

プレキャスト・コンクリート・カーテンウォールの耐震性について

渡辺清治
島口正三郎

概 要

最近、高層建築の外装材として、比較的重量のあるプレキャスト・コンクリート・カーテンウォールが採用されている。このような外装材に対し、予想される大地震時の耐震安全性が要求される。外装材パネルの問題点としては、1) 外装材自体の強度および剛性の問題、2) 構造体との取付支持方法と二次部材としての追随性の問題、3) 外装材を取り付けることによって構造物の振動特性におよぼす影響の三つの複合的な問題に帰着する。このことを考慮しながら、電気油圧式振動台上に架構フレームを製作し、実大パネルの動的耐震試験を行なった。外装材の耐震性という問題に対しては、取り付け支持方法が最も重要な問題点であることが判明した。また取り付け方法が単に荷重としてのみ働くのか、復合振動体として働き、さらに制振機構となるか否やを決定する。

1. 地震に対する層間変位の考え方

外装材の耐震性を述べる上において、地震時の層間変位としてどの位のものをとれば安全であるかを考えてみると、カーテンウォール等の二次部材に対して、

耐震設計の上で、今日一般に考えられていることは、次のごとくである。ときどき起る中程度までの地震に対しては施工上損傷することも個々のパネルが乱れることも許されないが、関東大地震、福井大地震のような大地震に対しては、崩壊するような致命的損傷は許

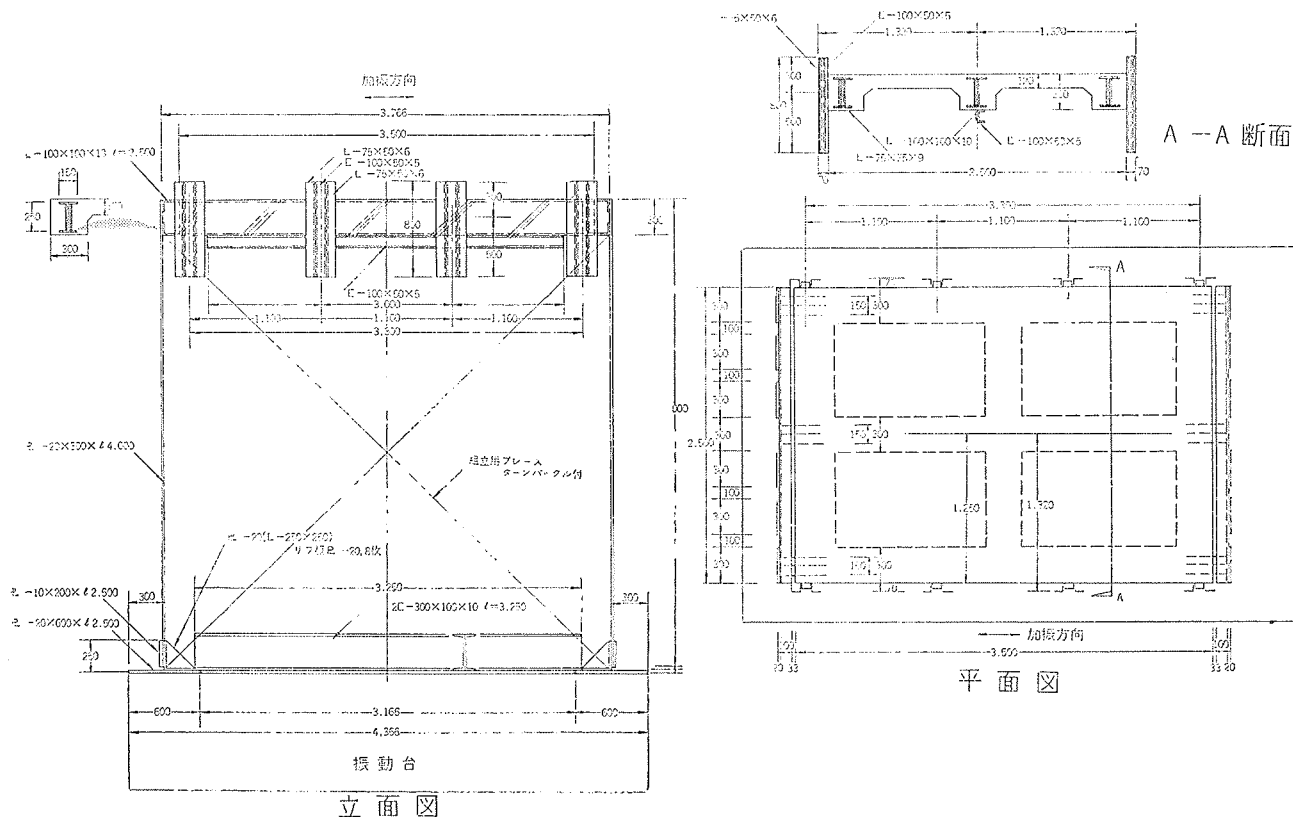


図-1 試験装置

されないが、多少のひびわれが生ずることは許すという考え方に立っている。このようなことから、カーテンウォール等の外装材は地震に対して $1/300$ 程度までの層間変位を受けた場合には、損傷があってはならない。

また層間変位 $1/150$ 程度のものに対しても主要部は破損したり、脱落することのないようにしなければならない。以上のことより、地震時の層間変位量としては、鉄筋コンクリート造の場合には8~12mm、純鉄骨の場合には15~25mm位考えなくてはならない。

2. 試験装置

試験装置は図-1、図-2に見るように電気油圧式大型振動台(4,366×3,166)を基盤として、この上に自由長さ3.5mの軟鋼製板バネ、片面6枚、両面合計12枚を柱として、鉄骨入りの上層スラブ(2,500×3,500×300)を支持する構造である。

試験装置に振動台を使用するため、板バネの変形はスラブの長辺方向一方向に規制されるから、スラブは長辺方向のみの振動を行なう。

カーテンウォール等外装材の試験体は、一般に平面内の変形が問題とされるから、試験装置の側面、すなわち加振方向と直角な方向に試験用パネルを取り付けて面内方向の振動による強制変位が与えられる。また板バネと同じ面にも試験体を取り付けて、面外方向の振動による影響もわかるようにしてある。

この装置の特徴の一つとして、上層スラブの重量、板バネの剛性を変えることにより、架構フレームの固有振動数を実際の構造物の固有振動数に合わせ、実大パネルを任意の時間、任意振幅で振動させることができることである。

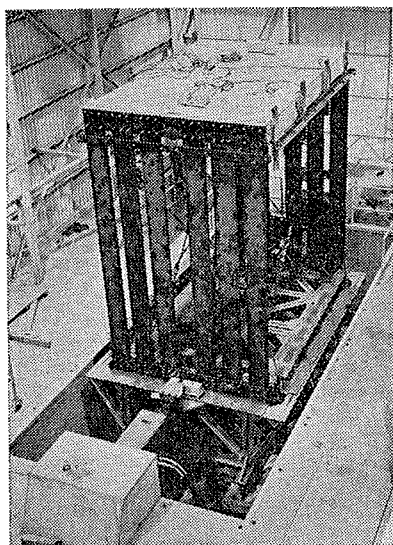


図-2 試験装置

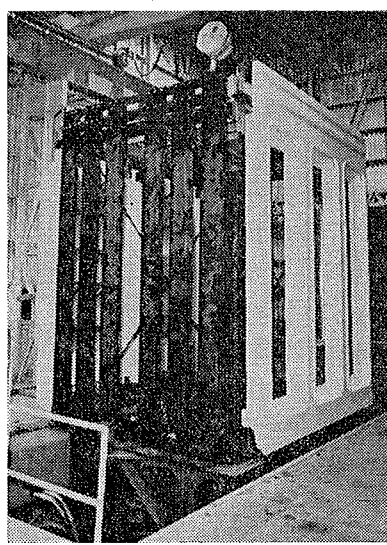


図-3 ショックベトンパネル、耐震実験

この装置は一応高層ビルの一次固有振動周期に大体近い長周期で動的振動試験を行なうことを目的としている。

試験装置側面のブレースは実験を行なわないときの安全のため附加したものであり、実験時には取りはずすものである。

試験装置の振動特性を示すと、次のとおりである。

i) 電気油圧式大型振動台の特性は所報 No. 1 p.60 に示されている。

ii) 架構フレーム総重量: 8,581.6 kg

コンクリート総重量: 2,844.0 kg

鋼材総重量: 5,737.6 kg

iii) 上層スラブ重量 3,748.0 kg

iv) 質量: $m=W/g$ 4.97 kg sec²/cm

v) 板バネのバネ常数: k 144.0 kg/cm

vi) 固有円振動数: $w=\sqrt{k/m}=5.38$ rad/sec

vii) 固有振動数: $f=w/2\pi=0.856$ c/s

viii) 固有周期: $T=1/f=1.17$ sec

この架構フレームの共振曲線を描くと図-4のごとくなる。これより実測固有振動数を求むると $f=1.1$ c/sとなる。

3. 試験体

試験体としては、形状・寸法の異なる窓タイプと壁タイプのショックベトン・パネルを使用した。

3.1. コンクリートの性質

4週圧縮強度: 400~500 kg/cm² (骨材セメントの種類、調合によって異なる)

スランプ: 0~2 cm

3.2. コンクリートの打込み

コンクリートの締固めには、在来のバイブレーション方式とは異なる強力、高性能のショックテーブルを用いてある。

3.3. 形状・寸法

試験パネルの形状・寸法と架構フレームへの取り付け方法については図-5~図-13に示す。

4. 試験方法

試験方法としては、次の2つの方法をとった。

- 1) 周波数特性について、振動台変位を一定とし、周波数を変化させていく方法。
- 2) 相対変位に対して、フレ

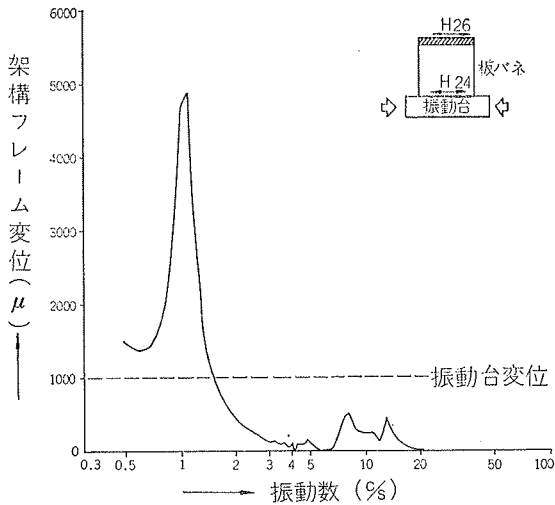


図-4 架構フレーム振動特性

ームと実在建造物の固有周期が一致する場合には、共振周波数において振動台変位を増していく方法をとった。固有周期が一致しないとき、共振周波数以外で相対変位をとることは台の変位を十分とらなければならないので相対変位が限定される。そのためできるだけ架構フレーム+試験体の架構は実在周期と一致させる方法をとっている。

試験体の取り付けは、試験体を両面に取り付けアンバランスな荷重としない方法をとっている。取り付け状態については 図-5~13 に示した。

5. 試験結果

ショックベトン・パネルの耐震性については、

1) 最大層間変位

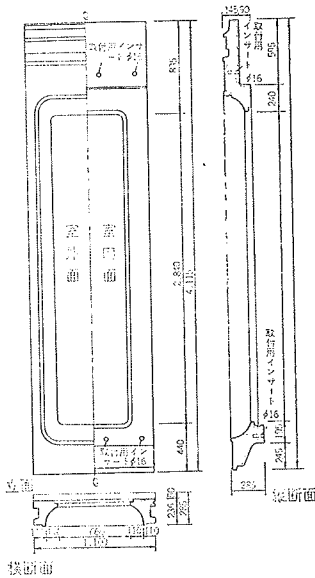


図-5 A型パネル形状図

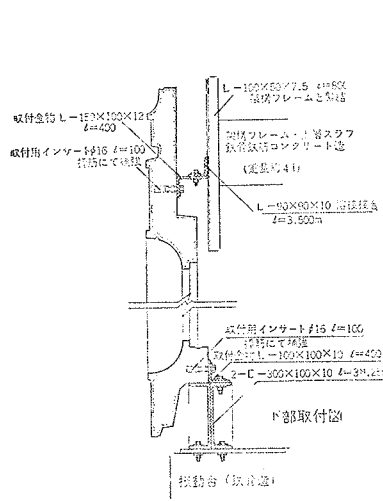


図-6 A型パネル取付図

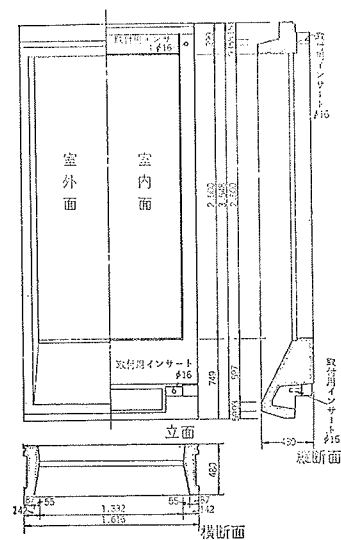


図-7 B型パネル形状図

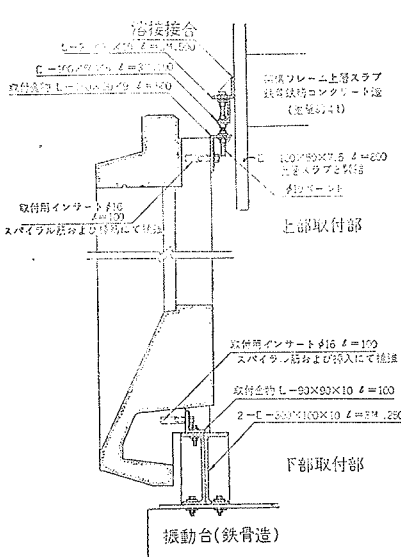


図-8 B型パネル取付図

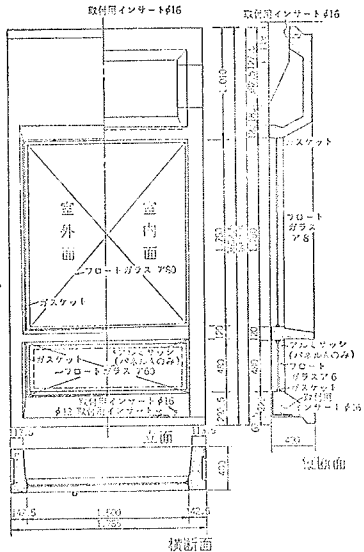


図-9 C型パネル形状図

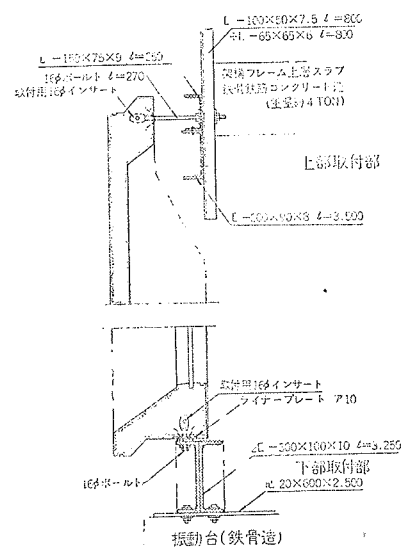


図-10 C型パネル取付図

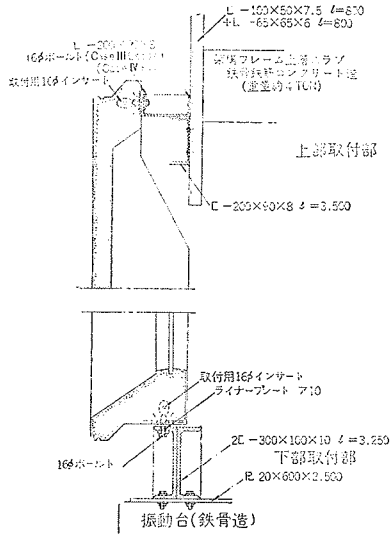


図-11 C₂型パネル取付図

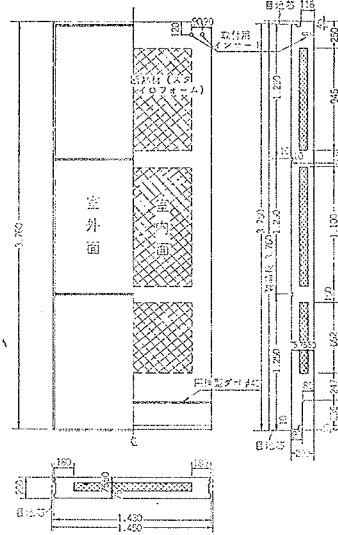


図-12 D型パネル形状図

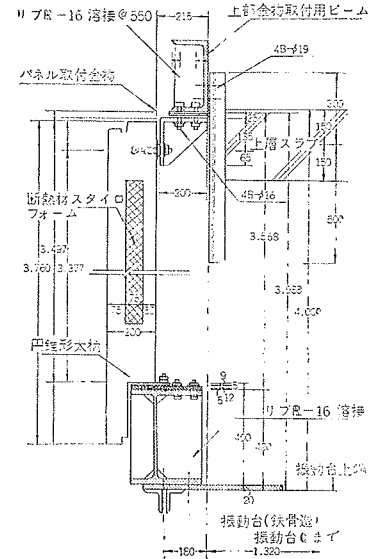


図-13 D型パネル取付図

2) 最大加速度

のいづれかによって決められるものと考えられる。

形状・寸法の異なるパネルについて、ボルトの支持方法、取付金物を変えて行なった動的耐震実験結果について表-1に示した。表-1よりショックベトン・パネルは取り付け支持方法にも関係するが構造体のダンピング作用とおぼしき現象が現われている。

パネルの受ける加速度について、本実験の場合パネル上部の加速度はフレーム上加速度に比べ、単体パネル取り付け時で大体1.25~2.0倍の加速度を示している。しかし数枚連続して取り付けた場合には同程度かやや小さくなる傾向が現われている。

振動試験にともなう亀裂の発生状況については、各

試験段階の前後に観察した。その結果窓タイプのA、B、C型パネルでは最大層間変位付近において開口部に亀裂発生の現象を見た。しかしながらその後破壊を目的として数回の加振を試みたが破壊するまでに至らなかった。壁タイプのD型パネルでは剛性、支持方法の違いか亀裂の発生は見られなかった。また外装材の取り付け施工上最も注意しなければならない個々のパネルの乱れ、目地のコーキング材の切断現象は現われなかった。

自由減衰振動試験(引張・切断)よりC型パネル自体の固有周期を求めると、 $T=0.0962 \text{ sec}$, $f=10.4 \text{ c/s}$ を得る。このときの記録を図-14に示した。

A型パネル取り付け時における振動台加速度に対する各測点の加速度を比の形で図-15に示し、このときのパネル表面の歪による共振曲線を図-16に示した。図-16、図-17から2.35 c/sの共振点近くにおいて、凹面のある現象が見受けられる。この現象のときには、A型パネルの場合は、パネル取り付け部に12~16mmのスベリが見受けられたが、B型パネルではスベリは見られなかった。

6. 考察

耐震実験の結果について2~3の考察を行なうと、

1) パネル自体の問題については、亀裂の発生後相当な大変形にも追従するので、あまり大きな破壊現象はない。

2) 取り付け方法と取り付け部分の耐震安全性を考えると、取り付け部ボルト等に繰返しの曲げが生じるものはさきなければならない。3) のパネルの構造体におよぼす影響とも関連するが、取り付け金物、支持

形状	供試体重量 (tan)	固有振動数 (c/s)	最大層間変位 (mm)	最大加速度 (gal)	加速度比	備考
A型 パネル	0.93	2.35	±16.0	180	1.60	パネル 5枚取 付時
		5.00	±10.0	175	1.18	
B型 パネル	1.37	2.14~ 2.95	±15.8	230	4.90	
C ₁ 型 パネル	1.63	2.10	±10.5	(119)	4.55	
C ₂ 型 パネル		2.70	±13.0	(177)	1.72	
D型 パネル	1.50	3.00	±25.0	395.5	0.52	パネル 各2枚 取付
架構フ レーム		1.10				

註) 加速度比=フレーム上加速度/振動台加速度
最大加速度: フレーム上加速度を示す。

表-1 耐震実験結果

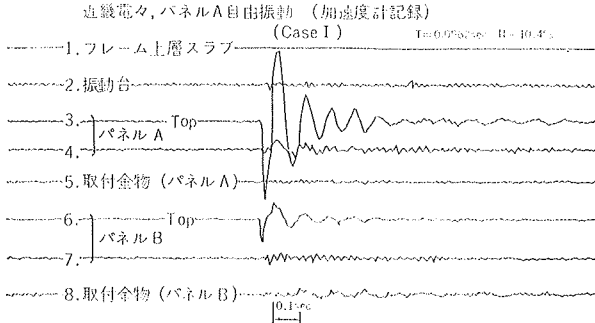


図-14 自由減衰振動試験

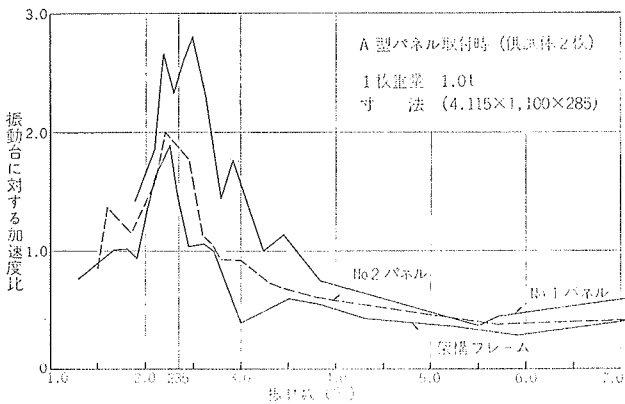


図-15 各点加速度

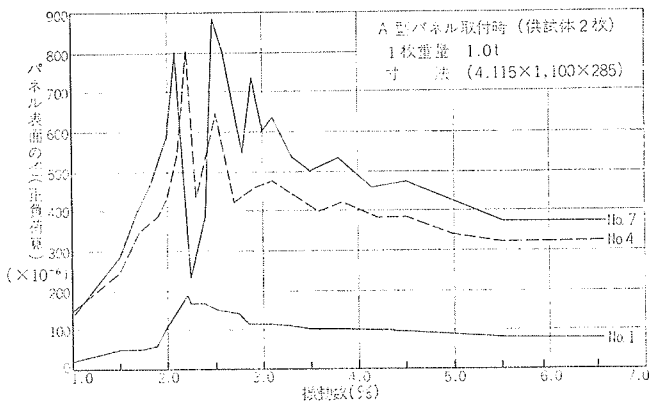


図-16 パネル表面の至/振動台加速図

方法に工夫を行ない。ボルトの締め付けを幾分ゆるくして、パネルにある程度のスベリを許すと上下層間の相対変位に対し、パネルの変形が緩和され亀裂が入りにくくなるという現象が見られる。

3) パネルが構造体におよぼす影響については、実在構造について荷重として各階床面積に比して決り、大体面積の大きなもので10%、小さなもので20%〜と大きくなって来る。したがって制振機構として作用する場合は相当の力となる。またそれと同様に周期性におよぼす影響はウェイトか剛性かという問題で微妙な所であるが、微小変形では剛性として作用し、大変形では制振作用の因となる。このようなことよりパネル

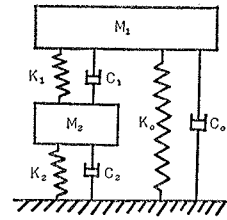


図-17 質点系

と構造体を図-17のごとき質点系と考えられる。

凹のある現象については上述の現象のあらわれと推察される。スベリはまた系の動特性による制振作用をすると共に過大な応力を伝えない一種の安全弁的役割をしている。実大構造物に

ついては、建物重量と外装パネルの重量、建物剛性とパネル取り付けのバネ系の関係について、この現象が左右されるものと考えられるが、ショックベトン・パネルのごとく重量のあるカーテンウォールを使用するときは、このような制振機構が期待できるのではないかと考える。これらの実大構造物についての研究は今後の課題としたい。したがってプレキャスト・コンクリート・カーテンウォールの耐震性としては、取り付け方法が最も重要な問題点であることが考えられる。なおインサート部分の地震時の耐力については、静的試験の結果から安全性が実証されている。

謝辞、本研究に際し、協力していただいたショックベトン・ジャパン K. K. 社の諸橋滋己氏に対し心から感謝の意を表します。