

論文 プレストレストコンクリート梁のせん断終局強度と韌性

福井剛^{*1}・大熊晃^{*2}・浜原正行^{*3}

要旨: 本論文では、まず総計 148 体のプレストレストコンクリート梁試験体の実験資料を用いて、鉄筋コンクリート部材を対象とした既往のせん断終局強度の推定式の計算精度に対する考察、検討を加える。そして、この検討結果を踏まえ、トラス・アーチモデルと下界定理を用いたプレストレストコンクリート梁を対象としたせん断終局強度の推定式を提案する。次に、曲げ降伏後にせん断破壊を起こした部材を対象に、変形能力についての検討を行い、最終的には、プレストレストコンクリート梁のヒンジゾーンでのせん断設計法を提案する。

キーワード: P C 梁、せん断終局強度、下界定理、トラス・アーチモデル、塑性ヒンジ

1. はじめに

激震下でのコンクリート系建物の崩壊は、韌性に乏しいせん断破壊によって引き起こされる場合が多い。このような脆性破壊を回避し韌性に富んだ破壊を保証するためには、部材を曲げ降伏先行型となるように設計することが必要条件となる。しかし、この条件を満足するよう設計を行っても、ヒンジゾーンのせん断劣化によって、曲げ降伏後にせん断破壊に至る場合がある。このような部材の設計に際しては、せん断破壊時の部材角を適切に評価する必要がある。

本研究では、まず、筆者らが行った 47 体の実験¹⁾⁻⁴⁾を含めた総計 148 体の P C 梁試験体の実験資料¹⁾⁻¹⁰⁾を用い、せん断終局強度に対する考察、検討を加える。そして、その結果を踏まえ、下界定理に基づいたトラス・アーチモデルを用いた P C 梁のせん断終局強度の推定式を提案する。次に、曲げ降伏後にせん断破壊を起こした部材を対象に、変形能力についての検討を行い、最終的には、せん断余裕度に基づいた P C 部材のヒンジゾーンでのせん断設計法を提案しようとするものである。

2. 記号

- a_p : 引張側 P C 鋼材の断面積(mm^2)
- b, D : 梁幅、梁せい(mm)
- d_p : P C 鋼材の有効せい(mm)
- d_r : 普通鉄筋の有効せい(mm)
- $p f_y$: P C 鋼材の降伏強度(N/mm^2)
- $r f_y$: 普通鉄筋の降伏強度(N/mm^2)
- $w f_y$: せん断補強筋の降伏強度(N/mm^2)
- j_t : 圧縮鉄筋～引張鉄筋の重心間距離(mm)
- L, a : 梁の長さ(mm)、せん断スパン(mm) ($L=2a$)
- p_w : せん断補強筋比
- P_e : 有効プレストレス力(kN)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)
- σ_g : 矩形断面に対する平均プレストレス(N/mm^2)
- $r \sigma_g$: プレストレスレベル = σ_g / σ_B
- ν : コンクリート圧縮強度の有効係数
- ϕ : 材軸とトラスの斜材とのなす角
- θ : 材軸とアーチ斜材とのなす角

3. 検討に用いた実験資料

検討には、文献 1)～10)に掲載されている総

*1 (株)ピーエス東京支店建築部設計課 工博(正会員)

*2 オリエンタル建設(株)建築支店工事部 工修

*3 日本大学助教授 理工学部海洋建築工学科 工博(正会員)

計 150 体分からせん断スパン比 2.8 でプレストレスレベル 0 のアンボンド試験体 2 体を除外した 148 体分の資料を用いた。図 1(a)～(d) にこれらの実験資料における主要因の度数分布の一覧を示す。グラフ中、薄墨部分は筆者らが行った実験^{1)～4)}の試験体の度数分布を表している。

4. 既往の設計式の計算精度

4.1 検討に用いた既往の設計式

検討に用いた設計式は、RC 終局強度型耐震設計指針 A 法¹¹⁾、同 B 法¹¹⁾、および New RC 式¹²⁾の 3 式である。これらの設計式は、いずれも(1)式に示すような下界定理に基づいたトラス・アーチモデルを用いて誘導されている。

$$Q_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot f_y \cdot \cot \phi + (1 - \beta) \cdot \tan \theta \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\text{ここに, } \beta = (1 + \cot^2 \theta) p_w \cdot f_y / (v \cdot \sigma_B)$$

A 法、B 法、および New RC 式における、コンクリート有効係数 v 、トラス圧縮斜材の角度 ϕ 、およびアーチ斜材の角度 θ は、それぞれ以下のように与えられる。

A 法 トラス圧縮斜材の角度 ϕ : 可変

$$2 \geq \cot \phi \geq 1$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)$$

B 法 トラス圧縮斜材の角度 ϕ : 一定=45 度

$$\cot \phi = 1$$

$$v = \{2M/(Q \cdot D) + 1\}/4$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{2M/(Q \cdot D)\}^2 + 1} - \{2M/(Q \cdot D)\}$$

New RC トラス圧縮斜材の角度 ϕ : 可変

$$\cot \phi = \min(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)$$

$$\alpha_1 = 2 - 3 \cdot \sigma_g / \sigma_B, \quad \alpha_2 = j_t / (D \cdot \tan \theta)$$

$$\alpha_3 = \sqrt{v \cdot \sigma_B / (p_w \cdot f_y)} - 1$$

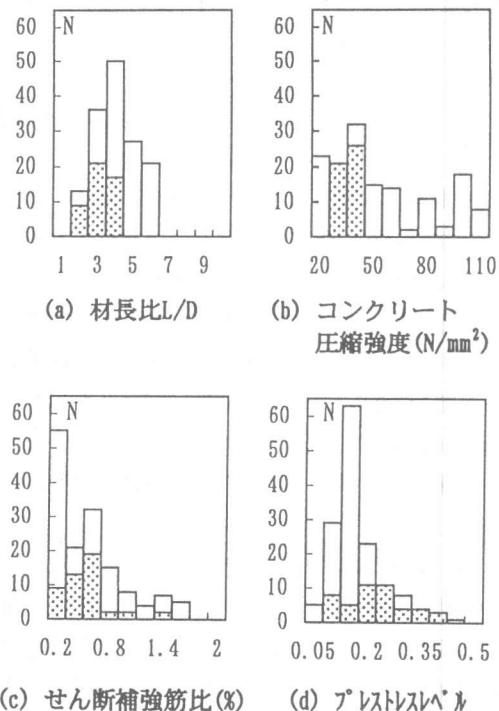


図1 実験要因の度数分布

$$v = 1.7 \left(1 + 2 \cdot \sigma_g / \sigma_B\right) \sigma_B^{1/3}$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)$$

4.2 計算精度の検証

図 2(a)～(c) は、それぞれ縦軸に最大荷重 Q_{ue} の曲げ終局強度 Q_{um} による無次元値 (Q_{ue}/Q_{um}) を、横軸にそれぞれ A 法、B 法、および New RC 式による計算値 Q_u を曲げ終局強度 Q_{um} で無次元化したもの (Q_u/Q_{um}) を取り、この平面上に前述の 148 体分の結果をプロットしたものである。ここで、曲げ終局強度は、e 関数法を用いて算定した。なお、これらの図中に記載した試験体数は、せん断終局強度の計算値が曲げ終局強度の計算値を下回った(すなわち、計算上、せん断破壊が先行したと見なされる)試験体の総数である。平均値と変動係数は、これらの試験体の Q_{ue}/Q_u について求めたものであり、不合格率とは計算値が実験値を上回る割合を示している。

図 2(a) より、A 法は、平均=2.09、変動係数

= 0.481 であり、実験値を最も過小評価しており、計算精度も低いことが分かる。これに対して B 法は、図 2(b)からも分かるように、平均値、変動係数がそれぞれ 1.09, 0.157 であり、計算精度は最も高い。しかしながら、不合格率は 33.9% であり、設計式としては危険側となる確率が大きいという問題点を有している。一方、New RC 式については、図 2(c)からも分かるように、平均=1.64 変動係数=0.328 であり、A 法に次いで実験値を過小評価する傾向が強く、計算精度もあまり高くない。

5. PC 梁のせん断終局強度

5.1 コンクリート有効係数に対する検討

有効係数に対する検討に際し、トラスの角度は B 法同様 45 度とした。トラスの角度は、プレストレス等の影響を受けると考えられるが、現状では実験的知見が十分でないため、設計上の簡便さも考慮し、このようなモデルを採用した。なお、検討に用いた試験体は B 法による計算値が曲げ終局強度を下回る 121 体とした。

トラス圧縮斜材の角度 ϕ を B 法に倣い 45 度と置くと、(1)式は、下式のようになる。

$$Q_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot f_y + (0.5 \cdot v \cdot \sigma_B - p_w \cdot f_y) \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta \quad (2)$$

(2)式左辺を実験値 Q_{ue} に置き換え、有効係数についてとくと、

$$v_e = 2 \tan \theta / \sigma_B + p_w \cdot f_y \cdot (\tan \theta - j_{t1}) \quad (3)$$

ここに、 $\tau_{ue} = Q_{ue} / (b \cdot D)$, $j_{t1} = j_t / D$

のようになる。

図 3(a)より、コンクリートの有効係数 v_e は L/D の上昇に伴って増加し、 $L/D=4$ 近傍を境に頭打ちの傾向が見られることが分かる。これは、 L/D の上昇に伴い、せん断条件が緩くなることに起因していると思われる。

図 3(b)より、 L/D が 4 を上回る試験体(図中、◇□)は、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B < 60N/mm^2$ で

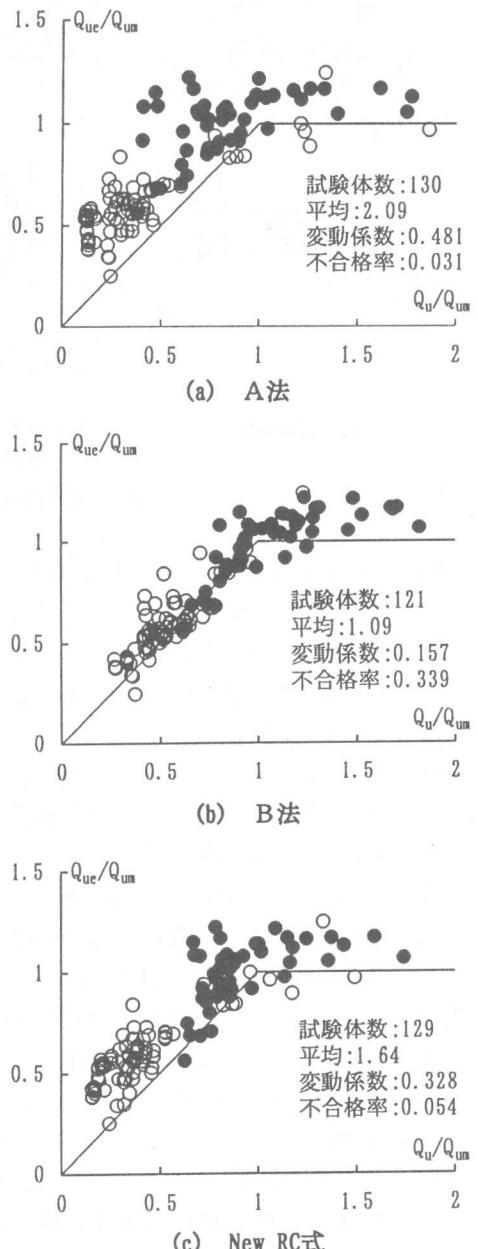


図2 既往の設計式の計算精度

$v_e < 1$ となることは殆どないが、 $60N/mm^2$ を越えると σ_B の上昇に伴って v_e が減少し、1 を下回る割合も増加する傾向が見られる。これは、高強度のコンクリートほど圧縮強度経験後の耐力低下が顕著となることに起因している。

図 3(c)より、 v_e は、 $L/D < 3$ においてプレストレスレベル τ の上昇に伴って増加する傾

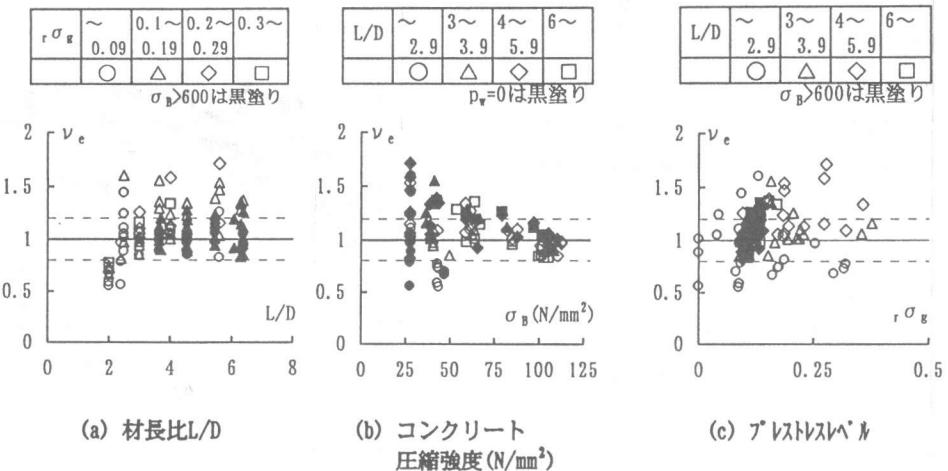


図3 有効係数と諸要因の関係

向が見られる。また、L/D<3 の試験体についても $v_e < 1$ の範囲では、同様な傾向が見られる。上記の傾向は、 $r\sigma_g$ の上昇に伴って、ひび割れを横切ってのせん断伝達能力が向上することに起因していると思われる。

図4(a)は $r\sigma_g$ と L/D をそれぞれ 0.22, 3 に統一し、PC鋼材の位置(d_p/D)のみを変動因子とした実験シリーズの結果⁴⁾を用いて、 v_e と PC鋼材位置の関係を検討したものである。この図より、有効係数と PC鋼材の位置(d_p/D)には有意な相関性が存在しないことが分かる。

図4(b)はプレストレスレベルと PC鋼材の位置(d_p/D)をそれぞれ、0.22, 0.7 に統一し、PC鋼材の鋼材量のみを変動因子とした実験シリーズの結果を用いて v_e と PC鋼材の量 $p_t (=a_p/bD)$ の関係を検討したものである。この図より、PC鋼材の量が増えてても有効係数は必ずしも増加せず、PC鋼材の位置同様、両者の間には有意な相関性が存在しないことが分かる。

5.2 コンクリートの有効係数の提案

5.1 での検討より、コンクリート圧縮強度の有効係数は、 σ_g/σ_B と L/D(L/D≤4) の上昇に伴って増加し、 σ_B が 60N/mm² を越えると減少する傾向が見られることが分かった。この傾向を勘案し、PC梁におけるコンクリート圧縮強度

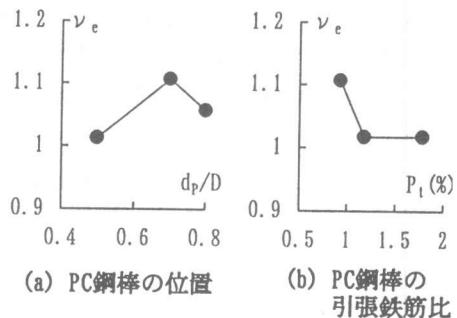


図4 PC鋼材の位置と鉄筋比が有効係数に及ぼす影響

の有効係数推定式として次式を提案する。

$$v = \alpha \cdot v_0 \quad (4)$$

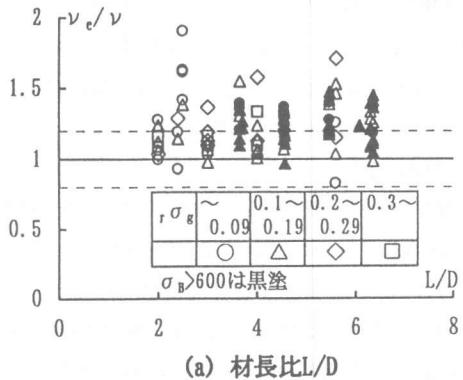
$$v_0 = (1 + r\sigma_g) \cdot M / (2 \cdot Q \cdot D)$$

$$\text{ここに, } \alpha = \sqrt{60/\sigma_B} \leq 1$$

$$\text{ただし, } 0.65 \leq v_0 \leq 1,$$

5.3 計算精度の検証

図5(a)～(c)は、縦軸に(4)式による有効係数の計算精度 v_e/v を、横軸に L/D、コンクリート強度、プレストレスレベルをそれぞれ取り、これらの平面上に 5.1 同様、122 体の試験体の計算結果をプロットしたものである。これらの図から、有効係数の計算精度と各要因との間に



(a) 材長比L/D

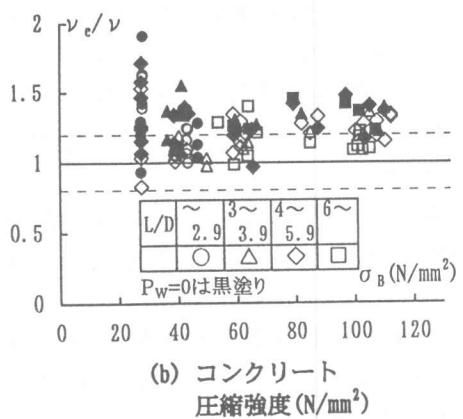
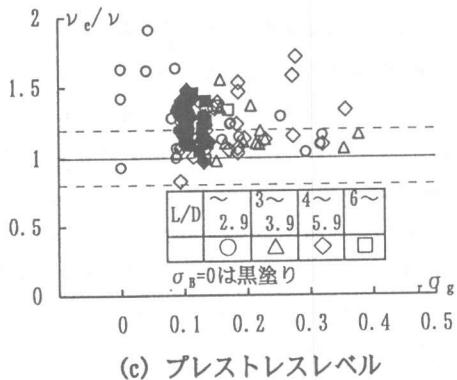
(b) コンクリート
圧縮強度(N/mm²)

図5 有効係数の計算精度

は明瞭な相関性がないことが分かる。

図6は、縦軸に最大耐力の実験値 Q_{ue} を曲げ終局強度 Q_{um} によって無次元化したものを、横軸に(2)式、(4)式によるせん断終局強度 Q_u を曲げ終局強度 Q_{um} で無次元化したものを取り、この平面上に3節で述べた148体の試験体の計算結果をプロットしたものである。なお、曲げ終局強度は、4.2節での検討同様、e関数法に

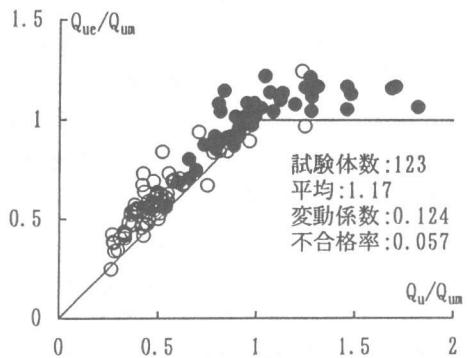


図6 提案式の計算精度

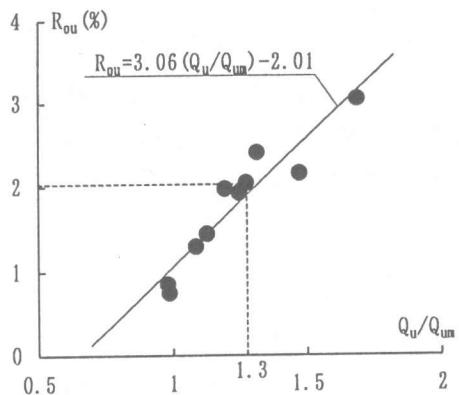


図7 せん断余裕度と限界部材角の相関

よって算定した。この図より、せん断終局強度の計算値が曲げ終局強度の計算値を下回る試験体123体の(実験値)/(計算値)の平均値と変動係数は、それぞれ1.17、12.4%であり、(2)式、(4)式の実験結果に対する適合性は、比較的高いことが分かる。また、計算値が実験値を上回る割合は、5.7%であり、設計式としても安全側の評価となっていることが分かる。

6. 塑性ヒンジ領域でのせん断設計法

図7は、縦軸に限界部材角 R_{ou} を横軸に、(2)式、(4)式によるせん断終局強度をe関数法による曲げ終局強度で無次元化したもの Q_u/Q_{um} (以後、せん断余裕度と略称)を横軸に取り、3節で述べた47体の試験体¹⁾⁻⁴⁾から、曲げ降伏後、ヒンジ領域でせん断破壊に至ったものの10体をこの平面上にプロットしたものであ

る。なお、限界部材角は、最大荷重に達した後に、上位包絡線上で最大荷重の90%まで耐力低下した時点での部材角の正負平均値として評価した。曲げ降伏の定義は、せん断終局強度の計算値が曲げ終局強度の計算値を上回り($Q_u > Q_{um}$)、かつ最大耐力の実験値が曲げ終局強度の90%以上に達していること($Q_{ue} > 0.9 \cdot Q_{um}$)とした。

この図より、限界部材角とせん断余裕度の間には正の相関性が存在することが分かる。

両者の関係を最小二乗法によって近似すると、次式のようになる。

$$R_{ou} = \left\{ 3.06 \cdot (Q_u / Q_{um}) - 2.01 \right\} / 100 \quad (5)$$

(5)式をせん断終局強度 Q_u について解くと、部材角 R_p を保証するために必要なせん断終局強度は、割り増し係数 ϕ と曲げ終局強度 Q_{um} の積として(6)式のように表すことができる。

$$Q_u = \phi \cdot Q_{um} \quad (6)$$

$$\text{ここに, } \phi = 34R_p + 0.61 \quad (7)$$

文献14)では、設計目標とする部材角を1/50に設定している。部材角1/50を保証する曲げ終局強度の割り増し係数 ϕ は、 $R_p=1/50$ を(7)式に代入することにより、以下のように求まる。

$$\phi = 1.3 \quad (9)$$

7. まとめ

(1)コンクリート圧縮強度の有効係数と諸要因の関係について検討し、有効係数は、i) L/D との間に正の相関性が存在するが、 $L/D > 4$ を越えると頭打ちとなる。ii)プレストレスレベルの上昇に伴って増加する。iii) σ_B が $60N/mm^2$ を越えると減少することを示した。

(2)コンクリート圧縮強度有効係数の推定式を提案した。この有効係数をB法のトラスアーチモデルに適用した場合、その計算精度はかなり高かった。

(3)せん断余裕度を用いた塑性ヒンジ領域でのせん断設計法を提案した。

【謝辞】本論で用いた実験データーは明治大学理工学部建築学科専任講師 高木仁之先生と北野建設(株)技術研究所滝沢一孝氏より御提供頂きました。ここに深い感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 福井ほか: PC梁のせん断性状に関する研究(その1-3), 建築学会大会梗概集, pp. 1023-1028, 1994
- 2) 福井ほか: PC梁のせん断性状に関する研究(その4), 日本建築学会大会梗概集, pp. 975-976, 1995
- 3) 福井ほか: PC梁のせん断耐力と韌性に関する実験的研究(その1-2), 建築学会大会梗概集, pp. 877-880, 1996
- 4) 福井ほか: PC梁のせん断性状に及ぼすプレストレスの影響(その1-3), 建築学会大会梗概集, pp. 847-852, 1997
- 5) 舟越ほか: 高強度PC梁の終局耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp. 365-368, 1981
- 6) 舟越ほか: 高強度PC梁の力学的挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp. 297, 300, 1982
- 7) 六車ほか: PCR梁のせん断抵抗機構に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概集, pp. 2549-2550, 1983
- 8) 六車ほか: PCR梁のせん断抵抗機構に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp. 453-456, 1983
- 9) 松崎ほか: アンボンド工法を用いたPC部材のせん断耐力および変形性条に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概集, pp. 1683-1684, 1984
- 10) 舟越ほか: 高強度コンクリートを用いたPC梁の耐力と破壊の性状, コンクリート工学年次論文報告集, pp. 469-469, 1984
- 11) 日本建築学会: 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, pp. 106-116, 1990
- 12) 建設省総合技術開発プロジェクト: 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層技術, 平成4年
- 13) 建設省建築研究所: PC建築構造物の耐震性評価方法に関する研究, pp. 63-88, 昭和52年3月
- 14) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp. 513-524, 1990