

接合部降伏が生じる鉄筋コンクリート造骨組の震動実験

澤口 香織 中澤 春生 山野辺 宏治
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所)

Shaking Table Test of Two-Story R/C Moment-Frame Building with Yielding Beam-Column Joints

Kaori Sawaguchi, Haruo Nakazawa and Koji Yamanobe

鉄筋コンクリート（RC）造架構に接合部降伏が生じると、梁曲げ降伏の崩壊形を想定した保有水平耐力が発現されない可能性があることが指摘されているが、接合部降伏がRC造架構の地震応答に及ぼす影響について立体架構を用いて確認した例は少ない。そこで技術研究所に新設された大型振動台を利用し、接合部降伏を生じる2層RC造立体骨組（縮尺3.2分の1,2×1スパン）の震動実験を実施した。実験の結果、接合部降伏を伴うRC造骨組に繰返し大地震が作用した際の損傷経過および崩壊までの挙動を確認し、RC造架構の被災度判定や累積損傷に関する有用な実験的資料を得た。

Some studies have pointed out that yielding of the beam-column joints in a Reinforced Concrete(R/C) moment-frame building can reduce the ultimate lateral strength of the structure. The authors conduct a shaking table test of a R/C moment-frame building, designed with beam-column joints that will yield, using Shimizu research division's new shaking table "E-Beetle". The tested specimen is a two-story structure modeled at 1/3.2 scale (2.1m in height) with one bay (1.6m) and two spans (4 m). This paper reports on the observed failure process of R/C components and the collected experimental data, which contribute to evaluating both post-earthquake damage and cumulative damage.

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造架構の新しい破壊現象として、柱梁仕口面近傍の柱主筋と梁主筋がともに降伏する接合部降伏という現象が取り上げられつつある。接合部降伏が生じると架構の保有水平耐力が発揮されず、仕口部の回転が生じ架構が不安定となると考えられ、想定よりも低い入力でも層崩壊が生じる可能性があることが指摘されている。しかし、こうした現象を立体架構で確かめた例は少なく、提案されている設計クライテリアの過不足は明らかではない。

そこで、接合部降伏が生じると想定される設計条件の縮小RC造立体骨組試験体を用い、破壊過程や変形特性、および最終的な崩壊状況を確認することを目的とした震動実験を実施した。本報では、履歴性状や固有振動数の推移などの実験結果概要を述べるとともに、各計測システム間の変形データの相違や、材料の歪速度の影響、および解析モデルの設定方法が地震応答予測精度に与える影響について検討した結果を報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体の概要

試験体形状を図-1に示す。試験体は、縮尺約3.2分の1、桁行方向（X方向）2m×2スパン、梁間方向（Y方向）1.6m×1スパン、階高1.1m（第1層）および1.0m（第2層）の2層鉄筋コンクリート（RC）造床スラブ付き骨組である。基礎スタブを除く柱・梁・床スラブの試験体質量は4.3tであり、相似則を整合させるため合計10tの錘を試験体に積載した。2階梁床に対する拘束を避けるために錘は3階床上に集約させることとした。

柱・梁断面の配筋を図-2および図-3に示す。柱断面は200mm角で、梁断面はX方向のG1が幅160×せい200mm、Y方向のG2が幅200×せい185mmである。柱と梁の主筋にはD10(SD345)を、横補強筋にはD4(SD295A)を用いた。柱主筋はせい400mmの基礎スタブ下面から3階床突出部（高さ100mm）天端まで連続させ、上下端は鉄板に溶接固定した。梁主筋の外柱に対する定着方法は定着長144mm（柱せいの

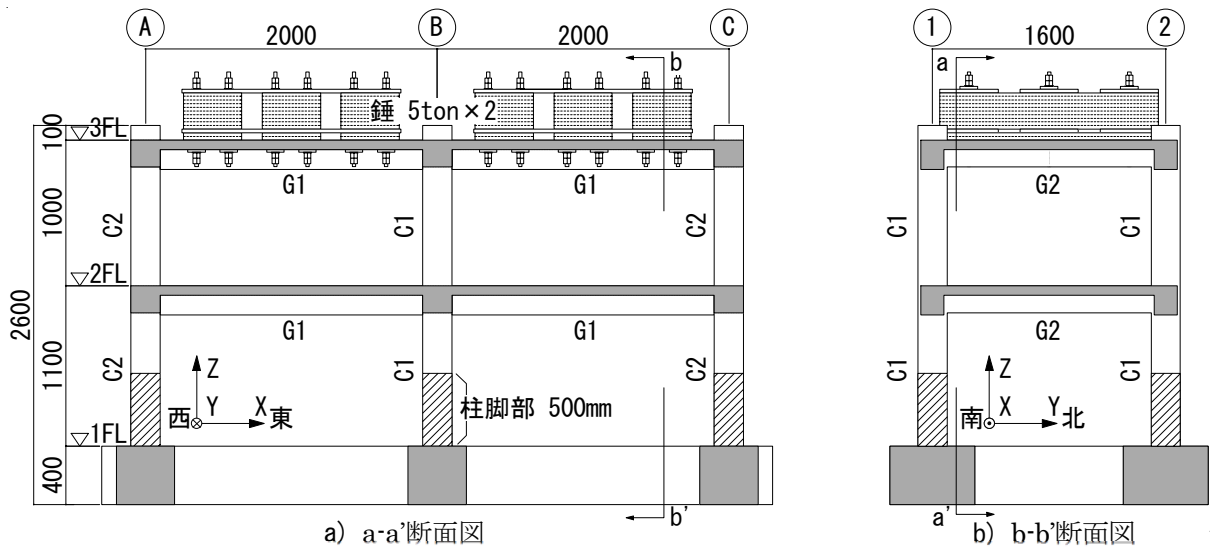


図-1 試験体形状

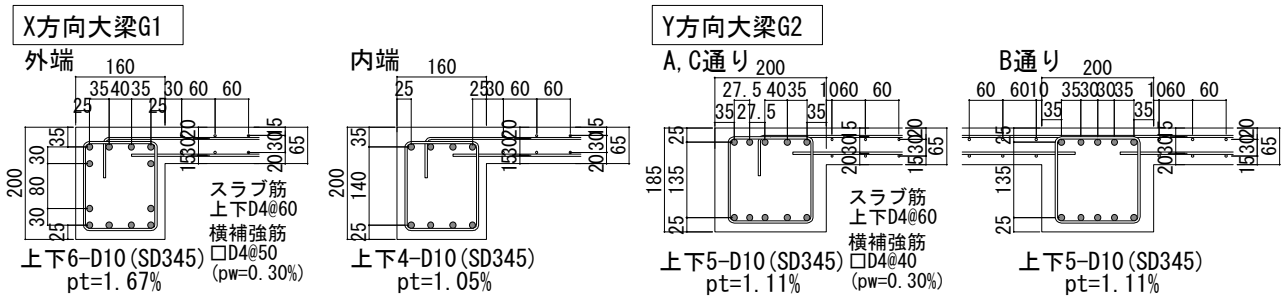


図-2 梁断面一覧

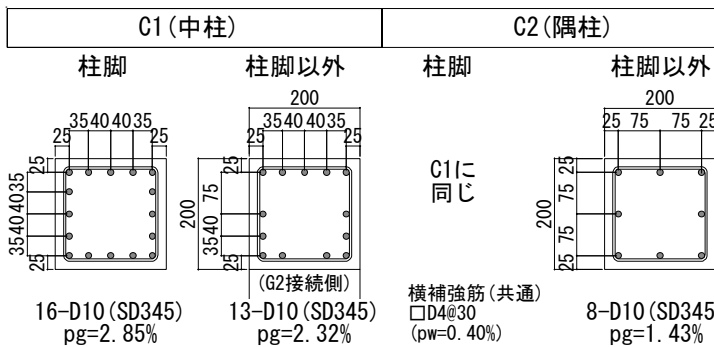


図-3 柱断面一覧

表-1 コンクリート材料試験結果

種類	部位	単位体積重量 (N/mm ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
Fc60	基礎 スタブ	23.5	72.4	36600	4.0
Fc24(1)	1F柱 2F床梁	22.7	29.9	25400	2.6
Fc24(2)	2F柱 3F床梁	22.2	26.5	24200	2.3

表-2 鉄筋の材料試験結果

種類	部位	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
D10 [SD345]	梁主筋	347.7	183600	2239	549.5	20
D10 [SD345]	柱主筋	375.2	185200	2315	564.0	19
D4 [SD295A]	横補強筋 スラブ筋	340.5	162700	3943	491.2	14

0.72倍)の機械式定着とし、最上階のみ上端1段筋を水平投影定着長180mmの折曲げ定着(余長350mm)とした。床スラブは厚さ65mmで、D4(SD295A)のダブル配筋(上端筋:折曲げ定着、下端筋:直線定着)とした。使用したコンクリートは最大粗骨材径を13mmとした普通コンクリートで、設計基準強度は基礎スタブがF_c60、柱・梁・床スラブはF_c24とした。コンクリートの打設は、基礎スタブ、1階立上りから2階床梁まで、2階立上りから3階床梁および柱突出部までの3回に分けて行った。使用材料の試験結果を表-1および表-2に示す。

部材の設計条件は、X方向の2階床柱梁仕口部において接合部降伏が生じるように、2階立上り外柱の

柱梁曲げ強度比が1.0程度、接合部せん断余裕度が1.0程度となるようにした。一方、2階立上り中柱の柱梁曲げ強度比は、1.2程度となるようにした。各仕口の柱梁曲げ強度比および接合部せん断余裕度を図-4に示す。図-4 b)中には静的荷重増分解析(層間変形角R=1/50時)における部材端曲げヒンジ発生状況を併記しており、また各部材余裕度の算定には当該解析の部材応力を用いた。柱梁曲げ強度比(梁曲げ

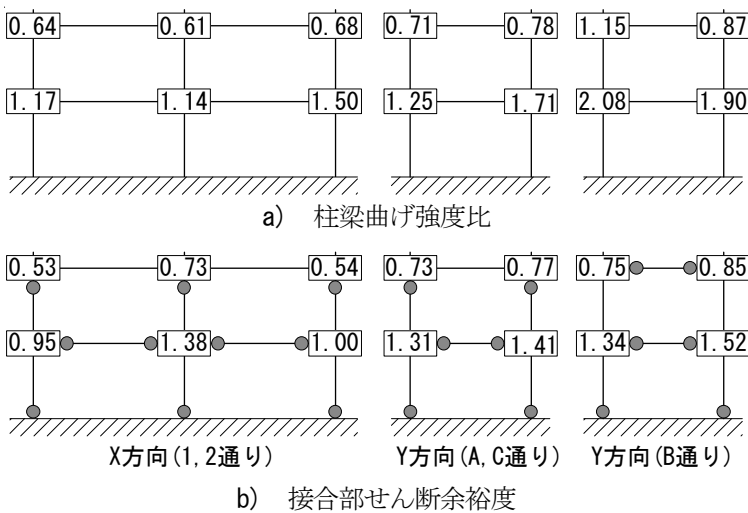


図-4 部材余裕度

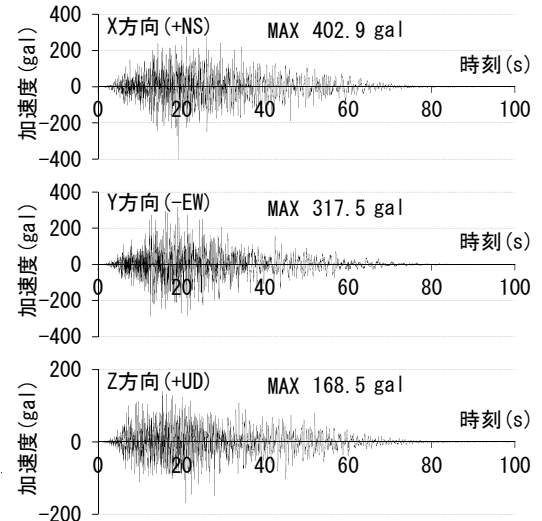


図-5 入力目標波(100%)の時刻歴

強度に対する柱曲げ強度の比)は節点モーメントの比とし、柱と梁の曲げ強度の算出には略算式を用いた。一方、接合部せん断強度は靱性保証型設計指針を用いて求めた。なお1,2通りの3階梁と各柱の仕口部の接合部せん断余裕度は実験の終局状態における値よりも小さい。これは、当該仕口部は柱降伏で計画しているのに対し、図中の値は梁曲げ終局状態における余裕度としたためである。

2.2 加振・計測計画

加振に用いた入力目標波(加速度倍率100%)の時刻歴波形を図-5に、加速度応答スペクトルを図-6に示す。入力目標波は、レベル2の告示波(1923年関東位相)に対し相似則を考慮するために時間軸を0.56倍($1/\sqrt{0.32}$)した。試験体のXY軸に対して右手系を維持するため、X方向にNS波、Y方向に-EW波、Z方向にUD波を採用した。

加振ステップ一覧を表-3に示す。加振では、主方向に設定したX方向の加速度倍率を50%(ステップST0)から450%(ST7-2)まで漸増させた。倍率200%(ST3)と300%(ST5)では本加振後に倍率を150%に下げた加振を行った。本加振の前後には6自由度の特性把握加振(ホワイトノイズ、WN加振)を実施した。なお倍率200%以上(ST3以降)の加振では、Y,Z方向の倍率を150%に固定した。

振動台上の試験体設置状況を写真-1に示す。加振には技術研究所の大型振動台(テーブル7×7m、最大搭載質量70t)を用いた。試験体の床スラブ上に加速度計を設置して応答加速度を計測するとともに、2階床の柱梁仕口部にポテンショメータを設置し、対角方向の変位を計測した。加えて南側(Y軸負方向)の柱・梁・仕口部周辺に再帰性反射材(ガラスビーズ)

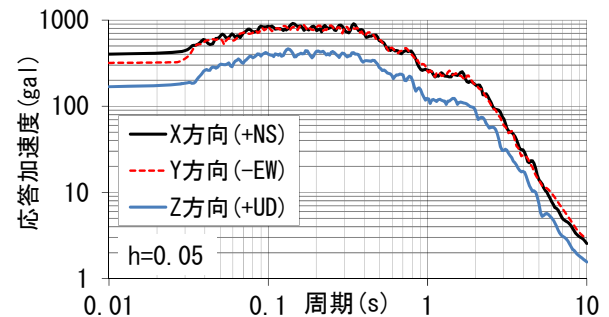


図-6 入力目標波(100%)の加速度応答スペクトル

表-3 加振ステップ一覧

加振	種類	X方向	Y方向	Z方向	加振	種類	X方向	Y方向	Z方向
		+NS	-EW	+UD			+NS	-EW	+UD
ST0-0	WN	特性把握			ST4-1	250%	250%	150%	150%
ST0-1		特性把握			ST5-0	WN	特性把握		
ST0-2	50%	50%	50%	ST5-1	300%	300%	150%	150%	
ST1-0	WN	特性把握			ST5-2	150%			150%
ST1-1	100%	100%	100%	ST6-0	WN	特性把握			
ST2-0	WN	特性把握			ST6-1	400%	400%	150%	150%
ST2-1	150%	150%	150%	ST6-2	300%	300%			
ST3-0	WN	特性把握			ST6-3	150%	150%		
ST3-1	200%	200%	150%	150%	ST7-0	WN	特性把握		
ST3-2	WN	特性把握			ST7-1	400%	400%	150%	150%
ST3-3	150%	150%	150%	150%	ST7-2	450%	450%	150%	150%
ST3-4					43秒頃 加振中断				

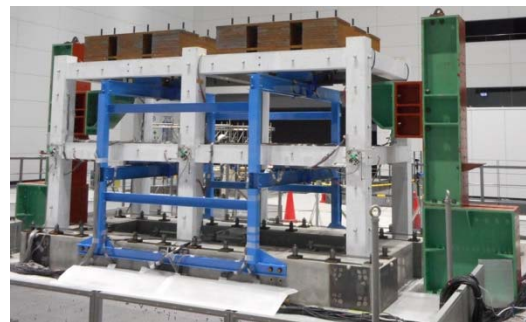


写真-1 試験体設置状況

を塗布した球体マーカーを設置して、モーションキャプチャシステムを用いマーカーの動的変位を計測することによって、部材の変形性状を追跡した。また基礎スタブに取り付けた鋼製フレームにレーザ変位計を設置して、試験体各床梁と基礎スタブとの相対変位を計測した。柱主筋の柱脚柱頭部および2階床の梁端部においては、主筋の歪を計測した。

3. 実験結果

3.1 加振状況と損傷過程

本実験では、試験体の固有振動数(1次は3.2節に示す通り0.1~0.5Hz)付近の入力を補償するため、逆伝達関数補正加振を行った。入力目標波と実際の振動台観測波の応答スペクトルの比較を図-7に示す。表-3に示す加振ステップのうち、最終加振となった

ST7-2(450%)では、第1層の層間変形が急激に増大した段階で試験体が崩壊状態に達したと判断し、加振を中止した。

加振後の架構全体および2階床柱梁接合部の損傷状況を写真-2に示す。ST3-1(200%)の層間変形角 R は $5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度であったが、ST5-1(300%)では同 $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ を超え、最終加振であるST7-2(450%)では同 $80 \times 10^{-3} \text{rad}$ に達した。接合部の斜めひび割れはST3-1(200%)にて発生し、ST5-1(300%)終了時まではひびわれの顕著な拡大は見られなかった。しかしST6-1(400%)の加振以降に、接合部のかぶりコンクリートが剥落し、損傷が接合部に集中する様子が観察された。またST7-2(450%)後に、1階柱脚の主筋破断を確認した。主筋の降伏は、ST4-1(250%)時に1階柱脚と2階柱頭において、ST5-1(300%)時に2階梁端および一部の2階柱脚において、さらにST6-1(400%)時に1階柱頭において発生した。

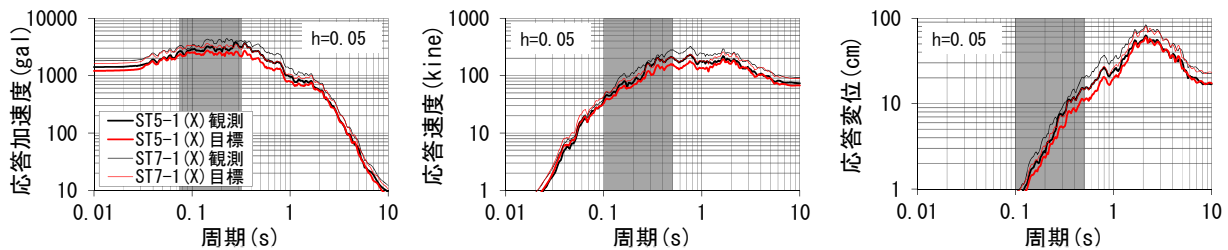
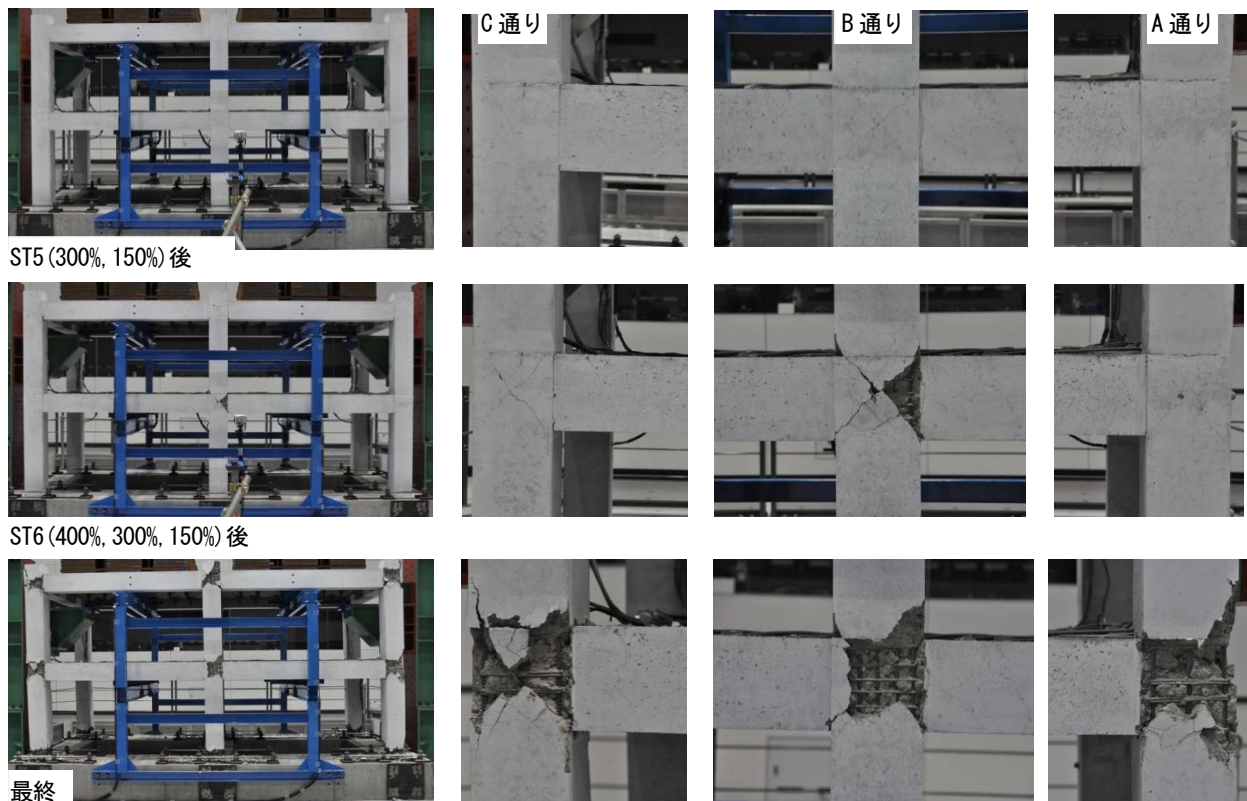


図-7 目標波と観測波の応答スペクトル



【動画】 https://www.shimztechnonews.com/tw/sit/report/vol95/mp4/95_006_001f.mp4



写真-2 試験体の損傷経過(北面)

3.2 固有振動数

特性把握加振（WN 加振）時の加速度記録より試験体の固有振動数を、また各加振時の記録より卓越振動数を求めた(図-8)。伝達関数のノイズは、バンド幅 0.39Hz(ST0-0 では 3.13Hz)の Parzen ウィンドウで除去した。実験開始前の試験体の 1 次固有振動数は X,Y 方向ともに約 10.6Hz であったが、ST1-1(100%)後に 7.5Hz、柱・梁や柱梁接合部にひび割れが発生した ST3-1(200%)後に 5.7Hz 程度となった。1,2 階の柱脚や 2 階梁端の主筋降伏が見られた ST5-1(300%)後は 3.4Hz に低下し、接合部の損傷が著しくなった ST6-1(400%)後には 2.3Hz となった。2 次

固有振動数は、実験開始前は X,Y 方向ともに約 68.8Hz であったが、ST6-1(400%)後は 20.7Hz となった。また各加振時の卓越振動数は、直前に取得した 1 次固有振動数とほぼ合致しており、X 方向と Y 方向の 1 次固有振動数や卓越振動数は同等であった。

3.3 応答性状

層せん断力(Q)—層間変形角(R)関係を図-9に、最大応答値一覧を表-4に示す。層せん断力 Q は各階の加速度記録から求め、試験体 1 層目の重量は 21kN、2 層目の重量は 117kN とした。層間変形角 R はレーザ変位計の記録から算出した。各加振開始前 2 秒間

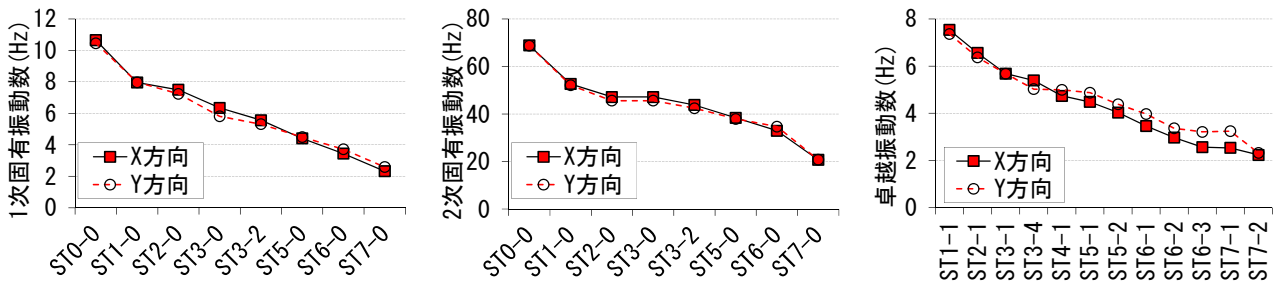


図-8 固有振動数と加振時卓越振動数の推移

表-4 主要加振ステップの最大応答値一覧

加振	倍率	X方向						Y方向				観察事象
		加速度 (gal)			速度 (kine)			層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)		層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)		
		1F	2F	3F	1F	2F	3F	第1層	第2層	第1層	第2層	
ST1-1	100%	314	344	618	22	22	22	0.66	1.46	1.81	1.44	梁曲げひび割れ発生
ST2-1	150%	607	688	1200	35	37	41	1.81	3.38	3.01	3.12	柱曲げひび割れ発生
ST3-1	200%	833	902	1523	46	49	57	3.18	4.83	3.05	3.86	接合部斜めひび割れ発生
ST4-1	250%	1084	1200	2059	58	64	81	5.62	8.60	4.33	4.84	1F柱脚、2F柱頭主筋降伏
ST5-1	300%	1208	1451	2462	70	75	98	8.48	12.8	4.96	6.00	2F梁端、2F柱脚主筋降伏
ST6-1	400%	1605	2238	2722	89	98	119	18.8	24.9	5.20	6.18	1F柱頭降伏、接合部かぶり剥落
ST7-1	400%	1527	2574	2554	86	109	135	33.8	41.9	11.6	14.0	接合部損傷が進行
ST7-2	450%	1571	2403	2271	96	121	153	86.6	65.1	14.9	16.5	加振停止、1F柱脚主筋破断

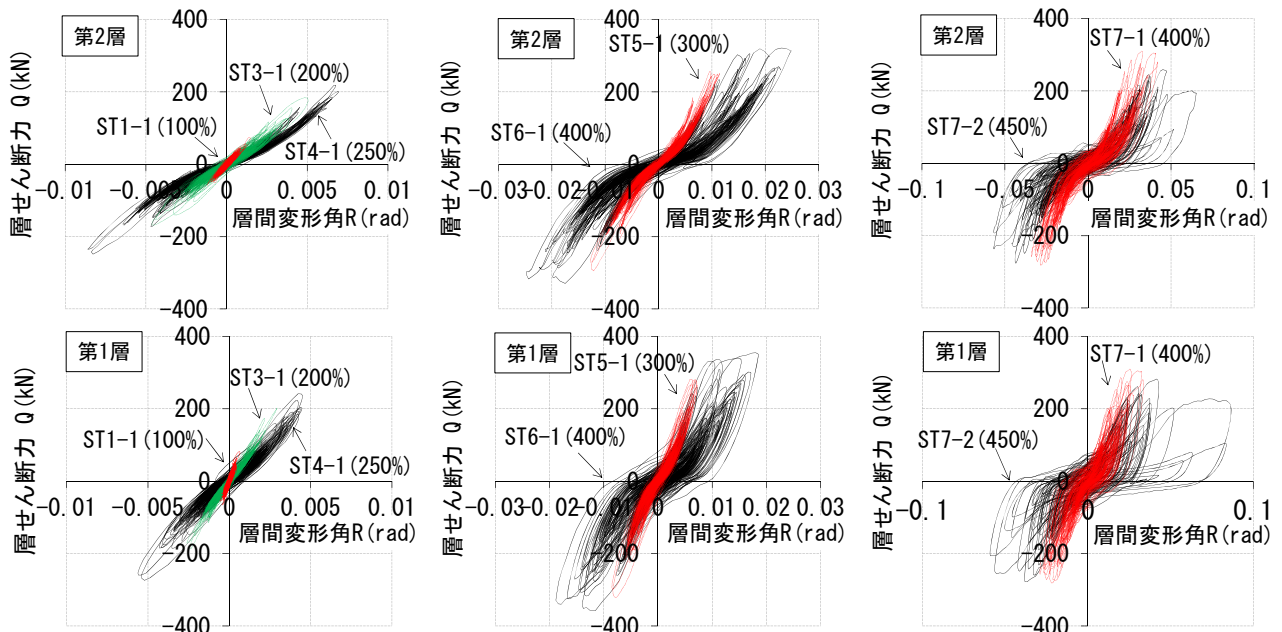


図-9 X方向の層せん断力(Q)—層間変形角(R)関係

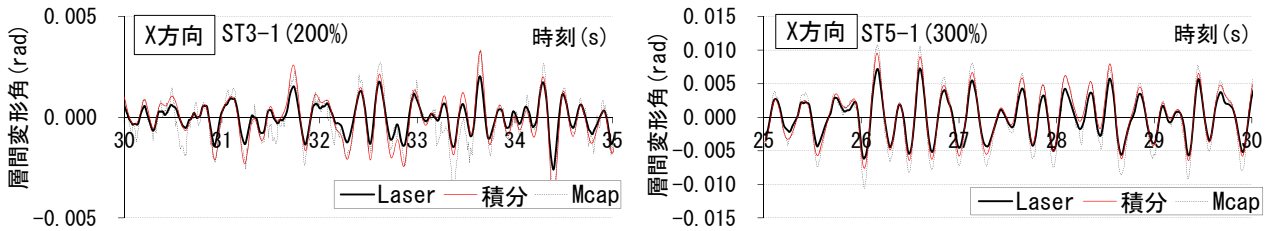


図-10 各計算方法による層間変形角の時刻歴

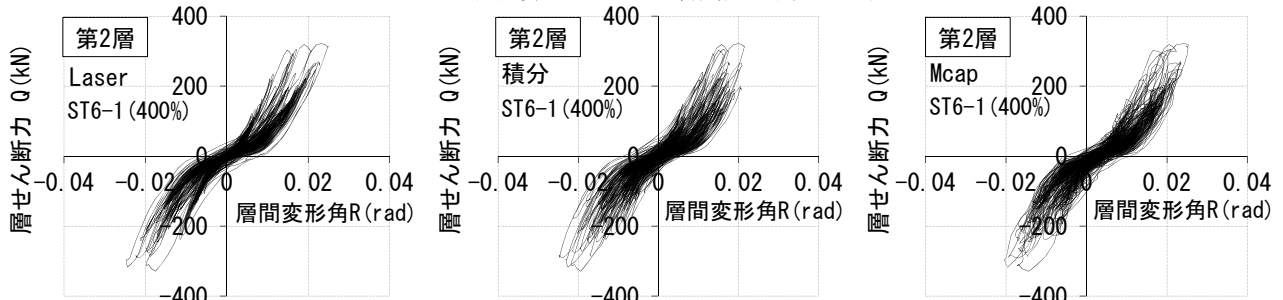


図-11 各計算方法による層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係(ST6-1,400%)

の平均値をイニシャル値として取得しているため、各変形に残留変形は考慮されていない。

履歴曲線には ST5-1(300%)以降にスリップ性状が見られ、ST6-1(400%)以降に著しい剛性低下が生じた。X 方向の最大応答層間変形角は ST5-1(300%)にて $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ (第 2 層) に達し、ST6-1(400%) では ST5-1 から倍増して同 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度(第 1,2 層) となり、最終加振(ST7-2)においては第 1 層が同 $86 \times 10^{-3} \text{rad}$ を、第 2 層が同 $65 \times 10^{-3} \text{rad}$ をそれぞれ超過した。ST7-1(400%)までは第 2 層の値の方が第 1 層よりも大きかったが、最終加振では逆に第 1 層の方が大きくなった。これは 1 階柱脚の主筋が破断し、第 1 層の変形が急激に進んだ影響によるものと考えられる。Y 方向の最大応答層間変形角は加振が進むとともに漸増し、最終加振において第 1 層が同 $14.9 \times 10^{-3} \text{rad}$ に、第 2 層が同 $16.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ に達した。

加速度積分(積分変位)や、モーションキャプチャシステムで求めた変位(Mcap 変位)による層間変形角(R)の時刻歴を図-10 に、層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係を図-11 に示す。積分変位は加速度記録を基線補正したのちハイパスフィルター処理(0.1Hz)をし、実数部のみを積分して求めた。Mcap 変位は、近傍の 2 点の計測点記録より、加速度計と同じ高さの変位を取得して求めた。ST3-1(200%)と ST5-1(300%)の R の時刻歴を比較すると、レーザ変位計によるものに対して Mcap 変位や積分変位は大きく、Mcap 変位にはノイズ状の値の乱れが見られた。また ST6-1(400%)の Q-R 関係を比較すると、レーザ変位計によるものがスリップ性状の最も強い形状をしており、積分変位と Mcap 変位によるものには最大応答値付近において値が乱れた箇所が見られた。

4. 実験結果の考察

4.1 接合部の変形性状

接合部のせん断・回転変形性状を検討するため、対角方向の軸変位および柱・梁部材端の回転変形を計測した(図-12)。接合部パネルのせん断変形角 γ は、対角方向の軸変位を用い、式(1)によって求められる。

$$\gamma = 0.5 \frac{\sqrt{l_b^2 + l_d^2}}{l_b \cdot l_d} \cdot (J_{x2} - J_{x1}) \quad (1)$$

ここに、 l_b : 接合部パネルの幅 (インサート間距離 90mm)、 l_d : 接合部パネルの高さ (同)、 J_{xi} : 対角変位であり、南側から見て反時計廻りを正とした。接合部変形角 γ の時刻歴を図-13 に示す。接合部斜めひび割れが発生し(ST3-1)、各部材端が降伏した(ST5-1)後も γ は $1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以下であったが、ST6-1(400%)において急増し、最大値は $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ に達した。これは、ST6-1 にて接合部のかぶりコンクリートが剥落し、接合部に損傷が集中し始めたことと対応している。ST6 以降の加振によって γ はその後も増大し、最終加振の最大値は約 $60 \times 10^{-3} \text{rad}$ となった。

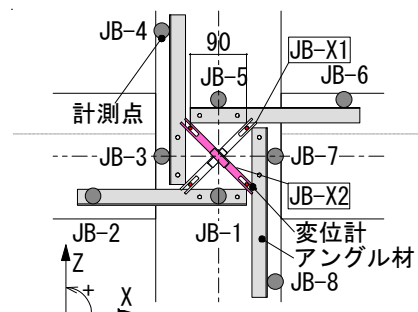


図-12 接合部の計測計画(B 通り)

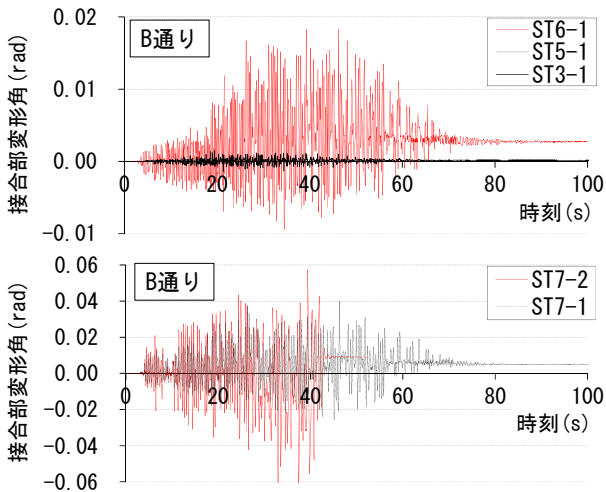


図-13 対角変位による接合部せん断変形角 γ

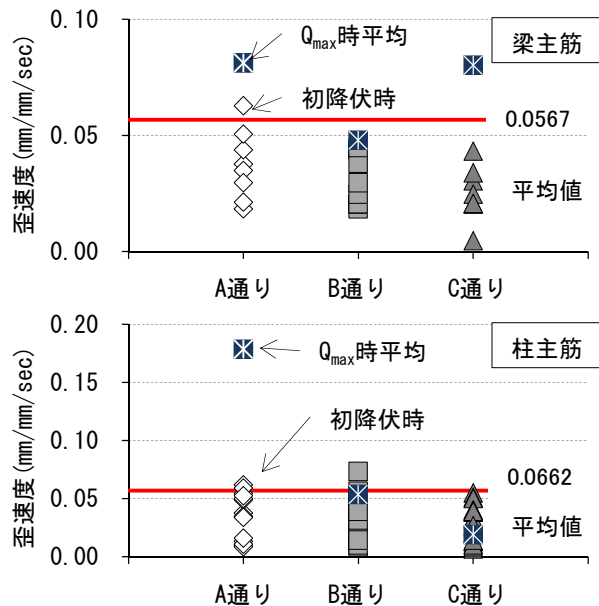


図-14 主筋の平均歪速度

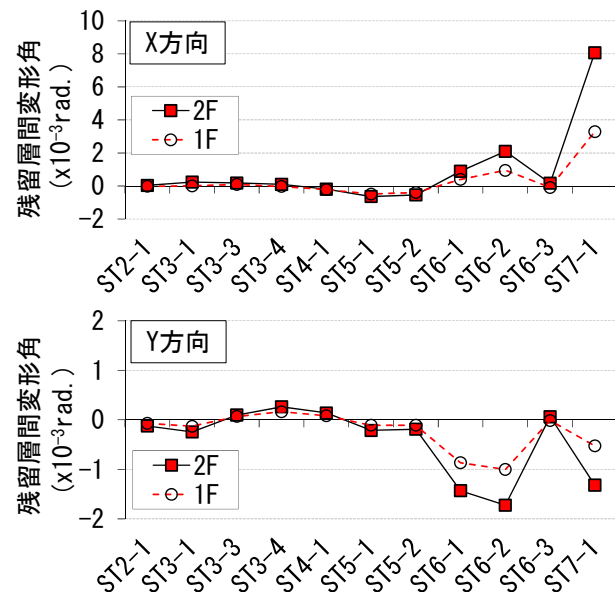


図-15 加振後の残留層間変形角

4.2 主筋の歪速度

柱・梁主筋に貼り付けた歪ゲージの計測値より、計測ステップ毎(0.005 秒毎)の主筋の歪速度を求めた。既往の研究^{2),3)}によれば、主筋降伏時や最大耐力到達時に部材に生ずる歪速度は約 0.01mm/mm/sec である。この程度の歪速度においては、静的載荷による材料試験値に対しコンクリートの圧縮強度は約 1.2 倍に、鉄筋の降伏強度は約 1.1 倍になる。割増した材料強度は、例えば鉄筋の降伏強度の場合、歪速度 $\Delta\epsilon$ ($10^2 \mu\text{/sec}$ 以上)を用いれば式(2)により求まる³⁾。

$$d f_{sy} = (0.05 \log|\Delta\epsilon| + 0.90) s f_{sy} \quad (2)$$

ここに、 $s f_{sy}$ ：降伏強度の材料試験値、 $\Delta\epsilon$ ：歪速度($\mu\text{/sec}$)とする。代入する歪速度 $\Delta\epsilon$ は、鉄筋が初めて塑性化した時刻の値と、ST6-1(400%)において最大・最小層せん断力を示した時刻の値の平均値とした。図-14 に示すように、初めて降伏した際の主筋の歪速度は、柱・梁ともに 0.02~0.05 mm/mm/sec 前後であり、最大・最小層せん断力時の歪速度の平均値はこれよりも大きかった。両者の平均値は約 0.06mm/mm/sec であり、この値を式(2)に代入して求めた降伏強度の割増し係数は約 1.14 となった。

4.3 加振後の残留変位

前述のように、3章で示した履歴曲線の変位には、残留変位が考慮されていない。加振開始時に取得したイニシャル値を用い、ST1-1(100%)前に対する各加振ステップ後の残留層間変形角を検討した結果を図-15 に示す。X 方向においては、ST5(300%)終了時までの残留層間変形角は $0.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 程度であり、当該ステップの最大応答変形角($8 \sim 13 \times 10^{-3}\text{rad}$ 程度)に対して十分小さかった。しかし接合部のかぶりコンクリートが損傷した ST6-1(400%)以降に増大し、さらに接合部損傷が進行した ST7-1(400%)では最大応答変形角の約 10~19%の大きさとなった。一方 Y 方向では、X 方向と同様に ST6-1(400%)以降において残留変形角が増大した。Y 方向の加速度倍率は ST2-1(150%)以降、150%で固定したが、X 方向の損傷が著しくなり、残留変形が大きくなった影響を受けている。なお、残留変形角の絶対値は、X,Y 方向ともに第 2 層の方が第 1 層よりも大きかった。

4.4 解析結果との比較

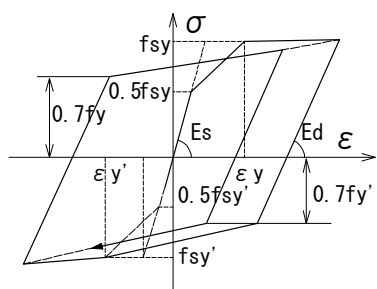
設計慣例に基づく部材系モデルによって地震応答解析を実施し、実験で得られた履歴性状や残留変位と比較した。解析モデルは 1 階柱脚を固定とし、柱

および梁部材の危険断面位置は節点から直交部材せいの1/2の距離とし、剛域は危険断面位置から当該部材せいの1/4までの範囲とした。スラブの協力幅は $0.1L$ とし、梁の曲げ強度や曲げ剛性に反映した。解析には汎用構造解析コードの「SNAP」を用い、柱はマルチスプリング(MS)モデルで、梁は材端ばねモデルでモデル化し、両部材ともにせん断成分は弾性ととした。MSモデルのコンクリートばねと鉄筋ばねの構成則は図-16に示すものを用い、梁の曲げばねの履歴則には武田モデルを用いた。固有値解析の結果、1次固有振動数はX方向において10.6Hz、Y方向においては10.3Hzとなり、実験前の試験体1次固有振動数(10.6Hz)と同等であった。

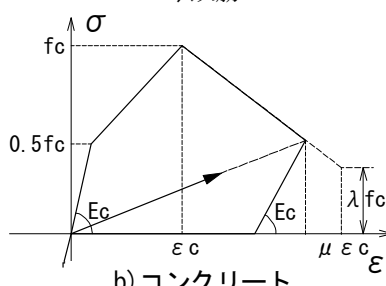
解析結果と実験結果の履歴曲線を比較して図-17に示す。ST3-1(200%)までは、解析結果の最大変位や履歴性状は実験結果とほぼ対応しているが、ST4-1(250%)では正側の最大変位を過大評価した。また、実験で得られた履歴性状のスリップ化が著しかったST6(400%,300%,150%)においては、履歴則に対し剛性やエネルギー吸収能の低下を適切に考慮していないため、解析結果は最大応答を過小評価した。また試験体の最大応答層せん断力は、鉄筋降伏強度の材料試験値(f_{sy})や4.2節に示した割増し降伏強度($1.14f_{sy}$)による静的増分解析結果を上回った。

5. まとめ

技術研究所に新設された大型振動台を利用し、接合部降伏を生じる2層RC造縮小立体骨組の震動実験を実施した。実験の結果、以下の知見を得た。



a) 鉄筋



b) コンクリート

図-16 MSモデルの材料構成則

- 1) 加振ステップST6-1(加速度倍率400%)以降、柱梁接合部に損傷が集中した。最終加振では1階柱脚の主筋が破断して第1層の変位が著しく増大し、ピーク荷重は低下した。
- 2) 履歴曲線はST5-1(300%)以降にスリップ性状を呈し、最大層間変形角は $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ を超えた。またST6-1(400%)以降に剛性低下が著しくなったが、試験体の最大層せん断力は材料試験値による静的荷重増分解析結果を上回った。
- 3) 接合部せん断変形角は、ST5-1(300%)までは $1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以下であったが、ST6-1(400%)において $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ に到達し、最終加振の最大値は $60 \times 10^{-3} \text{rad}$ となった。

今後は、剛性低下や耐力低下を考慮できる履歴則を用いた地震応答解析を行う予定である。

謝辞

梁主筋Tヘッド工法鉄筋の加工では、第一高周波工業(株)にご協力頂いた。ここに記して謝意を表す。

<参考文献>

- 1) 林康裕, 勝倉裕ほか: “デジタル強震計の加速度記録を積分して得られる変位の信頼性について”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第419号, pp.57-66, 1991.
- 2) 細矢洋, 中江晃彦ほか: “実大3層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験(その7地震時に部材に生じるひずみ速度の検討)”, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.815-816, 1996.
- 3) 細矢洋, 岡田恒男ほか: “ひずみ速度の影響を考慮したファイバーモデルによる鉄筋コンクリート部材の断面解析”, 日本建築学会構造系論文集, 第482号, pp.83-92, 1996.

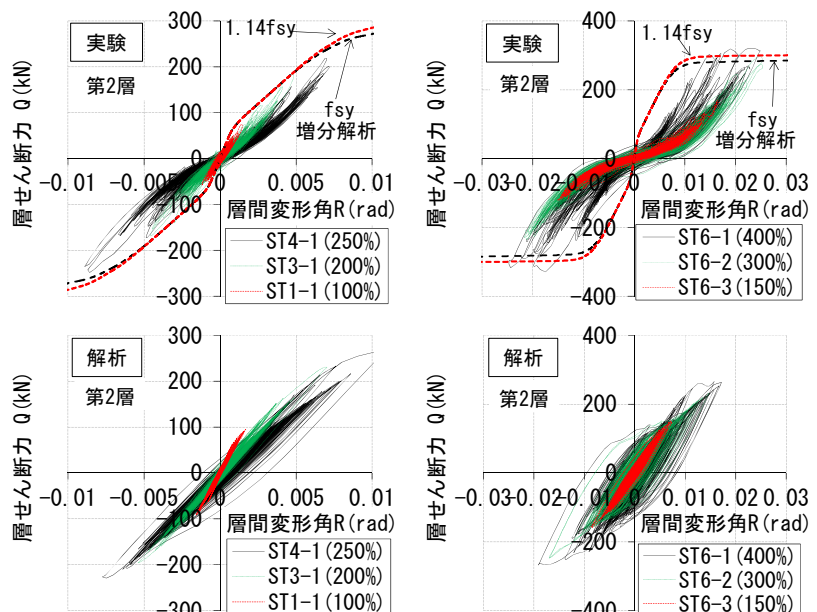


図-17 実験と解析の履歴曲線の比較