木造幼稚園の耐震診断・耐震改修計画への改良評価手法の実践

PRACTICE OF SEISMIC DIAGNOSIS AND SEISMIC STRENGTHENING PLAN AT WOODEN KINDERGARTEN BUILDING USING IMPROVED ASSESSMENT METHOD

辻川 誠 — * 1 稲山正弘 — * 2

Makoto TSUJIKAWA — * 1 Masahiro INAYAMA — * 2

キーワード：
耐震診断, 既存木造建築, 木造幼稚園, 柱接合部

Keywords:
Seismic diagnosis, Existing timber structure, Wooden kindergarten building, Joint of the pillar

Earthquake-proof measurement, control regulation and automation at the existence wooden architectures are urgent problems. This time we obtain an opportunity to perform the seismic diagnosis and the seismic strengthening design of the wooden kindergarten building. We inspected earthquake resistance using the way of finding a pillar joint reduction coefficient by calculating backward N value calculation method in this seismic diagnosis. We also propose an earthquake-proof diagnostic procedure for wooden architectures which were reinforced with the steel frame members.

1. はじめに

既存木造建築物の耐震化は喫緊の課題とされている。その中で幼稚園及び保育園では園舎として木造建築物が採用されることが多い。用途上、低層建築物となるため木造建築が向いているという側面がある。しかしながら、古い既存木造園舎は耐震性の不十分なものが多い。そして、これらの既存木造建築物は建物が存続する間に数次にわたり、リフォームなどの改修が行われている場合がある。本件は、そのような幼稚園の耐震診断・耐震改修計画についての一提案である。本建物は木造軸組構法で鉄骨の方杖及び柱の中間位置に丸鋼ブレースで補強された幼稚園である。特殊な補強のある建物についての詳細な耐震診断方法は、耐震診断指針¹⁾には示されていないため、個別に耐震診断方法を考えていかなければならない。また、木造幼稚園の場合、用途上の要請から住宅と異なり大きな部屋が必要であるため、階高も大きい。これらの特徴を考慮した耐震補強が重要である。このため、柱頭柱脚接合部の仕様に応じた低減係数についてN値計算法の逆算により柱頭柱脚接合部低減係数の算定⁶⁾を行い、耐震診断及び耐震改修計画案の策定を行った。

2. 建物の概要

調査建物は東京都区部に位置し、敷地内には木造4棟と鉄骨造1棟が建てられている。このうち、木造2階建ての保育室棟を対象とする。建物の建築年次は不詳であるが、昭和30年代頃と考えられる。木造在来軸組構法で外壁は木張り下地モルタル塗り、屋根はスレート葺きである。建物内の梁間方向には鉄骨の方杖状の補強部材(写真1)が設置されており、桁行き方向には写真2のように柱の中間部に丸鋼ブレースが取り付けられている。2階床組には120mm角の上下

写真1 鉄骨方杖補強

写真2 丸鋼ブレース

写真3 2階充腹梁

写真4 1階筋かい

図1 1階平面図

¹⁾ 東京大学大学院農学生命科学研究科 大学院生・修士(農学)
(〒113-8657 東京都文京区弥生1-1-1)
²⁾ 東京大学大学院農学生命科学研究科 教授・博士(工学)

¹⁾ Graduate Student, Graduate School of Agricultural and Life Sciences, Univ. of Tokyo, M. Agri.
²⁾ Prof., Graduate School of Agricultural and Life Sciences, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

図2 2階平面図

図3 梁間方向軸組図

弦材に30mmのスギ板を側面に取り付けた充腹梁(写真3)が設置されている。小屋組は洋小屋である。建物の平面形状は図1及び図2に示す。軸組は図3のとおりである。

3. 建物の耐震診断

3.1 診断の方針

本建物は建物の西側に鉄骨平屋の増築が行われ、東側にも木造2階建ての事務室棟が増築されている。これらは、構造的に独立した構造として建てられており、仕上げで繋がった状態となっている。この部分は改修時にエキスパンジョイントにより切り離すものとし、耐震診断は棟ごとにゾーン分けして診断を行うこととした。1階については梁間方向に鉄骨方杖、桁行き方向は丸鋼ブレースにより一部補強がなされている(写真1~2)。これらの既設補強部材の耐力は鉄骨方杖については木部との接続に用いられているラグスクリューの抜け出しと柱の折損との比較から、丸鋼ブレースについてはブレースが取り付け部分の柱の折損とブレース耐力との比較から、何れか小さい方でその耐力を決定することとした。

3.2 鉄骨補強部材の耐力算定

鉄骨方杖については充腹型で剛性が高く、取り付け部のラグスクリューの耐力で決定するため、図4のように両端ピンの線材にモデル化して略算的に方杖端の引き抜き力及び柱の曲げ応力を算定している。方杖材端のラグスクリューの引き抜き力は方杖下端近傍に設置されたラグスクリューを設置位置の距離に応じて三角形分布にて

割り振った(図5)。鉄骨方杖付きフレームの水平せん断耐力は柱の曲げ耐力で決定した。尚、ラグスクリューは径9mm長さ90mmであることを確認している。ラグスクリューの引き抜き耐力は(1)式⁷⁾により算定した。尚、安全のため耐力は許容引き抜き耐力を採用した。

$$P_{UT}=17.7ro^{0.8} \times d \quad (1) \quad d: \text{ラグスクリューの胴径(mm)}$$

P_{UT} : 単位長さ当たりの引き抜き耐力(N/mm) ro : 木材の基準比重

図4 鉄骨方杖付きフレーム図

図5 鉄骨方杖補強部の検討

図6 丸鋼ブレースの耐力

主要な耐力壁には三ツ割の筋かいがタスキ掛けに設置されているが、1階桁行き方向(X方向)の南面外壁開口部の柱にはSR24材の丸鋼ブレースが設置(図6)されており、丸鋼の引っ張り耐力は仕口部の耐力と母材耐力のうち、小さい方で決定される。丸鋼ブレースの下端が柱の中間部に取り付いているため、地震時における柱の折損について注意が必要になる。このため、ブレースが取り付け部分の柱折損時の曲げモーメントから求まるせん断力と丸鋼ブレースの引っ張り耐力⁸⁾より求まるせん断力とを比較した結果、小さい方を丸鋼ブレースの耐力とすることとし、柱の曲げ耐力から求まる許容水平せん断耐力の方が小さいため、丸鋼ブレースの耐力は柱の曲げ耐力で決定した。

3.3 筋かいの耐力算定

1階の主要な壁には三ツ割筋かい35mm×120mmが設置されている。筋かい端部の接合形式は釘打ちである。計算上は安全側に30mm×90mmとして扱った。階高がやや大きいので以下の方針で筋かいの耐力を評価した。

図7 筋かい(1,820タイプ)

図8 筋かい(910タイプ)

図7の筋かい(1,820タイプ)

$$H/L = 3500/1820 = 1.92 < 3.5 \quad (2)$$

H/L が 3.5 以下のため、通常の 30mm×90mm 筋かいの耐力とする。

図8の筋かい(910タイプ)

$$H/L = 3500/910 = 3.85 > 3.5 \quad (3)$$

H/L が 3.5 を超えるため。筋かいに生じる力の比率により筋かい耐力を低減する。筋かいに作用する軸力は(4)式となる。

$$N = Q_1 \times \sqrt{H^2 + L^2} / L \quad (4)$$

ここで H=2,730 の場合の軸力 N は

$$N = Q_1 \times \sqrt{2.73^2 + 0.91^2} / 0.91 = 3.16 Q_1 \quad (5)$$

そして H=3,500 の場合の軸力 N は

$$N = Q_1 \times \sqrt{3.50^2 + 0.91^2} / 0.91 = 3.97 Q_1 \quad (6)$$

したがって H=3,500 の場合の低減率 α を以下とした。

$$\alpha = 3.16 Q_1 / 3.97 Q_1 = 0.796 \quad (7)$$

筋かいの壁倍率を表にまとめると表1のとおりとなる。

表1 筋かい耐力の低減

表において (補正後壁倍率) = (30mm×90mm材の壁倍率) × ((H/L)低減率) (壁倍率) = (補正後壁倍率) × (接合部低減)					
筋かい壁長さ	30mm×90mm材の壁倍率	(H/L)低減率	補正後壁倍率	接合部低減(釘打ち)	壁倍率
L=1820	1.5	1.0	1.5	0.8	1.2
L=910	1.5	0.796	1.19	0.8	0.95

3.4 柱頭柱脚接合部低減係数の算定

本建物は幼稚園という用途のため保育室の面積が大きくとられている。そのため階高は 3.4m 程度ある(図3)。木造住宅の階高に比べ大きな階高となっているため、階高を考慮した柱頭柱脚接合部仕様による接合部低減係数の算定が必要となる。これに関する解決方法としてN値計算法^{2),3)}の逆算による柱頭柱脚接合部低減係数の算定法を参考文献⁶⁾で提案した。N値計算は所定の壁耐力を発揮(耐力低減なし)できるように金物を選定するものである。これを逆算することで使用している金物から壁耐力の低減係数の算定が可能である。ここで、本建物では柱軸力を算出しているため、N値計算の理論より逆算する方法により算定した。耐力壁の仕様としてはX方向、Y方向とも、木張り下地及び 30mm×90mm の筋かいを耐力要素として算定する。

柱頭柱脚接合部低減係数の算定は以下の様な計算方法となる。

T : 引き抜き力(kN) B_1 : 1階の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数 B_2 : 2階の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数

H_1 : 1階の階高(m) H_2 : 2階の階高(m)

$\Delta Q a_2$: 2階当該柱の両側にある耐力壁の単位長さ当たりのせん断耐力の差

$\Delta Q a_1$: 1階当該柱の両側にある耐力壁の単位長さ当たりのせん断耐力の差

$$2 \text{ 階 } T = \Delta Q a_2 \times H_2 \times B_2 \quad (8)$$

$$1 \text{ 階 } T = \Delta Q a_1 \times H_1 \times B_1 + \Delta Q a_2 \times H_2 \times B_2 \quad (9)$$

次に柱頭柱脚接合部の引き抜き耐力は下式による

$$\text{引き抜き耐力}(R_t) = N_w + \text{接合部耐力} \quad (10)$$

N_w は柱の長期軸力(kN)で圧縮を正とする。尚、本建物の接合部仕様はカスガイ打ちのため金物の引き抜き耐力は 0kN として扱う。

以上により柱接合部低減係数は下式にて求まる。

$$\text{接合部低減係数} = R_t / T \quad (11)$$

但し、接合部低減係数が 1.0 を超える時は 1.0 とする。

続いて、基礎仕様による低減係数を算出する。基礎仕様は無筋コンクリート基礎とし、無筋コンクリート基礎は長期柱軸力 N_w に基礎重量を加算したものを引き抜き抵抗力とする。

$$C_k = (N_w + \text{基礎重量}) / \text{引き抜き力} \quad (12)$$

ここで、柱頭柱脚接合部の低減係数と基礎仕様による低減係数のうち、小さい方を低減係数として採用することになる。本建物は柱頭柱脚接合部がカスガイとなっており、接合部の耐力が小さいため柱頭柱脚接合部低減係数により壁耐力が決定される。

壁耐力の算定は文献¹⁾を参考に基礎低減係数を考慮して以下の式により算定した。

$$Q_w = P_w \times L \times \min(C_f, C_k, C_{dw}) \quad (13)$$

Q_w : 壁の耐力(kN) P_w : 壁基準耐力(kN/m)

L : 壁長(m) C_f : 柱頭柱脚接合部低減係数

C_k : 基礎仕様による低減係数 C_{dw} : 劣化低減係数

尚、劣化低減係数は劣化の程度に応じて文献¹⁾P-63の表4.15により決定する。

3.5 ゾーンニングによる上部構造評定の算定

古い木造幼稚園などの校舎建築物の場合、一般に耐力壁の構面間隔の大きさに比較して床の剛性が十分に高いとは言えないことが多く、ゾーンニングによる検討が必要となる場合がある。本建物の場合、保育室棟の2階床は縁甲板張りであり、1階保育室 6.37m×10.92mの床の剛床を保持するためには水平剛性が十分とはいえない。このため梁間、桁行の両方向とも鉛直構面ごとのゾーンニングによる検討を行うことにした。参考に図9と図10に2階X方向と1階Y方向のゾーンニング図を示す。X方向はY1通り側(建物の南側)とY8通り側(建物の北側)の二つのゾーンに分けている。Y方向は各構面毎にゾーンニングしている。建物西側の1階X1通りには耐力要素が存在しない。建築当初、X1通りは外壁となるため耐力壁が

図9 2階ゾーンニング図(X方向)

図 10 1 階ゾーニング図 (Y 方向)

存在していたものと考えられるが、その後に建物西側に軽量鉄骨造平屋建ての遊戯室が増築された際に壁が撤去されて現況の平面となったものと考えられる。2 階についても 1 階と同様にゾーニングして検討することとし、X 方向は Y1 通り側と Y8 通り側の二つにゾーン分けした。Y 方向は X1, X13, X16 通りの各耐力壁構面毎にゾーニングを行ったが、屋根葺き材が極めて軽量であり柱間ごとに火打ちが設置されているため、各構面への力の伝達は十分に行えると判断している。そして建物の耐震性を表す上部構造評点の算出方法は、ゾーニングした各鉛直構面における保有する耐力と必要耐力との比を算出し、これを各ゾーンにおける上部構造評点とする。この中で、最も不利となるものを建物の上部構造評点とした。また、本建物には西側に鉄骨平屋が、そして東側には木造 2 階建ての事務室棟が増築されており、それぞれ独立した構造となっている。これらは棟ごとに別途診断を行う必要がある。

表 2 にゾーニングによる上部構造評点をまとめたものを示す。それぞれ各階各方向についてのゾーニングによる上部構造評点の最小値である。結果として 1 階 Y 方向 A ゾーンにおける上部構造評点である 0.24 で決定した。

表 2 上部構造評点

階	方向	上部構造評点 (I_w 値)	判定結果に関する標語 ¹⁾
2	X	0.34	倒壊する可能性が高い
	Y	0.51	同上
1	X	0.30	同上
	Y	0.24	同上

4. 建物の耐震改修計画

4.1 補強の方針

本建物は耐震診断を行った結果、上部構造評点が 0.24 となり耐震補強が必要との判定結果となった。このため、将来の耐震改修を前提とした耐震補強設計を進める事となった。既存建物の仕様や建物の履歴については既に 3 章で説明しており、省略する。以下より、

耐震改修計画の補強方針について記述する。補強の方法は大きく分けて以下の通りである。

①耐力要素の増設

既存壁を補強する、耐力壁を増設する、外付バットレスの設置などであり、建物の水平せん断耐力を増強するもので、耐震補強工事において最も基本的な補強工法である。

②部材接合部の補強

各木造部材の接合部の補強であり、主に補強金物により行う。柱頭柱脚接合部への金物補強、柱梁接合部への羽子板金物による補強などである。部材接合部での部材同士の引き抜けを防止することが目的であり、耐力壁への柱頭柱脚接合部への金物補強は耐力壁の水平せん断耐力に大きく影響する重要な補強である。

③床水平構面の補強

建物を一体のものとして補強計画を立てるためには、床水平構面の一体性が重要であり、床水平構面の水平剛性を確保するために構造用合板により補強するものである。床の一体性が確保されていない場合は、各鉛直構面ごとにゾーニングをして耐震性の検討を行う必要がある。

④基礎の補強

基礎が無筋コンクリート基礎や束基礎の場合、上部構造から伝達される力を十分に支えることが出来ない。基礎が破壊するなど基礎の一体性が保てなくなる事が考えられる。そのため、既存の無筋コンクリート基礎に鉄筋コンクリートの基礎を沿わせる補強、鉄筋コンクリート基礎を新設する補強を行う計画とした。

単位 : mm

図 11 1 階補強平面図

単位 : mm

図 12 2 階補強平面図

図 11 は 1 階の補強計画図、図 12 は 2 階の補強計画図である。本建物の補強は前記①～④の補強方法を基本とする。1 階 X 方向については本建物の東側にある木造在来軸組構法 2 階建ての事務室棟を改修するとともに診断建物と一体化し、耐震要素として耐力壁を配置することとしている。建物北側については既存壁の補強を計画している。基本的には改修平屋建ての事務室棟部分(図 11 の X7～X10 間)を耐震上のコアとして位置づけ、この部分で必要な耐力を確保し、不足分を保育室北側の既存壁補強により必要な耐力を確保することとしている。Y 方向については、保育室とホールとの境界構面(図 13)及び改修平屋建て事務室棟部分(図 11 の X7～X10 間)に耐力壁を配置すると共に、保育室部分の北側に外付けのバットレス(図 14)を 4 カ所配置することとした。尚、既設のバットレスは土台部分を中心に劣化が大きいと、4 カ所とも再構築することとしている。そして建物の南側には柱の中間部分にブレースの下端が取り付けられた既設丸鋼ブレースが存在するが、その破壊性状が柱の折損という脆性的な破壊を誘発する恐れがあり、十分な耐力が望めないことから補強改修時に撤去し、他の耐力要素で必要耐力を確保することとした。そして、鉄骨方柱が取り付け建物南側柱には添え柱 120×240 を設け、柱の折損破壊を防止する措置をとった。

図 13 Y 方向軸組図(1)

図 14 Y 方向軸組図(2)

図 15 X 方向軸組図

単位: mm

2 階は X, Y 両方向とも、既存壁の補強及び耐力壁の増設により行うこととしている。2 階床水平構面が縁甲板張りであり柔床になっているため、これを改善するために構造用合板厚さ 24mm を張ることにより床水平構面を補強する。この補強は文献²⁾に準じ根太落とし込みとする。これにより補強設計においては、建物を一体として補強計画を立てている。耐震上のコアとしての目的もある改修平屋

部分(図 12 の X7～X10 間)の屋根面についても水平剛性を確保する必要があり、構造用合板厚さ 24 mm を張ることとした。屋根面には登り梁を設置し屋根面の一体性を高め、登り梁と軒桁レベルに設置した梁との間(図 15 の※A 部)には構造用合板厚さ 9mm を両面に張り、屋根面に生ずる水平力を 1 階の耐力壁に伝達出来るように配慮した。

図 16 は基礎の補強計画図である。基礎の補強は既存基礎の補強と鉄筋コンクリート基礎の新設になる。既存基礎補強は X 方向の桁行き構面そして Y 方向は保育室と玄関ホールとの戸境壁と改修平屋部分との境界壁が中心になる。補強方法は図 17 に示すように、あと施工アンカー(樹脂系)を既存基礎の側面に設置し鉄筋コンクリート基礎を沿わせるかたちで補強する。保育室棟において現在コンクリート布基礎が設置されていない部分で鉄筋コンクリート基礎が必要と判断される部分には新設基礎を設置する。新設基礎の端部は直交方向の基礎に対してあと施工アンカーにて緊結する。Y 方向(梁間方向)建物北側に設置する予定の外付けバットレスから伝達される引き抜き力より生じる曲げモーメントと剪断力に抵抗させることを目的として新設基礎の設置を計画している。この基礎は引き抜き力に対して、Y8 通りを基端とした片持ち梁として設計した。

図 16 基礎補強計画図

図 17 基礎補強図

図 18 基礎仕様

4.2 柱頭柱脚接合部低減係数の算定

柱頭柱脚接合部低減係数の算出は耐震診断の時と同様に N 値計算法の逆算により算定した。診断の際は既設の柱頭柱脚接合部の仕様がカスガイ打ちであったため接合金物の耐力は 0kN だったが、補強の際には接合部に金物を設置するため、金物耐力を評価した診断が必要になる。N 値計算の理論⁵⁾より逆算する方法で求める。

X 方向 1 階 Y8 通り X1 通り端柱について接合部計算例を以下に示す。柱に取り付く 2 階壁の壁倍率は 2.5 である。1 階壁の壁倍率は 5.2 となっており、引き抜き力を $T(kN)$ とすると

$$T = \Delta Q a_1 \times H_1 \times B_1 + \Delta Q a_2 \times H_2 \times B_2 \quad (14)$$

$$\Delta Q a_2 = 2.5 \times 1.96 = 4.90 \quad (15)$$

$$\Delta Q a_1 = 5.2 \times 1.96 = 10.19 \quad (16)$$

$$T = 10.19 \times 3.4 \times 0.8 + 4.90 \times 3.515 \times 0.8 = 41.50 \text{ (kN)} \quad (17)$$

次に柱頭柱脚接合部の引き抜き耐力は下式による。

$$\text{引き抜き耐力}(R_t) = N_w + \text{接合部耐力} \quad (18)$$

$$N_w(\text{長期軸力}) = 28.05 \text{ (kN)} \quad (19)$$

接合金物 HD15 (HD15の耐力は15.00kN)を使用するため

$$R_t = N_w + 15.00 = 43.05 \text{ (kN)} \quad (20)$$

以上により柱頭柱脚接合部低減係数は下式にて求まる。

$$\text{接合部低減係数} = R_t / T = 43.05 / 41.50 = 1.04 \quad (21)$$

但し、接合部低減係数は1.0を超える時は1.0とする。

耐力壁の接合部低減係数は柱頭柱脚接合部低減係数と基礎仕様による低減係数とのうち小さい方により決定することになるため、続いて基礎仕様による低減係数を算出する。基礎仕様は既設の無筋コンクリート基礎に鉄筋コンクリート添え補強を行うことにより、鉄筋コンクリート基礎として、基礎低減係数を算出する。低減係数は基礎仕様による引き抜き抵抗力と引き抜き力との比として算出するのであるが、鉄筋コンクリート基礎の場合は基礎に鉄筋が配筋されており、基礎梁(RC梁)の曲げ耐力及びせん断耐力による梁の引き抜き耐力を加算することが出来る。鉄筋コンクリート基礎の場合の基礎仕様による低減係数は(22)式による。

基礎仕様による低減係数

$$= (N_w + \text{基礎重量} + \text{RC梁の引き抜き耐力}) / \text{引き抜き力} \quad (22)$$

基礎形状は図18のとおりとし、基礎長さは $L/2$ とする。そして、鉄筋コンクリート(RC)梁の引き抜き耐力は、以下とする。

梁の曲げ耐力を M 、せん断耐力を Q とすると

$$M = a_t \times f_t \times j \quad \text{参考文献}^{9)} \quad (23)$$

$$Q = M / L \quad (24)$$

ここで a_t :主筋の断面積(cm^2) f_t :短期許容引張応力度(N/mm^2)

j :応力重心間距離 L :梁長(図18による)

但し、 Q がRC梁の短期許容せん断力を上回る場合は、RC梁の短期許容せん断力を上限とする。基礎仕様による低減係数は下式による。ここで N_f は基礎重量(kN)である。

$$C_k = (N_w + N_f + Q) / T \quad (25)$$

以上を計算した結果、基礎仕様による低減係数 C_k は1.11となった。接合部の低減係数が1.04のため接合部の低減係数で決定するが何れも1.0を超えたため柱接合部低減係数は1.0となる。

以上の方法で求めた柱接合部低減係数を用いて、各補強耐力壁の耐力の算定を行った。

4.3 鉄骨方杖補強柱への添え柱補強

図19に示すように建物南側のY0通りの鉄骨方杖補強柱への添え柱補強を行う。現況耐震診断の時と同じように柱と2階床梁との間をつなぐ方杖としてモデル化し、鉄骨方杖取り付け架構の耐力も耐震診断時と同様、鉄骨方杖と木造柱との接続に用いられているラグスクリーンの抜け出しと柱の折損との比較から決定することとした。添え柱補強を行うことで柱の折損時曲げ耐力から決まる柱の水平せん断耐力16.12kNがラグスクリーンの抜け出し時の水平せん断力の6.45kNを上回ることとなった。

図19 鉄骨方杖付き柱の添え柱補強

以上の補強対策を総合すると正加力時で決定し、表3に示すように上部構造評点が1.1を上回る結果となった。

表3 上部構造評点 正加力時(→)

階	方向	壁耐力 ΣQ (kN)	剛性率 低減Fs	偏心低減 Fep	床仕様 低減Fef	保有耐力 Qd (kN)	必要耐力 Qr (kN)	評点 Qd/Qr	判定
2	X	84.74	1.00	1.00	1.00	84.74	53.34	1.59	>1.1
	Y	154.66	1.00	1.00	1.00	154.66	53.34	2.90	>1.1
1	X	162.28	1.00	1.00	1.00	162.28	144.49	1.12	>1.1
	Y	210.67	1.00	0.79	1.00	166.43	144.49	1.15	>1.1

5. まとめ

既存木造建物には、改修等により鉄骨方杖など特殊な補強がなされていることがあり、診断には他構造の技術指針などを活用しながら検討する必要がある場合がある。本建物はそのようなケースに当たる。また、改良評価法として提案したN値計算法の逆算により柱頭柱脚接合部低減係数を算出することを試みた。接合部の引き抜き金物の耐力を直接的に評価の対象として考慮することが可能となると考える。また、柱軸力とN値計算の逆算より求めた引き抜き力とを考慮しているため、上下階の耐力壁位置や平面的な耐力壁の位置の違いに応じた診断結果が算出できたと考える。

参考文献

- 1) 木造住宅の耐震診断と補強方法：(財)日本建築防災協会，2004.7
- 2) 平成12年6月1日施行・改正建築基準法(2年目施行)の解説 建設省住宅局建築指導課監修：新日本法規出版発行，pp.153～pp.155，2000.7
- 3) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書：全国官報販売協同組合，pp.99～pp.104，2007.8
- 4) 2012年改定版木造住宅の耐震診断と補強方法：(一般財団法人)日本建築防災協会，2012.6
- 5) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)：(財)日本住宅・木材技術センター，pp.68～pp.71，2006.12
- 6) 辻川誠，稲山正弘：木造幼稚園の耐震診断，日本建築学会大会学術講演梗概集C-1 構造Ⅲ，pp.481～pp.482，2011.8
- 7) 木質構造設計基準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-：(社)日本建築学会，pp.257～pp.259，2006.12
- 8) 鋼構造設計基準・同解説-許容応力度設計法-：(社)日本建築学会，2005
- 9) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説2010：(社)日本建築学会，2010

[2013年1月7日原稿受理 2013年4月11日採用決定]