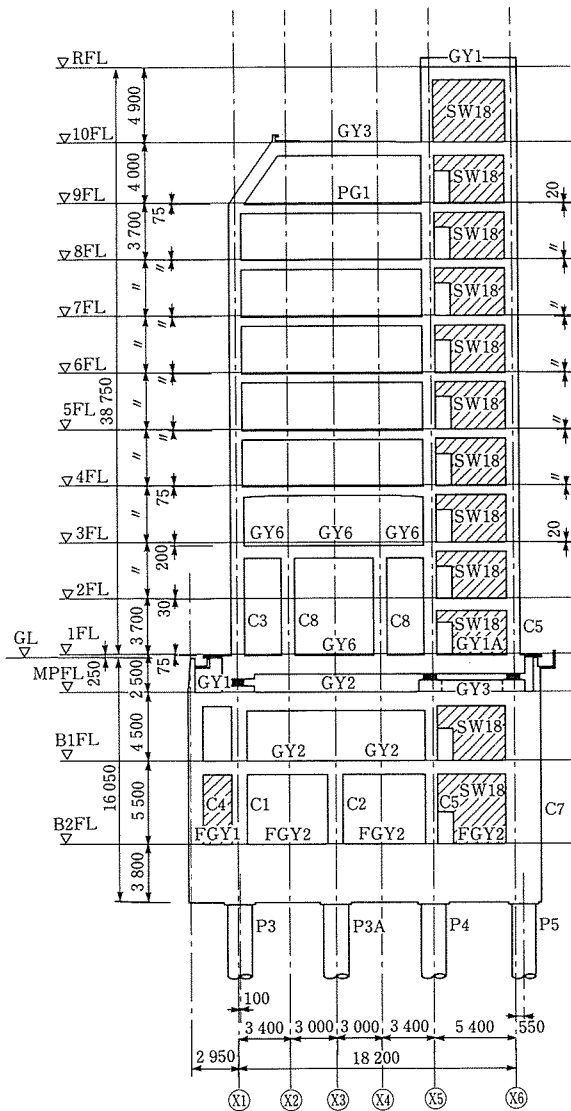


図-11 Y8通り軸組図

を満足していることを確認する。

4.3 PC梁部材の設計方針

PC梁部材は、下記の方針に基づいて設計する。また、PC梁のキープランと断面リストを図-12～13に、定着部詳細を図-14に示す。

- 1) 長期荷重および設計用地震力に対する部材の断面設計は、日本建築学会編「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」による。
- 2) PC梁はバーチャルプレストレッシング内とする。
- 3) PC梁は、スラブの協力幅を考慮したT型断面で設計する。なお、協力幅の算定は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会）に従う。ただし、梁端部の有効幅は45度分を考慮し柱せいの2倍とする。
- 4) プレストレスにおける有効率 $\eta = 0.85$ とする。

5) 判定式は下記による。

- ひび割れモーメント (M_{cr})

$$M_{cr} \geq 1.15 (G+P) + M_x$$

G : D.L.による応力

D : 仕上+L.L.による応力

M_x : PC導入による2次応力

- 曲げ破壊モーメント (M_u)

$$M_u \geq 1.7 (G+P) + M_x$$

$$1.2 G + 2P + M_x$$

$$(G+P) \pm 1.5 K + M_x$$

($G+D$) : 鉛直応力, K : 地震時応力

- 6) PC導入による2次応力を算出し、PC梁およびそれに接続する柱の安全性を確認する。

5. 免震装置部の設計

5.1 設計方針

本建物では、免震部材として、変形能力・鉛直支持能力・減衰性を併せ持つ鉛プラグ入り積層ゴムを用いる。免震装置部分の設計は以下の手順で行う。また、免震装置の概要を表-5に、代表的な装置図を図-15に示す。

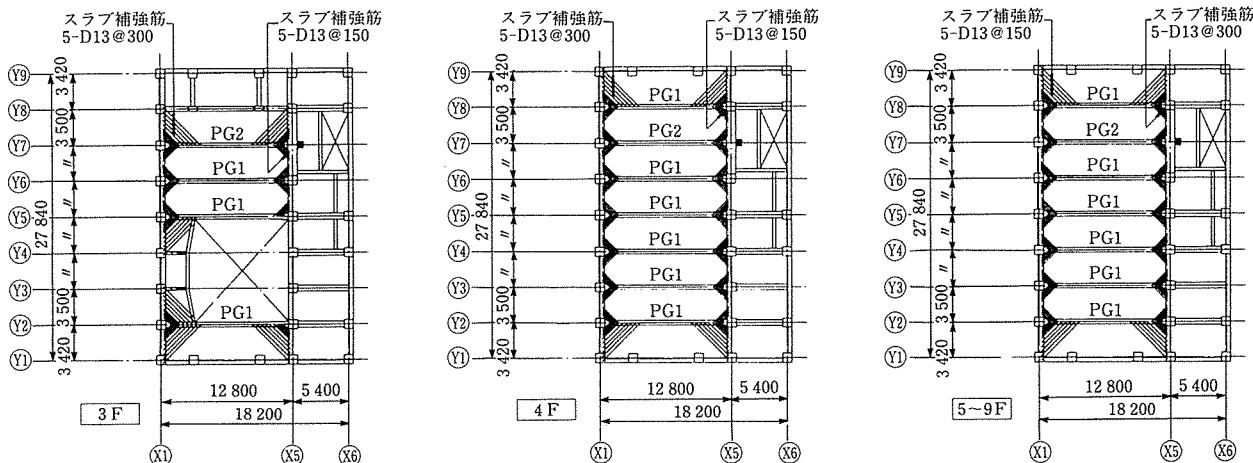
- 1) 免震層全体としての性能設計（免震周期、減衰性）
- 2) 免震部材の配置（支持力、全体ねじれ剛性考慮）
- 3) 免震部材各々の性能設定（水平剛性等）
- 4) 応答予測
- 5) 免震層全体としての性能確認
- 6) 免震部材の設計条件のまとめ

これらの設計方針に従い、免震装置部分の詳細設計は製作者にて行う。なお、設計者はこの条件が満足されていることを、資料または実験により確認する。

5.2 設計条件

方針に従い定められた設計条件は以下の通りである。

- 1) 水平等価剛性 $\gamma = 200\%$ の等価周期3.0秒程度(設計値)
- 2) 鉛直剛性 14Hz以上(設計値)
- 3) 面圧 長期40~120kg/cm², 短期最大160kg/cm²
(ただし、引抜力を生じない)
- 4) 1次形状係数 30以上
- 5) 2次形状係数 3.5以上
- 6) 降伏せん断力 せん断力係数0.035程度(設計値)
- 7) 許容水平変形量 30cm以上
- 8) 限界水平変形量 50cm程度



プレストレストコンクリートに関する事項

1) コンクリート

1. コンクリート設計基準強度	36.0 (N/mm ²)
2. プレストレス導入時強度	30.0 (N/mm ²)
3. 施工時鋼材緊張力	110.0 (t)
4. 施工上の注意	X1通りより片引きとする.

2) 鋼材

1. 使用鋼材	9-12.7φ SWPR7B
2. 引張強度	168.30 (t)
3. 降伏荷重	143.10 (t)
4. 定着完了時	114.48 (t)
5. 弾性係数	2.0×10 ⁴ (kg/cm ²)
6. 伸び	3.5%以上

図-12 PC梁キープラン

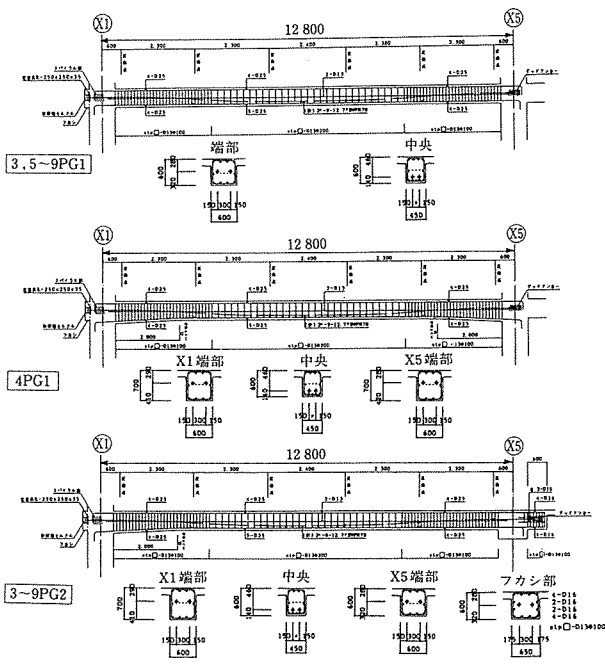


図-13 PC梁断面リスト

6. 地震応答解析

解析モデルは、免震層下部を固定として、各階床に質点を集約した11質点系の等価せん断モデルとした。

復元力特性は、上部構造はひび割れによる剛性低下を考慮したBi-Liner、免震装置は、積層ゴムの剛性と鉛プラグの特性を足し合わせたBi-Liner型とした。

応答解析は、免震装置のばらつき（製品ばらつき、経年変化、温度変化）を考慮して行う。ここで、レベル2

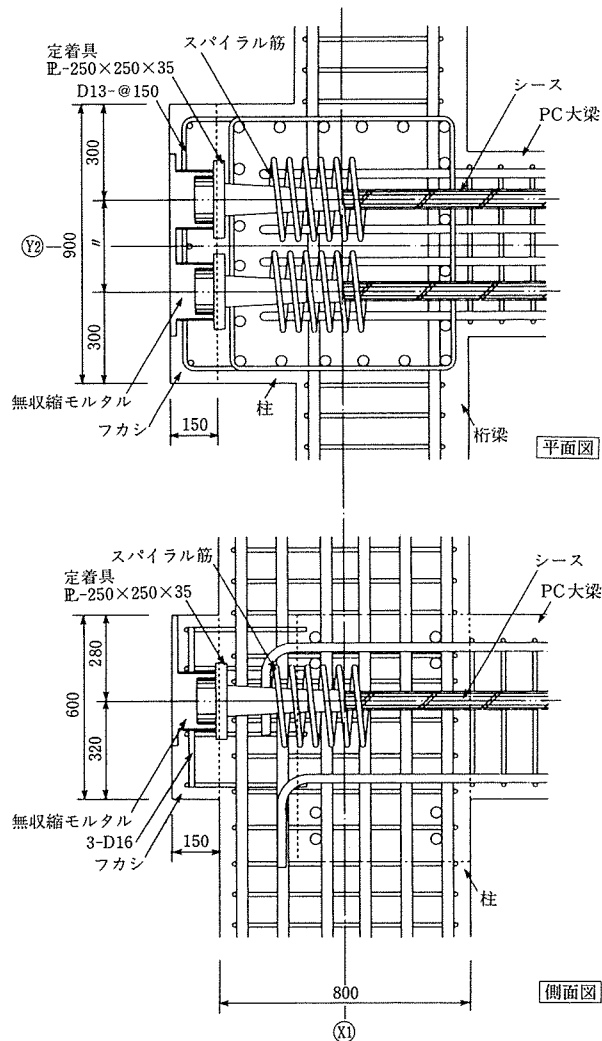
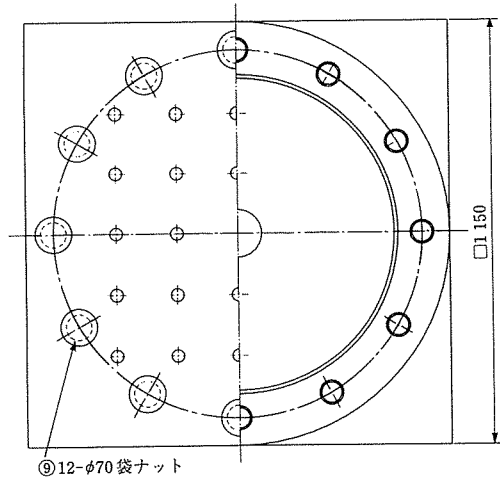
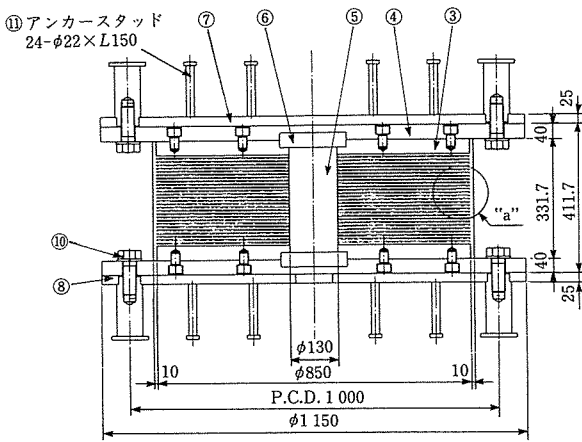


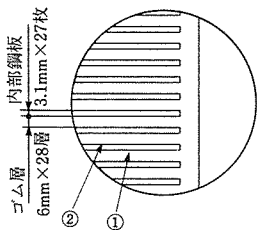
図-14 定着部詳細



⑨12-φ70袋ナット



“a”部詳細



番号	名称	材質	個数
1	ゴム	NR	—
2	内部鋼板	SS400	27
3	連結鋼板	SS400	2
4	フランジプレート	SS400	2
5	鉛プラグ	Pb	1
6	せん断キー	SS400	2
7	上部アンカープレート	SS400	1
8	下部アンカープレート	SS400	1
9	袋ナット	SS400	24
10	アンカーボルト	強度区分10.9	24
11	アンカースタッド	SS400相当品	48

図-15 免震装置詳細図および各部名称

地震動（50cm/s）における解析結果の一部を図-16に示す。応答値は、建物の弾性限耐力を十分下回っている。

7. 上下地震動に対する検討

上下方向に地震動が作用した場合、12.8mのPC梁への影響を検討するため、3次元立体骨組振動モデルを用いて地震応答解析を行った。

7.1 振動モデル概要

- 1) 解析モデルは、柱梁の交点および梁の中間に質点を設けた立体のフレーム弾塑性振動モデルとした。
- 2) 各質点は（X, Y, Z, $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ）の6自由度を考慮している。

表-5 免震装置の概要

種類	鉛プラグ入り積層ゴム	
	LRB700	LRB850
ゴム外径(mm)	700	850
ゴム層厚(mm)	4×42層	6×28層
ゴム総厚(mm)	168	168
中間鋼板厚(mm)	3.1	3.1
被覆ゴム厚(mm)	10	10
取付ボルト	8-M30	12-M36
1次形状係数	42.2	34.6
2次形状係数	4.17	5.06
鉛プラグ径(mm)	130	130
面圧(kg/cm ²)	45~82(長期)	61~82(長期)
ゴムの物性値	硬度(JIA-A)	35±5
	引張強度(kgf/cm ²)	180以上
	破断伸び(%)	600以上
中間鋼板	SS400(JIS G 3101)	
鉛プラグ	鉛地金特殊(JIS H 2105)	
フランジプレート	SS400(JIS G 3101)	
ベースプレート	SS400(JIS G 3101)	
取付ボルト	M36(JIS B 1051) 強度区分 10.9	

- 3) 梁・柱部材は曲げ、せん断および軸方向変形を考慮した線材に置換する。なお、梁部材の曲げ剛性はスラブの協力幅を考慮している。
- 4) 免震部材は鉛直方向を弾性バネに置換した。
- 5) 梁・柱仕口部のパネル変形は考慮しない。
- 6) 減衰は剛性比例型の減衰マトリックスとし、上下方向の一次固有円振動数に対して5%とした。
- 7) 上部構造の各部材は弾性、免震層は積層ゴムの鉛直剛性に対して弾性とした。

7.2 入力地震波

入力地震波はTAFT UD(1952.07.21)とし、EW成分を50cm/s相当に基準化したときの最大加速度の倍率を上下方向の成分にかけたものを入力した。

解析は、Newmarkのβ法（平均加速度法）によりβは0.25とした。

7.3 同時性を考慮した検討

上下動と水平動の同時性を考慮し、下記のような組合せ応力を用いて検討した。

$$M = 1.0M_L + \sqrt{M_E^2 + M_{UD}^2} + M_X$$

M_L ：長期の曲げ応力

M_E ：設計せん断力による曲げ応力

M_{UD} ：上下動による曲げ応力（長期の成分を除く）

M_X ：PC導入による2次曲げ応力

7.4 断面検定結果

断面検定結果の一部を表-6に示す。

7.3項の式で組合せた曲げ応力に対して、すべてのPC梁は曲げ破壊モーメント以下であることを確認した。

8. 居住性能評価

本建物の梁丈はH=600mmで、スパンの1/20程度であ

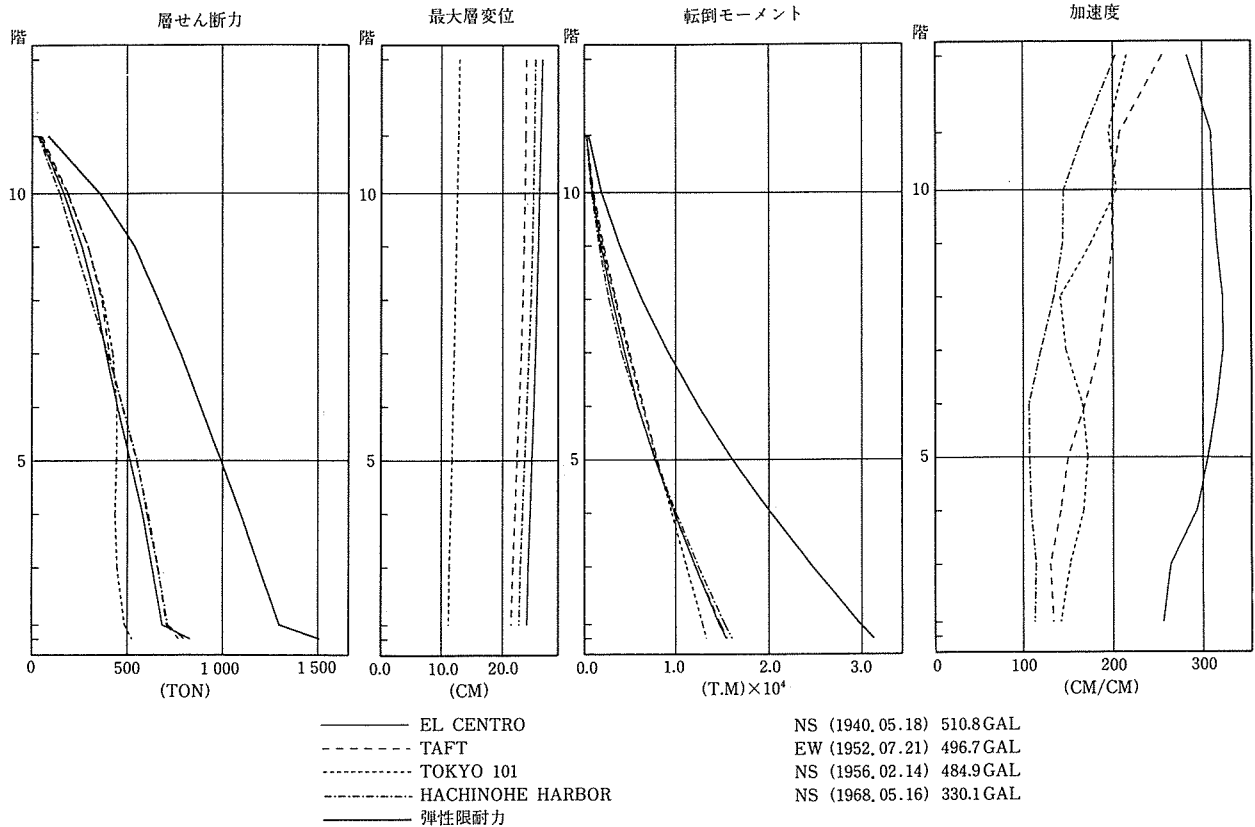


図-16 応答解析結果

表-6 断面検定結果(Y5通り PG1)

階	位 置	9 階			7 階			5 階			3 階		
		X1通り端	中 央	X5通り端	X1通り端	中 央	X5通り端	X1通り端	中 央	X5通り端	X1通り端	中 央	X5通り端
	鉛直荷重時曲げ応力 M_L (t·m)	-39.1	20.3	41.9	-39.1	19.6	39.2	-39.8	19.8	39.8	-24.1	9.7	20.5
	水平荷重時曲げ応力 M_E (t·m)	±19.2	0.0	±18.0	±19.3	±0.2	±18.4	±20.5	±0.2	±19.4	±19.6	±0.6	±15.9
	上下振動時曲げ応力 M_V (t·m)	±36.0	±22.6	±38.0	±28.9	±16.8	±28.8	±27.1	±15.6	±26.6	±12.0	±7.2	±12.1
	二次曲げ応力 M_X (t·m)	30.6	30.8	-31.4	32.7	32.2	-30.9	32.7	32.2	-30.9	28.8	27.8	-25.1
	上端側曲げ応力 M_1 (t·m)	-63.7	/	66.5	-54.6	/	55.5	-54.7	/	54.9	-26.9	/	23.4
	下端側曲げ応力 M_2 (t·m)	46.7	73.7	-45.5	41.8	68.8	-38.9	40.5	67.8	-37.1	36.3	45.3	-32.6
	梁 幅 B (cm)	60.0	45.0	60.0	60.0	45.0	60.0	60.0	45.0	60.0	60.0	45.0	60.0
	梁せい D (cm)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
	上端側破壊曲げ耐力 M_{u1} (t·m)	100.4	35.7	100.4	100.4	35.7	100.4	100.4	35.7	100.4	100.4	35.7	100.4
	下端側破壊曲げ耐力 M_{u2} (t·m)	108.6	163.4	108.6	108.5	163.4	108.6	108.6	163.4	108.6	108.5	158.9	108.6
	判 定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

る。そこで、事務室として、執務上常時の振動感覚において支障のないことを確認した。図-17に「建築物の振動に関する居住性能評価指針」（日本建築学会）に掲載されている評価基準に本件をプロットしたものを示す。振動種別はV3であり、一般事務室としてはランクⅠに相当する。よって、居住性能は問題ないと判断した。

9. PC梁採用の感想

以上、簡単ではあるが、本建物の構造設計について述べてきた。なお、設計者としては、PC梁を採用したことで次のような効果が得られたと考える。

- 1) 階高3.7mで、新築ビルに必要な諸性能を満足する

ことができた。

- 2) 建物の構造種別をRC造とすることができ、コストダウンが図れた。
- 3) 上部構造の水平剛性が得られ、より免震効果を発揮できた。
- 4) PC梁の強度はRC造に比べて高く、架構全体として高い弾性限耐力（建物が弾性挙動できる架構強度）が得られ、安全余裕度が十分に確保できた。

10. 今後の展望

阪神大震災以降、免震構造の高い耐震性能が評価され

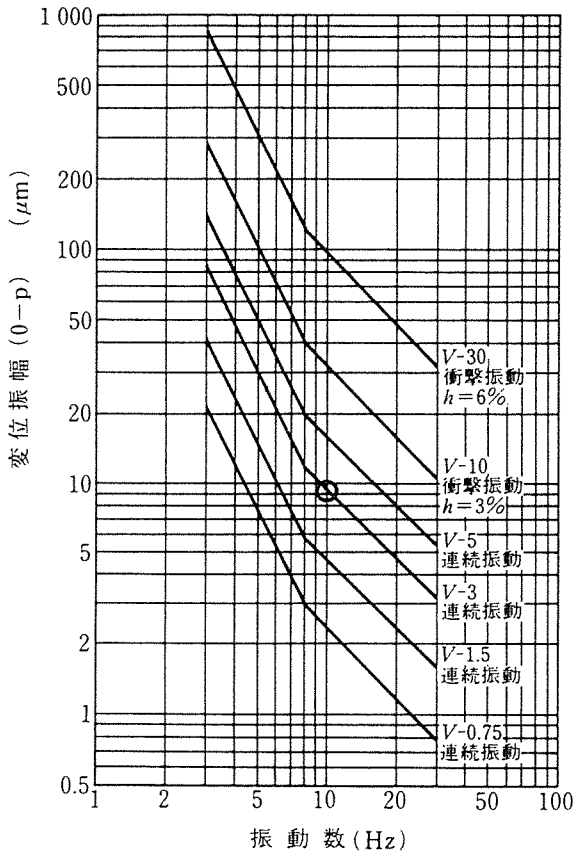


図-17 床振動に関する性能評価基準

つつあり、免震建物の物件数も急速に増えつつある。日本建築センターに評定申請のあった物件数を調べてみると、1994年12月末時点で評定取得物件は79件であるのに対し、震災以降、つまり1995年1月から1996年12月までの2年間に評定を取得した物件は267件と急速に増加した。免震構造が日本で初めて世に出たのが1983年であるから、わずか2年間で震災前の10年間における物件数の3倍近い免震建物が建てられることになる。これらの建物の設計者の大半以上の方は、上部構造の免震効果を利用して、種別変更等でコスト削減の努力をされていると思われる。事務室の使用上からくるスパン長の要求に対して、RC梁では少々無理と思われるものもPC梁なら難なく設計可能であるため、RC造+PC梁を採用した物件は当設計例以外にも存在するであろう。

今後どこまで免震構造が普及し世の中に認められていくかは、まだ未知数ではある。しかし、私個人としては、免震建築という一つのジャンルを形成するくらい普及してもらいたいと考えている。免震構造は、理論的には非常に明快である。また、人命のみではなく構造体や建物機能までも保護するという地震時の性能目標の考え方は、設計手法が性能設計に移行しようとしている社会情勢のなかで、高く評価されるべきであろう。

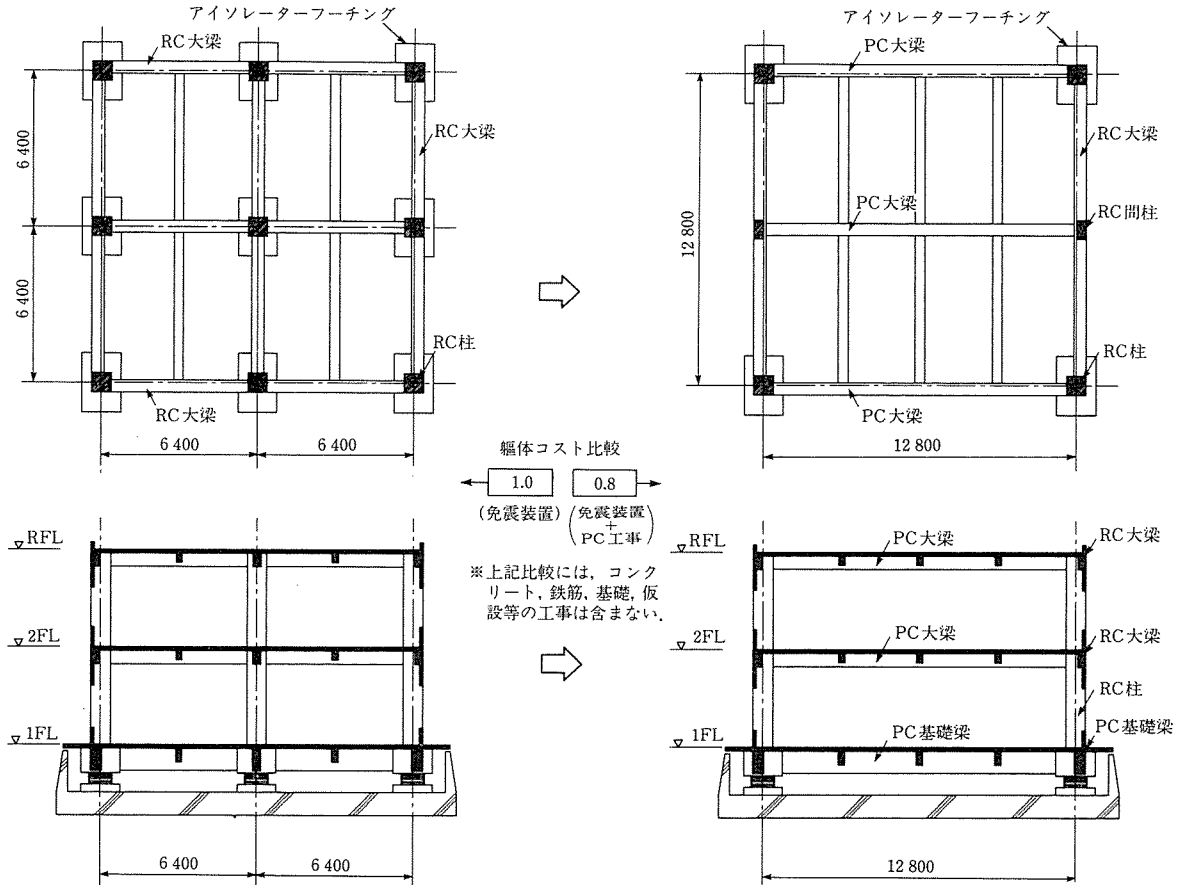


図-18 PC梁を用いた提案

今後も住宅を主流に、病院、オフィス、庁舎、美術館などに免震構造が採用されていくと思われる。空間構成上、オフィスや庁舎であれば、必ずロングスパンが要求されるであろうし、美術館等は、展示空間の構成上絶対条件であると考えられる。よって、RC造+PC梁の構造方式は、必ず比較検討の対象として取り上げられるであろう。

一方で、免震構造に適した架構を考える際に、次のような点に注意する必要がある。

- 1) 積層ゴムアイソレータは、一個一個が手作業的な工程で制作される。よって、アイソレータの個数が、コストに直接影響するため、総個数は少ないほど良い。
- 2) アイソレータの数が多いと、免震層の剛性が大きくなり目標とする固有周期が得にくくなる。

以上のような注意点に着目し、たとえば図-18のようにスパンを変更することで、コスト上は解決できる場合もあろう。このモデルは、12.8mの梁はPC梁で設計し、

アイソレータの個数を半減させている。大概算ではあるが、このモデルのように2階程度の場合は、PC梁を採用して、アイソレータを減らすことによりコスト低減が図れる可能性もある。このように、積極的にPC梁を採用していくことで、免震構造のトータルのコスト上昇を抑えることもできる。

おわりに

以上、設計報告させて頂いた建物は、工法的にはポストテンションのPC梁と、あまりにも一般的であり、このような専門誌に掲載されることに恐縮の感がある。しかし、個人的には免震構造と組み合わせることで、免震構造の普及とともに採用されてゆく工法であることを期待している。また、設計者としては、高品質なPCの提供やさらなる技術提案等、メーカーサイドの努力も切に願う次第である。さらに、今後の設計活動の中でも今回の設計例のような比較検討の機会を数多くもち、有利であれば積極的に採用していきたいと考えている。

【1997年3月17日受付】