

論文

[2053] 高強度コンクリートを用いた RC 柱の復元力特性に関する研究

正会員○永井 寛 (東京大学大学院)

正会員 小谷俊介 (東京大学建築学科)

正会員 青山博之 (東京大学建築学科)

1. はじめに

鉄筋コンクリート骨組の弾塑性地震応答解析により建物の挙動を把握するためには、骨組を形成する部材の復元力特性を把握する必要がある。現在、一般部材の復元力特性は、普通強度コンクリートに対して菅野⁽²³⁾が提案したひび割れ耐力・降伏耐力・剛性低下率による方法が、また短柱については山口等⁽²⁴⁾が提案した同様な剛性低下率が使われることが多い。しかし、高強度コンクリートを用いた部材の復元力特性について十分に検討されていない。

既往の高強度コンクリートを用いた部材について、ひび割れ耐力、終局耐力についての検討を行なった研究⁽²⁵⁾はあるが、降伏耐力及び剛性低下率に対しては未検討である。そこで、本研究は、高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱部材について降伏耐力及び剛性低下率の検討を行なった。

表-1 各試験体概要

NO	数	F_c	$B \times D$	η_o	M/QD
1	23	160~944	15×20	0.20~0.31	2.5
2	17	377~494	27.5×27.5	0.20~0.60	1.0~2.0
3	1	525	42.5×42.5	0.40	1.235
4	8	353~861	25×25	0.28~0.60	2.0
5	2	917~933	40×40	0.20	2.0
6	3	459~465	22×22	0.38~0.39	1.8~2.8
7	5	467~559	30×30	0~0.40	1.14
8	8	874~1181	20×20	0.25~0.63	2.5
9	23	453~789	25×25	0.25~0.78	2.0
10	2	517	35×35	0.16	1.0
11	2	1160	30×30	0.17~0.33	1.5
12	10	619~1143	25×25	0.23~0.67	1.25
13	3	928	25×25	0.35~0.52	2.0
14	7	1015	25×25	0.35	2.0
15	1	472	27.8×27.8	0.74	1.16
16	4	1326	20×20	0.34~0.47	2.5
17	4	804~820	25×25	0.31~0.45	2.0
18	3	910~980	30×30	0.31~0.43	1.5
19	5	723~744	30×30	0.60	1.33
20	4	795	25×25	0.40~0.60	2.0
21	1	854	25×25	0.35	2.0
22	4	752~773	20×20, 30×30	0.15~0.35	1.5~2.0

NO.: 文献ナンバー 数: 試験体数量 B: 柱幅 (cm)
 F_c : コンクリート強度 (kgf/cm²) D: 柱せい (cm)
 η_o : 軸力比 ($=N_o/B \cdot D \cdot F_c$ N_o : 軸力)
 M/QD : せん断スパン比

2. 検討に用いた実験の概要

検討対象とした柱試験体は、原則として、コンクリート圧縮強度が420kgf/cm²程度以上の高強度コンクリートを使用した矩形断面柱部材で、建研式、大野式、あるいは単純梁形式等の載荷方法により曲げモーメントとせん断力および一定軸力を作用させ、曲げ破壊または曲げ降伏後にせん断破壊あるいは付着破壊したと報告された140体⁽¹⁾⁻⁽²²⁾である。

横補強方法はフープ、スパイラル、中段筋等の横補強筋のみを用いたものとした。試験体の概要を表-1に示す。ただし、対象とした文献中に普通強度コンクリートから高強度コンクリートまで取り扱っているものについては、比較

のために普通強度コンクリートを用いた試験体も対象とした。また、本研究において記載されている実験値とは、参考文献中あるいは各実験者により提供されたデータに基づくものである。

3. 部材降伏の定義

一般に、部材の降伏は、漸増載荷時あるいは荷重-変形関係の包絡線上で剛性が大きく低下する点と定義し、特に曲げ降伏する鉄筋コンクリート部材では、その点が引張降伏する時に対応するので引張鉄筋降伏点とすることが多い。既往の降伏耐力および剛性低下率 α_y も引張鉄筋降伏時を部材降伏点として導かれたものである。しかし、高軸力が作用する柱では圧縮主筋が先に降

伏する場合もあり、また、柱部材の様に多段配筋の場合は、徐々に剛性低下が生じるため、明確な降伏点を定義することは難しい。そこで、本研究においては、部材の荷重－変形関係の包絡線において誤差を最小にする3本の線分で近似し、降伏点を定義することにした。(図-1)

降伏点の算出方法は、以下の手順による。初期剛性は、鉄筋を考慮した曲げ剛性およびせん断剛性を考慮した部材としての理論値を用いる。降伏後剛性は、構造物に予想される最大変形を参考にし、部材角 $1/100$ radにおける接線剛性を第三勾配として仮の降伏点を算出する。つぎに、この仮降伏点変形と $1/100$ radとの中間点と、 $1/100$ radにおける包絡線上の点を結ぶ直線を第三勾配として改めて降伏点を算出し直す。

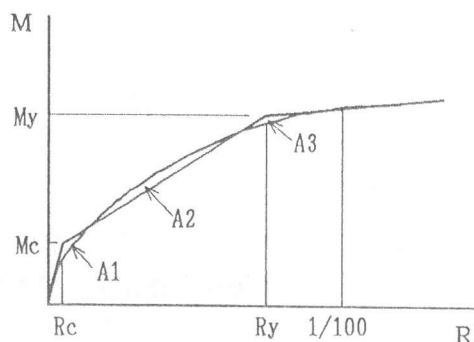


図-1 包絡線の置換

降伏点の算出は、図-1に示す様に、実験から得られた包絡線について初期剛性、降伏後剛性が与えられるものとし、吸収エネルギー量が等しく、誤差が最小($m_{in}A_2$)になる条件からひび割れ耐力と降伏点を算定した。ただし、この時点で算出されるひび割れ耐力は、応答解析ではひび割れ点より降伏点の方が重要であるため、変換時に初期剛性とひび割れ耐力による吸収エネルギーの誤差をできる限り少なくし、降伏点を的確に算出するために、便宜的な値となる。

変形角を $1/100$ radとしたのは、終局強度型設計指針⁽²⁶⁾における設計用限界変形角が $1/100$ radであり、また一般に通常の部材は $1/200$ rad程度で降伏することから定めた。再度降伏点を算出するのは、実験の包絡線との適合を良くするためである。なお検討対象試験体のうち、 $1/100$ radまでに十分に剛性の低下が生じていた試験体は137体であった。

4. 降伏耐力の検討

以上により定義される変換降伏耐力(変換値: cMy)、実験における主筋降伏耐力(実験値: eMy)および危険断面位置を想定した曲げ解析降伏耐力(解析値: aMy)の関係を図-2～4に示す。なお、荷重－変形関係は、断面寸法の影響を取り除くために、 M/BD^2 (t/m^2) および変形角 R (rad) として取り扱った。曲げ解析は、平面保持を仮定し、コンクリートモデルにはModified Kent-Park Model⁽²⁷⁾を用い、コア部分とかぶり部分にはそれぞれコンファインドモデルおよびプレーンモデルを適用した。プレーンコンクリートの最大耐力時歪は境⁽²⁸⁾が提案した(1)式を用いた。鉄筋モデルは完全弾塑性モデルを使用した。なお、文献中に鉄筋およびコンクリートのヤング係数が示されていない場合にはそれぞれ 2.1×10^5 kgf/cm²、(2)式とした。また、曲げ解析の降伏は、1段目の主筋引張降伏または圧縮降伏、あるいはコンクリート圧壊を考慮したが、本研究では、コンクリート圧壊は、コアコンクリート圧縮端が拘束コンクリートの最大歪に達する時と考えた。

$$\varepsilon_m = 2.0 \times 10^{-6} \cdot F_c + 0.0012 \quad (1)$$

$$E_c = 10600 \sqrt{F_c} + 70000 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad F_c: \text{コンクリート強度} \quad (2)$$

変換降伏耐力 (cMy) と実験降伏耐力 (eMy) 関係 : 図-2 (a)は、変換降伏耐力－実験降伏耐力関係、つまり剛性低下点と主筋降伏点の関係を示すものである。全体の傾向としては、変換値が $1000 t/m^2$ 程度までの試験体はほぼ傾きが1であるが、 $1000 t/m^2$ を越えると、特に、◎で示した試験体(圧縮降伏先行型、 $cMy/BD^2 \geq 1000 t/m^2$ 、コンクリート圧縮強度 > 600 kgf/cm²、軸力

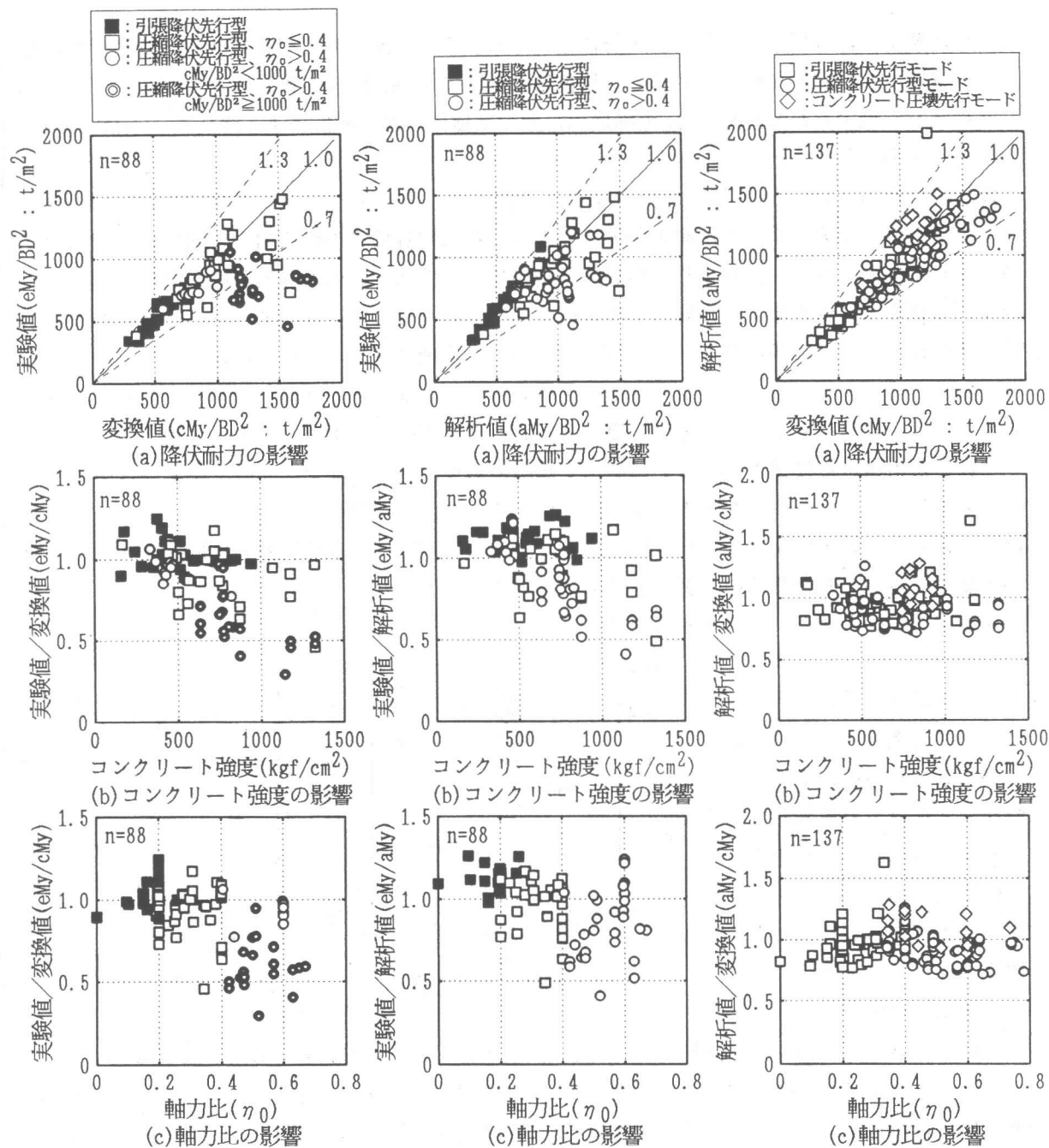


図-2 変換降伏耐力-実験降伏耐力関係

図-3 解析降伏耐力-実験降伏耐力関係

図-4 変換降伏耐力-解析降伏耐力関係

比 >0.4)では、変換値つまり剛性低下時の耐力より低い時点で主筋の圧縮降伏が生じている。この様な試験体では、圧縮鉄筋降伏後も大きな剛性低下を生じずに耐力が上昇する現象がみられる。また、同図 (b), (c)は、それぞれコンクリート強度、軸力比の影響を示したものであるが、コンクリート圧縮強度が大きくなるほど、また、軸力比が大きくなるほど、実験値/変換値は減少する傾向にある。ただし、引張降伏先行型は、実験値/変換値はほぼ1であり、主筋降伏耐力と急激な剛性低下時の耐力は概ね一致している。

解析降伏耐力 (aMy) - 実験降伏耐力 (eMy) 関係 : 図-3 (a)は、解析降伏耐力-実験降伏耐力関係を示したものである。傾向的には変換値-実験値関係とはほぼ同じであるが、圧縮降伏先行型で、軸力比が0.4より大きい試験体では、同図(b)に見られる様に、コンクリート強度が大

きいほど解析値より早期に主筋が圧縮降伏している。これに対して、引張降伏先行型の試験体では、ほぼ解析値は実験値の下限に値し、解析値はほぼ安全側に降伏を推定できている。なお、図-3に示した軸力比が0.4以下の圧縮降伏先行型の試験体の曲げ解析による降伏モードは、多くの試験体で引張降伏先行モードとなった。

解析降伏耐力 (aMy) - 変換降伏耐力 (cMy) 関係 : 図-4 (a)は、全試験体137体を対象にして解析降伏耐力-変換降伏耐力関係、つまり、断面解析結果の降伏耐力と剛性低下耐力の関係を示したものである。これより、断面解析結果は、剛性低下点の±30%以内に99%の試験体が含まれる精度で、解析値/変換値の平均値は全体で0.95となった。降伏モードによる分布は、引張降伏先行モードは試験体数 $n=56$, 平均値 $m=0.96$, 変動係数 $v=0.14$ 、圧縮降伏先行モードは $n=67$, $m=0.91$, $v=0.12$ 、コンクリート圧壊先行モードは $n=14$, $m=1.09$, $v=0.11$ である。これより、引張降伏先行モードでは、概ね解析値と変換値は一致する。一方、圧縮降伏先行モードでは、解析値は変換値より小さい値を示す傾向にあり、逆に、コンクリート圧壊先行モードでは、変換値に対して解析値が大きくなる傾向にある。また、同図(b)、(c)より、コンクリート強度、および軸力比の影響は見られない。以上より、曲げ解析による降伏耐力は剛性低下耐力を概ね評価できるが、多段配筋の影響や、特にコンクリート圧壊先行モードにおけるコンクリートモデルの影響等を考慮し、検討する必要がある。

5. 降伏変位の検討

5.1 既往の剛性低下率の検討

図-5 (a)(b)は、主筋が引張降伏する部材を対象として、菅野および山口等により提案された剛性低下率 α_y の算定式 (3) 式、および (4)~(6) 式) を、高強度コンクリートを用いた柱部材に適用した場合の α_y と、変

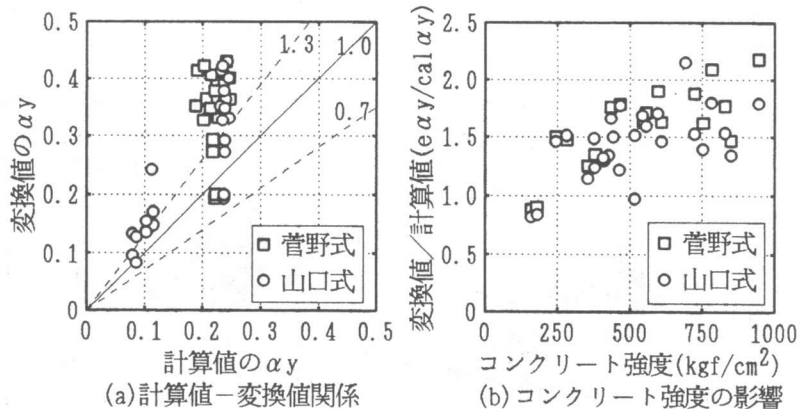


図-5 剛性低下率 α_y の検討

換値による α_y の関係および変換値/計算値-コンクリート強度関係を示している。これより、コンクリート強度が大きくなるほど、変換値/計算値が大きくなる傾向にある。これは、既往提案式は、普通強度コンクリート部材の実験結果について回帰分析法を用いて、各因子の係数を決定したものであり、試験体の各因子の対象範囲外の試験体については、誤差が生じるという性質によるためであると思われる。従って、高強度コンクリートを用いた場合には、既往の剛性低下率算定式では、剛性低下点を予想できない。これより、高強度コンクリートを用いた柱部材についても適用できるような降伏変位推定法が必要となる。

$$\begin{aligned}
 2 \leq M/QD \leq 5 & \quad \alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33 \eta_o) (d/D)^2 & (3) \\
 M/QD \leq 3.0 & \quad \alpha_y = (-0.02609 + 0.17640 \cdot n \cdot p_t + 0.10721a/D + 0.14856 \eta_o) (d/D)^2 & (4) \\
 M/QD \leq 2.5 & \quad \alpha_y = (-0.05545 - 0.12500 \cdot n \cdot p_t + 0.14089a/D + 0.09147 \eta_o) (d/D)^2 & (5) \\
 M/QD \leq 2.0 & \quad \alpha_y = (-0.03362 - 0.19358 \cdot n \cdot p_t + 0.12709a/D + 0.10757 \eta_o) (d/D)^2 & (6)
 \end{aligned}$$

5.2 降伏変位の検討

降伏変形を簡略把握するために、以下の様な仮定に基づき計算降伏変形を算出した。まず、断面解析による降伏時の耐力 aMy および曲率 $a\phi_y$ より、降伏時の剛性 $(EI)_{cr}$ を算出する。変形は、

(EI)_{cr}を考慮した曲げ変形(R_b)、せん断変形(R_s)、および主筋の拔出しによる変形(R_p)の和とする((7)式)。ただし、曲げ変形とせん断変形の比は、弾性時の比と同じとする。主筋の拔出しは、スタブからの主筋の拔出しと考え、松本等⁽²⁰⁾により提案された相対引抜け量算定法を適用した。つまり、図-6に示すように主筋の歪分布が長さ Le に三角形分布すると仮定することにより、主筋の拔出しによる変形を算定する。

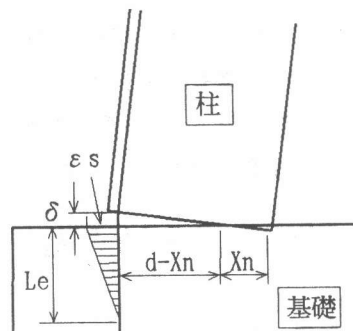


図-6 主筋の拔出し量算定モデル

$$R = R_b + R_s + R_p = \frac{M_y \cdot L}{3(EI)_{cr}} + \frac{\kappa \cdot M_y}{A \cdot (G)_{cr} \cdot L} + \frac{\varepsilon_s \cdot Le}{2(d-X_n)} \quad (7)$$

M_y :降伏モーメント、 L :せん断スパン、(EI)_{cr}:曲げ剛性、(G)_{cr}:せん断剛性、 κ :形状係数(=1.2)、 ε_s :最外端引張主筋の歪(図-6)、 $(d-X_n)$:中立軸までの距離
 Le :引張主筋の歪分布長さ [= $d_b \cdot \sqrt{2.065 \times 10^6 \cdot (E_s \cdot \varepsilon_s^2 / F_c)}$]
 E_s :主筋のヤング係数、 F_c :コンクリート強度、 d_b :主筋径

以上より算出される計算降伏変形角と変換降伏変形角関係を図-7に示す。計算値/変換値の平均値は、引張降伏先行モード、圧縮降伏先行モード、コンクリート圧壊先行モードの順に0.93, 0.68, 1.33となった。引張降伏先行モードは、平均値としては良い値を示したがばらつきが大きい。また、圧縮降伏先行モードは、全体的に推定値は変換値を小さく評価したのに対して、コンクリート圧壊先行モードは、推定値は変換値を大きく評価する結果となった。

同図(b)は、降伏耐力の誤差をできる限り少なくするために、降伏時の剛性として検討したものである。剛性関係は、変形角関係に比べばらつきが少なくなっている。降伏モードによる違いは、引張降伏先行モードは概ね良い対応を示したが、圧縮降伏先行モードおよびコンクリート圧壊先行モードは、ばらつきが大きく、再検討する必要がある。

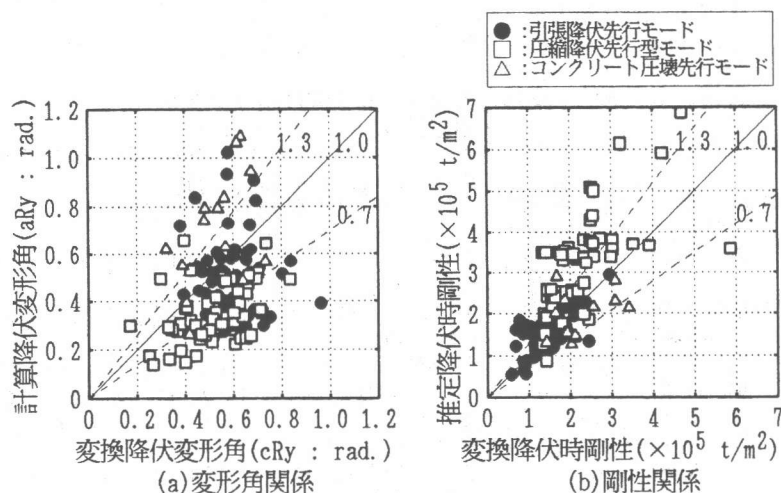


図-7 降伏変形の検討

6. まとめ

部材降伏点を剛性が急激に低下する点と定義し、荷重-変形関係の包絡線を3本の線分により変換して得られる変換降伏点と、実験における主筋降伏点および断面の曲げ解析による降伏点の関係を比較した結果、以下のことがわかった。

- ①剛性低下点は、特に、軸力比が0.4より大きく、コンクリート強度が600kg/cm²程度より大きい試験体を除けば、実験における主筋降伏点と概ね良い対応を示した。
- ②軸力比が高いほど、またコンクリート強度が高いほど剛性低下耐力に対して早期に主筋の降伏が見られるが、剛性低下点まで耐力は上昇する。

- ③断面曲げ解析による降伏耐力は剛性低下点を概ね評価できるが、多段配筋の影響や、特にコンクリート圧壊モードにおけるコンクリートモデルの影響等を考慮し、検討を行なう必要がある。
- ④既往の剛性低下率 α_y 算定式は、コンクリート強度が大きくなるほど誤差が増大する傾向にあり、高強度コンクリートを用いた場合には適用できない。

謝辞 本研究に、貴重な実験データを御提供頂きました皆様方に、慎んで感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 林静雄、鄭憲秀他：高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート柱の曲げ強度と変形状に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 2, 1980, pp. 269-272
- [2] 菅野俊介、長島俊雄他：超高層鉄筋コンクリート建造物の柱および架構に関する実験的研究、竹中技術研究報告 第35号、pp. 17-36、1986. 5
- [3] 町敏広、吉崎明弘他：超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震設計（その3、4）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）昭和62年10月、pp. 311-314
- [4] 木村秀樹、菅野俊介他：高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱及び梁の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 10-3、pp. 227-232、1988
- [5] 来田義弘、坂口昇他：超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）昭和63年10月、pp. 697-700
- [6] 中田浩之、鈴木計夫他：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いたRC柱部材の荷重-変形特性、コンクリート工学年次論文報告集 11-2、pp. 455-460、1989
- [7] 磯健一、柳沢延房：高軸力下における鉄筋コンクリート短柱に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 11-2、pp. 465-470、1989
- [8] 六車熙、渡辺史夫他：高強度コンクリートの鉄筋コンクリート靱性柱への適用に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 11-2、pp. 293-298、1989
- [9] 山本俊彦、本田義博他：高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究（その1～3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）1989年10月、pp. 739-744
- [10] 寺岡勝、宗村美貞他：超高層鉄筋コンクリート建物に用いる構造部材に関する実験的研究（その1）、フジタ工業技術研究所報 第25号、pp. 61-66、1989
- [11] 中江晃彦、倉本洋他：1200キロ級のコンクリートを用いたRC柱部材のせん断破壊性状、コンクリート工学年次論文報告集 12-2、pp. 357-362、1990
- [12] 金田和浩、黒羽健嗣：高軸力を受ける高強度RC柱の弾塑性性状、コンクリート工学年次論文報告集 12-2、pp. 411-416、1990
- [13] 黄楷、李康寧他：高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形能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 12-2、pp. 427-432、1990
- [14] 境有紀、日比純一他：高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 12-2、pp. 445-450、1990
- [15] 阿満重幸、白井伸明他：高軸力および変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形状、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp. 339-344、1991
- [16] 西山峰広、藤村孝暢他：高強度コンクリートと横拘束筋を用いた鉄筋コンクリート柱の力学性状、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp. 409-414、1991
- [17] 加藤大介：高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp. 415-420、1991
- [18] 日比純一、美原義徳他：高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ降伏後のせん断変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp. 427-432、1991
- [19] 藤原敏夫、狩野芳一他：高強度コンクリートを用いたRC短柱の力学性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp. 433-438、1991
- [20] 平石久廣、勅使川原正臣他：高軸方向力を受ける柱の曲げ変形性能（主として曲げ圧壊）に関する研究、平成元年度構造性能分科会報告書、pp. 4-2-1 - 4-2-15、平成2年3月
- [21] 平石久廣、上之園隆志他：変動軸力と二方向曲げ応力を受ける柱の曲げ性能に関する研究、平成2年度構造性能分科会報告書、pp. 4-3-1 - 4-3-16、平成3年3月
- [22] 日比純一、小谷俊介他：高強度コンクリートを用いたRC柱の変形性能に及ぼす軸力の影響、コンクリート工学年次論文報告集、1992、投稿中
- [23] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学学位論文、昭和45年12月
- [24] 山口育雄、東端泰夫：鉄筋コンクリート短中の崩壊防止に関する総合研究 その48 初ひび割れ時および降伏時の剛性、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）昭和52年10月、pp. 1507-1508
- [25] 境有紀、遠藤芳雄他：高強度コンクリートを用いたRC部材の耐力と耐力算定式、コンクリート工学年次論文報告集 11-2、pp. 121-126、1989
- [26] 日本建築学会：鉄筋コンクリート建造物の終局強度型設計指針・同解説
- [27] R. Park, M. J. Nigel Priestley and W. D. Gill : Ductility of Square-Confined Concrete Column, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, April, 1982, pp. 929-950
- [28] 境有紀：横拘束された高強度コンクリートの構成則、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp. 43-48、1991
- [29] 松本進、出口秀史：鉄筋とコンクリートの相対引抜け量の算定方法について、コンクリート工学Vol. 24, No. 8, Aug. 1986, pp. 115-125