

論文 周期特性の異なる地震波を連続入力した鉄筋コンクリート造柱の擬似動的実験

菅野 秀人*¹・櫻井 真人*²・藤井 賢志*³・西田 哲也*⁴

要旨：せん断部材と曲げ部材からなる並列1自由度系を対象に、周期特性の異なる地震波を連続入力する擬似動的実験を実施した。入力波は短周期成分が多い第1波群と、それよりも周期の長い成分を多く含む第2波群の連続入力とし、入力波全体が告示スペクトルに適合する模擬波とした。実験の結果、第1波群でせん断破壊が生じ、続く第2波群で移動共振現象により応答変位が増大する結果となった。また実験結果に基づく数値解析では、地震波の2つの波群の入力順番を逆にすると、移動共振現象は生じずに変位応答が小さくなることを示した。さらにせん断部材を含む並列1自由度系の等価粘性減衰の傾向について考察した。

キーワード：擬似動的実験、移動共振現象、等価減衰定数

1. はじめに

著者らはこれまでに、鉄筋コンクリート(RC)造架構を対象としてせん断破壊が先行する柱部材(以後、せん断柱と呼ぶ)と曲げ降伏が先行する柱(以後、曲げ柱と呼ぶ)の2部材を同時加力する擬似動的実験を実施し、地震応答性状について検討してきた^{1),2)}。この研究の目的は、1981年以前に建設された既存建築構造物を対象として、地震後の損傷状態を推定し、その継続使用の可否も判定しうる耐震性能評価法を構築することである。本研究で対象とするいわゆる旧耐震基準で設計されたRC造建築物は、一般にせん断柱と曲げ柱が混在した架構となっていることが多い。せん断柱のような脆性的な挙動を示す部材の既往の実験研究は、静的漸増載荷実験が主流であり、地震応答性状を実験的に検討している例は少ない。このことから筆者らが行ってきたような、脆性部材を対象とした擬似動的実験データの蓄積が今後必要であると考えている。

一方で著者らの一部³⁾は、巨大地震では本震後にも大地震に匹敵するような余震の発生が懸念され、本震で倒壊を免れたとしても、本震後の余震によって損傷の進行や倒壊に至る可能性があることに着目し、曲げ部材のみで構成される中層RC造架構を対象とした擬似動的実験を実施した。さらに文献⁴⁾では、地震波の主要動によって構造物が大きく塑性化した場合、その後の中小地震波の繰り返しで耐力劣化を強め、その塑性化により固有周期が長周期化することで地盤との共振性が問題となる場合があることを指摘している。また源栄ら⁵⁾は、2011年東北地方太平洋沖地震において、宮城県域で観測され

た地震波形は2つの大きな波群で構成されており、地震動の第1波群による建物の塑性化によって固有周期が変化して、地震動の第2波群の卓越周期帯と一致してしまい大きな被害を受けた事例があることを示唆している。このように建築構造物の固有周期が伸びて、地震動の卓越周期帯と一致して共振する現象を移動共振現象と呼んでいる。

そこで本報ではこの移動共振現象に着目し、せん断柱1体と曲げ柱1体からなる並列1自由度系を対象に、周期特性の異なる2波を連続入力する2試験体同時加力の擬似動的実験を実施してその地震応答性状を検討した。

2. 実験方法

試験体は、せん断破壊が先行するRC造柱(RCSと呼ぶ)と、曲げ降伏が先行するRC造柱(RCMと呼ぶ)とした。柱断面寸法は両試験体で同一の300mm×300mmとし、柱内法寸法は、RCSは600mm(せん断スパン比1.0)、RCMは1,100mm(せん断スパン比1.8)とした。実験は両試験体を1体ずつ用いた2体同時加力の擬似動的実験である。両試験体の形状および配筋図を図-1に、試験体の材料特性と構造諸元を表-1, 2に示す。試験体は既報^{1),2)}と同形状であるが材料強度は異なっている。なお両試験体は、柱内法寸法と主筋量、柱軸力により、破壊性状の異なる試験体を設計した。

RCSでは、せん断破壊後の急激な耐力低下に対して安定した加力制御を補償するため、試験体の加力方向両側面に平バネ2枚(以後、補剛バネと呼ぶ)を設置した。補剛バネには板厚32mm、幅600mmの平鋼(SM490A)

*1 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 准教授 博士(工学)(正会員)

*2 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 助教 博士(工学)(正会員)

*3 千葉工業大学 創造工学部 建築学科 教授 博士(工学)(正会員)

*4 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 博士(工学)(正会員)

を用い、補剛パネの内法高さは900mmとした。補剛パネの水平剛性は、擬似動の実験に先立ち実施した補剛パネのみの加力試験（水平変位2cmまでの静的交番载荷）の結果より79.4kNcmとなっている。

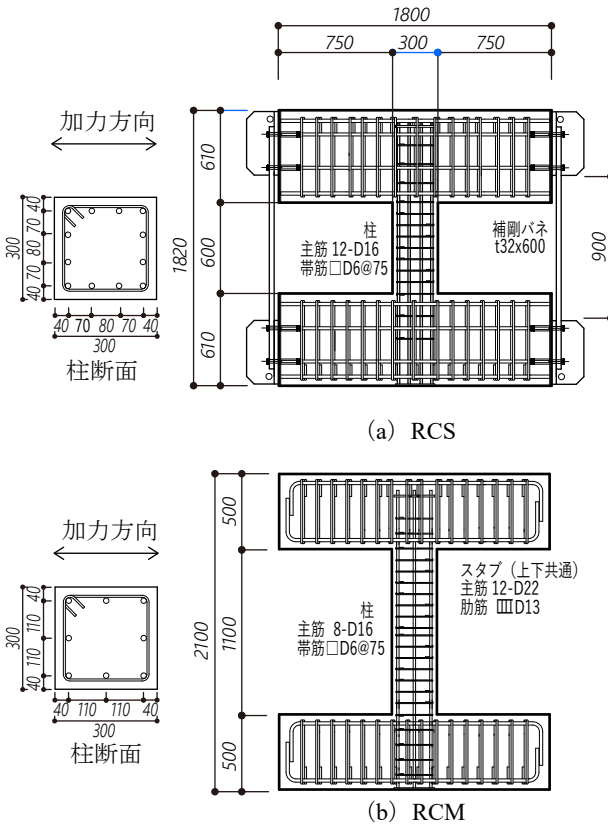


図-1 試験体配筋図（寸法単位 mm）

表-1 材料特性

コンクリート ^{*1}		鉄筋		
σ_B ^{*2}	ϵ_B ^{*3}	鉄筋径	σ_y ^{*4}	ϵ_y ^{*5}
(N/mm ²)	(%)	[鋼種]	(N/mm ²)	(%)
25.0	0.252	主筋 D16	388.4	0.202
		[SD345]		
		帯筋 D6	423.6 ^{*6}	---
		[SD295]		

^{*1} 打設約12週後（実験前日）の強度試験結果による、^{*2} σ_B ：圧縮強度、^{*3} ϵ_B ：圧縮強度時ひずみ度、^{*4} σ_y ：降伏強度、^{*5} ϵ_y ：降伏時ひずみ度、^{*6}0.2% オフセット法による

表-2 試験体構造諸元

試験体名	$b \times D$ ^{*1}	h_0 ^{*2} /D	P_w (%) ^{*3}	P_g (%) ^{*4}	軸力比 ^{*5}	曲げ強度 ^{*6}	せん断強度 ^{*7}	せん断余裕度 ^{*8}
					[軸力]	計算値	計算値	
RCS	300mm	2.0	0.28	2.65	0.20	427kN	271kN	0.63
RCM	300mm	3.7		1.77	0.05	130kN	156kN	1.20

^{*1} $b \times D$ ：柱幅×柱せい、^{*2} h_0 ：柱内法寸法、^{*3} P_w ：せん断補筋筋比、^{*4} P_g ：主筋比、^{*5} 軸力比 = $N/(bD\sigma_B)$ [N：軸力、 σ_B ：コンクリート実強度]、^{*6} 曲げ降伏時せん断力、^{*7} 荒川 mean 式による、^{*8} せん断強度計算値/曲げ強度計算値

入力地震波は、周期特性の異なる模擬波2波を連続入力するものとした。本論では便宜上、最初に入力する地震波（0～10秒）を第1波群、次に入力する地震波（10秒～20秒）を第2波群と呼ぶ。2つの波群を含む入力地震波（すなわち2波連続入力する地震波全体）のスペクトル特性は、第2種地盤の地盤増幅を考慮した告示スペクトルと適合するように作成した。さらにスペクトル特性について、第1波群は短周期成分を多く含む地震波として、周期0.16～0.3秒を加速度一定領域とした。第2波群は、第1波群よりも周期の長い成分を多く含む地震波として、周期0.3～0.864秒を加速度一定領域とした。なお、このスペクトル特性の境界とした周期0.3秒は、試験体の曲げ柱（RCM）が降伏すると予想されるときの割線周期0.28秒を鑑みて設定したものである。2波の位相特性は、どちらもランダム位相とし、時刻歴包絡形は図-2に示すように、立ち上がり時間3秒、振幅一定時間4秒、減衰時間3秒の計10秒とした。

図-3には作成した入力地震波時刻歴を、図-4にはその加速度応答スペクトルを示す。なお実験では、事前の応答解析の結果を鑑みて、作成した模擬地震波に対して、入力倍率55%を乗じて（このときの最大加速度は、第1波群で2.84m/s²、第2波群で2.37m/s²となる）を入力した。

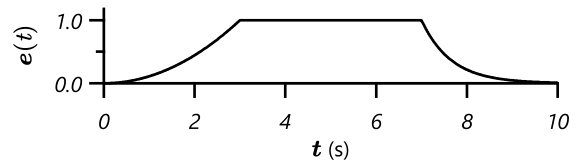


図-2 入力地震波の時刻歴包絡関数

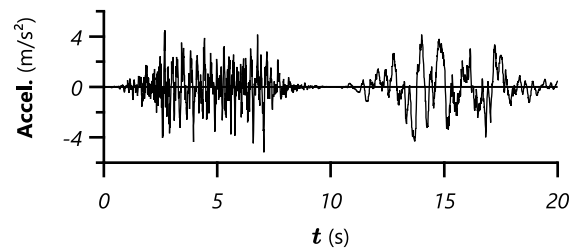


図-3 入力地震波の時刻歴波形

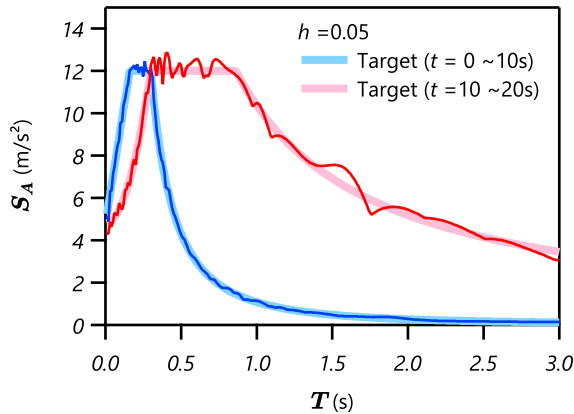


図-4 入力地震波の加速度応答スペクトル

実験は既報^{1),2)}と同様に、RCSとRCMとが並列接合された1質点系を想定した2体同時加力による擬似動の実験とした。質点重量は1000kNとし、内部粘性減衰は初期剛性比例型として減衰定数1%としている。なお、このときの初期剛性には、材料特性値と試験体図面から算出した計算値(6973.8kN/cm)を用いた。応答計算において、RCSについてはロードセルの荷重計測値から補剛バネの負担せん断力(水平変位計測値に補剛バネの剛性を乗じて評価)を差し引いた値を使用した。数値積分にはOS法⁶⁾を用い、積分時間刻みは原則0.01秒とし、1ステップでの変位増分が0.05cmを超えないように適宜サブステップを設けた。なお、柱軸力は一定軸力となるように制御した。

3. 実験結果

図-5に実験結果より得られた並列1自由度系全体の慣性力と水平変位の関係を、図-6に各試験体の破壊状況を、図-7には、各試験体の水平方向の荷重-変位関係と水平変位-柱軸方向変位の関係を示す。ここで、慣性力は応答計算の加速度応答より算出している。また荷重は、前述の方法により補剛バネの負担せん断力を差し引いた値で表している。柱軸方向変位は、軸伸び方向を正として表している。

第1波群では、RCSにおいてせん断破壊が生じ、最大+0.61cm(部材角RCS 1/98, RCM 1/180)の水平変位が生じた。第2波群では、せん断破壊が進行するとともにRCMにおいて曲げ降伏が確認された。最大応答変位は、加力正側では15.30秒時点で+1.87cm(部材角RCS 1/32, RCM 1/59)、加力負側では17.41秒時点で-2.18cm(部材角RCS 1/28, RCM 1/50)となった。

RCSでは、まず加力負側において水平変位が-0.19cm(部材角1/315)に達した時点(3.01秒)で柱高さ中央位置の帯筋が降伏し、次ステップ時点(-0.21cm, 1/280)にはその上下段の帯筋も降伏した。この時点で柱中央部にせん断ひび割れも確認された。その後、加力正側にお

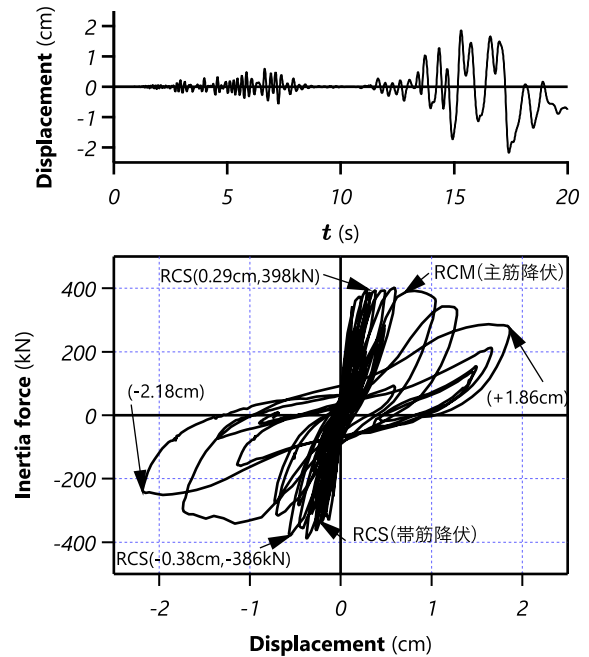


図-5 応答変位時刻歴と慣性力-変位関係

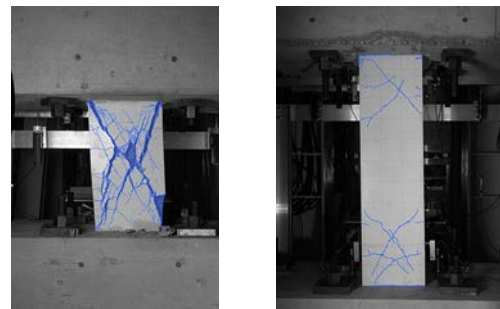


図-6 試験体の破壊状況(負側最大変形時)

左: RCS, 右 RCM 写真の変形の向きをそろえるため RCS 試験体の写真は左右反転している。ひび割れは筆者が写真に追記している。

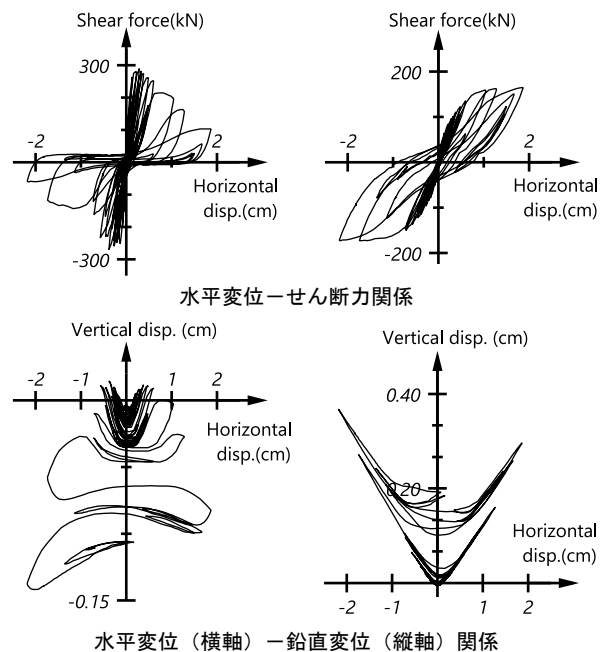


図-7 各部材の実験結果(左 RCS, 右 RCM)

いて水平変位 +0.29cm (部材角 1/207) に達した時点 (3.99 秒) で正側の最大せん断力 +289kN に到達し、その後は最大変位の更新とともに耐力の劣化傾向を示した。加力負側の最大せん断力は、水平変位が -0.38cm に達した時点 (5.75 秒) で -266kN となった。なおこのときまでに、柱頭・柱脚のフェイス面より 7.5cm の高さ位置の帯筋を除いた全ての帯筋が降伏している。第 2 波群での応答において、正側が最大変位に到達した直後の除荷時 (15.36 秒付近) に主筋の圧縮側の降伏が確認された。

RCM では、第 1 波群の入力により、柱頭・柱脚のフェイス面を中心とする曲げひび割れが確認され、その後の第 2 波群の入力において、加力正側で水平変位が +0.72cm (部材角 1/153) に達した時点 (13.65 秒) で柱頭・柱脚部の主筋が同時に降伏した。また同時に柱頭・柱脚部に斜めひび割れも確認された。

図-7を見ると、RCS は 0.3cm (部材角 1/200) 付近で最大耐力に到達後は、水平変位の更新に伴って、耐力が劣化していることが確認できる。さらにその傾向は、加力正側と負側とでやや異なっている。すなわち加力正側では、最大耐力に到達後は、負側と比べてその耐力の劣化傾向はやや緩やかな傾向を示している。ここで水平変位と鉛直方向変位の関係に着目すると、RCS は最大水平耐力に到達する以前は、水平変位がゼロ付近での残留軸縮みが進行しながらも水平変位の増大に伴って、軸変形が伸び方向に増える傾向を示しているが、水平変位が正側では +0.72cm (部材角 1/83)、負側では -0.87cm (1/69) を超えると、水平変位の増大に伴って、軸縮みが進行するようになる。この傾向が現れる時点にせん断耐力の劣化傾向が緩やかになっていることから、せん断耐力の劣化傾向と軸変形挙動には相関があると考えられるが、本報ではまだ十分な検討ができていない。なお補剛パネは、取付部をルーズホールにしており、柱試験体の軸方向挙動への影響は小さいと考えている⁷⁾。

RCM では、その履歴ループ形状は RCS よりもスリップ傾向が小さく、水平変位の増大に伴って大きな履歴ループを描くようになる。軸変形挙動は水平変位の増大に伴って軸伸びが顕著になり、特に水平変位が -1.73cm (部材角 1/64) を超えた時点 (14.91 秒) から除荷時の残留軸伸び量も顕著に大きくなっていることがわかる。

4. 数値解析による検討

次に数値解析による本実験結果の再現を試みる。解析は試験体の水平挙動のみに着目し、復元力特性として、RCM には TAKEDA スリップモデルを採用し、RCS には TAKEDA スリップモデルに水平耐力の劣化性状を考慮した中村・芳村らのモデル⁸⁾を採用した。図-8には、各試験体のスケルトンモデルを示す。RCS のスケ

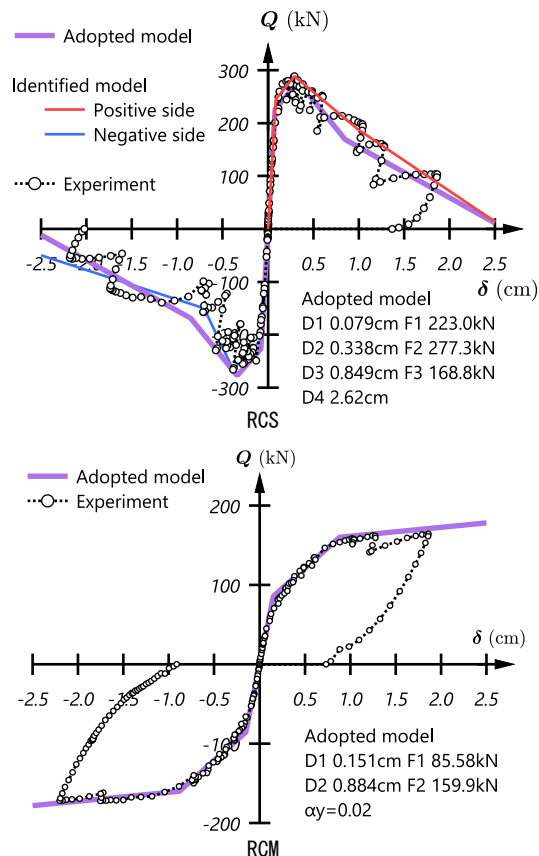


図-8 数値解析に用いたスケルトンモデル

ルトンモデルは、まず実験結果の水平荷重-変位関係の包絡線において、変位 ±0.06cm までの範囲を直線近似して初期剛性 (2874.6kN/cm) を設定した。第 1 折れ点は、後述の第 2 折れ点時点のひずみエネルギーが等価となるように、すなわち実験結果の包絡線と面積が等しくなるように定めた。せん断強度点となる第 2 折れ点は、前述のとおり加力正側と負側とで性状が異なっていたことから、それぞれの最大荷重点の平均値を当該スケルトンモデルの第 2 折れ点とした。第 3 折れ点とせん断力が 0 となる変位についても、正側と負側とでそれぞれ算出し、その平均値を当該スケルトンモデルの設定値と定めた。RCM のスケルトンモデルは、初期剛性は RCS と同様に実験結果の包絡線において、水平変位 ±0.015cm の範囲を直線近似して初期剛性 (566.0kN/cm) を定め、第 2 折れ点までの面積が実験結果と等価となるように第 1 折れ点を定めた。第 2 折れ点は、実験結果において柱頭脚部の主筋が降伏したときの応答サイクルでの変位ピーク点である 0.884cm を第 2 折れ点の変位と定め、実験結果を鑑みて降伏後剛性を初期剛性の 0.02 倍とし、第 2 折れ点変位から最大応答変位である 2.18cm までの実験結果の包絡線と面積が等価となるように、第 2 折れ点の荷重を定めた。なお、RCM では加力正側と負側とで大きな違いは確認されていない。復元力モデルのパラメータは実験結果を鑑みて、除荷時剛性低下指数はともに 0.4、

スリップ係数は RCS で 0.9, RCM で 0.8 とし, スリップ硬化指数は RCS で 0.9, RCM で 1.0 とした。その他の解析条件は, 擬似動の実験の応答計算の条件に準じた。図-9 には, 数値解析結果と実験結果の比較と応答変位時刻歴と各柱の荷重-変位関係を示す。これより, 数値解析は実験結果をよく再現できていることがわかる。ただし, 最大応答変位が生じる 17 秒付近以降は, 実験結果が負側にやや偏った応答となっているのに対して, 解析結果はそれを再現できていない。せん断柱の大変形領域については, 十分なモデル化ができていないため, 今後は実験結果を精査して復元力モデルの再検討が必要であると考えられる。

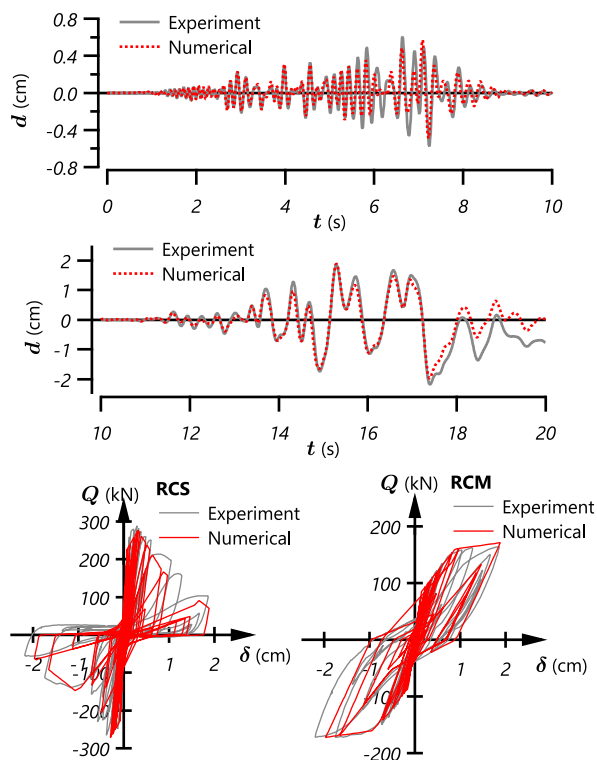


図-9 数値解析結果と実験結果の比較

図-10 には, この数値モデルを使って, 入力波の2つの波群の入力順番を逆にして入力したケースの応答変位時刻歴を示す。

今回用いた入力地震波は, 最初に短周期成分を含む第1波群が入力され, 続いて第1波群よりも周期の長い成分を多く含む第2波群が入力されるものであり, 第1波群でせん断破壊し, 系の固有周期が伸びた状態で, 第2波群が入力されることにより, 移動共振現象を誘発するように作成した。この2つの波群の入力順番を逆にした場合, 初めに入力される第2波群では, ほとんど共振せずに応答変位は非常に小さく, 系の固有周期の変動はほとんどないことから, 次に入力された第1波群の応答変位は, 実験に用いた入力波の0~10秒の応答とほぼ同

じものとなった。なお, 今回作成した模擬地震波は, 移動共振現象を誘発させることを意図しており, 特定の震源, 建設サイトの地盤特性を反映させたものではないことを付記しておく。

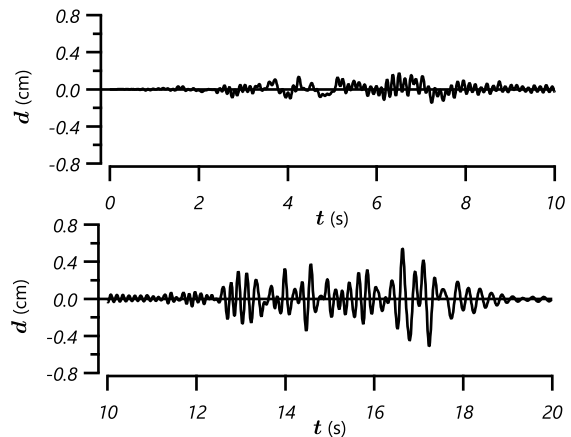


図-10 2つの波群の入力順番を逆にしたケースでの応答解析結果(応答変位時刻歴)

5. 等価粘性減衰に関する考察

本報では, 実験結果に基づき, 等価粘性減衰に着目して考察を行う。等価粘性減衰は, 履歴ループにより吸収されるエネルギーとひずみエネルギーとの比であると解釈できることから, 応答履歴を半サイクルごとに分割して考察することとした。このように応答半サイクルごとに考えるエネルギー応答として, 中村・井上⁹⁾の瞬間入力エネルギーがある。本報ではこれに着目し, ある応答変位のピークから反対側変位のピークまでに要する半応答サイクル時間に系に入力されたエネルギーを瞬間入力エネルギー ΔE と定義する。なお, 半応答サイクル時間に RCS, RCM および内部粘性減衰により吸収されるエネルギーをそれぞれ ΔE_{HS} , ΔE_{HM} , ΔE_D と定義する。図-11 には, 応答変位の絶対値がそれまでに経験した最大変位を更新したときのピーク変位値と ΔE および ΔE_{HS} , ΔE_{HM} との関係を示す。これを見ると, 最大変位の更新に伴って当該半サイクルに入力されるエネル

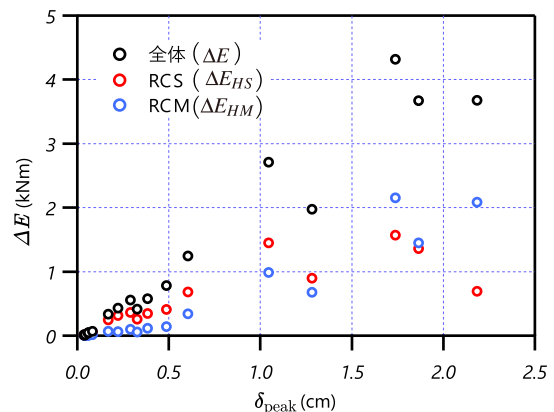


図-11 ΔE , ΔE_{HS} , ΔE_{HM} と変位の関係

ギーは増加傾向を示すが、応答変位が 1.7cm (RCS の部材角 1/35 相当)を超えると頭打ちとなる。 ΔE_{HS} は、1.7cm を超えると応答変位の増大に伴い減少傾向に転じることがわかる。

図-12 には、変位ピーク時点の割線周期 T_{eq} を示す。 T_{eq} は応答変位の増加に伴い単調に伸びていることがわかる。次に本報では、変位ピークが更新する各時点までの平均的な等価減衰定数 h_s として、既報¹⁾で提案した次式を採用した。

$$h_s = \frac{\int_0^{t_{pi}} Q \dot{x} dt - \frac{1}{2} Q_{pi} x_{pi}}{2m\omega_e \int_0^{t_{pi}} \dot{x}^2 dt} \quad (1)$$

ここで、 t_{pi} は変位ピーク更新時刻、 \dot{x} は応答速度、 Q は各試験体のせん断力 (系全体の場合は慣性力)、 Q_{pi} 、 x_{pi} は当該ピーク時点のせん断力と応答変位、 m は質点質量、 ω_e は変位ピーク時の割線剛性より定まる等価固有円振動数を表す。図-13 には、各せん断力から求めた平均等価減衰定数 h_s を示す。系全体の h_s は応答変位の増大に伴って単調増加の傾向を示し、RCS の h_s は応答変位が 1.7cm から頭打ちとなり、RCM では応答変位が 1.0cm を超えると h_s の増加傾向が大きくなっている。半サイクルごとの履歴吸収エネルギー量は図-11 に示したように、応答変位 1.7cm から ΔE_{HM} が ΔE_{HS}

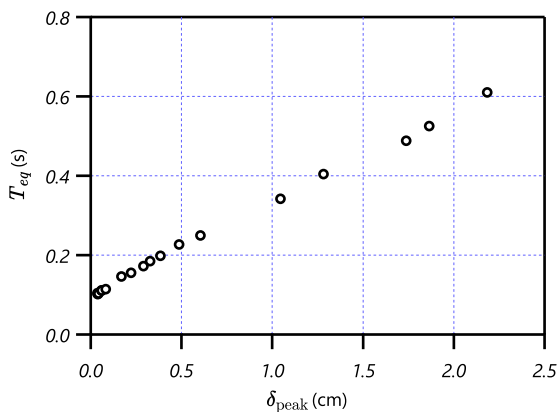


図-12 変位ピーク更新時点の等価割線周期 T_{eq}

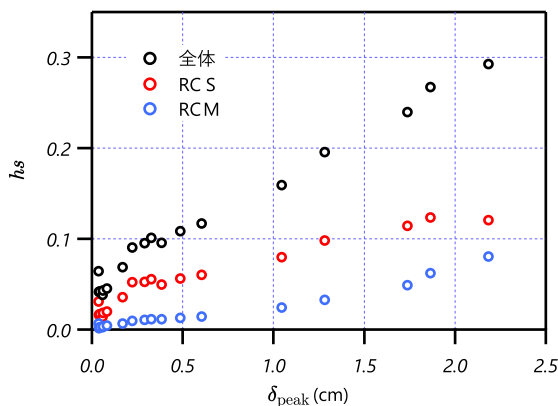


図-13 系全体および RCS、RCM の平均等価減衰定数

を上回っているが、RCS は耐力低下によりピーク時の割線剛性も低下してひずみエネルギーも小さくなるため、その比と解釈できる h_s は、RCM のそれよりも高い値になっているものと推察される。

6. まとめ

せん断柱 (RCS) と曲げ柱 (RCM) からなる並列 1 自由度系の対象に周期特性の異なる地震波を連続入力した擬似動の実験を実施した。

- 1) 実験結果は、第 1 波群でせん断破壊が生じ、続く第 2 波群で移動共振現象により応答変位が増大する結果となった。
- 2) せん断柱の耐力低下の挙動と柱軸変形挙動との関係については相関が見られたが、詳細な検討には至らなかった。
- 3) せん断柱のように、大変形時にスリップ挙動等により履歴ループ面積が減少する場合において、耐力低下によりひずみエネルギーも低下するため、履歴ループ面積の減少が必ずしも等価粘性減衰の減少とはならないことを示した。

参考文献

- 1) 菅野秀人, 櫻井真人, 藤井賢志, 西田哲也: せん断柱と曲げ柱からなる並列 1 自由度系モデルの擬似動の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.673-678, 2015
- 2) 菅野秀人, 藤井賢志, 櫻井真人, 西田哲也: せん断部材と曲げ部材が混在する鉄筋コンクリート造架構の擬似動の実験に基づくエネルギー応答性状に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.895-900, 2016
- 3) 兎澤圭亮, 小幡昭彦, 西田哲也, 小林淳: 連続地震動を受ける RC 造架構の応答性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.895-900, 2013
- 4) 鈴木計夫, 境有紀, 芳村学, 前川宏一, 曾昭平: 過大繰返し地震力を受けるコンクリート部材の塑性域劣化性状研究委員会報告, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.1, pp.1-10, 1999
- 5) 源栄正人, 田附遼太: 移動共振現象に着目した地震動の非定常性と構造物の非線形応答, 日本建築学会東北支部研究報告集, No.78, pp.53-56, 2015
- 6) 中島正愛, 石田雅利, 安藤和博: サブストラクチャ仮動の実験のための数値積分法, 日本建築学構造系論文報告集, No.417, pp.107-117, 1990
- 7) 菅又友喜, 菅野秀人, 櫻井真人, 寺本尚文, 藤井賢志, 西田哲也: 鉄筋コンクリート造せん断柱と曲げ柱の 2 体同時加力による擬似動の実験, 日本地震工学会第 11 回年次大会梗概集, paper ID P3-36, 2015
- 8) 中村孝也, 芳村学, 見波進: サブストラクチャ擬似動の実験によるせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 日本建築学会構造系論文集, No.619, pp.141-148, 2007
- 9) 中村孝也, 堀則男, 井上範夫: 瞬間入力エネルギーによる地震動の破壊特性評価と応答変形の推定, 日本建築学会構造系論文集, No.513, pp.65-72, 1998