

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	2058 高強度鋼を用いた高耐震化鋼構造中低層建物の応答性状(構造)
Title	
著者(和文)	野村 尚史, 佐藤 大樹, 北村春幸, 藤澤一善
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura, Kazuyosi Fujisawa
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 81, No. 0,
Citation(English)	, Vol. 81, No. 0,
発行日 / Pub. date	2011, 2
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110008730298

高強度鋼を用いた高耐震化鋼構造中低層建物の応答性状

準会員 ○ 野村尚史^{*1} 正会員 佐藤大樹^{*1}
同 北村春幸^{*1} 同 藤澤一善^{*2}

構造—振動

高強度鋼 高耐震化 中低層建物

時刻歴応答解析 履歴減衰型ダンパー

1. はじめに

近年、地球環境問題は深刻さを増してきている。建築物は、解体・新築に伴う環境負荷が大きいため、100年単位で長く使い続ける長寿命建築が注目されている。しかし、現在の耐震設計法は、大地震に対して主架構を大きく塑性化させるため、大きな損傷が発生することは避けられない。一方で、平成16年度から20年度にかけて、大地震に対しても高度に機能を維持できるような新構造システム建築物を研究開発する府省連携プロジェクトや国土交通省総合技術プロジェクト¹⁾（以降、総プロ等と呼ぶ）が実施された。その中で、主架構に、新たに開発された降伏耐力の高い建築構造用高強度780N/mm²鋼材H-SA700²⁾（以下、高強度鋼と呼ぶ）を用い、制振部材としてエネルギー吸収性能の優れた履歴減衰型ダンパーを組み合わせることで、大地震に対しても主架構は弾性範囲に留まる新構造システム建築物の開発が行われている。

本研究では、総プロ等での検討内容を実用化させるため、制振部材に座屈拘束ブレースを用いた中低層建物を対象に、高強度鋼を用いた高耐震化建物の設計手法を提案することを目的としている。その初期段階として、本報では、主架構に建築構造用235N/mm²鋼材SN400（以下、普通鋼と呼ぶ）を用いた中低層制振建物に対して、主架構全てに高強度鋼を用いる場合の断面算定手法を示し、3次元部材レベルモデルを用いた時刻歴解析結果から、応答性状について考察する。

2. 対象建物と地震動の概要

2.1 対象建物及び解析モデルの概要

本検討に用いる対象建物は、図1に示すような、地上8階、高さ33m（1階5.0m、2～8階4.0m）、長辺方向（X方向）8.0m×2+6.0m×5=46.0m、短辺方向（Y方向）8.0m×4=32.0m、③～⑥通りが16.0m×2=32.0mのロングスパンとなっている鋼構造中低層建物である。対象建物の基準階図と軸組図を図1に示す。本報では、ダンパーとしてLY225材の座屈拘束ブレースを用いる。解析に用いた3次元の部材レベルモデルには、部材の曲げと軸方向力に対する弾塑性挙動を材端部に平面保持を指定した、複数の完全バイリニアの軸ばねを配置するMSモデルを用いる。スラブの合成効果は梁の

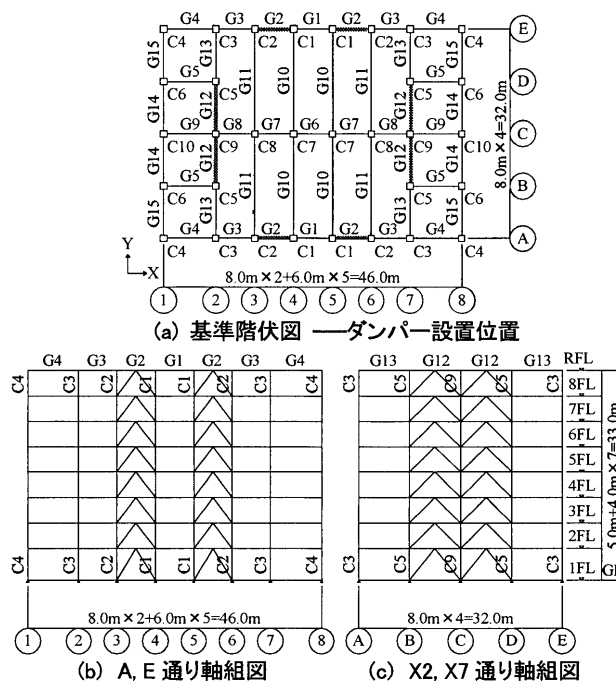


図1 対象建物の基準階図と軸組図

曲げ剛性のみ考慮し、両側スラブ $\phi=1.8$ 、片側スラブ $\phi=1.5$ とする。減衰は、主架構の1次固有周期 T_1 に対して $h=2\%$ となる剛性比例型として、主架構のみに与えている。

2.2 ダンパー設定

ダンパーの降伏層せん断力係数 α_{y1} をパラメータとし、第1層のダンパーの降伏層せん断力 Q_{y1} を次式で求める。

$$Q_{y1} = \alpha_{y1} \cdot \sum_{i=1}^N m_i g \quad (1)$$

ここで、 m_i : i 層の質量、 g : 重力加速度である。本報では、各層のダンパーの降伏層せん断力 Q_{yi} に第1層のダンパーの降伏層せん断力 Q_{y1} と同じ値を用いた。ダンパー取付け角度を θ_i とし、各層1方向に8本のダンパーが設置されているので（図1）、ダンパーの降伏軸力 N_{yi} は次式で求められる。

$$N_{yi} = Q_{yi} / 8 \cos \theta_i \quad (2)$$

ダンパーの降伏応力度 σ_y を用いて、1本分の断面積 A_i を次式より算出する。

$$A_i = N_{yi} / \sigma_y \quad (3)$$

ダンパーの塑性化部長さを、柱・梁芯間長さ L_i の0.25倍とすると、ダンパー初期剛性 K_i は、次式で求められる。

$$K_i = E_s \cdot A_i / 0.25 L_i \quad (4)$$

ここで、 E_s は鋼材の弾性係数を表すものである。なお、ダンパーは完全バイリニアでモデル化している。

2.3 検討用地震動概要

検討用地震動の速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを図2に示す。本報では、想定し得る最大の地震動として、対象建物の1次固有周期(4章、後述)付近が卓越するJMA KOBE NS(以降、JMA KOBEと呼ぶ)を用いる。しかし、JMA KOBEは周期変動によるスペクトルの影響を大きく受けるため(図2)、コーナー周期 $T_c=0.64$ (sec)以降の領域で $S_v=160$ cm/sec($h=5\%$)(3.1節、後述)となる模擬地震動のART KOBEも使用する。

3. 高強度建物の設計

3.1 断面算定フロー

図3に、本報で行った断面算定フローを示す。始めに(STEP0)、主架構に普通鋼を用いた中低層建物を設計する。ここでは、 $C_0=0.2$ に対して、主架構の許容応力度設計を行う。普通鋼を用いたモデルでは、入力地震動に対し主架構の塑性化を許容するため、部材断面の幅厚比制限値はFAランク、柱梁耐力比は1.5以上とする。

STEP1として、STEP0で設計した建物の主架構に対して、部材断面を変更せずに高強度鋼を用いる。STEP1での制振モデルで、JMA KOBEを用いて α_{yi} を変えたパラメータスタディを行い、応答値の低減するダンパー量を1つ決定する。しかし、高強度鋼は普通鋼に比べ、幅厚比制限値が4割程度低減し厳しい値となるため、FDランクとなる部材が出てきてしまう。そこで、高強度鋼用の部材断面の再算定を行う。ここで、ART KOBEの S_v は、STEP1で決定したダンパー量において、JMA KOBEを用いた時刻歴解析結果より得られる、1層の架構全体(主架構+ダンパー)の層せん断力 Q_1 と同程度の Q_1 が発生するレベルを設定した($S_v=160$ cm/sec, 図2)。

STEP2として、STEP1で決定したダンパー量での、ART KOBEを用いた時刻歴解析結果から、1層の主架構の層せん断力 $f_c Q_1$ を用いて、主架構のベースシア係数 $f_c C_b$ を次式より算出する。

$$f_c C_b = f_c Q_1 / W \quad (5)$$

ここで、 W は建物の全重量を表すものである。

STEP3として、STEP2で $f_c C_b \approx 0.2$ とならなかった場合、この $f_c C_b$ にSTEP0での1次固有周期 $f T_1^{(0)}$ を掛けた値を標準せん断力係数 $C_0^* (= f_c C_b \cdot f T_1^{(0)})$ として用い、主架構に高強度鋼を用いた建物の断面を算定する。ここでは、 C_0^* に対して、STEP0と同様に、主架構の許容応力度設計を行う。ただし、高強度鋼は、降伏比の上限値が98%と高いため、主架構が塑性化した場合、早期に破断する危険

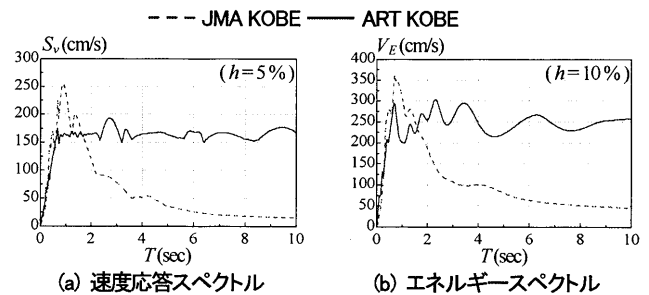


図2 地震動スペクトル

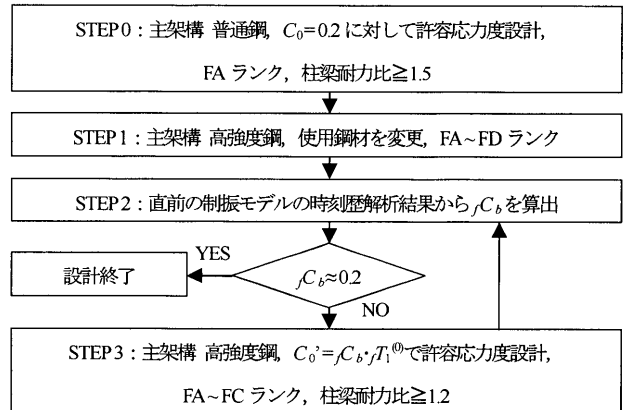


図3 断面算定フロー

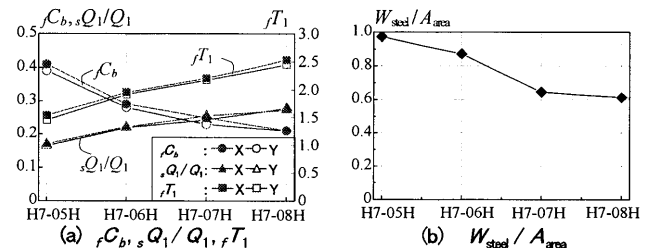


図4 断面算定の収斂経過

性がある^{3),4)}。このことから、高強度鋼は弾性範囲での使用に限られるため、高強度鋼を設計に用いる際には、部材の幅厚比の下限をFCランクとし、柱梁耐力比の下限値は1.2とする。(5)式より算出した $f_c C_b$ が0.2に近い値となれば、断面算定を終了する。

3.2 断面算定の収斂経過

前節のSTEP0でのモデルをS4-05H(使用鋼材:SN400(BCP325), $f T_1=0.05$ H), STEP1でのモデルをH7-05H(使用鋼材:H-SA700, $f T_1=0.05$ H)とする。収斂計算途中のモデルを、それぞれの $f T_1$ を用いて、H7-06H, H7-07H, H7-08Hと呼ぶ。時刻歴解析における $f_c C_b$ とダンパー層せん断力の割合 Q_1/Q_1 及び、 $f T_1$ の変化を図4(a)に、鉄骨重量 W_{steel} を全フロアの床面積 A_{area} で割った W_{steel}/A_{area} の変化を図4(b)に示す。ここで、 Q_1 は1層のダンパー層せん断力を表すものである。本報では、前節のSTEP2,3を3回繰り返したところ、 $f_c C_b=0.21$ となったため、この段階で断面算定を終了した(図4(a))。なお、検討用地震動としてART KOBEを使用し、検討用ダンパー量として、時刻歴解析により応答が低減した $\alpha_{yi}=0.08$ を用いることとする。以降、S4-05H, H7-05H, H7-08Hに着目する。

図4より、H7-05HとH7-08Hを比較すると、H7-08HはH7-05Hに対して、 fT_1 はX方向で1.64倍、Y方向で1.69倍、 sQ_1/Q_1 はX方向で1.68倍、Y方向で1.61倍、 $W_{\text{steel}}/A_{\text{area}}$ は37%減少していることがわかる。

3.3 設計結果概要

各モデルの部材断面と各階重量を表1に示す。表1より、S4-05HとH7-05Hは、梁せい500, 550 mm (ロングスパンは800, 850 mm)とし、柱幅は500, 550 mmとした。H7-08Hは梁せい300, 350 mm (ロングスパンは600, 650 mm)とし、柱幅は350, 400 mmとした。小梁も大梁断面に合わせて断面を小さくしている。

主架構の静的解析結果より得られた1層の層せん断力 Q_1 と層間変形角 R_1 関係を図5に、ベースシア係数 fC_b を表2に示す。降伏時の fC_b は、図5の●での層せん断力(1層のある部材が最初に全塑性となったときの層せん断力)を用いて求め、終局時の fC_b は、最大変形時の層せん断力を用いて求めた。図5と表2より、同じ部材断面であるH7-05HとS4-05Hを比較すると、H7-05HはS4-05Hに対して、降伏層せん断力はX方向で3.10倍、Y方向で3.40倍、降伏層間変形角はX方向で3.11倍、Y方向で2.95倍となっている。高強度鋼を用いたH7-08HとH7-05Hを比較すると、H7-08HはH7-05Hに対して、降伏層間変形角はX, Y方向で1.70倍、1層弾性剛性はX方向で0.33倍、Y方向で0.28倍となっている。H7-08HとS4-05Hを比較すると、H7-08HはS4-05Hに対して、降伏層せん断力はX方向で1.72倍、Y方向で1.61倍、降伏層間変形角はX方向で5.18倍、Y方向で4.92倍となっている。

4. 時刻歴応答解析による応答値の比較

$s\alpha_{y1}$ を変えたパラメータスタディを行う。検討ダンパー量は、 $s\alpha_{y1}=0.02\sim0.12$ を0.02間隔と $s\alpha_{y1}=0.15\sim0.30$ を0.05間隔とする。ただし、S4-05Hでは、 $s\alpha_{y1}$ を0.15より大きくすると、X方向のダンパーが設置されている柱(図1(b)より、③～⑥通りの柱)に過大な応力が掛かり、解析結果が得られなかった。検討項目は、入力エネルギー E 、主架構のエネルギー吸収率 fW_p/E 、ダンパーのエネルギー吸収率 sW_p/E 、梁の最大塑性率 $G\mu_{\text{max}}$ 、ダンパーの最大塑性率 $s\mu_{\text{max}}$ 、最大層間変形角 R_{max} とし、X方向を対象とする。解析結果を図6に、各ダンパー量の1次固有周期を表3に示す。

図6(b), (d)の主架構のエネルギー吸収率と塑性率に着目すると、S4-05Hは、エネルギー吸収率が $s\alpha_{y1}=0.08$ まで低下し続け、 $fW_p/E=0.2$ 付近ではほぼ一定となるが、多くのダンパーを入れても主架構は損傷していることがわかる。H7-05Hは、 $s\alpha_{y1}=0.04$ 以上のダンパー量で、H7-08Hは $s\alpha_{y1}=0.02\sim0.20$ のダンパー量で、主架構はほとんどエネルギーを吸収しておらず、損傷もしていないことがわかる。H7-05HとH7-08Hでも主架構がエネルギーを吸収

表1 部材断面, 各階重量

(a) S4H05, H7H05

大梁 SN400		(H-SA700)	
符号	G1~9, G12~15	G10, 11	
2~4F	WH-550×300×12×19 ~ WH-550×300×12×25	WH-850×300×16×32	
5~7F	WH-550×250×9×19 ~ WH-550×250×12×28	WH-800×300×16×32	
8F	WH-500×200×9×16 ~ WH-500×200×12×19	WH-800×250×16×25	
RF	WH-500×200×9×12 ~ WH-500×200×9×19	WH-800×300×14×25	
柱 BCP235		(H-SA700)	
符号	C1~6, C9~10	C7, 8	
1~3F	□-500×500×19×19 ~ □-500×500×28×28	□-550×550×50×50	
4~6F	□-500×500×19×19 ~ □-500×500×25×25	□-550×550×40×40	
7~8F	□-500×500×19×19 ~ □-500×500×25×25	□-550×550×36×36	
小梁 SN400			
符号	B1	B2	
2~RF	H-396×199×7×11	H-496×199×9×14	

(b) H7H08

大梁 H-SA700			
符号	G1~9, G12~15	G10, 11	
2~4F	WH-350×250×9×19 ~ WH-350×250×12×32	WH-650×250×16×22	
5~7F	WH-350×250×9×16 ~ WH-350×250×12×25	WH-650×250×16×19	
8F	WH-300×200×9×16 ~ WH-300×200×9×19	WH-600×200×16×19	
RF	WH-300×200×9×12 ~ WH-300×200×9×12	WH-600×200×14×19	
柱 H-SA700			
符号	C1~6, C9~10	C7, 8	
1~3F	□-350×350×19×19 ~ □-350×350×28×28	□-400×400×36×36	
4~6F	□-350×350×19×19 ~ □-350×350×22×22	□-400×400×28×28	
7~8F	□-350×350×16×16 ~ □-350×350×19×19	□-400×400×28×28	
小梁 SN400			
符号	B1	B2	
2~RF	H-248×124×5×8	H-298×149×5.5×8	

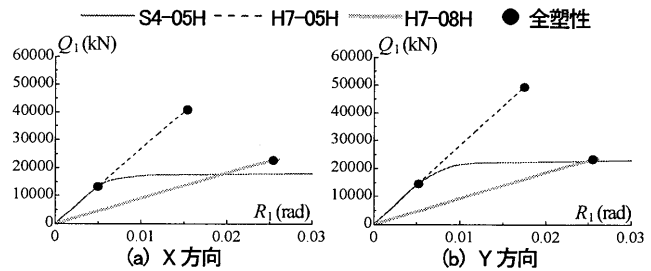


図5 1層の層せん断力-層間変形角

表2 ベースシア係数

<X方向> <Y方向>

(a) S4-05H

fT_1 1.538 (sec) fT_1 1.455 (sec)

	降伏時	終局時	降伏時	終局時
R_1 (rad)	1 / 202	1 / 4	1 / 192	1 / 2
Q_1 (kN)	13189	19603	14530	26211
fC_b	0.169	0.251	0.186	0.336
$fC_b \times fT_1$	0.260	0.386	0.271	0.489

(b) H7-05H

fT_1 1.538 (sec) fT_1 1.455 (sec)

	降伏時	終局時	降伏時	終局時
R_1 (rad)	1 / 65	—	1 / 65	—
Q_1 (kN)	40811	—	49306	—
fC_b	0.523	—	0.632	—
$fC_b \times fT_1$	0.805	—	0.920	—

(c) H7-08H

fT_1 2.529 (sec) fT_1 2.452 (sec)

	降伏時	終局時	降伏時	終局時
R_1 (rad)	1 / 39	—	1 / 39	—
Q_1 (kN)	22674	—	23338	—
fC_b	0.307	—	0.316	—
$fC_b \times fT_1$	0.776	—	0.774	—

表3 1次固有周期 (sec)

model \ $s\alpha_{y1}$	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.15	0.20	0.25	0.30
S4-05H	1.538	1.131	1.013	0.954	0.919	0.896	0.879	0.861	—	—	—
H7-05H	—	—	—	—	—	—	—	—	0.843	0.831	0.823
H7-08H	2.529	1.503	1.346	1.281	1.246	1.223	1.208	1.192	1.176	1.166	1.159

し、損傷している部分がある。これは、H7-05H の $s\alpha_{y1}=0.02$ の場合は、ダンパー量が小さ過ぎることで主架構もエネルギーを負担するため、H7-08H の $s\alpha_{y1}=0.25, 0.30$ の場合は、ダンパー量が大き過ぎることで境界となる梁に多くの負担が掛かるためである。図 6(c)のダンパーのエネルギー吸収率に着目すると、S4-05H は、 $s\alpha_{y1}=0.08$ まで増加し続け、 $sW_p/E=0.6$ 付近でほぼ一定となり、H7-05H と H7-08H は、 $s\alpha_{y1}=0.06$ まで増加し続け、 $sW_p/E=0.8$ 付近でほぼ一定となる。これより、H7-05H と H7-08H 方が、S4-05H と比較して、ダンパー効率が良いことがわかる。また、H7-05H と H7-08H を比較すると、H7-08H の方が、小さなダンパー量からダンパーのエネルギー吸収率は大きな値となっていることがわかる。図 6(e)のダンパーの塑性率に着目すると、S4-05H は、 $s\mu_{\max}=25$ 付近で、H7-05H と H7-08H は、 $s\mu_{\max}=20$ 付近でほぼ一定となり、どのモデルもダンパーの塑性率はかなり大きな値となってしまうことがわかる。図 6(f)の層間変形角に着目すると、S4-05H と H7-05H は $s\alpha_{y1}=0.08$ まで、H7-08H は $s\alpha_{y1}=0.15$ まで低下し続け、どのモデルも $R_{\max}=0.015$ ($R_{\max}=1/67$) 付近でほぼ一定となり、層間変形角は大きな値となっていることがわかる。

5. まとめ

本報では、普通鋼を用いた中低層制振建物に対して、主架構全てに高強度鋼を適用する場合の断面算定手法を示し、3 次元部材レベルモデルを用いた時刻歴解析結果から、以下の知見を得た。

- ①主架構全てに高強度鋼を用いた場合の断面算定手法を示し、その方法を取り入れることで、普通鋼を用いた建物と比較して使用鋼材量を 37%減少させることができた。
- ②主架構の静的解析結果より、高強度鋼を用い、部材断面を小さくすることで、降伏層間変形角が大きくなり、主架構の弾性範囲を大幅に広げることができた。
- ③時刻歴解析結果より、部材断面を小さくすることで、ダンパーが負担する層せん断力が大きくなり、ダンパー効率を良くすることができた。
- ④ $s\alpha_{y1}$ を変えたパラメータスタディより、部材断面を小さくすることで、大きなダンパー量まで効率良くダンパーを効かせることが可能となり、大地震に対して損傷しない主架構を実現できた。
- ⑤部材断面を小さくすることで、周期が伸び地震力は小さくなるが、1 箇所に大きなダンパー量を入れると、その周辺の主架構に応力が集中してしまうため、設計時には主架構断面とダンパー量のバランスが大事である。

本報で示した断面算定手法は、条件を限定した方法である。よって、今後の課題としては、他の地震動や他のダンパー量を検討対象として、この手法が適用できるのかを確認する必要がある。

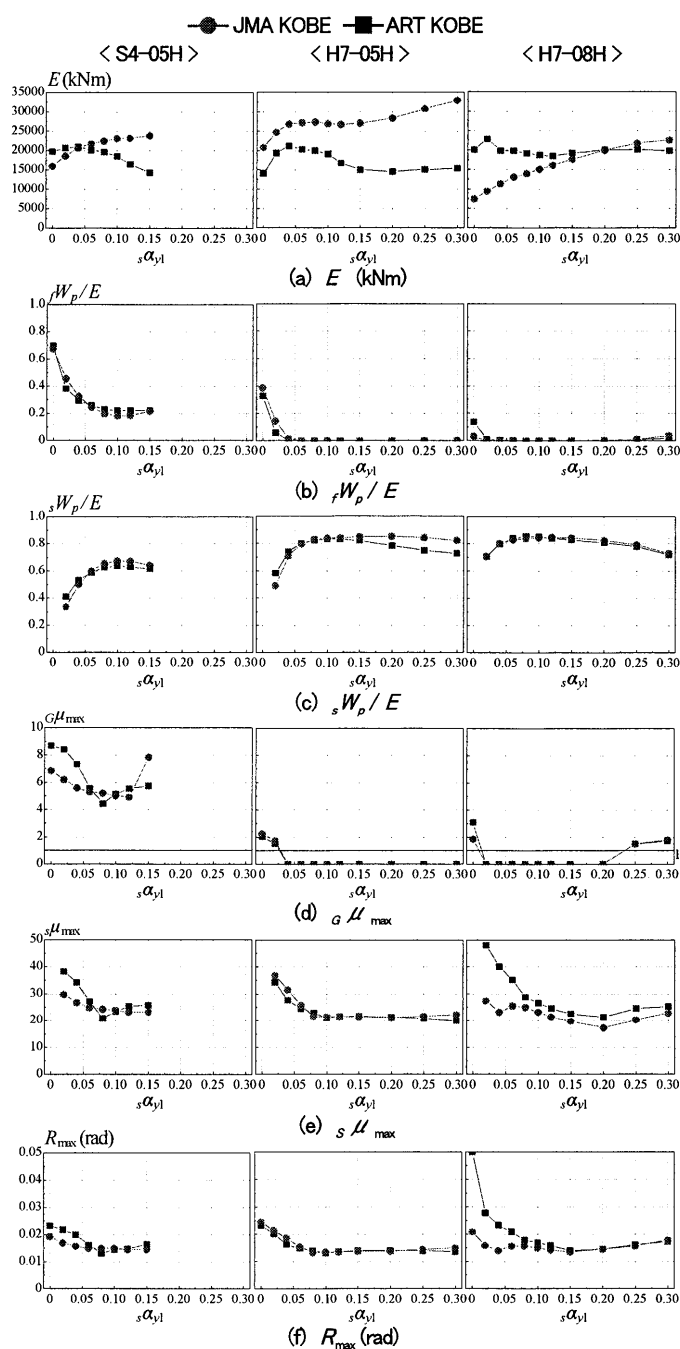


図6 解析結果

謝辞

本研究は「日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成金事業」による研究助成を受けたものである。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省総合技術開発プロジェクト 高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発：国土交通省 国土技術政策総合研究所，2009.3 竹内徹，大山翔也，石原直：制振部材を付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能 - 制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 -，日本建築学会構造系論文集，第655号，pp.1671-1679，2010.9
- 2) 一戸康生，村上行夫，福田浩司：建築構造用高強度 800N/mm² 級鋼材の力学性能（その1）溶接継手部の力学性能，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），2009.8
- 3) 藤沢清二，藤澤一善，大森章夫：建築構造用低降伏比 780N/mm² 鋼材を用いた溶接組立箱形断面部材の製作技術（その1. 材料特性と溶接部性能），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），2010.9

*1 東京理科大学 *2 JFE スチール株式会社