

論文 曲げ降伏する腰壁・たれ壁付柱の荷重 - 変形関係の評価

有馬桃子^{*1}・塩屋晋一^{*2}

要旨：曲げ降伏する腰壁・たれ壁付柱の降伏荷重と降伏変形角および終局変形角を評価する実用的方法を提案することを目的とした研究である。本論文では降伏荷重と降伏変形角の評価方法について述べ、既往の実験結果と比較・検討している。曲げ降伏する場合の降伏時までの柱のせん断力 - 変形角関係や、せん断破壊により耐力が決定する場合のせん断力 - 変形角関係は、本論文で示した計算方法で概ね推定でき、開口内法長さが短くなると、柱の全体の変形に壁と接する区間の柱の変形が大きく影響を与えることを明らかにしている。

キーワード：鉄筋コンクリート, 柱, 腰壁, 降伏変形, 降伏荷重

1. はじめに

現在、既存の鉄筋コンクリート造（以後、RC）の校舎や病院建物の耐震診断や耐震補強が行われている。そのような建物では腰壁・垂れ壁がよく設けられている。耐震診断や補強設計の際にはそれらの壁の影響を考慮する必要がある。現行の耐震診断基準¹⁾（以後、診断基準）で柱の耐震性能を評価する場合には、初期ひび割れ以降の柱のせん断力 - 変形角関係が必要で、ここでは曲げ降伏荷重と降伏変形角および終局変形角の評価が重要となる。

一般の柱については、それらの事項に関する研究が多くあり、実用式が整備されているが、腰壁・たれ壁付柱は耐震診断の計算レベルで用いる実用式がほとんど整備されていない。診断基準では、図 - 1 に示すように腰壁・とたれ壁が接する柱の区間（以後、壁区間と呼ぶ）は剛な部分として開口内法高さの区間を柱長さとする柱（以後、開口内法柱と呼ぶ）とし、一般の柱の評価式を準用している。しかし、これに対して塩屋らは腰壁・たれ壁付柱と開口内法柱の破壊加力実験を行い、曲げ降伏するまでの剛性やせん断耐力は腰壁とたれ壁の接合状況により大きく影響を受けることを報告している²⁾³⁾。また曲げ降伏の終局変形角は柱のせん断余裕度と関係が強いため、腰壁・たれ壁付柱の終局変形角も壁の影響を大きく受ける可能性も報告している⁴⁾。

本研究では曲げ降伏する腰壁・たれ壁付柱の降伏荷重と降伏変形角および終局変形角を評価する実用式を提案することを目的としている。本論文では降伏荷重と降伏変形角の評価方法について述べ、耐震診断基準に準じて曲げ降伏するまでの荷重 - 変形関係を評価して、せん断破壊した試験体も含めた実験結果と比較している。降伏荷重は文献7)8)の評価方法を用い、降伏変形は文献8)の柱の曲率分布のモデルを修正している。

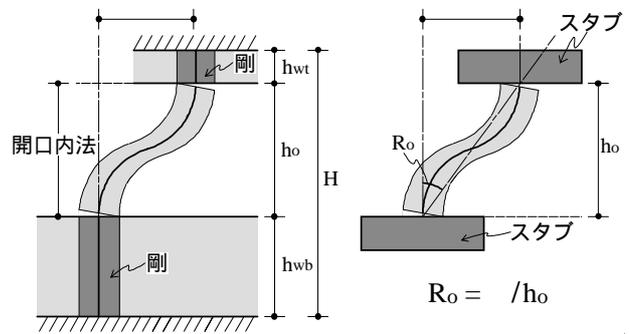


図 - 1 診断基準における腰壁・たれ壁付柱の扱い方

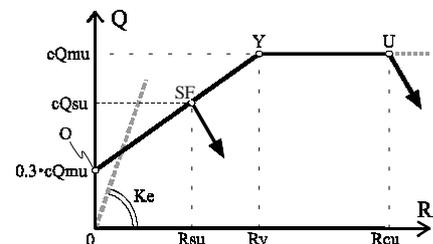


図 - 2 耐震診断基準での柱のせん断力 - 変形角関係

2. 柱のせん断力 - 変形角関係の評価

2.1 せん断力 - 変形角関係のモデル化

診断基準では図 - 2 に示すように柱のせん断力 - 変形角関係をモデル化する。変形角が零の時点では曲げ降伏荷重 Q_{mu} の 30% をせん断力とする O 点と、曲げ降伏時の Y 点を結ぶ線で曲げ降伏までの関係を表し、それ以降は終局変形角時の U 点までは降伏荷重を維持するものとしている。曲げ降伏する以前にせん断破壊する場合には、そのせん断耐力に等しいせん断力の SF 点までは、曲げ降伏する場合のせん断力 - 変形角関係を辿るものとしている。本研究もこのモデルと同じとする。

*1 鹿児島大学 大学院理工学研究科 建築学専攻 (正会員)

*2 鹿児島大学 工学部建築学科准教授 博士(工学) (正会員)

2.2 曲げ降伏荷重の評価方法

2.2.1 腰壁付柱または上下対称形状の腰壁・たれ壁付柱

腰壁とたれ壁が同じ寸法での柱の降伏荷重の評価については実験式として武田⁵⁾、荒川ら⁶⁾の研究があり、腰壁付柱については力学的モデルによる理論式として塩屋ら⁷⁾⁸⁾の研究と白都・塩原ら⁹⁾の研究がある。幅広い範囲の構造因子を考慮できる観点から、理論モデルに基づいて誘導する実用式が適用範囲を広げられる。ここでは筆者らの評価方法⁹⁾で議論を進める。

ここでは図-3のように壁の抵抗を圧縮ストラットにモデル化して上界定理に基づいて誘導している。その式を以下に示す。(2)式により腰壁上端から柱脚側のヒンジ位置までの鉛直距離 S を算出し、(1)式で柱頭と柱脚側が曲げ降伏する時の水平荷重 V を算出する。

$$V = (A_1 \cdot S^2 + B_1 \cdot S + C_1) / (S + h_o) \quad (1)$$

ここに、 $A_1 = 0.21 \cdot c_B \cdot t_w + 0.5 \cdot p_{sh} \cdot t_w \cdot w_y$

$$B_1 = 0.43 \cdot c_B \cdot t_w \cdot X_n$$

$$C_1 = M_{yt} + M_{yb}$$

$$X_n = 0.25 D$$

c_B : コンクリート圧縮強度, t_w : 壁厚, p_{sh} : 壁が柱の両側に設けられる場合は2、片側の場合は1とする。
 p_{sh} : 壁筋比, w_y : 壁筋の降伏強度, X_n : 降伏ヒンジ位置の曲げ圧縮せい, M_{yt} , M_{yb} : 柱頭と柱脚の降伏モーメントで、下記の(3)式で近似する。D: 柱せい

$$S/D = -h_o/D + (h_o/D)^2 - (b \cdot h_o/D - 1)/a \quad (2)$$

ただし、 $S/D \geq h_w/D$

ここに、 $a = (0.5n + 0.21) / m$

$$b = 0.11 / m$$

$$m = (M_{yt} + M_{yb}) / (c_B \cdot t_w \cdot D^2)$$

$$n = p_{sh} \cdot w_y / c_B$$

$$\mu_u = 0.9 \cdot a \cdot t_w \cdot d + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \{1 - N / (F_c \cdot B \cdot D)\} \quad (3)$$

記号は文献16)を参照されたい。

これらの式による計算値は116体のRC試験体の実験値に対して $\pm 15\%$ 以内の誤差で推定できることを文献7)で報告し、7体のSRC試験体に対して $\pm 10\%$ の誤差の範囲内で推定できることを文献8)で報告している。

2.2.2 上下非対称形状の腰壁・たれ壁付柱

図-4(a)のような腰壁・たれ壁付柱では上式をつぎのように適用する。図-3の柱頭のモーメントを零とすると、上式は柱の反曲点が特定されている場合の式として適用できる。腰壁・たれ壁付柱では柱の反曲点を仮定し、図-4(b)のように反曲点より下の腰壁付柱と反曲点より上のたれ壁付柱に分けて、それぞれの上下の柱に上記の(1)式と(2)式を適用する。反曲点は、たれ壁と腰壁の壁の寸法が同じであれば、柱の中央高さに位置する。同じでない場

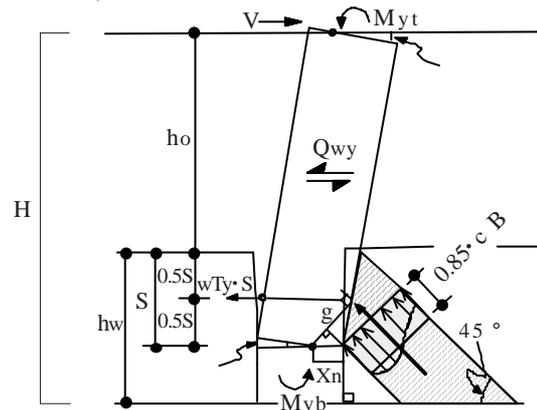
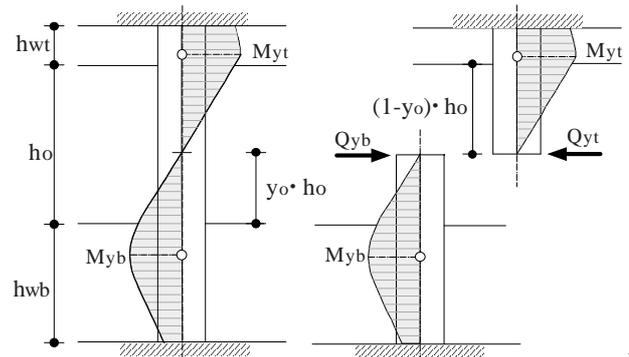


図-3 運動的力学モデル



(a) 腰壁・たれ壁付柱 (b) 反曲点より上下の柱に分ける
 図-4 腰壁・たれ壁付柱への(1)式と(2)式の適用方法

合には、図-4(b)で示す反曲点より下側の腰壁付柱で算出される降伏荷重と上側のたれ壁付柱で算出される降伏荷重が等しくなる反曲点高さを試行計算により特定する。

2.3 曲げ降伏時の変形の評価方法

腰壁・たれ壁付柱の変形の評価については塩屋⁸⁾¹⁰⁾が壁区間の柱の曲率分布をモデル化して柱の変形特性を評価している。杉山ら¹¹⁾も弾性時の柱の曲率分布をモデル化して弾性剛性を計算し、それに降伏時の剛性低下率を乗じて降伏変形角を評価する方法を提案している。しかし、これらも実用式までには簡略化されていない。ここでは、曲げ降伏時の柱の曲率分布を開口内法区間と壁区間に分けてモデル化し、曲率により生じる層間水平変形(以後、層間変形)を求める。

2.3.1 曲率分布

降伏荷重時の柱の曲げ剛性は各区内で一定とすると、曲げモーメント分布を仮定することは柱の曲率分布を仮定することになる。開口内法区間の曲げモーメント分布は、腰壁付柱では2.2節の降伏荷重(すなわちせん断力)と柱頭の降伏モーメントから定めることができ、腰壁・垂れ壁付柱では降伏荷重(せん断力)と柱の反曲点から定めることができる。

壁区間は図-5(a)に示すように3区間に分けて曲率分布を直接、仮定する。降伏ヒンジ位置では曲率が一定になるヒンジ区間(区間)を設け、区間の上端から開口

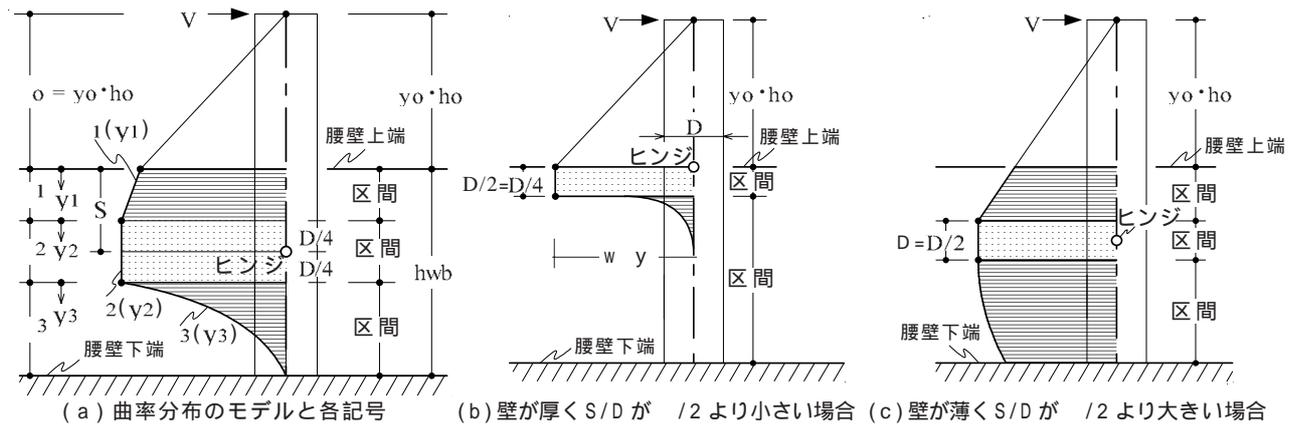


図 - 5 壁と接する区間の柱の曲率分布のモデルと記号

端までの区間は両端のモーメントを結ぶ直線分布とし、区間1の下端から柱脚までの区間は壁端からヒンジ位置まで距離Sを柱せいDで除したS/Dによる指数qにより表される曲線分布とする。これらの区間の曲率分布の関数を表1にまとめて示す。S/Dは(2)式による値を用いる。壁厚が厚く柱幅に等しいような場合には(2)式においてS/Dは零に近くなり、図-5(b)のように区間1と区間2に生じる曲率は極めて小さくなる。壁厚が比較的薄くなると図-5(c)のようになる。この曲率の傾向は徳久・久徳¹⁷⁾が示した実験の曲率分布を説明できるように設定し、指数qの式は3章で検証の対象にする試験体の実験結果を説明できるようにした。区間2のヒンジ長は柱せいDの1/2とした。これは、壁厚が柱幅以上になりS/Dが零となる場合、壁上端からヒンジまでの垂直距離が、一般の設計で柱梁接合部において材端から剛域までの距離として用いるD/4に一致するように仮定した。

2.3.2 開口内法区間の変形

開口内法高さ h_o に対する反曲点高さ比を y_o とし、開口内法区間の曲げ剛性は全範囲において、降伏剛性 EI_y_o として降伏荷重 P_y 時の曲げ変形を算出する。その曲げ変形が層間水平変形に寄与する変形は(4)式で表される。

$$\delta = P_y \cdot h_o^3 \cdot (3/2y_o - 1/2) / (3EI_y_o) \quad (4)$$

ここに、 P_y ：曲げ降伏時の柱のせん断力で2.2節のものを用いる。 h_o ：柱内法高さ、 y_o ：柱内法高さで定義される反曲点高さ比、 EI_y_o ：開口内法区間の柱の曲げ降伏剛性で、主筋を考慮し弾性の曲げ剛性 EI_e に下記の降伏剛性の低下率 γ を乗じた $\gamma \cdot EI_e$ を用いる。

a/D > 2.0の時；

$$\gamma = (0.043 + 1.65n_{pt} + 0.043(a/D) + 0.33 - \delta) (d/D)^2$$

a/D < 2.0の時；

$$\gamma = (-0.0836 + 0.159(a/D) + 0.169 - \delta) (d/D)^2$$

上式におけるせん断スパン長さaは $h_o/2$ とする。その他の記号は文献16)を参照されたい。

2.3.3 壁区間の曲率による層間変形

壁区間の曲率による水平変形と回転角を図-6のよう

表 - 1 壁と接する区間における柱の曲率分布の関数

区間	i	S	$i(y_i)$
1	i=1	$S - 0.5D$	$w_1 y_1' (y_o + y_1) / (y_o + y_1)$
	i=2	D	$w_2 y_2$
	i=3	$h_w - S$	$w_3 y_3' (1 - y_3/3)^q$

$q = 0.5$, $\gamma = 1/(S/D)$, $w_i y_i'$ ：壁区間における柱の降伏曲率

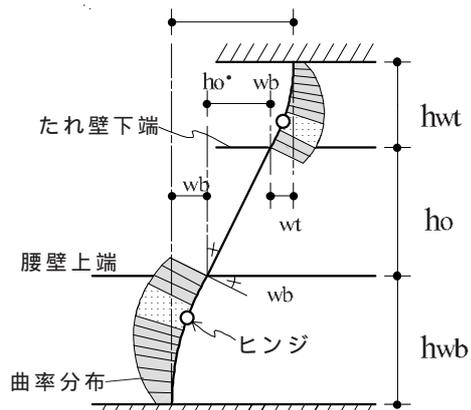


図 - 6 壁と接する区間の曲率による水平変形成分

におくと、壁区間の曲率が層間変形に寄与する変形成分はつぎの(5)式で表される。

$$\delta = \delta_b + \delta_o \cdot h_o + \delta_t \quad (5)$$

ここに、 δ_b ：腰壁側の壁区間の曲率による水平変形

δ_o ：腰壁側の壁区間の曲率による腰壁上端の回転角

δ_t ：たれ壁側の壁区間の曲率による水平変形

ここでは、一般の耐震診断の柱の変形の評価に合わせて上下のスタブは平行とする。また、上下の腰壁とたれ壁の寸法が異なる場合、上下のヒンジ発生時に差が生じる。スタブが平行な場合、先に発生するヒンジでは、もう片方のヒンジが形成されるまで、塑性回転が増加し、この間、層間変形が増加する。上記(5)式はたれ壁側のヒンジが先行し、その後に腰壁側のヒンジは形成されるとしている。ヒンジ発生の際は2.2.2節で反曲点を特定する試行計算の際に判定できるが、その方法は紙面の都合で省略する。

表 - 2 壁と接する各区間の柱曲率による水平変形成分の評価式

区間	S/D ≤ α/2		S/D > α/2	
	wb ₁	wb ₂	wb ₁	wb ₂
I	0	0	$w y' (\theta_0' \cdot 1^2/2 + \theta_1^3/3) / (\theta_0 + \theta_1)$	$w y' (\theta_0' \cdot 1^2/2) / (\theta_0 + \theta_1)$
	$w y' \cdot \theta_2^2 / 2$	$w y' \cdot \theta_2$	$w y' (\theta_1' \cdot 2 + \theta_2^2 / 2)$	$w y' \cdot \theta_2$
	$w y' (\theta_1 + \theta_2) \cdot \theta_3 / (n+1) + w y' \cdot \theta_3^2 / \{ (n+1)(n+2) \}$	$w y' \cdot \theta_3 / (n+1)$	S/D ≤ α/2の場合のδwb ₃ と同じ	S/D ≤ α/2の場合のθwb ₃ と同じ

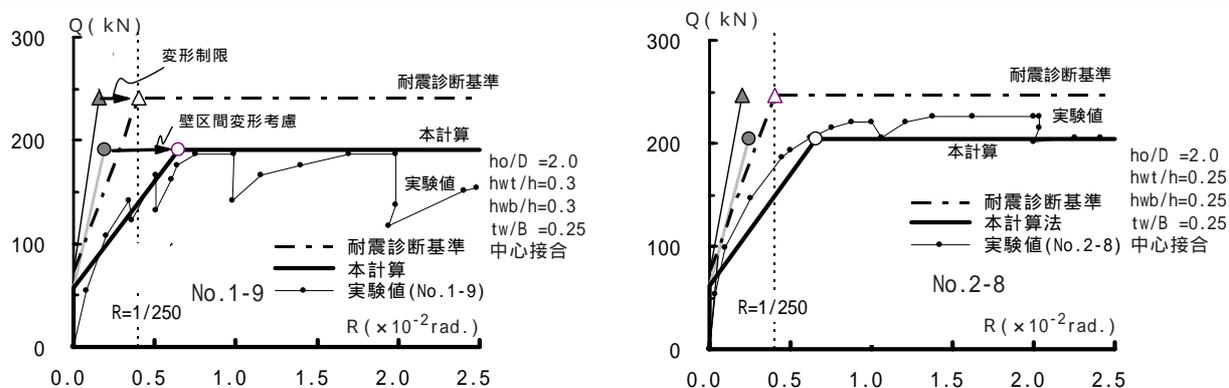


図 - 7 曲げ降伏した武田の試験体の荷重 - 変形角関係の実験結果⁵⁾と計算結果の比較

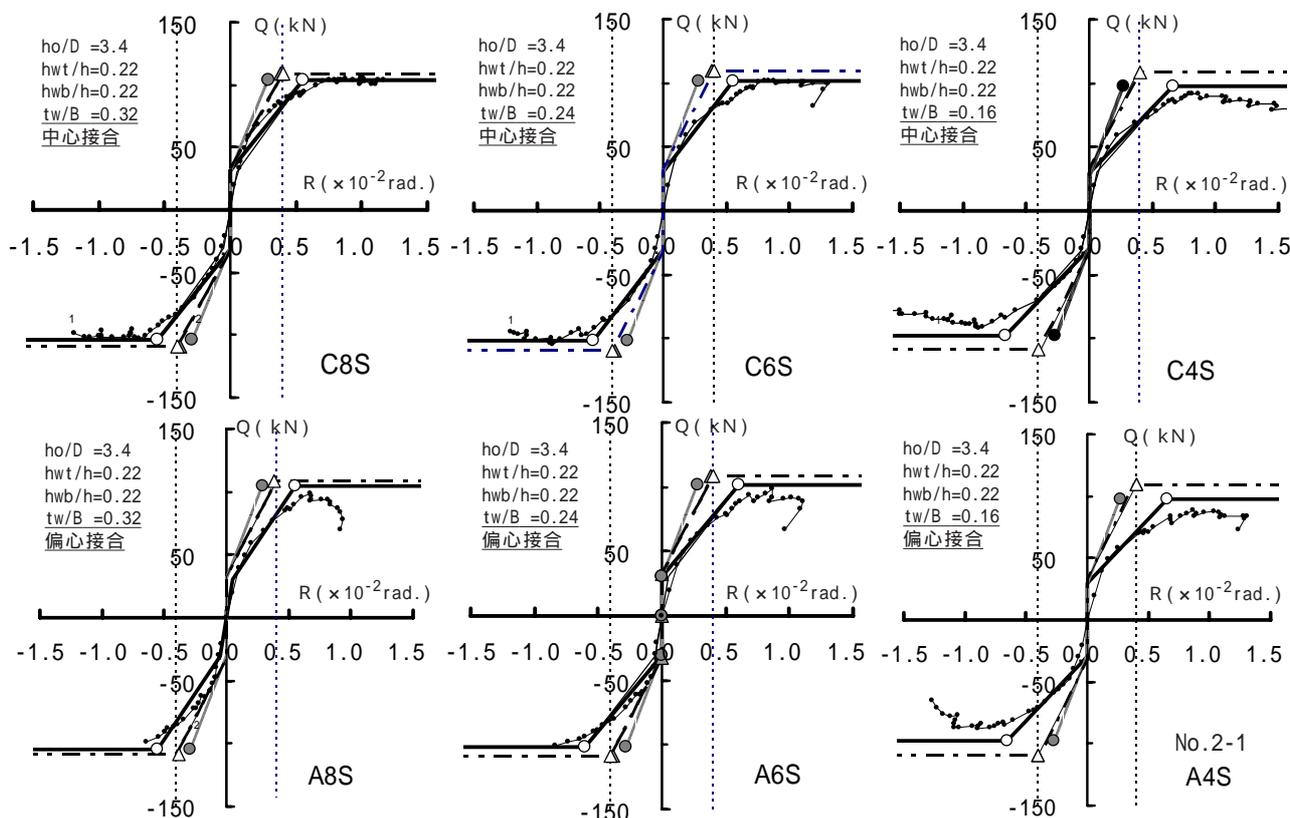


図 - 8 曲げ降伏した荒川らの試験体の荷重 - 変形角関係の実験結果⁶⁾と計算結果の比較

曲げ降伏時は上下にヒンジが形成された時とする。

図 - 5 で示した壁区間の曲率分布に基づき誘導した腰壁側の水平変形 w_b と回転角 θ_b の式を表 2 にまとめて示す。式は区間 I, II に分けて示し、最終的にはそれらの成分を加算する形式で表している。図 - 5 (b) で示したように壁厚が厚く S/D が $\alpha/2$ より小さくなる場合は区間 I の成分は零となる。降伏時の曲率 $w y'$ は降伏モーメント M_y を壁区間の柱の曲げ降伏剛性 EI_{yw} で除したも

のとした。 M_y は(3)式のものを用い、 EI_{yw} は前節で示した y の式で a/D を 5.0 とした場合の降伏曲げ剛性である。

これは壁区間の柱の降伏曲げ剛性¹⁰⁾を近似するもので、純曲げ状態の降伏曲げ剛性を近似するものとして文献8)で示したものである。対象にする各試験体の壁区間の柱の曲げモーメントと対応させたものではない。

3.3 計算結果と実験結果の比較

本論文では、腰壁・たれ壁付柱試験体の計算結果につ

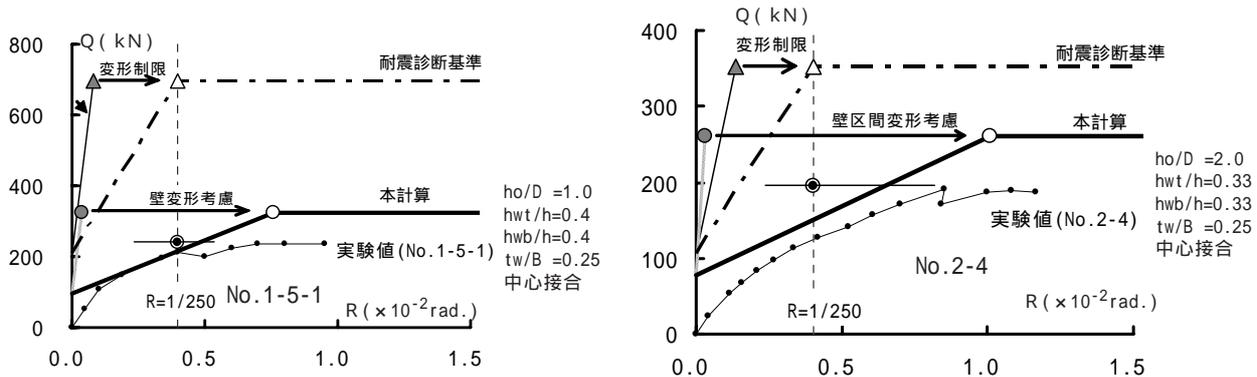


図 - 9 せん断破壊により耐力が決定した武田の試験体の荷重 - 変形角関係の実験結果¹²⁾と計算結果の比較

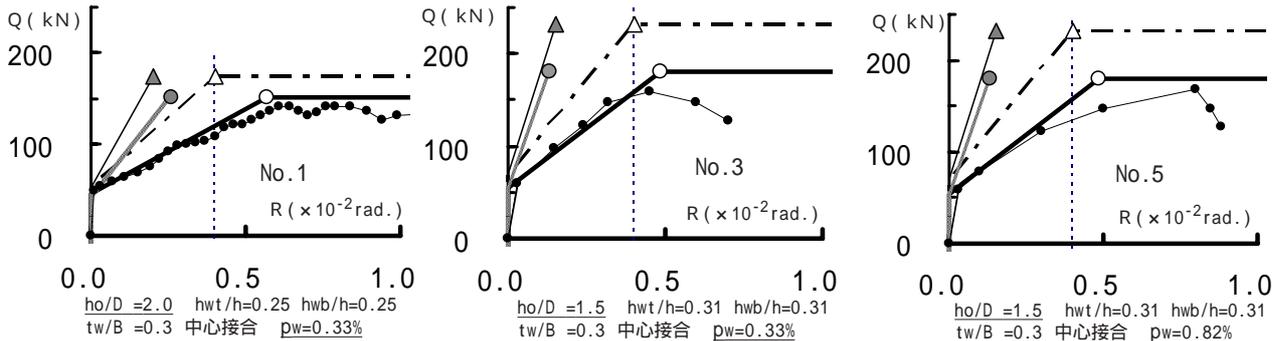


図 - 10 せん断破壊により耐力が決定した遠藤らの試験体の荷重 - 変形角関係の実験結果¹³⁾と計算結果の比較

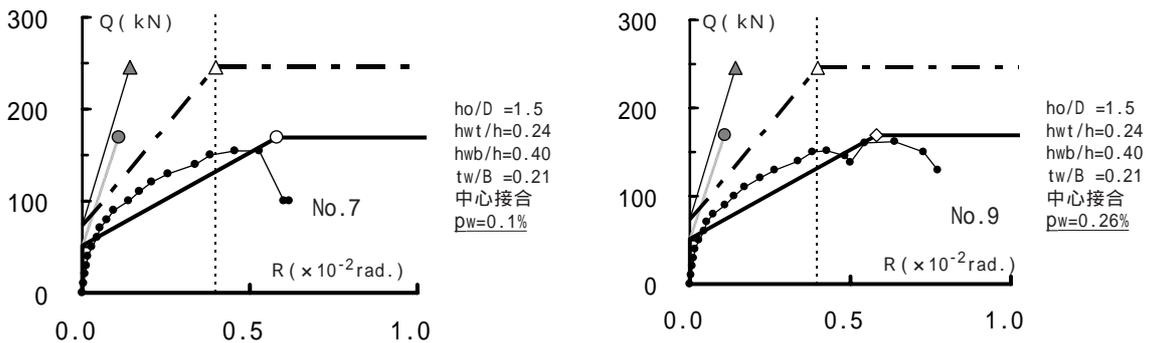


図 - 11 せん断破壊により耐力が決定した小室・広沢らの試験体の荷重 - 変形角関係の実験結果¹⁴⁾と計算結果の比較

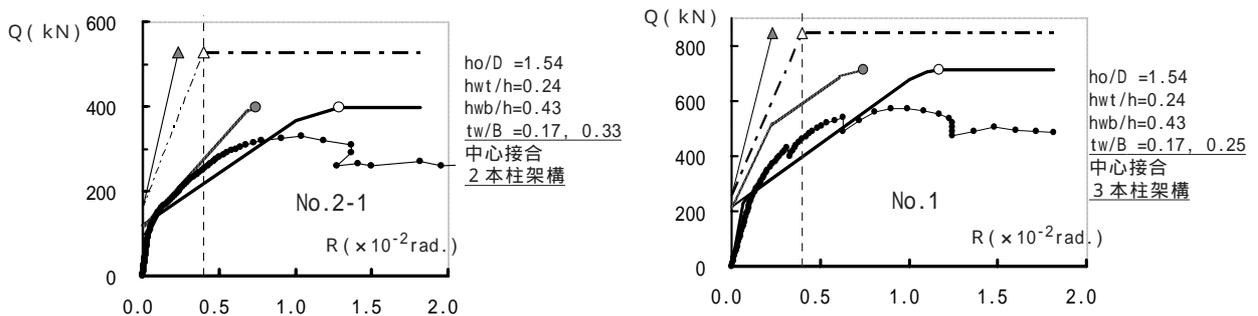


図 - 12 せん断破壊により耐力が決定した杉山らの試験体の荷重 - 変形角関係の実験結果¹¹⁾¹⁵⁾と計算結果の比較

いて示す。曲げ降伏した試験体としては武田の実験と荒川らの実験について示す。せん断破壊により耐力が決定した試験体としては、武田の実験、遠藤らの実験、小室・広沢らの実験、杉山・松崎らの実験について示す。

図 - 7 に武田の曲げ降伏した試験体の計算結果と実験結果を比較して示す。太実線は本計算によるものである。降伏時は θ_p で示している。壁の区間の変形を考慮しないと柱内法区間の変形だけになり θ_p の点に移動する。

一点鎖線は診断基準によるものである。同基準では図 - 1 で示したように開口内法柱の降伏変形を層間変形として柱長さ h で除して降伏変形角を定義する。これに基づいた降伏変形時は図 - 7 では θ_p で示している。しかし、その変形角が $1/250 \text{ rad.}$ より小さい場合は、その値とする変形制限を設けている。縦の破線がその制限の変形角を表している。 θ_{lim} が診断基準の降伏変形である。また降伏荷重については柱長さを開口内法長さとして、剛域ま

での距離は全く設けずに計算したものである。降伏荷重と降伏変形角は本計算方法が実験結果に近づいている。

図 - 8 に荒川らの曲げ降伏した試験体の結果を同様に示す。これらの試験体は曲げ降伏後せん断破壊したものである。上段の3体は壁が中心接合されたもので、壁厚が異なっている。壁厚が薄くなると本計算が実験結果に近づくことが確認できる。下段も同様に壁厚が異なるが壁が偏心接合したものである。壁が偏心接合していると降伏荷重は、実験値の方が計算値に対し小さくなる傾向が確認できる。

図 - 9 にせん断破壊により耐力が決定した武田の試験体を同様に示す。柱の内法長さが小さいため、壁区間の変形を考慮したと、考慮しなかったでは、それらの変形角に大きな差が生じている。開口内法長さが小さくなると壁区間の変形の影響が大きくなることが確認できる。診断基準による降伏荷重も本計算に較べてかなり大きくなっている。

図 - 10 に遠藤らの試験体を同様に示す。No.1とNo.3は開口内法長さが異なり、No.3とNo.5では柱のせん断補強筋比 p_w が異なっている。いずれの試験体でも、計算による荷重 - 変形関係はせん断破壊するまでの実験の関係に近い。

図 - 11 に小室・広沢らの試験体を同様に示す。この試験体は腰壁とたれ壁の高さが異なっている。No.7とNo.9では柱のせん断補強筋比 p_w が異なっている。これらの試験体でも、計算による荷重 - 変形関係はせん断破壊するまでの実験の関係に近い。

図 - 12 に杉山・松崎らの試験体を同様に示す。No.2-1は試験体形状が2本柱の架構で、No.1は3本柱の架構である。また両試験体とも腰壁とたれ壁の高さが異なっている。これらの試験体では、複数の柱の降伏荷重と降伏変形が異なる計算結果になった。各試験体はいずれの柱もせん断破壊している。計算による荷重 - 変形関係はせん断破壊により決定した最大荷重までの実験の関係に近い。

4. まとめ

曲げ降伏する腰壁・たれ壁付柱の降伏荷重と降伏変形角および終局変形角を評価する実用式を提案することを目的として、降伏荷重と降伏変形角の評価方法について述べて、既往の実験結果と比較・検討した。以下に結論をまとめる。

- (1) 曲げ降伏するまでのせん断力 - 変形角関係は本論で示した計算方法で概ね評価でき、柱の開口内法長さが短くなると、壁と接する区間の柱の変形成分が柱全体の变形に大きく影響を与えることが確認できた。
- (2) せん断破壊により耐力が決定する場合も、そこまでは本計算による関係は実験の関係近くなることも確認できた。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準，pp.100, 179, 2002

- 2) 塩屋晋一，當房和博：腰壁・垂れ壁が中心接合されるRC柱のせん断耐力，日本建築学会構造系論文集，第619号，pp.145-156, 2007.9
- 3) 塩屋晋一，町頭洋平，吉留潤平：壁梁が偏心接合されるRC柱のせん断特性，日本建築学会構造系論文集，第604号，pp.103-110, 2006.6
- 4) 松木和彦，塩屋晋一ほか：曲げ破壊形式の腰壁・たれ壁付RC柱の靱性率の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.2, pp.199-295, 2006
- 5) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.54，pp.56-59, 1981.3
- 6) 荒川卓ほか：繰返し荷重を受ける腰壁・たれ壁付きRC柱の剛性と終局強度について，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.565-568, 1985
- 7) 塩屋晋一：鉄筋コンクリート造腰壁付き柱の最大水平せん断力の評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.43B, pp.199-210, 1997.3
- 8) 塩屋晋一，吉松幸一郎，大隣 薫：梁降伏形袖壁付きSRC造骨組の弾塑性性状と梁の最大せん断力，日本建築学会構造系論文報告集，No.576, pp.157-164, 2004.2
- 9) 白都滋，塩原等ほか：炭素繊維シートにより耐震補強された既存鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.121-128, 2000.8
- 10) 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究・その，日本建築学会構造系論文報告集，No.449，pp.163-173, 1993.7
- 11) 杉山智昭，松崎育弘，中野克彦：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第551号，pp.111-118, 2002.1
- 12) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.55, pp.27-30, 1982.3
- 13) 遠藤利根穂，津村浩三ほか：珪石質材質を利用して腰壁垂壁付柱における脆性破壊を防止するための実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1293-1294, 1982
- 14) 瀧澤正明，小室達也，広沢雅也ほか：大変形下におけるRC造腰壁・垂れ壁付柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.2, pp.235-240, 2004
- 15) 杉山智昭，中野克彦，松崎育弘：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，pp.531-532, 2002.8
- 16) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局度設計に関する資料，p.93, 1987
- 17) 徳広育夫，久徳琢磨：鉄筋コンクリート造垂壁・腰壁付柱の剛性・強度及びじん性に関する実験的研究，日本建築学会中国・九州支部研究報告，第6号，pp.277-280, 1984.3