

オラン大学計画

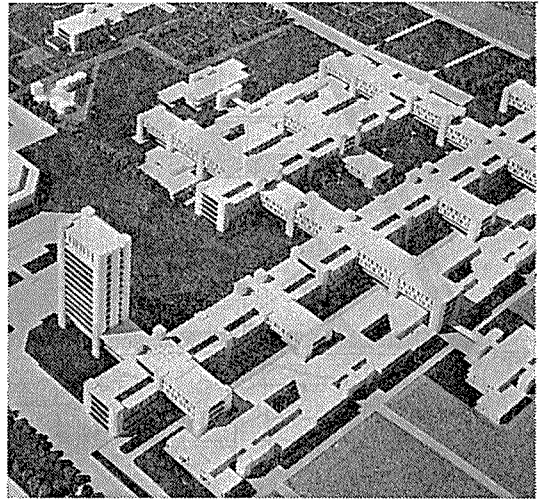
木村俊彦*

1. 概況

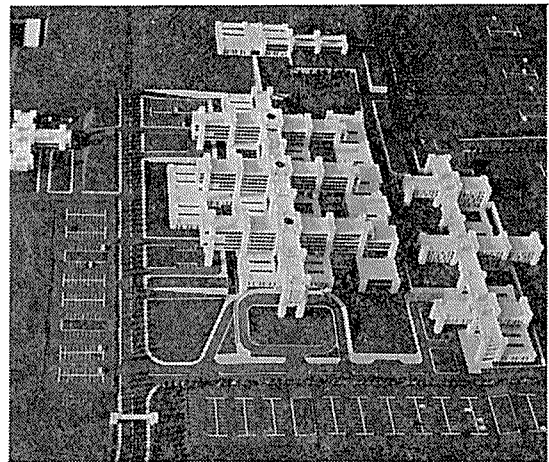
アルジェリアは地中海の南岸からアフリカ中央部のサハラ砂漠に及ぶ日本の約6倍の国土をもち、人口は日本の6分の1くらいの国である。西部のベルベル族とアラブ民族の混った国で、1962年に永いフランスの領有を断ち切って独立し、ブーメジエン大統領（昨年末に残念ながら病没されたが）にひきいられた、アラブ諸国の中でも最も政状安定で国際的・文化的にも指導的立場をもつ社会主義国である。天然ガス、石油にも恵まれているが、今農業国から工業国に切変りつつある新興勢力である。独立に際しフランスとは経済・文化協定が結ばれ教育・医療などについては引続きフランスの支援を得ていたが、その10年の期限の切れる頃、すなわち1972年前後から世界各国に殆ど平等に門戸を開放し、あらゆる国と技術提携をして年ごとに目ざましい発展を遂げている。フランスは勿論、スウェーデン、ドイツ、対岸のスペイン、イタリアの西欧、ポーランド、ハンガリー、ブルガリアなどの東欧諸国のみならず、中国、フィリピン、ブラジルなども援助・協力をしている。

現在、日本からも数千人の人が出向していると言われているが、先鞭は日本ガソリンの天然ガス精製施設でこのオラン大学計画に着手した頃、ほぼ完工し日本としてはかなりの出血工事であったらしいが、その工事の早さと、やりとげた誠意の面でアルジェリアからは大変評価されていた。1973年に始まったこのオラン大学計画以後、エルアスナムのセメント工場、ハシルメル天然ガス処理プラント、ケラタの繊維工場など大小とりまぜ10件近い建設が日本の技術で進行しているようである。

このオラン大学計画はアルジェリアの高等教育・科学省の管下で、国内に三つの大学が建設され、あるいは建設中であるが、その一つで、東のコンスタンチン、中央のアルジェの二つの大学はブラジリアの建設で有名な建築家ニー・マイヤーの設計により、ブラジルの技術者が参加して施工されている。1970年の大阪万国博以来日本の丹下健三先生にも相談があり、1972年にオランの大学計画を引受けられ、文部省の協力でカリキュラムを組み



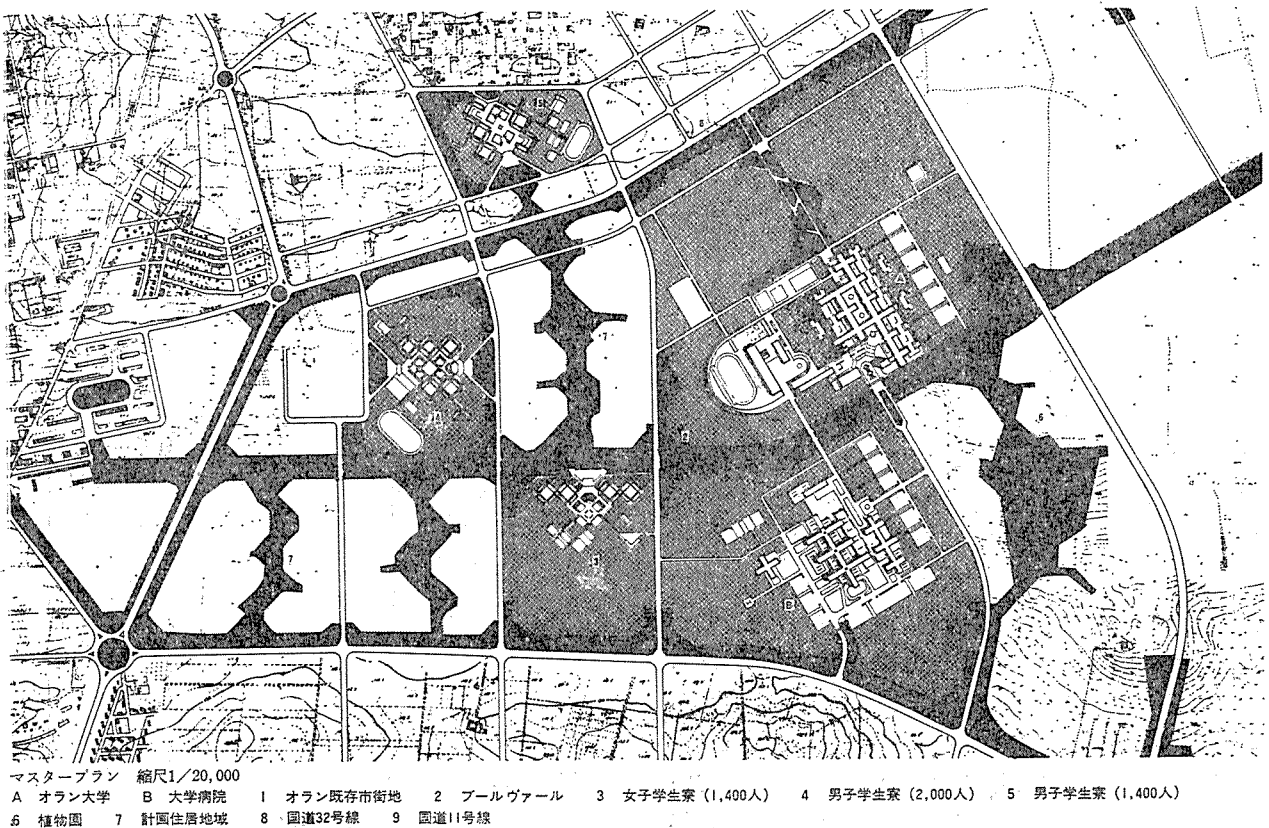
写真—1



写真—2

大学の組織計画がたてられ、この大キャンパス計画がまとまり、以来、設計に3年、整地その他に2年、さらに現在準備工事として砕石プラント、バッチャープラント、それにここで説明するPCジョイストの製作プラントなどが進行中で、設計着手以来6年を経過したが、本体工事は未だ基礎工事の段階である。しかし、これまでの準備が大変で、これからはPC独自の工法らしいメリットが次第にあらわれて、順調なペースで仕事が進んでくれるものと期待している。設計は先述のごとく丹下健三+URTECで、構造は筆者の事務所を担当し、設備は建築設備研究所である。当初は以上の設計チームにアルジェリアから数人の技術者が参加して日本で行い、実

* 木村俊彦構造設計事務所長



図一

施設設計は日本から責任者が出向いて、現地アルジェリアでまとめるという話であった。施工はアルジェリアのD.N.C. (Direction Nationale Cooperative) という軍の機関(種々の平和産業も担当している)が請負うことにほぼ内定しており、それに適当な形で日本から施工の技術指導をして欲しいということであった。当時、アルジェリアという国に対しても日本の建設業界の関心は薄く、国際事情に判断の早い鹿島守之助氏の意向をうかがって、この技術指導を鹿島建設に引受けて頂くこととなった。数年前から、同社の技術者が数十世帯、現地での任に当たっている。若干の経緯があって、実施設計も現地では無理ということで鹿島建設設計部の協力によって膨大な Working Drawing をまとめることができた。なお、本稿のPC工事については三井物産が落札し、その傘下で日本ピー・エス・コンクリートが製作指導に当たっている。

大学は第1期と第2期工事に分かれたオラン理工大学と3ブロックの学生寮、それに医科大学と付属病院で合計の延床面積は36万m²に及び、完成すればほぼ東京大学くらいの規模で、勿論アフリカでは最大の大学となる予定である。オラン市は地中海に面した気候温暖の地で、アルジェに次ぐ第2の町であるが、その東の近郊のなだらかな丘陵の300haに及ぶ広大な牧場地帯が丹下

先生の指定で敷地として選ばれている。

2. 計画に先立って

アルジェリアはフランスの文化圏にあったため、言葉もフランス語で、建築のための規格や基準もほぼフランスのもの(AFNOR)を準用している。この構造設計を丹下先生から筆者が依頼されたのも、筆者が1958年ブラッセル万国博当時、1年半近くベルギーに滞在していたことがあり、ベルギーもフランス語圏であることから、その体験を買って筆者を御指名になられたのではないかと思っている。

1973年の年頭に状況視察のためにアルジェリアを訪れた。AFNORの計算規準や耐震規程などについては予備知識があったので、主としてどんな材料が実用でどんな程度の建物がどんな施工法で、またどの程度の値段で造られているのかについて知りたかったのである。出発に際して「あまり水準は低くありませんよ」と丹下先生から注意を受けていたが、いくつかの建物は確かにそうであった。例えば、ニーマイヤー設計のコンスタンチン大学は70%くらい進行していたが、法文系の建物の構造は50mスパンに建った橋脚のような柱の上に、2階分の10mくらいの丈のウォール・ガーダーをポストテンションで架け渡し、こうした2列の壁の間にすべての教

室や廊下が納まっている。20階余りの本部 (Administration) の棟は RC 構造で、外柱をルーバー代りに細かい間隔で割り付けた建物で、建設省に属する建設公団の手によって施工されていた。町にはプレキャストの4階建てくらいのアパートを数棟建てている情景も見かけたが、基礎までプレキャストで作っていた。細い鉄筋と薄いコンクリートパネルで、コンクリートはスランプが小さく、やや精度に劣るが、大した機械も使わず、全く実用本意で、日本の大仕掛けのプレキャスト工事に比べると、こうした工法を全く自分達の工法として消化してしまっているような手慣れた印象を受けた。アルジェ市内の東部には国際見本市会場があり、中央のメインパビリオンは一辺が 100 m を超える口の字形の7階建ての建物で、デザインはともかく、規模としては堂々たるもので、これは中国の技術・経済協力で建てられた鉄骨造だということであった。市の南の山の上にはその年 (1973) に予定されていた地中海沿岸諸国の国際競技会のための7万人のスタジアムが RC 構造で殆ど完成していたが、これはコンペでルーマニアの建築家が当選し、同国が施工を援助して完成させたというものである。アルジェ大学はやはりニーマイヤー設計で着工したばかりであるが、扇形の大教室にはやはり PC のジョイストが使用される予定であった。

一方、市内にある大部分の建物はフランス植民地時代に建てられたヨーロッパ式の 10 階前後の事務所やアパートなどが多く、一般に仕上げは粗末であるが天井の高い、スペースの大きい古いものが多かった。こうした建物がある年一せいに真白に化粧直しをしたりして驚かされたことがあったが、生活水準に比べて建物が町の資産となって残っており、住宅不足に追っかけられて大きいアパートや、アパート群が順次追加建設されていていく様子が見えがえた。勿論、カスバも裏町もスラム街も存在し、決して経済的に水準が高いどころではなく、失業者が多くて産業はまだまだこれからだという話もあった。しかし、いずれにせよ、RC 造も PC 造もフランスに発祥した技術であり、そこから直接受け継いでいるので、コンクリートの品質や打設法、あるいは細いフープやスターラップを密に丹念に縛る習慣などを見ると、素朴ではあるが、歪められた日本の RC 技術よりは本物ではないかと反省させられた。ただ、仕事の低能率だけが非常に困った課題のように見受けられた。

入手できる材料について聞いた話では、セメントは大部分が輸入で、少しずつ国産化されており、セメント工場もこれから次第に増強されるし、鉄筋も同様、大部分輸入に頼っているが、25φ以下の鉄筋はかなり国産化されてきている。骨材は砕石が主で、今度のオラン大学計

画ほどの大規模の需要に対しては、既往の骨材の供給機関では間に合わないだろうということであった。勿論、建設機械の類も大規模の工事用のものはそのつど海外から購入したり借りたりしているという。それでは結局、何もないではないかということになる。一体、コンスタンチンの大学や、アルジェの見本市会場や競技場、町で見かけたアパートの建設工事の資材はどこから浮いて出てくるのだろうかという疑問に逢着した。

建設資材の流通機構がかいもく把握できず、ケース・バイ・ケースのようであるし、したがって建設工事費についても記録も平均的な統計もないから見当のつけようがない。仕事の能率の悪いことだけは明白であるが、とにかく今見てきたような規模や水準の建物を造る底辺はあって、そこに使われている程度の材料はどうかなるものだと解釈せざるを得ない、というのが当時の結論であった。幸い、敷地内の地盤は割り合いによく、大部分の所は 30~40 cm の牧草の生えている表土をはがせば、真白に近い tuff という石灰質の硬化粘土が出てくる。もう少し固まれば沖縄などでコーラルと呼ばれている石灰岩の前の凝灰岩になるものではないかと思われた。通常は 40~50 t/m²、内輪に見積っても 30 t/m² くらいの支持力は充分期待できると判断された。おもしろいことには、この牧草地帯に一部雑木林や並木があるが、これらの灌木沿いには tuff の層が深く表土が厚い。つまり自然の長年月の営みで、地表面下の状況を立木の状態がそのまま正直に物語っているのがあった。自然のまま放置され、自然に木や草が育ったので、人の手によって耕されるなどという過去のない処女地のようなところであった。

3. 構造計画

前述の状況の中で、構造計画、最も大切なことは、デザインやプランニングが新しい文化の苗床としての教育・研究にふさわしいものであるべきことは勿論であるが、技術的に実現できるものでなければならぬ。ということは、資材をできるだけ節減すること、そしてなるべく国産品が使用できること、機械や施工技術にあまり高度なものを要する技術は避けること、ただし型枠などは耐用性のあるもので繰返し転用できる方が望ましい、などの基本条件が出てくる。このことから自然に2本の大きい軸が決った。第1は建物をできる限り軽量化すること、特に床の軽量化を図ること。なぜなら、すべての構造は結局は床を支えるシステムであるから、出発点の積載荷重は決っているにしても、床の自重を減らすことがすべての部材の応力を減らし、資材を節減するからである。第2には、できるだけ素朴な工業化手法を用

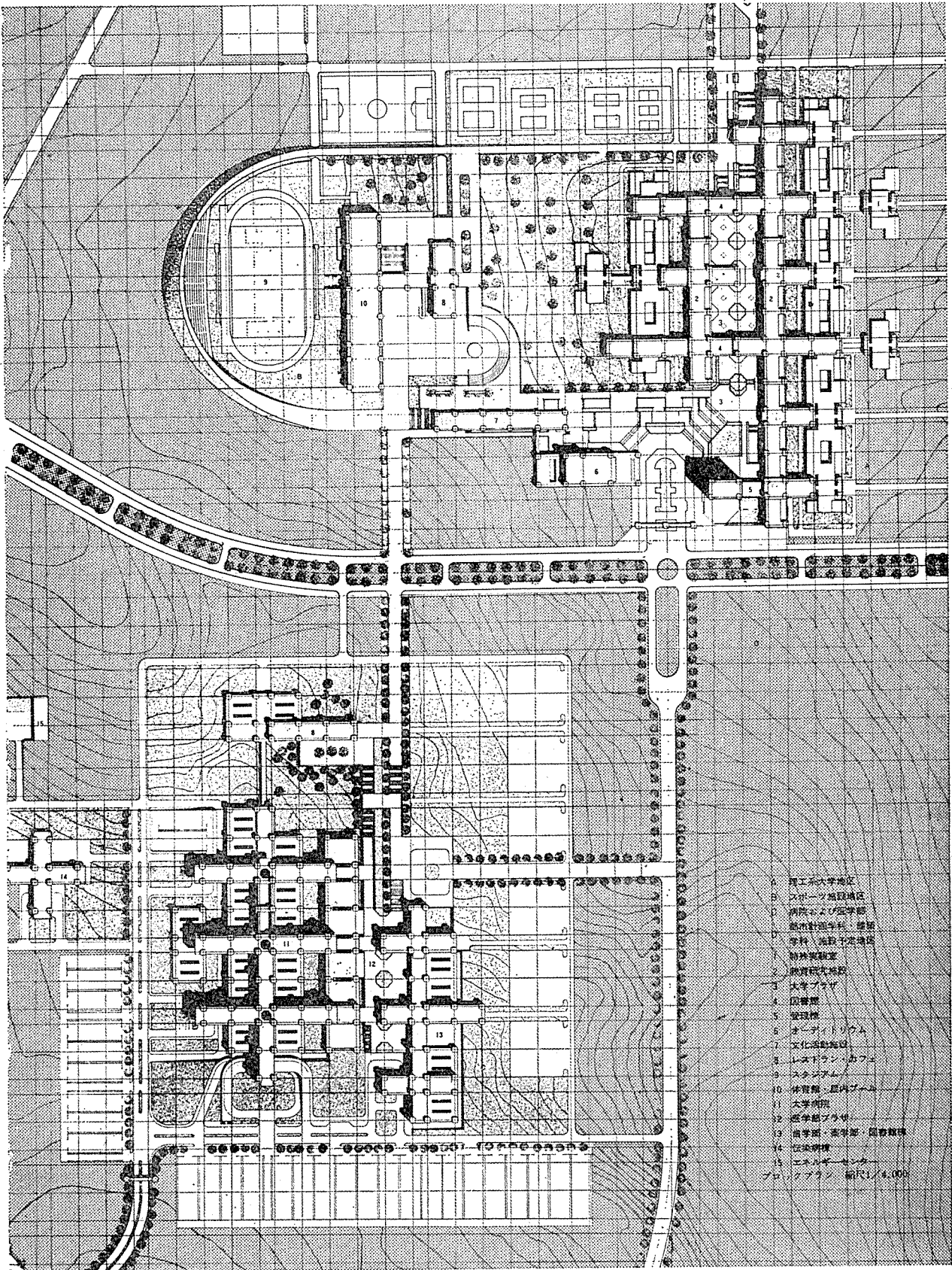
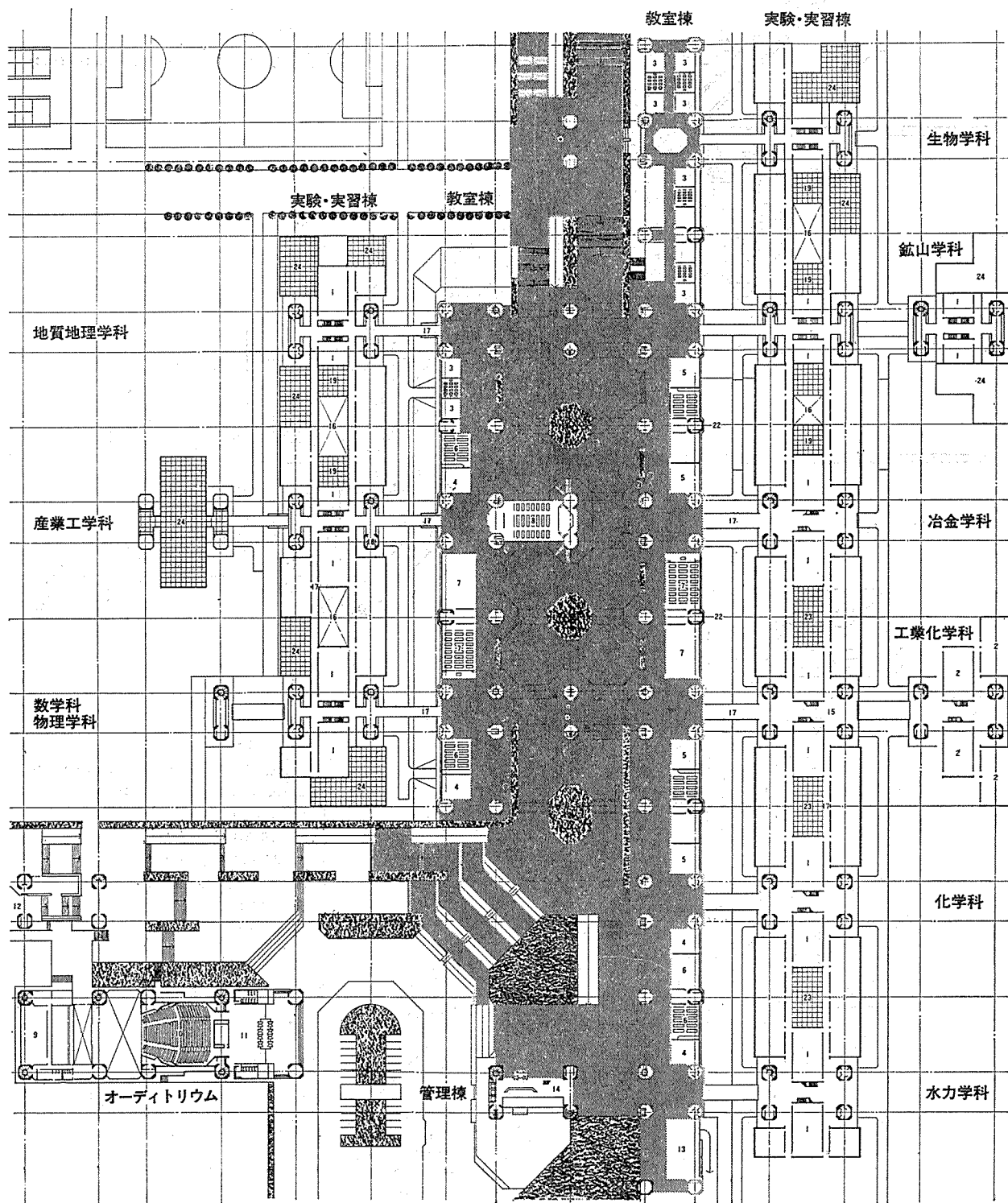


図-2



理工系大学プラザレベルプラン 縮尺1/2,000

- 1 実験・実習室 2 実験室 3 30人教室 4 75人教室 5 100人教室 6 120人教室 7 200人教室 8 300人教室 9 練習室 10 客席
 11 ホワイエ 12 アトリエ 13 事務室 14 エントランスホール 15 ホール 16 吹抜 17 廊下 18 倉庫 19 テラス 20 ピロティ
 21 プラザ 22 中庭 23 パティオ 24 屋根

図-3

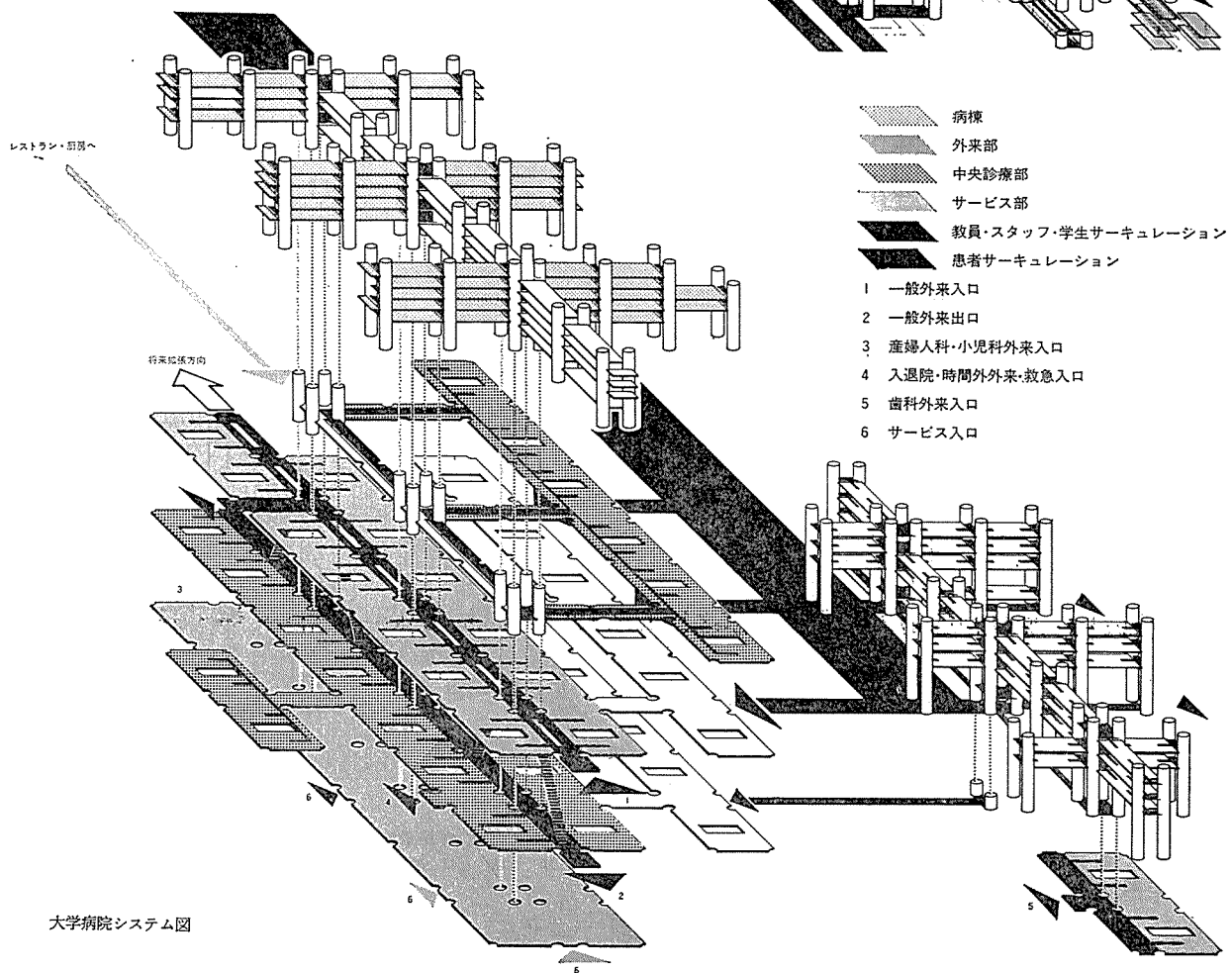
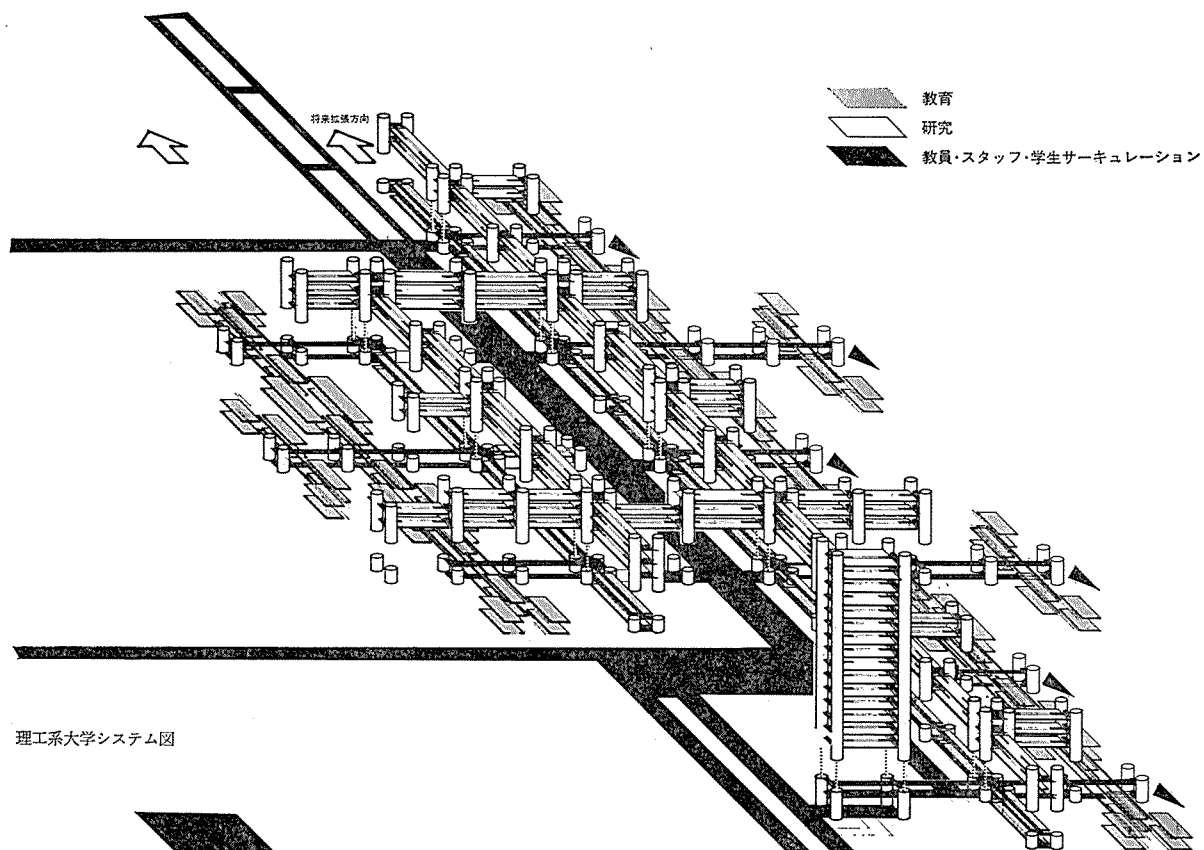


図-4

いること。これは現地での労務、特に熟練した職人を多数調達することは不可能で、これだけの規模のものをできるだけ短期間に完成させるためには、人海戦術などは採れないから、人手を節減できる繰返し工法、すなわちある種の工業化手法を採用することが得策である。ただし高級な技術を避けて、できるだけ初歩的な技術で実行できること。これら二つの目的にかなうものとして、鋼材の得難い理由から、単一断面のプレテンション方式によるプレストレストコンクリートであるべきだと殆ど自動的に決定された。さらに、コンクリートとしても、どうせ骨材の調達が既存の施設では間に合わないのなら、人工軽量骨材を開発したら……という方向に進むのは当然である。本誌の別項（多摩ニュータウン・空中広場；図一）に示すごとく、可能ならばそのメリットは明らかである。そこで、人工軽量骨材の製造プラントを日本から輸出できる可能性と、現地での適当な原料の有無の調査を開始したが、当面、実在する原料がなく、探し出せる可能性も少ないということから、3か月後の第2回打合せ会議において断念せざるを得ないという結論に達した。床を支える構造本体に関しても、最初はスライディング・フォームを活用しようという考えから、すべての外形を統一したコア・シャフト構造を採用することになった。

構造の立場からは使用経験の多い15~16mの-span (PC ジョイストの長さ)を提案したが、実際のプラン上の要求と、現場施工に頼るコア・シャフトの本数をできるだけ少なくするという意図から、その長さは21mくらいが望ましいということになった（この時点では、未だ軽量コンクリートの可能性も期待も残っていた）。この長さになるとシングルTでは横方向に弱く、運搬・建方に耐えられないことを経験していたのでWT、すなわち2本の平行リブを持つII型を最初の候補としたが、梁丈の制約などから下端にもフランジをつけてH形となった。開放型のこの形に進むのは当然であったし、こうなると、これらを並べた時にできる中間の溝を設備配管に活用したいという要望が出てきた。

次に、コア・シャフトであるが、円筒はどうしても外につく床その他との取合がよくないし、正方形も角が固いということで、面をとった8角形のシャフトになった。理工科大学の第1期工事は、9学部の建物で、いずれも高さは6, 7階止まりであった。この程度ならば、アルジェリアの耐震規程（日本流に言えば地域・用途・地盤を考慮して震度0.12くらいになる）で考えれば、ジョイスト自体（丈80cm）がコア・シャフト相互をつなぎ結束する横架材の役割を充分果たし得るだろうということで、ジョイストの端部結合の方針も、施工時の自

重にはピン、取付けは半固定で、以後の積載荷重や水平力に対しては固定梁に近い状態で機能することを目標とした。さらに、いずれにせよ、これらのジョイストはプレストレス用のアバットを作り、メタルフォームで製作されるから、転用回数を上げ全工期を通じて活用できるように第2期工事のオーディトリウム、食堂、屋内競技場、さらにできることなら高さ70~80mの本部の塔にもこのシステムが生かせないか、またそれに引続いて作られる医学部も付属病院も同じシステムに統一したいという方向に向った。構造上は願ってもないことで、喜んで同意し、むしろ若干の障害を乗り越えても是非そうして頂きたいということになった。ただし、大学という施設は精密機器や計測を取扱う部門があるが、スパン21mのジョイストでは、有感振動を取除く努力はできても、精密計測に支障を残すであろうから、そうした部門のため、床振動の生じない建物も必要だということとなった。こうして、各学部棟の間に、大型の機器や精密実験施設を収容する2層の低層ブロックを配置することとなり、こちらのスパンは半分の11mとし、屋根および2階床には振動の小さい小型のWTジョイスト（長さ11m）を使用することとなった。この統一された構造方式から除外されたのは、3ブロックの学生寮で、これは全く建

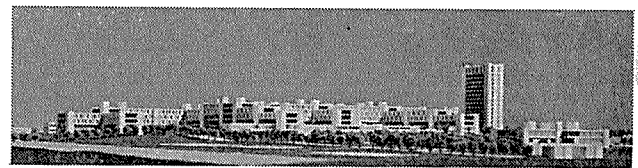


写真-3



写真-4

物の性質が異なるので、ある種の壁式構造とした。高さ70mの本部も塔も、四隅にある4本のコア・シャフトの足元を地下壁で固め、最上階の1層を大型鉄骨トラス（この計画の唯一の鉄骨部分）で固めれば、丈の高い一層ラーメンとして働き、中間階の各ジョイストも、その剛性にふさわしい抵抗機能を持ち、高層建築として成立することがコンピューターによる試算でわかってきたので、最上階のトラスを除いてすべて同じジョイストが使用できることとなった。

4. コンピューターによる構造解析

構造計画の方針が決って、各棟のプランニングやデザインが具体的に検討され決定されるまでの約10か月を

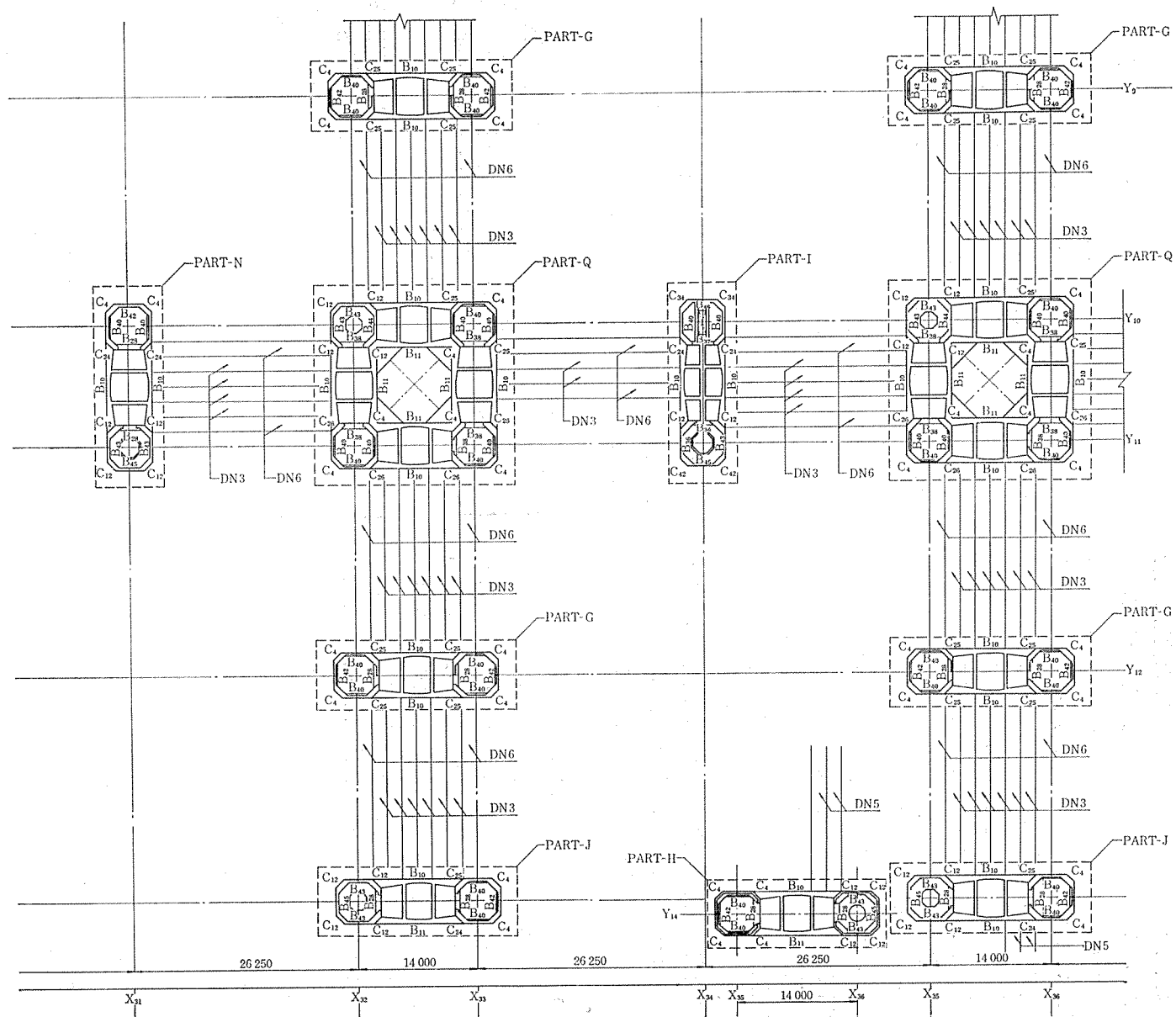


图-5 平面 图 例

枠量を算出するプログラム (CHARGE), 9種類 (9本ではない) のコアを連成して水平荷重時の応力を計算するプログラム (CORE-9 A), コアの隅柱はその軸が 45° 振れているので, x, y 方向の梁の応力値が変わるごとにその組合せで柱の主軸に関する応力が変わってくるので, それらの計算をし, 最も不都合な場合を探し出すプログラム (NOD-C, NOD-S), AFNOR に準拠すれば日本とはコンクリート強度の採り方が異なるので柱・梁の鉄筋量を算出するプログラム (POTEAU, POUTRE), 二方向の転倒モーメントが同時に作用する基礎の設計用プログラム (FOND-H) などが必要になる。これらのことはここでは主題でないので省略して, PC のジョイストについて以下に説明することとする。

5. PC ジョイストの設計

最終的に採用されたジョイストの断面形状は

DN-A=DN-1,2,3,4,21

DN-B=DN-5,6,7,23,25

DN-C=DN-11,12,13

DN-D=DN-22,24,26,27,28,28*

の4タイプであり, 総数は約 5550 本に上る。このうち DN-A が長さ 21 m の基本形である (DN とはリブ付き板のフランス語, Dalle Nervurée の略)。DN-A は対称断面であるが, 建物の最外側では外壁などの特殊な荷重が加わり, また地震作用時の床板の縁辺ともなるので, リブが特別大きくなっているタイプがある。これが DN-B である。DN-C は低層用の 11 m の小型断面のものである。DN-D は講堂, 体育館などでスパンが 22 m を超えるため, 断面に DN-B の大きい縁梁をダブルに用いたものである。さらに, 各タイプごとに番号の異なるものが複数あるのは, 積載荷重が一定でないため, そのレベルを区分して, 番号が異なるごとに使用されるストランドの本数が異なっているからである。

設計用にプログラム “JOIST 3” というのを作り, 必要最小断面を探し出した。スラブ (上フランジ) の厚さを 8 cm, 両ウェブの厚さを 10 cm (ストランドを入れられる最小厚) とし, 下フランジの厚さを 0 から出発し自重を算定し, 所与の積載荷重と加える。それらを設計荷重とし, 配列できるストランド数を変えながら, プレストレス導入時と全載荷時の上下縁辺の応力を検定する。不可ならばストランドをさらに追加する。ストランドの追加がそれ以上不可能になれば, 下フランジをまず 10 cm 厚 (ストランド1段配列可能) とし前と同ルーチンを通して順次ストランド数を追加していく。それでも条件が満たされなければ, 下フランジの厚さを 5 cm 追加し, ストランドの配列段数を1段多くする。こうし

て, また自重, 応力を修正し, ストランドを追加しながら答を探す。下フランジの厚さがジョイストの全文に比してこれ以上増えても効果がないという限界に来ると, 今度は所定のピッチで梁丈を増やし, また最初からやり直す。こうして所定の条件にすべて OK になる断面を探し出すプログラムである。この段階で通常の梁理論によるたわみの算定も一応は行っている。1973年当時は, フランスでは 1965年版の勧告 (RECOMMANDATIONS) が生きていて, その第II類 (日本におけるパーシャル・プレストレスに近いが, ややそれより弛い) を適用している。ストランドはフランスの規格品を用いるより, 日本のものを使用する可能性が高かったので, 当時 (S. 48) の日本の建築学会のプレストレストコンクリート設計施工規準に則った。具体的には

(1) コンクリート圧縮強度 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

B 400 (セメント 400 kg/m^3 を含有するもので先見的に 300 kg/cm^2 を採用することが認められている) プレテンションのコンクリートの品質としては, 日本では低過ぎることになるが, 骨材の品質, セメントの輸入状況などを考慮して, 試算のうえ PC として効果の得られる比較的低い品質に押さえた。

(2) コンクリート曲げ許容強度 $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

F_c の 30% (90 kg/cm^2) が単純圧縮の許容強度。その2倍 (180 kg/cm^2) が曲げ圧縮の許容強度になる。日本よりかなり高い。鉄筋量にはそれほど響かない。

(3) コンクリートのヤング係数 (参考) $E = 2.65 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

たわみおよびクリープ, 収縮に関しては, 後日, より詳細な検討を予定していたので, 最初は概括的に材令 ∞ において $E_i = 23\,000 \sqrt{F_c} = 3.98$
 $\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

全載荷時のたわみ計算用として

$$E = \frac{2}{3} E_i = 2.65 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

程度と仮定して, たわみ量を求め参考とした。

(4) コンクリートの曲げ引張強度 $f_c' = 25 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{勧告では曲げ引張強度 } f_c' = 7 + \frac{6}{100} f_c = 25$$

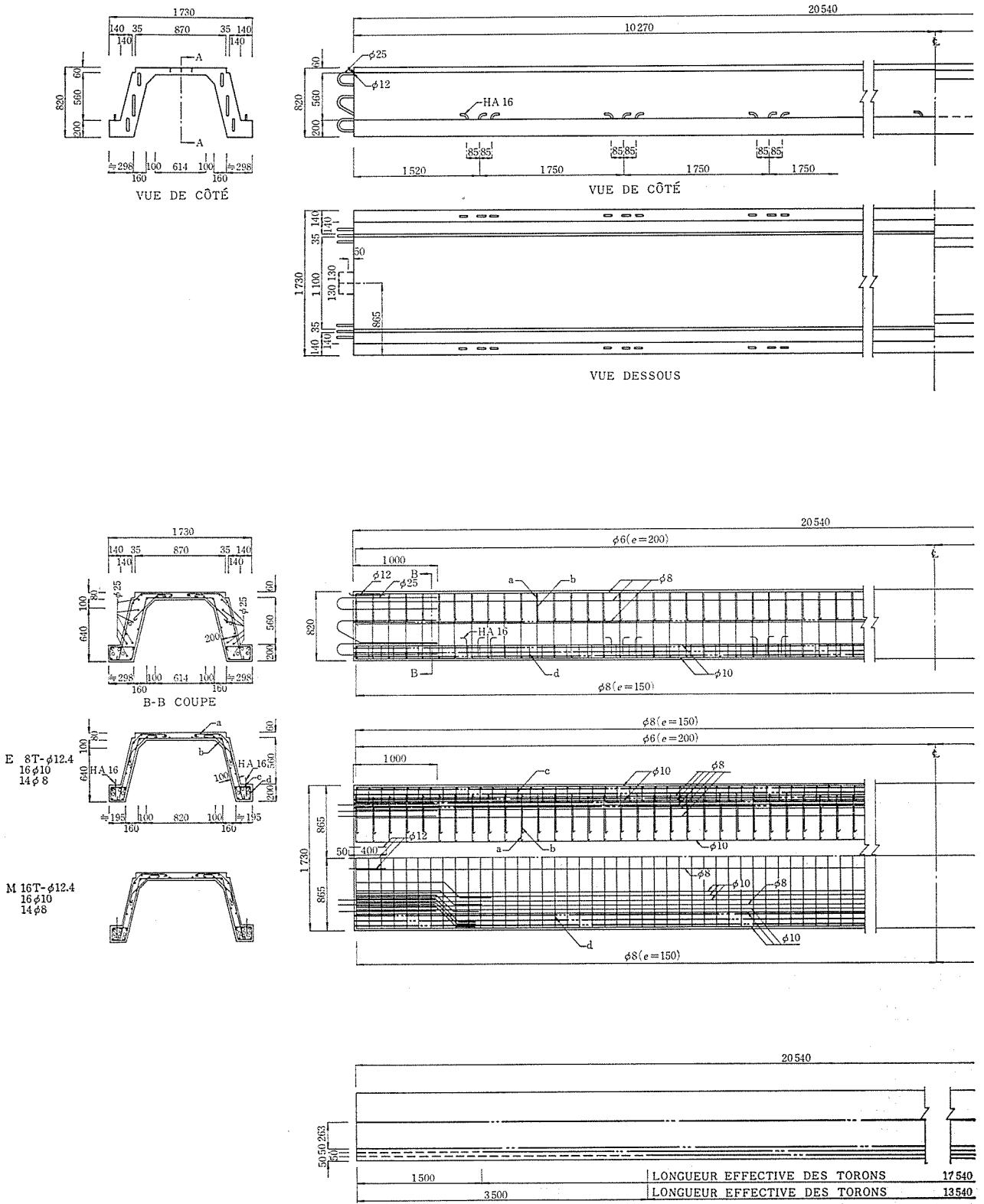
となり, 第II類の引張側応力度はこれを超えないこととなっている。

(5) 使用ストランド SWPR 7 A- ϕ 12.4 (92.9 mm^2)

(6) 有効緊張力 $P_e = 10.66 \text{ t/本}$

当時の旧学会規準では $P_e = 0.65 P_u (P_u = 16.4 \text{ t})$

(7) 積載荷重 $WL = 0.280 \sim 1.100 \text{ t/m}^2$



HORS DE LA LONGUEUR EFFECTIVE, LE TORON DOIT ETRE ENROBE PAR DU TUYAU POUR EVITER L'ADHERENCE

圖-7 DN 3 詳 細

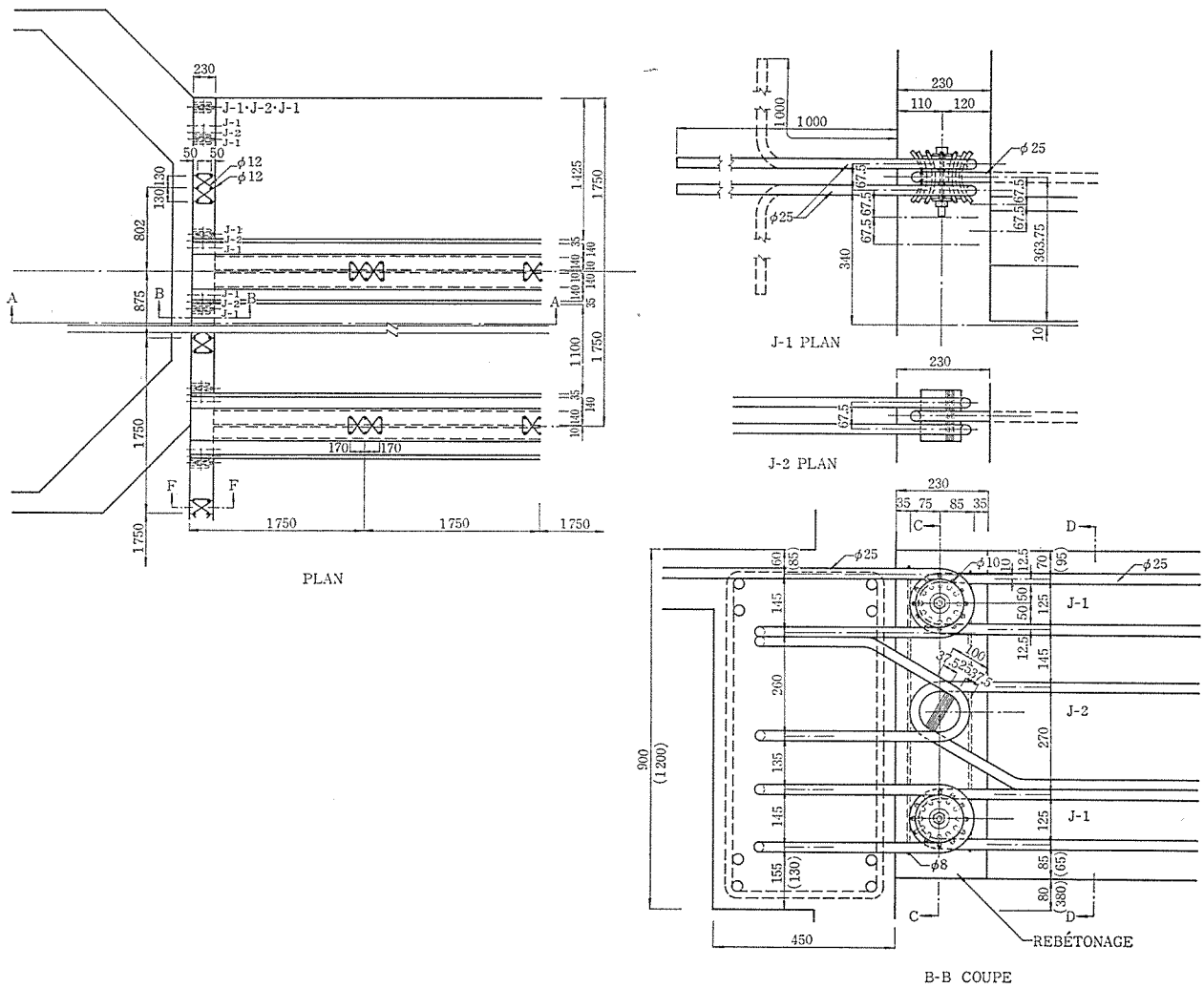


図-8 接 合 部 詳 細

用途に応じて AFNOR で規定された積載荷重に、それぞれの位置において負担する仕上げ荷重、内壁荷重、外壁荷重を加えて単位面積当りに換算すると WL の値として $0.28 \sim 1.10 \text{ t/m}^2$ となるが、それを各タイプごとに数段階のレベルに分けて、所要ストランド数を区別している。

以上の設計諸元を適用して必要最小断面を求め、断面形を規準化して（グループ中の大きい方にそろへ）、その後積載荷重の少ないものは、それに対するストランド数を求め直すという手続きを採っている。

以上の結果としての設計図のうち、代表的なもの一種を図示する（図-7）。

端部接合の詳細設計については、3節で述べたごとく、施工時の取付け時（自重に対して）はピン、取付け後は半固定となり、その後の積載荷重や水平力時には固定梁に近い状態で機能することを目標とした。端部の取付け金物は重心軸に近づくので、完全な連続断面に比べると固定度が低下する。特に積載荷重による端部モーメントのごとく、上端が常に引張力となるような場合には固定

度が一層低下する。この固定度の評価は、取付け金物の等価断面 2 次モーメントが全断面に対してどの程度の比率であるか（断面低下率）によって、一種の変断面部材と評価して、その撓性係数をもとにして定まるものであるが、計算の結果、取付け後の積載荷重に対しては固定端モーメントの約 30% 程度が端部モーメントとして働くものと評価された。これと水平荷重時の上凸モーメントを考慮して、端部の取付け金物およびジョイスト自体の端部の普通補強鉄筋の強度を検定している。その他、水平荷重がジョイストの軸に直交する方向に加わる時には、両端のコアの相対変位により、床面内で剪断と曲げが発生する。床面の剛性や強度がそれに耐えるものでなければならないし、特に最も外側のリブ（DN-B の大きいリブ）は、縁辺として重要な働きをするので、このリブの取付け金物は、その意味でも厳重にした。

6. たわみ、クリープ等に対する検討

ここで使用したジョイストのごとく、スパンの大きい部材ではたわみや振動に対する検討が非常に大切であ

る。筆者がかつて考案した下フランジ付きのシングルT型のジョイスト(丈 50~60 cm)はスパン 12~17 mの種々のケースに使用した(学習院大学図書館, 蛇の目ミシン本社ビル, 栃木県議場, 千葉県文化会館など)が, それらの経験でいずれの場合も単体の有感振動はかなりあった。しかし, 居室の床として使用する場合はスパンや取付け方を考慮することによって, 取付け後は障害を残していない。今回はそれらのスパンをさらに超えているので, それらの経験を外延して予想することは困難であった。したがって振動に関しては, 必ず初期に試作品によって実測し, 必要あれば防振対策を施したいと要望していた。その実験は7節に後述するが, もう一つの難問はたわみの予測である。特定時期のたわみ量は振動実験を実施する時点でも実測は可能である。しかし, コンクリートという材料は生きていて材令とともに変化していく。寿命は無量大といわれるが, 30年くらいの間は収縮し, クリープする。特に最初の1年は顕著で, 5年くらいの間は時によっては目に見えて進行することがある。特にプレストレストコンクリートの場合は, プレストレスによるクリープが参加し, そのプレストレス自体はコンクリートの収縮やクリープによってリラクセーションを起こす。一方コンクリートのヤング係数は材令とともに硬化を示す。さらに, 今回の場合は両端が比較的マッシブなコア・シャフトにより拘束されて材長が変らない。このような場合に, 通常の梁理論によるたわみ計算が当てはまるだろうか? また, それだけで充分安心していられるだろうか? 否, なんらかのもっと精密な追跡が必要と思われる。そこで筆者はこの現象を追跡するプログラム(CREEP 1)を作成した。勿論いくつかの仮定や, コンクリートに関する基本的なデータが必要である。フランスのPC勧告の中に参考として示されている式や値をもとにして, 日本でのこれまでの経験を織込み, 筆者なりの判断を加えて試験的に設定した式と数値を用いたものである。ともかく, その仮定に基づけば, プレストレス導入時のたわみ, 工事が進行し仕上げ荷重の載る時期, 完成してすべての積載荷重の載る時期, その後の荷重の年月的な変動の履歴を設定(これらも仮定であるが)することにより, 半年後, 1年後, 3年後, 10年後, 30年後など指定する任意の時点までの収縮やクリープの経年変化を積分して, その時点でのたわみを算定することができる。プログラムに用いられる基本的な式と定数は次のごとくなる。

(1) ξ (=0.0064); PC 鋼材の初期歪み

例えば, この場合の導入時緊張力とヤング係数を

$$P=12.4 \text{ t/cm}^2, E_a=1930 \text{ t/cm}^2$$

$$(P_u=16.4, \text{有効緊張力 } P_e=0.65P_u=0.85P$$

と仮定)

$$\text{とすれば, } \xi = \frac{P}{E_a} = 0.0064$$

(2) ρ ; 材令 t 月までのコンクリートの自由収縮率

$$\rho = \rho_{\infty} * t / (t + T), T = 12 * (\rho_{\infty} / \rho_{12} - 1)$$

$$\rho_{\infty} (=0.00042); \text{材令 } \infty \text{ における収縮率}$$

$$\rho_{12} (=0.00021); \text{材令 } 12 \text{ か月における収縮率}$$

$$T (=12); \text{収縮の基準材令}$$

(3) E ; 材令 t 月におけるコンクリートのヤング係数

$$E = E_{\infty} * t / (E_{\infty} / E_1 - 1 + t)$$

$$E_{\infty} (=4.33 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2); \text{材令 } \infty \text{ のヤング係数}$$

$$E_1 (=3.64 \times 10^5); \text{材令 } 1 \text{ か月のヤング係数}$$

$$(\text{勧告によれば } E_{\infty} = 25000 \sqrt{F_c}$$

$$E_1 = 21000 \sqrt{F_c} \text{ が仮定される)}$$

(4) r ; 単位応力度が t_0 から t まで働く時のクリープ率

$$r = r_{\infty} * C(t_0, t) * (t - t_0)$$

$$r_{\infty} (=0.00050); \text{許容圧縮応力 } (=0.3F_c = 90) \text{ により材令 } \infty \text{ までに累積するクリープ率}$$

$$C(t_0, t) = \frac{T}{(T + t_0)(T + t)};$$

材令に応じたクリープ補正率

(5) コンクリート断面形 (A, S, I)

(6) PC 鋼材の断面と位置, ヤング係数

(7) 一般補強鉄筋の断面と位置, ヤング係数

(8) たわみを求めるべき材令 t_1, t_2, t_3, \dots

(9) t_1, t_2, t_3, \dots の各区間で作用している荷重

(自重はプログラム内で算定する)

例えば $t_1 = 0.6$ か月 (プレストレス導入)

$t_2 = 3.1$ か月 (現場取付けと同時に全設計荷重)

$t_3 = 12$ か月 (以後, 全荷重が継続して働く)

$t_4 = 360$ か月 (=30年)

と仮定して, DN 1~DN 7 のたわみの経年変化を追跡した結果を表-1に示す。プログラムは材長を小区分に分割し各区分ごとに所定期期の各材の応力度を求め, 収縮とその時期・応力度に相応したクリープ量を算定し, 応力度とその区間の曲率を補正し, その曲率を材端の境界条件から数値積分してたわみを求めるものである。

このたわみ検討の結果, 圧縮側の一般補強鉄筋量がクリープたわみを低減するのに非常に効果のあることが明確になった。数値は仮定に基づくとはいえ, 単純な梁理論で求めたたわみに比べて, 永久たわみ(30年)でも20~30% 小さな値を示している。プレストレス量の

表-1 プレストレス材の歪およびたわみ

	ストランド 断面積 $A_a(\text{cm}^2)$	脱型時プレ ストレス (t) $P_0=A_a \times \sigma_{a0}$	コンクリ ート断面 A_b 及び線荷重	コンクリ ート平均応力 度 $\sigma_{b0} = P_0/A_b$	歪度 10^{-3} $\epsilon = \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}}$	材 長 l (cm) 形 状	脱型時歪 (cm) $\Delta l = \epsilon l$	予 想 最 大 た わ み δ (cm)				参 考 (断面計算時)
								脱 型 時	3 か 月 後	1 年 後	30 年 後	
DN 1	9.29	114.065	2856 0.490	39.94	0.1214	2100 [形状]	0.2549	-0.2356	0.7603	1.4032	2.1044	1.419
DN 2	13.01	159.740	2856 0.910	55.93	0.1700	"	0.3570	-1.1836	0.4427	1.1730	1.9819	2.385
DN 3	14.86	182.455	2856 1.190	63.88	0.1941	"	0.4076	-1.5956	0.4980	1.3895	2.3701	2.969
DN 4	16.72	205.293	2856 1.505	71.88	0.2185	"	0.4589	-1.9665	0.6707	1.7845	2.9983	3.967
DN 5	22.30	273.806	5422.5 1.050	50.49	0.1534	2100 [形状]	0.3221	-0.8366	0.4703	1.1348	1.8777	2.185
DN 6	25.08	307.939	5422.5 1.575	56.79	0.1726	"	0.3625	-1.1591	0.7875	1.7557	2.8140	3.399
DN 7	30.66	376.452	5422.5 1.925	69.42	0.2110	"	0.4431	-1.5650	0.7434	1.8172	2.9943	3.589
		$\sigma_{a0} = 12.278$ 材令 0.6 月 相当	cm^2 t/m	kg/cm^2	$E_{b0} = 3.29$ $\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$		全長につき (cm)	材令 0.6 月相当	仕上げ、 積載荷重 を含む			通常の略算

少ないものでは逆に増える傾向が見られる。この仮定の中で、取付け・使用に入る時期を3か月後としているが、現実には1年以上も載荷されないでストックされる場合も起こりうる。プレストレスされたジョイストは自重のみでは上反りが残るので、この状態でクリープすると逆たわみが進行し過ぎる恐れもあるので、そのような場合にストック期間にどの程度の仮荷重をかけておけばよいかを調べるのにも、このプログラムは有効である。

7. 振動試験と載荷試験

フランスのPC勧告のはじめにも「ある場合、特に続けて生産される部材を使用するような場合には、実際に使われるタイプの部材にまず設計荷重をかけ、次いで破壊まで荷重を増加するという直接実験を行うならば、それは同寸、同材料で作られ、同条件で使用される部材に対する充分な裏付けと判断することができよう。各タイプごと、各載荷状態ごとに試験強度の確率が充分となるだけの試験回数を要する」という一節がある。計算は多くの仮定に基づくから、特に経験を上まわる試みに対しては、できるだけ予備実験を行うことが望ましい。

若干の現地事情があって「確率的に充分なだけ」の強度試験はできなかったが、この工事では特に型枠その他の製作上の問題点を検討するため数本の試作を行うことになっていた。たまたま、このPC工事が日本の業者の手に落ち、型枠も日本で製作されたので、試作も昨年夏、ピー・エス・コンクリートの伊丹工場で実施された。そこで鹿島建設研究所の協力を得て、その試作品を振動および載荷試験に利用することができた。その詳細については省略するが、プレストレスコンクリートは

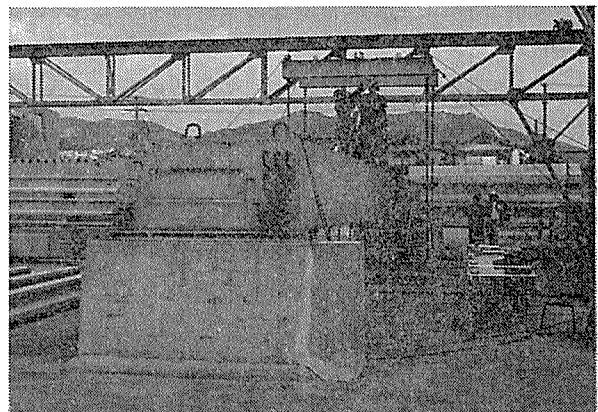


写真-5

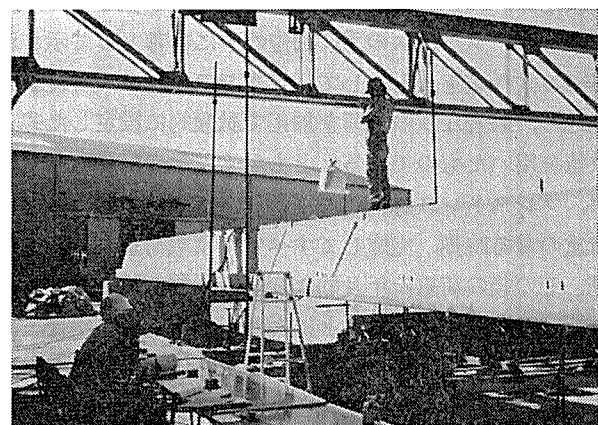


写真-6

理論値の仮定が難しいが、平均的ににらみが良ければ実験とよく一致するものである。両者の比較を参考として表-2に示しておく。また、製品の出来ばえ（見掛けの品質、精度、製作法など）についても満足できるもので

表-2

		DN 4		DN 7	
		計算推定	実験値	計算推定	実験値
設計荷重相当	荷重 P	14.4 t	同 左	18.8 t	同 左
	たわみ δ	26.3mm	27.3mm	23.1mm	24.9mm
亀 裂	荷 重	16 t	16 t*	22.5 t	24 t*
局 限	荷 重	30 t	31.5 t	42 t	—
1 次振動周期 (単純梁)		0.22秒	0.24秒	0.25秒	0.27秒
砂袋 (30 kg) 落下による振幅	$H=30$ cm	—	0.38mm	—	0.25mm
	$H=120$ cm	—	0.85mm	—	0.50mm

あった。測定結果について若干の感想を付け加えるならば、まず設計荷重については、ほぼ予測のたわみを示している。亀裂荷重実験値 (表中の * 印) は極めて専門的な目をもって辛うじて亀裂らしいものが発見された時の値で、荷重追加によりその進行が確認できるということで判定されている。これらの亀裂は荷重除去とともに全く消失するが、これこそ PC 材のすばらしい長所であると言えよう。この亀裂安全率 (設計荷重に対する比) は 1.1~1.2 であるが、一般の RC 材では安全率 0 であることを考えれば、“もし RC で設計できるならそれでもよい部材 (放射能もれや薬品による浸食の恐れのない通常の構造部材)” にとってはなんら支障がないと思われる。部材は局限荷重まで載荷した後も、荷重を除けば復元し、亀裂も消える。局限耐力は設計積載荷重に対し 2.2 倍、自重も含めた全荷重に対して 1.77 倍に相当し、勧告で求められている 1.4 ($S_g + S_p$) の値を充分上まわっていた。

振動については、単純支持の単体である試験体の条件では、よく感じる。歩道橋ほどではないが、0.1 mm を超える振幅に対して人の感覚は敏感である。歩行者自身は感じないが、傍を人が通って生じる振動を感じる。しかし従来の経験から推定するところでは

- 複数が横に連結されること (剛性倍率は約 3 倍)
- 端部が半固定されること (“ 約 3 倍)
- 均しモルタルで剛性が増す (“ 約 1.5 倍)

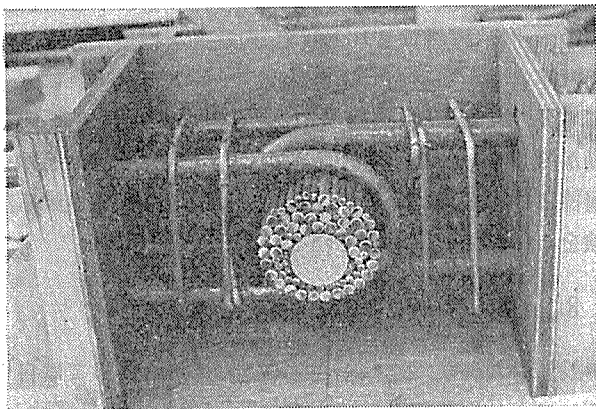
仕上げ荷重や間仕切荷重で初荷重が増え、減衰が働くことなどにより、周期は約 3 分の 1 (0.08~0.09 秒) につまり、振幅は約 10 分の 1 (20~80 μ) 程度に低下するだろうから、現実的障害は解消すると予測している。ただ、有感振動に関する適切な文献は少なく、この分野でほとんど唯一のように実用されているマイスターの図表すら、筆者の過去の経験と合わない点が多い。この図表では一度有感帯に入った構造物、例えば梁は、中間に柱を建ててスパンを半分にしても、振幅がつまると同時に周期も短くなり、有感帯から脱出できないことになる。

これは経験に反するし、理くつのうえでもおかしい。実際の取付け後(補強された状態)の振動を推定できても、それが有感か無感かは推定が難しく、人それぞれによっても異なるだろう。ともかく、先述したごとく若干の振動が残ることは避けられないので、精密実験室などは低層棟に納められているが、現地での取付け後の振動も試験をしてみたいと考えている。

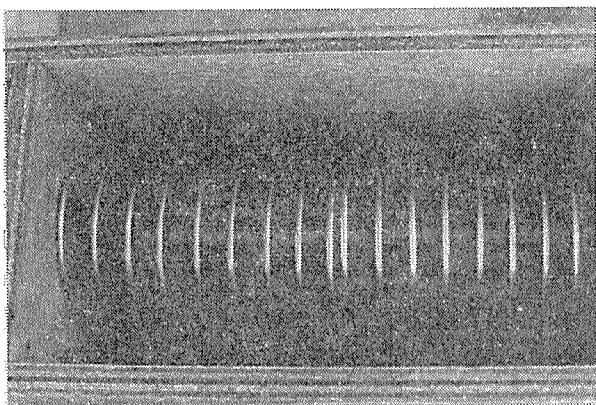
8. 施工法について

設計はこれまで述べてきたごとく、筆者としては自らプレストレスを実用し始めてから 20 年余になる経験と、細心の配慮に基づいて到達した結果であった。施工に対しても筆者なりの構想は抱いていた。まず、基礎工事と平行して PC プラントを造り、コア・シャフトの上部構造と平行してジョイストを造る。その頂上または足元に 2 台の揚重機 (旧式でもよい) を配置し、ギリシャ時代から実用されていたセミ滑車で力を増幅すると同時に、動きの微調整を可能にして、ジョイストを上 (屋根) から下へ順次リフト・アップする構想であった。これによって一棟分の取付けを終るまでは揚重機を移動しないで済む。工法も機械も、素朴で現地状況に適していると思っていた。ジョイストの両端をコア・シャフト面に沿って吊上げるということは、設計着手の時できることならば採用したいと考えていたスライディング・フォームと共通する工法である。そのため、端部接合も本体にアンカーされた小さな金物 (U 型の鉄筋を 2 本一組にして出す) の隙間をジョイスト側の金物 (1 本の U 型鉄筋) が垂直に通過できるように考案した。さらに、その金物どうしの孔の中に、現場当りでちょうど一杯になるように細い鉄筋の束を挿入し、かなり大きい施工誤差に対応できると同時に、金物間の曲げと剪断に耐えるという案である (写真-7)。いかに鉄の貴重な国でも、日本の戦後に見られたごとく、スクラップにされる細物の鉄筋の切れ端は現場でたくさん発生するから、それを活用しようというものであった。この素朴な金物による接合詳細は強度的粘りもあり、ジョイスト断面内にほぼ納まるので、外観上もすっきりしたものになるはずであった。

この構想が全面的に後退したことは、筆者には残念なことである。施工技術指導に当たって頂いた鹿島建設の担当者の方から、この工法は難しいので、顎掛け工法に変えて欲しいという要望が出された。つまり、コア・シャフトからジョイストの両端を受けるコンクリートのブラケットを 50 cm ほど突出させ、その上に仮受けして端部の接合をする。接合法も一部を除いて重ね継手をスパイラルで補強したい (写真-8)。建方時の安全性を優先したいという要請である。

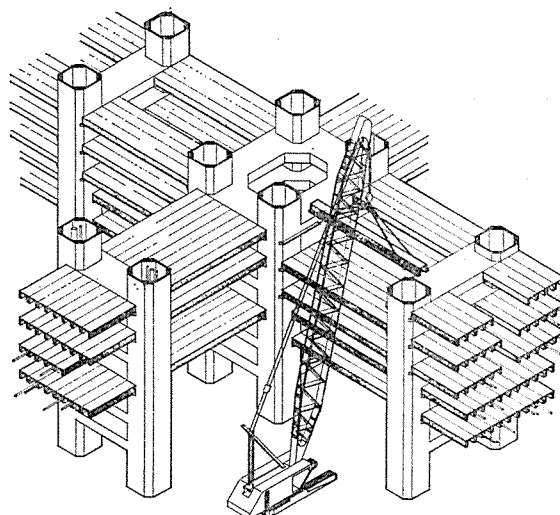


写真—7



写真—8

この考えは設計の根本仮定にフィードバックする重大な提案で、この顎のために、まずスライディング・フォームは完全に命脈を絶たれた。第2にジョイストのリフト・アップも断念して吊上げ工法に超大型のP&Hを必要とし、現地状況に合わなくなる。ジョイストの重量は標準のものでも16tonもある。それを吊上げた超大型の機械が動きまわるためには足元の仮設補強も大変なことになる（このことは後に設計された、地下室を持つ医学部・病院棟で一層大きな問題となってきた）。第3に、出来上りの外観にも顎が見えてくる。しかし、丹下先生も施工上の問題ならやむを得ないということで納得された。それ以上、筆者が施工に関して責任をもつことはで



図—9 PC ジョイストの架構

きないので、原案は撤回しないにしても、実施設計に際して施工を考慮した変更は、施工指導者が責任を持ち、建築家の丹下先生が認められる以上、筆者は黙認せざるを得なかった。もうひとつの重要な変更があった。構造計画の第1目標は建物をできるだけ軽量化すること、特に床の軽量化を図るべきことを前に述べた。原設計では、ジョイストのスラブ部分の厚さを8cm（均しモルタルを含めれば11cmにもなる）としていたが、これも施工上の要請で10cmに変更された。その他の細かい若干の変更はともかく、以上の2点だけについては、筆者としては構造計画の本質に関する問題だけに、今でも釈然としない点が残ってはいる。しかし、原案が施工上困難であるという“歪定”の裏には、これらの変更を受入れることによって、より容易に工事が実現できることを意味するであろう。国内とは勝手の違う海外工事のことゆえ、なによりも確実で安全な施工法を優先したいという要望は当然のことでもある。このような技術上の困難ばかりでなく、現場には予想以外の諸種の不便と難問が山積している。それらを克服しながら、着々と工事を進めておられる現地の関係者の方々に感謝し、その御健康と御成功を心からお祈りする次第である。