

オリエンタルコンクリート社屋の プレストレスト コンクリート構造

木 村 俊 彦

1. 特 徴

全館が基本的に5種類の工場生産部品からなり、各部品および接合にはすべてプレストレスを導入している。その部品は下記の5つである。

- a) 柱 P C 鋼棒使用
- b) ハ リ P C 鋼棒使用
- c) 床 ストランド使用ダブルTスラブ
- d) 桁行壁 P C 鋼棒使用
- e) 張間壁(コアー壁) P C 鋼棒使用

外観は、これらの部品の組合わされた姿そのものであり、地震力に対する終局耐力は震度0.4以上に設計してある。

所在地：東京都千代田区五番町5-5

工期：35.4.1~35.10.15(現場P C部分35.7.1~35.8.15)

設計管理：鉄道会館一級建築士事務所

構造設計管理：横山建築構造設計事務所

業者：P C部分 オリエンタルコンクリートKK
一般部分 KK奥村組

2. プレストレスト コンクリートの利点

ピアノ線を無数に張ったプレストレストコンクリート橋の設計図を前にして、その施工にかかろうとする建設業者が設計者に向かって「貴方はきっとこの橋を渡るときに、ハーブを奏でるような美しい音楽が聞こえるようにしたいでしょう。そうでもなければ、こんなに複雑な設計をする意味が私にはわかりません」と言ったという話がある。これは20~30年昔のヨーロッパの笑い話であるが、複雑そうに見えるこの構造物にはじめてぶつかった人にとっては、そんな感じもわからないこともないだろう。

細いピアノ線が無数に張りめぐらされ緊張された状態はたしかにピアノやハーブの弦のごとき音楽的な緊張感を感じさせるし、それと同時にあまり見なれない技術的なデリカシーをも物語っている。そして、これまでの経験のわくの中から眺める限りは、複雑で余計な部品がたくさん使われて、機械的な神経質さをさえ感じさせるものでもあろう。そして何のために、こんな面倒な設計や施工を好んでするのか理解に苦しむ所であろう。しかしこれはP Cの誕生の当時に抱かれた疑惑であって、今日

では、すでにその利点と欠点はほとんどの建築家や構造技術者に理解され、20世紀に発展した3大建築技術の一つとしての社会通念をさえかち得ているのである。そして全体的に、あるいは部分的にその利用される頻度も高く今では鉄骨そのもの、あるいは鉄筋コンクリートそのもの以上にその存在は不可欠のものとなってきている。

そのおもなる利点は鉄骨と鉄筋コンクリートの中間的なもので、両者の欠点を克服しているところにある。またおもなる所を拾ってみると、

(1) コンクリート特にわが国の現場打ちコンクリートのごとくスランプの大きいコンクリートの持つ最大の欠点、すなわち収縮性とそれにとまなうきれつの発生を防止できるし、はるかに高強度の良質コンクリートを使用できる。コンクリートはさらにプレストレスの導入によりある限度まではほとんど完全弾性的性質を示し、その天性である脆弱(brittle)な欠点が取除かれてしまう。

(2) 普通鉄筋コンクリートの場合には引張強度を持たない脆弱なコンクリートと、強靱で延性の高い軟鋼とを併用しているが、両者の性質のあまりに大きい開きのために、鋼材のよい性質が完全には利用できない。もともとコンクリートは引張強度を持たないので、それに鉄筋を入れれば強くなるだろうと言った単純な着想からモニエの花瓶が生まれ、それが各方面に利用されたのである。従ってその応用は何も土木建築に限られたことではなく、船から面白いのはそれまで木や鉄で作られていた馬車の車体にまでそっくりそのままの形で使われたことさえある。このような、たくましい応用の精神が、何にでもかまわずこの鉄筋コンクリートという新材料をあてはめて利用してきているうちに、建築においては昔の石造レンガ造の背景と結びついてこんなに成長してきたのだと考えられるだろう。このことは一方からみれば、鉄筋コンクリートも若い材料で、石造やレンガ造よりはもちろん優れているだろうが、決して建築材料として鉄骨等より以上に優れているとは言えない面が多い。

例えば先述の鋼材とコンクリートの協働性、引張側のきれつは理論的には不可避なものだが、きれつ後における剛性やせん断耐力、きれつのおよぼす耐久性や安定性への影響等を考えると、理論的にはかなり信用できない材料で、この不信は実験や経験によって何とか取除かれ

ているのである。こうした在来の鉄筋コンクリートをさらに構造材料としてより優れたものに高めようとする技術的發展がPCを生み出したと言っても過言ではないだろう。従って、これまであいまいであった引張側コンクリートの機能は明確となった。そして最も大きい利点は普通の鉄筋コンクリートではおよそ期待のできなかった高強度鋼とコンクリートの協働さえ可能となったことである。

つまり鋼材の材質も圧延の技術も進歩してくる。そして高強度鋼が発達してきても、これまでのRCでは高強度鋼の優れた性質が使い切れない。それに対してPCはこうした鋼材に最初から十分に延びと応力を与えて使用し、それはコンクリートの中に耐力のポテンシャルとして蓄積されるので、良質の鋼材を完全に活用できる。またワイヤーやストランドを使用する場合は、こうした鋼線は鋼棒に比して同じ材質でも高強度を持つので、この面にも経済化の大きい誘因があるであろう。

(3) 製品はたいいていの場合には工場生産となるので、一般プレファブリケーションについて言いうる利点がある。例えば型わくの回転使用による経済化、製品精度の向上、現場建方のスピードアップ等である。

(4) また、RC建物は一般に積載荷重の4~6倍程度の固定荷重を持っている。そしてその固定荷重の中でも構造体の自重が大部分を占めている。そこでPCの利用によって高強度コンクリート、高強度鋼のために部材断面が縮小できると、その荷重の大半を占める構造体重量が減り、設計応力そのものもまた減小する。こうして強度の向上がその割合をはるかに上まわる経済をもたらすのである。この軽量化の点ではPC構造は鋼構造とは比肩できない。しかし鋼構造は耐火性能の点で多くの場合失格するし、強度で設計された鋼構造物は変形度が非常に高い。その点、PC構造は薄肉の場合を除いては耐火性能はRCに比してもそれほどおとらないし、変形度はRC構造物と鋼構造物の中間であるが、どちらかといえば完全弾性的でありながらRC構造物に近い剛性を保持しているのである。

3. この建物の問題点

オリエンタルコンクリートの社屋の設計計画が鉄道会館によって進められ、その構造設計がわれわれに依頼されたとき、われわれはこうした得がたい理解を持った施主と、一般設計者の御好意に十分便乗して、前述のようなPCの特徴を十分に利用し、発展してみたいと考えた。そしてその前に横たわるPC一般の欠点や、わが国独自の構造設計上のハンディキャップと正面から取組

んでみようと考えた。いくつかの問題はPC独自の欠点であり、いくつかの問題は日本の構造物に宿命的に課せられた難題であるし、いくつかの問題は普及の進展とともに自然に解消する問題であるし、そしていくつかの問題はわれわれの無力さのために最善の解決に到達できなかったものである。これらの問題の重要なものをいくつか拾い上げてみようと思う。

この建物と時を同じくしていくつかのPC建築が各所で計画、設計され、平行して建築学会計算規準も制定され、PC構造物に関する建設省告示も出されて、その法的取扱い方法も見とおしが開けてきた。だからと言ってただちにPC構造物が流行するとは思わないが、その本質的な利点は社会や経済の成長とともに必然的に伸びてくるように思われる。むしろ現段階では“試み”に近いこの建物の構造計画が、こうした動きの中で何かの前進の足がかりとなり参考になればと考え、あえて不明快な問題をもそのままり上げてみる次第である。

(1) 工場生産化の問題

ここでは工場生産化の経済的な課題についてははいて素通りしてしまおう。いまさらにその効能書きを並べてみても大して意味がないし、たいいていの人々にはすでに理論としては理解されているからである。これを阻む課題としては、(1) 工場施設に投下する資本に対する金利の高いこと、(2) 日本における建築関係の市場が未開発で、施主も設計者も施工業者も一品生産的な生産手段に安住していること、これは換言すれば、利用者は工場生産の具体的な効能に触れないかぎりなるほどとは思わないし、設計者は工場生産品をデザインしようとしないうち、ちょっとした困難によって改良してゆく気力を失なうこと等のために牽制し合って伸びなやんでいるように思われる。(3) 工場の経営法にも日本の社会の現状においては若干の困難があろうし、積極的な工夫も少ないように思われる。これらの結果として動きが鈍重であることは否定できないが、工場生産化の動きが無いのでは決まらないし、その大局的な経済的成果が理論的に誤った見とおしだというのでもない。

このような考え方から、思い切って上部構造にはほとんど全面的に工場生産方式を採用した。施工精度とプレストレス導入に関連した二、三の技術に関しては、労務者の熟練度に若干の無理があったように思われるが、これはそれほど永続する困難ではないであろう。

部品の種類を5種類に限定したのは工場生産方式と結びつけて考えたからである。もちろんPC構造物はあとで割ったりすることはできないから、仕上材料(ファーストリング)や機械設備、建具等の取付け用のインサート等が各部品に必要である。その変化をふくめればはるかに

多くの数におよぶであろうがこれは基本的な問題ではない。さらにもし使用数量がもっと多い場合には型わく材料、脱型、輸送の場合の積込み、積おろし、および工場、現場で材料をストックする場合やトラックに積む場合のコンパクトさなどにも種々の工夫が必要であろう。この建物の場合には立地条件、輸送および工法の関係から種々検討の上、プランニング（計画）で許容される最も単純なものに切りつめたのである。各部材の接合部分は構造物の中で最大の弱点を持つ部分である。しかも、現場作業の日数は、この部分の所要時間に完全に支配される。そこでこの場合は各接合部には部材の接触を助けるための最小限の位置で、母材よりも一般により大きい断面を与え、かつできる限り圧縮力を主とする目地とし、引張やせん断を受ける目地には母材と同様にプレストレスをかけられるようにしてある。そして引張力またはせん断による斜張力に十分耐えられるものとしている。あまり大きいせん断力を受けない床版の取り付けには部材の接触面に凹凸のかみ合わせを設け、また母材に埋込まれた鉄筋を溶接して目地モルタルをつめるように工夫した。さらに、現場作業の日数を短縮するため、高強度、富調合の早強モルタルを全面的に使用している。

(2) 耐震計画の問題

全館にプレストレスを導入した建物として、また4層の建物としては、これが最初の試みであったので、設計当初からできるだけ多くの方々の御意見を求めた。官庁、研究団体、その他各方面の方々から頂戴した御意見はそれぞれにもっともなものであった。そこではこの建物の企図する本質的な二、三の問題をくつがえすほどの影響力のあるような批判的破壊的な見解は全くなかった。具体的に示された忠告にできるだけ従って、この建物の耐震性を向上させることにつとめた。

その結果、特に注意を払った問題は次の諸点である。

a) 基礎 これに関しては後述する。

b) 耐力壁 多層建物であるから特に地震に対する耐力壁に関しては論議が多かった。建物の桁間方向（長手方向）は両側とも隣地と接触しているので、窓はあまり有効でなかった。そこで、これらの面に対しては最小限の開口にとどめて全部耐力壁とした。これは明らかに建物の強さと剛性を高めるし、一方では工場生産のフレームに組積造のカーテンウォールを施すような矛盾をおかしたくなかったからである。工場生産は取扱いの可能なかぎり大きい単位の方が目地の弱点を減らすことができるし、生産のスピードも向上するはずである。また張間方向に対しても中央部のコアを構成する3、4ラーメンに耐力壁のパネルを採用した。これは終局的にはほとんど全館の地震力にも耐えるほどのものであるが、実

際は1、2、5、6ラーメンのフレームも水平震動を受ける。そこでこれらのフレームと先の耐力壁の協働問題が持ち上がるのである。この問題についても、可能なかぎり詳細に検討を行なった。

c) スラブ フレームと耐力壁の協働問題が持ち上がる時は、必ずそれらをつなぐスラブの剛性と耐力が問題になる。そこで前記の問題と関連して考えられるあらゆる角度からスラブ、壁の剛性、変形度、強度に関する検討を行なった。これらの解析は考えるべきファクターがあまり多いため、一般にはそれほど正確なものとはならない。しかしある程度の判断の目安となるものである。なるべく安全側に考えた場合と、なるべく危険側に考えた場合には仮定のおき方も非常に異なるし、得られる結果もはなはだしく違うものである。そして、いずれがより現実に近いということも言えない。ただ、確実と思われることは真実の現象がこの間にふくまれるということである。そこでこのような考え方にもとづいて、壁やスラブの耐力や剛性の上限と下限をにらみ合わせて設計を行なった。

結論として、壁もスラブも非常に高い強度と剛性とが得られていると確信する。

PC構造物はその受ける力が漸増して行くに従って、どのような応力と変形の過程をたどって崩壊に至るか、つまり構造物の一生を詳細に観察する必要がある。ところが、こうした構造物の生涯の伝記のなかでは、いわゆる「構造物の部分の応力度が短期許容応力度に到達した状態」というのは明確に表わせないし、またあまり意味のある転換期ではない。そこで、できうるかぎり終局強度までの各種の過程をとらえて、最終的な強度の安全率を高く採用しておくことが必要であろう。このような意味で、この建物の設計においては不明快な壁の耐力を内輪に見積って、さらにフレームの終局耐力が現行法規の2倍以上あることを確かめた。

(3) 基礎および不同沈下の問題

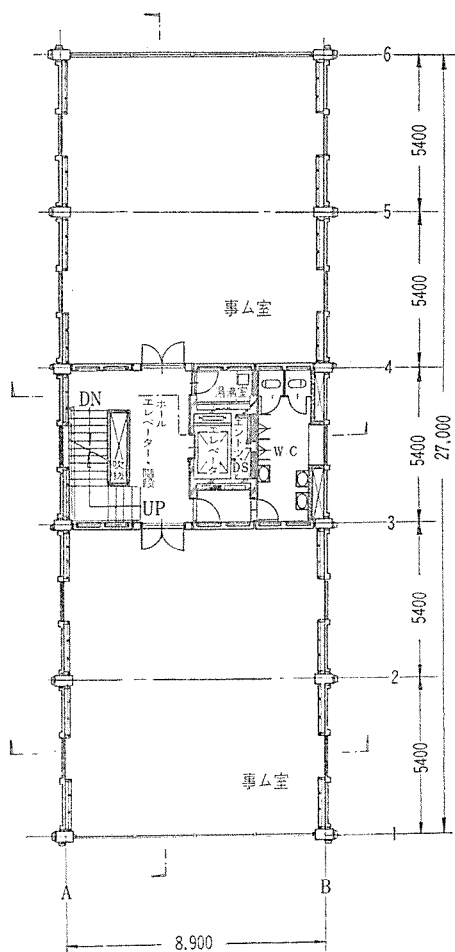
どんな詳細に計算をしても、根本の仮定が崩れては砂上の楼閣となってしまふ。建物の基礎を支える土は構造部材の一つであって、骨組を構成するコンクリートや鉄と同じように重要な材料である。しかし一般にはこの性質は上部構造物の計算の精度と一桁くらい違っていることさえ、しばしばある。こういう場合は文字どおり砂上の楼閣で、ここで一桁精度が落ちれば、上部構造物のより精密な計算が全く無意味になることは「誤差論」を知っている人にとってはわかり切ったことである。何本かの柱の列があり、その中の1本が他の柱より1cm余計に沈下するということは土の側からはいつも許容されていることである。1cmの変形は上部構造物の応力や強

度の方から考えると大変な数字なのである。それにもかかわらず、公式や法規があるから上部構造物に関してはくわしく計算し、ぼう大な計算書を作製する。その中の数字は全く実際上の意味を持たないだろう。

PC構造物はこれよりさらに考えようによっては精密な計算を行なう。このような計算は今までのような基礎のまま意味があるだろうか。答はもちろん否定的である。PC構造物の場合は次のようないずれかの基礎条件を満足しなければきれつ発生の計算等の意味が十分出て来ない。すなわち

- a) 沈下が全くいと考えられる岩盤の場合。
- b) 支点間距離（スパン）が非常に大きくて、上部構造の剛性が低くなり、若干の不同沈下では大した二次応力を生じない場合。
- c) 上部構造物が不同沈下の影響を受けないようにエクспанション ジョイントや特殊なディテールで工夫され、静定構造物となっている場合。
- d) 地盤沈下が徹底的に究明され、その上部構造への影響が十分考慮されている場合。
- e) 基礎がきわめて剛性の高いベタ基礎か布基礎になっていて、上部構造物に悪影響をおよぼすような不同沈

図-1(a) 1階平面図



下を絶対に起こさない場合。などである。この設計は e) のタイプに相当する。すなわちこの建物全域にわたって地下室があり、布基礎とよう壁や間仕切で箱状に固められた地下室とで、きわめて剛性の高い下部構造物が構成され、プレストレストコンクリート構造物にとって理想的な基礎となっている。比較的柔軟な

表-1 建物の規模

		RC 部分	PC 部分	単位
建築面積		243.3		m ²
延面積		241.2	1 034.5	m ²
層数		1	4~5	
階高		3.30	3.00	m
体積		800(+390)*	3 103	m ³
重量	自重	—	556	t
	仕上	—	151	〃
	積載	—	98	〃
	計	415(+370)*	805	〃
比重		0.52(0.66)	0.26	

* 基礎

表-2 各部材重量および数量

	大きさ (厚×巾×長)	重量	所要数
柱	0.60×0.36×2.40	1.56 t	52
大 床	0.60×0.36×9.50	4.64 t	16
版	0.20×0.99×5.28	1.10 t	128
桁行壁版	0.15×3.00×2.52	1.85 t	84
張間壁版	0.25×2.31×2.91	2.42 t	40*

* 出入口部異型をふくむ

表-3

a) コンクリート (設計荷重時)

	記号および算定式	プレストレス導入部			一般
		柱・ハリ床	壁	目地	
セメントの品質		早強	普通	早強	普通
セメント使用量	kg/m ³	450	350		
圧縮強度	F ₂₈	400	300		180
マンング係数	E(×10 ⁵)	3.2	2.7		
許容力	圧縮 kg/cm ²	f _c =0.35F ₂₈	140	105	60
	引張り	フル PS	f _{ft} =0	0	0
パーシャル PS		f _{pt} =0.10 f _c	14	10.5	—

b) コンクリート (プレストレス導入時)

	記号および算定式	工場プレストレス導入部材			
		ハリ	床	目地	
材 令	(日)			2	
圧縮強度	pE	200	200		
ヤング係数	pE(×10 ⁵)	1.6	1.6		
許容力	圧 縮	p f _c =0.40 p F	80	80	
	引張り	フル PS	p f _{ft} =0	0	0
		パーシャル PS	p f _{pt} =0.15 p f _c	12	12
	斜張またはせん断	p f _s =0.07 p f _c	5.6	5.6	

c) 鋼 材

PC 鋼 棒		PCストランド(10.8mm)	
加工 種 別	引 抜 2 種	ヤング係数 kg/cm ²	2×10 ⁶
ヤング係数 kg/cm ²	2×10 ⁶	直 径 mm	10.8
引張強度 kg/mm ²	90	周 長 mm	44.9
降伏応力度	80	断 面 積 mm ²	70.3
伸 び	5%	引張荷重 P _b kg	12 400
許容引張応力 kg/cm ²	5 500	降伏荷重	10 600
		伸 び	3.5%以上
		許 容 荷 重 P _p kg*	8 050

* P_p=0.65 P_b

表-4 プレストレスカー一覧表 (抜粋)

位 置	断 面	使 用 鋼 棒 S は ス ラ ン ド	プ レ ス ト レ ス カ (鋼 棒 1 本 当 り)			長 期 荷 重 時 コ ン ク リ ー ト 応 力 度*			
			工 場	現 場	有 効	上 (外)	下 (内)		
柱	矩 形 360×600	6-24 φ	—	11.8 t	10 t	8.8	54.3		
		3-24 φ	—	—	—	16.6	31.1		
		6-24 φ	—	—	—	0.1	97.0		
		3-24 φ	—	—	—	25.0	52.7		
ハ 端 部	矩 形 360×600	上 4-18 φ : 下 2-18 φ	4 t : 4 t	9.4 t : —	8 t : 3.4 t	7.6	28.2		
		4-22 φ : 2-22 φ	—	—	—	8.8	27.0		
		4-22 φ : 2-18 φ	—	15.3 t : —	13 t : 3.4 t	0.7	53.5		
		2-24 φ, 2-22 φ, 2-18 φ	—	—	—	4.6	49.6		
リ 中 央 部	I 形 360×500	4-18 φ	4 t	9.4 t	8 t	54.4	2.6		
		4-22 φ	—	—	—	51.1	5.9		
		4-22 φ	—	15.3 t	13 t	81.7	10.7		
		2-24 φ, 2-22 φ	—	—	—	75.2	17.2		
床 版		Π 形	4-10.8 φ S	8.05 t	—	6.45 t	23.4	17.5	
壁 パ ネ ル	桁 行	縦	別 図	3-12 φ	—	5 t	4 t	** $\sigma_{p1}=0.1$ (圧)	
		横	別 図	2-16 φ 2-12 φ	—	5 t	4 t	$\sigma_{p2}=12.1$ (圧)	
	張 間	縦	別 図	3-12 φ	—	5 t	4 t	$\sigma_{p1}=-4.9$ (引)	
		横	別 図	4-22 φ 1-12 φ	—	5 t	4 t	$\sigma_{p2}=12.9$ (圧)	

* 各々で最も不利な値をとっている。単位 kg/cm²
 ** σ_{p1}, σ_{p2} は震度 0.2 の時の短期主応力度である。

ローム層地盤と上部構造物の間に、このような剛な下部構造を媒介にはさんで、この難題が解決されている。そしてこの下部構造物は現場打ちの普通鉄筋コンクリートで作られている。

また上部構造においても、コアの内部はエレベーターや煙突、ダクト、階段等が集中し、複雑な上に吹抜けが多く、構造上はまた特別に剛性の必要な領域なので、この部分には若干の現場打ちコンクリートを適用した。

以上のように設計されたもので、目下“柱および大バリの仕口の部分”に関しては実大模型実験を終了し、現場の工事もようやく軌道に乗ってきた。実験は非常に成功したが現場は種々の困難に遭遇するであろう。これらの報告は機会を改めて発表したと考えている。

図-1(b) 基礎伏図 (RC)

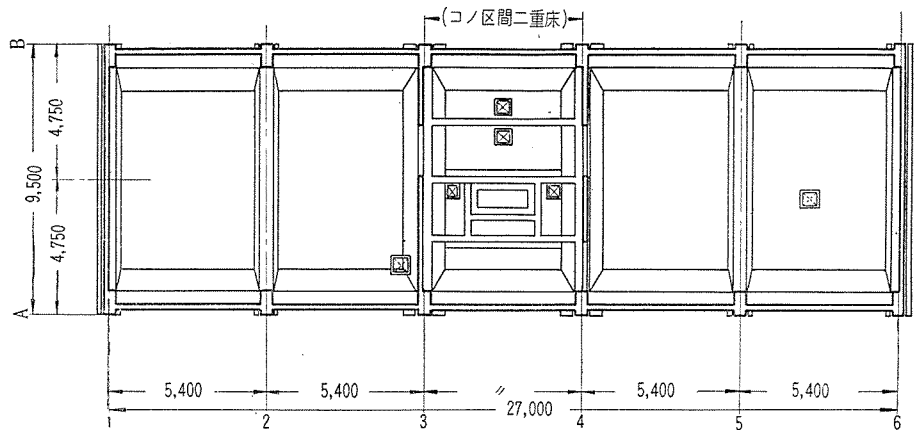
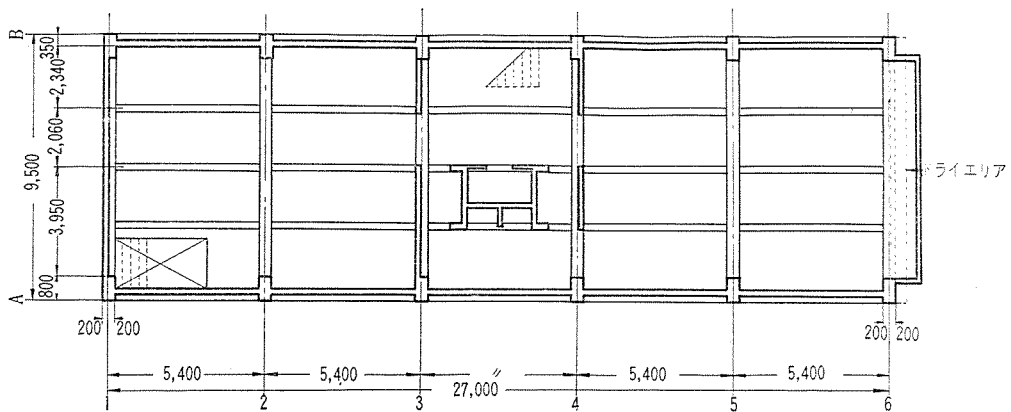


図-1(c) 1階伏図 (RC)



この設計および計算で採用しあるいは算出された主要な若干の性質や数値を表-1~4に掲げ、主要な詳細を

図-1~2 および 付図
(巻末に収録) に示す。
計算は主として日本建
築学会プレストレスト
コンクリート構造計算
規準案によっている。

図-1(d) 2~R 階伏図 (PC)

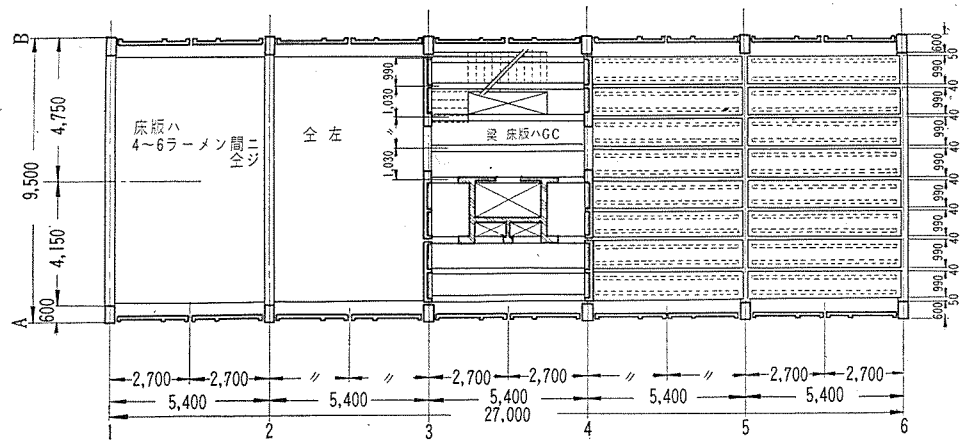
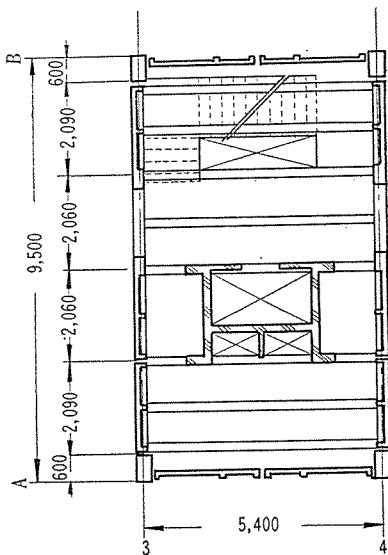
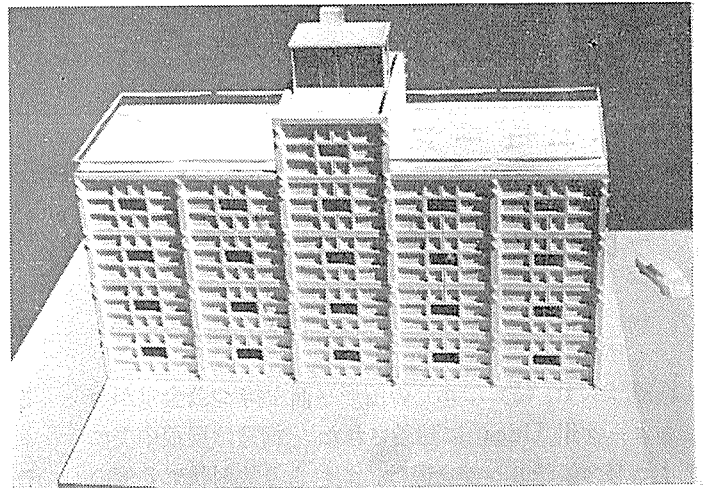


図-1(e) P1 階伏図 (PC および RC)



OKK ビル 模型写真



同 上

図-1(f) P R 階伏図 (RC)

