

報 告

[1198] 炭素繊維およびアラミド繊維を補強筋としたはり部材のせん断実験

正会員○木村耕三 (大林組技術研究所)
 同 小島克朗 (大林組技術研究所)
 同 岡野素之 (大林組技術研究所)

1. はじめに

炭素繊維をはじめとする高弾性で比強度が高く、耐久性に優れた繊維系新素材は、土木建築分野で構造材として広く利用されはじめています。筆者らは、炭素繊維の特性を生かし「既存構造物の耐震補強」への適用を検討、実用化している[1],[2]。

本研究の目的は、炭素繊維、アラミド繊維にエポキシ樹脂を含浸、硬化させた繊維補強材 (FRP筋) を鉄筋代替とした補強コンクリート部材 (新補強コンクリート部材) の構造性能を把握し、FRP筋の構造物への適用を検討することである。本論文は、FRP筋を曲げ、せん断補強筋とした新補強コンクリート部材の曲げせん断実験結果について述べたものである。

2. 曲げせん断実験

2.1 実験概要

試験体は、図-1に示す幅20cm×せい30cm×長さ280cmおよび160cmのはり部材、計12体である。

試験体のパラメータは、①せん断補強筋の種類 (炭素繊維、アラミド繊維、異形鉄筋) と、②せん断補強筋量および③せん断補強筋と主筋の成す角度で、その詳細は、表-1の試験体一覧に示す。なお、試験体名は、これらパラメータがわかるように [(補強筋の種類) - (補強筋量) - (せん断補強筋と主筋の成す角度)] で表現した。

使用したせん断補強筋は、12,000本のモノフィラメントを集束したピッチ系炭素繊維ストランドと、7500デニールのアラミド繊維ストランドにエポキシ樹脂を含浸、所定の形状寸法に成形、硬化させたFRPと異形鉄筋 (D10) である。なお、主筋と45°、65°をなす試験体のせん断補強筋は、上記繊維を用いて連続的に製作した補強筋籠である。

補強量 (繊維量) は、FRP筋の破断荷重 (1本のストランド強度×本数) が鉄筋 (SD30) のD8、D10、D13の降伏荷重と近似するようにし、試験体名での補強筋量の表示は、D8相当を08、D10相当を10、D13相当を13とした。

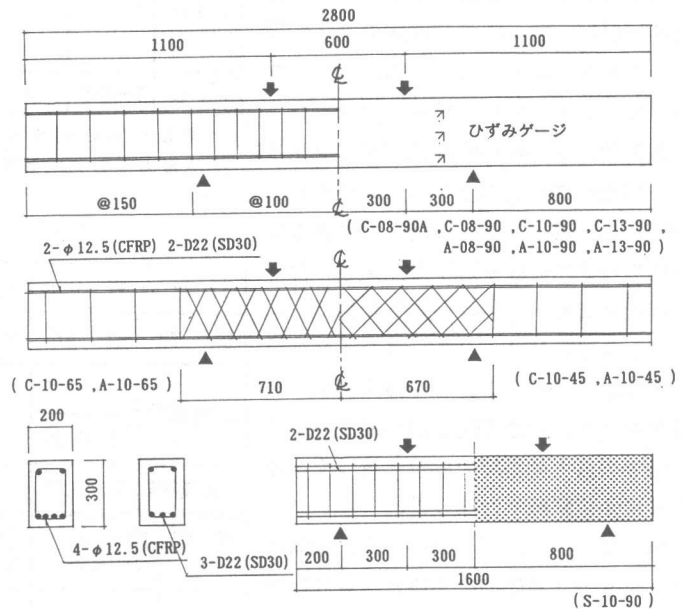


図-1 試験体の形状寸法

炭素繊維をせん断補強筋とした試験体では、5φの単線を7本より合わせた外径12.5φの炭素繊維複合材料ケーブル(CFCC)4本を、アラミド繊維あるいは鉄筋をせん断補強筋とした試験体では、異形鉄筋(D22)3本を、それぞれ

曲げ補強として試験体の下端5cmに配筋した。尚、曲げ補強筋は、端部溶接により定着したS-10-90試験体を除いてコンクリートとの付着によって定着した。

使用した補強筋およびコンクリートの材料特性を表-2に示す。

実験は、300tアムスラー型圧縮試験機を用い、図-1に示すスパン120cm、純曲げ区間60cmの2点集中荷重による単純ばり加力で行なった。なお、C-08-90A試験体を除く、炭素繊維を曲げおよびせん断補強筋とした試験体の加力は、曲げせん断区間でせん断破壊が生じるように純曲げ区間、数カ所で試験体の上下に配したチャンネルをボルトで締め付け、コンクリートを拘束した状態で行なった。

載荷は、平均せん断応力度がコンクリートの短期許容応力度 $[= 1.5 \times (5 + F_c / 100)]$ の1倍、2倍、3倍、4倍となる荷重で各3回の繰り返しを行ない、その後破壊させる一方向繰り返し載荷で行なった。なお、2サイクル、3サイクル目の載荷は、各サイクルでの最大変位(試験体中央での鉛直方向変位)が1サイクル目での最大荷重時の変位と等しくなるように変位制御で行なった。

測定は、ひずみゲージによる補強筋とコンクリート表面のひずみと、試験体中央と加力点下での鉛直方向変位および、曲げせん断区間での材軸方向変位と対角方向変位について行なった。

2.2 実験結果

1) 破壊状況

C-08-90A、C-10-90、A-10-90、S-10-90試験体の最終破壊状況を写真-1～写真-4に示す。

炭素繊維を曲げおよびせん断補強筋とした試験体では、純曲げ区間に生じた曲げひびわれの進

表-1 試験体の一覧

試験体名	せん断補強筋					曲げ補強筋 P_c^{11} (%)		
	種類	断面積 ¹⁾ (mm ²)	$\theta^{2)}$ (°)	ピッチ @	$P_w \cdot \sigma_y$ (kgf/cm ²)			
C-08-90A	炭素繊維	6.0	90	100	17.9	0.59 (主筋: 4-φ12.5 炭素繊維より線)		
C-08-90							8.74	26.1
C-10-90		15.18			45.4			
C-10-65		8.74			65		109	21.7 ³⁾
C-10-45					45		134	13.8 ³⁾
A-08-90		アラミド 繊維			6.22		90	100
A-10-90	9.61		29.8					
A-13-90	16.95		52.7					
A-10-65	9.61		65	109	24.8 ³⁾			
A-10-45			45	134	15.7 ³⁾			
S-10-90	異形鉄筋		71.0	90	100	24.9		

- 1) 繊維の実断面積で算出, 2) 主筋と成す角度(°)
3) 繊維の投影実断面で算出

表-2 使用材料の特性

材 料		引張強度 σ_u (tf/cm ²)	弾性係数 E_f (tf/cm ²)	伸び(%)
種 類	形 状			
炭素繊維	ストランド	29.9	2230	1.3
	より線	21.0	1390	1.5
アラミド繊維	ストランド	31.0	730	2.8
鉄筋	降伏強度 σ_y (tf/cm ²)	引張強度 σ_u (tf/cm ²)	弾性係数 E_s (tf/cm ²)	伸び(%)
D10	3.51	5.09	1820	20.3
D22	3.67	5.58	1810	17.9

コンクリートの調合と材料特性

W/C (%)	調 合 (kg/m ³)				強度(kgf/cm ²)		弾性係数 E_c (tf/cm ²)
	セメント	水	細骨材	粗骨材	設計	試験値	
59.5	311	185	823	972	210	284	236

展は大きく、ひびわれは、発生後すぐに圧縮側の曲げ補強筋近傍まで達している。純曲げ区間を拘束していないC-08-90A試験体では、発生した斜めせん断ひびわれは、荷重の増大にともない圧縮側の曲げ補強筋に沿ったひびわれに進展し、かぶりコンクリートが剥離して、終局状態に至った。破壊後、圧縮側の曲げ補強筋を見ると7本のより線がばらばらとなり、その一部は座屈により折損していた。一方、純曲げ区間を拘束した試験体では、圧縮側主筋に沿ったひびわれは見られず、曲げせん断区間中央で45°方向にせん断ひびわれが生じた後、荷重と共にひびわれ幅が拡大、荷重50tを越える頃から繊維の局所的な破断と思われる音が生じた。終局時には、せん断補強筋の破断のほか、曲げおよびせん断による曲げ補強筋の破断も見られた。鉄筋を曲げ補強筋、アラミド繊維をせん断補強筋とした試験体では、せん断ひびわれ幅が荷重と共に増大し、補強筋の破断により、せん断ひびわれ面でコンクリートのずれが生じて、終局状態となった。

炭素繊維、アラミド繊維をせん断補強筋とした試験体では、せん断補強量が多くなるとせん断ひびわれの分散が見られる。また、せん断補強筋角度45°、65°の試験体では、せん断ひびわれは補強筋に沿って進展する。

2) 変位性状

図-2～図-4は、最終破壊が生じた曲げせん断区間で測定した対角方向(引張側)の変位から求めた変形(以下、せん断変形と呼ぶ)と荷重の関係である。この結果、鉄筋を曲げ補強筋としたA-10-90、S-10-90試験体では、せん断ひびわれの発生まで急激なせん断変形の増大は見られない。しかし、炭素繊維を曲げ補強筋としたC-10-90試験体では、曲げひびわれの発生以降、せん断変形に影響が見られる。これは、曲げひびわれの進展によるものと考えられる。

図-5、図-6は、炭素繊維、アラミド繊維の補強筋量による荷重とせん断変形の関係を包絡線で比較したものである。

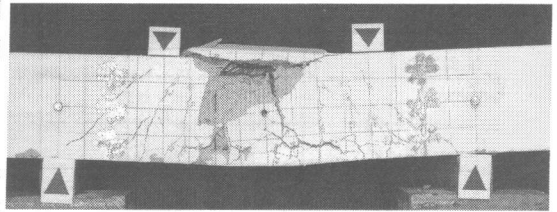


写真-1 破壊状況 (C-08-90A試験体)

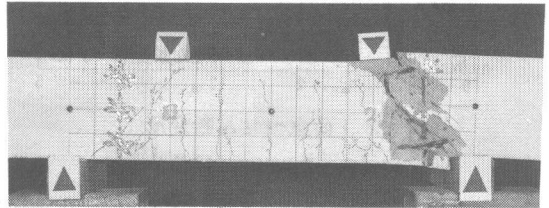


写真-2 破壊状況 (C-10-90試験体)

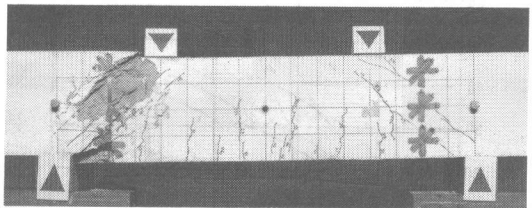


写真-3 破壊状況 (A-10-90試験体)

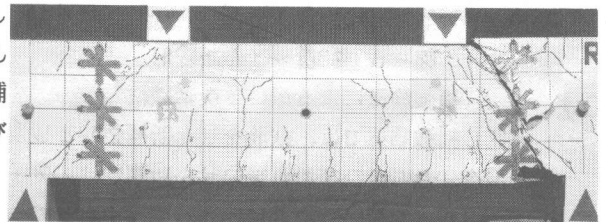


写真-4 破壊状況 (S-10-90試験体)

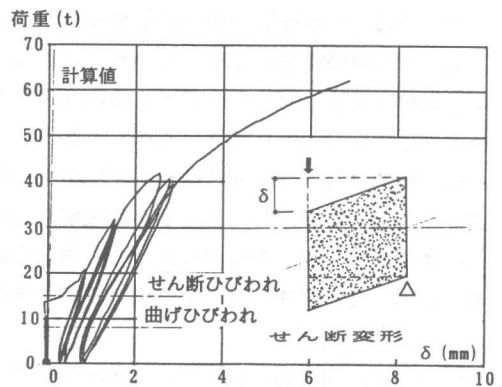


図-2 荷重～せん断変形
(C-10-90試験体)

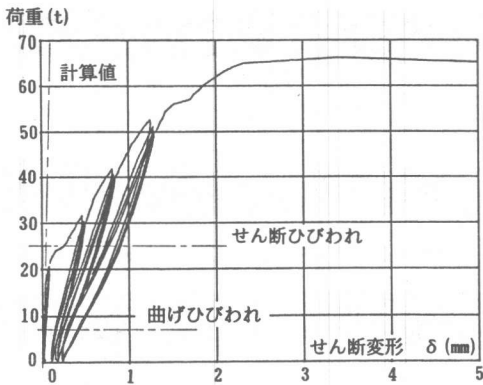


図-3 荷重～せん断変形
(A-10-90試験体)

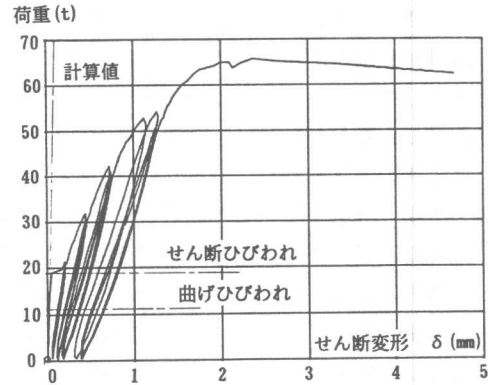


図-4 荷重～せん断変形
(S-10-90試験体)

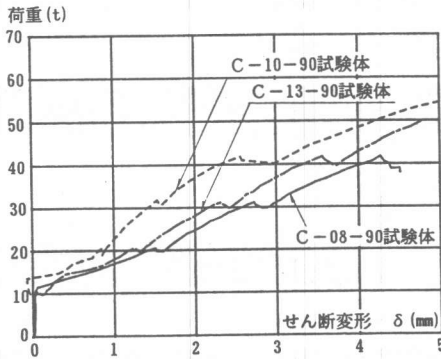


図-5 荷重～せん断変形
(補強筋量による違い；炭素繊維)

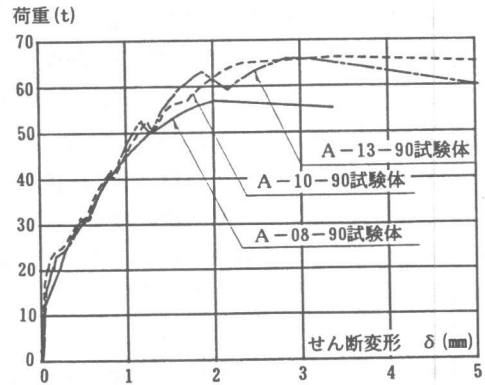


図-6 荷重～せん断変形
(補強筋量による違い；アラミド繊維)

同じ補強筋量では、鉄筋をせん断補強筋とした場合、せん断ひびわれ後のせん断剛性は、アラミド繊維を用いた場合に比べ若干高くなっている。また、アラミド繊維をせん断補強筋とした場合には、補強筋量の多いほどせん断ひびわれ後のせん断剛性は高くなっている。しかし、炭素繊維を補強筋としたC-13-90試験体のせん断剛性は、C-10-90試験体に比べて小さい。これは、破壊に至るせん断ひびわれが圧縮曲げ補強筋に沿って進展したため、せん断破壊面を横切る補強筋が1本しかなかったためと考えられる。なお、せん断補強筋の角度による顕著な差は見られなかった。

3) ひずみ性状

図-7は、破壊面と交叉するせん断補強筋(アラミド繊維)の軸ひずみと荷重の関係を包絡線で示したものである。この結果から、補強筋量が少ないほど荷重に対するひずみの増分は大きくなっている。図-8は、C-10-90試験体での曲げせん断区間中央のコンクリート表面に貼り付け

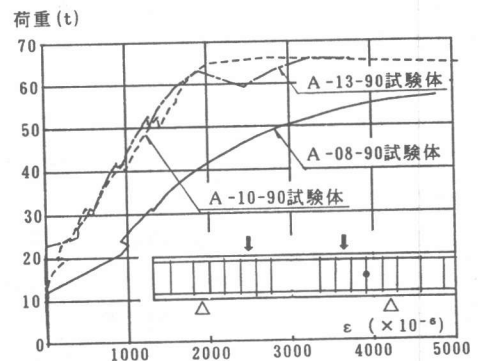


図-7 荷重～ひずみ関係(補強量)

た3方向のひずみゲージ（図-1参照）の値から求めた荷重 12t（曲げひびわれ発生後）と荷重 20t（せん断ひびわれ発生後）時の主ひずみ分布である。なお、他の試験体においても同様の結果が得られている。このひずみ分布から、せん断ひびわれが生じた後、アーチ機構によって力の伝達が行なわれていることが類推される。一方、曲げせん断区間で測定した対角方向（圧縮）変位から求めた最大荷重時の平均ひずみは、曲げせん断区間でのせん断破壊が生じなかった C-08-90A 試験体を除き、 $1500 \sim 3600 \times 10^{-6}$ となっている。また、せん断補強筋量が多いほど平均ひずみも大きくなる傾向にある。

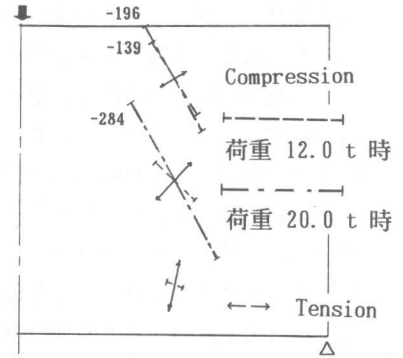


図-8 主ひずみ分布

この平均ひずみとコンクリートの圧縮試験結果から、最大荷重時には、圧縮ストラットを形成しているコンクリートの強度は、圧縮試験による圧縮強度あるいは、それに近い値に達しているものと推定される。

4) 諸荷重

各試験体の曲げ、せん断ひびわれ発生荷重および最大荷重の実験値とそれらの計算値との比較を表-3に示す。炭素繊維を補強筋とした試験体での曲げひびわ

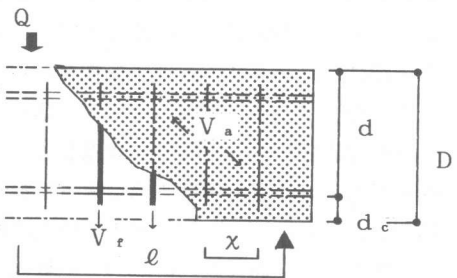


図-9 耐荷機構モデル

表-3 諸荷重の一覧

試験体名	ひびわれ荷重 (tf)		最大荷重 (tf)			
	曲げ (比)	せん断 (比)	実験値	計算値1 (比)	計算値2 (比)	計算値3 (比)
C-08-90A	5.0 (0.78)	18.0 (1.13)	52.0	16.4 (3.17)	45.3 (1.15)	55.4 (0.94)
C-08-90	8.0 (0.88)	14.0 (0.88)	44.0	16.4 (2.68)	45.3 (0.97)	55.4 (0.79)
C-10-90	8.0 (1.25)	15.0 (0.94)	63.0	18.5 (3.41)	49.8 (1.27)	59.3 (1.06)
C-13-90	7.0 (1.10)	16.0 (1.00)	53.0	22.4 (2.37)	60.6 (0.87)	68.3 (0.78)
C-10-65	8.0 (1.25)	17.0 (1.07)	63.25	17.4 (3.64)	47.4 (1.33)	58.9 (1.07)
C-10-45	9.0 (1.40)	15.0 (0.94)	63.0	15.1 (4.17)	43.0 (1.47)	57.2 (1.10)
A-08-90	12.0 (1.49)	19.0 (1.23)	58.0	18.7 (3.10)	45.5 (1.27)	56.1 (1.04)
A-10-90	7.0 (0.87)	25.0 (1.62)	67.0	21.2 (3.16)	51.0 (1.31)	61.0 (1.10)
A-13-90	10.0 (1.24)	26.0 (1.68)	68.0	25.5 (2.67)	63.2 (1.08)	71.7 (0.95)
A-10-65	12.0 (1.49)	24.0 (1.55)	64.0	20.1 (3.18)	48.4 (1.32)	60.5 (1.06)
A-10-45	10.0 (1.24)	19.0 (1.23)	68.0	17.6 (3.86)	43.6 (1.56)	58.7 (1.16)
S-10-90	11.0 (1.36)	19.0 (1.23)	65.0	20.1 (3.23)	48.5 (1.34)	58.7 (1.11)

$$\text{せん断ひびわれ荷重: } mP_{c,r} = 2 \times \left\{ \frac{0.065 \cdot k_c (500 + F_c)}{M/Qd + 1.7} \right\} b \cdot j \quad (1)$$

$$\text{最大荷重 計算値1: } P_{u1} = 2 \times \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

$$\text{計算値2: } P_{u2} = 2 \times \{ b \cdot j \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2 \} \quad (3)$$

$$\text{計算値3: } P_{u3} = 2 \times \{ n \cdot a_r \cdot \sigma_{wy} + \tan \theta \cdot (1 - \beta) b D \sigma_B / 3 \}, n = (\ell - 2d_c) / \chi \quad (4)$$

れ荷重は、コンクリートの曲げ引張強度を $1.8\sqrt{F_c}$ として弾性理論で求めた計算値と近似しているが、鉄筋を主筋とした試験体では、実験値が計算値より若干大きくなっている。また、主筋が炭素繊維の場合のせん断ひびわれ荷重は表-3の下欄に示した(1)式(min式)[4]で求めた計算値と近似している。しかし、鉄筋を主筋とした試験体での実験値は計算値より大きく、その値は文献[4]でのmean式に近似している。

最大荷重は、C-13-90試験体を除いてせん断補強筋量が多くなるほど大きくなっている。最大荷重の計算値として、鉄筋コンクリートばかりで一般に用いられている(2)式[4]による値(計算値1)と鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)[3]に示されているせん断強度式(3)式による計算値(計算値2)を表中に示した。計算値2は、トラス機構強度にコンクリートの負担せん断力として塑性理論に基づいたアーチ機構強度を加えることにより部材のせん断強度を求めたものである。実験による最大荷重は、計算値1の2.37~4.17倍(平均3.22倍)、計算値2の0.87~1.56倍(平均1.25倍)となっている。計算値3は、実験結果から、最大荷重時にはコンクリートは圧縮強度近くになっていると仮定し、圧縮強度有効係数 ν を1、トラス機構のコンクリートストラットの部材軸に対する角度 ϕ を 45° 、アーチを形成する有効幅を実験での支圧プレートの幅等を考慮し $D/3$ として(4)式に示すように、アーチ機構による負担せん断力 V_a とせん断補強筋による負担せん断力 V_s の和として求めた。なお、繊維補強筋の負担力 $a_r \cdot \sigma_{wy}$ は、ストラッド1本の破断荷重に収束本数を乗じた値を用いた。

実験値は、C-08-90、C-13-90試験体を除いて計算値3と近似している。破壊面を観察したところ、上記2体の試験体の破壊面を貫通しているせん断補強筋はいずれも1本しかなく、実験値が計算値を下回った原因は、このためと考えられる。そこで、せん断補強筋1本だけを有効として最大荷重を求めると実験値は、それぞれ計算値の0.91, 1.06倍となり、両者は近似する。

3. まとめ

炭素繊維を曲げおよびせん断補強筋とした部材と鉄筋を曲げ補強筋、アラミド繊維あるいは鉄筋をせん断補強筋とした部材の曲げせん断実験から次のことがわかった。

- (1) FRP筋をせん断補強筋とした試験体では、破壊面を貫通する補強筋量に応じてせん断ひびわれ後のせん断剛性は、高くなっている。
- (2) 炭素繊維を曲げ補強筋に用いた試験体は、鉄筋を曲げ補強筋とした試験体に比べて曲げひびわれ発生後のひびわれ幅が大きく、鉛直方向変位が大きくなる。
- (3) せん断ひびわれ発生荷重は、既往の計算方法で評価できる。
- (4) 最大荷重は、アーチ機構によるコンクリートの負担せん断力とトラス機構によるせん断補強筋の負担せん断力の和として評価できる。

謝辞

本実験に当り、炭素繊維およびレジンを御提供頂きました三菱化成(株)に対し感謝いたします。

参考文献

- [1] 例えば、小島克朗、勝俣英雄：炭素繊維の巻き付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強、コンクリート工学年次論文報告集11-1, 1989, pp.861~866
- [2] 例えば、木村耕三：材料・工法'89 進む異素材結合-検証編 煙突耐震補強一、日経アーキテクチャー、1989年10月16日号(第354号), pp.112-114
- [3] 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(案)・同解説
- [4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説