

鋼構造建築骨組の弾塑性地震応答の高精度有限要素解析

HIGH-PRECISION FINITE ELEMENT ANALYSIS OF ELASTOPLASTIC SEISMIC RESPONSES OF STEEL BUILDING FRAMES

大崎 純¹⁾, 宮村倫司²⁾, 小檜山雅之³⁾, 磯部大吾郎⁴⁾, 秋葉 博⁵⁾, 堀 宗朗⁶⁾, 梶原浩一⁷⁾, 井根達比古⁸⁾
Makoto OHSAKI, Tomoshi MIYAMURA, Masayuki KOHIYAMA, Daigoro ISOBE, Hiroshi AKIBA,
Muneo HORI, Koich KAJIWARA and Tatsuhiko INE

- 1) 博士(工学) 京都大学准教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂, ohsaki@archi.kyoto-u.ac.jp)
2) 博士(工学) 日本大学専任講師 工学部 (〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原1 番地, miyamura@cs.ce.nihon-u.ac.jp)
3) 博士(情報学) 慶應義塾大学准教授 理工学部 (〒223-8522 横浜市港北区日吉3-14-1, kohiyama@sd.keio.ac.jp)
4) 博士(工学) 筑波大学准教授 システム情報工学研究科 (〒305-8573 つくば市天王台1-1-1, isobe@kz.tsukuba.ac.jp)
5) 博士(工学) 株式会社アライドエンジニアリング 社長 (〒105-0014 東京都港区芝1-14-4, E-mail akiba@alde.co.jp)
6) 博士(工学) 東京大学教授 地震研究所 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1, hori@eri.u-tokyo.ac.jp)
7) 博士(工学) (独)防災科学技術研究所 主任研究員 (〒673-0515 三木市志染町三津田西亀田1501-21, kaji@bosai.go.jp)
8) 博士(工学) (独)防災科学技術研究所 招聘研究員 (〒673-0515 三木市志染町三津田西亀田1501-21, ine@bosai.go.jp)

The project of E-Simulator is under way at Hyogo Earthquake Engineering Research Center (E-Defense) that facilitates the world's largest shaking table. The E-Simulator uses ADVC as a platform. In this study, we report the results of high-precision FE-analysis for simulation of collapse behavior of steel building frames. It is shown that elastoplastic dynamic analysis can be carried out for a high-rise building with more than 70 million DOFs. The results of a total collapse test of a 4-story frame in E-Defense are also simulated.

Key Words : high-precision finite element analysis, steel building frame, elastoplastic dynamic analysis, seismic collapse analysis

1. はじめに

防災科学技術研究所で開発が進められている数値震動台 (E-Simulator) [1]は, 建築, 土木構造物の解析に必要な構成則や破壊法則を組み込んだ汎用的な並列有限要素のソフトウェアとなる。本研究では, 数値震動台の基盤となる並列有限要素解析コードであるADVC [2]による超高層ビルの仮想的な震動実験を試みる[3]。また, 4層骨組の震動台実験結果を再現することにより, 薄板で構成される鉄骨構造物をソリッド要素により離散化し, 大規模な大ひずみ弾塑性有限要素解析を並列計算により実施することで, 崩壊挙動も予測できることを示す。

2. 鋼構造31層超高層骨組モデル

(1) 骨組の概要

仮想的な震動実験のモデルとして, 実在しない超高層事務所ビルを設計する。地上の層数は31, 基準階の階高は4.1 m, 軒高は129.7 mであり, 平面形状は50.4 m×36.0 mの長方形である。架構形式は, センターコア形式の鋼構造であり, コアには制振のための座屈拘束ブレースを配置している。スラブはエレベータ部分を除いて全面に配置されているものとする。図1に三次元CADモデルを示す。

(2) メッシュ生成

前節に示したモデルの六面体一次要素によるメッシュを生成する。これは仮想震動実験の供試体の作成に相当する。最初に, 二次元CADデータを基に三次元ソリッド

モデルI-DEASにより三次元CADモデルを作成する。メッシュはI-DEASにより作成する。直方体形状の部分はMapped Mesh法で, ガセットプレート等は手動でメッシュを生成する。

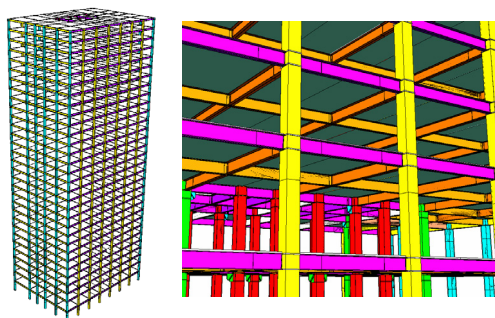


図1 31層超高層骨組の三次元CADモデル

ウェブ, フランジ等の板材の要素分割は, すべて板厚方向に二層とする。板厚方向に直交する方向については, 接合部付近では要素寸法を70 mm程度としている。スラブは平板としてソリッド要素で分割する。フランジとスラブを接続するスタッドのモデル化は省略し, フランジ上部の節点とスラブの節点を共有節点として接続する。図2にメッシュを示す。柱と梁, 梁とスラブ, 柱や梁とガセットプレートの接合部では固着接触条件を用いる。制振ブレースはガセットプレート間を結ぶトラス要素とする。

1階柱脚は2階床下の梁と同じ形状の基礎梁に取り付ける。この基礎梁は弾性とし、通常の鋼材の5.5倍のヤング率を与えることにより地下構造の剛性を表す。

1層分のメッシュの生成には、1か月程度の期間を要する。本研究では、1層から11層までは設計どおりの寸法とし、12層以上については10層・11層のメッシュを10組積み上げて合計31層とした31層モデルを仮想震動実験の供試体とする。31層モデルのメッシュの規模は六面体一次要素15,592,786個、剛体梁78,686個、トラス372本、固着接触面のスレーブ節点1,503,130個、節点24,765,275個（約7429万自由度）となる。

鋼材のヤング率は205 GPa、ポアソン比は0.3、降伏応力は330 MPa、加工硬化係数は1/1000（移動硬化、バイリニア）、密度 $7.86 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ とする。鉄筋コンクリートのスラブについては、ヤング率が22.7 GPa、ポアソン比が0.2の弾性体とする。非構造部の固定荷重と積載荷重はスラブの密度を割り増すことにより考慮する。

(3) 数値解析結果

固有値解析

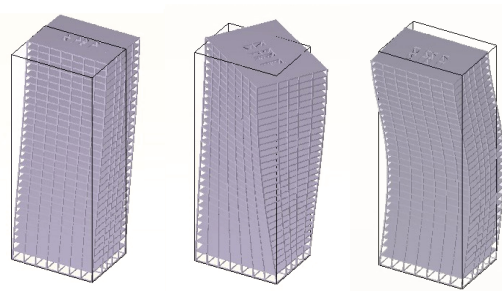
31層モデルに対し、6次までの固有値、固有モードを計算する。計算は東京工業大学のTSUBAME (SUN Fire X4600 Dual-Core AMD Opteron 880 2.4 GHz×8, メモリ: 32GB, インターコネク: Infiniband) を用い、計算時間は並列数64 (16 node×4 cpu/node×1 core/cpu)で領域分割1,331.6 s、固有値解析77,050.3 sである。6次までの固有振動数は、それぞれ0.3704, 0.3484, 0.3822, 0.9688, 1.0518, 1.1763 Hzである。図3に1次、2次及び4次の固有モードを示す。

地震応答解析

31層モデルに対して、大ひずみ弾塑性解析を実施する。これは仮想的な震動実験を行うことに相当する。ここでは、塑性ヒンジが発生して骨組が崩壊するまで解析することを目的とする。減衰は1次に対して2%の初期剛性比例型であり、その係数は固有値解析の結果から0.02071とする。計算は東京大学のT2K AMD Quad Core Opteron 2.3GHz (コア数: 24 node×8 core = 192)で行う。自重荷重の計算時間は40,369.7 sである。

計算機資源が限られていることを考慮して、以下のように入力地震波を決定する。1995年兵庫県南部地震のJR鷹取観測波の主要動を含む10sの区間を抽出し、長辺方向(X方向, EW成分)、短辺方向(Y方向, NS成分)及び上下方向(Z軸方向, UD成分)を入力する。図4に入力加速度の時刻歴波形、図5に加速度応答スペクトルを示す。

地震応答解析の計算時間は、本論文の執筆時点で終了した325時間ステップ(時刻3.25 s)までの計算では平均85,050.1 s/stepを要する。図6に31層の北西隅柱の上端中央における相対変位のX方向成分の時刻歴を示す。図7に299時間ステップ(時刻2.99 s)における変形(10倍に拡大)を相当応力分布とともに示す。また、図8に柱脚付近の拡大図を示す。梁端部に塑性域が形成されていることが確認できる。



(a) 1次モード (b) 2次モード (c) 4次モード
図3 31層簡易モデルの固有モード

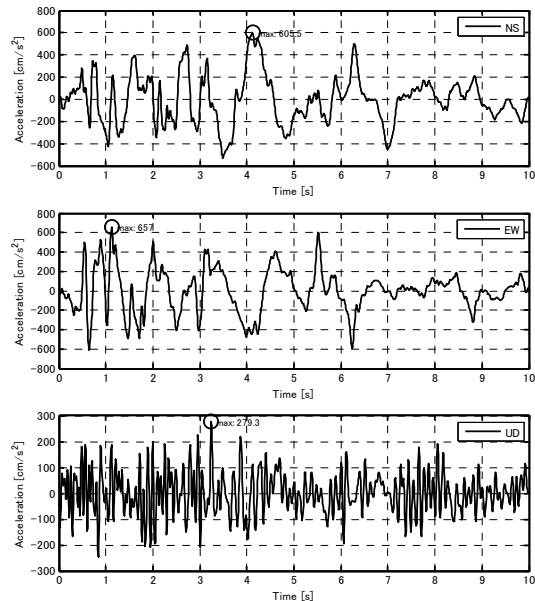


図4 入力加速度の時刻歴波形

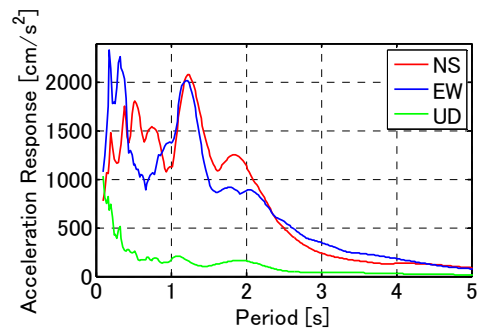


図5 加速度応答スペクトル (減衰定数5%)

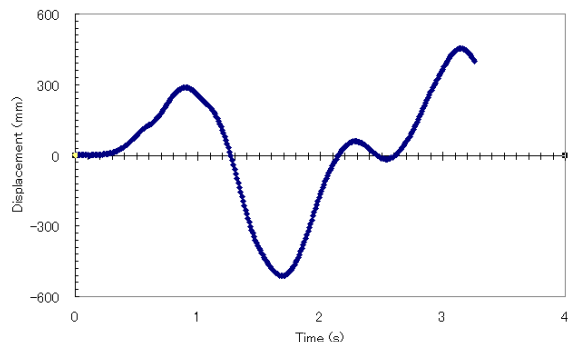


図6 31層北西隅柱の上端中央の相対変位 X方向成分時刻歴

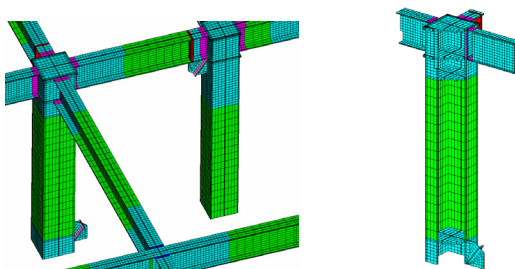


図2 六面体メッシュ

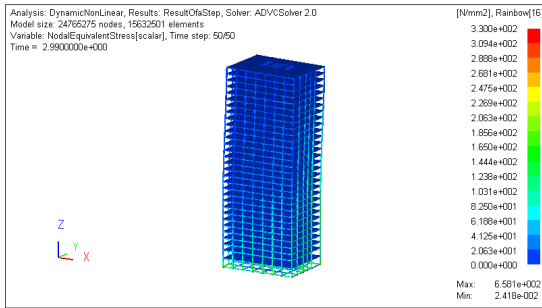


図7 時刻 2.99 s の変形と相当応力分布 (変位は 10 倍)

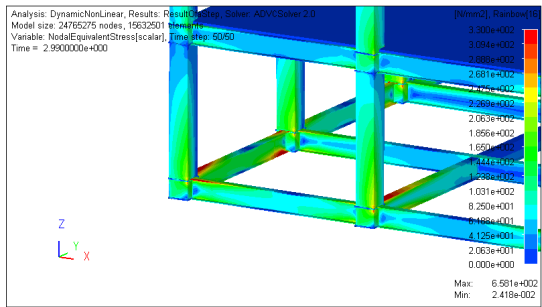


図8 時刻 2.99 s の柱脚付近の変形と相当応力分布 (変位は 10 倍)

3. 鋼構造4層骨組モデル

(1) 骨組の概要

平成 19 年 9 月に E ディフェンスで実施された、4 層鋼構造骨組完全崩壊実験[4]の結果を再現するため、実験骨組の有限要素モデルを作成した。完全崩壊実験にともなって実施されたブラインド解析コンテスト[5]のために公開されたデータを用いる。慶應義塾大学野口研究室で作成されたメッシュをベースとして、六面体ソリッド一次要素によるモデルを作成した。このモデルでは要素数 651,662、節点数 1,207,902、自由度数 3,623,706 である。

解析精度を向上させるため、内部メッシュ変換用プログラム“*uvmesh*”を用いて要素の辺を 1/2 に分割することにより、要素数 5,181,880、節点数 7,523,295、自由度数 22,569,885 となった。その結果、H 形鋼のウェブ、フランジ等の板材の要素分割は、全て板厚方向に 2 層である。各層のスラブの形状は、平板として板厚方向 2 層のソリッド要素で分割する。フランジとスラブを接続するスタッドのモデル化は省略し、フランジ上部の節点とスラブの節点を共有節点として接続する。

鋼材の構成則には非線形 (区分線形) 等方硬化則を用い、ブラインド解析で公開された単軸引張試験結果によって硬化係数を定める。スラブのコンクリートについては、バイリニアの構成則を用いる。スラブ以外の各部材は全て鋼であるため、密度 $7.86 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ と重力加速度による物体力を計算することで自重を与える。一方、非構造材や防護装置の重量を含む積載荷重は、スラブ密度 $2.3 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ を、積載荷重に相当する密度で割り増すことで表現する。

構造材については上記のソリッド要素を用いる。非構造材については、剛性を無視する場合と考慮する場合の 2 ケースを考える。考慮する場合では、各層の外壁パネルを、上下層の梁を結ぶ弾塑性のせん断ばね要素でモデル化し、そのパラメータを文献[6]の結果を用いて同定する。そのため、内壁の剛性も外壁に含まれる。また、柱脚についても、固定、回転ばね、ソリッド要素の 3 種類を考え、表 1 の 3 ケースのモデルを作成した。

表 1 4 層鋼構造骨組モデル

	柱脚	外壁
Case 1	固定	無視
Case 2a	建築学会規準に準拠した回転ばね	上層と下層の梁フランジを壁面内方向のみにせん断剛性を有するトラス (せん断ばね) 要素でモデル化。構成則は崩壊実験結果から同定[6]。
Case 2b	ソリッド要素でモデル化。アンカーボルトは梁要素とし、初期張力を与える。ベースプレート下面と基礎上面は微小摩擦の接触とする。	

(2) 数値解析結果

Case 1, 2a, 2b に対して、固有値解析を行った結果を表 2 に示す。1 次と 4 次は X 方向並進、2 次は Y 方向並進、3 次はねじりモードである。Case 2a では外壁の剛性を考慮しているが、柱脚がばね支持であるため、Case 1 での周期との大小関係は次数ごとに異なる。Case 2b では、柱脚での接触を想定して固定支持で解析を行ったため、Case 2a より周期は小さくなっている。Case 2b での 1 次と 2 次の固有モード形状を図 9 に示す。実験結果から同定された 1 次と 2 次の固有周期は 0.82 s 及び 0.74 s であり、解析では 2 次の周期が大きくなっている。固有値解析の実行時間は、HP ProLiant BL465 2.6GHz Dual Core 16 cpu で 5,471.6 s である。

表 2 各ケースの 1~4 次固有周期 (s)

	1次	2次	3次	4次
Case 1	0.8389	0.8144	0.5700	0.2702
Case 2a	0.8303	0.8203	0.5555	0.2700
Case 2b	0.7947	0.7833	0.5372	0.2578

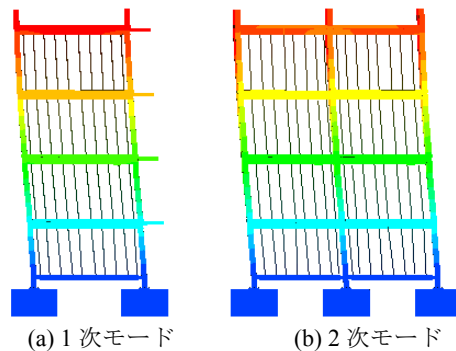


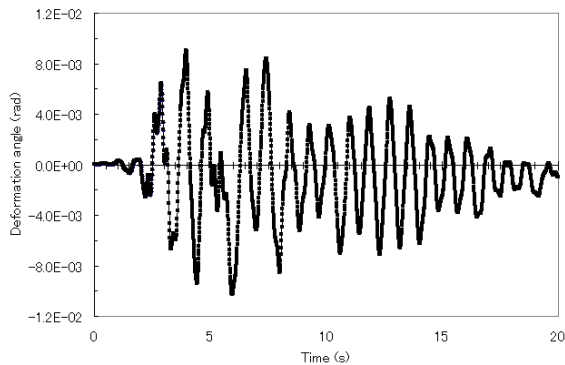
図 9 鋼構造 4 層骨組の固有モード (Case 2b)

次に、Case 1 のモデルに対して、ブラインド解析で公開された JR 鷹取波 (0.6 倍) に対する実験での震動台上加速度の EW, NS, UD 成分を 3 方向に 20 秒間入力して、時刻歴の動的応答解析を行った。減衰はレイリー減衰とし、減衰定数は 1 次と 4 次 (X 方向の 1 次と 2 次) に対して 0.02 とする。

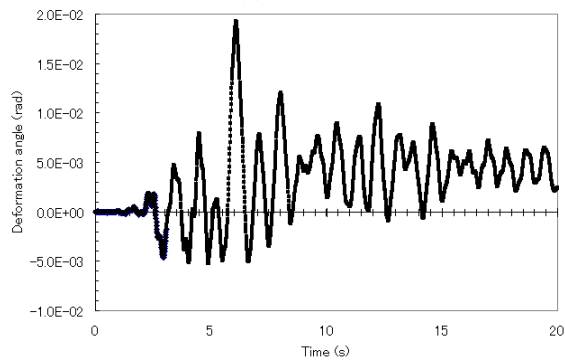
1 層の層間変形角と層せん断力の時刻歴を図 10, 11 に示す。層間変形角の最大値と最小値は、X 方向(0.00906, -0.01030)、Y 方向(0.01924, -0.00521)である。実験では X 方向(0.0121, -0.0122)、Y 方向(0.0190, -0.00933)である。解析値の絶対値は実験値より少し小さめであり、Y 方向では残留変形が生じている。したがって、Case 2a, 2b の解析によって、予測精度は向上するものと予想される。層せん断力については、X 方向(1.0701, -1.0119)、Y 方向(1.2434, -1.1083)であり、実験結果と良好な精度で対応し

ていることが確認された。解析には防災科学研究所のSGI Altix 4700 Intel Itanium 1.66GHz, 256 Core (1 node x 256 core)を用い、計算時間は自重荷荷で2,414 s、地震応答で1ステップあたり平均1,106 sである。

最大変形時の相当応力の分布を図12に示す。柱脚及び柱梁接合部付近で大きな応力が生じていることが分かる。

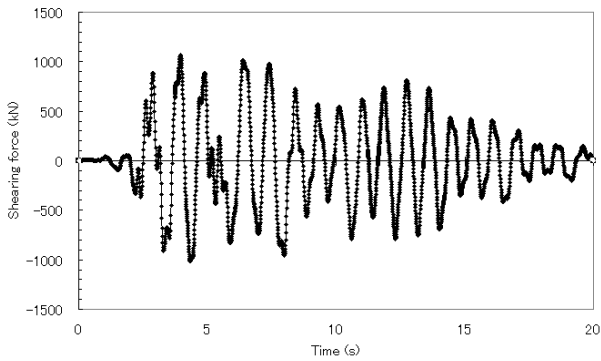


(a) X方向

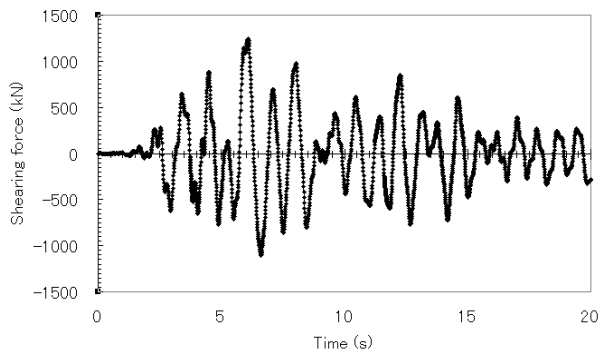


(b) Y方向

図10 1層層間変形角の時刻歴

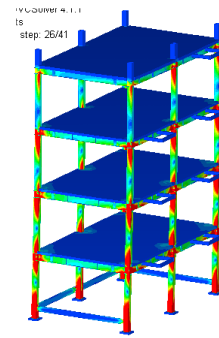


(a) X方向

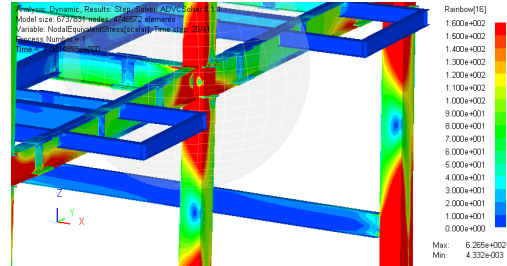


(b) Y方向

図11 1層層せん断力の時刻歴



(a) 相当応力分布



(b) 1層と2階床付近の拡大図

図12 最大変形時での相当応力の分布

4. おわりに

本研究で得られた成果は以下のとおりである。

1. 数値震動台のプロトタイプによる鋼構造骨組の仮想震動実験を実施した。鋼材の弾塑性構成則を組み込んだソリッド要素の積み重ね、大ひずみ弾塑性有限要素解析を行うことで、超高層ビルの崩壊挙動を解析できることを示した。
2. 外壁の剛性をモデル化するため、1方向のみに剛性を有するせん断ばねをADVCにインプリメントし、大変形解析での壁方向の変化に対応できることを確認することにより、非構造材の剛性や塑性化にとまなう履歴減衰を考慮した解析が可能となった。
3. 柱脚、基礎とアンカーボルトをソリッドモデルと梁要素でモデル化し、接触条件を考慮した解析を行うことにより、回転ばねを用いたマクロモデルによる近似が不要となった。

謝辞：本研究解析は、独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター・数値震動台開発委員会（委員長：堀 宗朗（東京大学））における成果である。解析とモデル作成を担当していただいた恩田邦蔵博士と湯山喜芳氏（株式会社アライドエンジニアリング）をはじめとする関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 堀宗朗 他, E-Defenseと連動させた数値震動台の開発計画, 土木学会地震工学論文集, 2007.
- 2) (株) アライドエンジニアリング (ADVC) : <http://www.alde.co.jp/>
- 3) M. Ohsaki et al., High-precision finite element analysis of elastoplastic dynamic responses of super-highrise steel frames, Earthquake Eng. Struct. Dyn., in press.
- 4) 吹田啓一郎 他, 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験, その1: 実験方法及び応答の概要, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol. 48, 構造系, pp. 437-440, 2008.
- 5) 引野 剛 他, 実大4層建物完全崩壊実験を対象としたブラインド解析コンテストの実施概要と審査結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 849-850, 2008.
- 6) 赤澤資貴 他, 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験, その4: 非構造材の損傷と挙動, 日本建築学会近畿支部研究報告集, Vol. 48, 構造系, pp. 449-452, 2008.