

論文 R C造柱のひび割れ幅, 圧壊領域長さおよび軸力負担性能の評価法

佐々木 潤一郎*1・加藤 大介*2

要旨: 既往の試験体データを用いて, 柱試験体上下の危険断面に発生するひび割れ幅, コンクリートの圧壊領域長さ, および, 軸力負担性能についての検討を行った。具体的には, 変位計により測定した試験体側面の伸び量やひび割れ幅測定値を用いて, 部材角と最大ひび割れ幅の関係を求めた。また, 圧縮側コンクリートの軸歪度がある値に達すると圧壊が生じると仮定して, 圧壊領域長さとの関係を求めた。さらに, 軸力負担性能についても実験データを用い評価した。

キーワード: ひび割れ幅, 圧壊領域長さ, 縦ひび割れ, 軸力負担能力

1. はじめに

R C造建物の耐震設計法は性能評価型に移行しつつあるが, 性能評価型設計法の体系においては従来からの許容応力度や終局強度の評価法以外にも多くの性能評価法が必要となる。例えば, 修復限界状態に関連するひび割れ幅の評価法やコンクリートの圧壊長さの評価法などである。その他にも, 柱が所定の軸力を維持する性能などは従来の設計法では曖昧になっており, 建物の安全限界状態をより精度良く評価するために必要であろう。本報告では, これらの不足している評価法を既往の実験データを用いて検討した例を報告する。

2. 最大ひび割れ幅と部材角との関係の検討

2.1 変形機構とヒンジ領域の仮定

本報告では, 柱の部材角とヒンジ領域の伸び量の関係, ヒンジ領域の伸び量とヒンジ領域に入るひび割れ幅の合計の関係, および, ヒンジ領域に入るひび割れ幅の合計とその中の最大ひび割れ幅の関係を, それぞれ求めることにより柱の部材角と最大ひび割れ幅の関係を評価する。

図-1 は変形機構の仮定を示したものである。ヒンジ領域長さとしてひび割れ領域長さ l_{ht} と圧壊可能領域長さ l_{hc} を別々に設定し, その大きい方をヒンジ領域としている。ひび割れ領域

長さは, 高さ D (試験体せい) の位置と中立軸位置とを結んだ線の下領域 (図の網掛け部分) に曲げせん断ひび割れが発生すると考え, 高さ D とした。圧壊可能領域長さについては後述する。

2.2 ヒンジ領域の伸び量と部材角の関係

図-2は文献1), 2) で報告した試験体のうち, 3体のヒンジ領域 l_{ht} の伸び量 (図-1の Δl_{ht} に相当, 変位計により測定) と部材角 R の関係を示したものである。試験体CSW1, 2は面内に袖壁が付く試験体で軸力比がそれぞれ0.40, 0.65のものである。試験体CSWTR1は面外に袖壁がつく試験体である。4本のグラフは試験体右上, 右下, 左上, 左下それぞれのヒンジ領域での実験値を示している。一方, 図-1に示した変形機構より, 中立軸 x , 試験体せい D とすると, Δl_{ht} と R の関係は式(1)で表すことができ, これを計算値として図中に太線で示した。計算値と実験値はほぼ一致しており, 仮定した変形機構は妥当といえる。

$$\Delta l_{ht} = (D - x) \cdot R \quad (1)$$

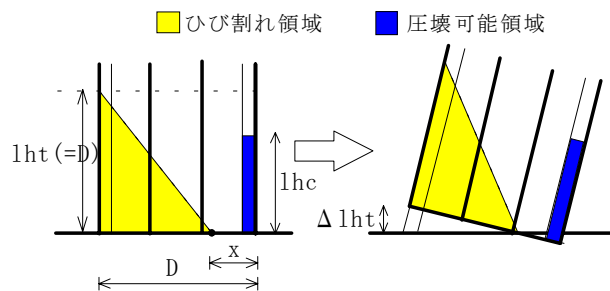


図-1 変形機構の仮定

*1 新潟大学自然科学研究科博士課程前期大学院生 (正会員)

*2 新潟大学教授 工学部建設学科 工博 (正会員)

ここで、中立軸xの値は、コンクリートをストレスブロックに置換し、強度低減係数0.85を採用して求めた。

2.3 ヒンジ領域の伸び量と合計ひび割れ幅の関係

ここでは、ひび割れ領域に入るひび割れ幅の合計 ΣW とヒンジ領域の伸び量 Δl_{ht} は式(2)で与えられるとした。

$$\Delta l_{ht} = ne \cdot \Sigma W \quad (\text{比例定数 } ne=1) \quad (2)$$

neは全変形中のひび割れ幅による分担率の逆数で、コンクリートの引張歪を無視すると、ひび割れ領域の柱表面位置でのひび割れ幅の合計が、領域の伸び量とほぼ等しいと考えられる(すなわち $ne=1$)。また、テンションスチフニングモデルを用いて計算すると、加力初期段階のひび割れ幅が0.2mm程度以下の領域で非線形性が見られた

けなので、比例定数 neは1としている。

図-3はヒンジ領域の伸び量 Δl_{ht} とヒンジ領域内に発生したひび割れの幅の合計 ΣW の関係の実験値を示したものである。ひび割れは、柱の右上、右下、左上、左下の4個所について、各サイクルの最大変位時にクラックスケールで測定し、コンクリートの剥落が激しくなった時点で測定を終了している。式(2)による計算値も示したが、ヒンジ領域の伸び量の方が大きくなる傾向がみられる。これは細かいひび割れの測定誤差に起因すると考えられる。

2.4 合計ひび割れ幅と最大ひび割れ幅の関係

本節では合計ひび割れ幅と最大ひび割れ幅の関係を評価するが、前述したように合計ひび割れ幅は測定精度が悪いので、ここではヒンジ領域の伸び量を合計ひび割れ幅と考えた。図-4はそう

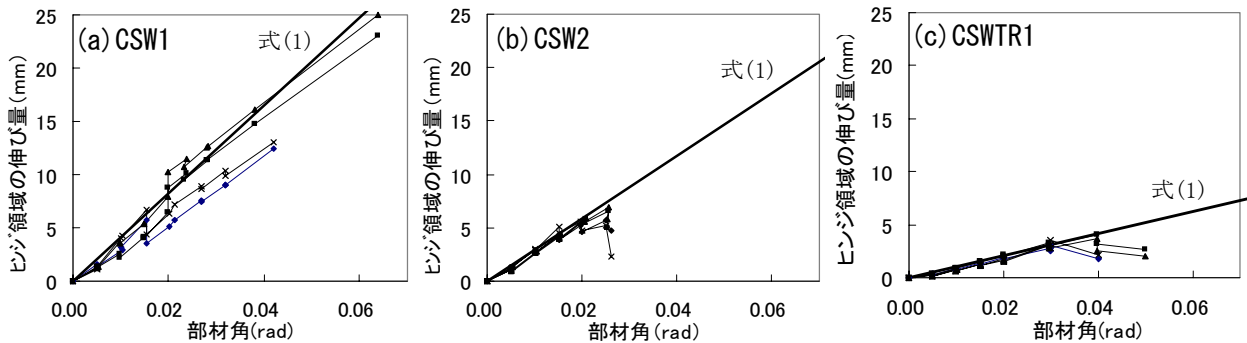


図-2 ヒンジ領域の伸び量—部材角関係

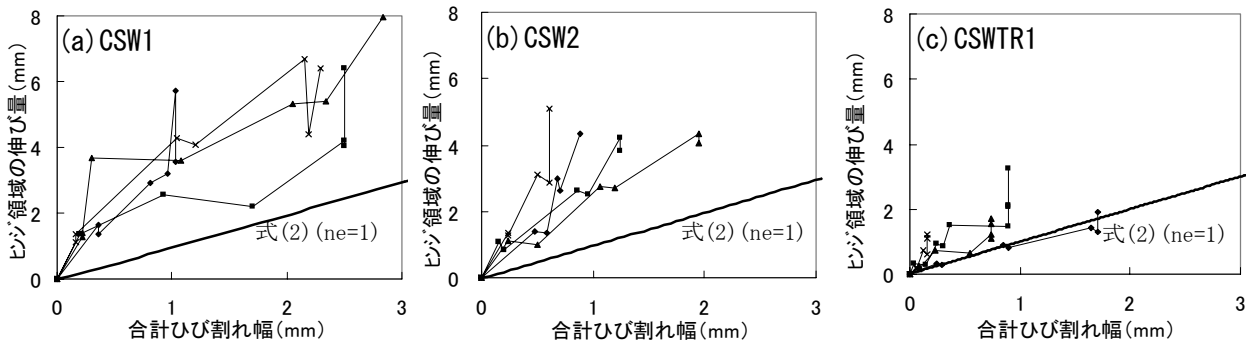


図-3 ヒンジ領域の伸び量—合計ひび割れ幅関係

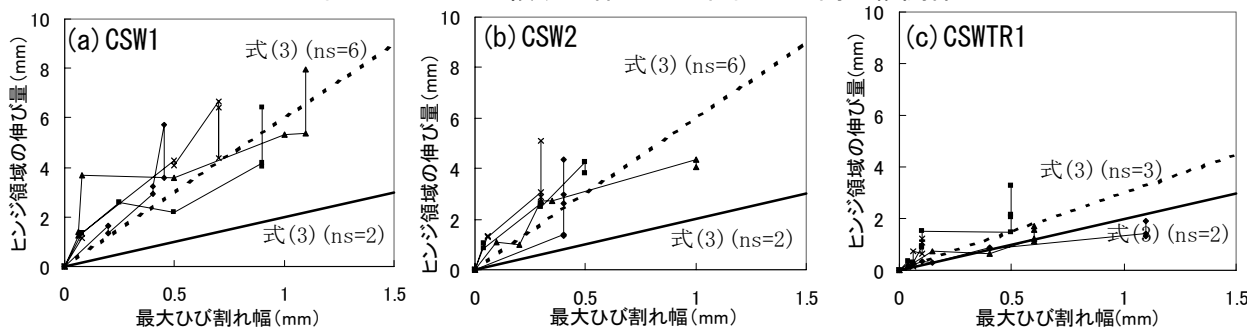


図-4 ヒンジ領域の伸び量(合計ひび割れ幅と考えている)—最大ひび割れ幅関係

仮定した場合の合計ひび割れ幅 ΣW (実際にはヒンジ領域の伸び量 Δl_{ht}) と最大ひび割れ幅 W_{max} の関係を示したものである。実験結果は各試験体ともほぼ線形の関係が認められたので、合計ひび割れ幅 ΣW と最大ひび割れ幅 W_{max} の関係は、式(3)のように評価した。係数 ns は後述する。

$$\Sigma W = ns \cdot W_{max} \quad (3)$$

図-4には各試験体毎によく一致する係数 ns を用いた場合の式(3)を破線で、前田らの研究³⁾で報告されている $ns=2$ を用いた場合の式(3)を実線で示した。

係数 ns の値はひび割れ領域に入る柱表面位置でのひび割れの本数に影響を受けると考えられる。すなわち、柱のように比較的ひび割れ本数が限られている場合には大きなひび割れ幅となる

ひび割れは限られるが (ns が小さい) , 壁のように同じ幅のひび割れが多数入るような場合には, ns は大きくなる。そこで, 図-5に個々の試験体に適合する ns の値とヒンジ領域内のひび割れ本数との関係を示した。ひび割れ本数は, 実験値によるもの (図(a)), ひび割れ間隔を帯筋間隔で代用したもの (図(b)), ひび割れ間隔をPRC指針⁴⁾の計算値によったもの (図(c)) を示した。また, 前田らのデータも実験値に適合する ns を2として示した。ひび割れ間隔についてはPRC指針の式に比べ帯筋間隔の方が実験値に近かった。結果は, 右上がりの傾向はあることは認められるが, 実験データが少なく定式化するには至らなかった。そこで, ここではひび割れ幅を帯筋間隔 S とした上で, 平均的に評価する式と, 安全

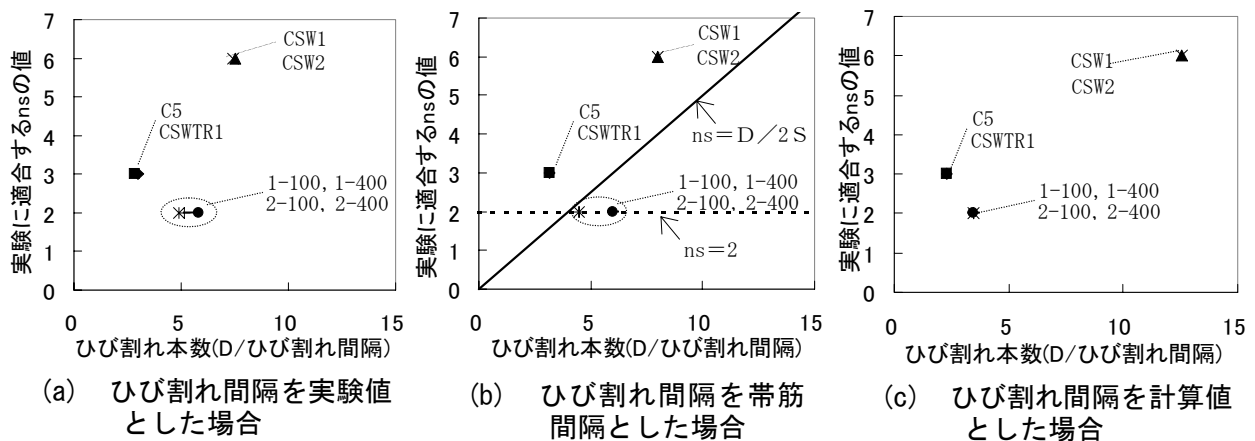


図-5 ns とヒンジ領域内のひび割れ本数の関係

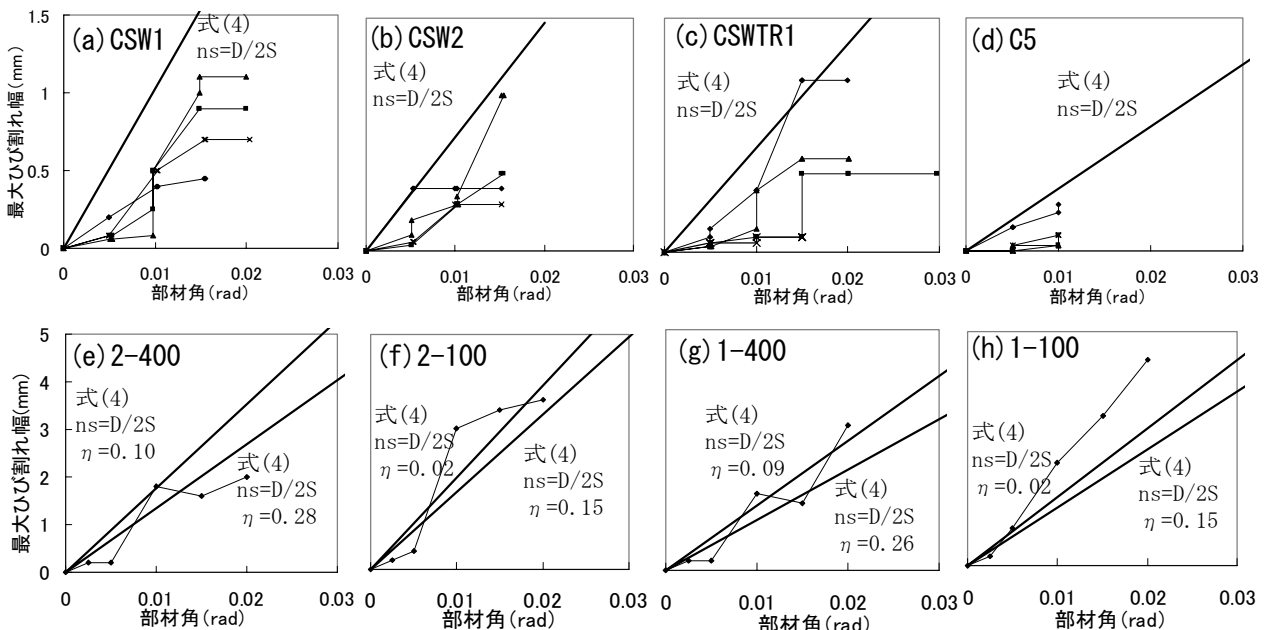


図-6 最大ひび割れ幅-部材角関係

側（部材角に対してひび割れ幅を大きく評価する）に評価する2つの式を示しておく。図-5(b)にこの2つの評価式を示しておく。

$$n_s = D / 2S \quad (\text{平均})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{安全側})$$

2.5 最大ひび割れ幅(加力ピーク時)と部材角の関係

式(1)～(3)より最大ひび割れ幅 W_{max} は部材角 R の関数として式(4)で表される。

$$W_{max} = (D - x) \cdot R / (n_e \cdot n_s) \quad (4)$$

図-6はこの関係を示したもので、太線が n_s に平均的な式を用いた場合の計算値を示している。(d)は文献2)の独立柱試験体C5である。また(e)～(h)は前田らの梁部材試験体で、これらは軸力が変動しているため、最大軸力と最小軸力の両方を示した。また、前田らの実験ではひび割れ幅を除荷時に測定しているため、本研究で用いている加力ピーク時ひび割れ幅に換算するために、文献3)での報告内容を参考に2倍にした。

3. 圧壊領域長さの検討

3.1 圧壊可能領域長さ

図-1のヒンジ領域には圧壊可能領域の長さ l_{hc} が示されているが、補修性能を評価する上で、このかぶりコンクリートの圧壊の長さが推定できると有効であろう。

圧壊領域長さの実験値はかぶりコンクリートが剥落した領域の基礎からの長さとし、圧壊可能領域長さの実験値は加力終了時の圧壊領域長さとした。図-7に示すように、かぶりコンクリートの圧壊は、最大強度時に圧縮側かぶり位置に縦ひび割れが入っている領域のみで生じることが多い。そこで縦ひび割れが入っている領域、すなわち圧縮端のコンクリートの歪度が最大応力度時歪度 ϵ_c になっているところまでの長さを圧壊可能領域長さ l_{hc} の計算値と考えた。ただし、実験ではそれよりやや長い圧壊領域長さが測定されているので、低減係数 β を導入し、式(5)(6)により圧壊可能領域長さを評価した。すなわち1

l_{hc} は、試験体基礎から、最大耐力時に圧縮端がブレンコンクリートの最大応力時歪度 ϵ_c の β 倍の歪度 ϵ_{hc} になっているモーメント $M_{\epsilon_{hc}}$ の位置までの長さとした。

$$l_{hc} = \frac{2}{h} \cdot \frac{M_{\max} - M_{\epsilon_{hc}}}{M_{\max}} \quad (5)$$

$$\epsilon_{hc} = \beta \cdot \epsilon_c \quad (\beta = 0.7) \quad (6)$$

表-1は、圧壊領域長さが最も及んでいる位置での最大モーメント M_{\max} 時の歪度 ϵ_{hc} と ϵ_c の計算値により β の値を求めたもので、 $\beta = 0.7$ となった。

以上により求めた l_{hc} の計算値と実験による圧壊可能領域長さ最大値を比較したものを図-8に示す。計算値は実験値をよく表しているといえる。

以上は平面保持解析が必要なもので、より簡単に評価する方法として、実験による圧壊可能領域長さ最大値と軸力比 η (全断面)との相関を検討した。図-9に示すように相関が認められ、 l_{hc} は式(7)でも評価可能である。

$$l_{hc} = 2.5 \eta \cdot D \quad (7)$$

3.2 部材角と圧壊領域長さの関係

図-10は圧壊領域長さ l_{hc} を試験体せい D で

ϵ_c : ブレンコンクリート最大応力時歪度
 ϵ_{hc} : 最大モーメント時の最大圧壊領域長さ位置での歪度
 $M_{\epsilon_{hc}}$: ϵ_{hc} の位置でのモーメント
 M_{ϵ_c} : ϵ_c の位置でのモーメント
 M_{\max} : 最大モーメント

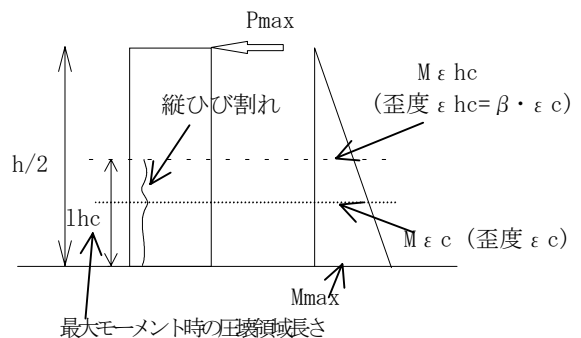


図-7 圧壊可能領域長さ

表-1 低減係数 β の計算結果

	ϵ_{hc}	ϵ_c	$\beta (= \epsilon_{hc} / \epsilon_c)$
CSW1	1419	2096	0.68
CSW2	1530	2096	0.73
C5	1536	2053	0.75
CSWTR1	1361	2053	0.66

除したものを縦軸に、部材角 R を横軸にとって示したものである。4本のグラフが実験値を示しており、水平の破線は帯筋の位置を示している。図を見ると、かぶりコンクリートの剥落は帯筋間隔単位で増えていくことが分かる。また太線は圧壊領域長さの進展具合の概略を表したものである。これは、コンクリートの圧壊開始点からグラフが上昇し始め、耐力が最大耐力の80%に低下した点で圧壊が頭打ちになるとしたもので、水平部分は先ほどの圧壊可能領域長さ l_{hc} の計算値を示している。実験値のグラフと見比べると、最大耐力の80%に低下した点で圧壊が頭打ちになるという仮定は妥当だといえる。図-10では、コンクリート圧壊開始点と80%低下点に実験値を用いたが、これらの点は平面保持を仮定した解析、あるいはそれを基にした実験式で評価可能である。

4. 軸力負担能力喪失点の評価法

4.1 考え方

設計で水平力の負担を期待しない場合には、所定の軸力を負担していればよいので、その軸力負担能力を喪失した点はその柱の終局限界点と考えられる。

実験による軸力負担能力喪失点は、所定の軸力が負担できなくなって実験が終了した場合、

その時に経験している最大部材角とした。表-2に検討した試験体の分類を示す。これらの出典は文献5)に示されている。同表は、水平力負担喪失点と軸力負担能力喪失点のデータが得られているかどうかで分類されており、軸力負担能力喪失点は論文の記述により判断している。これより約25%の32体の試験体のみが軸力保持限

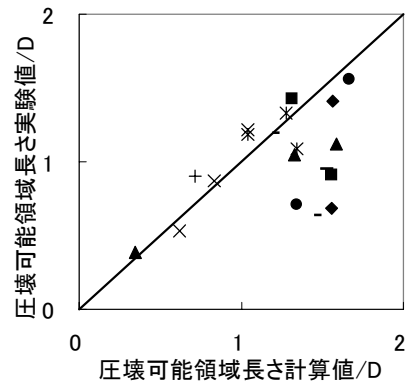


図-8 圧壊可能領域長さ l_{hc} の計算値と実験値の比較

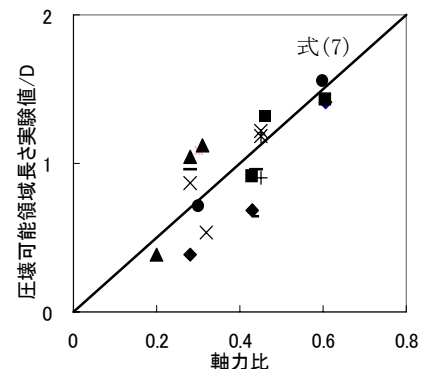


図-9 圧壊可能領域長さ l_{hc} の実験値-軸力比関係

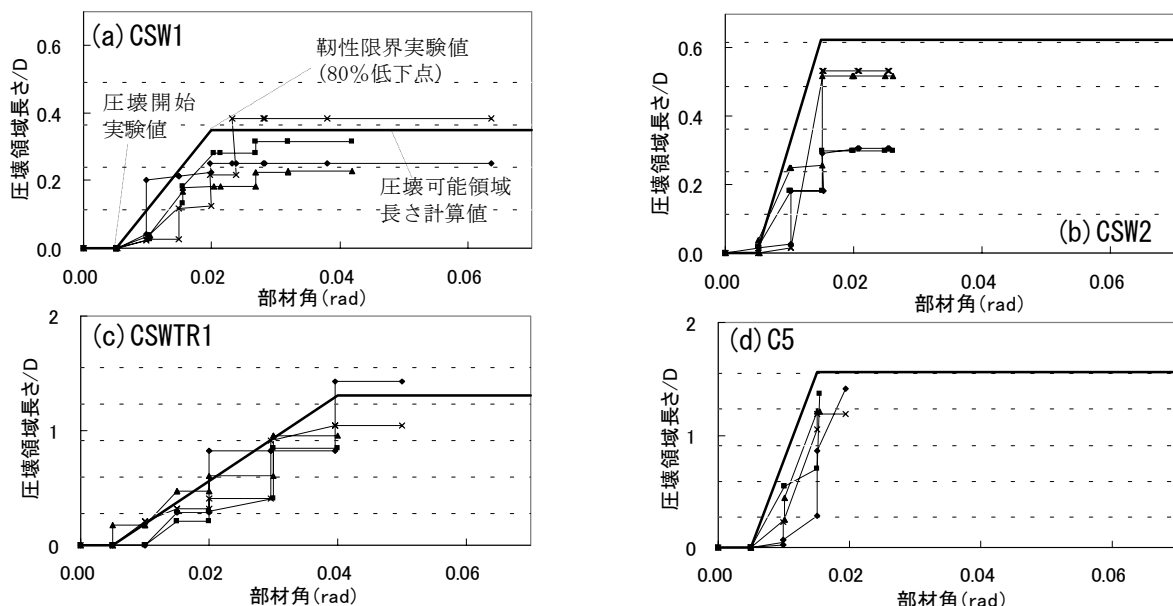


図-10 圧壊領域長さ-部材角関係

界まで加力されていることが分かる。

軸力負担能力喪失点は、基本的には平面保持解析により評価しうる。しかしながら、そこまで精度良く実験データを追求することは困難であり、現状では実験を参照した経験式に頼らざるをえないと思われる。また、水平力喪失能力と同様、せん断破壊や座屈の影響を考慮する必要もあろう。しかしながら、この影響もまだ未解明である。そこで、本節ではストレスブロックによる曲げ解析を用いた文献 6)の方法を軸力負担喪失点にも適用し、実験値に適合する係数(m)を評価した。

4.2 評価結果

文献 6)では、設計水平力が維持できなくなる点(実験では最大耐力の80%に低下した点)の部材角の評価式として簡単な曲げ解析を基に式(8)が示されている。係数mは実験を安全側に評価するようにm=1.9が提案されている。

本研究では、軸力を維持できなくなる部材角についても同じ式を適用し、mを実験的に求めた。図-11に軸力喪失点における実験値と計算値Rfの比較を示す。ただし、耐力係数 ψ を導入するために、いずれの軸も降伏部材角Ryを差し引いたものとしている。以上の検討により実験値を平均的に表す係数mとしてm=10を得た。すなわち、軸力喪失点部材角は以下の式(1/3 <math>\epsilon_p < \epsilon_{p0.2}</math>の場合)で評価できる。

$$R_f = R_y + \phi_u \cdot D \cdot \psi \quad (8)$$

$$\phi_u = (m \cdot \epsilon_p / \epsilon_{p0.2}) \cdot (2/3) / (5 \epsilon_p - 4/3) \quad (m=10) \quad (9)$$

ここで、 ψ は $\psi = 1$ で平均的な挙動を、 $\psi = 0.44$ で超過確率20%となる。

5. まとめ

(1) 曲げひび割れ幅の評価法を実験的に求めた。しかし、極めて限られた試験体によって検討されたものなので、今後のさらなる検討が必要である。

(2) 圧壊可能長さの評価法を実験値を参照にして求めた。平面保持解析の他に圧壊領域長さは、

軸力比にも相関が見られた。

(3) 柱の軸力支持能力喪失点の評価法を実験結果を参照にして求めた。ばらつきは大きいですが、耐力係数を用いることにより安全側の式となる。

表-2 検討試験体の得られた実験値に関する分類

分類	軸力載荷法		合計	
	一定	変動		
得られたデータ	水平力、軸力喪失点	25	7	32
	水平力喪失点のみ	45	10	55
	上記のいずれもなし	22	14	36
合計	92	31	123	

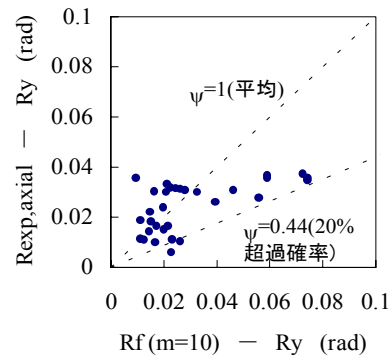


図-11 軸力負担能力喪失点と計算値Rfの比較

参考文献

- 孫浩陽, 佐々木潤一郎, 東川敬子, 加藤大介: RC造異形断面柱の変形能評価実験, 第23回コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 151-156, 2001
- 加藤大介, 大西幸一, 大塚祐二, 土井希祐: 一定高軸力を受ける面外袖壁つきRC造柱の変形能評価実験, 第23回コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 163-168, 2001
- 前田匡樹ほか: 軸方向変形拘束を受けるRC造梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 517-522, 1999
- 日本建築学会: プレストレス鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説
- 加藤大介ら: 変動軸力を考慮したRC部材の変形能の評価法(その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, 1995
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針, 日本建築学会, 1997