

強度のばらつきを考慮した座屈拘束ブレースの接合部耐力要求値 DEMAND OF STRENGTH FOR CONNECTIONS OF BUCKLING-RESTRAINED BRACES CONSIDERING VARIATION OF MECHANICAL PROPERTIES

久米 建一*, 吹田 啓一郎**, 佐藤 篤司***
Kenichi KUME, Keiichiro SUITA and Atsushi SATO

Seismic response of the passive controlled structure using buckling-restrained braces (BRB) can be ensured when the BRB connection have sufficient strength. Therefore, it is necessary to prevent the occurrence of slippage or yielding at the connections. In this paper, parametric seismic response analysis was conducted to clarify main factors concerning strength of connections that will affect seismic response of structures. In the analysis, strength variations of BRB and bolted connection are considered. Finally, in order to ensure performance of passive controlled structures and decrease damage of frames, the methodology to determine the demand of strength for connections is revealed.

Keywords : *Buckling-Restrained Braces, Connection Factor, High Strength Bolt Connection
variation of mechanical properties, Earthquake Response Analysis*

座屈拘束ブレース, 接合部係数, 高力ボルト接合, 強度のばらつき, 地震応答解析

1. はじめに

制振構造では、主体骨組にエネルギー吸収を目的とした座屈拘束ブレース (Buckling-Restrained Braces, 以下 BRB) などの制振部材を取り付けて地震時の応答低減を図っている。BRB 芯材は地震時には繰り返し応力による歪硬化で応力上昇するため、接合部には BRB 降伏時よりも大きな軸力が作用することになる。BRB は一般に高力ボルト摩擦接合によって主体骨組に接合されるが、接合部にすべりや降伏が生じると、期待する制振性能を発揮できない場合があるため、接合部の破断防止を目的とする耐震ブレースの接合部設計方法¹⁾をそのまま BRB 接合部に用いることはできない。BRB の制振性能を十分に発揮させるための設計資料^{2)~4)}は種々刊行されているが、接合部に必要な耐力は未だ定量的に示されていない。現状では耐力の足りない接合部を用いて制振効果を発揮できなかったり、逆に不必要に耐力の高い接合部を用いて経済的に不利な設計となりうる。本研究ではこのような問題を回避して BRB の制振効果を確保するための接合部耐力の必要値の決定法を検討する。接合部必要降伏耐力 jN_y は接合部係数 α を用いて (1) 式により定義する。

$$jN_y \geq j\alpha \cdot N_y \quad (1)$$

ここで N_y は BRB の降伏軸力を表す。

本研究では BRB と接合部の耐力が変動することを鋼材、接合部の実データに基づいて統計的に考慮し、制振効果が十分に発揮される条件を明らかにするために地震応答解析を行う。また、構造物の固有周期、構造特性係数、BRB の耐力、フレームとの剛性比や歪硬化係数などの構造物のパラメータを変えることで、接合部係数を決定する際にどの因子が大きく影響するかを分析する。その結果を元に、制振構造に利用される BRB 接合部の接合部係数 α の決定法を検討した。

2. 解析方法

2.1 1 質点系モデルの設定

1. で述べたように、接合部係数を決定する際には様々な影響因子が想定できる。そこで本研究では様々な条件が混在せずに、特定の条件の組み合わせ下での応答を個々に明らかにするために、BRB 付骨組を図 1 のように 1 質点系にモデル化して、地震応答解析を行った。

* 京都大学大学院建築学専攻 修士課程

** 京都大学大学院建築学専攻 教授・博士(工学)

*** 名古屋工業大学大学院創成シミュレーション工学専攻
准教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.
Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Scientific and Engineering Simulation, Nagoya Institute of Technology,
Dr. Eng.

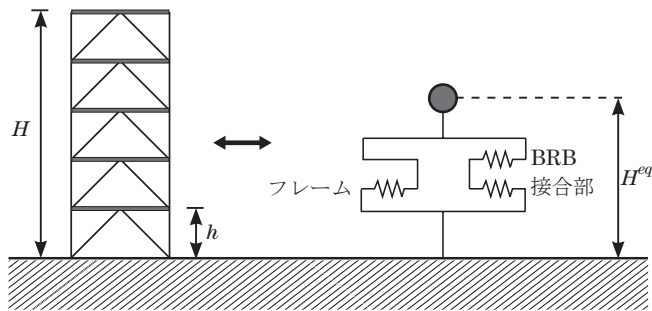


図1 1質点系モデルと多層骨組の関係

したがって、フレーム、BRBは全ての層で同一の挙動をするものとして扱っており、BRBの配置が層によって異なる場合や高次モード、架構の曲げ変形の影響は考慮していない。

まず最初に構造物の固有周期 T と剛性比 $k(=K_D/K_F, K_D$: BRBの剛性, K_F : フレームの剛性)を設定する。構造物の重量は $W(N)$ とし、質量 m は W/g (g は重力加速度)となる。構造物の高さ H は $T=0.03H$ の式を元に固有周期から逆算し、各層の質量が等しいものと仮定して構造物の等価高さ H^{eq} を(2)式により算定する⁹⁾。

$$H^{eq} = \sqrt{\frac{(N+1)(2N+1)}{6N^2}} H \quad (2)$$

この値により構造物の変形角を計算する。階高 h を設定すると層数 N も求められる。フレームとBRBの復元力特性はバイリニア型とし、系全体ではトリリニア型とする。解析においてはフレームの歪硬化係数 κ_F 、BRBの歪硬化係数 κ_D を考慮するが、構造物の設計時にはフレーム、BRBとも図2のように完全弾塑性として設計する。BRBは全て同一の挙動をするものとして扱う。フレームとBRBを合わせた系全体の剛性を K_T とすると、 K_T は(3)式によって求められる。

$$K_T = m\omega^2 = \frac{4\pi^2}{gT^2} W \quad (3)$$

この値と k を元に K_F と K_D を計算することができる。さらに、地震地域係数 Z 、振動特性係数 R_v 、1次設計用の層せん断力係数 ${}_1C_0$ 、2次設計用の層せん断力係数 ${}_2C_0$ 、構造特性係数 D_s とすると1次、2次の必要な水平耐力 Q_1, Q_2 は(4)、(5)式によって得られる。

$$Q_1 = Z \cdot R_v \cdot {}_1C_0 \cdot W \quad (4)$$

$$Q_2 = D_s \cdot Z \cdot R_v \cdot {}_2C_0 \cdot W \quad (5)$$

これらと図2の関係から計算すると Q_{Fy} と Q_{Dy} が $\mu_1=(\delta_1/\delta_{Dy})$ を用いて(6)、(7)式のように表せる。

$$Q_{Fy} = Q_2 - \frac{K_D}{K_D + \mu_1 K_F} Q_1 \quad (6)$$

$$Q_{Dy} = \frac{K_D}{K_D + \mu_1 K_F} Q_1 \quad (7)$$

以上のような手順で復元力特性の各値を決定する。

2.2 高力ボルト摩擦接合部のモデル化

BRBは図3のようにフレームに溶接されたガセットプレートと添板を介して接合される場合を想定する。摩擦接合部はすべりで降伏耐力が決まる設計とする。高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力 Q_{Jy} に達するまでは剛とし、ボルトクリアランスによるすべりが生じた後は高力ボルトが支圧状態になり、一定の剛性を保つ。接合部のボルト孔はボルト軸径に対して両側1mmのクリアランスがあると仮定し、ボルト接合部1カ所につき2mmのすべりが生じると仮定した。

Q : 層せん断力	δ : 水平変形
Q_{Fy} : フレーム降伏時の耐力	δ_{Fy} : フレーム降伏時の水平変位
Q_{Dy} : BRB降伏時の耐力	δ_{Dy} : BRB降伏時の水平変位
Q_{Jy} : 接合部すべり時の耐力	δ_1 : 1次設計レベルの水平変位
Q_1 : 1次設計レベルの耐力	δ_s : 接合部のすべりによる水平変位
Q_2 : 2次設計レベルの耐力	θ : BRBの設置角度

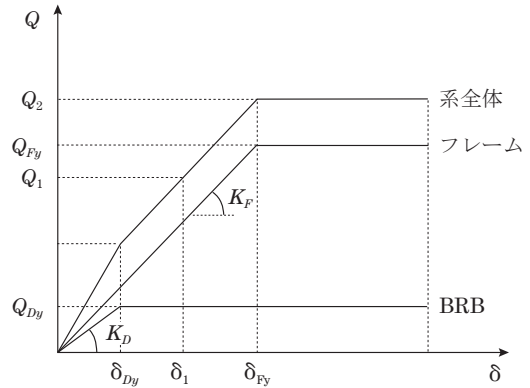


図2 フレーム、BRBのQ-δ関係の設計における設定

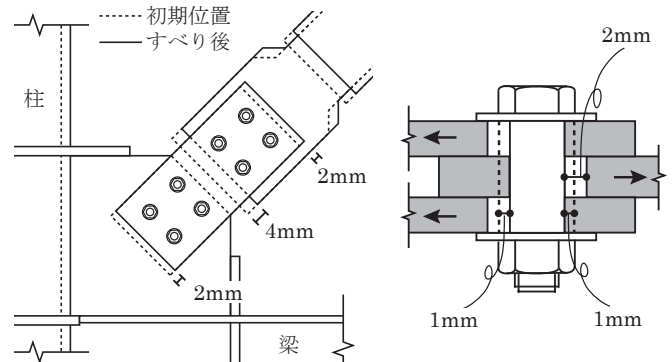


図3 接合部の詳細例とすべり距離

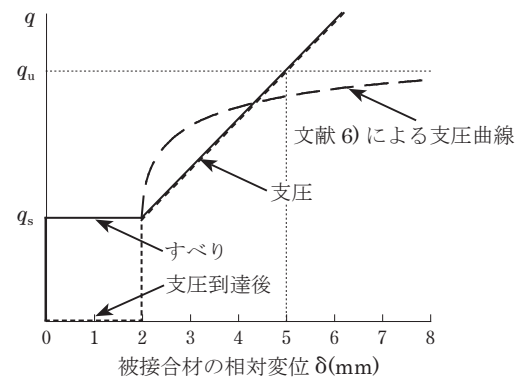


図4 高力ボルト摩擦接合部の荷重-相対変位関係(ボルト1本あたり)

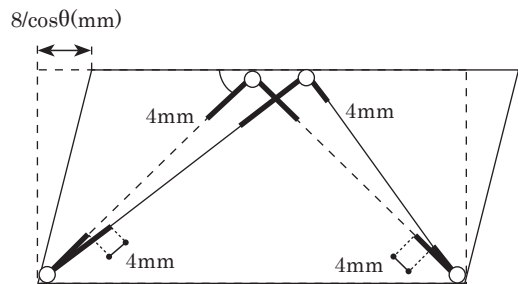


図5 接合部のすべりと層間変位の関係

表 1 構造物の各諸量 ($D_s=0.35$, $\mu_1=2$)

モデル	0604	0607	0610	1204	1207	1210	1804	1807	1810
固有周期 T (s)	0.6	0.6	0.6	1.2	1.2	1.2	1.8	1.8	1.8
剛性比 k	0.4	0.7	1.0	0.4	0.7	1.0	0.4	0.7	1.0
高さ H (m)	20	20	20	40	40	40	60	60	60
層数 N	5	5	5	10	10	10	15	15	15
等価高さ H^{eq} (m)	13.3	13.3	13.3	24.8	24.8	24.8	36.4	36.4	36.4
フレーム剛性 K_F/W (m^{-1})	7.99	6.58	5.60	2.00	1.65	1.40	0.888	0.731	0.622
BRB 剛性 K_D/W (m^{-1})	3.20	4.61	5.60	0.80	1.15	1.40	0.355	0.512	0.622
BRB 降伏耐力 Q_{Dy}/W	0.0334	0.0519	0.0667	0.0278	0.0431	0.0556	0.0185	0.0288	0.0370
フレーム降伏耐力 Q_{Fy}/W	0.317	0.298	0.283	0.264	0.249	0.236	0.176	0.166	0.157
すべり距離 δ_s (m)	0.0376	0.0376	0.0376	0.0701	0.0701	0.0701	0.103	0.103	0.103

また、支圧後のせん断力と変形の関係については、ボルトが 1 本の場合の実験式である (8) 式の指数曲線⁹⁾を参考に仮定した。

$$q_b = q_u \{1 - \exp(-10 \times (\delta - 2) / 25.4)\}^{0.55} \quad (8)$$

ここで q_b は支圧による接合部のせん断力、 q_u は支圧による接合部の最大耐力、 δ は接合される 2 枚の鋼板の相対変位 (mm) である。すべりによる変位を 2mm としているため、鋼板の支圧による局所変形は $\delta - 2$ (mm) である。具体的には、 q_u の値が高力ボルトのせん断耐力と等しいものと仮定し、支圧による局所変形 $\delta - 2$ が 3mm に達したときにちょうど q_u に達するものとして直線に置き換えた。このようにして設定したボルト 1 本あたりの接合部の荷重-変形関係を図 4 に示す。 q はボルト 1 本あたりにかかるせん断力、 q_s はボルト 1 本あたりのすべり耐力である。

実際の接合部ではすべりが発生する前や支圧の進行時に鋼材が有効断面降伏して複雑な挙動となることも考えられるが、この仮定においては、接合部の鋼材の降伏が先行しないように十分な降伏耐力を与えられているものとして降伏することは考慮していない。また、一度高力ボルトが支圧状態になったあとはボルト張力が抜けてすべり耐力が 0 になると仮定する。すなわち、図 4 の破線の挙動を示し、支圧変形に伴ってすべり量も増加する。支圧到達後のすべり耐力は、例えば辻岡による高力ボルト摩擦接合部の実験⁷⁾ではすべり耐力を 5 割以上維持し、加振周波数、鋼材の降伏によってはすべり耐力が増加することがわかっているが、本研究では支圧到達後にエネルギー吸収が無く最も制振性能に悪影響を及ぼす場合を想定した。また、すべての高力ボルト接合部に同時にすべりが発生するものとする、図 3 のようにガセットプレートと添板、BRB 芯材と添板の間でそれぞれ 2mm ずつ合計 4mm のすべりが発生する。これによる変形は図 5 のようにブレース両端において生じるため、ブレース 1 本につき軸方向に 8mm の変形に相当する。対応する層間変形は各層 $8 / \cos\theta$ (mm) である。これに等価高さを乗じて水平変位を算出し、1 質点系全体の接合部の荷重-変形関係を設定した。

2.3 パラメータの設定

2.1, 2.2 節の手順で構造物を設計する際の各パラメータを設定する。まず固有周期 T は中層から高層を想定し 0.6, 1.2, 1.8(s) の 3 通り、剛性比 k は 0.4, 0.7, 1.0 の 3 通りとし、これらの組み合わせで計 9 通りをモデル化する。構造特性係数 D_s は実際の建物に近い値として 0.35 を用い、このレベルに達したときにちょうどフレームが塑性化するものとしている。エネルギー法によれば、BRB は 1 次

設計レベルの層せん断力よりも小さな荷重で塑性化させることが認められているため⁸⁾、1 次レベルの層せん断力が静的に作用した際に BRB の塑性率 $\mu_1 (= \delta_1 / \delta_{Dy})$ が 2 となるように設定した。BRB の歪硬化係数は座屈拘束方法等により異なるが文献 8) の技術データを元に $\kappa_D = 3\%$ とする。なお、 D_s , μ_1 , κ_D についてはこれらの値を変更した場合の影響も後に考察する。地震波には BCJ-L2 の原波の他、最大速度を 50cm/s で基準化した標準 3 波 (El-Centro-NS, Taft-EW, Hachinohe-NS) でも解析を行う。

また、以下の値はすべての解析で同一の値とした。 $Z=1.0$, ${}_1C_0=0.2$, ${}_2C_0=1.0$, $R_f=\{1(T \leq 1), 1/T(T > 1)\}$, $\kappa_F=2\%$, $h=4m$, $\theta=45$ 度, 減衰定数 2%。これらの値を元に設計した 9 モデルの各諸量を表 1 に示す。フレーム、BRB の剛性と降伏耐力については W で無次元化した値としている。地震応答解析は、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いて行い、減衰は初期剛性比例型とした。

2.4 鋼材と接合部の強度統計値と解析上の設定

耐震設計においては降伏耐力等がばらつく場合も下限値のみを考慮して設計される場合が多い。しかし、制振部材の場合、設計と実勢値の違いが建物の応答に影響を及ぼすと考えられる。そのため解析モデルの復元力特性に鋼材と接合部の耐力のばらつきを次のように考慮して BRB の降伏耐力 Q_{Dy} 、高力ボルト接合部のすべり耐力 Q_{Jy} の値を設定し、地震応答解析を繰り返し行い統計的に考察する。ただし、フレームの降伏耐力 Q_{Fy} は規格下限値で一定であるものとし、ばらつきは設定していない。

(1) BRB の降伏耐力 Q_{Dy} のばらつき

芯材鋼種は SN400B, LY225 の 2 種とし、(7) 式で決まる BRB 降伏時の水平耐力 Q_{Dy} はそれぞれ表 2 の設計値に示す降伏応力に基づいて定められている。この Q_{Dy} に鋼材の降伏応力の統計値に基づく正規分布とみなして発生させた乱数によって定まる降伏応力と表 2 の設計値の比を乗ずることにより、BRB 降伏耐力のばらつきを考慮した Q_{Dy} を定める。SN400B は日本鉄鋼連盟によって行われた志村らの調査⁹⁾による統計値を用いた。LY225 は日本建築学会大会梗概集に発表された 1994 年から 2007 年までの 79 個の実験値を用いて算出した統計値を用いた。これらの統計値は表 2 に示している。この統計値を元に作成した乱数の分布を図 6 に示す。曲線で示している部分が統計値に基づく正規分布、棒グラフが作成したデータである。ただし、鋼材規格の下限値と上限値を外れるものは解析から除いた。

表2 BRB 芯材の降伏応力の統計値

鋼材	設計値 (N/mm ²)	規格下限値 (N/mm ²)	規格上限値 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	標準偏差
SN400B	235	235	355	295	18.7
LY225	205	205	245	225	11.0

表3 接合部のすべり係数の統計値

摩擦面処理	設計値	平均値	標準偏差
ブラスト	0.450	0.560	0.0763
赤錆	0.450	0.609	0.0530

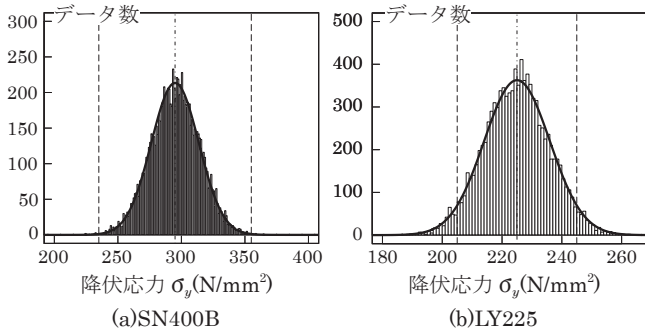


図6 BRB 鋼材の降伏応力 (作成した乱数の分布)

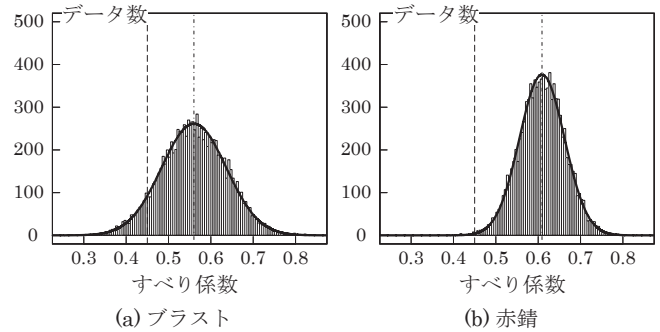
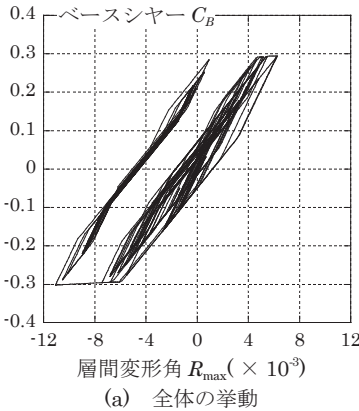
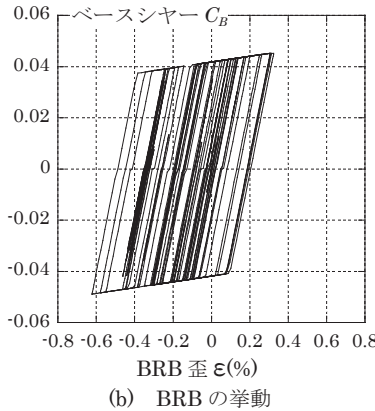


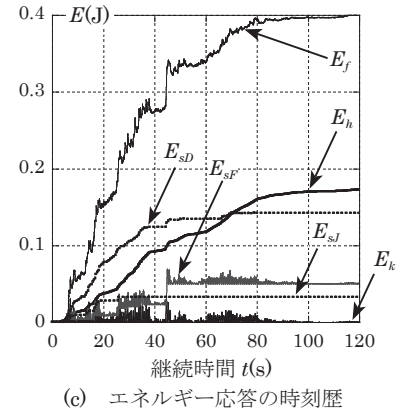
図7 BRB 接合部のすべり係数 (作成した乱数の分布)



(a) 全体の挙動



(b) BRB の挙動



(c) エネルギー応答の時刻歴

図8 地震応答解析の結果例

(2) 高力ボルト接合部のすべり耐力 Q_{jy} のばらつき

高力ボルト接合部のすべり耐力は、(7)式による Q_{Dy} に、そのモデルに設定した接合部係数を乗じた値が基本となり、これはすべり係数 0.45 で得られるすべり耐力 Q_{jy} である。この Q_{jy} のばらつきについてもすべり係数の統計値を元に乱数発生させたデータを用いる。ボルト張力は一定であるとし、すべり耐力はすべり係数のばらつきによって決定されるものとする。摩擦面処理がブラストの場合と赤錆の場合を想定し、ブラストの場合は高力ボルト協会技術分科会による統計値¹⁰⁾、赤錆の場合は文献 11) の統計値に基づいて乱数発生させた。表 3 にすべり係数の統計値、図 7 にその分布を示す。

3. 地震応答解析結果

3.1 解析結果の例

まず、接合部にすべりが生じる場合の一例として耐力の統計的ばらつきを考慮せずに行った解析結果を示す。図 8 は $T=1.2$, $k=0.7$ で BRB の降伏耐力の実勢値が設計値と等しいとした場合の結果である。 $\mu_1=2$, $D_s=0.35$, $\kappa_r=2\%$, $\kappa_D=3\%$ とし、地震波は BCJ-L2 の原波を用いた。接合部のすべり耐力は BRB 降伏耐力の 1.05 倍と低めに設定しており、BRB が降伏し、歪硬化の影響で耐力上昇することにより接合部にすべりが生じやすい条件となっている。図 8(a) は全

体の挙動を示している。構造物の最大層間変形角は 100 分の 1 をやや超えた値となっている。図 8(b) は BRB のみの挙動を示しており、この解析では最大歪は 0.6% 程度である。図 8(c) において E_f は地震による入力エネルギー、 E_h は減衰によるエネルギー、 E_k は運動エネルギー、 E_{sF}, E_{sD}, E_{sJ} はそれぞれフレーム、BRB、接合部の吸収エネルギーである。これらは W が 1(N) とした場合の値であり、実際の建物の場合この値に重量 W を乗ずる必要がある。エネルギー吸収を見るとフレームの塑性化により E_{sF} が急増していることや、接合部にすべりが生じ E_{sJ} が発生していることがわかる。

3.2 鋼材強度、すべり係数のばらつきの影響

3.1 の解析にばらつきを考慮して繰り返し計算した一例として $T=1.2$, $k=0.7$ の結果を図 9 に示す。BRB には SN400B を用い、接合部の摩擦面はブラスト処理を仮定した。また、ばらつきの影響が現れやすい条件とするために接合部係数はやや小さめの 1.20 として設計している。図 9 の横軸は統計に基づいて発生させた個々のモデルの BRB の降伏応力 σ_y で、(a) - (c) の縦軸はそれぞれ層間変形角 R_{max} 、損傷に寄与するエネルギー E_{dm} に対する E_{sF} の比、 E_{dm} に対する E_{sD} の比である。ひとつの図に 1 万通りの点がプロットされている。(a) の図の線状に見える部分は接合部にすべりが生じていない場合の結果が集合している部分であり、層間変形角は 100 分の 1 程度に抑

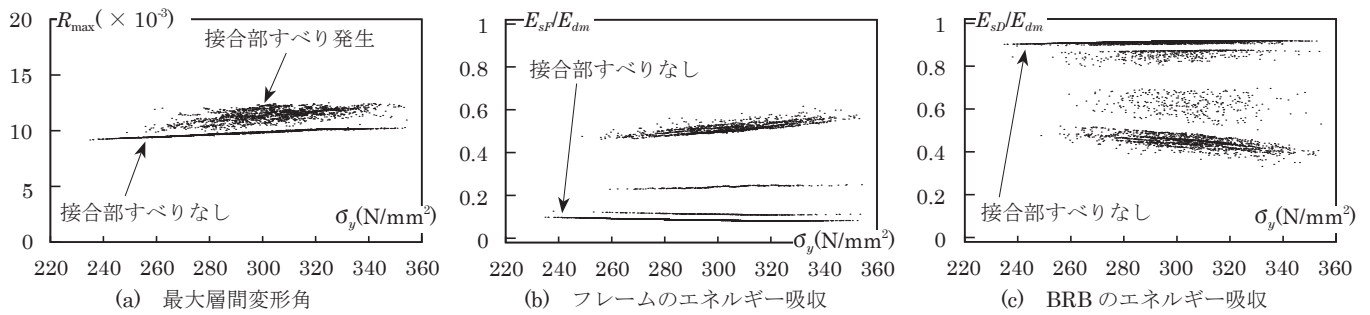


図9 ばらつきの影響 (T=1.2, k=0.7, DS=0.35, 歪硬化係数 3%, BRB 早期降伏 (1次レベルで塑性率 2), 摩擦面処理プラスト)

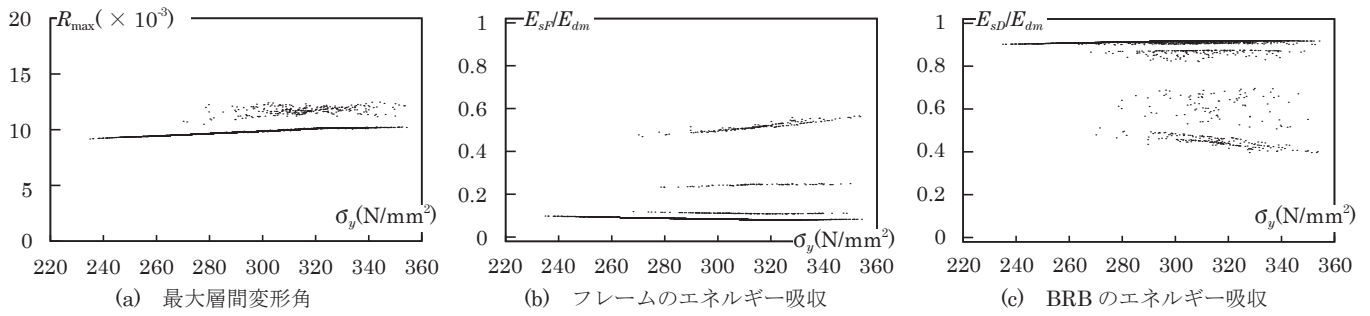


図10 摩擦面処理を赤錆とした場合

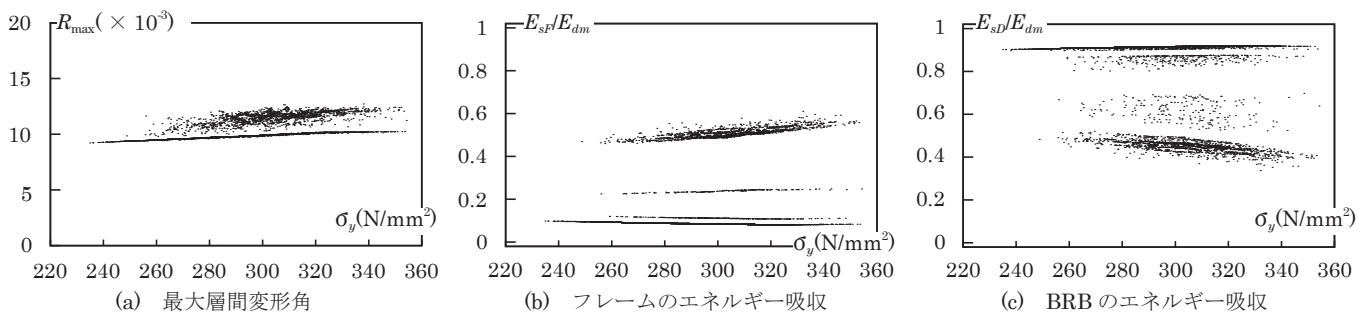


図11 BRB の歪硬化係数を 2% とした場合

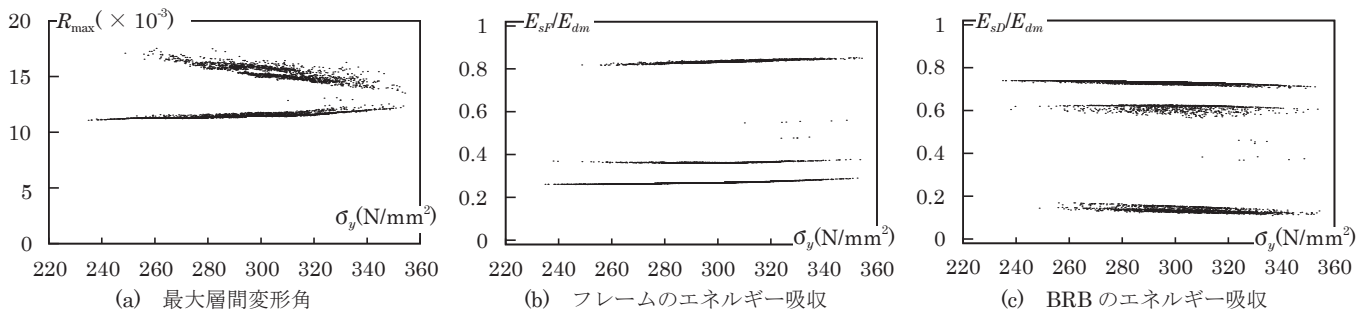


図12 $D_s=0.25$ とした場合

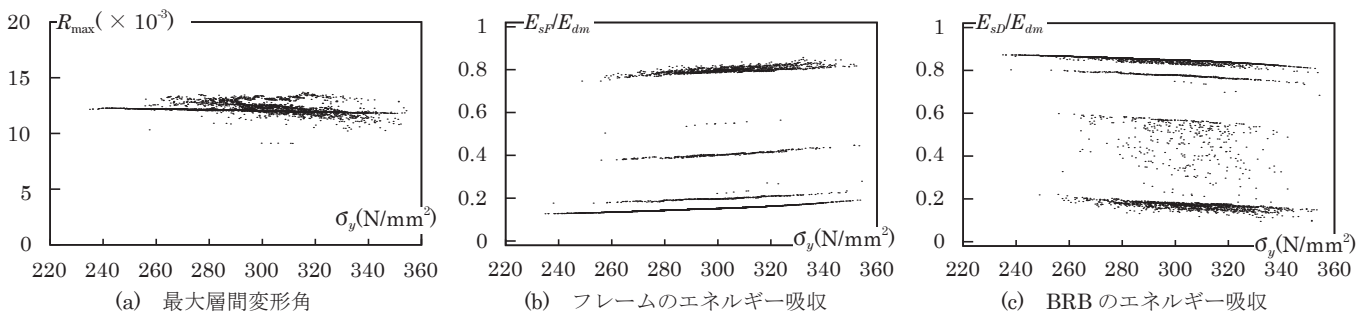


図13 BRB を 1次レベルまで弾性に保つ設計とした場合

えられている。一方、ばらついた点は接合部にすべりが生じた場合であり、このとき層間変形角は2割程度大きくなっているのがわかる。解析を行った1万通りの内、36.1%の場合において接合部にすべりが生じている。接合部にすべりが生じることで E_{sd} が小さくなり、その結果、 E_{sf} が大きくなり、応答も2割程度大きくなっている。地震波を入力してから接合部が支圧に達するまでの時間によって図9(b), (c)のように点がいくつかの部分にまとまって現れる。応答に関しては固有周期と地震波のスペクトルの影響が大きいため、固有周期と剛性比の異なるモデルでは接合部に損傷が生じない場合の応答の大きさやすべりが発生した際の悪化の度合いにやや差が見られた。一方、エネルギー吸収に関しては他のモデルにおいてもほぼ同様の結果となっている。

3.3 各パラメータが及ぼす影響

3.3.1 摩擦面処理の影響

3.2の解析の条件で、摩擦面処理のみを赤錆に変えた場合を検討する。結果を図10に示す。赤錆の場合はブラストの場合よりもすべり係数が全体に大きくなり接合部にすべりが生じる可能性は小さくなる。すべりが発生する確率は9.3%であった。すべりが生じた場合の変形やエネルギー吸収の悪化の度合いはブラストの場合と同程度である。

3.3.2 歪硬化係数の影響

3.2の解析でBRBの歪硬化係数の値を変えた場合を検討する。図11には $\kappa_D=2\%$ とした場合の結果を示す。図9と比較してもばらつき様子にはほとんど変化が無い。しかし、BRBの応力上昇が小さいため接合部にすべりが生じる確率は27.6%となり、 $\kappa_D=3\%$ の解析よりも小さな値となっている。このためBRBの歪硬化は接合部にすべり発生確率に影響を与える因子であると言える。

3.3.3 構造特性係数の影響

3.2の解析で D_S を0.25に変えた結果を図12に示す。 D_S が小さいほどフレームが早い段階で塑性化するため全体に応答は大きく、フレームのエネルギー吸収量は多くなる。しかし、すべり発生確率は D_S による影響はほとんど無く、すべりが発生するとどのモデルも同程度に応答や損傷が増大する。この傾向は9モデルにおいて共通しており、また、 $D_S=0.45$ に設定した解析でも同様の結果であった。す

なわち、 D_S の値は接合部が剛と仮定して地震応答解析をした際の応答には大きく影響するが、接合部にすべりが生じたときに応答の大きさやエネルギー吸収がどれだけ増大するかにはあまり影響が無い。そのため接合部設計の観点で見れば、 D_S の異なる構造物でも同じ接合部係数を設定すればよいと考えられる。

3.3.4 BRBの降伏レベルの影響

BRBの降伏レベルを2種類に変えた場合について比較する。図9のモデルは1次設計レベルで塑性率2と設定したのに対して、1次設計レベルまでBRBを弾性に保つように設計したモデルの解析結果を図13に示す。図9よりもBRBのエネルギー吸収量が少なく、またすべりが発生しない場合の応答もやや大きい。これはBRBの降伏レベルを小さく設定したほうが、早期から制振性能を十分に発揮できることを意味している。そのかわり、BRBの歪が大きくなり歪硬化の影響が大きくなる。BRBの最大歪の平均値は降伏レベルを小さく設定した場合で0.700%、1次レベルまで弾性の場合で0.603%となった。この解析ではすべての層の変形を等しいとみなしているが、実際の建物では各層の変形が異なるため、BRBの最大歪が層ごとに大小する。BRBの降伏レベルを小さく設定した場合、歪硬化の影響が大きいため、接合部にすべりが発生する確率が大きくなり制振性能が低下するものも多く発生することになる。よって、BRBの降伏レベルを小さくする場合には接合部の耐力を大きくする必要がある。

4. 接合部係数の算定

4.1 接合部係数の決定に影響を及ぼすパラメータ

3.で検証した内容を考慮しながら接合部係数の算定をする際にはどのパラメータをもとに決定しなければならないかを検討する。図14には9モデルにおいて、接合部係数を0.05ずつ変化させ、 Q_{Jy} の大きさを変えた場合にすべり発生確率と E_{sf}/E_{dm} がどのように変化するかを示す。 E_{sf}/E_{dm} については1万通りの平均値を示している。BRBにはSN400Bを用い、 $\kappa_D=3\%$ 、摩擦面処理はブラストとしている。接合部係数を大きくするに従いすべり発生確率は低下し、その結果フレームのエネルギー吸収量も低下して一定値に漸近する。エネルギー吸収の観点で見れば接合部係数が1.4程度よりも大きければほぼ下限値に近づいており、十分に制振性能を発揮できる。固

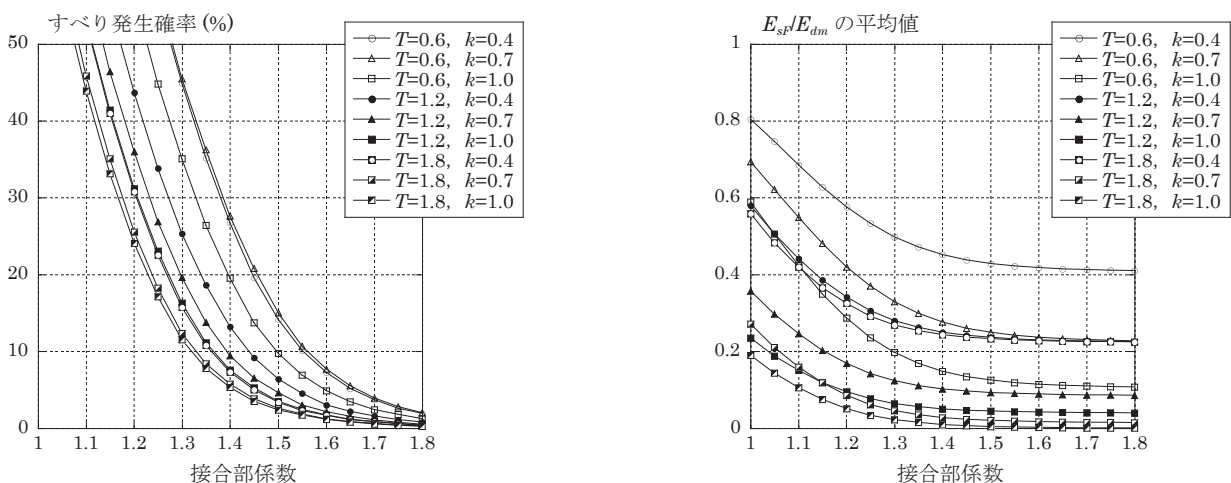
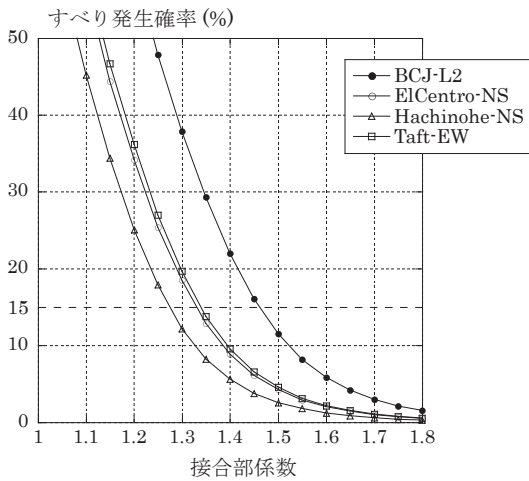
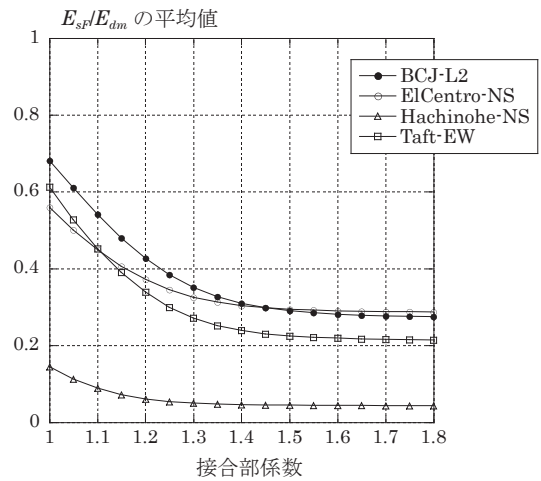


図14 接合部係数とすべり発生確率、エネルギー吸収の関係 (9model, SN400B, 摩擦面ブラスト処理)

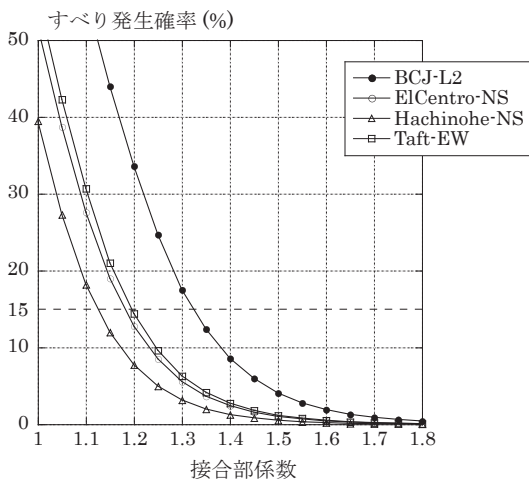


(a) 接合部係数とすべり発生確率の関係

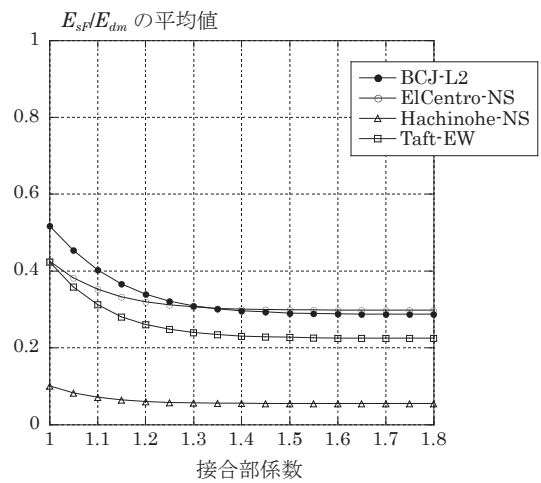


(b) 接合部係数と E_{sf}/E_{dm} の平均値の関係

図 15 接合部係数とすべり発生確率，エネルギー吸収の関係 (4 地震波，SN400B，摩擦面プラスト処理)



(a) 接合部係数とすべり発生確率の関係



(b) 接合部係数と E_{sf}/E_{dm} の平均値の関係

図 16 接合部係数とすべり発生確率，エネルギー吸収の関係 (4 地震波，LY225，摩擦面プラスト処理)

有周期の異なる 3 種類のモデルは，それぞれフレームのエネルギー吸収量は入力波との関係で異なるが，接合部係数の値による曲線の傾きの変化や下限値に収束する接合部係数の値はいずれも共通している。建物の剛性比については図 14 からわかるように BRB を多く含む建物は剛性比が大きくフレームのエネルギー吸収量が小さい傾向がある。しかし，接合部に損傷が生じたときにフレームのエネルギー吸収量が増大する傾向は剛性比の違いによらずよく似ている。以上より接合部係数の決定に影響を及ぼさないパラメータとして固有周期，剛性比，構造特性係数が挙げられる。

一方，接合部設計の際に考慮しなくてはならないパラメータを考える。まず，降伏応力のばらつきが異なるため BRB 芯材の鋼種は考慮しなくてはならない。また，歪硬化の影響も考慮する。文献 8) によれば同じ鋼種でも屈曲拘束方法によって歪硬化係数に多少の差が見られ，引張側と圧縮側でも差があるが，大きめの $K_D=3\%$ として設計しておけば接合部の耐力が不足することにはなりにくい。BRB の降伏レベルについてみると BRB を 1 次設計レベルよりも早期に降伏させる場合（ここでは塑性率 2）には歪硬化の影響から接合部の耐力を大きくしなくてはならない。最後に接合部の摩擦面処理についても考慮するとさらに精度の高い設定が可能であるが，一般的に

表 4 接合部係数の算定例

BRB 鋼材	すべり発生を防ぐ設計	エネルギー吸収を確保する設計
SN400B	1.50	1.45
LY225	1.35	1.30

(1 次レベルで BRB 塑性率 2，歪効果係数 3%，BCJ-L2 の場合)

摩擦面処理によって接合部係数に異なる値を用いることはないので，ここではすべり係数の平均値が小さいプラスト処理面の値を用いて設計する。

4.2 接合部係数の算定例

接合部係数の算定例を示す。図 15 は BRB に SN400B を用いた場合の 9 モデルの結果をまとめて示している。接合部係数は 0.05 ごとに变化させており，1 万通りずつ解析を行った 9 モデルの平均値に標準偏差を加えた値を 1 本の線で示している。つまり図 14(a) の図を元に図 15(a) の 1 本のラインを描いている。地震波には BCJ-L2 の他に最大速度を 50kine で基準化した標準 3 波でも解析を行った。これらと比べると BCJ-L2 のほうが最大速度が大きいこともあり，すべり発生確率は最も大きな値となっている。そのため BCJ-L2 の結果を元に接合部係数を考える。仮に信頼性指標 1 を基準にすべり

発生確率を 15% 以下に抑えることを目標とすれば接合部係数は 1.50 が必要である。

しかし、すべりが発生しても制振効果が保持され、変形が抑えられれば若干のすべりを許容することが可能である。変形の大きさは地震波と固有周期の影響で値が変わりやすく検討が難しいため、エネルギー吸収の観点から接合部係数を検討する。図 15(b) に接合部係数とフレームのエネルギー吸収の割合の関係を示す。縦軸は E_{sp}/E_{dm} の 1 万通りの平均値を 9 モデルで平均した値に標準偏差を加えたものである。すなわち、図 14(b) の結果から図 15(b) の BCJ-L2 のラインが 1 本描けることになる。これを見ると、接合部係数を大きくするに従いフレームの損傷は低下し、一定値に漸近することがわかる。図 15(b) では接合部係数 1.3 から 1.4 程度以上ではほとんど変わらない。したがって接合部係数は 1.4 以上で制振性能はほとんど確保できており、必要以上に大きい接合部係数を設定してもフレームの損傷はそれ以上軽減させることができないと言える。

LY225 についても $\kappa_b=3\%$ 、摩擦面処理はブラストとして図 16 を用いて同様に検討する。すべり発生確率を 15% 以下に抑えるには接合部係数 1.35 程度が必要であるのに対し、エネルギー吸収量で見ると接合部係数 1.2 から 1.3 程度で十分に制振性能を確保したと言える。LY225 で必要とされる接合部係数が SN400B の場合よりも小さいのは LY225 の降伏応力のばらつきの範囲が $205 \sim 245(N/mm^2)$ と小さいためである。BCJ-L2 の結果からまとめると、表 4 のように接合部係数を決定できると考えられる。ここでのエネルギー吸収を確保する設計は、接合部が剛の場合に比べて、フレームに入力するエネルギー増加量を 1 割以下に抑制するための接合部係数を設定している。ただし、この接合部係数は鋼材の降伏耐力が十分に大きい場合を想定しており、接合部の降伏耐力がすべり耐力で決定される場合の値である。

5. 結論

BRB の接合部必要耐力に影響を与える因子を明らかにし、接合部係数を設定するため、全ての層に BRB を含む構造物をパラメータの影響をより明確に把握しやすい 1 質点系にモデル化して、時刻歴応答解析を行った。この結果から以下のような知見を得た。

- (1) BRB の接合部係数を決定する際には、BRB の鋼種、歪硬化係数、BRB の降伏レベルが大きく影響し、それ以外の建物の固有周期や剛性比、構造特性係数の影響は小さいと考えられる。
- (2) 接合部にすべりが生じるか否かの観点では無く、フレームの損傷を如何に軽減するかという観点で評価すれば、接合部係数を小さく設定してもよいことがわかる。この方法により制振性能を保証したより合理的な接合部設計が可能となる。
- (3) このような考え方を適用し、1 次設計レベルで塑性率 2 となる設計の BRB に対し、芯材鋼種が SN400B、LY225 の場合について接合部係数を示した。

本論文の検討では高次モードや架構の曲げ変形の影響は考慮していない。その影響や、各層の BRB の配置が異なる場合については、多質点系や骨組モデルでより詳細な解析が必要である。

謝辞

(株) NS ボルテン畑中清氏ならびに高力ボルト協会からは摩擦接

合部のすべり係数に関する貴重な実験データを提供して頂きました。また、本研究の一部は 2009 年度鴻池奨学財団研究助成を受けました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第 2 版，2006。
- 2) 日本鋼構造協会編：履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法，1998.9。
- 3) 日本免震構造協会編：パッシブ制振構造設計・施行マニュアル，第 2 版，2007.7。
- 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，2002.2。
- 5) 井上一朗，桑原進，多田元英，中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，JSSC 鋼構造論文集，Vol.3，No.11，pp.65-77，1996.9。
- 6) Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, 2005.3.9。
- 7) 辻岡静雄：ショットブラスト摩擦面を有する高力ボルト接合のすべり荷重と履歴特性，日本建築学会構造系論文集，第 471 号，pp.173-179，1995.5。
- 8) 建築研究所監修：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル，技報堂出版，2008。
- 9) 志村保美，高田啓一，作本好文，塩飽豊明，藤沢一善：SN 鋼の機械的性質に関する統計調査，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），C-1，構造 III，pp.535-536，2003.9。
- 10) 日本建築学会・材料施工委員会，鉄骨工事運営委員会：建築鉄骨工事の新たな課題への取り組み 鉄骨工事運営委員会調査研究報告会資料集，2010.5。
- 11) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，第 3 版，2010.2。

(2010年5月10日原稿受理，2010年12月28日採用決定)