

実大カーテンウォールの振動実験

渡 辺 清 治 此 上 典 文
島 口 正三郎

Vibration Tests of Precast Curtain Walls

Built on a Steel Test Frame Structure

Seiji Watanabe Norifumi Konoue
Shosaburo Shimaguchi

Abstract

A two-story, two-bay steel frame model having full-size precast concrete panels was subjected to vibration along its X, Y and D (45° diagonal) axes by means of a vibration generator placed on top of the model. These vibration tests were intended for obtaining basic data on the effects of precast concrete panels on the vibration characteristics of a highrise building and for ascertaining in detail the behaviors of the panel fastening system.

概 要

サンワ東京ビルは、純鉄骨造25階建（3階以下はSRC造）の高層ビルである。当ビルの高層部の一部を対象としたPC外装パネルの総合実験（耐震、耐風圧、水密性能）を実施し、現在高層建築における構造設計上の問題点であるカーテンウォールとしてのプレキャストコンクリートパネルの動的挙動および構造体におよぼす影響、また、PCパネルの剛性、減衰評価などに関する実設計への基礎的資料を得た。

本報告は、2層2スパンの実大モデルを設計製作し、起振機による面内、面外、斜め45度方向の強制振動実験結果についての考察をおこなったものである。

1. まえがき

P.C外装パネルは、金属性のものと比較して、面内剛性が高く、質量が大きく、材質的には靱性に乏しいものである。このようなP.C外装パネルの耐震性について、著者らは数年来、当所の大型振動台および衝撃装置を用いて、1層1スパンの実大モデルについて、各種の実験、解析を進めてきたが、今回さらに拡張して、2層2スパンの実大モデルを設計製作し、屋階に設置した起振機（BCS-A型）による水平方向の強制振動実験を実施したので、その結果について報告する。

2. 実験用フレームの概要

本フレームは、総数90本の角型鋼管によって床が支持されている剪断変形型の2層2スパンフレームであり、加振点の選定により、並進振動やねじれ振動が生じるように設計されている。長辺、短辺、斜め45度方向を以下それぞれX、Y、D方向と呼ぶことにすると、X、Y、D各方向とも振動性状が同一となるが、実測結果では、柱-梁接合ディテールの影響もあって、各方向とも若干の差異がみられた。図-1、2、3はそれぞれ実験用フレームの全景図、平面図、断面図を示す。



図-1 実験用フレーム全景

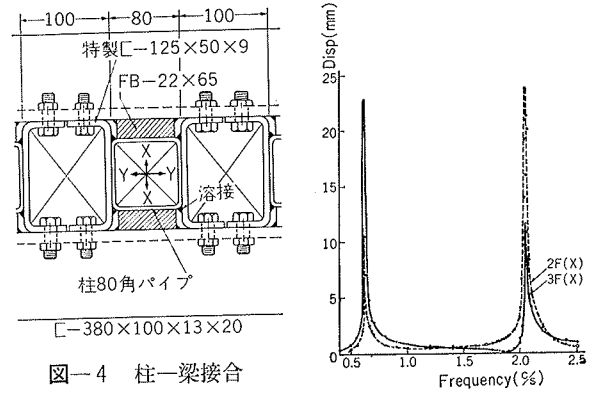


図-4 柱-梁接合

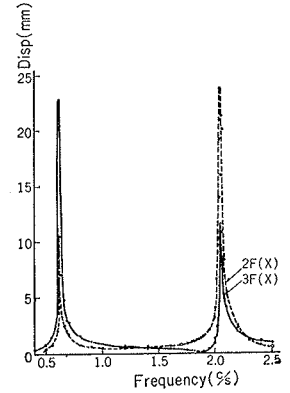


図-5 共振曲線

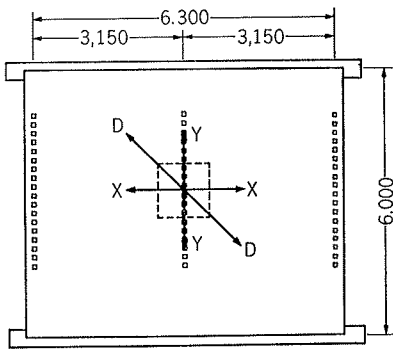


図-2 平面図

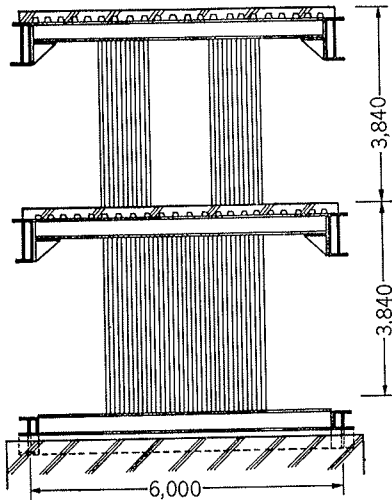


図-3 断面図

2.1. フレームの仕様

- 階 高：3m84cm
- スパン：3m15cm
- 床形状：6m30cm×6m（軽量コンクリート）
- 柱の形状：□-80×80×3.2 (SS41鋼材)
- 柱の本数：1層54本（18本×3列）
2層36本（12本×3列）
- 基礎：10m×9m×1.5m
（普通コンクリート）

加振点：屋階スラブ中央とY方向に1m20cm寄りの個所

2.2. フレームの振動特性

図-5は、X加振時（M=20kg・m）の共振曲線である。

図-6は、Y方向人力加振による自由振動記録波形である。表-1に振動特性の理論値と実測値の対応を記す。尚、値はY方向のものである。

	実測値	理論値
1層パネ定数(t/cm)	—	2.59
2層パネ定数(t/cm)	—	1.73
1次固有振動数(Hz)	0.62 (M=50kg・m) 0.91 (人力加振)	0.91
2次固有振動数(Hz)	2.05 (M=20kg・m)	2.27
1次減衰定数(%)	1.6	—
2次減衰定数(%)	0.5	—

モード	1	1	1	1	1	1
	1次	2次	1次	1次	1次	2次
	(X方向)	(X方向)	(Y方向)	(X,Y方向共)	(X,Y方向共)	(X,Y方向共)
	実測 (M=20kg・m)	実測 (人力加振)	実測 (人力加振)	計算値	計算値	計算値
	0.46	2.04	0.51	0.43	0.50	2.13

表-1 振動特性

2.3. 要約

固有振動数が1次0.91Hz、2次2.05Hz、減衰定数が1次1.6%、2次0.5%の剪断変形型の2層2スパンフレームである。

減衰定数は、基礎、地盤の影響で、2次の方が1次よりも小さくなっている。

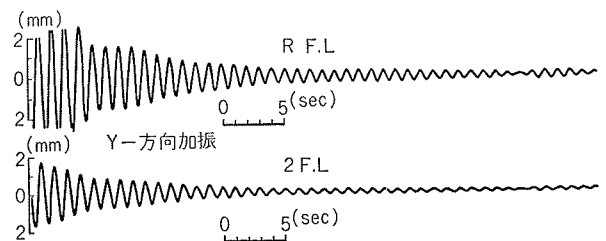


図-6 人力加振による自由振動波形

3. 実大カーテンウォールの強制振動実験

3.1. 実験概要

本実験では、外装材の最も不利な状態での耐震性能の安全性を確認するために、前述した実験用フレームの片側にのみ実大 P.C 外装パネル（柱型、梁型がそれぞれ6体、4体）および鋼製サッシュ、ガラス等を実施設計と同一ディテールで取付け（以下これを実験装置と呼ぶ）、この装置の強制ねじれ振動実験を実施した。図一七に実験装置の全景を示す。

3.2. PC パネルについて

PC 外装パネルは、花崗岩を打ち込んだ P.C パネルで、パネルを回転させることによって地震時の構造体の層間変位に追随させる、いわゆるロッキングタイプの取付けディテールを採用している。尚、重量は柱型、梁型各1体につき2.80ton, 1.47tonで、(株)ショックベトン・ジャパンの製品である。

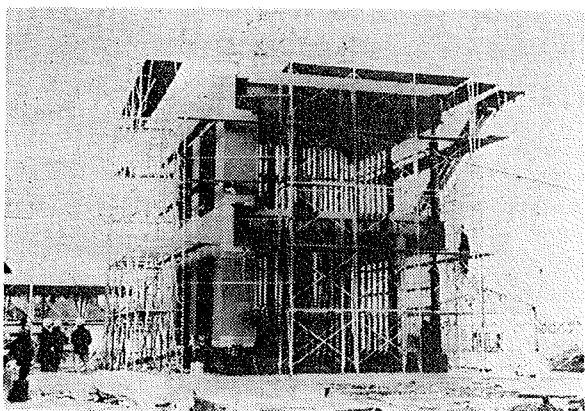
3.3. 実験結果

XおよびD方向加振実験では、外装材が付加されたために、重心と剛心が一致せず、ねじれ振動をおこし、特にD方向加振では、X、Y各方向の振動に近い状態も加振振動数の変化に伴って発生した。

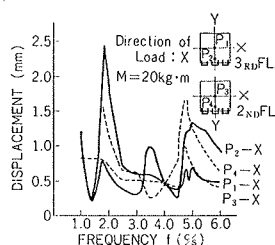
Y方向加振では、重心と剛心が加振力線上にあって、典型的な2質点系の振動性状を示した。

図一八～一三に、X、Y、D加振時の共振曲線を、図一四にD加振時の各階床変形図を示す。表一に、固有振動数と共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数を記す。

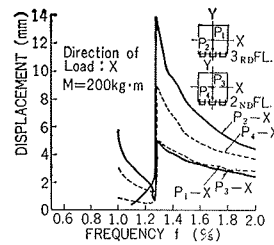
PC パネル自体およびその取付けディテールが大きく影響すると考えられる剛性問題に対しては、起振機の偏心モーメントが同一（20kg・m）時の実験用フレームと実験装置の各固有振動数の相違から2質点モデルについて外装材の面内剛性を求め、実験装置を図一



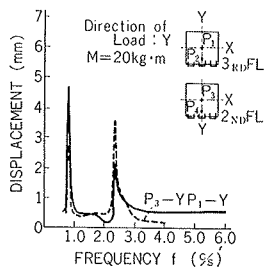
図一七 実験装置全景



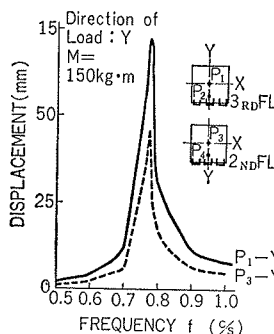
図一八 X方向(M=20)



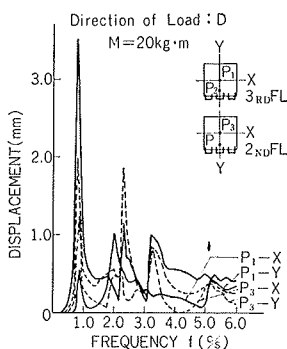
図一九 Y方向(M=200)



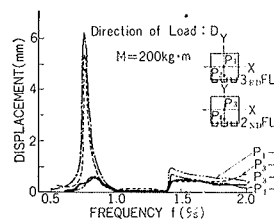
図一十 Y方向(M=20)



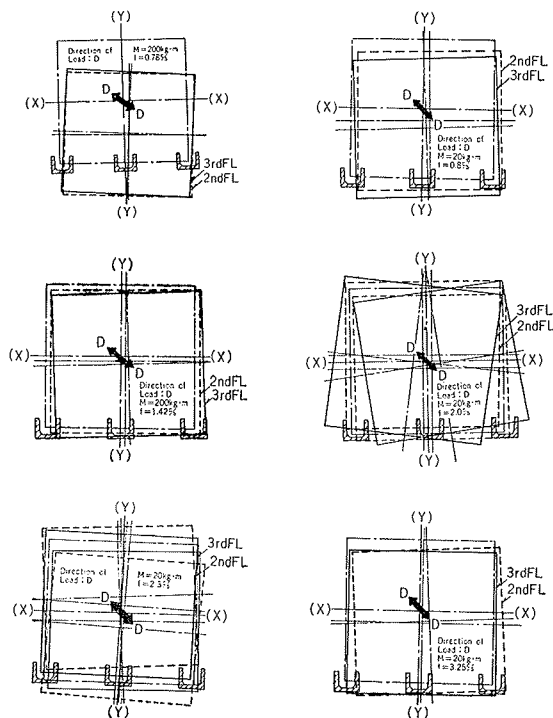
図一十一 Y方向(M=150)



図一十二 D方向(M=20)



図一十三 D方向(M=200)



図一四—(1) D方向加振時床変形図

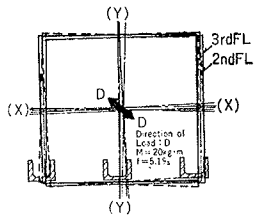


図-14-2) D方向床変形

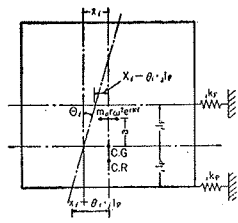


図-15 実験装置モデル化

15のようにモデル化して、2質点系ねじれ振動理論に基づいて、(1)式の運動方程式を導いた。

$$\begin{aligned}
 m_R \ddot{x}_R + A(x_R - x_2) + C\theta_R - D\theta_2 &= m_0 r \omega^2 \sin \omega t \\
 m_2 \ddot{x}_2 + Bx_2 + E\theta_2 - A(x_R - x_2) - C\theta_R + D\theta_2 &= 0 \\
 J_R \ddot{\theta}_R + F(x_R - x_2) + G\theta_R - J\theta_2 &= a m_0 r \omega^2 \sin \omega t \\
 J_2 \ddot{\theta}_2 + Kx_2 + H\theta_2 - F(x_R - x_2) - I\theta_R + J\theta_2 &= 0
 \end{aligned} \quad (1)$$

ここで

$$\begin{aligned}
 A &= {}_2k_P + {}_2k_F, \quad B = {}_1k_P + {}_1k_F \\
 C &= {}_2k_P \cdot R l_P - {}_2k_F \cdot R l_F, \quad D = {}_2k_P \cdot {}_2l_P - {}_2k_F \cdot {}_2l_F \\
 E &= {}_1k_P \cdot {}_2l_P - {}_1k_F \cdot {}_2l_F, \quad F = {}_2k_P \cdot R l_P + {}_2k_F \cdot R l_F \\
 G &= {}_2k_P \cdot R l_P^2 - {}_2k_F \cdot R l_F^2, \quad H = {}_1k_P \cdot {}_2l_P^2 - {}_1k_F \cdot {}_2l_F^2 \\
 I &= {}_2k_P \cdot R l_P^2 - {}_2k_F \cdot R l_F^2, \quad J = {}_2k_P \cdot {}_2l_P \cdot R l_P - {}_2k_F \cdot {}_2l_F \cdot R l_F \\
 K &= {}_1k_P \cdot {}_2l_P + {}_1k_F \cdot {}_2l_F
 \end{aligned}$$

尚、 $ik_F, ik_P (i=1, 2)$ はそれぞれ i 層のフレームだけのバネ定数および外装材だけのバネ定数を表わし、 $jl_F, jl_P (j=2, R)$ は、装置の重心からの j 層におけるバネ支点距離を表わす。

当所のアナログ計算機(MELCOM EA-7250)を使用して、(1)式を基に図-16の共振曲線を得た。今回の解析では、振動数特性を対象としたため減衰項は考慮していない。

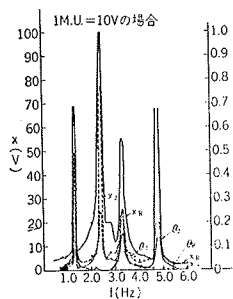


図-16 共振曲線の理論値

図-8と図-16のピークをなす振動数に関しては、低振動数時では、基礎、地盤の影響などによる相違が認められるが、高振動数時に於てはよく一致している。

Y方向加振では、外装材の面外剛性を考慮せず、質量のみが振動性状に影響を及ぼすと仮定した場合の各次固有振動数の計算値は、 $f_1=0.7\text{Hz}, f_2=1.78\text{Hz}$ 、面外剛性を考慮し、すなわち1層で 3.16t/cm 、2層で 3.71t/cm のバネ剛性を加算した場合、各次固有振動数の計算値は、 $f_1=1.10\text{Hz}, f_2=2.96\text{Hz}$ となる。

次に、共振振動数と減衰定数との関係を図-17に示す。高次振動ほど減衰定数が小さくなる傾向がみら

れるが、前述の固有振動数の実測値と理論値の対比において、高次振動数時の方がよく一致していることにも対応する。基礎のロッキングおよび基下逸散減衰等の影響が非常に大きいといえよう。

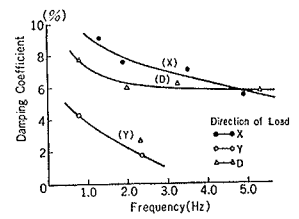


図-17 f-h関係

実験装置の強制振動実験終了後、外装材の解体を以下のステップ順に行ない、その都度X方向の振動実験を実施した。

- ステップ 1: 実験装置から PC パネル間のコーキングを切断除去
- ステップ 2: 実験装置から、さらに鋼製サッシュ・ガラス等を除去

図-18, 19に各ステップにおける共振曲線を示す。外装材除去による実験装置の共振振動数の低下が確認された。

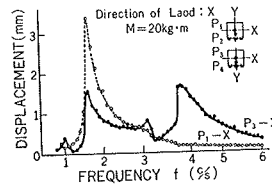


図-18 ステップ 1

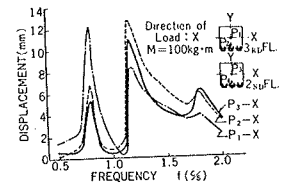


図-19 ステップ 2

4. 実大カーテンウォールの自由振動実験

解体前の実験装置をX方向に所定の変位(屋階変位 60mm , $R=1/125\text{rad}$.)まで引張り、瞬時に張力を解放して自由振動実験を実施した。図-20に測定波形を示す。この結果、1次固有振動数は 0.91Hz 、減衰定数は $4\sim 4.5\%$ を得た。

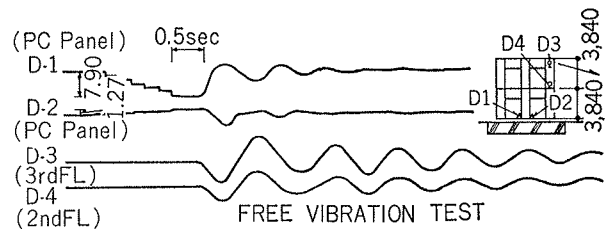


図-20 自由振動波形

5. 実大カーテンウォールの静的加力実験

2層頂部変位が 100mm (部材角 $1/75$)まで、 10mm 間隔で10段階について実験装置を静的加力し、図-21の荷重-変位曲線を得た。PC 外装パネルの取付けディテールが図-22に示すようなロッキング方式では、PC パネルの剛性は静的加力においては殆んど関与せ

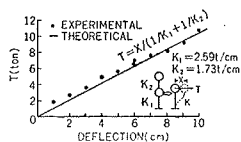


図-21 荷重-変位

ず、構造体の支持柱の剛性のみで計算した荷重-変位関係にあることがわかった。なお、小変形時には外装材の剛性効果もみられるが、これは PC 外装パネルよりも鋼製サッシュ、ガラス等の要素の方が大きく作用していると考えられる。

次に、各加力段階毎の PC 外装パネル間の目地幅、およびパネル支持金物 (U ナット) の浮き上がり幅の測定値を図-23~25 に示す。太線の理論値とは、よく一致するものである。

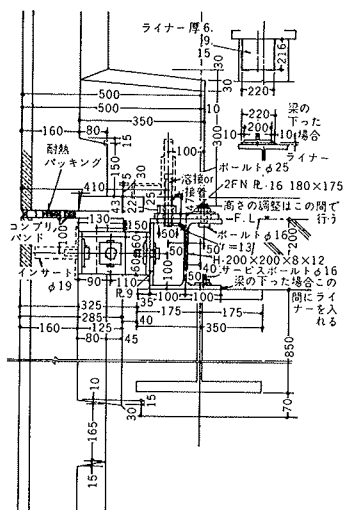


図-22 Uボルト詳細

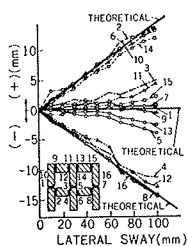


図-23 目地幅

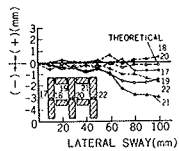


図-24 目地幅

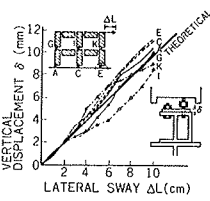


図-25 U ナット

6. まとめ

強制振動実験では

- 1.) 面内加振では偏心荷重のため、ねじれ振動が顕著であり、4ケの共振振動数があらわれ、
- 2.) P.C パネルの面内剛性は1層で 12.2t/cm、2層で 13.3t/cm と実験用フレームのバネ定数に比して非常に大きく、減衰定数も1次で約9%と大きい、振動数が高くなるに伴って逆に、小さくなる傾向がある。
- 3.) また、基礎・地盤の影響の小さい範囲では、今回のモデル化程度で理論値ともよく対応する。
- 4.) 面外加振では、ねじれ振動を伴わない典型的な2質点系の挙動を示し、

DIRECTION OF LOAD	FREQUENCY (%)	DAMPING COEFF(%)	M(kg·m)	MODE
X	1.28	9.0	200	1 st (X) + Torsion
	1.90	7.6	20	1 st (X) + Torsion
	3.50	6.9	20	2 nd (X) + Torsion
	4.90	5.8	20	1 st (X) + Torsion
Y	0.78	1.6	150	1 st (Y)
	0.78	4.3	20	1 st (Y)
	2.36	1.8	20	2 nd (Y)
D	0.78	1.8	200	1 st (Y) + Torsion
	0.80	7.8	20	1 st (Y) + Torsion
	1.42	-	200	1 st (D)
	2.0	6.0	20	1 st (X) + Torsion
	2.3	2.7	20	2 nd (Y) + Torsion
	3.25	6.2	20	2 nd (X) + Torsion
	5.1	5.9	20	1 st (X), 2 nd (Y)

表-2 共振振動数と減衰定数

- 5.) P.C パネルの面外剛性は小さい。
- 6.) 減衰定数も、面内、斜め 45 度加振に比して、1/3~1/2程度である。
- 7.) 斜め 45 度加振では、加振振動数の変化に伴って、面内、面外方向の振動状態も発生することが判明した。
- 8.) 強制振動実験で得られた固有振動数と減衰定数を表-2 に示す。
自由振動実験では
- 9.) $f_1=0.91\text{Hz}$, $h_1=4\sim 4.5\%$ を得たが、 f_1 はフレームのみの f_1 とほぼ同じである。2.) の結果と併せて考えると、ロック方式では、継続時間の長い振動時には、P.C パネルの剛性が大きく作用する。
静的加力実験では
- 10.) 荷重-変位関係は、PC パネルの取付けディテールが大きく影響し、今回のロック方式では、構造体の支持柱の剛性のみに関与している。
- 11.) また、PC パネル間の目地等に関しては、ほぼ理論どおりである。
- 12.) 実験全体を通じて、本 P.C 外装パネル等の耐震性能の安全性が確認された。

7. むすび

P.C 外装パネルの耐震性に関する今回の実験結果は以上の如くであるが、今後さらにデータの集積、解析をおこなって、定性的、定量的に把握する一方、地盤の影響をも含めた解析をおこなう予定である。

最後に、(株)三和銀行ならびに(株)日建設の各位に感謝の意を表します。また、本実験に際し、終始助言と指導を得ました当研究所中川次長に謝意を表します。