

論文 耐震壁を有する RC 造ピロティ構造の動的实验に関する解析的検討

真田 靖士^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震設計法を提案することを目的として, 本構造による建物の応答性状について解析的に検討した. 筆者らが実施した震動実験に用いた試験体を対象に, 柱をファイバーモデル, 耐震壁を 4 節点アイソパラメトリック要素モデルによりモデル化して立体フレーム解析を行い, 実験結果と比較することによりモデルの妥当性を確認した. また, 研究対象のプロトタイプについて同様の解析を行った結果, 本構造では建物が全体降伏機構を形成した後も, 1 階耐震壁の損傷が進行して層剛性が低下するため, 1 階に変形が集中して最終的に層降伏するおそれがあることがわかった.

キーワード: ピロティ構造, 耐震壁, 4 節点アイソパラメトリック要素モデル, 層降伏

1. はじめに

筆者らは鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震設計法を確立することを目的として, 一昨年度より本構造を対象とする一連の組織的な研究を実施している. その成果として, 1 階が柱のみにより構成されるピロティ建物について, ピロティ柱に作用する軸力を定量的に評価する手法が提案された¹⁾. また, より一般的なピロティ構造を想定して, 1 階に柱と壁が混在するピロティ建物を対象に, 縮小立体フレームの震動実験を実施した. その結果, 本構造の基本的な応答性状が実験的に明らかとなったが, 大規模な実験であり試験体が一体に限定されたこと, 震動台の制限により 1/3 縮小模型を用いたことなどから, 一般的な設計法を提案するためには解析的な検討が不可欠と考えられる. そこで, 本研究では筆者が開発した解析プログラム²⁾に, より信頼性の高い耐震壁モデルを導入し, 本構造の応答を解析的に扱うためのツールを開発する. 本解析プログラムを用いて震動実験の試験体を解析し, 実験結果と解析結果を比較することにより, 解析モデルの妥当性を確認する. また, 研究対象建物のプロトタイプ

を同様に解析し, とくに建物の破壊メカニズムに着目して検討する.

2. 研究対象建物

2. 1 プロトタイプ

文献 3) では 1 階に耐震壁を有するピロティ構造による 6 層鉄筋コンクリート造建物(プロトタイプ)を設計した. 図-1 にプロトタイプの柱, 壁配置図とピロティ構面, 連層耐震壁構面の立面図を示す. プロトタイプの設計方針の特徴は, 三次元的な効果を考慮して, 建物が脚部の曲げ降伏により全体降伏機構を形成するまで, ピロティ階耐震壁がせん断破壊しないように設計した点である.

2. 2 震動実験の試験体

震動実験で用いた試験体はプロトタイプから建物中央 3 スパン(図-1 の網掛部分)を切り出した 1/3 縮小立体フレームモデルである. 図-2 に試験体の 1 階, 2~6 階の平面図を, 図-3 にピロティ構面(X1, X3 通り), 連層耐震壁構面(X2 通り)の立面図を示す(試験体に関するその他の詳細は稿を改めて詳述する).

*1 東京大学地震研究所 研究機関研究員 博(工)(正会員)

*2 東京大学地震研究所 教授 工博(正会員)

*3 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 室長 工博(正会員)

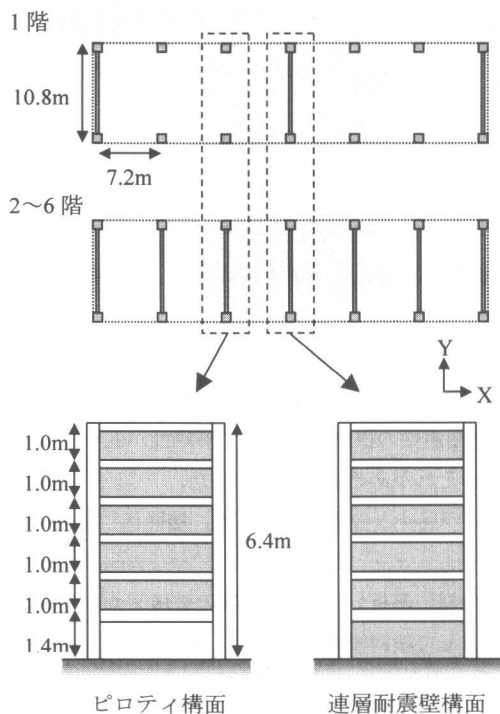


図-1 プロトタイプ

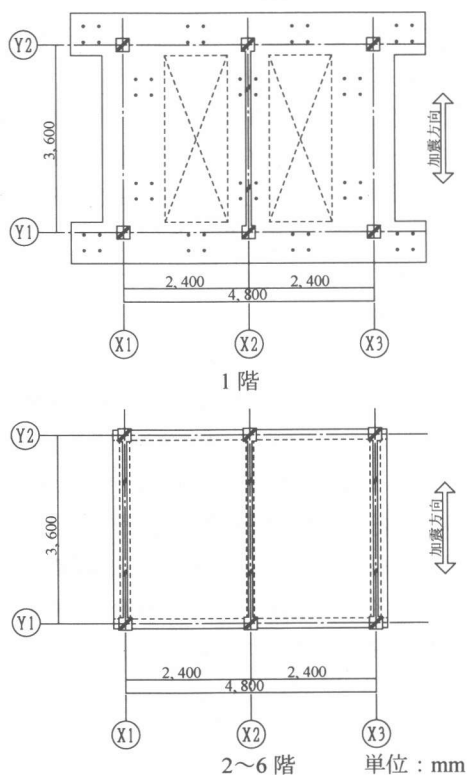
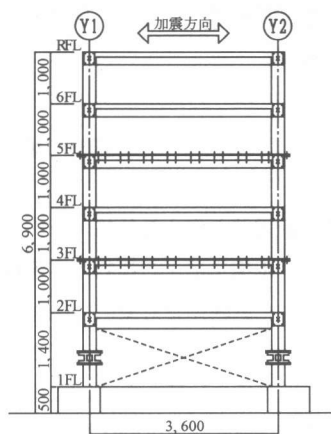
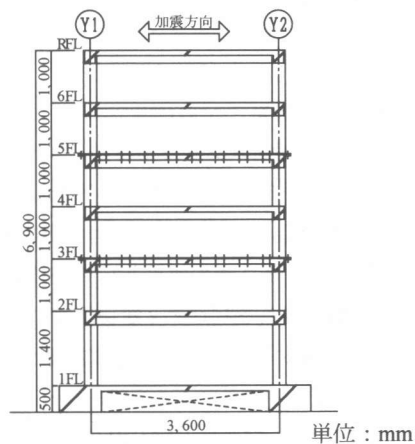


図-2 試験体の平面図



ピロティ構面 (X1, X3 通り)



連層耐震壁構面 (X2 通り)

図-3 試験体の立面図

3. 解析モデルの検証

3. 1 耐震壁モデル

本研究では耐震壁モデルとして文献 4)で提案された 4 節点アイソパラメトリック要素モデルを用いた。本モデルは材料の復元力特性に基づいて部材の応答が評価されるため、とくに 2 軸応力下におけるコンクリートの強度、剛性の低下を合理的に考慮することができる。図-4 に本モデルのモデル化方法を示す。パネル要素内で材料の応力-ひずみ関係の評価するガウス積分点数は 9 点を仮定した。また、図-5 にパネル要素に用いたコンクリートの圧縮側の復元力特性モデルを示す。本モデルに関するその他の詳細は文献 4)に記述されている。

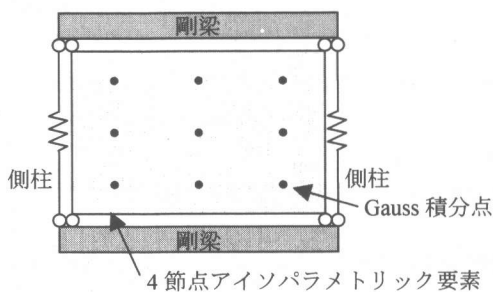
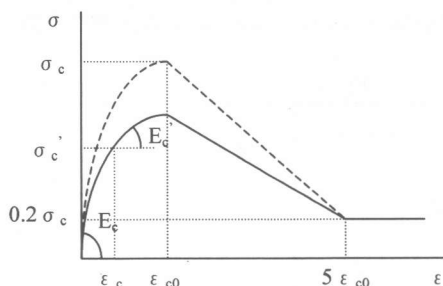


図-4 耐震壁モデル



$$\sigma_c' = \beta \sigma_c \{ 2 (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0}) - (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0})^2 \}$$

$$E_c' = \beta \sigma_c \{ 2 (1 / \varepsilon_{c0} - \varepsilon_c / \varepsilon_{c0}^2) \}$$

$$\beta = 1 / \{ 0.8 - 0.34 (\varepsilon_t / \varepsilon_{c0}) \}$$

ε_t : 直交方向の引張ひずみ度

図-5 圧縮側コンクリートの復元力特性モデル

3.2 解析方法

震動実験で用いた試験体を、柱をファイバーモデル、耐震壁、スラブを4節点アイソパラメトリック要素モデルによりモデル化した。ファイバーモデルの部材軸方向の柔性分布は曲げ、軸方向変形ともにパラボラ分布を仮定し、ファイバースライスにはコンクリート要素を柱せいの方向に断面を5分割して配置し、鉄筋要素を配筋位置に配置した。ファイバーモデルのモデル化手法の詳細および妥当性は文献2)、5)に記述済みである。また、耐震壁の上下の梁は剛体(図-4)ではなく、側柱と同様にモデル化したが、2階X1、X3通りの梁(図-2)はピロティ柱と接合していることを考慮して曲げ剛性を無限大とし、Y通りの梁は構面間で(鉛直)軸力が伝達できるよう材端の立面方向に曲げバネ(Degrading Trilinear Model)を設けた。

試験体の質量は支配床面積に応じて各節点に分配した。入力には、震動実験で実施した入力順に、ELC(1940年Imperial Valley地震、El Centroの記録、NS成分、0~20秒)50(プロトタイプに換算した最大速度が50Kine、以下地震動名後の数値は同様の意味)、ELC75、TOH(1978年宮城県沖地震、東北大学の記録、NS成分、0~20秒)75、JMA(1995年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録、NS成分、30~50秒)75、TAK(1995年兵庫県南部地震、JR鷹取駅の記録、NS成分、0~20秒)⁶⁾135について、実験時に試験体基礎上で観測された加速度記録を用いた。実験ではELC50以前にも入力しているが、ほぼ弾性挙動であったため解析では省略した。数値積分法は平均加速度法を用い、積分時間刻みは実験時のサンプリング間隔と同様0.001秒とした。

3.3 震動実験結果と動的解析結果の比較

はじめに減衰定数として試験体の弾性時の共振曲線(実験値)から得られた0.7%を用いた場合について、実験、解析から得られたELC50入力時の連層耐震壁構面R階応答変位の時刻歴を比較した(図-6)。その結果、減衰定数に弾性時の0.7%を用いると明らかに減衰を過小評価する傾向を捉えることができたので(同図中の太線内)、減衰定数を3%と仮定して再度解析を行った。

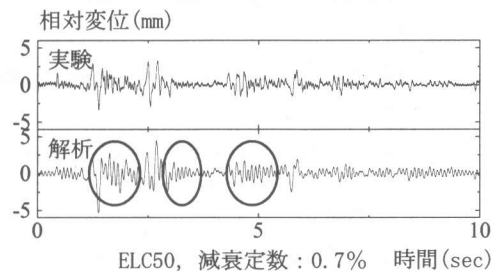
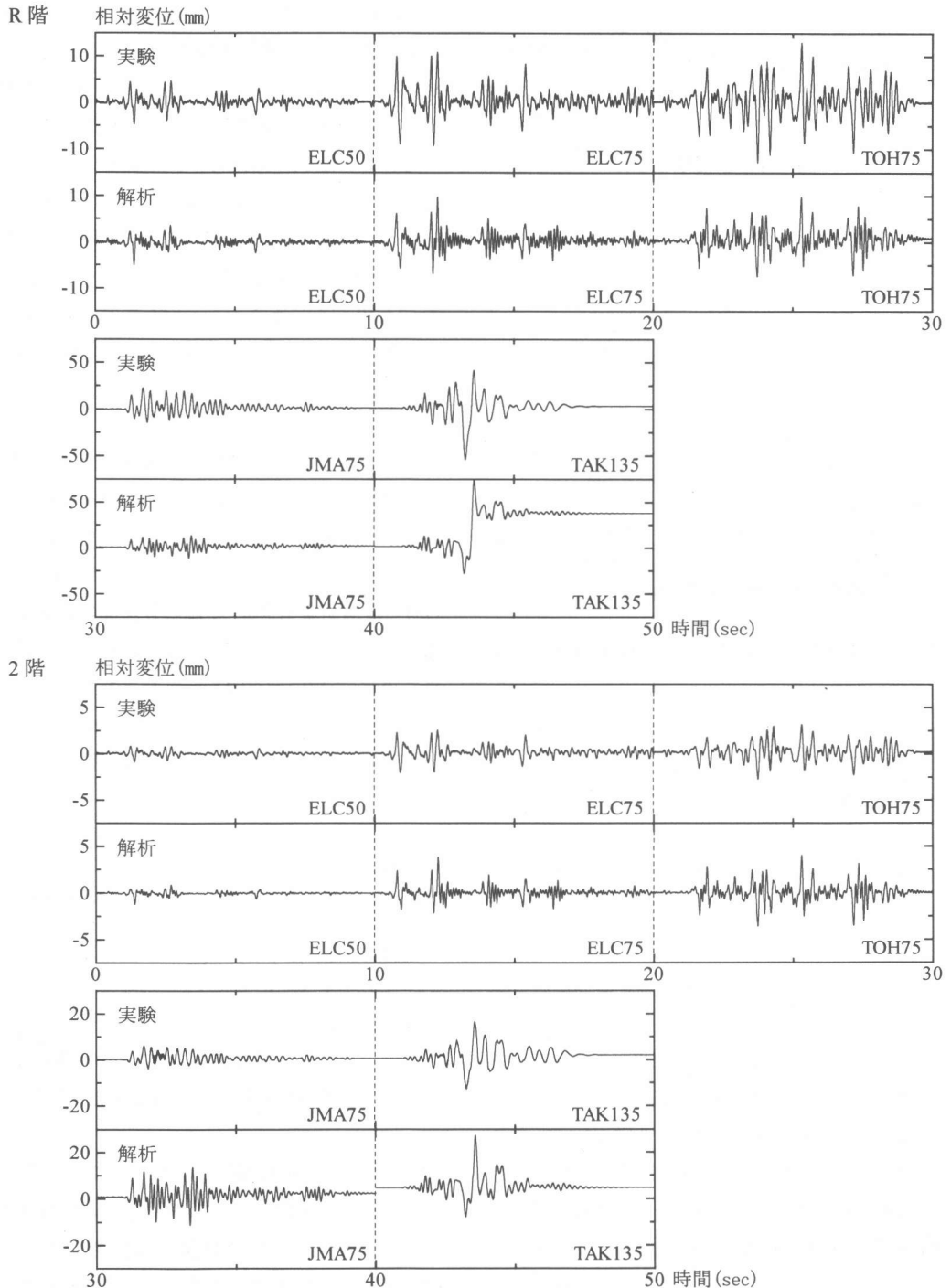


図-6 応答変位の時刻歴(減衰定数:0.7%)

図-7では連層耐震壁構面R階および2階の応答変位の時刻歴について、実験結果と解析結果を比較した。建物が全体降伏機構を形成するJMA75入力時にR階の解析値が実験値をやや過小評価するが、全解析区間を通して両者は概ね対

応することがわかる。また、TAK135 入力時について、1 階耐震壁がせん断破壊するまでは実験結果を追跡することができたが、その後、解析では

正側に大きくシフトする結果となった。大変形域での応答までを正しく評価するためには、材料の復元力特性モデルなどを再検討する必要がある。



図一七 応答変位の時刻歴

図-8では連層耐震壁構面 R 階の変位とベースシアの関係について比較した。変位の時刻歴と同様、全解析区間を通して実験値と解析値は概ね一致する。とくに TAK135 入力時、1 階耐震壁がせん断破壊して試験体が層降伏機構を形成するサイクルまでは再現することができたが、その後、解析では正側に大きな残留変形が生じた。以上より、本解析手法を用いて、耐震壁がせん断破壊するまでの挙動を十分追跡できると判断する。

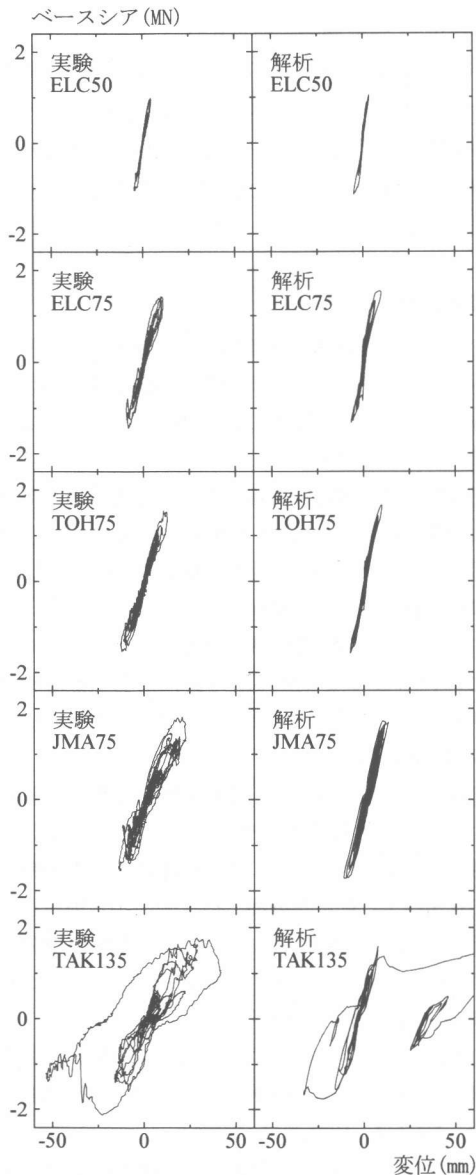


図-8 全体変位とベースシアの関係

4. 破壊メカニズムに着目した解析的検討

4. 1 静的フレーム解析

プロトタイプ (2.1 節) を対象に、前節と同様の手法を用いて静的解析を行い、本構造の破壊メカニズムについて検討する。外力分布は震動実験結果を参考に矩形分布を仮定した。

図-9に建物の全体変形角とベースシア係数の関係を示す。同図には1階の耐震壁、圧縮側柱、引張側柱の負担せん断力(建物の総重量で除した値)をともに示した。建物は全体変形角が約 1/500 のとき、ピロティ構面圧縮側柱柱脚の曲げ降伏、引張側柱の引張降伏、連層耐震壁構面脚部の曲げ降伏により全体降伏機構を形成した。その後、変形角が約 1/100 のとき、1 階耐震壁がせん断破壊すると同時に層降伏機構に移行し、設計時に期待した破壊メカニズムを実現した。以上の結果は震動実験から得られた結果と対応するが、本構造では建物が全体降伏機構を形成した後もピロティ階に変形が集中して、最終的には層降伏機構を形成する。これは曲げ降伏したピロティ階の損傷、とくにひび割れが進行することにより耐震壁のせん断剛性が低下することが原因である。よって、解析的には本研究で用いた耐震壁モデルのように 2 軸応力下におけるコンクリートの強度、剛性の低下を考慮しないと追跡できない挙動である。図-9にはその例を示すために、コンクリートの強度、剛性の低下を考慮しない場合の解析結果を示した。この場合、建物は全体降伏機構形成後も層降伏することなく、耐力を保持し続けることがわかる。

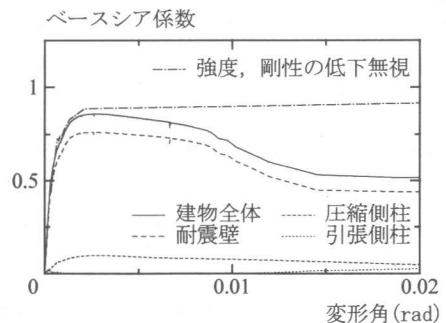


図-9 全体変形角とベースシア係数の関係

4. 2 ピロティ階耐震壁の設計概念

図-10には解析から得られたピロティ階の層間変形角と耐震壁のせん断力の関係を示した。同図には、建物の全体変形角と耐震壁のせん断力の関係と文献7)の終局強度式より得られる耐震壁のせん断耐力をとともに示した。ただし、せん断耐力は耐震壁の等価高さ(h_w)として外力の重心高さ、ピロティ階階高の2通りを仮定した場合について算定した。

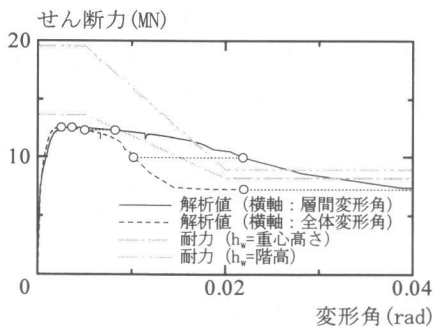


図-10 層間変形角と耐震壁のせん断力の関係

耐震壁への入力せん断力は建物が全体降伏機構を形成して上限となるが、その後、耐震壁の損傷が大きくなり、剛性が低下するとともに、ピロティ階に変形が集中して(図-10中の点線が長いほどピロティ階に変形が集中することを意味する)せん断破壊する。これはピロティ階耐震壁に建物の全体降伏時に入力されるせん断力に対して1.2倍程度の耐力を確保しても、全体変形角1/100以上の変形に対して層降伏を防ぐことができないことを意味している。現行の設計規定ではこの影響を入力せん断力に対する耐力の割り増しというかたちで考慮しているが、ピロティ階への変形集中が定量化されていないため、耐震壁がせん断破壊するときのピロティ階変形(ピロティ階の許容変形)と建物の全体変形(建物の保証変形)の関係は事実上未知である。よって、本構造の耐震設計ではピロティ階耐震壁単体の変形能力と耐力の関係ではなく、建物全体の変形能力と耐震壁の耐力(変形)の関係を導くことが今後の大きな課題となる。

5. まとめ

耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の応答性状についてフレーム解析を用いて検討した。本研究で用いる解析手法の妥当性を検証するため、震動実験を実施した試験体を解析し、実験結果と解析結果を比較した。その結果、ピロティ階耐震壁のせん断破壊までの挙動を概ね再現することができた。研究対象のプロタイプを解析し、破壊メカニズムについて検討した結果、本構造では建物が全体降伏機構を形成した後もピロティ階耐震壁の損傷に伴ってピロティ階に変形が集中し、最終的に層降伏機構に移行することが明らかとなった。ピロティ階への変形集中を定量的に扱うことにより、建物全体の保証変形と耐震壁の耐力(変形)の関係を解明することが今後の課題である。

参考文献

- 1) 顧建華, 倉本洋, 松本和行, 福田俊文: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.25-30, 2000.6
- 2) 真田靖士, 壁谷澤寿海: 梁の軸方向変形を考慮した鉄筋コンクリート造建物の応答に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.37-42, 1998.6
- 3) 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: ピロティ構造における柱と壁のせん断力負担に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.19-24, 2000.6
- 4) 陳少華, 壁谷澤寿海: 非線形解析における鉄筋コンクリート耐震壁のモデル, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.763-768, 1999.6
- 5) 真田靖士, 壁谷澤寿海: 拘束剛性から推定される梁の軸方向変形に基づく柱のせん断力増分の評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.49-54, 1999.6
- 6) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II), JR地震情報, No.23d, 1996.3
- 7) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11