X 形配筋を用いた短スパン RC 梁の降伏時耐力評価式

STRENGTH EVALUATION OF DIAGONALLY REINFORCED DEEP RC BEAMS

小林 淳*, 竹崎 真一**

Jun KOBAYASHI and Shin-ichi TAKEZAKI

To achieve ductile behavior of deep RC beams, the effectiveness of diagonal reinforcing methods is widely recognized. But the strength of those beams tends to be underestimated if conventional methods are applied. In this study, the load carrying mechanism of such beams is discussed, and an important role of concrete strut formed between the compression zones on both beam ends is pointed out. The effective strength of the concrete strut is also discussed, and a method based on a strut-tie model for estimating the yield strength of diagonally reinforced deep RC beams is proposed. The method is examined through the comparison between the predicted strength and test results, and then, the method is simplified for practical use. The practical design formula proposed in this paper gives 10 to 30% higher values than those obtained from the conventional method assuming a steel truss composed of main reinforcing bars crossing at the center of the beam.

Keywords : *diagonally reinforced concrete beam, deep beam, yield strength, design formula, strut-tie mechanism*

X形配筋梁, 短スパン梁, 降伏時耐力, 設計用算定式, ストラット・タイ機構

1. まえがき

梁・柱などの部材の中央で主筋を斜めに交差させる手法, いわゆる X 形配筋法は, シアースパン比の小さな RC 部材の靱性能を改善する上で有効であり, 近年その活用法が目玉されている。この手法はニュージーランドの T. Paulay¹⁾ の考案によるもので, 並列連層耐震壁をつなぐ境界梁への適用例として 1971 年に紹介された。この提案では, すべての主筋を斜めに交差させて配置しており, この斜め主筋 (X 形主筋) の負担力として部材耐力を評価できる²⁾ としている。ただし, この評価法は部材耐力を過少評価する傾向がある。

日本国内でもこの配筋方法を採用する試みがなされ, 吉岡・武田等³⁾, 若林・南等⁴⁾ による RC 短柱への適用性の検討に始まるいくつかの研究例がある。従来の平行配筋法による主筋 (平行主筋) と併用する形で, 短スパン梁, あるいは短柱に X 形主筋が適用されるようになり, 最近では, 高層化に伴うフレームチューブ構造における短スパン梁や, 並列連層耐震壁を繋ぐ境界梁に適用され

ている。国内の実施例の特徴は, そのほとんどが X 形主筋と平行主筋を併用していることにある。

X 形主筋と平行主筋を併用した部材に対して, 若林・南等⁵⁾ は複合耐力機構を仮定し, これに拡張累加強度理論を適用することで部材耐力が求められるとしており, この考え方に基づいた設計・施工法⁶⁾ が紹介されている。また, 倉本⁷⁾ は, 若林・南等の理論をもとに, 部材耐力と変形の解析法を提案している。これら既往の理論による耐力・変形算定法は, 平行主筋のみを考慮して求めた部材耐力に X 形主筋の効果を累加するというものであり, やや複雑で, 実務設計には適していない。また, 文献 6) に示される梁の実用的設計式における X 形主筋の評価法は Paulay の手法と同じであるため, この手法を平行主筋が無い場合に適用すれば, 部材耐力を過少評価する。

X 形主筋と平行主筋とを併用する考え方は, ひとつには従来の設計法の枠組みを大きく逸脱しないこと, また, 柱に適用する場合に圧縮軸力に対して不安定とならないことや, 梁の長期荷重などに対する配慮がなされている

* 大成建設(株)技術研究所 主席研究員・博士 (工学)

** 大成建設(株)技術研究所 研究員・工修

Chief Research Engineer, Technology Research Center, Taisei Corp., Dr. Eng.

Research Engineer, Technology Research Center, Taisei Corp., M. Eng.

ためと考えられる。一方、Paulay が示したように、X 形主筋を並列耐震壁の境界梁に適用する場合には平行主筋は不要である。

今後、X 形主筋のみを用いた境界梁の適用例が増加するものと考えられるが、そのような部材の耐力変形性状を予測する実用的な設計式は確立されていない。このような背景のもとで、本研究は、主筋のすべてを X 形に配置した梁部材を簡略な機構モデルとして表現し、設計上必要となる部材の降伏耐力とその時の変形を算定する実用的な設計式を提案することを最終目的としている。本論では、その一環として、部材降伏耐力評価法を述べる。

2. 問題点の整理と研究の目的

Paulay の提案する X 形配筋梁の場合、梁断面の四隅に配置された平行筋は梁端部の曲げ耐力に対して有効となるようには定着されていない。その役割は、肋筋とともに X 形主筋の座屈を防止するものと位置付けられている。したがって、逆対称の曲げとせん断力を受ける場合の部材耐力は、片方の X 形主筋が負担する引張力、および、もう一方の X 形主筋が負担する圧縮力、それぞれの材軸直交方向分力の和として表せる²⁾としている。

$$Q_u = 2 \times a_t \times \sigma_y \times \sin \theta_1 \quad (1)$$

Q_u : 部材耐力
 a_t : 一方の X 形主筋断面積
 σ_y : 主筋降伏点
 θ_1 : 主筋の傾斜角

しかしながら、図 1 に示されるように、実際には圧縮側主筋外側のコンクリートも圧縮力を負担するため、圧縮力の流れる角度が X 形主筋の傾斜角よりも大きくなり、部材の実耐力と、主筋の傾斜角を用いて算出される耐力計算値に差が生じるものと考えられる。

図1 X形配筋梁の耐力機構

若林・南等⁵⁾は、X形配筋梁の耐力機構を梁機構（せん断補強筋の機構）、アーチ機構（部材両端の圧縮コンクリート域を結ぶストラット機構）およびX形主筋の機構に分解し、拡張累加強度理論を用いることで部材耐力を説明している。さらに、実務設計では、X形主筋断面

積に $\cos \theta_1$ を乗じたものを平行主筋の断面積と合算して曲げ耐力が求められるとし、せん断耐力の算定では、X形主筋断面積に $\sin \theta_1$ と主筋の短期許容応力度を乗じたものを従来法で求められる平行配筋部分の負担力に加えて部材の許容せん断力とする方法を紹介している。実構造物を対象とした実験結果から、このような方針で設計された部材は、許容せん断力に対して1.5倍程度の終局強度と部材角2.5～3.0%程度の変形能力を持つ⁸⁾としている。文献6)はこの考え方を継いだもので、文献6)によれば、平行主筋を持たない梁が逆対称曲げせん断を受ける場合の設計用曲げ耐力とせん断耐力の計算値は等しくなり、かつ、(1)式と一致する。

$$\begin{aligned} M_A &= a_t \times \cos \theta_1 \times \sigma_y \times j \\ &= a_t \times \cos \theta_1 \times \sigma_y \times L \times \tan \theta_1 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} Q_A &= 2 \times M_A / L \\ &= 2 \times a_t \times \sigma_y \times \sin \theta_1 \end{aligned} \quad (3)$$

M_A : 端部断面の許容曲げモーメント

j : 曲げ材の応力中心間距離

Q_A : 曲げ耐力から決まる部材耐力

倉本⁷⁾は、若林・南等の拡張累加強度の考え方をもとに、さらに、各機構の変形の適合条件を組み合わせた部材変形解析法を提案し、実験結果との比較から、良好な結果が得られるとしている。この手法は、各機構の負担力に関する力のつりあいと変形の適合性を同時に満足するという条件のもとに、部材の荷重変形関係を求めるもので、耐力と変形が同時に得られる。しかしながらこの手法は収斂計算を必要とし、実務設計には適していない。

また、田中・坂口等⁹⁾、柳沢等¹⁰⁾、江戸・吉岡等¹¹⁾の実験的研究例があるが、いずれもX形主筋を平行主筋と併用するもので、部材の耐力変形性状の検討方法は、若林・南等によるものと同様の考え方に基づいている。

以上に述べたように、X形配筋梁の耐力と変形性状に関する研究は、X形主筋単独の効果に着目したもの、あるいは、平行主筋を用いた従来形の部材に関する知見にX形主筋の効果を加えたものの2種類に分類される。前者は簡便ではあるが部材耐力を過少評価することになり、また後者は精解値を与えるものの実務設計には複雑過ぎるため、これを簡略化して文献6)のように扱えば、平行主筋を含まない場合には、両者は同一の解を与えることになる。国内におけるこれまでのX形配筋梁の実施例は、従来用いられている平行配筋法と併用する場合がほとんどで、X形主筋の効果の評価誤差がそれほど顕在化しないものと考えられるが、平行主筋を持たない場合にはこの差を無視できない。

本論は、すべての主筋を斜め配置（X形主筋）とした短スパンRC梁を対象として、設計時に必要となる部材の降伏耐力を求める実用的な算定式を提案することを目

的としている。まず、部材実験の結果を参考として、実状に即した耐力・変形算定用機構モデルを仮定し、これに理論的な検討を加えて部材耐力評価法を導く。実験結果との照合によりその妥当性を確認した後、算定式の簡略化を行ない、実用的な設計式を誘導する。耐力機構モデルとしてはストラット・タイ機構を仮定しており、各機構の有効剛性を的確に評価すれば、仮想仕事法などを用いて部材変形の算定が可能である。

検討対象とする部材に用いるコンクリートの圧縮強度の上限は 600 kgf/cm^2 、主筋降伏点の上限は $5,000 \text{ kgf/cm}^2$ とする。また、部材のシアースパン比 (M/QD) は $0.5 \sim 1.5$ 、主筋比は $0.5 \sim 2.0 \%$ を検討対象とする。

3. X形配筋梁の基本的性状

3. 1 構造特性

X形配筋梁の基本的性状を確認するために筆者等が実施した部材実験^{1,2)}の結果のうち、荷重-変形関係、試験体の形状・配筋、およびひび割れパターンの一例を、図2に示す。試験体は、Paulayの試験体と同様にすべての主筋をX形配筋としたもので、性能比較のための平行配筋梁 (No.1) 1体を含んでいる。

荷重-変形関係の図で、●印は多段配置されたX形主筋のうち最外縁の一部が降伏ひずみに達した時 (部材角 $\equiv 1/200$) と、ひずみ計測を行なったすべての主筋が降伏ひずみに達した時 (部材角 $\equiv 1/100$) を表している。X形配筋梁の場合には、主筋が降伏ひずみに達した後の正負繰返し載荷時にも紡錘形の履歴ループを示し、シアースパン比が小さくとも ($M/QD \equiv 0.83$)、優れた履歴特性を示す。

部材実験では、逆対称荷重を受けるX形配筋梁の破壊経過は概略以下のようにになっている。まず部材両端部付近の引張側に曲げひび割れ (図2中①) が発生する。次に、部材両端の圧縮コンクリート域を結ぶ斜めひび割れ (同②)、および、このひび割れと交差する短い斜めひび割れ (同③) が数本発生し、主筋の降伏 (部材角 $\equiv 1/100$) に至る。正側載荷時 (実線) と負側載荷時 (破線) のひび割れ発生状況に差が見られるのは、配筋図に示されるように、部材中央で交差するX形主筋が断面に対して非対称に配置されていることによる。すなわち、正載荷時にはひび割れ観測面に最も近い斜め主筋の方向に圧縮ストラットが形成されるので②のひび割れが生じ、負載荷時にはこの主筋に引張力が作用するので③のひび割れが発生するためである。主筋降伏後の耐力上昇は小さいが、さらに変形が大きくなると、斜めひび割れの幅は比較的小さな値に留まっているのに対し、端部断面に発生した曲げひび割れの幅が増大し、部材端部の圧縮縁コンクリートの圧壊とともに最大耐力に至る。ただし、コンクリートストラット端部の圧壊が始まった後も圧縮主

図2 X形配筋梁の実験結果の一例 (No.2試験体)

筋がその負担力を肩代りするため、部材角 $1/20$ 程度の大変形に至るまで、著しい耐力低下は生じない。

このようなX形配筋梁の構造特性は、①部材端部にひび割れが発生する時、②主筋が降伏して耐力上昇がほとんど見られなくなる時、③終局状態、の3点で表される。設計上は②の時点を部材の降伏と定義するのが妥当と考えられるので、以下②の耐力について検討する。

3. 2 耐力に影響を及ぼす要因

文献1,2)に示される試験体の部材諸元を表1に、それらの荷重-変形関係包絡線の比較を図3に示す。

図3上段は、主筋量が等しくコンクリート断面の大きさが異なるNo.2とNo.4、断面の大きさが同じで主筋量の異なるNo.4とNo.5を同時に比較したものである。断面の大きさによる包絡線の差はほとんど見られないが、逆に、断面の大きさが同じでも主筋量が異なる場合には明瞭な差が見られることから、耐力・変形状態には主筋

表1 文献¹²⁾の試験体諸元

試験体	断面幅 b (mm)	主筋	コンクリート 強度 σ_B (kgf/cm ²)
No.1	400	4-D25	332
No.2	400	4-D25 + 2-D19	334
No.3	400	4-D25 + 2-D19	346
No.4	325	4-D25 + 2-D19	346
No.5	325	4-D25	362
No.6	250	3-D25	366
No.7	400	4-D25 + 2-D19	366
No.8	400	4-D25 + 2-D19	385
No.9	400	4-D25 + 2-D19	416
No.10	250×2	4-D25 + 2-D19	416

注) その他の事項: No.1 (平行配筋), No.2 ~ No.9 (X形配筋) No.10 (非対称配筋の影響を検討するために, 非対称配筋のX形配筋梁を2本組み合わせ, 主筋配置を断面に対して対称としたもの), 断面せい $D=600$ mm (共通), strp. 4-U6.4 @45 mm (No.1), strp. 2-D6 @80mm (No.2~No.10), $M/QD=0.83$ (No.7, No.9を除く), $M/QD=1.33$ (No.7, No.9), 主筋降伏点 $\sigma_y=4200$ (D25)~ 4600 (D19)kgf/cm². なお, 平行配筋を施したNo.1, X形主筋の拘束筋を配置しなかったNo.3, 主筋の偏心配置の影響を検討したNo.6, シアースパン比の影響を検討したNo.7, No.9は図3の比較対象から除外した。

図3 荷重-変形関係包絡線の比較

量が大きな影響を及ぼすことが推察される。

図3下段は, 主筋量が等しい3体を比較したものである。基準試験体 No.2 に対し, No.8 はコンクリート強度がやや高く, さらに, No.10 はコンクリート断面が大きく, かつ, 交差するX形主筋の配置が断面に対して非対称にならないよう配慮されているものである。コンクリート強度の差が意図したものよりも小さいため明確には論じられないが, No.2 と No.8 の耐力差はほとんど見られず, コンクリート強度の影響は小さいものと考えられる。No.2 と No.10 を比べると, No.10 の耐力値がやや大きい, 上段の図の比較では断面の大きさによる差はほとんど見られないことから, 主筋配置方法が断面に対して対称であるか否かの影響と考えられる。

この検討結果から, X形配筋梁の耐力には主筋量が最も大きく影響することがわかる。

4. 耐力実験値の考察

部材耐力として降伏耐力と終局耐力が考えられるが, 3章に示した部材の破壊経過から推定すると, 部材の降伏耐力は梁端部断面における主筋の引張降伏で決まり, 終局耐力は圧縮縁コンクリートの圧壊で決まる。これらに対する耐力の計算法は, 曲げ理論に基づく手法とストラットタイ機構に基づくものに分類できるが, 本節では, 既往の知見に基づく耐力計算値と実験結果を比較検討する。主筋の降伏に基づいて決まる耐力としては, ① Paulay の(1)式と② e 関数法による計算値, また終局耐力としては, ③ e 関数法, ④ ストレスブロックを仮定する方法 (日本建築学会「RC構造計算規準」¹³⁾ 参照), および⑤若林・南理論に代表される拡張累加強度理論によるものを用いる。

これらのうち, ②, ③, ④は, 部材耐力を端部断面の曲げ耐力から求めるもので, 曲げに対して有効な主筋断面積として, 文献6)と同様に, 引張側X形主筋の実断面積に $\cos \theta_1$ を乗じたものを用いた。e 関数法に用いるコンクリート強度と強度時のひずみ, 主筋の降伏点などは材料試験結果に基づいて定めた。ちなみに, コンクリートの強度時ひずみは $2,000 \sim 2,200 \mu\epsilon$, 終局耐力計算時の限界ひずみは $5,000 \mu\epsilon$ とし, $16,000 \mu\epsilon$ から主筋のひずみ硬化が始まり, その後の剛性は弾性時の2%とした。

一方, ①, ⑤は, 部材の耐力機構を二次元的に捉える, いわゆるマクロモデルである。⑤の拡張累加強度理論は塑性理論の下界定理に基づいており, 図1に示した耐力機構の主筋とコンクリートストラットそれぞれに, 静的許容条件 (statically admissible condition) を満足する範囲で任意の力 (せん断力 q と軸力 n) を組み合わせて負担させ, それらのベクトル和から得られる最大値を部材耐力とするものである。この考え方を, q と n の関係として図4に示すが, 累加強度理論による $q-n$ 相関曲線は,

図4 拡張累加則に基づく $q-n$ 相関曲線

図5 梁の耐力が最大となるストラットの傾斜角

A : Paulay 式, B : e 関数法 (降伏開始)
C : e 関数法 (終局), D : ストレスブロック法
E : 若林・南式

図6 耐力実験値と計算値の比較

片方の機構の $q-n$ 相関曲線の O 点を、他方の $q-n$ 相関曲線上を移動させた時の包絡線として求められる。本

論で検討する梁の場合には q 軸上 ($n=0$) で部材耐力が得られることになる。図4に示すように、幾何学的な関係から、この累加強度曲線と q 軸との交点では、累加強度曲線の (dq/dn) は主筋の傾斜角から定まるものと一致する (主筋量が極端に少ない場合を除く)。したがって、ストラットの傾斜角が図5のようになった場合に拡張累加則による部材耐力が得られる。

これらの計算値を部材実験で得られた降伏耐力実験値と比較して図6に示す。降伏耐力実験値は、ひずみ計測を行なった主筋のすべてが降伏ひずみに達した時の荷重計測値である。図には、部材実験で得られた最大耐力とともに主筋の降伏が始まった時の荷重も示してある。

最大耐力に関しては、主筋のひずみ硬化の影響を考慮した e 関数法による計算値が最も実験値に近い。また、e 関数法による主筋降伏開始時および、Paulay の(1)式による計算値は、部材実験で得られた主筋降伏完了時の荷重に比べて20%程度小さい。Paulay 式はコンクリートストラットを考慮していないため部材耐力を過少評価するものと考えられる。一方、ストレスブロックを仮定する方法と累加強度式による終局耐力計算値は、やや小さめではあるが、主筋降伏完了時の荷重に近い。以下、この理由について考察する。

一般に、短スパン梁は主筋のひずみ硬化の影響を受けやすく、部材の最大耐力が主筋降伏点に基づく耐力算定値を上回ることが指摘されている^{2), 12)}。これは、短スパン梁の場合にはモーメント勾配が大きいいため、端部ひび割れ断面に変形が集中し、その結果、端部断面での曲率が断面解析によるものよりも大きくなるためである。また、主筋定着部からの抜け出しも端部断面での曲率が大きくなることの一因となる。したがって、多段配置された引張主筋のすべてが降伏する時点では、すでに平面保持の仮定が成立しておらず、終局耐力に近い部材耐力が得られるものと推定される。

実験では、主筋降伏後も、主筋のひずみ硬化などにより、最大で10%程度の耐力上昇を示す。逆に、図2に示したように、主筋降伏後に同振幅の正負交番荷重を受ける場合には、負側荷重時および正側繰返し荷重時の耐力は、正側主筋降伏時の耐力よりも10%程度小さい。この原因は、X形配筋梁の耐力が主筋の負担する引張力に依存するため、主筋降伏後の正負交番荷重時には、主筋にバウシンガー効果が発生するためと考えられる。

以上の検討結果および図2に示した荷重-変形関係から、X形配筋梁の部材としての降伏はすべての主筋が降伏した時と定義することができ、その時の耐力は既往の算定式による終局耐力に近い値となる。特に、実務設計の上で重要である正負交番繰返し荷重を受ける場合の部材耐力は、コンクリートがほぼ終局状態になっていると仮定して求められる耐力計算値とほぼ一致する。

5. 部材降伏時耐力評価法

5. 1 耐力機構のモデル化

部材の降伏耐力は既往の算定法を用いて推定可能なことが示されたが、本研究の最終目的は、部材耐力とともに、設計実務に利用できる簡略な部材降伏時変形算定式を導くことにある。前述したように、短スパンのX形配筋梁の場合には平面保持の仮定が成立せず、また、ひび割れたコンクリートのせん断変形を推定することは極めて困難なため、一般的に用いられる、曲げとせん断成分に分離した部材変形解析法を用いることはできない。複合機構を用いたX形配筋梁の変形解析法が倉本⁷⁾により提案されているが、計算法が複雑なため実務設計には不適である。そこで、仮想仕事法などを用いた変形解析を可能とする簡略化された機構モデルを用いた耐力の算定法を検討する。

ひび割れ発生状況と部材耐力の検討結果から、X形配筋梁では、部材両端部を斜めに結ぶ圧縮コンクリートストラットとこれに交差する斜め引張主筋タイの機構が形成されると考えられる。現実には主筋として複数の鉄筋が配置されるが、ここでは、これ等の重心位置に集約された主筋タイを想定する。さらに、若林・南の方法と同様に静的許容条件を満足する塑性状態を考慮し、図7に示すような耐力機構を仮定する。若林・南の方法と異なる点は圧縮主筋を考慮していない点であるが、この理由は、モデルを簡略化することで変形算定を容易にするためである。

主筋は引張降伏し、コンクリートストラット部分がコンクリートの有効圧縮強度 σ'_B に達し、端部のくさび状の部分は σ'_B の2軸応力を受けていると仮定する。実際には、ストラット端部以外（スパン内側部分）で有効なストラットのせいは図示したものよりも大きく、有効圧縮強度 σ'_B に達しているのはストラット両端部のみである。このような機構を仮定すると、静的許容条件を満足する範囲で、圧縮ストラットの傾斜角を斜め主筋の傾斜角よりも大きく選べるため、主筋のみの機構を仮定する方法（Paulayの(1)式）よりも大きな耐力計算値が得られることになる。

図7 本論で仮定する耐力機構

圧縮側主筋を無視した根拠は、図5に示したように、本論で対象とする部材諸元の範囲では圧縮側主筋がストラットの境界付近にあるため、そこに作用する応力は小さく、部材耐力に及ぼす影響も小さいと考えられるためである。これを確認するために若林・南の方法と比較し、圧縮側主筋を無視したことの影響を検討する。

図5に示した拡張累加則による最大耐力を与える条件が成立したときの $q-n$ 相関曲線を拡大して図8に示す。図8は、部材の $q-n$ 相関曲線を、斜め主筋のみによる耐力 q_s 、 n_s で無次元化して表示したもので、コンクリート断面の大きさが同じであれば、梁の耐力の絶対値の関係は図示したものと反対に、 $A > B > C$ となる。主筋量の相違により、各機構要素の負担力の配分が異なり、図8のA（主筋量：多）～C（主筋量：少）のように変化する。図8に示したように、最大耐力を得るためには、主筋の傾斜角から定まる q と n の比率を保ちながら引張側主筋は常に引張降伏する。これに対し圧縮側主筋は、主筋量が多い場合には圧縮力（A）、少ない場合には引張力（C）を負担する。図7に示した機構では圧縮側主筋を無視しているためBの状態になる部材に対しては精解値を与えるが、他の場合には過少評価となる。

表2に示すパラメータの組合せ200ケースについて、圧縮側主筋を考慮した若林・南の方法（累加）と無視した場合（提案法）の耐力を計算して比較したものが図9である。上段は圧縮側主筋の負担する力と両計算値の比の関係を示したものである。主筋の負担力が大きい場合、特に引張降伏している場合には、最大で20%程度の差を生じるが、全ケースの平均は1.05である。ただしこれは、圧縮ストラットの境界に位置する主筋が引張降伏することを前提としての計算値である。累加強度理論では変形の適合性を考慮していないためこのような不自然が生じる。そこで、圧縮側主筋が引張降伏するものを除いた場合の平均値を求めると1.02となり、両者の差は無視し得る程度に小さくなる。

図9下段は、主筋量と両計算値の比の関係を示したもので、上図と比較すると、圧縮側主筋が引張降伏しているものは主筋量が極端に少ないものであることがわかる。

図8 主筋量と機構要素の負担力の関係

表2 提案法の精度検討範囲

パラメータ	検討範囲	水準数
シアースパン比 (M/QD)	0.5, 0.7, 1.0, 1.4, 2.0	5
主筋比 p_t (a/bD : %)	0.5, 0.7, 1.0, 1.4, 2.0	5
主筋位置 (d_t/D)	0.15, 0.20	2
主筋降伏点 (σ_y : kgf/cm ²)	4000, 5000	2
コンクリート強度 (σ_B : kgf/cm ²)	360, 600	2
計	5×5×2×2×2=	200

図9 圧縮主筋の影響の検討

2章末尾に本論で検討対象とする部材の範囲を示したが、それらの制限値は、実用上考えられる材料の強度などとともに、このような主筋量に関する本論の適用性などを考慮して定めたものである。

5.2 耐力評価法

図7に示した機構に対して、部材の降伏耐力算定式を導く。コンクリートの有効圧縮強度を σ'_B 、部材幅を b 、ストラットのせいと傾斜角を D_c 、 θ_2 とすると、部材端部での材軸方向力のつりあいと図7に示す幾何学的な関係から、 $D_c \times \cos \theta_2$ を X と表せば、

$$a_t \times \sigma_y \times \cos \theta_1 = b \times D_c \times \cos \theta_2 \times \sigma'_B \quad (4)$$

$$X = a_t \times \sigma_y \times \cos \theta_1 / (b \times \sigma'_B) \quad (5)$$

$$(X \times \tan \theta_2 + L) \times \tan \theta_2 = D - X$$

$$\tan \theta_2 = \frac{-L + \sqrt{L^2 + 4 \times X \times (D - X)}}{2 \times X} \quad (6)$$

となり、主筋降伏に基づく降伏耐力 Q_y は、

$$Q_y = T \times \sin \theta_1 + C \times \sin \theta_2 \quad (7)$$

$$T = a_t \times \sigma_y$$

$$C = b \times D_c \times \sigma'_B$$

$$= a_t \times \sigma_y \times \cos \theta_1 / \cos \theta_2$$

$$Q_y = a_t \times \sigma_y (\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \times \tan \theta_2) \quad (7)$$

で与えられる。

ストラット端部のせいと傾斜角はコンクリートの有効強度の影響を受けるが、文献15)、16)の塑性理論の例にも見られるように、応力の再配分が行なわれた後のコンクリートの平均圧縮応力度を考慮したコンクリートの有効強度係数 ν 、あるいは、RC規準¹³⁾に示されているコンクリート圧縮ブロックに関する形状係数 k_3 など、着眼点は多少異なるものの、材料試験から得られるコンクリート強度に対して何らかの低減を考慮するのが一般的である。図7に示した機構で実際に有効強度に達しているのはストラット端部のみであり、その部分の応力は材料試験から得られる一軸圧縮強度にほぼ等しいと考えられるが、ここでは、Nielsen¹⁵⁾の提案する(8)式から算出した有効強度係数 ν を用いた場合と、 $\nu = 1.0$ 、すなわち有効強度が一軸圧縮強度に等しいとした場合について、(7)式に基づいて部材耐力を試算する。

$$\nu = 0.7 - (\sigma_B / 2000) \quad (8)$$

計算結果を図10に示す。計算値として、Paulayの(1)式、若林・南式による結果も併記した。図から、 $\nu = 1.0$ と仮定した場合の提案法による値は、若林・南式による値とほぼ一致し、かつ、すべての主筋が降伏した時の実験値に近い値を示すことがわかる。すなわち、図7に示

図10 提案法耐力計算値と実験値の比較

したストラットタイ機構と一軸圧縮強度を仮定して求めた耐力値は若林・南式による値および実験値とほぼ一致する。これに対し、有効強度係数 v を考慮すると、部材耐力を過少評価することになる。

5. 3 耐力機構の妥当性

一般の平行配筋梁の耐力機構としてトラス機構（せん断補強筋の機構）とアーチ機構（ストラットの機構）が考えられるが、主筋とコンクリート間の付着作用が無ければトラス機構は消失し、平行配筋梁の場合にもアーチ機構のみが残存することになる¹⁷⁾。この場合にはX形配筋梁（図7）と同様の機構が成立する。X形配筋梁との違いは、主筋の傾斜角が無く、すべての主筋が同時に引張力を負担することである。これを図11に示す。

図11 平行配筋梁に対するストラットタイ機構

文献17)に示されるもののうち、主筋の付着が全く無い2体の試験体（B00C：正負交番載荷，B00M：単調載荷）について、X形配筋梁に対して用いたものと同様の方法で部材耐力を算定する。試験体の形状は文献12)に示される平行配筋梁とほぼ同じである。平行配筋梁の場合にも(7)式とほぼ同様の手法で耐力が計算でき、次式が得られる。

$$Q_y = 2 \times a_t \times \sigma_y \times \tan \theta_2 \quad (9)$$

(9)式からも明らかなように、図11に示した機構の場合には斜めストラットの負担力とその傾斜角 θ_2 だけで耐力が決まる。ストラットの負担する圧縮力は主筋量によって一義的に決まるから、部材の耐力はストラットの傾斜角、すなわちストラットのせいで決まることになる。このことは、耐力機構とコンクリートの有効圧縮強度の仮定が適切であるか否かが、(9)式による耐力計算値と実験

値の比較によって直接評価できることを意味する。

計算結果を実験値と比較して表3に示す。図10と同様に、コンクリートの有効強度係数を考慮した場合と一定値（1.0）とした場合について計算した。

有効強度係数を1.0とした場合の耐力計算値は実験値にほぼ一致するが、有効強度係数を(8)式とした場合の耐力算定値は実験値よりも3割程度小さい。コンクリートの有効強度を小さく見積もると端部でのストラットせいを大きく評価し、結果としてストラットの傾斜角を過少評価することになる。したがって、耐力を過少評価した原因は、有効強度を過少評価したためと考えられる。

以上の検討から、図7、あるいは図11に示す機構では、コンクリートストラット端部に対する有効強度に一軸圧縮強度を用いてよいと結論できる。

6. 略算式の誘導と精度評価

6. 1 部材の耐力

X形配筋梁の最大耐力はコンクリートの圧壊で決まり、主筋降伏時の耐力を若干上回るがその差は小さい。さらに、以下の理由により、最大耐力を示した後も安定した挙動を示すものと考えられる。

- ①引張主筋とほぼ等量の圧縮主筋が配置されるので、コンクリートの圧壊が始まってからも耐力は維持される。
- ②せん断補強筋と主筋の付着作用による抵抗機構（トラス機構）を期待していないため、短スパンの平行配筋梁に見られるせん断破壊や付着割裂破壊は生じない。
- ③材軸に対するコンクリートストラットの角度がトラス機構の場合よりも小さくなるため、梁端部でのせん断伝達に関しては有利になり、梁端部コンクリートのすべり破壊は生じない。

したがって、実務設計では、復元力特性を評価する際の部材耐力は主筋降伏時の耐力とし、限界変形までその耐力が維持されると考えてよからう。

6. 2 耐力の略算式

実用性を考慮して、(7)式から略算式を導く。

$$Q_y = a_t \times \sigma_y (\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \times \tan \theta_2) \quad (7)$$

これを変形すると以下のようなになる。

$$Q_y = a_t \times \sigma_y \times \cos \theta_1 \times \tan \theta_1 \times (1 + \tan \theta_2 / \tan \theta_1) \quad (10)$$

ここで、 $\tan \theta_1 = (D - 2 \times d_t) / L$ で表されるから、

$$Q_y = a_t \times \sigma_y \times \cos \theta_1 \times (1 + \tan \theta_2 / \tan \theta_1) \times (D - 2 \times d_t) / L \quad (11)$$

平行配筋梁の曲げ耐力算定式（(12)式）と比較すると、

$$Q_y = 2 \times a_t \times \sigma_y \times j / L \quad (12)$$

表3 耐力実験値と計算値の比較（単位：tf）

試験体	最大耐力 (実験値)	主筋降伏 終了荷重	計算値 $v = 1.0$	実験値/ 計算値	計算値 $v : (8)式$	実験値/ 計算値
	①	②	③	②/③	④	②/④
B00C	79.10	71.8	68.8	1.04	52.8	1.36
B00M	81.90	67.5	68.3	0.99	52.4	1.29

部材端部断面で曲げに対して有効な材軸方向分力を考慮し、応力中心間距離 j を主筋重心間距離 $(D - 2 \times d_t)$ に読み変え、さらに補正係数 $(1 + \tan \theta_2 / \tan \theta_1) / 2$ を乗じたものとして理解できる。すなわち、主筋と材軸とのなす角度 θ_1 を考慮して算定した主筋の有効断面積と主筋重心間距離を用いて求めた曲げ耐力を、主筋と材軸のなす角度 θ_1 、コンクリート圧縮ストラットの形成される角度 θ_2 に応じて補正することになる。ここで、 $(\tan \theta_2 / \tan \theta_1)$ の値を近似式で表すことができれば曲げ耐力略算式と同程度に簡便な設計用耐力評価式が得られる。

図 7 に示した部材端部でのストラットせい X を用いて表せば、 $\tan \theta_2$ は $(D - X) / L$ で近似できる。また、材端でのストラットのせい X は、主筋量、主筋降伏点、材軸となす角度、および、コンクリート強度の関数となるが、これを簡略化して次式で近似することとする。

$$X \cong p_t \times \sigma_y \times D / \sigma_B \quad (13)$$

$$p_t : \text{主筋比} (= a_t / bD)$$

この近似では $\cos \theta_1 = 1.0$ と置き変えたことになり、主筋の傾斜角が大きい場合、すなわち、シアースパン比が小さく、主筋重心位置から引張縁までの距離 d_t が小さい場合に誤差を生じることになる。ただしこの簡略化による誤差は、シアースパン比 (M / QD) を 0.5、 (d_t / D) を 0.15 とした場合でも、端部ストラットせいを 18 % 程度大きく見積もり、その結果、 $\tan \theta_2$ を 3 % 程度小さめに評価するに過ぎない。この簡略化により次式が得られ、

$$\begin{aligned} \tan \theta_2 / \tan \theta_1 &\cong (D - X) / (D - 2 \times d_t) \\ &\cong \frac{1 - p_t \times \sigma_y / \sigma_B}{1 - 2 \times d_t / D} \end{aligned} \quad (14)$$

X 形配筋梁の耐力は (15)、(16) 式で与えられる。

$$Q_y \cong (1 + \phi_y) \times a_t \times \sigma_y \times \sin \theta_1 \quad (15)$$

$$\phi_y = \frac{1 - p_t \times \sigma_y / \sigma_B}{1 - 2 \times d_t / D} \quad (16)$$

通常、 ϕ_y の値は 1 よりも大きくなり (1.3 ~ 1.6 程度)、(15) 式による値は、鉄筋のみで構成されるトラスを仮定して求まる Paulay の (1) 式に比べ、 $(1 + \phi_y) / 2$ 倍、すなわち、15 ~ 30 % 程度大きくなる。この差は、図 6 に示されている、(1) 式による計算値と実験値の差にはほぼ一致する。

6. 3 精算値と略算値の比較

5 章、表 2 に示した 200 ケースについて、精算式 (7) 式と略算式 (15) 式による耐力計算値を比較して図 12 に示す。図には略算値/精算値の平均値 (1.012) と、平均値まわりに、標準偏差 (0.012) の 3 倍のばらつきの範囲を示してある。精算値に対する略算値の比は 2 ~ 3 % のばらつきの範囲に収まっており、略算式は精算法と

図 12 降伏耐力略算式と精算式の比較

図 13 降伏耐力略算値と実験値の比較

表 4 文献¹⁸⁾の試験パラメータ

試験体	M/QD	$p_t (=a_t/bD)$ (%)	σ_y (kgf/cm ²)	σ_B (kgf/cm ²)	検討項目
No.1	0.83	0.86	3850	356	基準
No.2	0.58	0.86	3850	334	M/QD
No.3	1.33	0.86	3850	355	
No.4	1.67	0.86	3850	355	
No.5	0.83	0.43	3850	356	p_t
No.6	0.83	1.76	3770	342	
No.7	0.83	0.86	3850	813	σ_B
No.8	0.83	0.86	6370	342	σ_y

比較して遜色のない精度を持つものと言える。

6. 4 実験値と略算値の比較

文献 12) に示される実験結果と、パラメータ範囲を広げて実施された追加実験の結果¹⁸⁾を、耐力の略算式 (15) 式による計算値と比較したものを図 13 に示す。

表4は、文献18)に示される実験の主要パラメータの一覧である。

図には、実験値/計算値の平均値と標準偏差のばらつきの範囲を示してある。略算式による耐力計算値は、平均値で4%程度、試験体耐力を小さめに評価しているが、変動係数は約4%と小さく、6%程度のばらつきの範囲にすべてのプロット値が収まっている。実験結果と比較した場合にも、略算式は十分な精度を持つと言える。

6. 5 設計用耐力評価式

試行錯誤を伴う実務設計では、部材諸元と耐力の関係が明確に把握できる実用的な耐力評価式が望まれる。本節で誘導した耐力略算式(15式)は、平行配筋梁に対する既往の曲げ耐力略算式とはほぼ同様の形式と簡便さを兼ね備えている。さらに、精算法による計算値との比較、あるいは部材実験から得られた耐力値との比較検討結果から、実用上十分な精度を有していることが確認できた。よって、設計用耐力評価式として利用可能と考えられる。

7. まとめ

X形配筋梁の耐力・変形評価式を導くことを目的として、部材実験の結果を参照しながら、耐力機構モデルを仮定し、部材耐力評価法の検討を行なった。機構のモデル化に際しては、部材の変形状態まで考慮できるように簡略化している。したがって、本論で用いた機構モデルは、部材の細部にいたる挙動を必ずしも忠実に表現するものではないが、部材諸元と部材耐力の基本的な関係を矛盾なく説明し得るものである。

この耐力機構と塑性理論に基づく耐力評価式による耐力計算値は、部材実験から得られた実測値とよく一致する。さらに、この耐力評価式を既往の評価式と比較しながら簡略化し、設計用略算式を誘導した。

主筋のすべてをX形配筋とした短スパンRC梁に関する実験例の数は少ないため、必ずしも十分な精度検証が行なわれているとは言えないが、本論で提案した設計用略算式は、現状の問題点を解決する上で、実用性の高いものと考えられる。今後さらに、部材の変形性状についても検討する必要がある。

謝辞

本論は著者の一人が学位論文として東北大学に提出したものの一部を再構成したものである。論文の取りまとめに際しては、東北大学工学部柴田明德教授、井上範夫助教授の御指導を頂きました。また、実験の実施とデータ整理にあたっては鏡由香研究員の御協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Paulay, T.: Simulated Seismic Loading of Spandrel Beam, J. of ST Div., ASCE, pp.2407-2419, 1971.9.
- 2) Park, R., Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, Wiley-International Publication, p.652, 1974.8.
- 3) 吉岡研三, 武田寿一: 鉄筋コンクリート短柱の水平加力実験(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp.1087-1088, 1975.10.
- 4) 若林実, 南宏一, 他2名: 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp.1775-1776, 1978.10.
- 5) 若林実, 南宏一, 他3名: X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その8~10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp.1347-1382, 1981.10.
- 6) 日本建築士事務所協会連合会: X形配筋部材の設計と施工, 日本建築士事務所協会連合会, 155p., 1990.8.
- 7) 倉本洋: 鉄筋コンクリート部材のせん断耐力と変形能力の評価法に関する研究, 東京大学学位請求論文, p.342, 1991.9.
- 8) 南宏一, 若林実: X形配筋を用いた鉄筋コンクリート構造の耐震設計, コンクリート工学年次講演会講演論文集, コンクリート工学協会, pp.389-392, 1982.6.
- 9) 田中伸幸, 坂口昇: X型配筋を施したRC短スパン梁の耐力及びじん性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, コンクリート工学協会, pp.371-374, 1987.
- 10) 柳沢延房, 他3名: 有開口耐震壁における壁と同厚の短スパン梁の実験的研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp.605-606, 1988.10.
- 11) 江戸宏彰, 吉岡研三, 他2名: チューブ構造による41階建てRC建物の耐震設計(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp.773-774, 1989.10.
- 12) 鏡由香, 小林淳, 佐藤龍生, 竹村寛恭: 短スパンRC梁の変形性能改善に関する研究(その1, X型配筋を用いた梁の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, #21268, 1992.10.
- 13) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1988.7.
- 14) 青山博之編著: 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, 技報堂出版, pp.473, 1990.8.
- 15) Nielsen, M.P., et al.: Concrete Plasticity, Danish Society for Structural Science and Engineering, p.129, 1978.10.
- 16) 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, 339p., 1990.11.
- 17) 鏡由香, 小林淳: 短スパンRC梁の変形性能改善に関する研究(その3, 主筋の付着をパラメータとした梁の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, #21134, 1993.
- 18) 竹崎真一, 小林淳: 短スパンRC梁の変形性能改善に関する検討(その6, X型配筋梁耐力変形算定式の精度評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, #23290, 1995.

(1996年1月10日原稿受理, 1996年6月10日採用決定)