九州大学学術情報リポジトリ
Kyushu University Institutional Repository

極低降伏点鋼を用いたせん断型ダンパーの履歴モデルの提案

形山，忠輝
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻博士後期課程

徐，培蓁
九州大学大学院人間環境学府

河野，昭彦
九州大学大学院人間環境学研究院

崎野，健治
九州大学大学院人間環境学研究院

https://doi.org/10.15017/19028

出版情報：都市・建築学研究. 3, pp.133-140, 2003-01-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門
バージョン：
権利関係：

都市・建築学研究　九州大学大学院人間環境学研究院紀要　第3号，2003年1月
J. of Architecture and Urban Design, Kyushu University, No.3, pp.133～140, Jan. 2003

極低降伏点鋼を用いたせん断型ダンパーの履歴モデルの提案

Proposal on Analytical Models for Shear Wall Dampers with the Low Yield Strength Steel

形山忠輝*，徐　培蓁**，河野昭彦***，崎野健治***
Tadaki KATAYAMA, Peizhen XU, Akihiko KAWANO and Kenji SAKINO

The purpose of this paper is to discuss the analytical models of a shear wall damper with the low yield strength steel for a dynamic response analysis. In order to indicate the performance to resist earthquakes, we performed a dynamic analysis of multi-story frames with the dampers, which were modelled by hysteresis models derived from a static loading test. We proposed for good hysteresis loops to be used for both Tri-linear model analysis and Menegotto & Pinto model analysis.

Keywords: *Shear wall steel damper, Low yield steel, Cumulative ductility factor, Performance-based design, Analytical model*
せん断型鋼製ダンパー，極低降伏点鋼，累積塑性変形倍率，性能設計，履歴モデル

1. 序

降伏点レベル100～225N/mm²級鋼材，いわゆる極低降伏点鋼を用いた鋼製ダンパーとしての利用技術が期待され，極低降伏点鋼に関する基礎的研究から，ダンパーの応用研究へと発展してきた．また，損傷制御設計思想が構造設計者に浸透してきたこともあり，実用化に至ったダンパーを適用した建築物も着実に増え続けている．

著者等の一人は，極低降伏点鋼とH形鋼を組み合わせたせん断型ダンパーを提案してきた[1]．このH形鋼には必要耐力・剛性に応じた形状の溶接組立H形鋼を用いても良いが，複数のダンパーを横連結して耐力・剛性の調節ができることや，経済的な観点から，ロールH形鋼を採用されることが多い．そこで標準的な形状である100N/mm²級極低降伏点鋼パネル(B/t=42)とRH-600×200×11×17との組み合わせによるダンパーに関する構造特性を把握することを目的として，実験的検討を行い，低サイクル疲労特性[2]やランダム載荷時の疲労破断に至るまでの累積塑性変形倍率ηを明らかにし，極低降伏点鋼を用いたせん断型履歴ダンパーのηは，場合によって6,000にも達することを示した[1]．また，これらの実験結果に基づいて，等方硬化と移動硬化を考慮したRamberg-Osgood関数の履歴モデル[3](IK-ROモデル)やトリリニアの履歴モデルを提案し，IK-ROモデルは非常に良い一致を示すこと，および精度は若干劣るがトリリニアモデルでも設計上問題がないことを明らかにした[2]．

改訂建築基準法の下では、制震ダンパーを使用する建物の設計は必ずしも第三者機関に依る評価は必要でなく，しかも最近の研究[4)5)]によって設計方法の理論的基礎が整備されて，誰もが自由に設計できる環境にある．しかし，実際は，様々な制震ダンパーの構造特性について必ずしも十分なモデル化が行われている訳ではなく，設計手法も完全に確立されているわけではない．また，これからのモデル化は，性能規定型設計に向けて多様な耐震設計クライテリア[6]に対して適用可能であることが条件となる．

そこで，ここでは，まず極低降伏点鋼を用いたせん断型履歴ダンパーの繰り返し加力実験結果に基づいて，ダンパーの応力－歪関係をマルチリニアー形と曲線形の二通りの履歴モデルを提案した．次に，性能規定型設計における設計クライテリアに対応した最大速度（PGV）25kine，50kine，および75kine（それぞれ，レベル1，2，3）に変化させた入力地震波により，これらの履歴モデルを用いたダンパー付き骨組の時刻歴地震応答解析を行った．その結果より，それぞれの地震強さレベルでせん断型履歴ダンパーがどの程度クライテリアの要求レベルを

*空間システム専攻　博士後期課程（JFE日本鋼管）
**九州大学大学院　人間環境学府
***九州大学大学院　人間環境学研究院　教授

上昇させ得るかを例示し，クライテリア上で履歴モデルの差に関する検討を行った．

2. 履歴型ダンパー付骨組の諸変数の定義

文献[4)5)]には，骨組を多質点系に置き換えて応答を求める際，その解析に必要なi層における定数としては，次の5つを与えている．そこで解析骨組を設計するにあたり，この設計法に基づいて設計することにする．なおその設計法の概要を，以降に述べる．

β_i：ダンパーの層せん断力分担率（水平力分担率）

ψ_i：トリガーレベル係数

R_{Dyi}：ダンパー系の降伏層間変形角

μ_{Di}：ダンパー系の塑性率

k_i：ダンパー系せん断剛性と主体構造のせん断剛性の比

$$k_i = \frac{K_{Di}}{K_{Fi}} \qquad \cdots(1)$$

なお，これらの力学指標の間に，幾何学的に次の関係が成立する．

$$k_i = \frac{\beta_i \cdot \mu_{Di}}{1-\beta_i}, \quad \beta_i = \frac{k_i}{k_i - \mu_{Di}}$$

$$\psi_i = (1+\frac{1}{k_i}) \cdot \beta_i, \quad \mu_{Di} = \frac{k_i(1-\beta_i)}{\beta_i} \qquad \cdots(2)$$

また，履歴型ダンパーが有効に機能して主体構造の損傷を抑制するためには，主体構造である骨組よりも先にダンパーが塑性化すること，すなわち図1において$\delta_{Fy} > \delta_{Dy}$であることが必要となる．同時に，このとき(2)式から次式が満たされなければならない（図2）．

$$\beta_i < \frac{k_i}{k_i+1}, \quad \psi_i < 1 \qquad \cdots(3)$$

この不等式の意味は，剛性比k_iが小さくなると，ダンパーの水平力分担率β_iの選択の幅が狭くなる，ということであり，(3)式が成立しない場合には，履歴型ダンパーを使用する意味が失われる．

本論文で提案するダンパーは標準形式が決まっており，その組み合わせ本数で設計を行っていくので，主として水平力分担率β_iの決定が重要である．既往の研究[4)5)]では，骨組の損傷を抑えるためのβ_iの最適値は，0.2～0.6としている．

3. 解析概要

3.1 解析計画

文献[4)5)]の設計クライテリアに相当する基準には，現行設計に基づいた1次設計と2次設計の2段階が想定されている．なお，このときの1次設計とは，全ての部材が

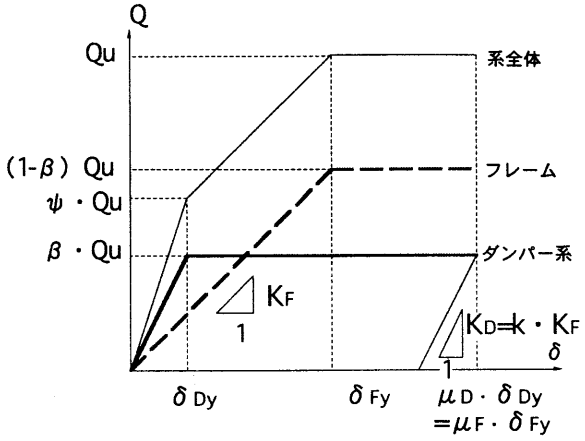


図1　ダンパー付骨組の復元力特性[5)]

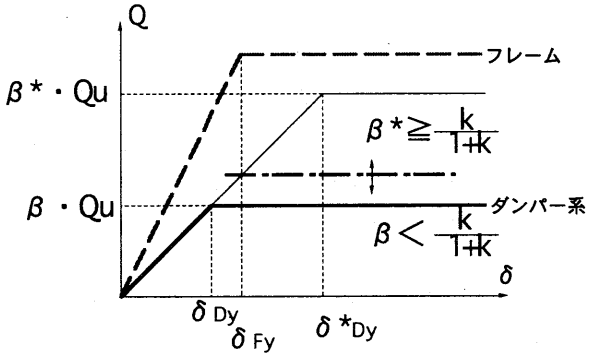


図2　ダンパーの耐力分担率の範囲[5)]

弾性状態にあることを指しており，ダンパーの塑性化は許容されていない．ところが性能設計に完全移行し，物件ごとに示される要求性能に対応した設計を行う必要が生じてくるとすると，十分な塑性変形能力を持つダンパーを用いようとする場合，1次設計時からダンパーを積極的に塑性化させることで骨組を弾性に留める設計クライテリアが設定されることも考えられる．そこで25, 50, 75kineの入力による検討を行い，現在の入力レベルと文献[6)]に示されているような設計クライテリア例と対比させることで，現行設計と性能設計の双方の観点から，ダンパーの性能および履歴モデルによる差の影響について明らかにする．

3.2 解析手法

平面骨組の弾塑性時刻歴応答解析には，以下の特徴を持つ有限要素法プログラムを用いた[7)8)]．

(1)各々の柱梁要素は，軸方向変位は1次多項式，曲げ変形は3次多項式の変位関数を仮定して，要素座標系でLagrange記述によって定式化されている．

(2)要素座標系は要素の剛体変位とともに移動し，幾何非線形性を大変形時まで高精度で保持する．

(3)柱梁要素の断面は微小断面に区分され，それぞれが応力繊維を構成する．要素の断面力と断面剛性は，これらの応力繊維の数値積分で与えられる．

(4)せん断型履歴ダンパーはせん断変形を考慮するが，柱や梁はせん断変形を無視する．
(5)時間に関する積分はNewmark β 法で，βの値は0.25とする．

3.3 解析モデル

解析モデルは，図3に示すような4層3スパンの鉄骨骨組である．せん断型ダンパーの100N/mm²級鋼材は，H形断面材（部分耐震壁）の部材中央のウェブ部分に設置されている．そのダンパーの概略図を図4に示す．解析モデルは，2章に示した設計法によって，入力地震波のPGVが50kineの時に層間変形角応答が1/100以下になるように設計されている．ただし，2～4層では水平耐力に余裕があるため適宜ダンパーの数を低減している．解析モデルの柱は冷間成形の角形鋼管であり，梁はH形鋼である．これらの骨組諸元と部材断面を表1および表2に示す．

質量は集中質量として，各層ごとに層の全質量(126,000kg)を柱梁接合部の節点に均等配分した．減衰定数はレイリー型とし，1次と2次の固有モードに対して2%とした．入力地震波には，El Centro-NS成分，Kobe-NS成分および横浜表面波[9]とし，入力レベルがそれぞれPGVで，25kine，50kine，75kineとなるように原波形を係数倍したものを用いた．

4. せん断型ダンパーの応力歪関係のモデル化

4.1 Menegotto & Pintoモデル（M&Pモデル）

筆者らは既往の研究において，降伏点が振幅が増加するに従って上昇する修正バイリニア型[2]と，降伏点が振幅によって変化しない修正トリリニア型，IK-RO型[1]を提案してきた．しかし，降伏点上昇型の履歴モデル等，これまでに提案してきた履歴モデルは，必ずしもこうした履歴則に対応できる機能を備えた解析プログラムを保有しているとは限らないこと，また，大井らの研究にもあるように，M&Pモデルを用いたツールを保有している設計者，研究者も多数存在すると予測されることから，このダンパーがより汎用的に用いられるためにも，他の履歴則へ適応する条件も示すことが重要と判断し，精算型として一般に広く使用されているMenegotto & Pinto型履歴曲線を用いたモデル[10](M&Pモデル)，略算型として修正トリリニア型（若林モデル[11]）による履歴モデルを提案する．

図5(a)に示すように，M&Pモデルは，スケルトン曲線と除荷・バウシンガー曲線にMenegottoとPintoによる曲

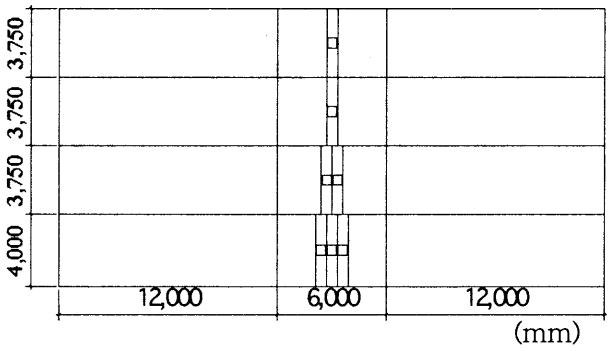


図3 解析骨組

表1 骨組諸元

階	Q_{Fu}(t)	Q_{Du}(t)	K_F (t/cm)	K_D (t/cm)	β	k	ψ
4	46.3	28.3	12.3	55.6	0.38	4.50	0.46
3	53.3	28.3	14.2	55.6	0.35	3.92	0.44
2	70.6	56.6	18.8	111.2	0.44	5.91	0.52
1	91.2	84.9	22.8	141.6	0.48	6.21	0.56

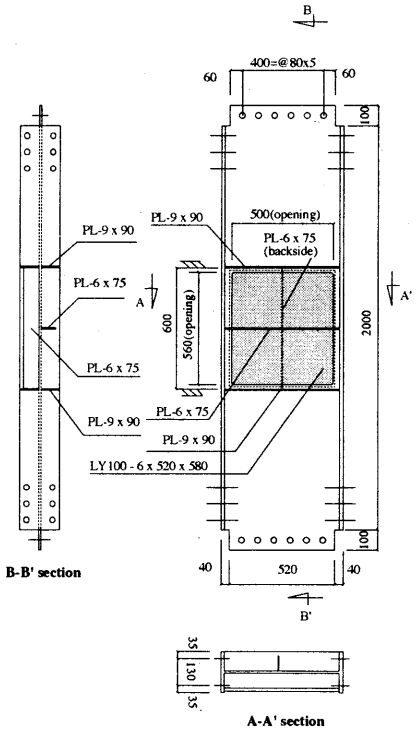


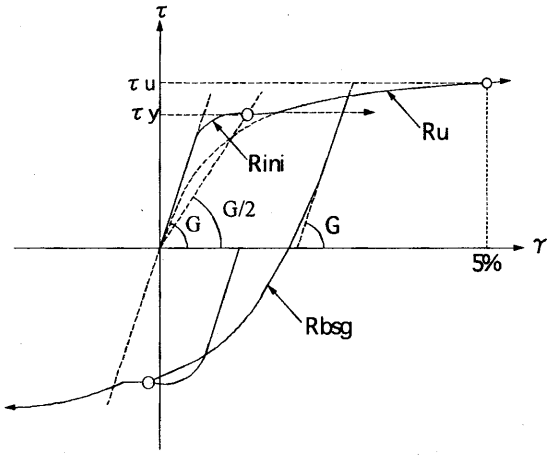
図4 せん断型極低降伏点鋼ダンパーの構成

表2 部材断面

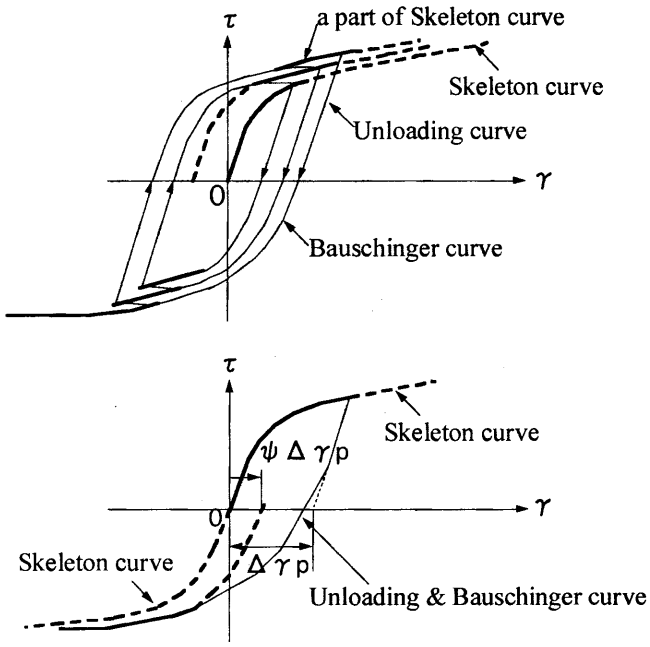
階	柱	外梁	内梁	ダンパー	
RF		H-600×200×12×19	H-600×200×12×19	()内は100N/mm2鋼板厚	本数
4	□-400×19	H-600×200×12×19	H-600×200×12×19	H-600×200×11(6)×17	1
3	□-400×19	H-600×200×12×19	H-600×250×12×22	H-600×200×11(6)×17	1
2	□-400×22	H-600×200×12×19	H-600×300×12×22	H-600×200×11(6)×17	2
1	□-400×22	2Fの大梁の3倍の剛性を持った基礎梁		H-600×200×11(6)×17	3

線[10]が用いられている．図5(b)は履歴則で，履歴曲線はスケルトン曲線を順次消費し，その場合のスケルトン部分の移動は大井等の方法[12]に従うものとする．これを本ダンパーに適合させた時の諸量を表3に示す．

図6は，100N/mm²級について実験値とM&Pモデルを比較したものである．表3中の${}_E\eta_{ex}$及び${}_E\eta_{cal}$はそれぞれ，漸増載荷実験及びM&Pモデルから求めた面積に基づく累積塑性変形倍率である．



(a) スケルトン曲線とバウシンガー曲線



(b) 繰返し履歴則

図5　Menegotto & Pinto functionモデル

表3　M&P モデルの諸量

G (N/mm²)	R_{ini}	R_u	ψ	${}_E\eta_{ex}$ / ${}_E\eta_{cal}$
79230	5.0	0.3	0.8	1.00

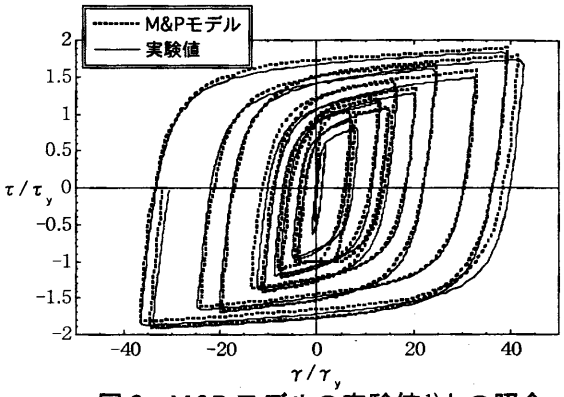


図6　M&P モデルの実験値[1]との照合

4.2　トリリニアモデル（若林モデル）

修正トリリニア型は，図7に示すように若林等によって提案されたモデル（若林モデル）による．このモデルには，振幅の増大によって降伏点が変化しないという特徴を持たせることができる．さらに，せん断型ダンパーの荷重－変形関係は，変位振幅が大きくなると耐力上昇が小さくなるため，耐力の上限を設ける必要がある．また，これによって，モデルのエネルギー誤差を抑えることができる．表4に示す諸量による100N/mm²級の若林モデルと漸増載荷実験との比較を図8に示す．なお，表4中の${}_E\eta_{ex}$及び${}_E\eta_{cal}$はそれぞれ漸増載荷実験および若林モデルから求めた面積に基づく累積塑性変形倍率である．

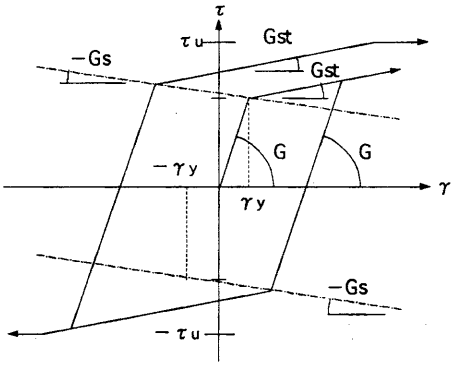


図7　修正トリリニアモデル（若林モデル）

表4　若林モデルの諸量

G (N/mm²)	G_{st}	G_s	τ_u	${}_E\eta_{ex}$ / ${}_E\eta_{cal}$
79230	0.015G	0	1.8τy	1.01

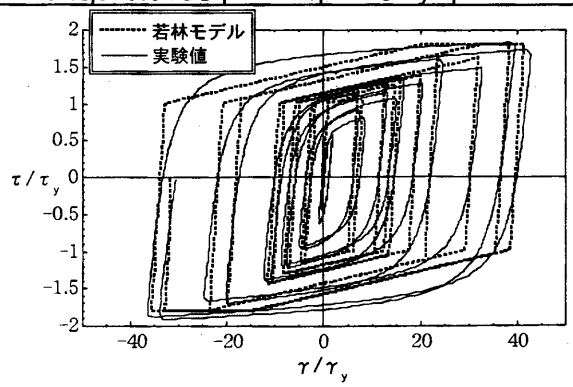


図8　若林モデルと実験値[1]の照合

5. 解析結果

動的解析による最大層間変形角の応答について，50kineについての結果を代表として図9および図10に示す．図中の実線はダンパーを付加する前の骨組の結果を示し，破線はダンパー付骨組の結果を示す．図9は，せん断変形型履歴ダンパーの応力-歪関係をM&Pモデルとした場合，図10は若林モデルとした場合の結果である．低減効果には層によって大小があるが，ここに示さなかった結果も含め，応答低減効果があることを確認することができた．

また，図9のM&Pモデルと図10の若林モデルの応答結果はほぼ同じであるため，履歴モデルが多線形モデルであっても曲線モデルであっても最大層間変形角応答にはほとんど差がないと言える．

次に，最も変位応答が大きい第2層の若林モデルおよびM&Pモデルによるダンパー部分のせん断応力τ－パネル変形角γ関係をそれぞれ図11～13に示す．両履歴モデルによる結果は，中小振幅において若干差が認められるが，最も疲労性能に影響を与える大振幅変位についてはほとんど同一であるため，履歴モデルによる応答への影響は小さいと考えられる．

さらに，第2層の時刻歴応答（パネル変形角γ－時間関係）を履歴モデル間で比較したものを図14に，$_E\eta$を表5に示す．時刻歴応答も両者に有意差は認められないが，若干地震の終盤などの小振幅においてドリフトが見られる他，若林モデルの方が小さめの値を与える傾向がある．また表5より，履歴モデルの累積塑性変形倍率は，振幅が大きくなるにつれて若林モデルは若干オーバーマッチとなる傾向が生じることに注意する必要がある．

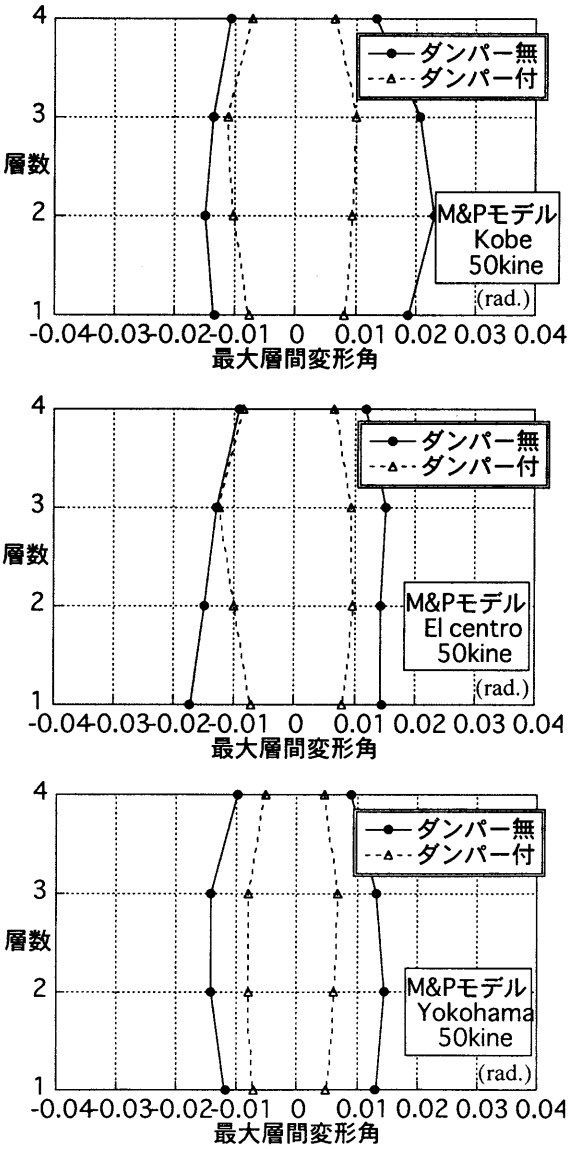


図9　最大層間変形角分布（M&Pモデル）

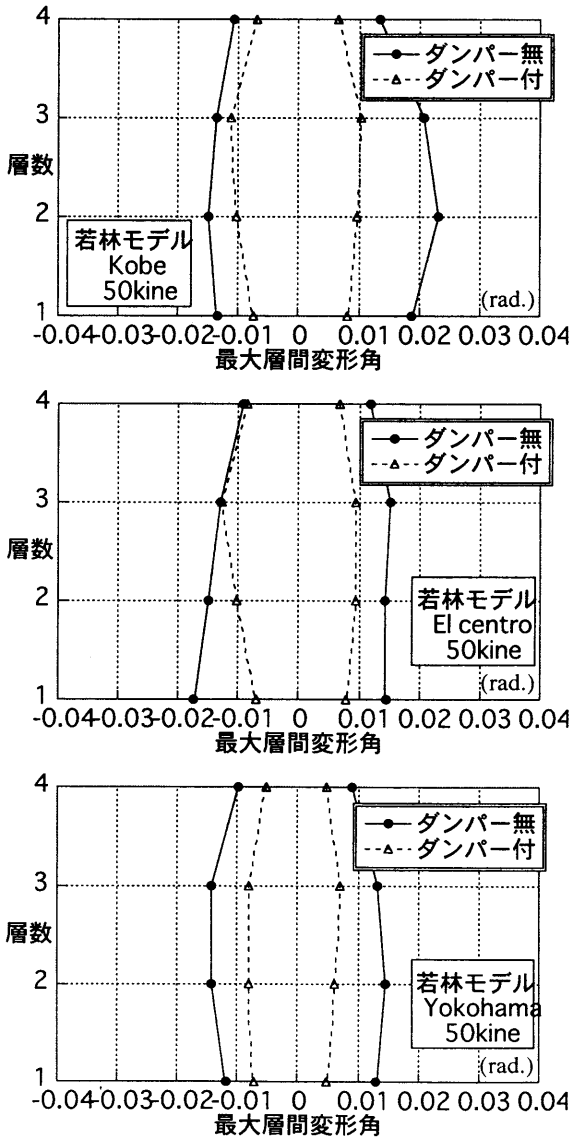


図10　最大層間変形角分布（若林モデル）

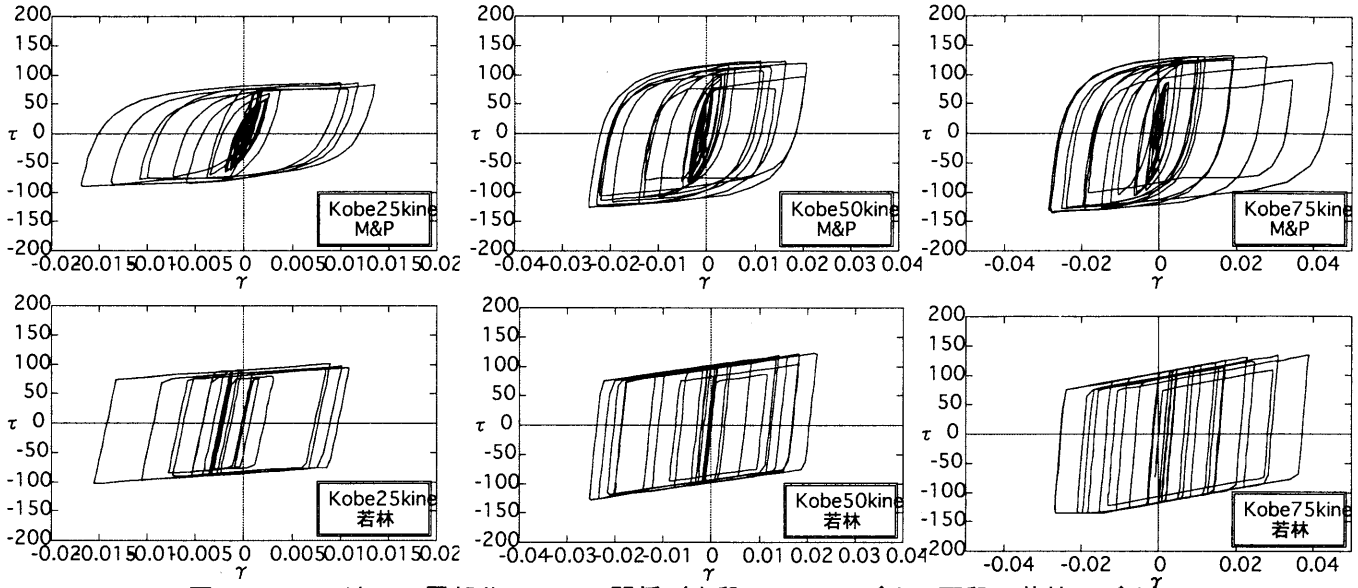


図 11　Kobe 波・２層部分の τ－γ 関係（上段：M&P モデル　下段：若林モデル）

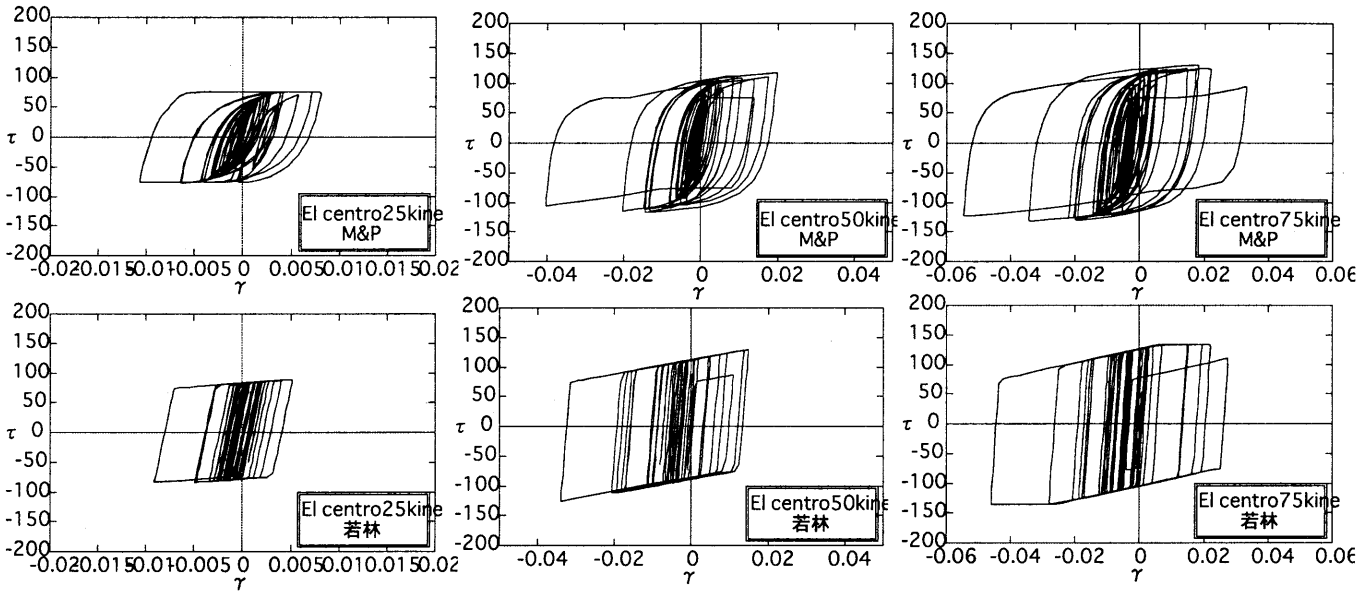


図 12　El centro 波・２層部分の τ－γ 関係（上段：M&P モデル　下段：若林モデル）

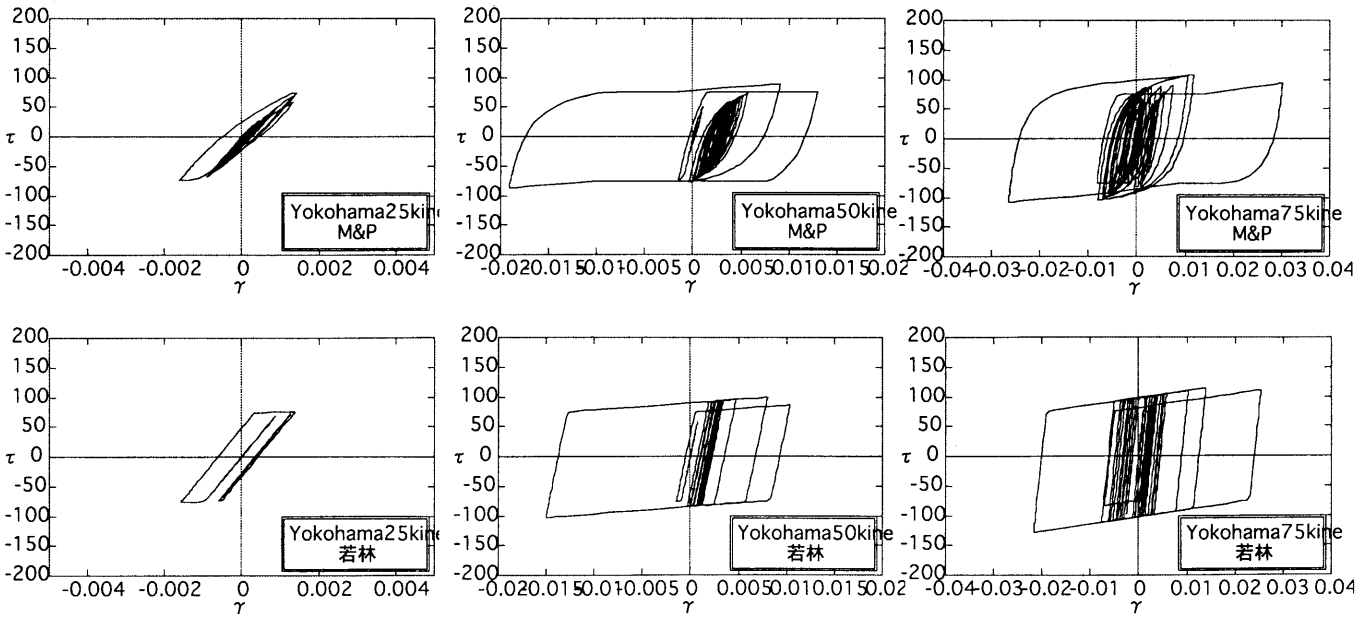


図 13　Yokohama 波・２層部分の τ－γ 関係（上段：M&P モデル　下段：若林モデル）

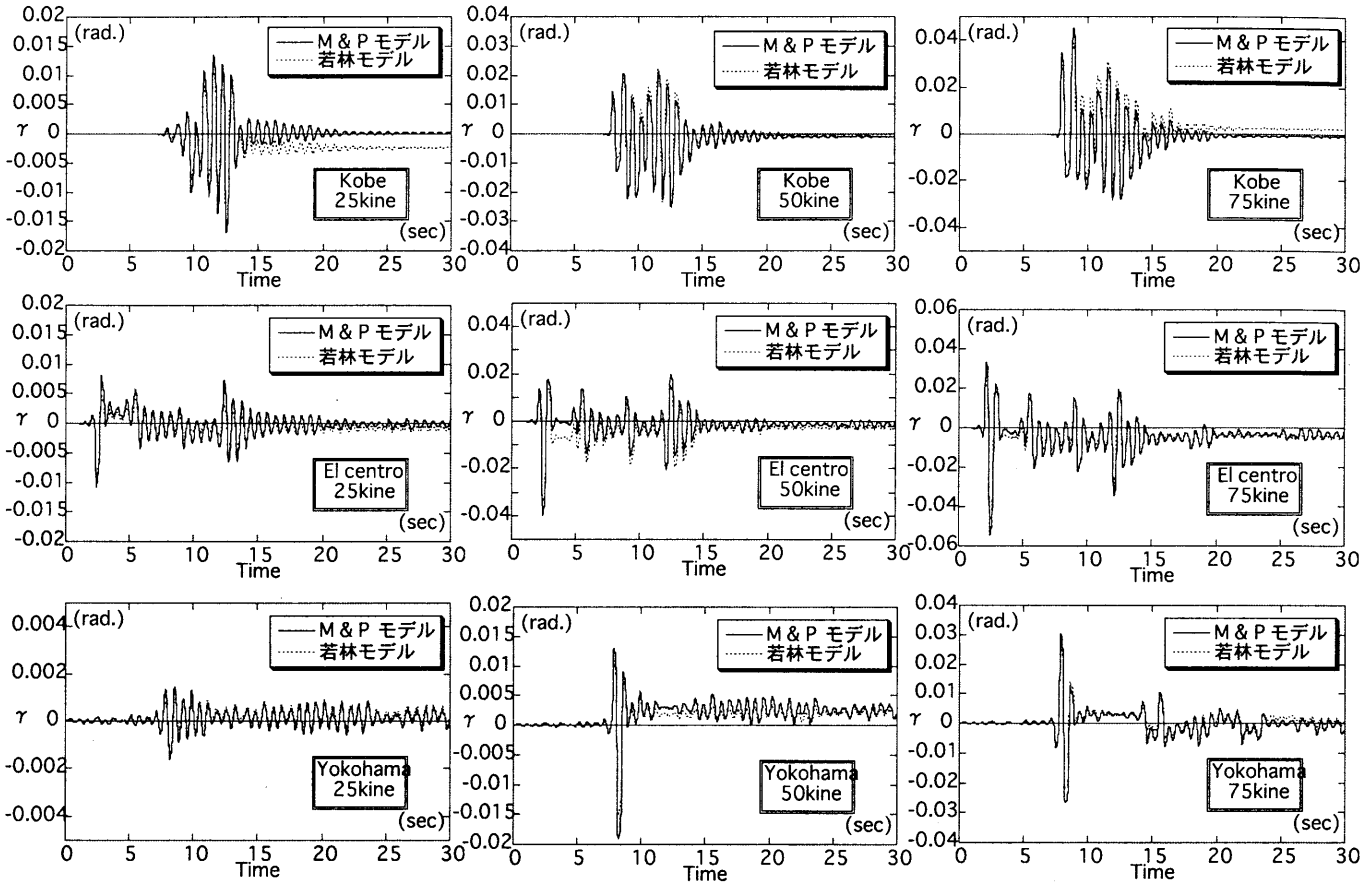


図14　時刻歴応答の履歴モデル間比較（パネル変形角）

表5　履歴モデルごとのＥη

入力	Kobe		El centro		Yokohama	
	M＆P	若林	M＆P	若林	M＆P	若林
25kine	154.6	143.1	139.7	98.5	2.0	1.9
50kine	547.6	578.6	633.7	671.5	65.3	58.1
75kine	880.4	905.4	1100.3	1105.3	157.4	144.1

6. 考察

ダンパーの損傷は，一般にマイナー則による累積損傷度で安全側に評価可能と考えられており，累積塑性変形倍率ηも１つの損傷指標となり得る[13]．ηの定義には，各加力サイクルにおける残留歪（塑性歪）を総和したものと，履歴曲線の描く面積（履歴吸収エネルギー）の総和を降伏応力と降伏歪で除したものがあり，ここでは，前者をη，後者を$_E\eta$の記号を用いて区別し，後者を用いて議論を行う．そこで，変形の集中する２層部分のダンパー１本あたりの累積塑性変形倍率を図15に示す．これらを比較すると，履歴モデルによる差はほとんどないが，ηと$_E\eta$ではηが若干小さく現れている．また全般的に人工地震波である横浜表面波と比較して記録波の応答が大きくなる結果となっている．

次に最も安全側の評価として，単調引張における破断伸びの規格値を累積塑性変形倍率の限界値とすると，応答結果は概ねその値以下の所にあるため，破断しないと考えられる．なお図15のレベル3のEl Centroの応答値はこの限界値を超えているが，地震波のようなランダム応答では，実際には限界値がかなり大きくなり，破断しないと考えられる．

和田等は性能評価型設計におけるクライテリアの考え方を示し[14]，その具体例[6]も示している．ここでは，これを利用して，ダンパーによる損傷低減効果とクライテリアの関係を示す．図16は，縦軸が柱と梁で吸収されたエ

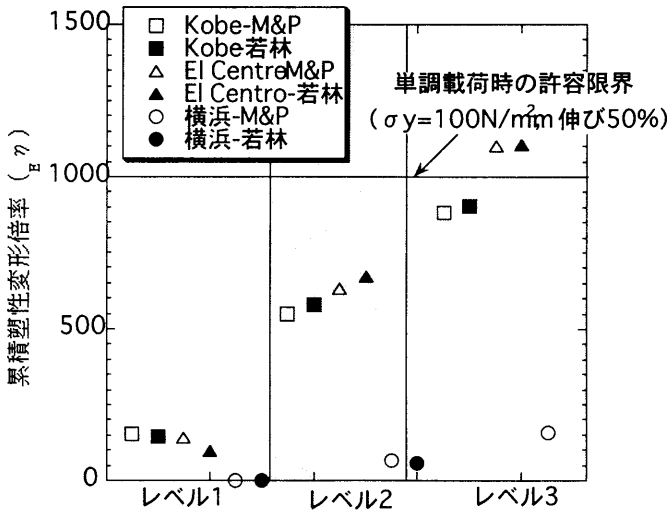


図15　累積塑性変形倍率$_E\eta$

ネルギー量を表している．ただし，レベル１の縦軸のスケールは図左に，レベル２以上の縦軸のスケールは図右に示している．白抜き記号で示すダンパー無し骨組に対して，黒塗り記号で示すダンパー付き骨組の柱梁部分の吸収エネルギーは特に地震強さのレベルが低いときに顕著であり，レベル１の地震動では，ダンパーを設置することにより，骨組を弾性に留める効果があることが分かる．

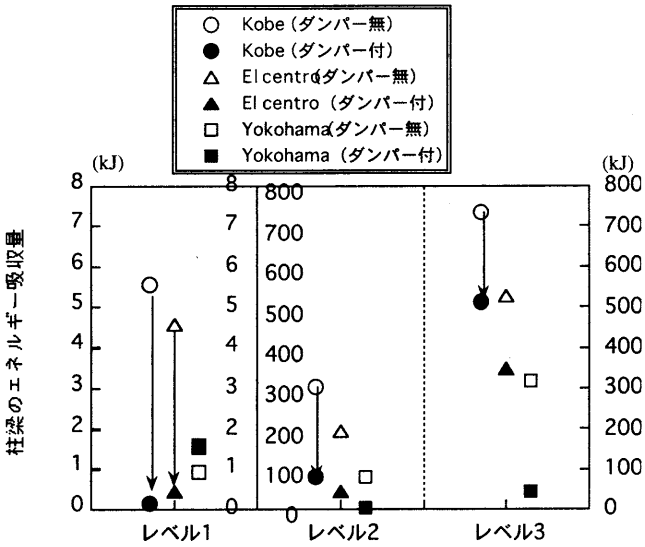


図 16　設計クライテリア上におけるダンパーによる損傷低減効果（骨組の吸収エネルギー）

7. まとめ

これまで行ってきた解析により得られた知見を次に示す．

（１）25, 50, 75kineの複数の地震動全てにおいて，与えた性能規定型の設計クライテリアに対し，ダンパーを設置することによる骨組の損傷低減効果が確認された．

（２）最大層間変形角分布及び元骨組の損傷状態から見て，Menegotto & Pinto型モデル及び若林モデルの両モデルとも解析結果の違いはほとんどない．

（３）時刻歴および極低降伏点鋼パネル部分の$\tau-\gamma$関係は，地震波によってドリフトしているものや，若林モデルを用いた場合には，Menegotto & Pinto型モデルに対して大振幅領域で応力が高めとなる傾向があるが，提案した２つの履歴則による履歴モデル間の差は小さいと言える．

【参考文献】

1)鹿島孝，高橋賢司，金子洋文，樋口満，中村信行，広田実，加村久哉，形山忠輝：極低降伏点鋼を用いたＨ形鋼横連結型制震壁に関する研究，第１０回日本地震工学シンポジウム，pp.2705-2710，1998年11月

2)形山忠輝，加村久哉，廣田実，植木卓也，小島修：極低降伏点鋼を用いたせん断型鋼製ダンパー設計の一般化に関する研究，第２回日本制震（振）シンポジウム，pp.189-194，2000年11月

3)Masayoshi Nakashima, Takashi Akazawa, Bunzo Tsuji ÅFStrain-hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel. II:Model, Journal of Structural Engineering, Vol.121, No.12, ASCE, 1995.12

4)建築研究所，日本鉄鋼連盟市場センター：「履歴型ダンパー付鋼構造骨組の設計法」報告書，平成14年２月

5)日本鋼構造協会，鋼材倶楽部：履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法，1998年９月

6)加藤貴志，岩田衛，和田章：損傷制御構造における座屈拘束ブレースの性能評価，日本建築学会構造系論文集，pp.101-108，2002年2月

7)Akihiko Kawano, Chiaki Matsui ÅFBuckling Behavior and Aseismic Properties of Concrete-Filled Tubular Members Under Cyclic Axial Loading, Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 9-14,1996

8)河野昭彦，松井千秋，清水るみ：SRC構造多層ラーメン架構の全体崩壊機構形成に要求される柱梁耐力比の基礎的性質，日本建築学会構造系論文集，第505号，pp.153-159，1998年3月

9)横浜市構造建築物耐震指導基準策定委員会：振動応答解析マニュアル付－２　横浜標準波の作成

10)Menegotto, M., Pinto, P.E.ÅFMethod of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, IABSE Congress Reports of the Working Commition, pp.15-22, BAND13, 1973

11)若林實，柴田道生：一定軸力と変動曲げモーメントを受ける鉄骨鉄筋コンクリート断面の変形能力，京都大学防災研究所年報第19号B-1別刷，昭和51年４月

12)孟令樺，大井謙一，高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文集，1992年7月，pp.115-124，第437号

13)形山忠輝，植木卓也，伊藤茂樹，加村久哉，中村信行，廣田実：極低降伏点鋼を用いた制震パネルに関する研究その２　制震パネルの疲労損傷評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.771-772，1999年9月

14)和田章，岩田衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善株式会社，1998年９月

（受理：平成14年11月28日）