

論文 低降伏点鋼パネルを組み込んだ RC 柱の耐震性能に関する実験的研究

和泉 信之*1・竹中 啓之*2・大井 貴之*3・千葉 脩*4

要旨: 低降伏点鋼 (100, 235N/mm²級) を用いた鋼製パネルを柱中央部に組み込み, 上下の RC 部材と一体化した柱を対象に正負交番繰返し載荷を行った。その結果, 柱は水平変形角 1/33 まで耐力低下の無いエネルギー吸収能力に富む紡錘形の履歴性状を示した。大地震時の想定変形履歴を 3 回与えた場合でも, 鋼製パネルの接合等の影響は無く柱のエネルギー吸収量は低下しなかった。実験結果の検討から, 鋼製パネルをせん断ばねに, 上下の RC 部材を曲げばねにモデル化したマクロ的な解析モデルを提案し, その妥当性を示した。

キーワード: RC 柱, 低降伏点鋼, 混合構造, 耐震性能, 復元力特性

1. はじめに

著者らは, RC 造建築物等の大地震時の損傷制御を目的として, エネルギー吸収型デバイス, いわゆる制震デバイスの研究を行ってきた。本研究で対象とする制震デバイスは, RC 柱の中央部に低降伏点鋼を用いた鋼製パネル部 (以下, 制震パネルと呼ぶ) を組み込み, その上下の RC 部材と一体化した間柱タイプのハイブリッド部材 (以下, 制震柱と呼ぶ) である (図-1)。RC 造建築物に制震デバイスを採用するには, デバイス単体の性能評価に加えて, 接合された RC 部材のひび割れやデバイス取付部のずれを考慮した性能評価等課題が多く, 鉄骨造に比べてその適用事例が極めて少ないのが現状である。

本論文では, RC 造を対象として開発した制震柱の性能評価および復元力特性のモデル検証を目的とした実験的研究について述べる。

2. 実験概要

2.1 実験計画

本実験では, 2 タイプの制震パネル (タイプ I : 溶接接合, タイプ II : 高力ボルト接合) を組み込んだ制震柱を対象として, 制震パネル単体の復元力特性を検討する「制震パネル実験」お

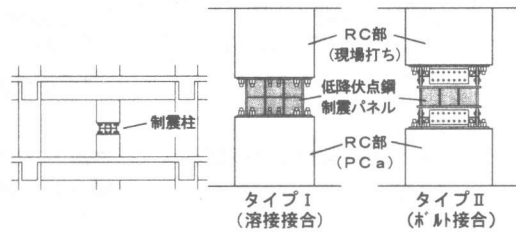
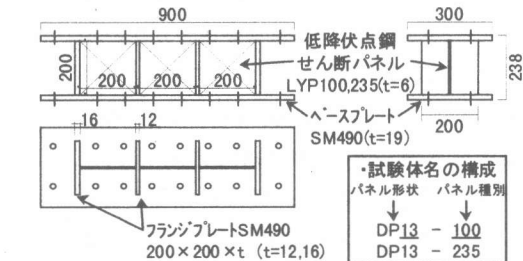
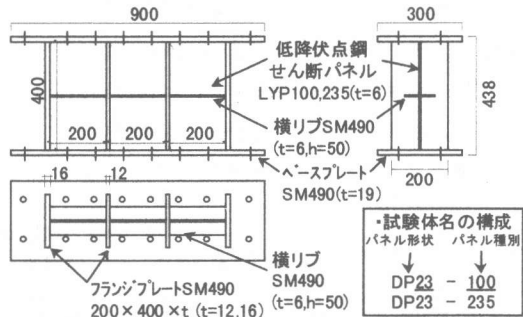


図-1 制震柱



(1) DP13-100 試験体, DP13-235 試験体



(2) DP23-100 試験体, DP23-235 試験体

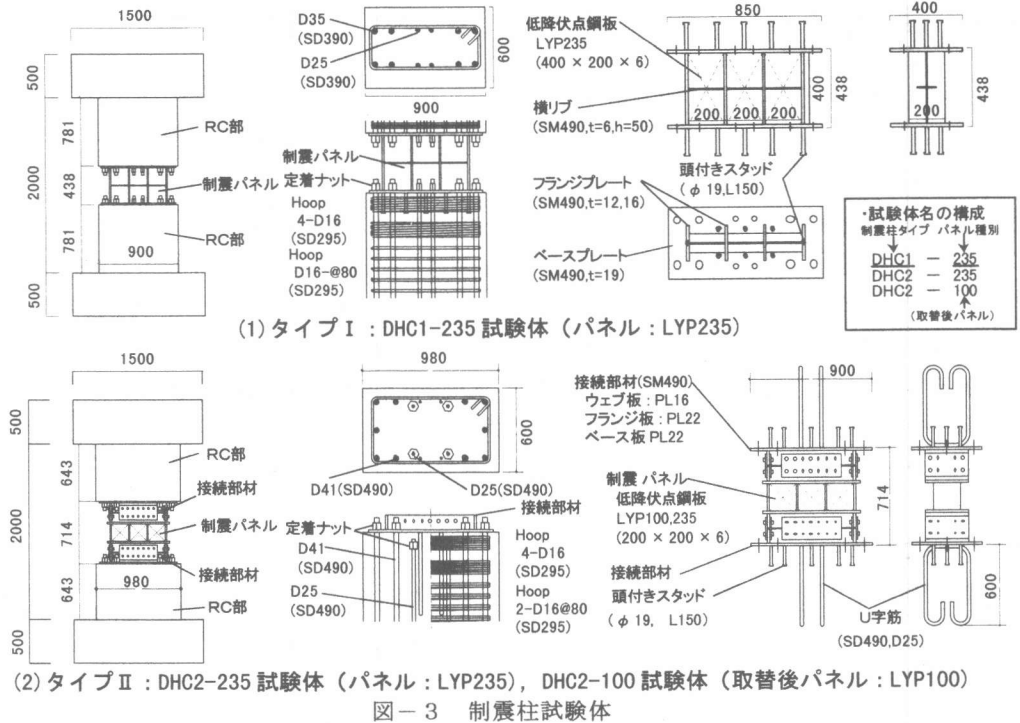
図-2 制震パネル試験体

*1 戸田建設(株)構造設計部主管 博 (工) (正会員)

*2 戸田建設(株)技術研究所研究第 2 室 工修

*3 戸田建設(株)構造設計部部長 工修

*4 戸田建設(株)技術研究所所長 工修 (正会員)



よび制震柱全体の復元力特性を検討する「制震柱実験」を計画した。なお、制震パネルの低サイクル疲労特性等については別途報告したい。

2.2 試験体概要

本実験の試験体は、制震パネル実験4体（DP試験体）、制震柱実験2体（DHC試験体）である。制震パネル（図－2）は、低降伏点鋼を用いたウェブ板とSM材を用いた縦フランジ板、上下のベース板から構成される。一般の鋼材に比べて降伏点が低く延性に富んだ低降伏点鋼材には100N/mm²級（LYP100）および235N/mm²級（LYP235）の2鋼種を用いた。試験体の材料特性を表－1に示す。制震柱（図－3）に組み込まれた制震パネルは、ベース板の頭付きスタッド

とRC柱の主筋の定着ナットにより、上下のRC部と接合されている。なお、タイプⅡの制震パネルは、高力ボルト接合用の接続部材を介してRC部と接合される。制震パネルより下部のRC部は、ブレキャスト部材を想定して、下スタブ部分とはコンクリートを打ち分け、RC柱柱脚の接合面にはシヤキーを設けている。

2.3 載荷方法および載荷履歴

制震パネル実験では、加力フレームに制震パネルを接合して、水平加力を行った。試験体の載荷は、制震パネルのせん断変形角で制御し、1/200(rad.)ずつ増加させる正負交番漸増繰り返し載荷とした。制震柱実験では、試験体の柱脚を固定し、水平加力を行った（図－4）。試験体の

表－1 試験体の材料特性

部材 (材料種別)	ヤング係数 ×10 ⁵ N/mm ²	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	制震柱 コンクリート	Fc N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁴ N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
PL6(LYP100)	2.02	96.3	261.4	DHC1	26.5	2.75	26.8	2.21
PL6(LYP235)	1.97	227.8	344.2	DHC2	35.3	3.13	34.9	3.29
PL6(SM490)	2.03	419.7	538.2					
D35(SD390)	1.90	430.1	605.8					
D25(SD390)	1.87	436.5	632.6					
D41(SD490)	1.96	519.8	692.1					
D25(SD490)	1.96	555.1	732.5					
D16(SD295)	1.86	360.2	549.1					

注)・制震パネル ウェブ板(低降伏点鋼)

LYP100:100N/mm²級, LYP235:235N/mm²級

・制震パネル フランジ板・ベース板・リブ板 SM490

・制震柱 主筋 SD390, SD490

補強筋 SD295

載荷は、制震柱の水平変形角で制御し、大地震時（高層建築物設計で考慮されるレベル2の地震動程度）の変形を想定した変形パターン（以下、LⅡ変形と呼ぶ）を3回繰り返した後に、正負交番漸増繰返し載荷とした（図-5）。LⅡ変形1回目の正載荷時には水平力の55%の変動圧縮軸力を加えた。DHC2試験体では、制震パネルにLYP235を用いた実験（柱水平変形角1/50rad. まで）の終了後に、LYP100を用いた制震パネルに取り替えて、再度LⅡ変形3回と漸増繰返し載荷を実施した。そのため、試験体の名称は制震パネル取替前をDHC2-235、取替後をDHC2-100として区別する（図-3参照）。

3. 実験結果

3.1 制震パネル

(1) 実験経過および荷重-変形関係

制震パネルのせん断力-せん断変形角関係を図-6に、実験結果一覧を表-2に示す。実験経過の一例として、DP23-235試験体について述べる。せん断変形（ R_p rad.）が1/200を超えた付近から剛性が低下し、その後 $R_p=14/200$ まで耐力が増加した。 $R_p=10/200$ まで目視では座屈現象が観察されなかった。 $R_p=15/200$ にて若干耐力が低下し、 $R_p=17/200$ にて $R_p=0$ 付近でウェブ板の座屈波形の反転に伴う耐力低下が発生したが、最大耐力の顕著な低下はなかった。 $R_p=18/200$ にてウェブ板の横リブ溶接部付近に破断が生じて耐力が低下した。

3.2 制震柱

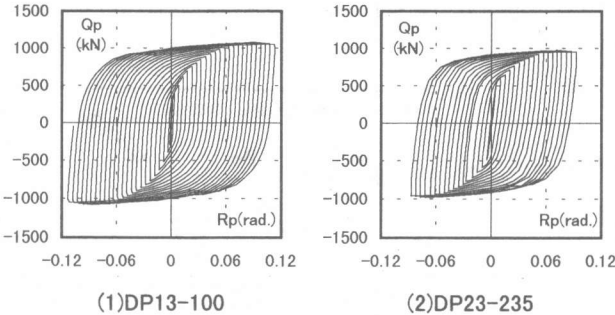


図-6 制震パネルせん断力-せん断変形角関係

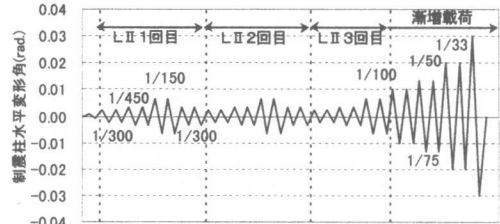
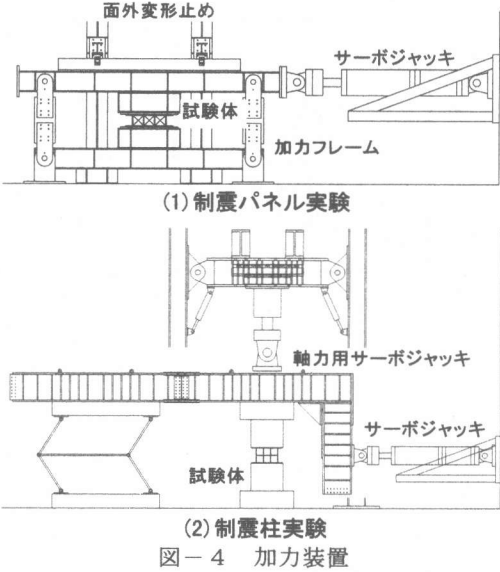


図-5 載荷スケジュール

(1) 実験経過および荷重-変形関係

制震柱のせん断力-水平変形角関係を図-7に、実験結果一覧を表-3に示す。DHC2試験体の実験経過について述べる。実験終了時のひび割れ状況を図-8に示す。DHC2-235試験体では、LⅡ変形1回目にRC部に曲げひび割れが生じたが、柱水平変形角（ R_c rad.）1/150時のひび割れ幅は0.3mm程度であり、荷重0時の残

表-2 制震パネル実験結果一覧

試験体名	最大荷重 (kN)	破断部分
DP13-100	1085 (18/200)	座屈波頂部 (24/200)
DP13-235	1209 (15/200)	外周溶接部 (20/200)
DP23-100	926 (17/200)	座屈波頂部 (20/200)
DP23-235	985 (15/200)	横リブ溶接部 (18/200)

○内は最大荷重および破断時のせん断変形角(rad.)

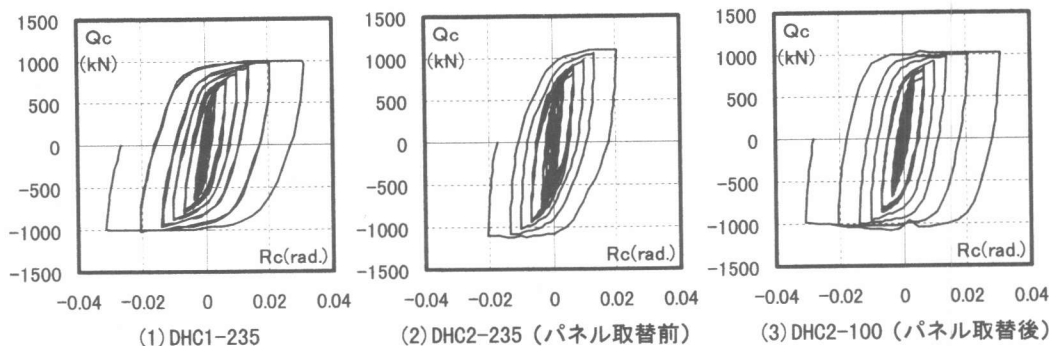


図-7 制震柱のせん断力-せん断変形角関係

留ひび割れ幅は0.04mm程度であった。繰り返し
 載荷によりひび割れの進展が見られたが、ひび
 割れ幅は1回目と同程度であった。Rc=1/50時
 サイクル終了時の荷重0時の残留ひび割れ幅は
 0.04mm程度であり、RC部の損傷は極めて軽微
 であった。最大歪は主筋が1000 μ 程度、帯筋が
 800 μ 程度であった。RC部はそのまま制震パ
 ネルのみを取り替えたDHC2-100試験体では、L
 II変形1回目におけるRc=1/150時に、RC部側
 面の主筋に沿ったひび割れが新たに発生したが
 、その後のひび割れの進展は見られなかった。L
 II変形3回目にウェブ板の座屈による面外変形
 が見られた。その後、ひび割れの進展はあまり
 無く、Rc=1/33時までの最大歪は主筋が850 μ
 程度、帯筋が900 μ 程度であった。最終時のRC
 部の残留ひび割れ幅は0.04mm程度であり、RC
 部の損傷度合はパネル取替前と比べてほとんど
 増大しなかった。

(2) 各部位の変形

制震柱水平変形全体(δc)に占める制震パネ
 ルのせん断変形(低降伏点鋼ウェブ板上下の
 ベース板間変形: δp)の割合を図-9に示す。
 変形が進むにつれて、制震パネルの変形が支配
 的となり、DHC1試験体ではRc=1/100時以降、
 水平変形の8割以上が制震パネルのせん断変形
 であった。制震パネルとRC柱の接合位置におけ
 るずれ変形の一例を図-10に示す。ずれ変形は
 柱水平変形が進むにつれて若干大きくなったが、
 最終ずれ量は僅か0.6mm程度であった。

表-3 制震柱実験結果一覧

試験体	DHC1-235	DHC2-235	DHC2-100
パネルタイプ	DP23-235	DP13-235	DP13-100
パネル鋼種	LYP235	LYP235	LYP100
RC部Fc	26.5 N/mm ²	35.3 N/mm ²	
主筋	D35(SD390)	D41(SD490)	
	D25(SD390)	D25(SD490)	
帯筋	D16(SD295)	D16(SD295)	
最大荷重	1013 kN (Rc = 1/33)	1113 kN (Rc = 1/50)	1071 kN (Rc = 1/33)
最大荷重時 パネル変形角	1/7.5 (Rc = 1/33)	1/7.0 (Rc = 1/50)	1/5.6 (Rc = 1/33)
パネル座屈時 荷重	945 kN (Rc = 1/75) (Rp = 1/19)	876 kN (Rc = 1/150) (Rp = 1/36)	813 kN (Rc = 1/150) (Rp = 1/22)
主筋最大歪	1700 μ	1000 μ	850 μ
帯筋最大歪	1000 μ	800 μ	900 μ

注) DHC2-235: パネル取替前, DHC2-100: パネル取替後

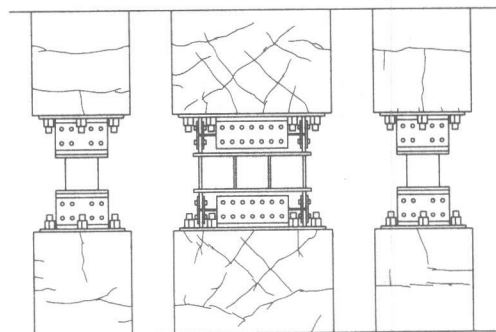


図-8 制震柱のひび割れ状況の例(DHC2-100)

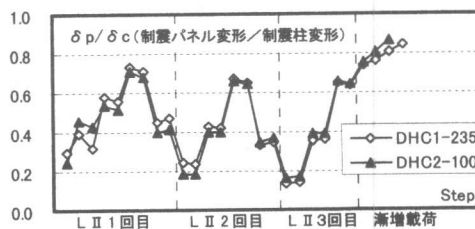


図-9 制震パネルのせん断変形の比率

4. 実験結果の考察

4.1 エネルギー吸収量

制震パネル単体実験と制震柱実験における制震パネルのエネルギー吸収量の比較を図-11に示す。両実験による制震パネルのエネルギー吸収量はほぼ等しく、制震パネルをRC柱に接合することによる水平ずれ等の影響はほとんど無いことがわかる。制震柱のエネルギー吸収量(E_c)と制震パネルのエネルギー吸収量(E_p)の推移の一例を図-12に示す。DHC2-235試験体では、 E_c 、 E_p ともにLⅡ変形の2回目は1回目の8割程度に低下した。これは、1回目に生じたひび割れの影響でRC部の剛性が低下したためと考えられる。 $R_c=1/50$ 時までの2回目と3回目を比較すると E_c 、 E_p および E_p/E_c はほとんど変化が見られない。DHC2-100試験体について、LⅡ変形の1回目と2回目を比較すると、 E_c 、 E_p ともにほぼ等しく、 E_p/E_c の最大値は約9割であり、制震柱のエネルギー吸収量は制震パネルにより占められていることがわかる。

4.2 制震柱の解析モデル

制震柱の解析モデルは、構造物の弾塑性解析への適用が容易なように、マクロ的な解析モデルとして制震パネルをせん断ばねに、RC部材を曲げばねに置換した曲げせん断ばねモデルとする。制震パネルのせん断力に関する復元力特性はNormal Tri-Linear型とし、RC部材の曲げに関する復元力特性はTAKEDAモデルとする。

4.3 制震パネルの復元力特性

スケルトンカーブの設定(図-13)では、低降伏点鋼を用いた制震パネルウェブ板のせん断降伏点を基準とすることとし、第1折れ点のせん断強度(Q_{y1})は、低降伏点鋼ウェブ板の断面積に降伏点下限値の $1/\sqrt{3}$ 値を乗じた値とする。第2折れ点のせん断強度(Q_{y2})は、 Q_{y1} に対する耐力上昇率(α_2)から求める。第1剛性($K1$)は、ウェブ板のせん断剛性とし、第2剛性($K2$)および第3剛性($K3$)は $K1$ に対する剛性低下率(β_2 、 β_3)から求める。 α_2 、 β_2 および β_3 は耐力上昇と除荷時剛性を考慮した値から、エネル

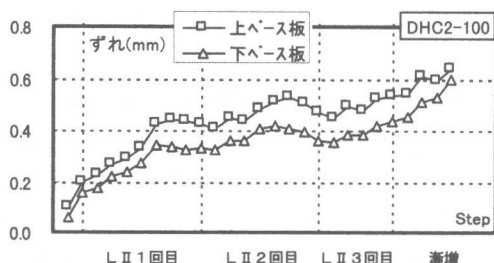


図-10 制震パネル(DHC2-100)のずれ変形

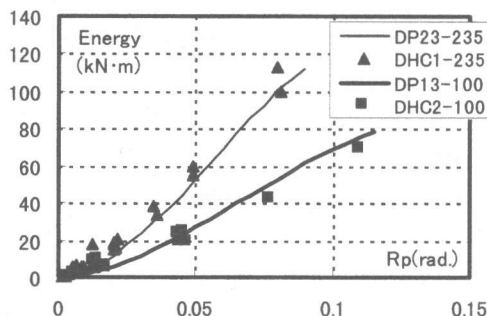


図-11 制震柱のエネルギー吸収量の比較

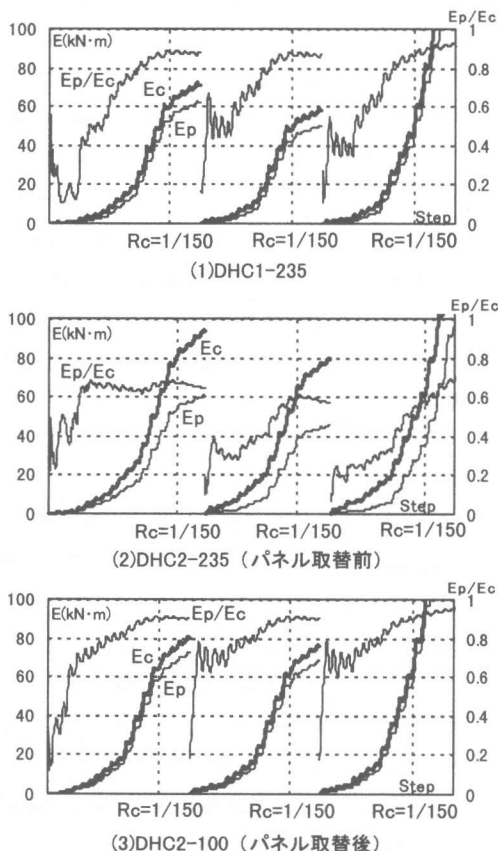


図-12 制震柱のエネルギー吸収量推移

ギー吸収量を比較して制震パネルの形状に応じて決定した（表－4）。なお、DHC2試験体では、パネル接続部材のせん断剛性を別途考慮する。DP23-235試験体について復元力特性の比較を図－14に示す。設定モデルの耐力は、縦フランジ板の降伏による増加分（最大変形時で10～20%程度）を直接評価していないので、大変形時には実験値に比べてやや小さくなるが、LⅡ変形の範囲（ $R_p \leq 0.025$ 程度）では全体的な特性をほぼ適切に評価している。なお、LYP100を用いたDP13-100試験体は、大変形域の耐力上昇が大きいので、表－4にはLⅡ変形の範囲を対象とした値を示す。

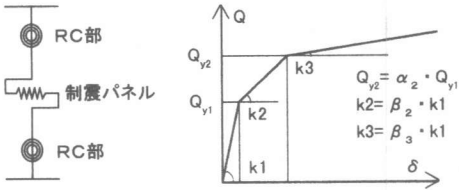
4.4 制震柱の復元力特性

LⅡ変形の最大変形角である $R_c=1/150$ までのDHC1-235試験体のせん断力－水平変形角関係の比較を図－15に示す。解析モデルによる計算値は実験値とほぼ一致している。LYP235を用いたDHC1-235およびDHC2-235試験体のエネルギー吸収量の比較を図－16に示す。 $R_c=1/150$ 時のエネルギー吸収量の計算値は実験値の85%程度である。 $R_c=1/50$ 時では、計算値は実験値の70～80%程度であり、解析モデルは実験値を安全側に評価している。一方、耐力上昇が大きいLYP100を用いたDHC2-100試験体では、表－4の値による計算値は実験値に比べて大変形域では低めの評価となる。変位領域に応じた設定値の提案は今後の課題としたい。

5. 結論

これまでの検討から得られた知見を以下に示す。

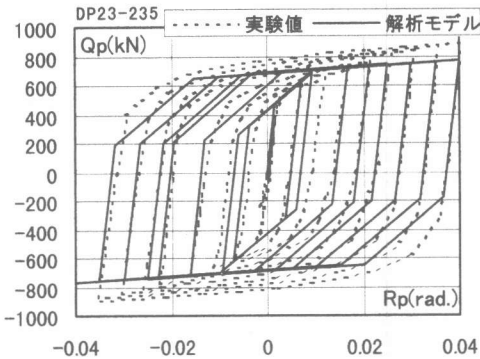
- (1) 低降伏点鋼パネルを組込んだ制震柱は、水平変形角 $1/33$ まで耐力低下がなく、エネルギー吸収能力に富む紡錘形の履歴性状を示した。
- (2) 制震柱は、大地震時の想定変形履歴を3回与えた場合でも鋼製パネルのずれ等接合の影響は無く、エネルギー吸収量は低下しなかった。
- (3) 提案したマクロ的な解析モデルは、実験結果との比較から、制震柱の復元力特性を表現でき、実用的に妥当性があることを示した。



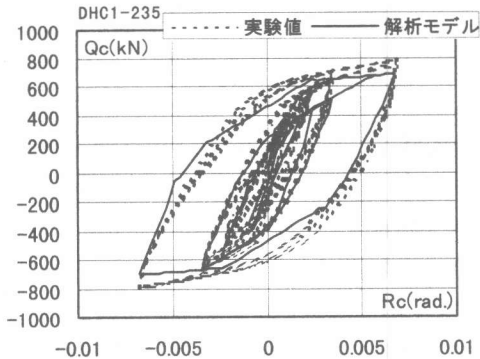
図－13 制震柱の解析モデル

表－4 制震パネルのスケルトンカーブ

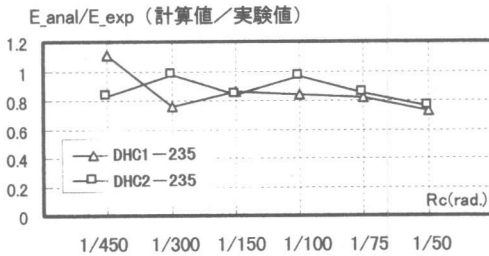
	Q_{y1} (kN)	α_2	$k1$ (kN/mm)	β_2	β_3
DP13-100	204	2.0	1430	0.15	0.012
DP13-235	448	1.5	1430	0.08	0.0075
DP23-235	448	1.5	715	0.1	0.0075



図－14 制震パネル(DP23-235)の復元力特性



図－15 制震柱(DHC1-235)の復元力特性



図－16 制震柱のエネルギー吸収量