

サステナブルビル構造システムの設計法の提案 PROPOSAL FOR THE STRUCTURAL DESIGN METHOD OF A SUSTAINABLE BUILDING STRUCTURE SYSTEM

島 有希子*, 古川純也*, 加藤貴志**, 前田親範***, 岩田 衛****
*Yukiko SHIMA, Junya KOGAWA, Takashi KATOH,
 Chikanori MAEDA and Mamoru IWATA*

A sustainable building steel structure system, which is kind of damage-controlled structure, consists of columns, beams and newly developed connections with buckling-restrained braces like knee brace. The columns and beams are connected with special long steel bars alone, facilitating demolition of the structure and able to be reused the members. Since the connections of beam-to-column are semi-rigid, the columns and beams suffer no damage. The buckling-restrained knee braces only absorb seismic energy. In the past studies, full-scale tests of the connection were carried out. Based on these results, structural models, which modeled the connection were analyzed and a mechanical model for the sustainable building structure system was established. In this paper, a structural design method is proposed on the previous experimental and analytical studies. The detail design method for the newly developed connections with buckling-restrained braces is established. A trial design is conducted where applicability of the design method is shown.

Keywords: sustainability, re-use, damage-controlled structure, beam-to-column connection, buckling-restrained brace, trial design
 サステナビリティ, リユース, 損傷制御構造, 柱梁接合部, 座屈拘束ブレース, 試設計

1. 序論

近年地球環境問題が顕著になる中で、著者らは、建築鋼構造分野から地球環境に配慮した「サステナブルビル構造システム(図1)」を研究開発している¹⁾²⁾³⁾。この構造システムは、構造全体の長寿命化を第一の目標とし、社会的ニーズの変化などによりやむなく解体しなければならない場合、部材レベルのリユースを可能とする。また、リユース材を使用することも想定した構造システムである。

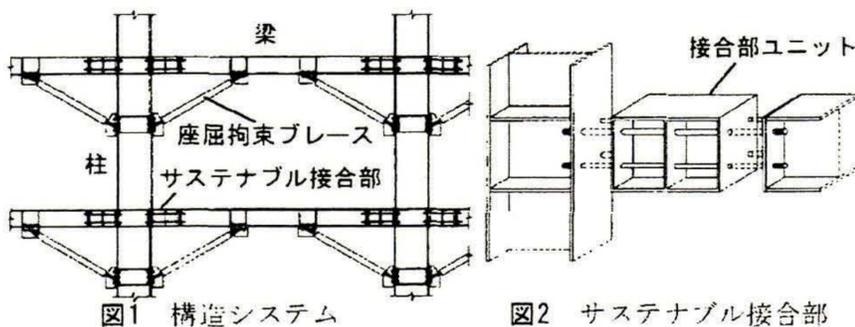
本システムは、建物の長寿命化の観点から、主架構と制振部材を分離する損傷制御構造⁴⁾の考え方を採用している。すなわち、大地震に遭遇しても地震エネルギーを制振部材に集約することで、主架構を弾性範囲に留める。損傷し性能が劣化した制振部材のみを交換、修復し建築物の持続性を図っている。制振部材には方杖状に配置した座屈拘束ブレース(以下、BRブレースと呼ぶ)を用いる。

サステナブルビル構造システムの柱梁接合部では、梁端部に溶接された接合部ユニットを介して柱フランジ部に鋼棒を通し、鋼棒に初期張力を導入することで締め付ける(図2)。この鋼棒を用いた接合部をサステナブル接合部(以下、SB接合部と呼ぶ)とする。

SB接合部では、生じる曲げモーメントの大きさに応じて、接合部の剛性が段階的に変化する。鋼棒に導入した初期張力が解消し、接合部ユニットが柱から離間を開始するまでが剛接合、接合部ユニット内全ての鋼棒が完全に塑性化するまでが半剛接合、さらに鋼棒の塑性化が進むとピン接合となる⁵⁾⁶⁾。この特徴により、使用時に要求される剛性と大地震時に要求される変形性能を両立している。また、SB接合部の剛性が低下するため、BRブレースによる効率の良いエネルギー吸収が可能となる。このように、主架構を塑性化させないことを目的としたSB接合部のメカニズムとBRブレースのエネルギー吸収により、主架構の継続使用、部材のリユースが可能である。

また、施工に関しては、構造性能が高度に品質管理された汎用的な部材、部品を工場で作成し、現場では組み立てるのみである。そのため、要求された性能を保持し建築物そのものの品質を明確に提示することが可能となる、システム構造体⁶⁾の特徴を併せ持つ。

本論文では、サステナブルビル構造システムの設計の流れを設計フローで示し、実験結果から得られた知見¹⁾²⁾³⁾に基づき、SB接合部やBRブレースの設計方法を確立し、実際の設計に適用できるような



* 神奈川大学工学研究科建築学専攻 大学院生
 ** テンポール株式会社 取締役
 *** 前田親範 一級建築士事務所 代表
 **** 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture and Building Engineering, Kanagawa Univ.
 Director, Tenpole Co., LTD.
 Representative, Maeda Office
 Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Kanagawa Univ., Dr. Eng.

造設計法を提案する。次に、提案した設計法に基づいて試設計を行い、目標クライテリアを満たした設計例を示す。

本論文で対象とする構造形式はチューブ構造とする。一般的に、チューブ構造は外周部で水平力を負担する構造であり、オフィスビル等で室内の有効利用が可能な構造形式である。サステナブルビル構造システムはチューブ構造に最も適用しやすいと考えている。

2. 設計フロー

2.1 設計フローの提案

図3にサステナブルビル構造システムの設計フローを示す。本設計法は、損傷制御構造の設計概念を基本的な枠組みとする。図3の二重枠で示すように、一般的な設計フローに、SB接合部の設計とBRブレースの設計が加わる。また、設定したクライテリアを満足しているかどうか時刻歴応答解析にて確認する。

以下に、設計フローの項目ごとに詳細を示す。なお、SB接合部とBRブレースの設計については5節と6節で述べる。

2.2 長期荷重

固定荷重と積載荷重に対して、主架構の断面が許容応力度以内となるように設計する。長期荷重は、BRブレースを除いた柱と梁からなる主架構のみで負担できるように設計する。SB接合部を設計するため、外周の柱梁接合部は剛接合として、長期荷重時に柱梁接合部にかかる曲げモーメントを算出する。

2.3 主架構の特性

設計したSB接合部を組込んだ主架構に対して解析を行う。確認する事項は、長期荷重時のSB接合部の安全性の確認（応力解析）と、建物に必要なBRブレースの負担率を算定するための主架構の一次固有周期（固有値解析）である。

2.4 一次設計

BRブレースを配置したモデルにおいて、標準せん断力係数 C_0 を0.2として各部材断面が短期許容応力度以内となるように設計し、層間変形角は1/200以内とする。

SB接合部は、鋼棒の降伏耐力の1/3の初期張力を導入し、接合部が剛接合の状態とする。梁の剛性は、床の剛性を考慮した合成梁として算定する¹⁾。

2.5 二次設計

本モデルにおいては、十分な塑性変形能力を確保することを前提に、構造特性係数 D_s 値を0.3として保有水平耐力計算を行う。

保有水平耐力時は、SB接合部の鋼棒の初期張力が解消され、接合部が半剛状態となるためBRブレースでエネルギー吸収が行われる。梁の剛性は、床が梁から剥離すると考え、梁のみの剛性とする¹⁾。

2.6 時刻歴応答解析

地震時の応答性状を確認するため、時刻歴応答解析で構造全体の層間変形角、主架構の柱梁部材の損傷確認、SB接合部の状態、BRブレースのエネルギー吸収量などのクライテリアの確認をする。

3. 想定モデル

3.1 チューブ構造

柱に角形鋼管よりもリユースしやすいH形鋼を用いた場合、サステナブルビル構造システムの特徴であるSB接合部を柱ウェブに取り付けることが難しいため、外周部のみにSB接合部を設けるチュー

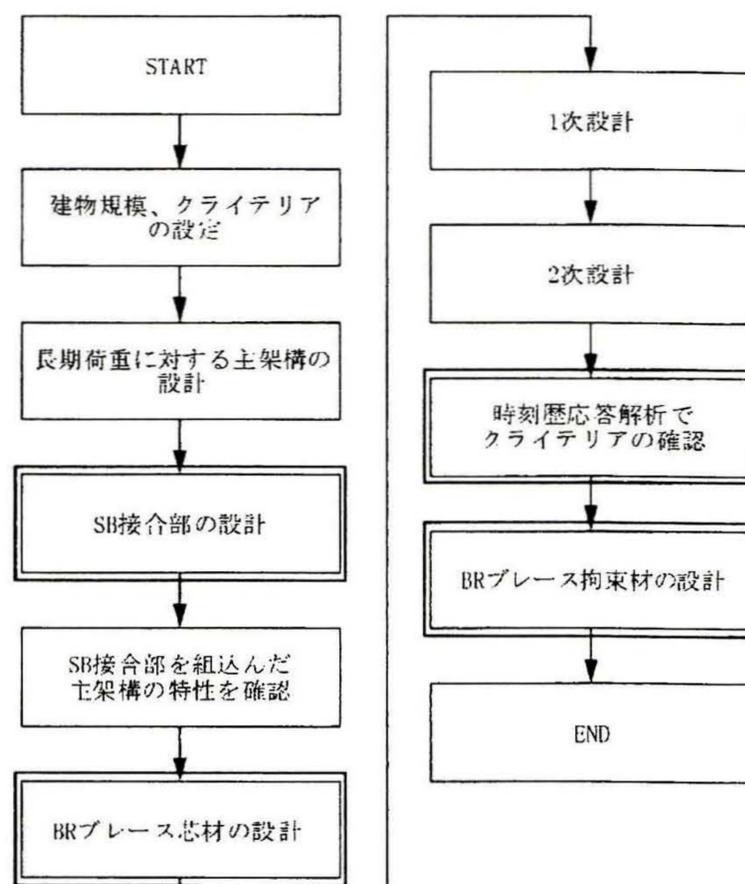


図3 設計フロー

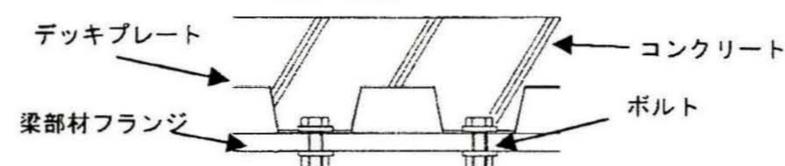


図4 床構造

ブ構造が望ましいと考える。さらに、BRブレースの配置は内部空間が広く確保できるように、SB接合部と同様に外周部のみ方杖状に配置する。建物の外周部以外の内側にある鉛直荷重のみを支える柱は角形鋼管とし、外周部の柱と内側の梁の接合はピン接合とする。

文献2)では、梁の接合条件が異なるSB接合部の実大T字型試験体で繰り返し曲げ実験を行った。H形鋼柱の強軸側（柱フランジ）に梁を接合した場合には、鋼棒に損傷が集中し、柱にほとんど損傷は生じなかった。しかし、H形鋼柱の弱軸側（柱ウェブ）に梁を接合した試験体は、柱のウェブに大きな損傷が生じている。

この実験結果より、本システムにおいては、柱や梁などの主架構が損傷しないことを目的としているので、梁が接合する向きはH形鋼柱の強軸側が望ましいと言える。また、柱の両側に梁が接合する場合を考慮すると、H形鋼柱の弱軸側の接合は本システムに適さない。

建物規模の適用範囲は、高さについて一般的にBRブレースが有効な、建物のせん断変形が卓越する建物高さとして、31m以下とする。

3.2 角形鋼管柱

角形鋼管の柱は、外周部で2方向から梁が取付く隅角部に用いる。角形鋼管については、H形鋼に比べて詳細な実験による検討は行っていないため、本試設計においては、隅角部のみに用いるものとして、柱が建物全体に寄与する耐力の割合は軽微なものとして扱う。

ただし、文献7)では、柱に角形鋼管を用いた場合のSB接合部の実験を行った。実験結果より、柱に角形鋼管を用いた場合でも、H形鋼の柱に比べて性能が劣ることはなく、半剛接合の機構を有することが示された。したがって、柱に角形鋼管を用いた場合でもサステナブルビル構造システムは適用可能であるという知見を得ている。

3.3 床構造

サステナブルビル構造システムの床構造は、解体が容易な構法とする⁹⁾。この構法は、梁フランジの下にボルトのナット部分を露出させ、床の取り外しが容易なボルト接合である(図4)。溶接を用いないため梁に熱の損傷を与えず、解体時には床スラブと梁を容易に分離できる。また、チューブ構造モデルにおける床の配置は、構造的な合理性を重視し1区画ごとに方向を変える千鳥配置とする。

文献4)では、1層1スパンのサステナブルビル構造システムの部分架構実験を行い、床を設置した際の本システムの挙動が明らかになった。また、柱梁接合部の実大実験の結果を基に構築された解析法⁹⁾を用いて試験体をモデル化し、部分架構実験の結果と比較した。完全合成梁として仮定した解析モデルは、床と梁が剥離するまでの床を設置した試験体の挙動と一致した。床と梁が剥離した後の終局状態の挙動は、床を設置しない解析モデルで表現することができた。

したがって、設計を行う時の解析モデルについては、終局状態では床と梁が剥離すると仮定し床を設置しない解析モデルで検討する。

4. 解析方法

4.1 SB接合部の力学モデル

文献3)の解析法によって、実験結果に基づいたSB接合部の数値解析モデルが構築された。ここでは、鋼棒4本と柱フランジ部をモデル化した8本の軸バネで接合部を構成している。鋼棒は平行部とネジ部を軸バネでモデル化し、直列につないでいる。図5に鋼棒とフランジ部の復元力特性を示す。鋼棒の復元力特性は、SB接合部実大実験と鋼棒単体の軸方向加力実験から得られた結果が基になっている。

また、文献8)では、構築した数値解析モデルを用いて静的増分解析、地震動を用いた時刻歴応答解析を行った。その結果、サステナブルビル構造システムの立体架構の成立が実証されている。

4.2 SB接合部の寸法設定

図6に接合部ユニットの詳細を示す。SB接合部をモデル化するために必要な寸法を設定する。鋼棒の平行部の長さ l_1 は柱フランジ外面からアンカープレート内側までとする。鋼棒のネジ部の長さ l_2+l_3 は外ナット、柱補強プレート、柱フランジ、アンカープレート、ユニット補強プレートの合計とする。

鋼棒の配置位置は幅(B)、せい(D)ともに梁断面を4分割し、端部から1/4の位置とする(図7)。

4.3 BRブレースのモデル化

BRブレースのモデル化は、実大実験の試験体のモデル化³⁾と同様に、柱梁芯間を3分割し中央のエネルギー吸収部と両端のガセット部に分けてモデル化する。エネルギー吸収部はトラス材でモデル化し、ガセット部はリブによる補強を想定した矩形の弾性部材とする。圧縮側は座屈を生じないと仮定し、引張側と同様の復元力特性とする。

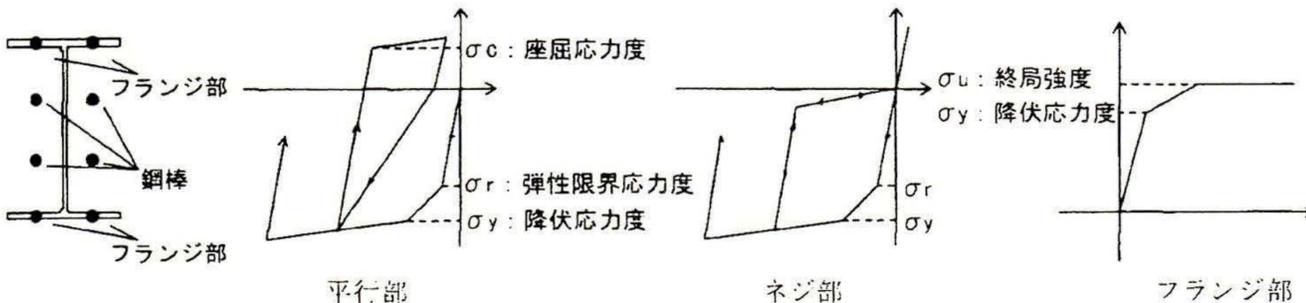


図5 鋼棒とフランジ部の復元力特性

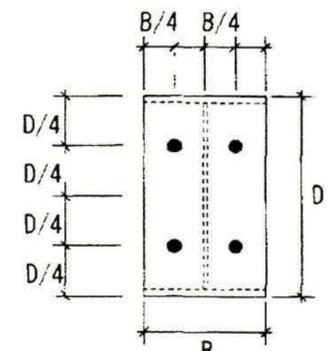


図7 鋼棒配置位置

5. SB接合部の設計

SB接合部に関しては、接合部ユニットと鋼棒を設計する必要がある。SB接合部に用いる鋼棒は中ボルト程度の耐力と伸びが必要となるため、材質はS45Cとし、ネジを切った部分の谷径で破断しないように転造ネジとする。本論では鋼棒の降伏応力度を 600N/mm^2 とする。鋼棒径は、最小限度と最大限度を定め、その範囲内から決定する。まず、接合部に生じる曲げモーメントに対して設計し、安全性の確認のため、設計した鋼棒径でせん断力に対する検討を行う。

5.1 接合部ユニット

接合部ユニットは梁の端部に溶接する。形状は梁部材の形状に合わせてH形鋼とする。なお、接合部ユニット端部のエンドプレートには、鋼棒の塑性化後もせん断力を伝達し鋼棒が圧縮力に抵抗できるように円形の内ナットを配置する。そのため、エンドプレートには円形の内ナットが通過する最小限のクリアランスで孔を開ける。エンドプレート、アンカープレートの板厚は、鋼棒の初期張力によってかかる応力に対して、長期許容応力度以内となるように決定する。

接合部ユニットの長さは鋼棒の長さに合わせて設定する。本論文では鋼棒の長さについては、既往の研究と同様に400mmとする。

5.2 鋼棒径の最小限度の設計方法

鋼棒径の最小限度は、エネルギー吸収部材として方杖状に配置しているBRブレースを無視した場合でも、SB接合部が離間せずに積載荷重や固定荷重を負担できる太さを確保する必要がある。そのため、接合部の離間モーメントが長期荷重による梁端モーメントを上回るように鋼棒径を設計する。

5.3 SB接合部離間モーメント

SB接合部の離間モーメントは文献2)と同様に、SB接合部の実大実

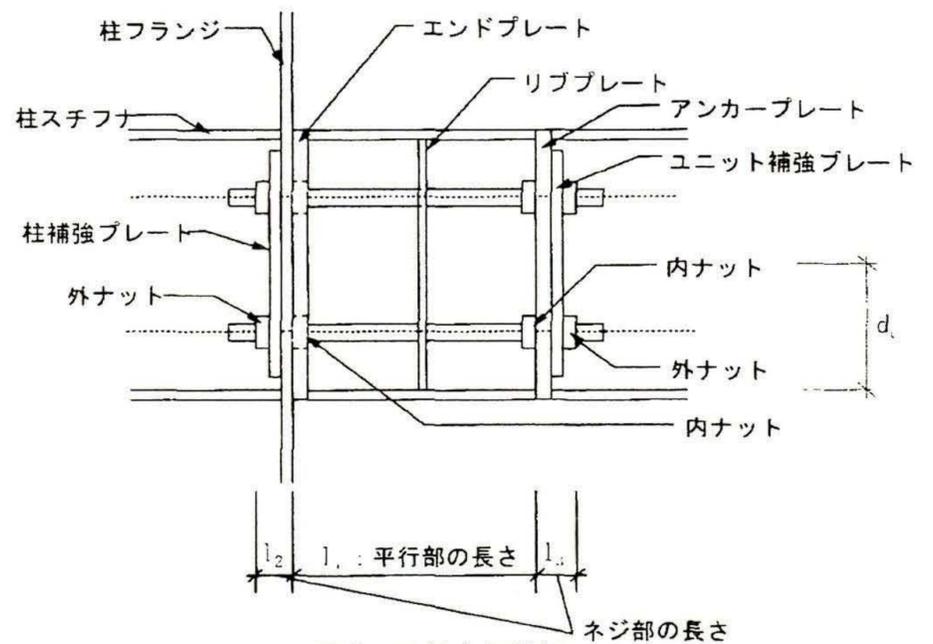


図6 SB接合部詳細

験で用いている算定式とする。

$$M_s = 2n \cdot T_0 \cdot d_s \quad (1)$$

n : 鋼棒の行数(2), T_0 : 初期導入張力,

d_s : 梁圧縮フランジ縁端から梁中心までの距離

5.4 鋼棒径の最大限度の設計方法

文献9)の実験より、主架構に対して鋼棒を太くしすぎると、柱フランジ部が鋼棒よりも先に塑性化し、主架構である柱部材に損傷を与えると結果が得られた。柱フランジ部が鋼棒よりも先に塑性化してしまうと、降伏モーメントの算定値に達する前に最大耐力となり耐力が低下してしまう。そのため、設計において降伏モーメントの算定値を使う場合、柱フランジ部の塑性化よりも鋼棒の降伏が先行するように、鋼棒径の最大限度を定めなければならない。

よって、鋼棒径の最大限度は柱フランジ部の降伏曲げ耐力を算出し、鋼棒の降伏モーメントがその値以下になる鋼棒径で設計する。

5.5 柱フランジ部の降伏曲げ耐力

柱フランジ部の降伏曲げ耐力は、鋼構造接合部設計指針のスプリットティ形式柱梁接合部の耐力¹⁰⁾を参考に算出する。柱のスチフナ位置の違いと、引張力を受けるボルト(鋼棒)の本数の違いより、降伏場の数がスプリットティの半分になる(図8)。降伏場1つに対して降伏耐力 cP_y の係数が2なので、SB接合部では鋼棒2本分で cP_y の係数は4となる。また、計算値には柱フランジ内側に設置する柱補強プレート(図6)も考慮する。柱フランジ部と接触する部分において、柱フランジと同様に降伏線を仮定し、(2)式で算出する。

本論では、建物の隅角部のみで用いる角形鋼管は全体構造の耐力に与える影響は小さいことから、フランジ部降伏耐力の算定において安全側となるよう、単純梁で仮定した簡略モデルによる弾性設計を行う。なお、柱全てに角形鋼管を用いる場合は、フランジ部の降伏耐力を詳細検討する必要がある。

下記の式を用いて柱フランジと補強プレートの降伏曲げ耐力を個別に計算する。また、算定において必要な記号を図9に示す。

$$M_s = P_s \cdot d_s \quad (2)$$

$$P_s = 4 \cdot cM_0 \left\{ \frac{b_1}{h} + \frac{b_1}{h_m} + \pi - \frac{2}{\pi} \left(\frac{h}{b_2} - 1 \right)^2 + \frac{2}{\pi} \left(\frac{h_m}{b_2} - 1 \right)^2 \right\} \quad (3)$$

$$M_0 = \frac{cI_f^2}{4} \cdot F_s \quad (4)$$

$$h_m = \frac{b_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{b_2}{2} \right)^2 + \frac{\pi \cdot b_1 \cdot b_2}{4}} \quad (5)$$

cM_0 : 柱フランジ部の面外引張耐力による降伏曲げ耐力,

cP_s : 柱フランジ部の面外降伏引張耐力, cF_s : 柱フランジの降伏強さ

d_s : 梁フランジ-引張力が作用する鋼棒間距離,

b_1 : 接合鋼棒-柱フランジ縁端距離, b_2 : 接合鋼棒-柱ウェブ間距離,

h : 接合鋼棒-梁フランジ板厚中心間距離, t_f : 柱フランジ板厚,

5.6 鋼棒の降伏モーメント

鋼棒の降伏モーメントは、SB接合部の離間モーメントと同様にSB接合部の実大実験で用いている算定式とする。

$$M_s = \sum_{i=1}^n 2F_s \cdot \frac{d_i^2}{d_1} \quad (6)$$

F_s : 鋼棒の降伏強度, d_i : 梁圧縮フランジ縁端から i 行目の鋼棒までの距離,

d_1 : 梁圧縮フランジ縁端から最初に降伏する鋼棒までの距離

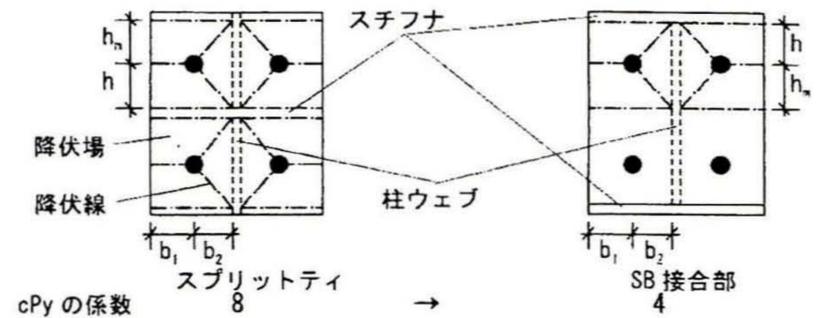


図8 引張時の接合部の降伏場

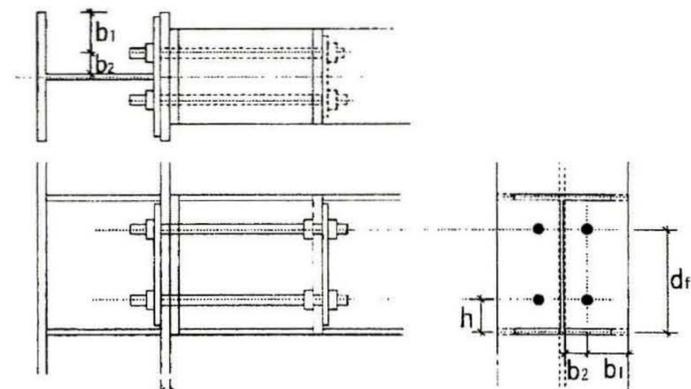


図9 SB接合部の算定式に用いる記号

5.7 鋼棒の最大限度の設計式の検証

鋼棒径の最大限度の設計式の検証として、既往の実験結果を用いて、算定式の妥当性を検討する。

文献9)の鋼棒太さの相違による実験では柱フランジが変形したが、文献7)の角形鋼管を柱に用いた実験では、鋼棒に変形が集中し、柱フランジに損傷は生じなかった。表1にそれぞれの試験体における鋼棒の降伏モーメントと柱フランジ部降伏曲げ耐力の算定結果を示す。

表1より、鋼棒太さの相違による実験では、柱フランジ部降伏曲げ耐力が鋼棒の降伏モーメントを下回っている。そのため、SB接合部が曲げモーメントを受けて鋼棒が降伏する前に、柱フランジ部が降伏したと考えられる。一方、角形鋼管を柱に用いた実験では、柱フランジ部降伏曲げ耐力が鋼棒の降伏モーメントを上回っている。鋼棒が降伏して損傷が集中し、柱フランジには損傷が生じなかったと考えられる。このことより、算定式の妥当性が確認されたと言える。

表1 算定結果

	鋼棒太さの相違による実験(文献9)	角形鋼管を柱に用いた実験(文献7)
柱フランジの損傷	塑性化し変形	弾性範囲内
鋼棒の降伏モーメント(kNm)	391.9	139.8
柱フランジ部降伏曲げ耐力(kNm)	278.1	355.0

5.8 せん断力に対する検討

SB接合部は、鋼棒に初期張力が導入され、柱フランジとエンドプレートが離間するまでは初期張力によって生じる材間圧縮力の効果で摩擦接合の状態となる。このため、鋼棒には直接せん断力が作用しない。SB接合部に力が加わり、鋼棒に導入された初期張力が解消して柱フランジとエンドプレートの離間が始まると、鋼棒にせん断力が生じる。この時、エンドプレートが柱フランジに接している部分での摩擦力も生じている。さらに力が加わると、SB接合部は完全に離間して摩擦力のない状態となる。

このような機構を有しているため、せん断力に対しては以下の3つの段階において検討を行う。

a) 長期荷重時

下記の式で初期張力による摩擦力 P_s を算出し、長期荷重に対して3倍の安全率を持つことを確認する。

$$P_s = 2n \cdot \mu \cdot T_0 \quad (7)$$

μ : 摩擦係数(0.4)

b) 一次設計時

下記の式で鋼棒の降伏せん断耐力 R_s を算出し、短期せん断力に対して鋼棒がせん断降伏しないことを確認する。安全側のため、初期張力による摩擦は無視する。

$$R_s = 2n \cdot F_v / \sqrt{3} \quad (8)$$

c) 二次設計時

下記の式で鋼棒の終局せん断耐力 F_{su} と、エンドプレートと柱フランジ部の支圧耐力 R_t を算出し、保有耐力時のせん断力に対して鋼棒がせん断破壊しないことと、各プレートが支圧破壊しないことを検討する。各プレートについては、縁端距離の検討も行う。

$$F_{su} = 2n \cdot F_u / \sqrt{3} \quad (9)$$

$$R_t = t \cdot d \cdot 1.25F \quad (10)$$

F_u : 鋼棒の終局強度, t : プレート板厚,

d : 鋼棒径, F : プレートのF値

6. BRブレースの設計

6.1 BRブレース

BRブレースとして鋼モルタル板(溝形鋼にモルタルを充填したもの)を用いた座屈拘束ブレース¹¹⁾を使用する。文献11)では、BRブレースの累積塑性歪エネルギー率 ω に関して、拘束力の指標 P_E/P_y (P_E : 拘束材のオイラー座屈荷重、 P_y : 芯材の降伏荷重)を用いた性能評価式 $\omega=150 P_E/P_y$ が提案され、 P_E/P_y の適応範囲とそれを満たすBRブレースのディテールが定められた。本論のBRブレース設計では性能評価式を用いるため、文献11)で定められた条件に従う。

サステナブルビル構造システムに使用するBRブレースは、図10のような形状とする。芯材にガセット部を溶接して一体にしたものを製作し、両端を柱と梁にボルトで接合する。

6.2 芯材断面の設計

BRブレース芯材断面の設計は、等価線形化法に基づいて行う。

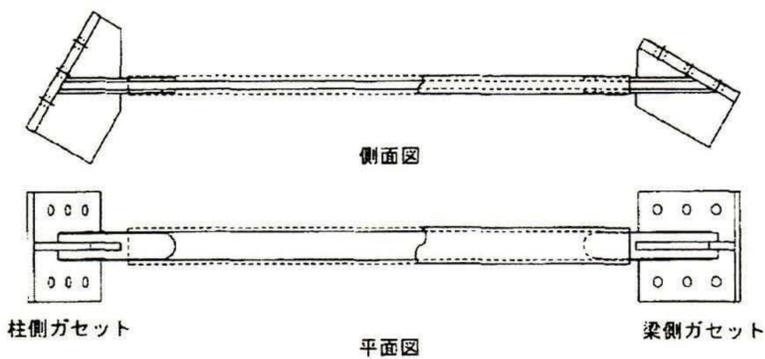


図10 BRブレースの形状

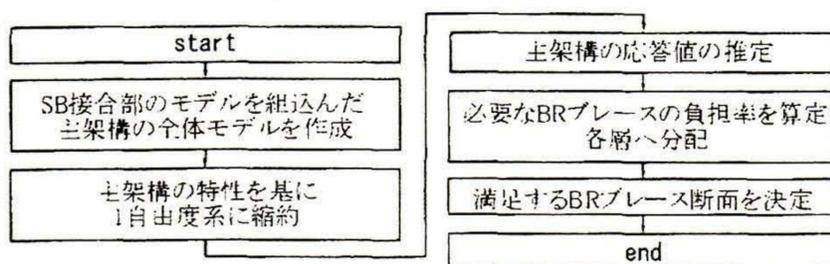


図11 BRブレース芯材の断面設計

図11に設計フローを示す。まず、主架構のみのモデルに、SB接合部のモデルを組み込んだ全体モデルを作成する。得られた主架構の特性をもとに、等価線形化法で必要なBRブレースの負担率を算定する。この際、計算において考慮すべき条件を以下に述べる。

主架構の一次モードは直線と仮定する。建物には、BRブレース付加による剛性および減衰の効果を検討する。算定方法については、文献12)を参考にした。

芯材断面の幅厚比は、6.0から11.0となるように設計する。

6.3 拘束材の設計

設計した芯材断面のBRブレースを組み込んだ解析モデルで地震応答解析を行い、BRブレースの拘束材の設計を行う。BRブレース1本あたりの ω を算出し、さらに性能評価式 $\omega=150 P_E/P_y$ を用いて、 ω がクライテリアとして定めた ω_{max} を満たすように、必要な P_E/P_y を1.0から4.5の範囲で決定する。

7. 試設計

前節までで提案した設計フローに基づき、サステナブルビル構造システムの試設計を行う。さらに、設計した建物モデルで地震応答解析を行い、本解析モデルの応答性状を確認する。

7.1 立体解析モデル

解析モデルは、各構面とも5スパンで10層の鉄骨造とする。柱脚は露出形式柱脚を想定し、回転バネでモデル化する。

階高は、1層のみ3.5mとして、その他の層は3mとする。梁スパンは6mとする。小梁は床の配置に合わせるため、千鳥配置とする。図12に平面図と立面図を示す。表2に主架構の部材断面表を示す。本解析では、 $D_s=0.3$ としたときの保有水平耐力を満足する部材断面とする。鋼種については、H形鋼とBRブレースの拘束材はSS400、BRブレースの芯材はSN400B、角形鋼管はBCP235、鋼棒はS45Cとする。

想定荷重は、固定荷重 5.1kN/m^2 、積載荷重 1.8kN/m^2 とし、全ての層において、 6.9kN/m^2 とする。

7.2 解析モデルの設計条件

表3に本論文の試設計における、主架構、SB接合部、BRブレースそれぞれの目標クライテリアを示す。

静的増分解析における外力分布は A_i 分布に従うものとする。減衰は瞬間剛性比例型とし、1次固有周期に対する減衰定数は2%とする。

時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、観測地震動として神戸海洋気象台 NS(KOBE)、El centro NS(EL CENTRO)、八戸 EW(HACHINOHE)、Taft EW(TAFT)とし、模擬地震動として、日本建築センター作成によるBCJを採用する。観測地震動については、地動最大速度 25kine と 50kine に基準化し、それぞれレベル1、レベル2の設定とする。表4に入力地震波のリストを示す。

7.3 鋼棒径の最小限度の設計

鋼棒の離間モーメントが、主架構のみ(柱梁は剛接合で、BRブレースを設置しない状態)の長期荷重時の梁端にかかる曲げモーメントと比較して大きくなるような鋼棒径を選択する。なお、鋼棒の初期導入張力は、降伏耐力の1/3とする。

表5に各層外周フレームの梁端モーメントの最大応力と、SB接合部の鋼棒径 $\phi 21$ 、 $\phi 29$ 、 $\phi 32$ 、 $\phi 36$ のそれぞれの離間モーメントを示す。表5より、各階ごとに比較すると、長期荷重時にかかる最大梁端曲げモーメントを負担可能な最小限度の鋼棒径は $\phi 29$ となる。

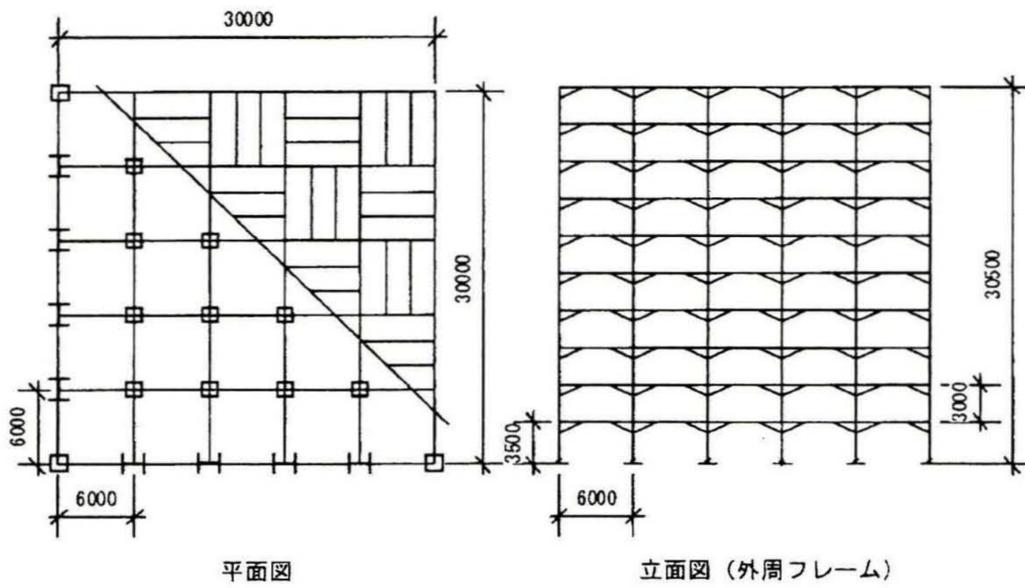


図12 解析モデル

表2 主架構部材断面表

符号	断面	凡例
1C1~3C1	H - 498 × 432 × 45 × 70	nCm
4C1~6C1	H - 458 × 417 × 30 × 50	n: 部材が配置されている階数
7C1~8C1	H - 428 × 407 × 20 × 35	m=1: 外周の柱
9C1~10C1	H - 400 × 400 × 13 × 21	m=2: 隅柱
1C2~3C2	□ - 450 × 450 × 22 × 77	m=3: 外周部の内側の柱
4C2~6C2	□ - 400 × 400 × 22 × 77	nGm
7C2~8C2	□ - 350 × 350 × 22 × 77	n: 部材が配置されている階数
9C2~10C2	□ - 300 × 300 × 19 × 66.5	m=1: 外周の梁
1C3~3C3	□ - 250 × 250 × 12 × 42	m=2: 外周部の内側の梁
4C3~6C3	□ - 250 × 250 × 8 × 28	
7C3~10C3	□ - 250 × 250 × 6 × 21	
1G1~3G1	H - 700 × 300 × 13 × 24	
4G1~6G1	H - 588 × 300 × 12 × 20	
7G1~8G1	H - 488 × 300 × 11 × 18	
9G1~10G1	H - 390 × 300 × 10 × 16	
1G2~4G2	H - 390 × 300 × 10 × 16	
5G2~8G2	H - 340 × 250 × 9 × 14	
9G2~10G2	H - 294 × 200 × 8 × 12	

表3 耐震設計クライテリア

	1次設計	2次設計	地震波(レベル1)	地震波(レベル2)
外力	Co=0.2の水平力	Co=1.0の水平力	地震速度25kine	地震速度50kine
許容層間変形角	1/200	1/100	1/200	1/100
主架構の損傷	無損傷	無損傷	無損傷	一部降伏
鋼棒(SB接合部)	第一段階(剛接合)	離間、鋼棒の降伏(半剛状態)	第一段階(剛接合)	鋼棒の降伏(半剛状態)
BRブレース	弾性域	塑性域	降伏($\omega < 0.5\omega_{max}$)	降伏($\omega < 0.75\omega_{max}$)

表4 地動最大加速度(cm/s²)

地震波	レベル1	レベル2
神戸海洋気象台 NS	226.48	452.13
EL CENTRO.NS	255.25	510.50
八戸 EW	156.38	312.53
Taft EW	248.37	496.57
模擬地震動	207.33	355.7

表5 鋼棒径の最小限度算定

	梁端モーメント(kN.m)	離間モーメント(kN.m)			
		φ21	φ29	φ32	φ36
R	65.3	54	103	125	159
10F	64.0	54	103	125	159
9F	67.5	68	129	157	199
8F	67.3	68	129	157	199
7F	67.8	81	155	189	239
6F	67.2	81	155	189	239
5F	68.1	81	155	189	239
4F	67.6	97	185	225	285
3F	66.0	97	185	225	285
2F	64.7	97	185	225	285

表6 鋼棒径の最大限度算定

	柱フランジ曲げ耐力(kN.m)	接合鋼棒降伏モーメント(kN.m)			
		φ21	φ29	φ32	φ36
R	331	135	258	314	397
10F	331	135	258	314	397
9F	830	169	322	392	497
8F	830	169	322	392	497
7F	2002	204	388	473	599
6F	2002	204	388	473	599
5F	2002	204	388	473	599
4F	5639	242	462	563	713
3F	5639	242	462	563	713
2F	5639	242	462	563	713

7.4 鋼棒径の最大限度の設計

表6に鋼棒の降伏モーメントと、算定した柱フランジ部の降伏曲げ耐力を示す。表6より、φ36では10階、R階において鋼棒の降伏モーメントが柱フランジ部降伏モーメントを超えてしまうため、鋼棒の最大径はφ32とする。

せん断力に対する検討を行った結果、長期荷重時の安全率は、φ29では3.1、φ32では3.8となる。一次設計時と二次設計時の安全率は、φ29では12.4、φ32では15.1と、十分な余裕度を持つ。支圧に対しては、φ29では1.9、φ32では2.1である。

以上の結果より、本解析モデルでは常時荷重時と支圧についての安全性を考慮し、鋼棒径をφ32とする。

7.5 BRブレース芯材の設計

等価線形化法の計算結果より、主架構とBRブレースの剛性比は5とする。BRブレースの配置は、各階とも柱梁接合部の柱上端から1m、梁端から2mの位置とする。表7に設計した各階のBRブレースのエネルギー吸収部の断面を示す。

7.6 増分解析結果

表8に試設計した解析モデルの地震時の必要層せん断力(Q)、必要保有水平耐力(Q_{um})の算定結果を示す。図13に静的増分解析結果の層せん断力-層間変位関係のグラフを示す。主架構は保有水平耐力時でも弾性域であり、設計クライテリアを満足している。

SB接合部は、地震時で離間せず剛接合の状態を保ち、保有耐力時は部分的に離間した箇所が見られた。BRブレースは、地震時には弾性域であり、保有耐力時には塑性化する部材があることを確認した。

7.7 応答解析結果

固有値解析より、本解析モデルの一次固有周期は1.138秒であった。

表7 BRブレース芯材断面表

BR1~BR3	PL - 22 × 200
BR4~BR6	PL - 22 × 200
BR7~BR8	PL - 22 × 180
BR9~BR10	PL - 16 × 150

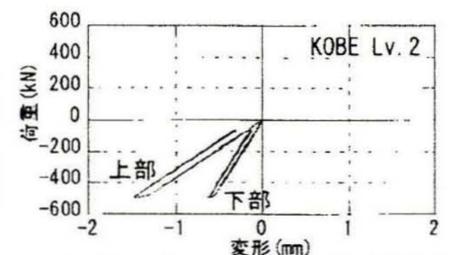


図14 鋼棒の変形-荷重関係

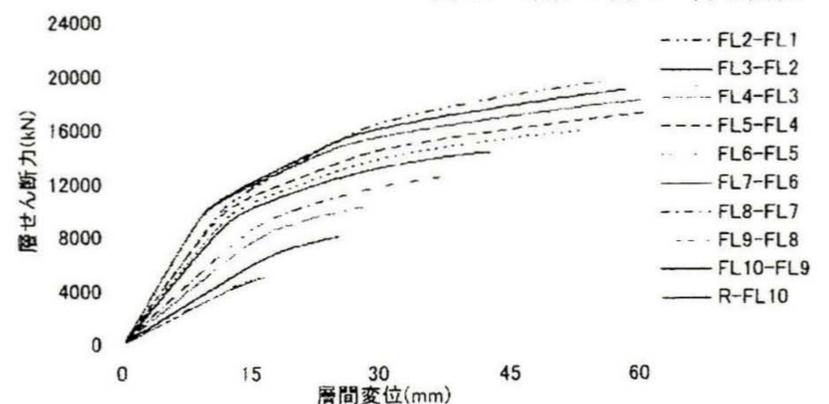


図13 増分解析結果

表 8 必要層せん断力の算定

	Wi(kN)	Σwi(kN)	Z	Rt	αi	Ai	Co(1次)	Ci(1次)	Qi(1次)(kN)	Co(2次)	Ci(2次)	Ds	Fes	Quni(kN)
R	5589	5589	1.00	0.84	0.10	2.53	0.20	0.42	2373	1.00	2.12	0.30	1.00	3560
10	5642	11231	1.00	0.84	0.19	2.02	0.20	0.34	3804	1.00	1.69	0.30	1.00	5706
9	5767	16998	1.00	0.84	0.29	1.76	0.20	0.30	5025	1.00	1.48	0.30	1.00	7538
8	5798	22797	1.00	0.84	0.39	1.59	0.20	0.27	6081	1.00	1.33	0.30	1.00	9122
7	5821	28618	1.00	0.84	0.49	1.46	0.20	0.24	6996	1.00	1.22	0.30	1.00	10494
6	5826	34444	1.00	0.84	0.59	1.35	0.20	0.23	7781	1.00	1.13	0.30	1.00	11672
5	5903	40347	1.00	0.84	0.69	1.25	0.20	0.21	8452	1.00	1.05	0.30	1.00	12678
4	5945	46292	1.00	0.84	0.80	1.16	0.20	0.19	9007	1.00	0.97	0.30	1.00	13510
3	5952	52244	1.00	0.84	0.90	1.08	0.20	0.18	9445	1.00	0.90	0.30	1.00	14167
2	5956	58200	1.00	0.84	1.00	1.00	0.20	0.17	9768	1.00	0.84	0.30	1.00	14652

図14に神戸波レベル2応答が大きかった3層目中央部の鋼棒の軸変形荷重関係を示す。初期張力が解消し塑性化していることが分かる。

図15に各地震波におけるレベル1とレベル2の最大応答時の層間変形角を示す。レベル1のクライテリアである、層間変形角1/200は全ての地震波において満足している。レベル2については、KOBE、TAFT、BCJにおいて一部1/100を上回るが、概ね1/100を満たしている。

7.8 BRブレース拘束材の設計

図16に各地震波のレベル2におけるBRブレースの累積塑性歪エネルギー率 ω を示す。 ω の値は各層の最大値である。全ての地震波の中で最大の値はBCJの1層の値で、およそ $\omega=135$ である。レベル2におけるBRブレースの ω のクライテリアは $0.75\omega_{max}$ なので、拘束力の指標 P_E/P_y を1.2以上とすればクライテリアを満足できる。

8. 結論

- 1) 既往のSB接合部実大実験、床を設置した部分架構実験、およびSB接合部の力学モデルを用いた解析結果から得られた知見を統合し、チューブ構造の外周部にH形鋼を強軸配置した、31m以下の建築物に適用する、サステナブルビル構造システムの設計法を提案した。
- 2) 提案した設計法に沿って、10層5スパンの建物について立体モデルで試設計を行い、設計法の有効性を確認した。

参考文献

- 1) 倉澤貴浩、山田哲、岩田衛：サステナブルビル構造システムの提案とその基本特性、日本建築学会環境系論文集、第581号、pp.109-116、2004.7
- 2) 岡田健、山本重治、山田哲、岩田衛：サステナブルビル構造システムの柱

梁接合部に関する実験、日本建築学会構造系論文集、第591号、pp.145-152、2005.5

- 3) 岩田衛、平田倫央、山本重治、長尾真奈：サステナブルビル構造システムの柱梁接合部の力学モデルとその検証、日本建築学会構造系論文集、第606号、pp.187-193、2006.8
- 4) 島有希子、平田倫央、加藤貴志、前田親範、岩田衛：サステナブルビル構造システムの部分架構実験、日本建築学会技術報告集、第14巻第27号、pp.121-125、2008.6
- 5) 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、1998.9
- 6) 岩田衛、竹内徹、藤田正則：建築鋼構造のシステム化、鋼構造出版、2001.2
- 7) 島有希子、古川純也、加藤貴志、前田親範、岩田衛：サステナブルビル構造システムに角形柱を用いた柱梁接合部実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) C-1 構造Ⅲ、pp.731-732、2008.9
- 8) 平田倫央、長尾真奈、岩田衛：サステナブルビル構造の数値解析、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) C-1 構造Ⅲ、pp.1049-1050、2006.9
- 9) 古川純也、島有希子、加藤貴志、村井正敏、岩田衛：サステナブルビル構造システムにおける接合部の鋼棒太さの影響、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) C-1 構造Ⅲ、pp.733-734、2008.9
- 10) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、pp.173-、2001.11
- 11) 村瀬亮、村井正敏、岩田衛：鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究 その1 芯材幅厚比と拘束力および断面ディテールの影響、日本建築学会構造系論文集、第620号、pp.117-124、2007.10
- 12) 日本建築学会関東支部：免震・制振構造の設計 学びやすい構造設計シリーズ、2007.1

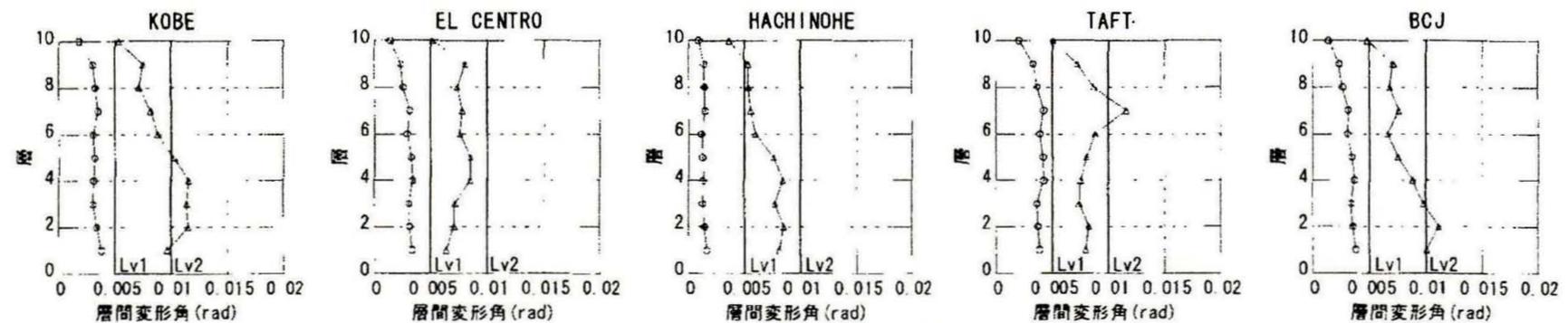


図 15 最大応答時の層間変形角



図 16 BR ブレース累積塑性歪エネルギー率

(2008年11月8日原稿受理、2009年3月6日採用決定)