

プレストレストコンクリート建築物の保有水平耐力計算における部材種別判定について

谷 昌典*

「2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」に示される現行のPC造部材の部材種別判定基準はRC造部材の判定基準を準用したものであるが、PC部材の部材種別と変形性能の関係を検証した事例はない。現在、日本建築学会において作成中の「プレストレストコンクリート造建築物の保有水平耐力計算指針（案）・同解説」では、PC造梁および柱部材を対象とした既往の実験データを収集して実験データベースを作成し、現行の基準に従って判定した部材種別と限界変形の実験値を比較することで、両者の関係について検討を行っており、本稿ではその検証結果について概説する。

キーワード：保有水平耐力計算、部材種別判定、実験データベース

1. はじめに

PC造建築物の構造設計においては、1981年の法改正で導入された二次設計の保有水平耐力計算への対応として、日本建築センター「プレストレストコンクリート造設計施工指針1983年版」¹⁾（以下、PC設計施工指針）で従来の終局強度設計を保有水平耐力計算と同等の設計法（ルート3a）として位置付けるとともに、PC造建築物を対象とした保有水平耐力計算として新たにルート3bが示され、構造特性係数 D_s を決定するための部材種別の判定方法が併せて提示された。その後、2007年の告示改正に対応する形で出版された「2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」²⁾（以下、PC技術基準解説）では、RC部材の判定基準を準用する方法が提示された。

RC部材に関しては、2016年に発刊された日本建築学会「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説」³⁾（以下、RC保有水平耐力規準）において、限界変形に関する既往の実験データを用いた検討に基づき、FA部材が有する変形性能の目安が示された。また、現行基準ではFA部材と判定されない場合でも、FA部材の変形性能と同等の変形性能を有するための条件も併せて提示された。

現在、日本建築学会で作成が進められている「プレストレストコンクリート造建築物の保有水平耐力計算指針（案）・同解説」（以下、PC保有水平耐力指針）では、RC保有水平耐力規準と同様に、PC部材の限界変形に関する既往の実験データを収集し、PC技術基準解説に基づく部材

種別と限界変形の関係について検証が進められており⁴⁾、本稿ではPC梁および柱部材を対象とした検証結果について概説する。なお、本稿の内容はデータの見直しや再検討により今後変更される可能性があることを了解頂きたい。

2. PC部材の部材種別判定基準

現行基準の検証を行うにあたり、PC部材の部材種別判定基準について、過去のものも含めて振り返ってみたい。PC設計施工指針では、表-1に示すとおり、鋼材係数 q_N （式(1)）と限界鋼材係数 q_{cr} （式(2)）の比、破壊モード、曲げ拘束筋配筋により部材種別を判定している。鋼材限界係数は、曲げ拘束筋量、コンクリート圧縮強度、緊張材降伏ひずみから、コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに到達したときに緊張材が降伏ひずみに達することを条件に導出されたものである。一方、PC技術基準解説では、せん断応力や付着に基づく基準の必要性やRC部材との連続性を勘案して、表-2に示すRC部材に準じた部材種別判定基準が提示された。これにより、梁部材ではプレストレスの影響が考慮されなくなったことに加え、曲げ拘束筋の効果も判定基準に含まれなくなった。なお、断面のモーメント-曲率関係の数値解析や実験などの特別な調査研究結果に基づいて部材種別を判定すれば、曲げ拘束筋による曲げ靱性の改善を考慮することも可能とされているが、部材種別を判定する際の具体的な変形性能の設定が問題となる。

$$q_N = (A_s f_{syN} + A_r f_{ryN}) / (bDF_c) \quad (1)$$

$$q_{cr} = \frac{1}{\sqrt{\theta_u} \times 10^3} \times \left(35 \times \frac{p_{wr}^2}{F_c^{0.9}} + \frac{1.8}{F_c^{0.2}} \right) \quad (2-1)$$

$$\theta_u = \alpha \cdot f_{syN} / E_s + 0.002 - (\beta \cdot f_{syN} / E_s + f_{ce} / E_c) \quad (2-2)$$

ここで、 A_s ：緊張材全断面積（ cm^2 ）、 A_r ：引張側普通鋼材断面積（ cm^2 ）、 f_{syN} 、 f_{ryN} ：緊張材および普通鋼材の保証降伏点応力度（ kgf/cm^2 ）、 b 、 D ：部材幅およびせい（ cm ）、 F_c ：コンクリート設計基準強度（ kgf/cm^2 ）、 p_{wr} ：部材端部から $1.5D$ の範囲に配置される曲げ拘束筋比（%）、 α ：PC鋼材の実降伏点応力度と保証降伏点応力度との比（とくに資料のない場合は1.15）、 β ：PC鋼材の有効プレストレス応力度と保証降伏点応力度との比、 f_{ce} ：PC鋼材重心位置



* Masanori TANI

京都大学大学院
工学研究科

におけるコンクリートの有効プレストレス応力度 (kgf/cm²), E_s , E_c : PC 鋼材およびコンクリートの弾性係数 (kgf/cm²) である。

3. 現行の部材種別判定基準の検証

3.1 実験データベースの概要

PC 保有水平耐力指針は、これまで明示されていなかった PC 造建築物の保有水平耐力計算の一連の設計法に関する最新の情報を示すことを目的としている。現行の基準で判定された部材種別と変形性能の検証を行うために、PC 柱および梁部材を対象とした既往の実験データを収集し、実験データベースを構築した。対象とした文献は、1976～2015 年に刊行された、日本建築学会構造系論文集、コンクリート工学年次論文集、日本建築学会大会学術講演梗概集、PC 工学会プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集などである。データベースの作成にあたっては、日本建築学会 PC 部材構造性能小委員会、PC 耐震設計小委員会の各委員の協力を得た。

3.2 部材種別と限界変形の関係 (梁部材)

(1) 収集データ概要

前述の論文集などから PC 造梁部材実験に関する 39 編を収集し、249 体の梁試験体のデータを抽出して実験データベースを構築した。非対称断面を有し、正負繰返し荷重を受けた試験体 6 体については、正載荷時と負載荷時を別の試験体としてカウントし、対象試験体数はのべ 255 体 (ボンド 192 体、アンボンド 63 体) である。実験変数の頻度分布などの詳細は文献 4) を参照されたい。

表 - 1 部材種別判定基準 (PC 設計施工指針¹⁾)

部材種別	FA	FB	FC	FD
共通条件	想定される破壊モードが曲げ破壊であること			左記 以外
q_N の上限	q_{cr}	1.1 q_{cr}	1.2 q_{cr}	
曲げ拘束筋最小量	材端部から 1.5D の範囲に D10 以上の鉄筋を 10cm 以下、主筋径の 6 倍以下及び D/4 以下の間隔で配置する			

表 - 2 部材種別判定基準 (PC 技術基準解説²⁾)

		部材種別				
条件		FA	FB	FC	FD	
柱およびはりの区分	破壊の形式	せん断破壊、付着割裂破壊及び圧縮破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力低下のおそれのある破壊を生じないこと			FA, FB, または FC のいずれにも該当しない場合	
	柱	h_0/D	2.5 以上	2.0 以上		-
		σ_0/F_c	0.35 以下	0.45 以下		0.55 以下
		p_t (%)	0.8 以下	1.0 以下		-
		τ_u/F_c	0.1 以下	0.125 以下		0.15 以下
はり	τ_u/F_c	0.15 以下	0.2 以下	-		

ここで、 h_0 : 柱内法高さ (mm), D : 柱せい (mm), σ_0 : 柱断面に生ずる軸方向応力 (有効プレストレス力も考慮) (N/mm²), p_t : 引張鉄筋比 (%), F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²), τ_u : 柱またははりの断面に生ずるせん断応力 (N/mm²) (応力中心間距離は 0.8D とし、各記号の詳細な定義は文献 2) を参照のこと。

(2) 検討結果

収集した試験体のうち 178 体を対象に、部材種別と変形性能の関係について検討を行った。なお、PC 部材の履歴

吸収エネルギーの性状は、プレストレス力が大きくなるに従って RC 部材とは異なるものとなるため、RC 部材と D_s 値が同一な PC 部材に要求すべき変形性能には検討の余地がある。しかし、現状では十分な知見が無いため、RC 部材の FA 梁部材の変形性能の目安とされている限界変形角 2.5%³⁾ を基準とする。本検討では、曲げ終局耐力時せん断力 Q_{mu} ($=M_u/a$, a : せん断スパン) およびせん断終局耐力 Q_{su} はそれぞれ式 (4)⁵⁾ および式 (5)²⁾ により算出した。

$$M_u = T_{pc} \cdot d_{pa} + T_{py} \cdot d_{pb} + T_{sy} \cdot d_t - C_{sy} \cdot d_c - (T_{pc} + T_{py} + T_{sy} - C_{sy}) \cdot k_2 \cdot x_n \quad (4)$$

ここで、 T_{pc} : 圧縮側 PC 鋼材引張力 (有効プレストレス力) (N), T_{py} : 引張側 PC 鋼材引張力 (降伏時引張力) (N), C_{sy} : 圧縮側鉄筋降伏時圧縮力 (N), T_{sy} : 引張側鉄筋降伏時引張力 (N), d_{pa} , d_{pb} : コンクリート圧縮縁から圧縮側 PC 鋼材および引張側 PC 鋼材の重心位置までの距離 (mm), d_t , d_c : コンクリート圧縮縁から引張鉄筋および圧縮鉄筋の重心位置までの距離 (mm), x_n : コンクリート圧縮縁から中立軸位置までの距離 ($= (q_{pr}/(k_1k_3))D$) (mm), q_{pr} : 鋼材係数 ($= ((T_{pc} + T_{py}) + (T_{sy} - C_{sy})) / (bD\sigma_B)$), b , D : 梁幅, 梁せい (mm), σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²), k_1 , k_2 , k_3 : 曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数, である。各記号の詳細な定義は文献 5) を参照のこと。

$$Q_{su} = b_0 j_0 p_{wv} f_y + \frac{b_0 D}{2} (v F_c - 2 p_{wv} f_y) \tan \theta \quad (5)$$

ここで、 b_0 : 重心軸位置での断面幅 (mm), j_0 : 圧縮鉄筋と引張鉄筋の重心間距離 (mm), p_w : せん断補強筋比 (≤ 0.012), w_f : せん断補強筋の規格降伏点強度 (N/mm²) (≤ 390 N/mm²), D : 断面せい (mm), v : コンクリート圧縮強度の有効係数, F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²), θ : トラス角度, である。各記号の詳細な定義は文献 2) を参照のこと。

梁部材の部材種別判定に用いる指標は、表 - 2 に示すとおり、破壊形式およびコンクリート圧縮強度に対するせん断応力度 τ_u の比 (以下、せん断応力度比) のみである。実験で得られた限界変形角 R_u とせん断応力度比およびせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} の関係を図 - 1 および図 - 2 にそれぞれ示す。なお、文献によって限界変形点の定義が異なるため、最大耐力の 80% まで低下した点とした結果を中空印、80% を超える耐力で限界変形を定義 (最大耐力の 80% まで低下しなかった試験体も含む) した結果を中実印でそれぞれ図中に示している。

図 - 1 より、せん断応力度比の増加に伴って限界変形角が全体的に低下する傾向が若干見られるが、せん断応力度比は最大でも 0.143 であり、FA 部材と FB 部材の閾値である 0.15 を超えた試験体は存在しなかった。すなわち、全試験体がせん断に対する保証設計 (せん断余裕度 ≥ 1.3) で FA または FD 部材と判定され、FB および FC 部材と判定された試験体は存在しなかった。また、図 - 2 より、せん断余裕度の増加に伴って、限界変形角の下限値が増加する傾向が確認された。

ここで、FA 部材と判定された試験体 124 体 (限界変形角が不明な試験体除く) のうち、最大耐力の 80% まで耐力低下した点で定義した限界変形角が 2.5% を下回った試験体が 10 体、最大耐力の 80% まで耐力低下せずに荷重を終了し、その時の変形角が 2.5% を下回った試験体が 1

体存在した。前者のうち8体は、式(4)の鋼材係数 q_{pr} (式(1)の鋼材係数 q_N とは定義が異なる)が0.4を超えた試験体(図中の×印、+印)であったことから、FA部材の判定において、鋼材係数による制限($q_{pr} \leq 0.4$)を設けることとした。また、残りの2体は、鋼材係数 q_{pr} は0.2前後と比較的小さいものの、せん断補強筋比が0.3%に満たず、梁端部コンクリートの圧壊や普通強度鉄筋の座屈に起因して耐力低下したとみられる試験体であった。このため、鋼材係数が制限値以内であっても比較的大きい場合や、普通強度鉄筋の曲げ耐力寄与率が大きく、普通強度鉄筋の座屈が耐力低下に大きく影響するような場合には、柱の構造規定を参考にすることでせん断補強筋の配筋を検討することが必要である。後者は、同シリーズの試験体の挙動を勘案すると、荷重を継続していれば大変形まで水平荷重を保持したとみられる試験体であった。これらの試験体を除外すると全試験体で限界変形角が2.5%を上回るため、現行基準によるPC造FA梁部材が、RC造FA梁部材が有する変形性能の下限を上回る変形性能を有することが分かる。

このように、現行の判定基準では変形性能を過小に評価する場合もあるが、危険側評価となることは少なく、大きな問題は無いと考えられることから、鋼材係数 q_{pr} による制限(≤ 0.4)を設けた上で、表-2による判定基準を本指針でもそのまま用いることが可能と考えられる。

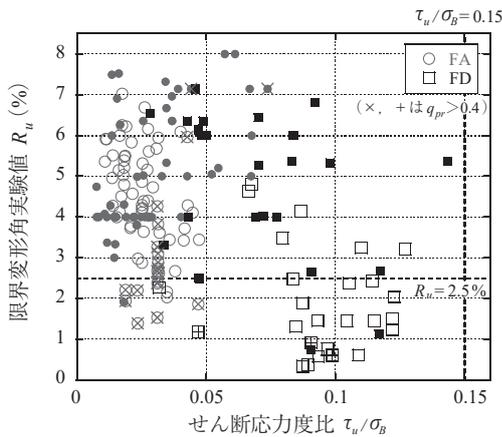


図-1 限界変形角実験値とせん断応力度比の関係

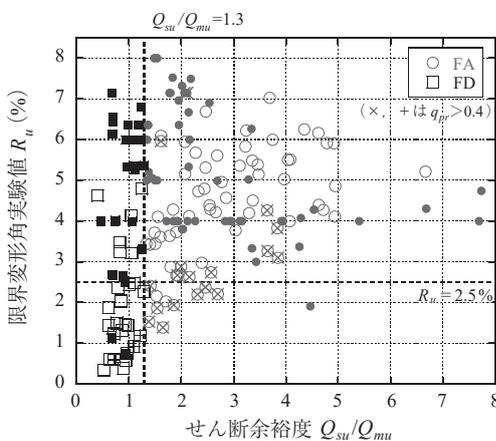


図-2 限界変形角実験値とせん断余裕度の関係

3.3 部材種別と限界変形の関係 (柱部材)

(1) 収集データ概要

前述の論文集などからPC造柱部材実験に関する14編を収集し、70体(ボンド60体、アンボンド10体)の柱試験体のデータを抽出して実験データベースを構築した。実験変数の頻度分布などの詳細は文献(4)を参照されたい。

(2) 検討結果

収集した70体の試験体を対象に、部材種別と変形性能の関係について検討を行った。梁同様に、RC部材のFA柱部材の変形性能の目安とされている限界変形角2.0%³⁾を基準とする。本検討では、曲げおよびせん断終局強度はそれぞれ式(6)⁵⁾および式(5)により算出した。

$$M_u = \sum P_i d_{pi} + T_{sy} d_t - C_{sy} d_c - (\sum P_i + T_{sy} - C_{sy} + N) k_2 x_{n2} + ND/2$$

$$P_i = \begin{cases} \left(0.25 + 0.6 \frac{d_{pi}}{q_{total} D}\right) P_{ei} & (d_{pi} \leq x_{n1}) \\ P_{yi} & (d_{pi} > x_{n1}) \end{cases}$$

$$x_{n1} = 0.85 q_{total} \frac{D}{k_1 k_3}, \quad q_{total} = \frac{\sum P_{yi} + T_{sy} - C_{sy} + N}{b D \sigma_B}$$

$$x_{n2} = \frac{\sum P_i + T_{sy} - C_{sy} + N}{k_1 k_3 b \sigma_B} \quad (6)$$

ここで、 P_i : i 段目PC鋼材の曲げ終局時の引張力(N)、 x_{n1} , x_{n2} : コンクリート圧縮縁から中立軸位置までの距離(一次近似値および再計算値)(mm)、 k_1 , k_2 , k_3 : 曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数、 P_{yi} : i 段目PC鋼材の降伏耐力(N)、 P_{ei} : i 段目PC鋼材の有効引張力(N)、 d_{pi} : コンクリート圧縮縁から i 段目PC鋼材の重心位置までの距離(mm)、 T_{sy} : 引張側鉄筋降伏時の引張力(N)、 C_{sy} : 圧縮側鉄筋降伏時の圧縮力(N)、 b , D : 柱幅、柱せい(mm)、 d_t , d_c : コンクリート圧縮縁から引張鉄筋および圧縮鉄筋の重心位置までの距離(mm)、 σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 N : 軸力(N)である。各記号の詳細な定義は文献(5)を参照のこと。

柱部材の部材種別判定に用いる指標は、表-2に示すとおり、破壊形式、せん断応力度比、内法スパン比、プレストレスレベル+軸力比および引張鉄筋比である。本検討では、実験で得られた限界変形角 R_u と、変形性能に及ぼす影響が大きいと考えられるせん断応力度比、せん断余裕度およびプレストレスレベル+軸力比の関係を図-3、図-4および図-5にそれぞれ示す。なお、梁と同様に、限界変形点の定義に応じて実験結果を中空印および中実印でそれぞれ図中に示している。

図-3より、梁同様に、せん断応力度比の増加に伴って限界変形角が全体的に低下する傾向が見られるが、せん断応力度比は最大0.111で、FA部材とFB部材の閾値である0.1を超えた試験体は2体のみであり、これらはせん断に対する保証設計(せん断余裕度 ≥ 1.3)によりFD部材と判定された。また、FB部材とFC部材の閾値である0.125を超えた試験体は存在せず、1体のみFB部材と判定された試験体は、プレストレスレベル+軸力比が0.35を超えたことによるものである。すなわち、梁と同様に、柱でもせん断応力度比により部材種別が決定された試験体は存在しなかった。次に、図-4より、せん断余裕度の増加に伴って、限界変形角の下限値が増加する傾向が確認さ

れた。なお、図-5に示すとおり、プレストレスレベル+軸力比が大きくなると、限界変形角が小さくなる傾向はみられるものの、プレストレスレベル+軸力比が0.35を超える試験体でも、限界変形角が2.0%を上回る試験体が数体存在していることが分かる。FD部材と判定された試験体でも限界変形角が2.0%を上回る試験体が相当数存在しており、これらの試験体の多くはせん断補強筋が過密に配筋された試験体や、せん断補強筋量は少ないもののプレストレスレベル+軸力比が非常に小さい試験体であった。文献3)では、せん断補強筋を過密に配筋することで、現

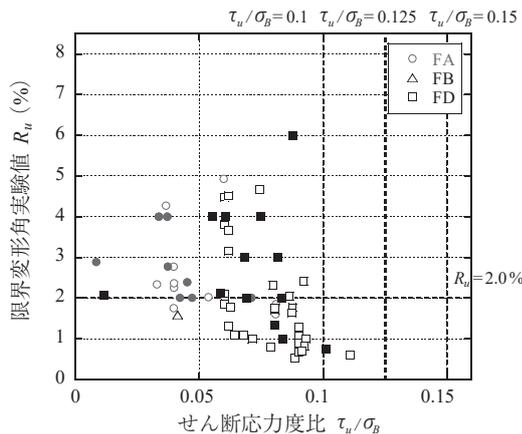


図-3 限界変形角実験値とせん断応力度比の関係

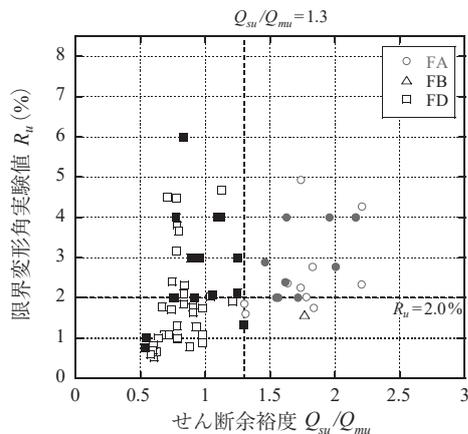


図-4 限界変形角実験値とせん断余裕度の関係

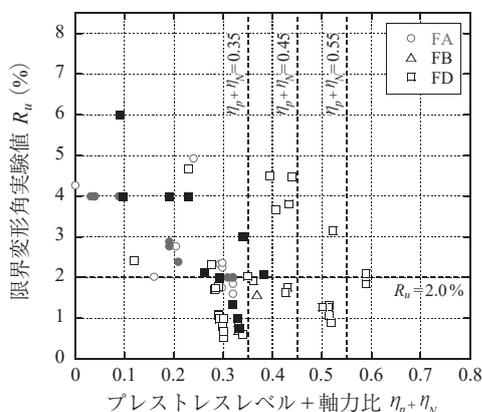


図-5 限界変形角実験値とプレストレスレベル+軸力比の関係

行の基準ではFA部材と判定されないような軸力比が0.35を超える高圧縮軸力を受けるRC柱部材でもFA部材と同等の変形性能を有する判定方法が示されている。現状では数少ない高圧縮軸力を受けるPC柱試験体の実験データを今後充実させることで、RC部材と同様の議論が可能になるであろう。

なお、FA部材と判定された試験体で限界変形角が2.0%を下回った試験体は3体であった。うち2体は共にせん断余裕度が1.3に非常に近い試験体であったことに加えて、プレストレスレベル+軸力比がFA部材の上限に近い値であったのに対して、せん断補強筋比が0.24%と小さいことが影響したとみられる。残りの1体は十分大きなせん断余裕度を有していたが、前述の2体と同様に、プレストレスレベル+軸力比がFA部材の上限に近い値であったのに対して、せん断補強筋比が0.40%と比較的小さく、十分な変形性能を発揮できなかったものと考えられる。

以上より、現行の部材種別判定によるPC造FA柱部材の大半が、RC造FA柱部材の変形性能の下限值以上の変形性能を有することが示された。しかし、一部のせん断補強筋量が少ないFA部材で限界変形角2.0%を下回ったことから、特にプレストレスレベル+軸力比が大きくなるような場合には、適切なせん断補強筋量を配筋することが望ましいと言える。

4. おわりに

現行のPC部材の部材種別判定基準が、RC構造で求められるFA部材の変形性能の下限値の目安をおおむね評価できることを確認した。しかし、RC部材とは異なるPC部材特有の履歴性状を勘案したうえで、要求変形性能に関する更なる議論が必要であることや、過去の判定基準では考慮されていた梁部材のプレストレスや曲げ拘束筋の効果をもとに判定に考慮するかが今後の課題である。また、本検討を行うにあたって作成した実験データベースから、PC部材の構造実験例（とくにアンボンドPC部材）がきわめて少ない現状が改めて浮き彫りとなった。RC構造に比べてPC構造の建築設計者や研究者が少ない現状では仕方がない一面もあるが、若手を積極的に取り込んで活性化させていく必要がある。PC保有耐力指針が発刊されることによって、PC構造の建築物への適用拡大の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本建築センター：プレストレスコンクリート造設計施工指針 1983年版, 1983.
- 2) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2009年版プレストレスコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例, 2009.
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016.
- 4) 谷 昌典, 坂下雅信：3. PC保有水平耐力計算指針(案)の現状 3.2 PC部材種別の評価, 2017年度日本建築学会大会(中国)構造部門(PC構造)PD資料, pp.30-36, 2017.8.
- 5) 日本建築学会：プレストレスコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015.

【2018年5月16日受付】