

耐震壁—フレーム連成効果に関する研究 (その2)

—連層耐震壁を配置した7層 3スパンモデルの静的・動的実験と応答解析—

小池 健仁 表 佑太郎
江戸 宏彰 武田 寿一

Investigations of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures (Part 2)

—Model Tests and Simulations of 3-Bay, 7-Storeyed Plane Structure—

Kenji Koike Yutaro Omote
Hiroaki Eto Toshikazu Takeda

Abstract

For the effective use of shear walls in seismic design of multistoried reinforced concrete structures, it is desirable to make shear walls and boundary beams yield in bending instead of in a shear type of failure. It may be necessary also to understand the inelastic behavior of the frame-wall structure during strong earthquake. Part 1 presented test results of bending failure-type shear walls. This paper presents the test results of four identical reinforced concrete frame-wall structures under dynamic and static loading. Each specimen was one tenth (1/10) of full size, and a 3-bay, 7-storied plane structure. A mathematical model was developed considering inelasticity of each member in an attempt to correlate the experimental results. Good correlation of overall behavior was achieved when an appropriate hysteresis and damping were used.

概要

鉄筋コンクリート造高層建物に連層耐震壁を利用し、じん性に富みかつ経済的な設計を可能とするためには、大地震時に耐震壁がせん断破壊しないように設計するとともに、周辺の柱—梁フレームと連成した時の終局状態に至るまでの挙動を把握しておく必要がある。前報(その1)¹⁾では既往の文献研究²⁾に基づき、曲げ破壊型に設計した独立耐震壁の正負繰り返し実験について報告した。本報告では、この曲げ破壊型耐震壁を7層3スパンのフレームに組み込み、実大に対して約1/10縮尺モデルを用いて行なった入力波の異なる3体の振動実験と1体の静的繰り返し水平加力実験、及び材軸直交分割法と剛塑性材端バネ法を併用した弾塑性フレーム解析法³⁾で静的・動的応答解析を行ない実験結果と比較、検討した結果について報告する。実験の結果、すべての部材を曲げ降伏型とした本構造は非常にじん性に富んだ構造である事が示された。また、応答解析結果は実験結果と良い対応が得られた。

1. 序

鉄筋コンクリート造建物に耐震壁を適切に配置することは建物の強度と剛性を高める上で重要である。そして、大地震時に架構全体が安定した挙動をするためには、耐震壁をせん断破壊させずに曲げ降伏させ十分な変形能を与えるべきである。本研究は高層鉄筋コンクリート建物を対象として地震時の連層耐震壁の応答挙動および周辺フレームとの連成効果を実験と解析によって把握し、曲げ破壊型の耐震壁を設計に有効に利用することを目的とする。

本報告では(その1)¹⁾で報告した曲げ破壊型耐震壁を7層3スパンの中央に組み込んだモデルの静的・動的実験と解析結果について報告する。

2. 実験概要

2.1. 試験体

今回、研究の対象としたのは7層3スパンで中央に連層耐震壁を配置した平面架構である。試験体は次の手順に従って設計した。

(1) 外力分布の仮定 地震時の外力分布としては、逆三角形分布、弾性1次モード、矩形分布などが考えら

れるが、ここでは逆三角形分布とする。

(2) 終局モーメントと終局せん断力 各部材の断面形状、配筋、材料特性および柱の軸力を仮定する。ここでは、梁のせん断力の影響による柱の軸力の変動は無視する。そして、材端の終局モーメントを計算すると崩壊機構が決まり、仮想仕事の原理あるいは力の釣合い条件式から架構の終局せん断力を得る。

(3) 外柱の負担せん断力 外力分布が決まっているので層せん断力が得られるが、不静定構造物であるために耐震壁と外柱のせん断力の負担の割合が決定されていない。そこで、梁の終局モーメントを上下の柱に剛比に従って分配し、材端モーメントから外柱の負担せん断力を決める。

(4) 壁の負担せん断力 層せん断力から外柱の負担せん断力を減ずることによって、壁の負担せん断力が得られる。

(5) 壁の配筋 壁は(その1)に示した通り広沢の推定式²⁾によって、終局時のせん断力とモーメントに対して曲げ破壊型となるように設計する。

(6) 外柱、梁の配筋 外柱、梁は日本建築学会の鉄筋コンクリート計算規準に従って、曲げ破壊型となるように設計する。

試験体は同一の4体からなり、このうち3体(D-1, D-2, D-3と呼ぶ)は振動実験に供し、残り1体(Sと呼ぶ)は静的繰り返し水平加力実験に供した。

試験体の形状・寸法・配筋を図-1に示す。寸法は実大に対して縮尺約1/10で、スパン54cm、階高32cmである。柱の断面は6cm×6cm、梁の断面は4cm×7cm、壁厚は2cmである。柱の主筋比 $P_g=1.4\%$ 、せん断補強筋比 $P_w=0.21\%$ 、梁の引張鉄筋比 $P_t=0.9\%$ 、せん断補強筋比 $P_w=0.21\%$ 、壁は縦筋、横筋とも $P_s=0.52\%$ である。

振動実験、水平加力実験とも図-1に示すように、柱・梁接合部に鋼板による錘をPC鋼棒で取り付けた。錘の重さは壁柱は1ヶ所264kg、外柱は143kgで合計5.7tonである。したがって、最下層の軸方向応力度は、壁柱で $\sigma=51.3\text{ kg/cm}^2$ 、外柱で $\sigma=27.8\text{ kg/cm}^2$ である。

試験体はすべて同時に製作した。型枠は木製とし、壁板部分は脱型が容易に行なえるように発泡スチロールを使用した。打設は平打とし、容量0.25m³の強制練りミキサーによって6度に分割して行ない、柱、梁、壁の試験部分はなるべく同一バッチから打たれるようにした。脱型は打設2週間後に行なった。脱型前は濡れむしろで養生し、脱型後は気中に放置し、約2週間散水養生を行なった。

使用した鉄筋の材料特性を表-1に示す。柱、梁の主

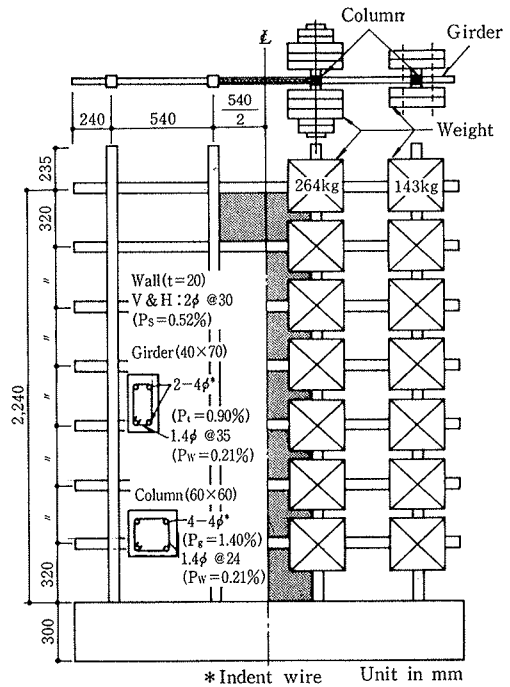


図-1 試験体

種類	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ³ kg/cm ²)	モルタルの材料特性			試験体
				圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ³ kg/cm ²)	圧縮強度時変位 (10 ⁻³)	
4φインデント	2810	3670	1.99	202	1.57	2490	D-1
2φ	2950	3850	—	254	2.02	2430	D-2, D-3
1.4φ	3250	4480	—	242	1.88	1930	S

表-1 鉄筋の材料特性 表-2 モルタルの材料特性

筋に使用した4φの4面インデントワイヤおよび2φ、1.4φの鉄線は降伏点3000kg/cm²前後を目標に焼純した。試験体のスケールが小さいためにコンクリートの代わりにモルタルとし、普通セメントを使用した。実験材令時の材料特性を表-2に示す。

2.2. 水平加力実験の加力方法と測定方法

水平力は7層、6層、5層と3層に加えたが、これらの比率は図-2に示すように、弾性1次モードによる層せん断力、転倒モーメントと大差がないように、1.0:1.0:0.57:1.09とした。

加力装置を図-3に示す。試験体は試験床に固定した

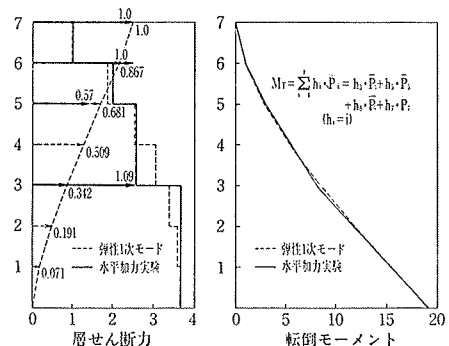


図-2 水平力分布

鉄骨製梁の上に4個の反力ブロックを載せ、9.2φのPC鋼棒16本で固定した。水平力は中央スパンに配置した連層耐震壁の梁部分にかけたが、加力点は鋼板で補強し、端部がピンとローラーになった鉛直方向の加力梁④と⑥（各裏表の2台）を介してPC鋼棒により張力を加えた。水平方向の加力梁③（計4台）で構面の表と裏の力を合わせ、加力梁⑤（計2台）で上下の力を合わせ、最終的に1本のPC鋼棒をセンターホール型のジャッキ（容量10ton）で加力した。この際、反力は試験床に固定した鉄骨製柱に取った。また、面外座屈を防ぐために、構面の表と裏に鉄骨製柱を立て、先端にローラーを取り付けたウデを出し、3層と6層の壁柱の錘に軽く接触させた。これは振動実験についても同様である。

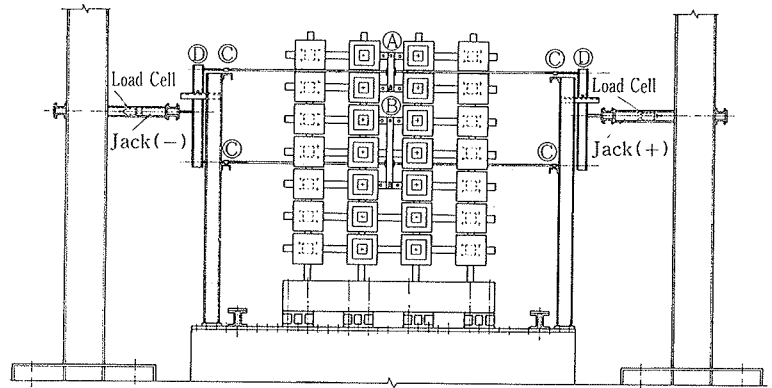


図-3 加力装置

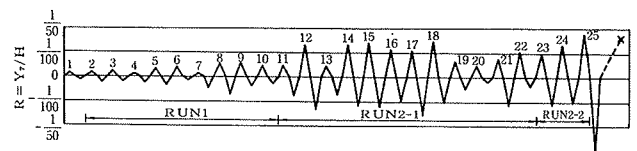


図-4 変位履歴

加力サイクルを図-4に示す。加力はすべて7層の変位制御で行なった。第1サイクルは変形角1/1000とし、第2サイクルからは試験体D-1の実験結果に基づき、応答波形から3ヶ所23サイクル半を繰り返す、その後、負側に部材角30/1000まで加力し、正側で最終破壊とした。

測定は荷重、変位、鉄筋のひずみ度について行なった。荷重は容量5tonの荷重計、正負各1台を用いて検出した。変位測定には電気抵抗式変位計とマグネスケールを使用し、各層の水平変位と各柱頂部の鉛直変位を測定した。柱、梁の危険断面の主筋および壁筋に検長1mmのワイヤストレーンゲージを貼付してひずみ度を検出した。

2.3. 振動実験の入力波と測定方法

3体の振動試験体それぞれの入力波形と入力方法は次の通りである。

(1) 試験体D-1 1968年十勝沖地震八戸港湾 NS記録、実時間約40秒間でRUN-1、RUN-2の2回行なった。RUN-2はRUN-1より入力加速度を大きくした。

(2) 試験体D-2 エンベロップ正弦波（図-19参照）を用い、入力周期はその時点での試験体の1次固有周期に相当するようにした。RUN-1～RUN-4の4回で、入力加速度を順次大きくした。

(3) 試験体D-3 1978年6月宮城県沖地震東北大1F・NS記録、約30秒間を時間軸で1/2に縮尺して、RUN-1、RUN-2の2回行なった。RUN-2の後半に、試験体の壁脚部が激しく破壊し、錘が面外座屈防止のウデにあたった。

なお、各試験体の弾性時に7層梁突出端をたたいて自由振動実験を行なった。また、試験体D-1では2回のRUNの各終了時に同様の自由振動実験を行なった。

測定は加速度、変位、鉄筋のひずみ度について行なった。加速度は振動台、ベーススラブの上端および各層の梁中央について、キャンティレバー型加速度計を用いて測定した。変位は1層、2層、3層、5層、7層の梁右側突出端と3層、7層の壁梁中央について、差動トランス型変位計を用いて測定した。鉄筋のひずみ度は、水平加力試験の測定点のうち、主な点を選んで測定した。データはすべて磁気テープに集録し、時間キザミ1/500秒でAD変換を行なった。

3. 解析方法

応答解析は材軸直交分割法と剛塑性材端バネ法を併用した弾塑性フレーム解析法³⁾で行なった。

3.1. 試験体のモデル化

試験体は図-5に示すように7層2スパンにモデル化する。連層耐震壁は線材に置換し、柱とともに材軸直交分割材とし、各分割材のモーメント～曲率 ($M \sim 1/\rho$) 関係、層のせん断応力度～せん断変形角 ($\tau \sim \gamma$) 関係について弾塑性復元力を仮定した。梁は材端バネで弾塑性を扱い、柱・梁接合部からの主筋の抜け出しによる付加変形を考慮してモーメント～回転角 ($M \sim \theta$) 関係を仮定した。柱・梁接合部のせん断変形は無視し、梁の軸方向変形はないものとした。

3.2. 復元力特性

仮定した復元力特性を図-5に示す。

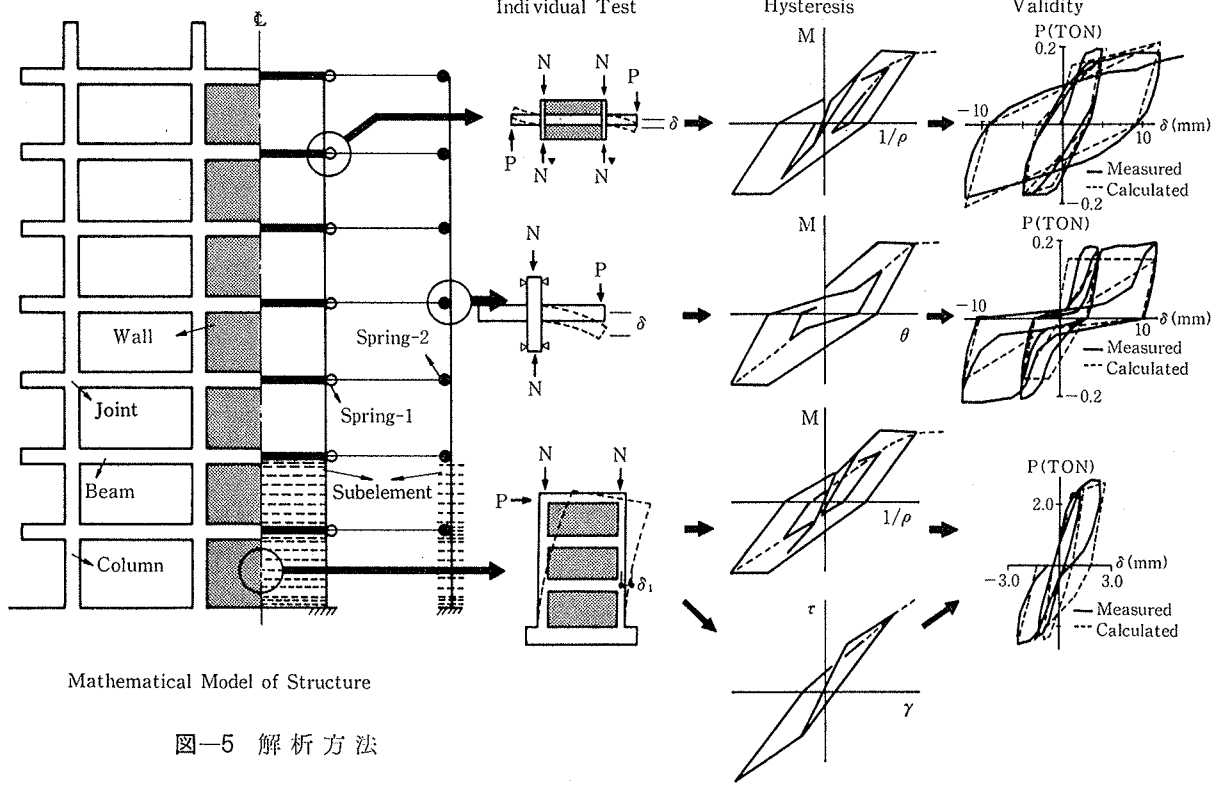


図-5 解析方法

壁、梁、柱の $M \sim 1/\rho$ 関係は e 関数法の計算結果に基づき、モデル化にあたっては、ひびわれモーメント M_c は次式で計算した。

$$M_c = (1.8\sqrt{F_c} + N/A_e) \cdot Z_e$$

$$1/\rho_c = M_c/E_c \cdot I_e$$

式中の F_c はコンクリート圧縮強度、 N は軸力、 A_e は鉄筋を考慮した等価断面積、 Z_e は等価断面 2 次モーメントである。降伏モーメントは、壁については多段配筋のために最外縁の鉄筋が降伏した後もモーメントが上昇するので、ひびわれ発生点と e 関数法による降伏点を結んだ延長線上に修正降伏点を設定し、梁と柱については e 関数法の計算値とした。壁、柱の復元力特性は Degrading Tri-linear (D-Tri) とした。

材端バネの $M \sim \theta$ 関係の算定にあたっては、引張鉄筋降伏時の平均付着応力度 $\tau = 25 \text{ kg/cm}^2$ (鉄筋応力は三角形分布) と仮定して抜け出しによる変形を求めた。材端バネの復元力特性は壁柱側の梁では D-Tri とし、外柱側ではスリップ型 D-Tri とした。

$\tau \sim \gamma$ 関係は独立耐震壁の実験結果より D-Tri とした。

以上の復元力特性のモデル化の妥当性は、本研究とは別に行なった独立耐震壁および境界梁の実験結果を参考に図-5 に示すように確認した。

3.3. 解析方法

静的応答解析は水平加力実験の第 8 サイクルと第 12 サイクルを選んで行なった。続いて、同じモデルを用いて動的応答解析を行なった。振動方程式は増分法により、

粘性減衰定数は弾性 1 次、2 次の各モードに対して 2 % と仮定し、その後は瞬間剛性に比例するものとした。試験体 D-1 は RUN-1 の 6 秒から約 4 秒間と RUN-2 の 7.2 秒から約 6 秒間、計 10 秒間について、試験体 D-2 は RUN-1~RUN-4 の各 2 秒間、計 8 秒間について、試験体 D-3 は RUN-1 の 1 秒から約 6 秒間について、時間キザミ 1/500 秒で計算を行なった。

4. 水平加力実験結果とその検討

4.1. 破壊経過と荷重～変形関係

実験と解析の破壊経過を図-6 に示す。実験では、柱・梁接合部に錘を付加したために梁端部のひびわれは観察できなかった。壁のせん断ひびわれ発生と材端の曲げ降伏(引張鉄筋のひずみ度から判定した)を記入した。解析では、左右のスペンで逆対称の破壊経過となっている。実験の最終破壊状況を写真-1 に、荷重と 7

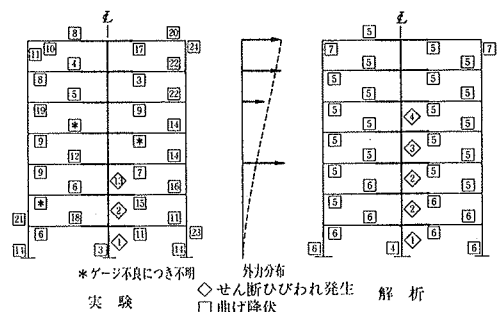


図-6 破壊経過の比較

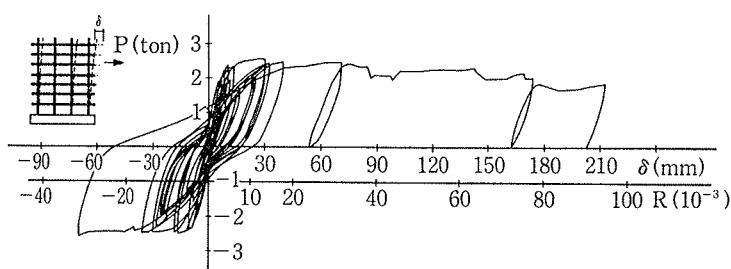


図-7 荷重～変形 (7層) 関係

層水平変位との関係を図-7に示す。

実験の破壊経過は次の通りである。第1サイクル $Q=0.99$ ton (7層変位をベース上端までの高さで除した変形角 $R=0.54/1000$) で壁柱脚部に曲げひびわれが発生した。第2サイクル $Q=1.60$ ton ($R=1.45/1000$) で1層壁にせん断ひびわれが発生し、変形が急激に増加し剛性が著しく低下した。これと同時に外柱脚部に曲げひびわれが発生した。第3サイクル $Q=1.86$ ton ($R=2.03/1000$) で壁柱脚部の主筋が引張降伏し、6層の梁端部でも主筋が降伏した。さらに、第6, 第8, 第9, 第11サイクルと変形が大きくなるにつれて梁端部の降伏箇所が増えていった。第12サイクル $Q=2.50$ ton ($R=7.61/1000$) で両方の外柱脚部の主筋が降伏し、 $Q=2.61$ ton ($R=13.3/1000$) で圧縮側の壁柱脚部に圧壊が生じた。この時の荷重2.61 tonは最大荷重である。第25サイクルの正荷重を除荷した頃から、壁柱主筋に座屈の傾向が表われ始めた。負荷重時には座屈が著しくなり、圧縮側壁柱頂部の鉛直変位(図-12参照)も $Q=-2.0$ ton ($R=-11/1000$) 頃から沈下が大きくなっているが、変形角 $-30/1000$ まで耐力は全く低下しなかった。最終サイクルの変形角 $30/1000$ 頃から壁脚部の圧壊および壁筋の座屈が生じたが、荷重低下はわずかで、変形が増加するにつれて壁脚部の圧壊が激しくなったが、最大変形角 $95/1000$ 時には、なお最大荷重の0.74倍の荷重を維持していた。

最終的には、せん断ひびわれは1層～3層の壁に生じ、4層の壁は隅角部にわずかに生じただけである。また、壁柱と両方の外柱の脚部とすべての梁の両端が曲げ降伏して崩壊機構が形成され、さらに変形が大きくなると両方の外柱の7層柱頭部が曲げ降伏した。これは7層柱頭と梁端部の降伏モーメントがほぼ等しいためである。また、圧縮側外柱の1層柱頭部と引張側外柱の2層柱脚部が曲げ降伏したが、これらの箇所は仕事をしないヒンジと考えられる。このように壁をせん断破壊させず曲げ破壊型とし、すべての柱、梁部材を曲げ降伏型とした本構

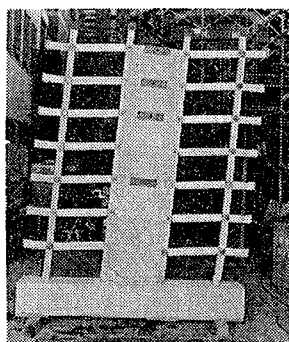


写真-1 破壊状況(S)

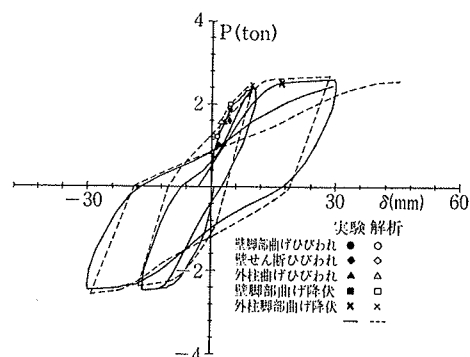


図-8 荷重～変形関係

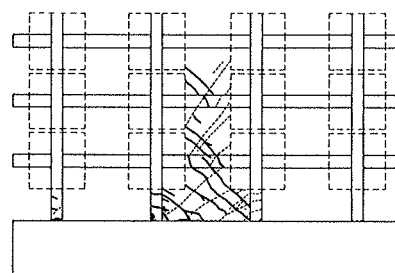


図-9 ひびわれ発生状況 (第25サイクル正荷重終了時)

造は非常にじん性に富んだ構造であるといえよう。

実験と解析の破壊経過を比較すると全体的には類似している。しかし、解析では3層壁のせん断ひびわれが壁脚部の曲げ降伏に先だてて生じ、せん断ひびわれは実験では3層までしか生じていないが、解析では4層、5層の壁にも生じている点は異なっている。これは、せん断応力度～変形角の復元力特性のモデル化で独立耐震壁の実験結果を参考にしてせん断ひびわれ発生点 τ_0 を $0.52F_c$ としたが、この値が少し低すぎたためだと思われる。

解析を行なった第8サイクルと第12サイクルの荷重と7層の水平変位との関係を主な破壊性状とともに図-8に示す。実験では第8サイクル以前の包絡線も記入した。実験と解析とを比較すると、壁脚部曲げひびわれ発生荷重と壁脚部曲げ降伏荷重は解析の方が若干低く、壁せん断ひびわれ発生荷重は解析の方が高く、一層外柱の曲げひびわれ発生荷重と曲げ降伏荷重はよく一致している。また、全体的な履歴性状は類似している。

次に、第25サイクル正荷重側終了時のひびわれ発生状況を図-9に示す。この時の最大変位は振動試験体 D-1の最大変位と同じ値である。試験体 D-1の最終破壊状況(写真-2参照)と比較すると壁はどちらも3層までせん断ひびわれが発生し、その数は試験体 Sの方が少し多い。また、壁脚部の圧壊は試験体 D-1の方が若干激しい。

4.2. 変形モード

各層の水平変位を7層の変位で無次元化した変形モー

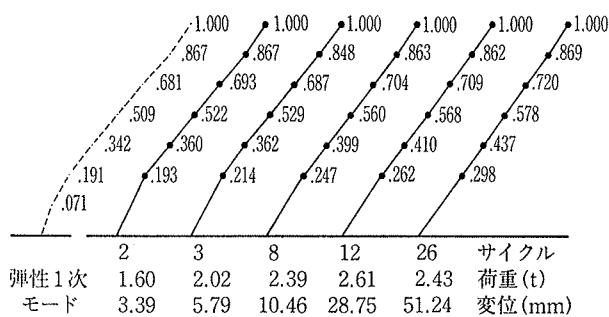


図-10 変形モードの推移(試験体S)

ドの推移を図-10に示す。第2サイクル $Q=1.60$ ton 時には、壁柱には曲げひびわれ、壁にはせん断ひびわれが発生しているが、弾性1次モードとほとんど同じモードである。第3サイクル $Q=1.86$ ton で壁脚部が曲げ降伏し、このため $Q=2.02$ ton 時には2層の変位が大きくなり、また上層では曲げ戻し効果が小さくなっている。第12サイクル $Q=2.61$ ton 時には壁柱に圧壊が生じ、両方の外柱が脚部で曲げ降伏し崩壊機構に近づいている。第26サイクル $Q=2.43$ ton 時には崩壊機構が形成され、壁脚部の回転による変形が支配的になり、ほぼ直線状の変形モードになっている。

7層水平変位が実験と解析で比較的近い時の変形モードを図-11に示す。両者を比較すると全体的にはよく一致しているが、変形が小さい範囲では7層変位で無次元化すると解析の方が実験よりも中間の層の変形が大きい。これは図-6に示した破壊経過において壁のせん断ひびわれは実験では3層までしか発生していないが、解析では5層まで発生しており、下層のせん断剛性が低いためであろう。変形が大きくなり崩壊機構に近づくと、両者とも脚部回転による逆三角形の変形モードに近づく。

4.3. 鉛直変位と壁の回転角

荷重と柱頂部の鉛直変位との関係の1例を図-12に示す。ただし、実際には水平変位が生じると鉛直変位の実測値には誤差が含まれるが、同図では実測値のままとし、以下の数値は補正後の値とした。外柱は大変形までほとんど変位を生じなかったが、壁柱は脚部回転による浮き上がりかなり生じた。第25サイクルの負側最大荷重時

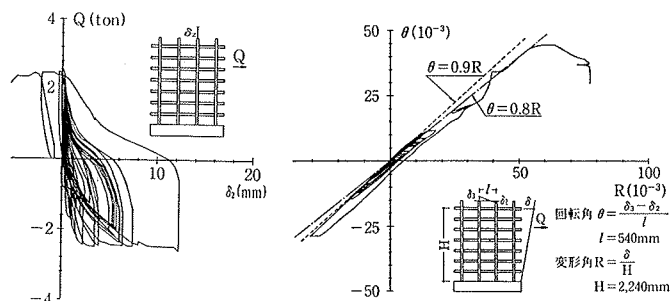


図-12 柱頂部の鉛直変位 図-13 壁の回転角～変形角関係

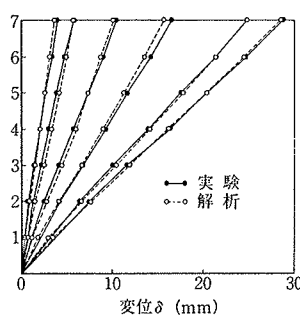


図-11 変形モードの比較

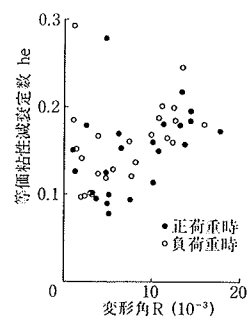


図-14 等価粘性減衰定数

(7層水平変位 69.3 mm) には引張側壁柱の浮き上がりは 13.2 mm (補正前は 12.4 mm) にも達し、脚部の圧壊および壁全体の回転による圧縮側壁柱の沈下は 2.4 mm であった。また、その時の軸力が減少する外柱の沈下は 0.5 mm (回転によるもので、材軸方向変位は 0.5 mm 伸びている)、軸力が増大する外柱の沈下は 1.6 mm であった。これらは中央に連層耐震壁を配置した構造の鉛直変位の特徴を表わしていると言えよう。

次に、7層水平変位をベーススラブ上端までの高さで除した変形角 R と壁柱の鉛直変位から求めた壁頂部の回転角との関係を図-13に示す。最終破壊付近を除いた変形角 $R=50/1000$ 位の範囲までは、回転角と変形角との比率は 0.8~0.9 でほぼ一定であった。

4.4. 等価粘性減衰定数

荷重と7層の水平変位との関係より、半サイクル毎の等価粘性減衰定数を求め、変形角との関係を図-14に示す。一般に等価粘性減衰定数は定常ループから得られるが、今回の実験は振動実験の結果に基づいて加力サイク

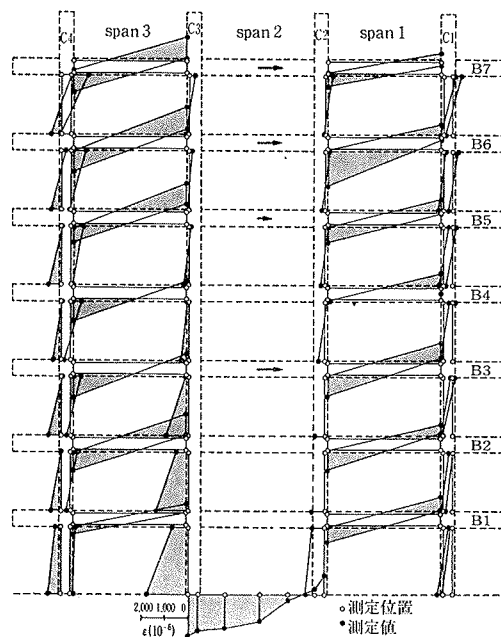


図-15 壁脚部降伏時の鉄筋ひずみ度分布

ルを決定したのでランダムなループになっている。したがって、若干不自然な値も含まれているが、等価粘性減衰定数は概ね8%~20%の範囲にあり、変形角が大きくなると値も大きくなる傾向が認められる。

4.5. ひずみ性状

壁脚部が曲げ降伏(引張側柱主筋が引張降伏)した時点の試験体全体のひずみ度分布を図-15に示す。図中の白丸は測定位置を、黒丸は測定値を表わし、引張ひずみを生じた領域は黒く塗りつぶした。壁柱は、引張側柱C3では1層~4層は柱脚、柱頭ともに引張、5層~7層は柱脚が引張、柱頭が圧縮となっている。また、圧縮側柱C2では1層~3層は柱脚、柱頭ともに圧縮、4層~7層は柱脚が圧縮、柱頭が引張となっている。これらの分布からは境界梁の曲げ戻しの影響が認められるが、上層での逆せん断力は認められない。外柱は、引張側柱C4の1層は柱頭、柱脚ともに引張となり、圧縮側柱C1は柱脚の内側は引張となっているが他は圧縮となっており、軸力変動の影響が認められる。また、反曲点は、1層は柱頭に近く、2層はスパン中央より少し上、3層~6層はほぼスパン中央にあり、7層はスパン中央より下にある。梁の反曲点はスパン中央ないし若干外柱よりにあるといえよう。

4.6. 終局荷重

略算式による壁、柱、梁の終局モーメントから終局荷重を計算し、図-16に示す。終局転倒モーメントは393.9 ton・cmである。水平力は弾性1次モードによる層せん断力、転倒モーメントと大差がないように4層に分散して加力したが、これらの合力位置はベーススラブ上端から167.2 cmである。よって終局荷重は2.36 tonである。なお、水平力を逆三角形分布と仮定すると合力位置は160 cmとなり、終局荷重は2.46 tonである。水平加力実験による最大荷重は2.61 tonで、計算値2.36 tonの1.11倍であった。

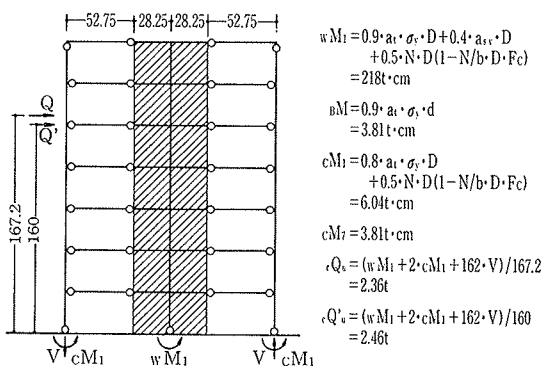
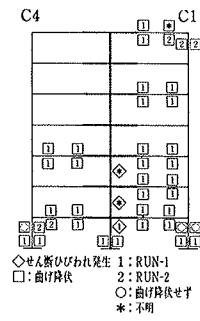


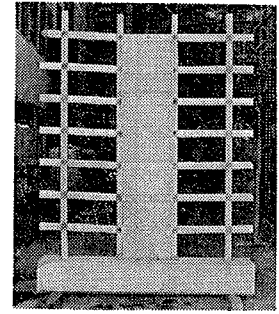
図-16 終局荷重

5. 振動実験結果とその検討

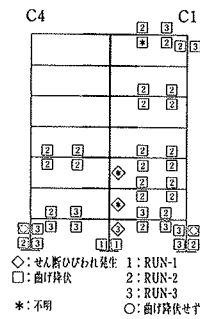
5.1. 破壊経過



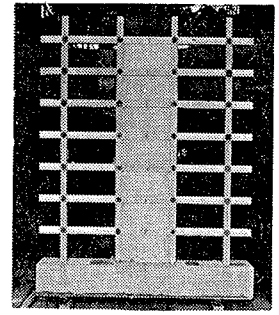
(1) D-1・実験



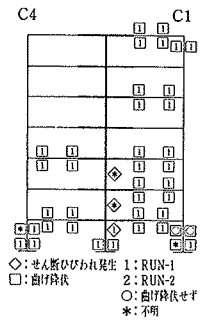
(1) D-1



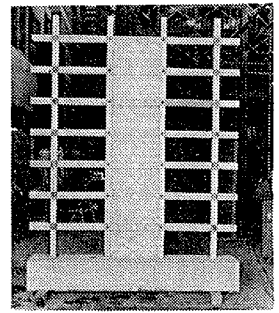
(2) D-2・実験



(2) D-2



(3) D-3・実験



(3) D-3

図-17 破壊経過

写真-2 最終破壊状況

各試験体の破壊経過を図-17に、最終破壊状況を写真-2に示す。

試験体D-1は、RUN-1で壁にせん断ひびわれが発生し1層壁脚部と1層外柱脚部およびほとんどの梁の両端が曲げ降伏した。RUN-2で1層と7層の梁端の残りとも外柱7層柱頭が曲げ降伏し、崩壊機構が形成された。外柱C4の1層柱頭内側は曲げ降伏したが、外柱C1の同じ位置は曲げ降伏しなかった。これはRUN-2の1層変位の最大値が+6.8 mm、-3.9 mmと正負でかなり異なっているためである。最終的には、壁のせん断ひびわれは3層まで発生し、1層壁柱の脚部は圧壊し、柱の主筋は座屈した。

試験体D-2は、RUN-1で1層壁脚部が曲げ降伏した。RUN-2で1層と7層の梁端の一部と2層~5層の梁端とも外柱1層柱脚の外側および外柱C1の7層柱頭内側が曲げ降伏した。RUN-3で壁にせん断ひびわれが発生し、1層と7層の梁端の残りとも外柱の1層柱頭、柱脚の内側

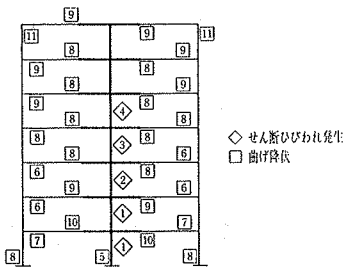
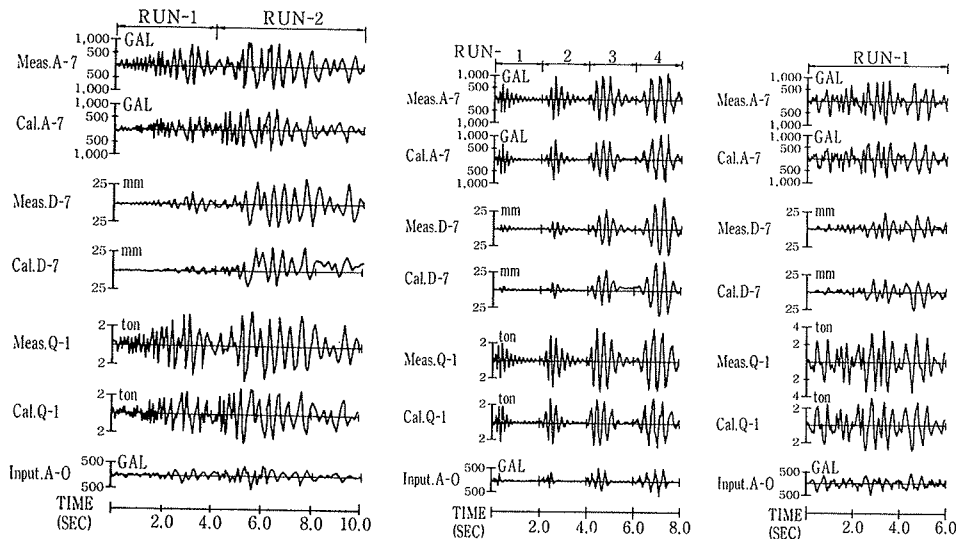


図-18 破壊経過 (D-1・解析)

および7層柱頭外側が曲げ降伏し、崩壊機構が形成された。外柱の柱脚の外側が内側より早く降伏したのは軸力変動の影響である。さらに、RUN-4を行なったが、最終破壊状況は試験体 D-1 と良く似ている。

試験体 D-3は、RUN-1 で壁にせん断ひびわれが発生し、壁脚部と外柱の1層柱脚と7層柱頭およびすべての梁の両端が曲げ降伏し、崩壊機構が形成された。さらに、RUN-2を行なったが、最終的には、壁のせん断ひびわれは3層までと4層の隅角部に発生し、後半に大変形振動を行なったために、1層の壁脚部の圧壊および柱主筋の座屈が激しく、かなりの沈下が生じた。

試験体 D-1 の解析による破壊経過を図-18に示す。同図には、正側に変形した時の破壊性状を記したが、静的応答解析の破壊経過 (図-6 参照) と類似している。実験の破壊経過と比較すると、両者とも壁脚部、梁端部、1層外柱脚部、7層外柱柱頭の曲げ降伏によって崩壊機構が形成されたが、壁のせん断ひびわれは実験では3層までしか発生していないのに対し、解析では4層、5層にも生じている点異なる。これは水平加力実験結果と



(1) 試験体 D-1 (2) 試験体 D-2 (3) 試験体 D-3

図-19 応答波形の比較

Test	Story	D 1			D 2			D 3			
		実	計	実/計	実	計	実/計	実	計	実/計	
Input Acc.		Max.411, Min.-638			Max.540, Min.-640			Max.460, Min.-521			
Acc. (gal)	7	Max.	999	878	1.08	1103	1070	0.98	917	756	1.21
		Min.	-952	-935		-1017	-1084		-1004	-829	
	5	Max.	806	686	1.23	708	616	1.18	682	590	1.19
		Min.	-739	-566		-754	-625		-735	-605	
3	Max.	621	670	0.96	839	513	1.51	577	495	1.07	
	Min.	-572	-574		-813	-580		-610	-618		
1	Max.	504	428	1.14	890	558	1.67	514	449	1.07	
	Min.	-614	-557		-829	-471		-552	-543		
Disp. (mm)	7	Max.	35.5	32.2	1.26	45.6	42.8	1.03	23.4	19.6	0.93
		Min.	-32.0	-21.4		-37.0	-37.3		-18.0	-24.7	
	5	Max.	29.0	23.2	1.34	28.7	30.5	0.91	19.2	14.3	1.04
		Min.	-23.0	-15.6		-23.4	-26.7		-14.5	-18.0	
3	Max.	17.7	13.8	1.32	20.8	17.6	1.09	9.9	8.6	0.86	
	Min.	-12.9	-9.4		-15.3	-15.5		-6.7	-10.8		
1	Max.	6.8	4.1	1.55	8.5	4.9	1.44	3.8	2.6	0.98	
	Min.	-3.9	-2.8		-4.9	-4.4		-2.0	-3.3		
R = δ/h (10^{-3})	Max.	15.8	14.4	1.26	20.4	19.1	1.03	10.4	8.8	0.93	
	Min.	-14.3	-9.6		-16.5	-16.7		-8.0	-11.0		
Q (ton)	Max.	3.66	2.98	1.20	3.80	2.96	1.27	3.63	3.16	1.17	
	Min.	-3.88	-3.31		-3.64	-2.90		-3.55	-3.00		
M (ton·m)	Max.	5.11	3.87	1.31	5.51	4.21	1.31	5.51	4.08	1.30	
	Min.	-5.68	-4.37		-5.57	-4.27		-5.04	-4.06		

表-3 最大応答値の比較

解析結果の比較においても同様である。

5.2. 最大応答値と応答波形

各試験体の最大応答値を実験と解析を比較して表-3に示す。ここで、実験の Q, M はそれぞれ慣性力による1層のせん断力、転倒モーメントであり、解析では復元力による値である。また、実験値と計算値との比は正負の平均値の比を示した。

試験体 D-1 は実験と解析で加速度は良く一致しているが、変形は正負とも実験値の方が3割程度大きい。試験体 D-2は7層の加速度と変位は良く一致しているが、1層、3層の加速度と1層の変位は実験の方が大きい。これは解析に比べて1層のせん断剛性低下が激しかったためだと思われる。試験体 D-3は5層、7層の加速度は実験の方が2割程度大きいのが下層の加速度、変位はよく一致している。各試験体とも、せん断力は実験の方が解析よりも2割程度、転倒モーメントは3割程度大きいのが、実験値は減衰項を含んだ慣性力であることも大きな原因であろう。

水平加力実験の最大荷重は2.61 ton で、この時の転倒モーメントは4.36 ton·m である。試験体 D-1 はこれらと比較すると、せん断力は1.49倍、転倒モーメントは1.30倍

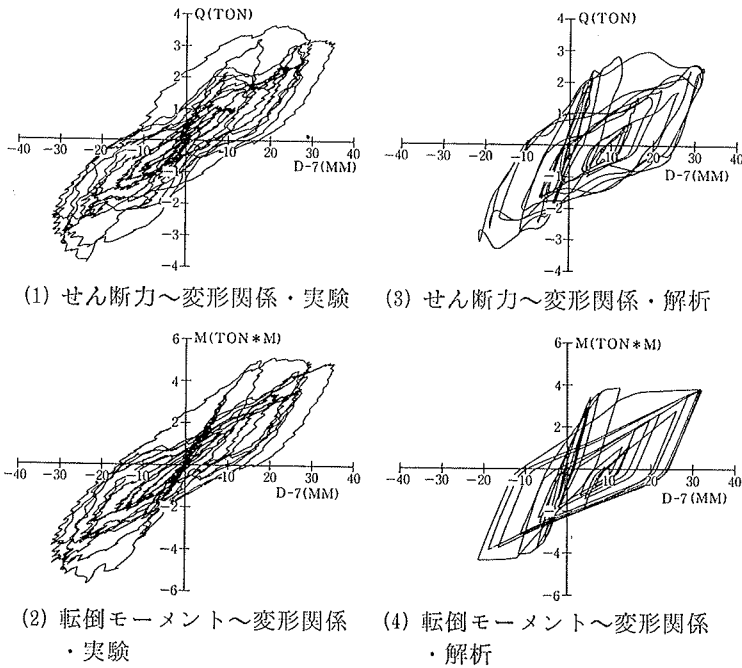


図-20 履歴性状の比較

と大きい。せん断力の倍率の方が大きいのは外力分布形の相違(図-24参照)によるものであろう。

図-19に、各試験体の7層の加速度(A-7)と水平変位(D-7)および1層のせん断力(Q-1)の応答波形を実験と解析とを比較して示す。いずれの試験体も波形に若干の違いが認められるが、周期性は良く一致している。

5.3. 荷重～変形関係

1層せん断力と7層の水平変位との関係および転倒モーメントと7層の水平変位との関係を実験と解析を比較して、試験体D-1のRUN-2について図-20に示す。せん断力、転倒モーメント(実験は慣性力による値、解析は復元力による値である)とも実験の方が解析よりも大

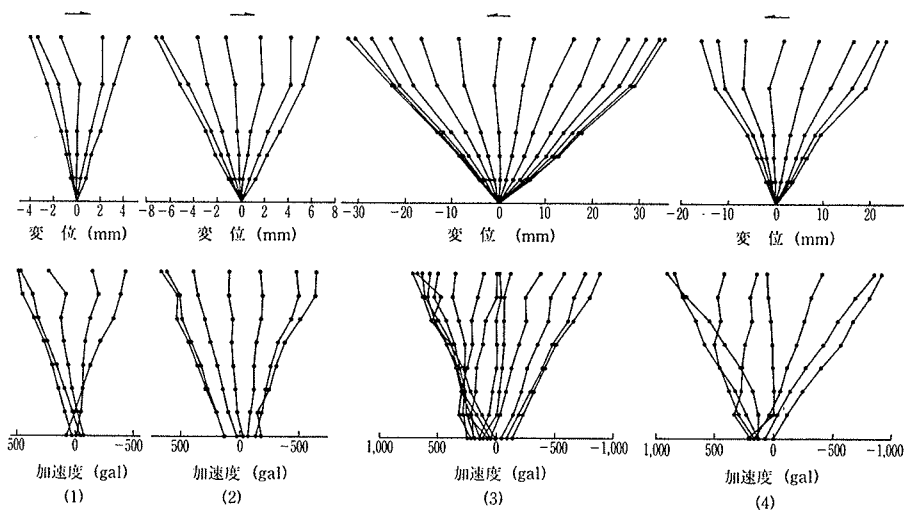
きく、変位は正側はほぼ等しいが、負側は解析の方が伸びが小さい。

5.4. 周期と減衰

自由振動実験および各RUNの入力が停止した後の応答波形の自由振動部分から周期、減衰を読み取り、破壊の進行に伴う1次周期と減衰の変遷を観察した。1次周期と減衰との関係を図-21に、1次周期と変形角との関係を図-22に示す。図中の T/T_e は、弾性固有周期に対する各時点での周期の伸びの比率を表わしている。また、図中に曲げ振動が卓越する振動実験結果⁴⁾を合わせてプロットしてある。これらの図より、弾性時減衰定数は2%前後であるが、破壊の進行に伴って減衰定数はほぼ直線的に変化し、変形角で1/50位、周期の伸び率で弾性に対して2.5倍になると6%程度になる傾向がみられ、定性的な傾向は文献4)に類似している。

5.5. 振動モード

試験体D-1、試験体D-3の変位および加速度の振動モードを図-23に示す。試験体D-1は壁脚部曲げ降伏前と降伏時、崩壊機構形成時について、また、試験体D-3は崩壊機構形成時について示したが、変位モードはいずれも1次が卓越したモードとなってい



(1) D-1・壁脚部降伏前 (2) D-1・壁脚部降伏時 (3) D-1・崩壊機構形成時 (4) D-3・崩壊機構形成時

図-23 振動モード ($\Delta t=0.02$ 秒)

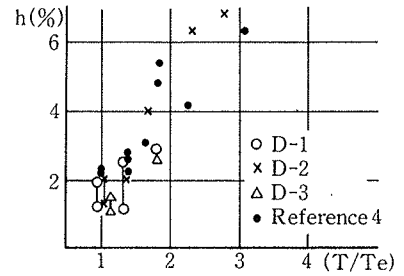


図-21 周期と減衰との関係

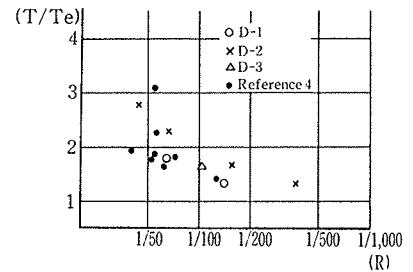


図-22 周期と変形角との関係

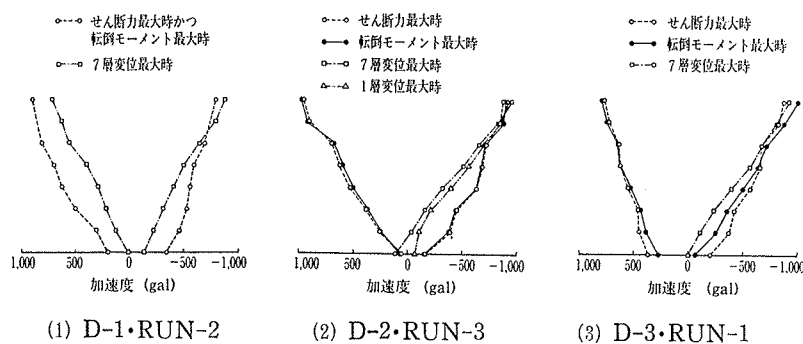


図-24 加速度分布

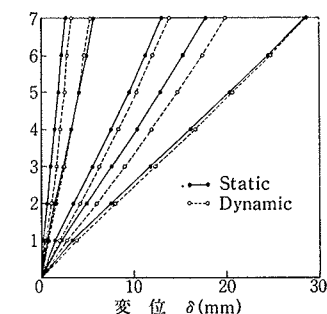


図-25 振動モード (解析結果の比較)

る。崩壊機構形成時の加速度分布はほぼ直線となっているが、地動の影響のため逆三角形に比べると若干下層が大きくなっている。

1層の最大せん断力、最大転倒モーメントは崩壊機構が形成される以前に生じたが、この時の加速度分布形状は、図-24に示すように、地動加速度が大きく、直線というよりも中間の層で若干ふくらんでいる。外力分布を試験体 D-1 の最大せん断力時の加速度形状 (正負の2ケース) と仮定すると終局荷重 (図-16参照) 計算値は 2.82 ton, 2.70 ton となり、弾性1次モードと仮定した場合の計算値 2.36 ton の、それぞれ1.19倍、1.14倍となる。

静的応答解析と試験体 D-1 の動的応答解析による7層水平変位がほぼ同じ時のモードを比較して図-25に示す。両者の7層変位を仮に一致させたとすると、動的解析の方が中間の層の変形が若干大きい。これは静的解析では終始弾性1次モードに対応する水平力分布で加力しているが、動的解析では加速度分布は必ずしもこれと一致せず、むしろ下層部で大きくなっているため、外力分布形の相違によるものであろう。

6. まとめ

7層3スパンの中央スパンに連層耐震壁を配置した、約1/10縮尺モデルの振動実験 (D-1, D-2, D-3) と静的繰り返し水平加力実験 (S) を行なった。また、弾塑性フレーム解析法で静的・動的応答解析を行ない、実験結果と比較、検討した結果、次の点が解った。

(1) 振動実験3体の破壊経過は類似していた。まず壁脚部が曲げ降伏し、続いて梁の両端部、1層外柱脚部、7層外柱柱頭が曲げ降伏して崩壊機構が形成された。最終的には壁のせん断ひびわれは3層まで発生し、1層壁柱の脚部が圧壊し、主筋は座屈した。壁をせん断破壊させず曲げ破壊型とし、すべての柱、梁部材を曲げ降伏型とした本構造は非常にじん性に富んだ性状を示した。

(2) 水平加力実験の破壊経過は振動実験の破壊経過と同様であった。試験体 S が振動試験体 D-1 の最大変位

と同じ変位を経た時の両者のひびわれ発生状況を比較すると、壁せん断ひびわれの数は試験体 S の方が少し多く壁脚部の圧壊は試験体 D-1 の方が若干激しい。

(3) 水平加力実験の変形モードは弾性時には1次モードとほぼ同じで、破壊が進行し崩壊機構が形成されると壁脚部回転による変形が支配的となり、直線状となった。振動実験の変位モードは常に1次が卓越したモードであった。また、加速度分布は最大せん断力時には逆三角形に比べると下層でふくらんだ形状を示し、最大変位時には逆三角形に近い形状であった。

(4) 水平加力実験の最大荷重 2.61 ton は、略算式による壁、柱、梁の終局モーメントから求めた計算値 2.36 ton の 1.11 倍であった。試験体 D-1 の最大応答せん断力は、3.88 ton で、試験体 S の 1.49 倍とかなり大きかった。これは、試験体 D-1 のせん断力は減衰項を含んだ慣性力なので実際より大きめに評価されており、また、外力分布が異なっていることも原因であろう。

(5) 静的応答解析は各部材の復元力特性のモデルの妥当性を確認した後に行なった。解析による履歴性状、破壊経過および変形モードは実験結果と良く対応した。

(6) 動的応答解析は静的応答解析と同じモデルを用いて行なった。解析による最大せん断力は実験値よりも低かったが、破壊経過、周期性等全体的な性状は実験結果と良く対応した。

参考文献

- 1) 小池, 武田, 井元: 耐震壁一フレーム連成効果に関する研究 (その1), 大林組技術研究所報, No. 18, (1979), pp. 11~16
- 2) 広沢: 既存の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No. 6, (1975)
- 3) 江戸, 武田: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和52. 10)
- 4) 表, 他: 鉄筋コンクリート造煙突の弾塑性応答に関する研究, 日本建築学会論文報告集, (昭和49. 1)