

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁架構の構造性能

金本清臣

(技術研究所)

山野辺宏治

(技術研究所)

香田伸次

(技術研究所)

§ 1. はじめに

近年、大都市圏ならびにその近郊では高層住宅に対するニーズが高まっており、その階数もより高層化する傾向にあることから高強度材料を用いた高層建物の建設が普及している。また、高層住宅の基準階平面も構設計画重視の整形な平面形から、居住性重視の比較的不整形な平面形へと多様化しつつある。そのため、高層住宅の柱、梁等の主要構造部材は高層化による建物重量の増加や平面形状の不整形性による応力集中などに伴い、より厳しい応力条件下で設計されつつある。このような背景から、昭和63年より5年間にわたり建設省の総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物の超軽量・超高層化技術の開発（NewRC）」が実施され、600kgf/cm²以上の高強度コンクリートを用いた超高層RC造の実用化が進みつつある。

このような動向を鑑み、筆者らは高強度材料（ $F_c = 600\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_y = 13,000\text{kgf/cm}^2$ 級）を用いたRC造建物の変形性状および耐力、剛性について構造性能を確認する構造実験を行った。

本報では前報1)に引き続き、梁部材の設計に資する構造性能を確認するために柱梁架構試験体を用いて行った構造実験の結果について報告する。

とくに、本報では本実験結果に基づいて以下の項目について確認および検討を行い、従来の構造性能の評価方法の適用性について検討を行った。

- 1) 梁の曲げ耐力算定の際に考慮するスラブ有効幅の取り方の妥当性
- 2) 梁の曲げ耐力算定式（略算式）の妥当性
- 3) 梁の復元力特性（包絡線）算定時における剛性低下率（菅野式による）の妥当性
- 4) 接合部内への梁主筋の通し定着における付着性能

§ 2. 実験方法

2.1 試験体

柱梁接合部の試験体一覧を表-1に示す。試験体は中柱および隅柱を含む箇所を取り出した柱梁接合部十形（試験体No.7）およびト形（試験体No.8）の計2体で、加力装置および油圧ジャッキ等の能力から2/5の縮尺モデルとした。試験体の部材寸法、配筋等は32階建てRC純ラーメン構造の集合住宅を想定した試設計に基づいて決定した。試験体のスラブ有効幅は想定建物における設計上のスラブ有効幅1,820mmに対して、730mmとした。

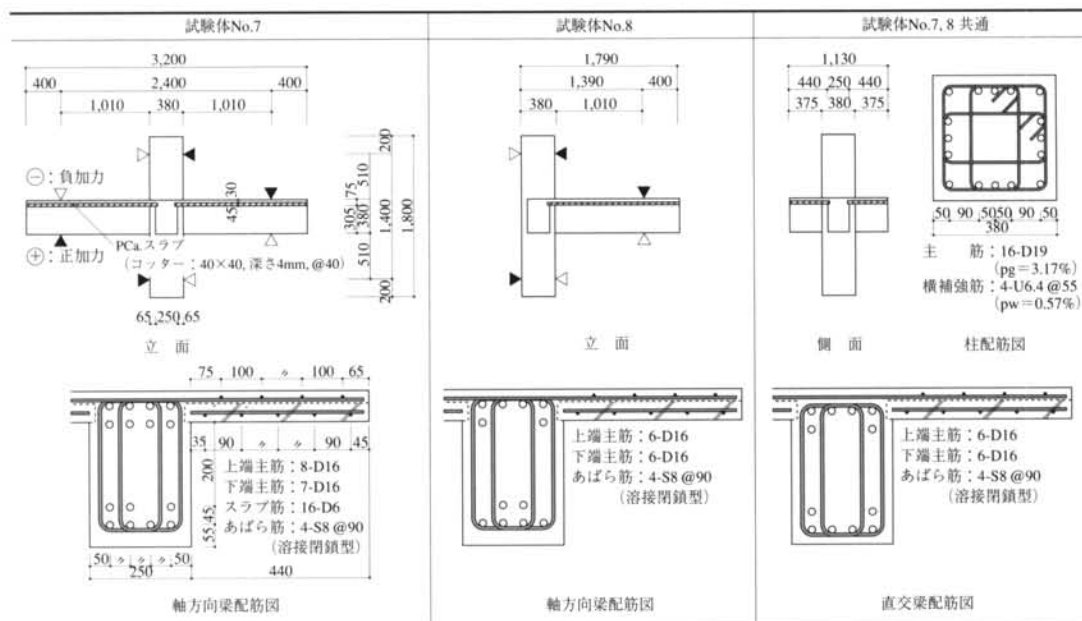
施工の合理化を図るため、スラブにはハーフプレキャスト（以下、ハーフPCa.）スラブ（下端スラブ筋はプレキャスト部内で完結）を、梁には溶接閉鎖型あばら筋を採用した。

2.2 使用材料

使用した材料強度としては、柱および梁コンクリートに設計基準圧縮強度 $F_c = 600\text{kgf/cm}^2$ 、スラブコンクリートに $F_c = 300\text{kgf/cm}^2$ 、柱および梁主筋に高強度鉄筋SD490、せん断補強筋に超高強度せん断補強筋（柱横補強筋：SBPDN1275/1420（ウルボン）、あばら筋、柱梁接合部内あばら筋：KSS80（ストロングフープ））を、スラブ筋に普通強度鉄筋SD295Aを用いた。これらの使用材料定数を表-2に示す。

2.3 加力および測定方法

加力は上下柱の各反曲点位置をピンローラを介して油圧ジャッキで固定し、梁の反曲点位置に梁の変形が逆対象となるよう正負交番繰り返し載荷を行った（加力点については、表-1を参照）。加力時の制御は架構としての層間変形角 R （単位：rad.）で行い、スラブ圧縮側を正加力、引張側を負加力とした。各変形角の定義を図-1に示す。



表一 試験体一覽

(単位: mm)

(a) コンクリート

使用部位	圧縮強度	ヤング係数 ($\times 10^3$)	ポアソン比
上柱	638	4.28	0.232
下柱, 梁	748	4.19	0.227
PCa.スラブ	387	3.10	0.220

(b) 鉄筋

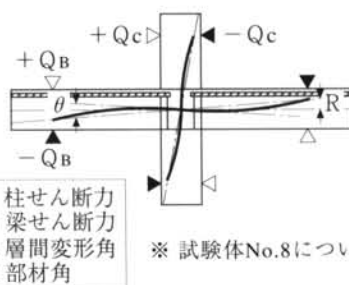
使用部材 (呼び名)	降伏強度	引張強度	ヤング係数 ($\times 10^4$)
柱主筋 (D19)	5,311	7,161	1.97
梁主筋 (D16)	5,782	7,444	—
柱横補強筋 (U6.4)	13,949	14,500	2.08
梁あばら筋 (S8)	8,947	10,597	—
スラブ筋 (D6)	3,880	5,110	—

表二 使用材料定数

(単位: kgf/cm²)

加力サイクルは, 両試験体とも $R=1/400$ で1回繰り返した後, $R=\pm 2/400, \pm 4/400$ でそれぞれ3回, $\pm 6/400$ で2回, $\pm 8/400$ で3回, $\pm 10/400, \pm 14/400$ でそれぞれ2回繰り返した。 $\pm 20/400$ 以降は最終破壊に至るまで加力を行った。

試験体 No.7 (十形) の柱には, 203tonf ($= 0.2 \times$ (柱断面積) \times (上下柱の平均 σ_B)) の定軸力を導入したが, 試験体 No.8 (ト形) の柱には梁主筋の定着に対して不利な条件下での実験データを得るために軸力を導入しなかった。ただし, 両試験体の柱には梁へ



※ 試験体No.8についても同様

図一 各変形角の定義

の加力による反力が生じる。

計測は梁への外力および各部の変形（梁の曲げ変形、PCa.部材のずれ）、各部の鉄筋（柱および梁主筋、あばら筋、柱梁接合部内あばら筋、スラブ筋）のひずみについて行った。

§ 3. 実験結果および考察

3.1 実験結果の概要と荷重変形関係

柱せん断力 Q_c - 層間変形角 R 関係を図-2 に示す。概ね両試験体ともに最初梁に曲げひび割れが発生した後、梁にせん断ひび割れが発生し、梁の1段目および2段目の主筋（上端引張時）が降伏した後最大耐力に達した。その後も急激な耐力低下は認められなかった。

ただし、試験体No.7については正加力（上端引張時）の最大耐力へ向かう途中、梁の1段目および2段目の主筋が下端引張となる側において降伏した。試験体No.8においては、柱の近傍からスラブ端へ向かってスラブ片側に生じたひび割れが加力に伴い大きく進展し最終破壊に至った。

3.2 変形成分

各試験体の各部位（柱、梁、接合部）の変形成分の比率の推移を図-3 に示す。

試験体No.7,8の正加力およびNo.8の負加力（下端引張時）においては、大変形時に至るまで終始梁の変形が支配的であった。試験体No.7の負加力においては $R = 20/1000\text{rad}$. 時に一時的に接合部の変形が増大した。

各試験体の梁の全体変形に占める曲げおよびせん断変形成分の比率の推移を図-4 に示す。

試験体No.7の左右梁がともに上端圧縮側となる場合の変形分布は、曲げ変形が全体変形の約8割を占めているのに対し、左右梁が下端圧縮側となる場合の変形分布は、曲げ変形が全体変形の約6割を占めている。また、試験体No.7の上端圧縮側となる左右梁の変形が、 $R = 50/1000 \sim 60/1000\text{rad}$. の時点まで伸びているのに対し、試験体No.7の下端圧縮側となる左右梁の変形は、 $R = 20/1000\text{rad}$. までしか進まなかった。

以上のことから、梁の変形は曲げ変形が支配的であり、その破壊モードは曲げ破壊であることが分かった。

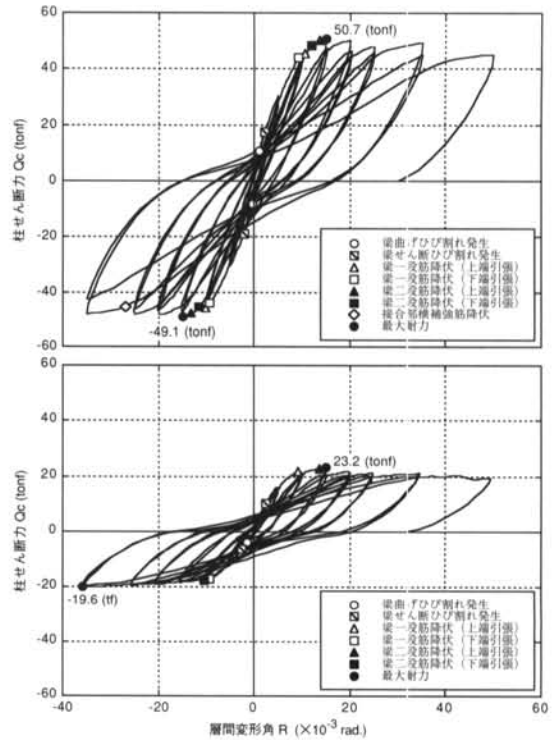
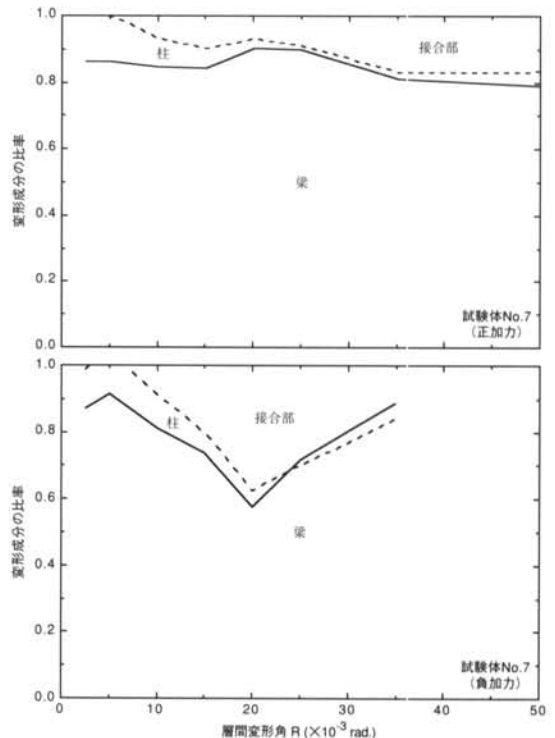


図-2 柱せん断力 Q_c - 層間変形角 R 関係



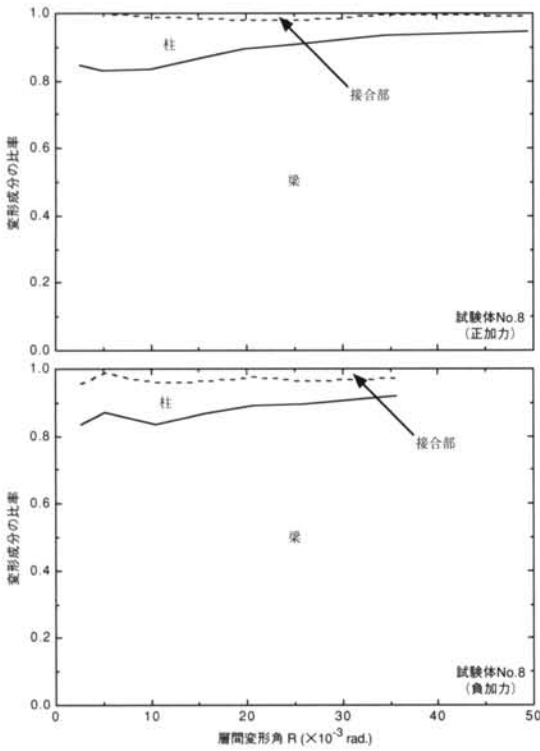


図-3 各部位の変形成分の推移

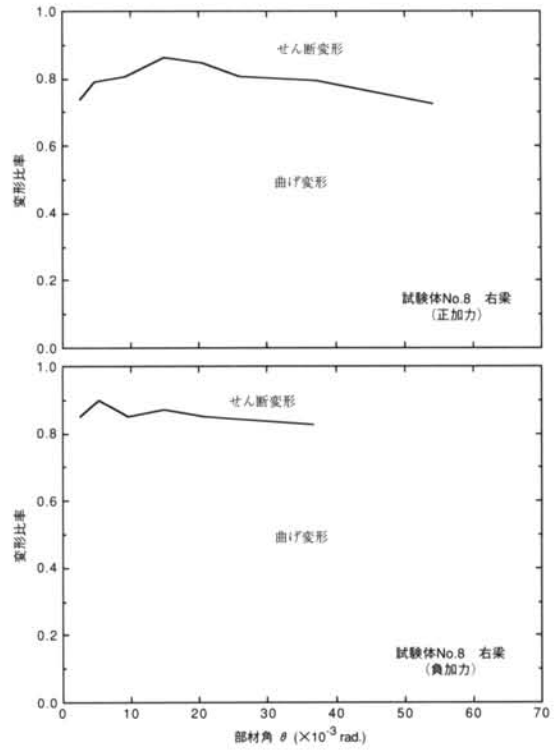
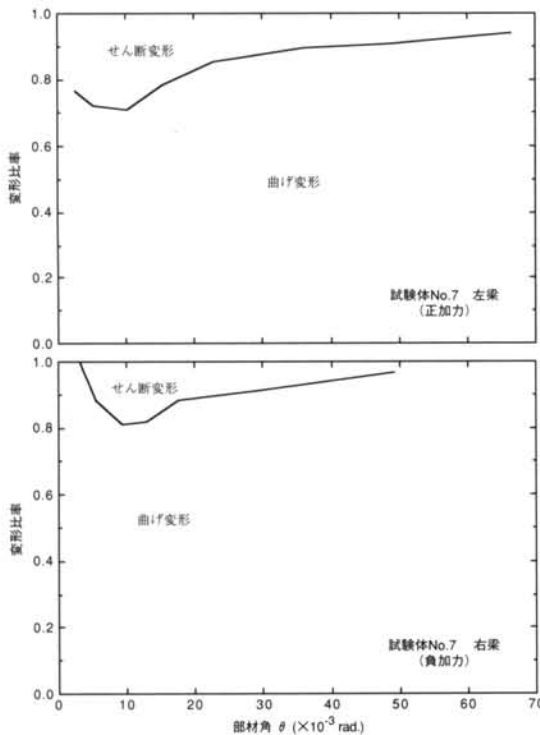


図-4 曲げおよびせん断変形成分比率の推移



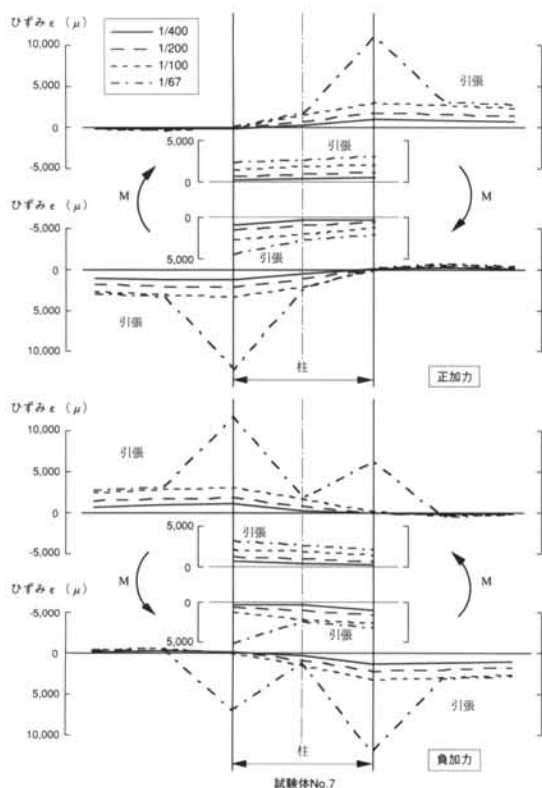
3.3 各部のひずみ分布

試験体No.7を代表例に接合部内梁主筋のひずみ分布の推移を図-5に示す。R=1/67rad.時点における梁端部の梁主筋には梁主筋降伏ひずみ2,753 μ に対して10,000 μ のひずみが生じており、柱中心軸付近の梁主筋には降伏ひずみに近い3,000 μ のひずみが生じた。また、履歴曲線についても極端なスリップ減少は見られなかった。本結果から本実験における梁主筋の定着長さは十分であったと考えられる。

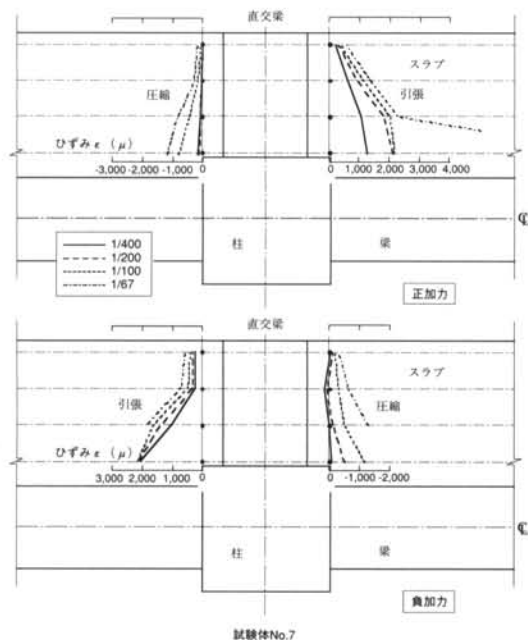
ここで参考までに、本試験体について北山らが文献2)で $\sigma_B = 245 \sim 525 \text{ kgf/cm}^2$ の実験結果に基づいて提案した梁主筋付着指標 η (式(1)参照)の算定を試みた。その結果、本試験体では $\eta = 4.45$ となり北山らの提案した設計用制限 $\eta \leq 4.5$ を満足していることが分かった。

$$\eta = db \cdot \sigma_y / 2hc \cdot \sqrt{\sigma_B} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、
 db: 梁主筋径 (cm)
 hc: 柱幅 (cm)



図一五 接合部内梁主筋のひずみ分布の推移



図一六 上端スラブ筋のひずみ分布の推移

σ_y : 梁主筋の降伏点 (kgf/cm²)

σ_B : コンクリートの実圧縮強度 (kgf/cm²)

さらに、この場合の評価ベースである $R = 1/50\text{rad}$ の負加力時 2 回目サイクルにおける梁の等価粘性減衰数 Heq (実験値) は、0.142 (試験体 No.7 の左右梁の平均値) で許容値 0.1 を上回っていることから、本実験における梁主筋の定着長さは十分であったと考えられる。

試験体 No.7 の上端スラブ筋のひずみ分布の推移を図一六に示す。 $R = 1/100\text{rad}$ までのスラブ筋のひずみ分布は、梁からの距離に対し圧縮、引張とも線形的であった。最大耐力時である $R = 1/67\text{rad}$ においても、梁近傍のスラブ筋が引張降伏している以外は $R = 1/100\text{rad}$ までと同様に線形的な分布であった。また、スラブ端付近のスラブ筋のひずみは全般的に小さく、 $R = 1/67\text{rad}$ においても 500μ 程度であった。

以上のことから、本試験体について曲げ耐力に至るまでの現象を解析する場合、スラブ有効幅 $B (= b + 2ba)$ (b : 梁幅, ba : 協効幅) は本想定建物の設計上の有効幅とすれば良いことが確認できた。すなわち、 $B = b + 2ba = ba + 2 \times 0.1L^3$ (L : スパン長 (mm)) で本試験体の場合、載荷点間距離の $2,400\text{mm} = 250 + 2 \times 0.1 \times 2,400 = 250 + 2 \times 240 = 730\text{mm}$ となる。

3.4 曲げ耐力

両試験体の曲げ耐力算定結果を表一三に示す。梁の曲げ耐力 My の算定にあたっては、式(2)によった。

$$My = 0.9at \cdot \sigma_y \cdot d \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

at : 引張鉄筋の断面積 (cm²)

σ_y : 引張側梁主筋の降伏点 (kgf/cm²)

d : 梁の有効せい (cm)

試験体 No.7 の梁の曲げ耐力実験値 (危険断面におけるフェイスモーメント) は上端引張時が約 $31\text{tonf}\cdot\text{m}$ 、下端引張時が約 $27\text{tonf}\cdot\text{m}$ であった。曲げ耐力算定値はそれぞれ $29.7\text{tonf}\cdot\text{m}$ 、 $21.9\text{tonf}\cdot\text{m}$ となるので、実験値/計算値は上端引張時で 1.04、下端引張時で 1.29 となる。とくに下端引張時では、スラブの存在により応力中心間距離が若干大きくなり、耐力が上昇したものと考えられる。

試験体名	加力方向	実験値 (tonf・m)	計算値 (tonf・m)	実験値/計算値
No.7	正	31.0	29.7	1.04
	負	27.0	21.9	1.29
No.8	正	28.0	23.5	1.20
	負	23.0	19.1	1.20

表一 3 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

試験体No.8の梁の曲げ耐力実験値は上端引張時が約28.0tonf・m、下端引張時が約23.0tonf・mであった。曲げ耐力算定値はそれぞれ23.5tonf・m、19.1tonf・mで、実験値/計算値は上端下端とも約1.2となることから、いずれも安全側の評価を与えることが分かった。

3.5 梁部材の復元力特性

両試験体について梁部材の復元力特性の設定を行った。なお、設定に用いたパラメータである剛性低下率 α 、曲げひび割れ耐力 M_c は、式(3)、(4)のとおりである。

$$\alpha = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a / D + 0.33 \eta_0) \cdot (d / D)^2 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

- n : ヤング係数比
- pt : 引張鉄筋比
- a : シアスパン
- η_0 : 軸力比
- d : 梁の有効せい (cm)
- D : 曲げ材の全せい (cm)

$$M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e \dots\dots\dots (4)$$

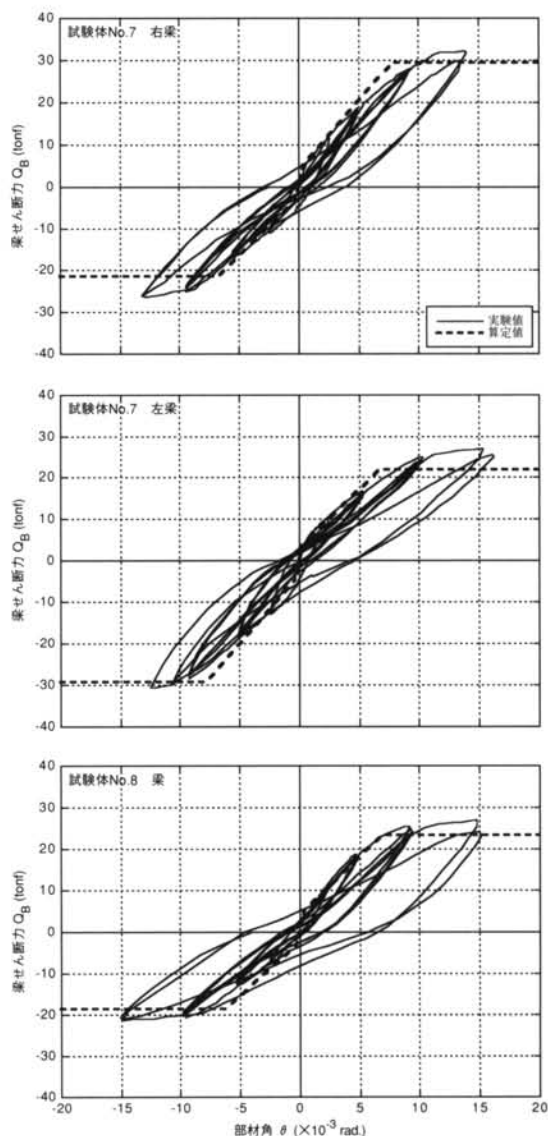
ここに、

- F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)
- Z_e : 断面係数 (cm³)

初期剛性Kの算定にあたっては、スパンの0.1相当の協力幅と部材のせん断変形を考慮した。曲げ降伏耐力算定時には協力幅部のスラブ上端筋のみを、上端引張時の剛性低下率を算定する際の引張鉄筋比 pt にはスラブ筋を考慮した。

試験体No.7,8の復元力特性の算定結果と実験結果を図一7に示す。両試験体とも復元力モデルに Tri-linear model を採用することで、実験値と解析値とが

概ね良い対応を示すことが分かった。



図一 7 復元力特性の算定結果と実験結果

部 材	コンクリート (kgf/cm ²)			鉄筋 (D16) (kgf/cm ²)
	ヤング係数	実圧縮強度	実割裂強度	降伏強度
PCa.スラブ	3.10×10 ⁵	387	35.4	5,282
梁 部 材	4.19×10 ⁵	748	49.2	

表-4 曲げ解析に用いた材料定数

3.6 除荷時剛性低下指標

梁の復元力モデルの設定にあたっては、武田モデルを用いた。スケルトンは前節のように設定した。

試験体No.7を代表例に、繰り返し則に関する除荷時剛性低下指標 β を実験で得られた等価粘性減衰定数の推移から求めた(図-8)。

その結果、 $\beta = 0.5$ の時の復元力モデルが実験から得られた復元力モデルに最も良く対応することが確認できた。

3.7 ファイバーモデルによる断面曲げ解析

ファイバーモデルによる断面曲げ解析を平面保持の仮定のもとで行った。解析に際し、断面を有限の要素に分割した。

解析に用いた断面分割、使用材料の応力ひずみ関係を図-9に、材料定数を表-4に示す。スラブの有効幅については3.3節での検討の結果、試験体の全幅1,130mmに対して730mmとした。

実験値と比較するにあたり、危険断面から50mm(区間中央位置:25mm)および50~100mm(区間中央位置:100mm)の2区間を選定し、とくに危険断面近傍の区間では平均曲率の算定の際に区間長さを $D/4$ (D :曲げ材の全せい(cm))だけ付加して行なった。また、曲げモーメントは区間中央における曲げモーメントとした。

$R = 1/50$ までの正加力(上端引張)時における試験体No.7の左梁および試験体No.8の区間中央曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係の実験値と解析値との比較を図-10に示す。

危険断面から100mmまでの区間における曲げ耐力は解析値とほぼ一致しているが、危険断面から50mmまでの区間における曲げ耐力は初期剛性までしか解析値と一致していない。これは、梁主筋の抜け出しによるものと考えられる。

今後、梁主筋の抜け出し等による剛性低下の現象を考慮した曲げ解析方法の検討が必要である。

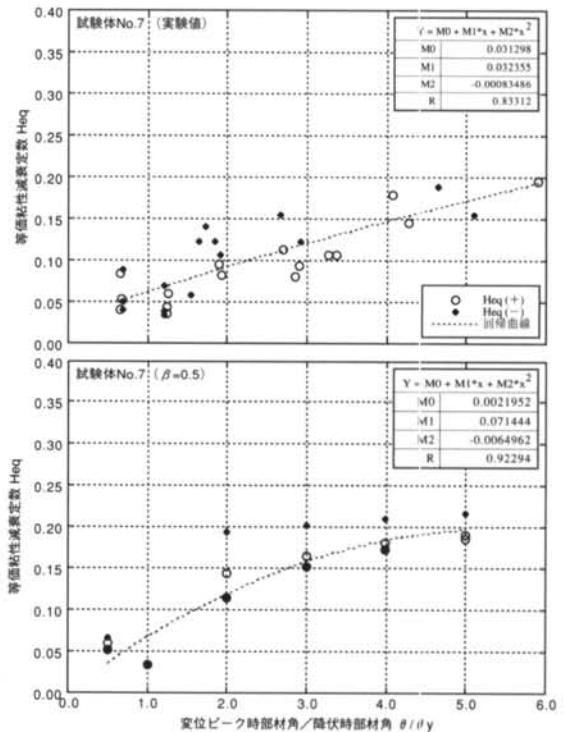


図-8 等価粘性減衰定数による除荷時剛性低下指標(β)

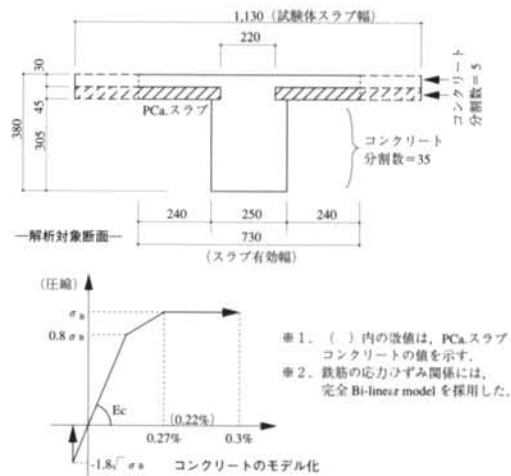


図-9 曲げ解析に用いたコンクリートモデル

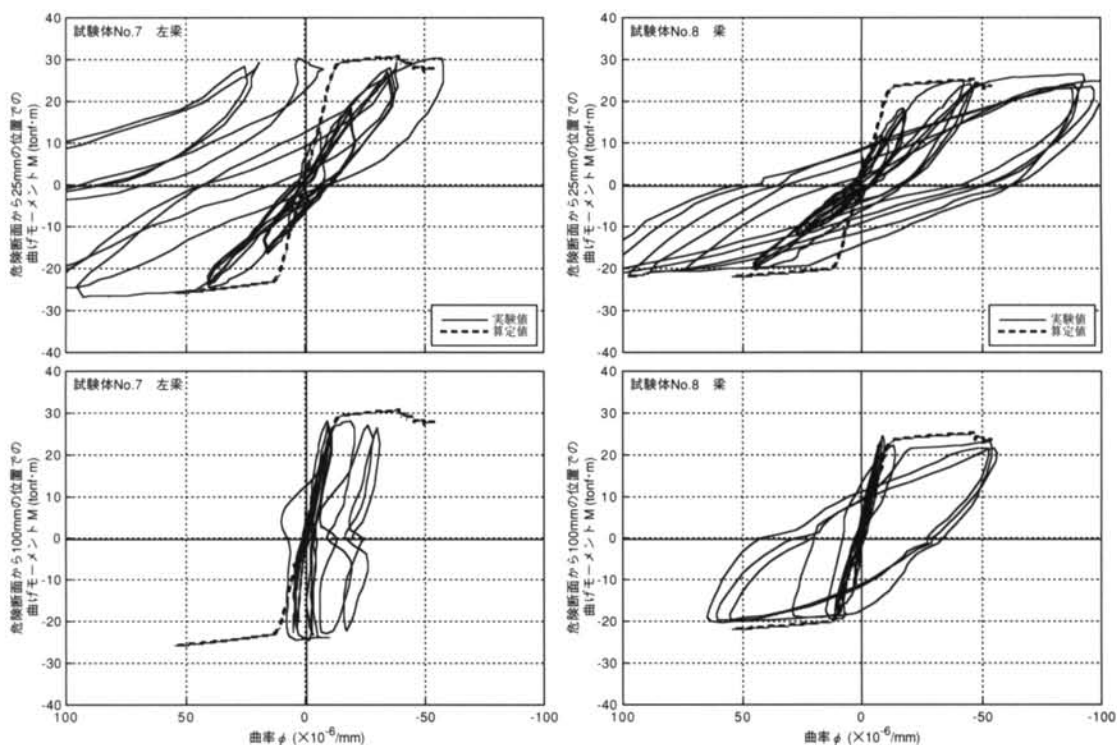


図-10 区間中央曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係

§ 4. まとめ

高強度コンクリート ($F_c = 600\text{kgf/cm}^2$) および高強度鉄筋 (SD490, SBPDN1275/1420級, KSS80) を用いた RC 造建物の変形状態および耐力, 剛性について柱梁架構の構造性能を実験により明らかにした.

実験の結果, 以下のことが確認できた.

- 1) 梁の曲げ耐力算定の際に考慮するスラブ有効幅は, 従来の規準で算定可能である.
- 2) 梁の曲げ耐力は, 従来の略算式で算定可能である.

3) 梁の復元力特性 (包絡線) の設定時に用いる剛性低下率は, 普通強度材料を用いた実験から得られた菅野式で算定可能である.

4) 梁部材の復元力特性は, 従来の Tri-linear model により表現可能である.

以上, 高強度材料を用いた梁部材の設計は普通強度材料を用いた場合と同様, 従来の評価方法を踏襲できることが確認できた.

<参考文献>

- 1) 金本清臣・山野辺宏治・香田伸次: "高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能" 清水建設研究報告第 63 号, (平成 8 年 4 月) pp.11-20
- 2) 北山和宏・朝倉英博・小谷俊介・青山博之: "鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法" 日本コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, (1988 年) pp.491-497
- 3) 日本建築学会編: "鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説" (1988 年)