

水平地動を受ける鋼変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの変動特性

神戸市立工業高等専門学校 正会員 酒造 敏廣

1. まえがき

鋼骨組柱部材には、従来より変断面構造が多用されてきた。筆者らは、変動水平外力を受ける鋼変断面片持ち柱には塑性変形箇所が半サイクル毎に交番する弾塑性挙動が現れることを指摘し¹⁾³⁾、塑性変形が著しくなる崩壊メカニズムの遷移領域Sの予測方法を検討してきた^{4),5)}。

本研究は、変断面柱の地震応答解析を実施し、これまでに提案した遷移領域の予測式⁵⁾との比較を通じて、崩壊メカニズムの変動特性について考察するものである。

2. 変断面柱の解析方法と崩壊メカニズムの遷移領域S

図1に示すように、Sec.1, 2の2断面からなり、定鉛直荷重 P の作用下で水平地動を受ける片持ち柱を解析対象とする。柱基部1と断面変化点2に回転バネを組み込み、柱を剛体・バネでモデル化する⁴⁾(図3参照)。回転バネにはバイリニア型のモーメント M —回転角 θ 関係を仮定する⁴⁾。解析モデルの諸元は $h=8\text{m}$, $B_1=B_2=750\text{mm}$, $t_1=t_2=22\text{mm}$, $\sigma_{y1}=342\sim362\text{MPa}$, $\sigma_{y2}=235\text{MPa}$, $\alpha=1/3$, $P=0.1N_{y2}$ とした。

柱頭部の増分変位 Δy に関する運動方程式は次式で与えられる。

$$m\Delta\ddot{y} + c\Delta\dot{y} + K\Delta y = -m\Delta\ddot{y}_0 \quad (1)$$

ここに、 m : 柱頭部の集中質量, c : 減衰係数 (5%減衰), K : 柱の接線バネ係数⁴⁾。 $\ddot{y}_0$ は水平地動加速度であり、兵庫県南部地震(1995)・神戸海洋気象台の観測地震波NS成分を用いた。

文献5)では、4)で導いた遷移領域Sの予測式を表1に示す近似式にまとめた。この表をもとに、柱基部と断面変化点の降伏荷重比 H_{y1}/H_{y2} による崩壊メカニズム(V域, Y域, 遷移領域S)

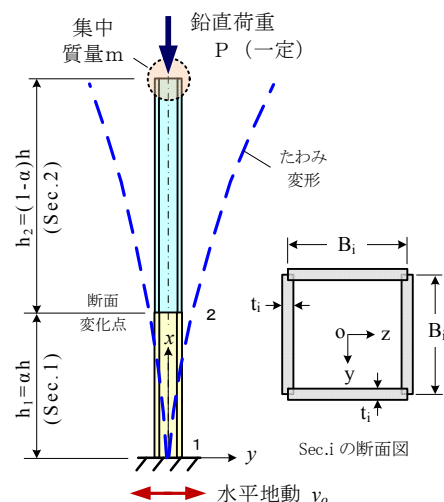
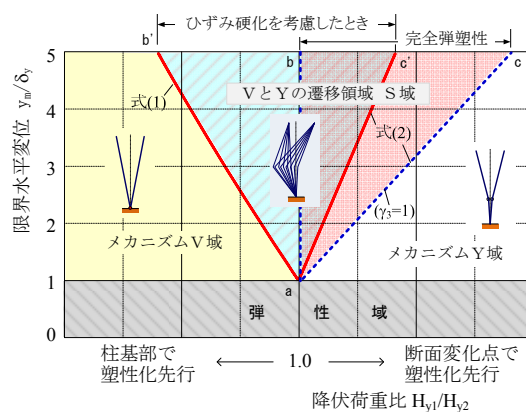


図1 水平地動を受ける変断面柱

図2 崩壊メカニズムの遷移領域^{4),5)}の模式図表1 変断面性に起因した柱の崩壊メカニズムの遷移領域Sの予測式^{4),5)}

	V-S域の境界 ($H_{y1}/H_{y2} < 1$)	S-Y域の境界 ($H_{y1}/H_{y2} \geq 1$)
限界水平変位 y_m	$\frac{y_m}{\delta_{y1}} = \gamma_1 \left(\frac{1}{H_{y1}/H_{y2}} - 1 \right) + 1 \quad (1)$	$\frac{y_m}{\delta_{y2}} = \frac{\gamma_2}{\gamma_3} \left(\frac{H_{y1}}{H_{y2}} - 1 \right) + 1 \quad (2)$
限界軸力比 P_{scr}/N_{y2}	$\frac{P_{scr}}{N_{y2}} = \frac{8}{33\pi^2} \cdot \frac{1}{2\alpha(1-\alpha)^2 + \alpha^2(3-2\alpha)(I_2/I_1)} \cdot \frac{1}{\lambda_2^2} \quad (3)$	

$$\text{注 1)} \quad \gamma_1 = \frac{49.5\alpha(3-\alpha)(I_2/I_1)}{(1-\alpha)^3 + (\alpha^3 - 3\alpha^2 + 3\alpha)(I_2/I_1)} \quad (4)$$

$$\gamma_2 = \frac{12}{\pi^2} \cdot \frac{1}{P/N_{y2}} \cdot \frac{1}{\lambda_2^2} \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha(1-\alpha)^3 + (\alpha^4 - 3\alpha^3 + 3\alpha^2)(I_2/I_1)} \quad (5)$$

$$\gamma_3 = 1 - \frac{P_{scr}/N_{y2}}{P/N_{y2}} \quad (6) \quad \lambda_2 = \frac{2h}{r_2} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{y2}}{E}} \quad (7)$$

注 2) 主な記号の定義

H_{y1} , H_{y2} : 柱基部及び断面変化点の曲げモーメントがそれぞれ Sec.1, 2 の塑性モーメント M_{p1} 及び M_{p2} になるときの水平降伏荷重

I_i : Sec.i の断面 2 次モーメント

M_{pi} : 軸力による低減を考慮した Sec.i の塑性モーメント

N_{y2} : Sec.2 の圧縮荷重 (= 断面積 A_2 × 降伏点 σ_{y2})

r_2 : Sec.2 の断面 2 次半径

δ_{yi} : H_{yi} に対応する柱頭部の水平降伏変位

σ_{yi} : Sec.i の降伏点

キーワード 変断面柱, 地震応答, 弾塑性挙動, 崩壊メカニズム, 不安定現象, P Δ 効果

連絡先

〒651-2194 神戸市西区学園東町 8-3

神戸市立工業高等専門学校・都市工学科

T E L 078-795-3263

の変動を図2に模式的に示す。ひずみ硬化の有無により、遷移領域Sの範囲が相違する。

3. 数値計算結果と考察

柱に組み込んだ弾塑性回転バネが完全弾塑性挙動を示すときの解析結果を図3, 4に示す。図中、 T_0 は柱の固有周期、 ζ は地動加速度に乘じた倍率である。

図3からわかるように、Case 1 ($T_0=1s$, $\zeta=1$) では、 $\sigma_{y1}=348\text{MPa}$ のとき、柱上・下部の部材回転角 θ_1 と θ_2 が正負に激

増し、塑性変形箇所が交番し始める遷移領域Sに入っている。図4から、変位反転点で取り出した半サイクル毎の回転角 θ の変動を見ると、 $\sigma_{y1}=348\sim 351\text{MPa}$ の間が領域Sに相当することがわかる。

つぎに、降伏荷重比 H_{y1}/H_{y2} と最大応答変位 y_{max}/δ_y の関係を図5にプロットする。 $T_0=0.75s$ と $1s$, $\zeta=1$ と 1.5 倍の結果をまとめて示している。

この図から、Case 1の解析結果は、表1から求めたS域をよく表している。しかし、Case 2 ($T_0=1s$, $\zeta=1.5$) のS域は表1の予測域よりも小さい。Case 3 ($T_0=0.75s$, $\zeta=1$) の場合も同様である。ここで、文献4)において、S域とY域の境界(式(2))は「断面変化点で塑性変形が生じた状態で変位反転した後、断面変化点よりも柱基部で塑性変形が先に生じる」ことを条件にして求めている。

この点を踏まえると、Case 2, 3の場合、水平変位応答が大きな範囲で、断面変化点で塑性変形して変位反転した後に、柱基部で塑性変形を起こすような揺り返しが小さかった(=柱の塑性変形が一方に進んだ)と説明できる。

4. まとめ

変断面片持ち柱の地震応答解析を行い、崩壊メカニズムの遷移領域Sの変動について考察した。本研究の実施には、一般社団法人・近畿建設協会の平成28年度・研究助成を受けたことを付記し、謝意を表します。

参考文献 1)酒造：土木学会論文集 No.446/I-19, pp.127~136, 1992年4月。2)酒造・事口・西：構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.271~284, 1993年3月。3)酒造：土木学会論文集, No.501/I-29, pp.277-286, 1994年10月。4)酒造：第36回地震工学研究発表会・講演概要CD, B22-883, 土木学会, 2016年10月。5)酒造：平成29年度土木学会関西支部年次学術講演会, 2017年5月(発表予定)。

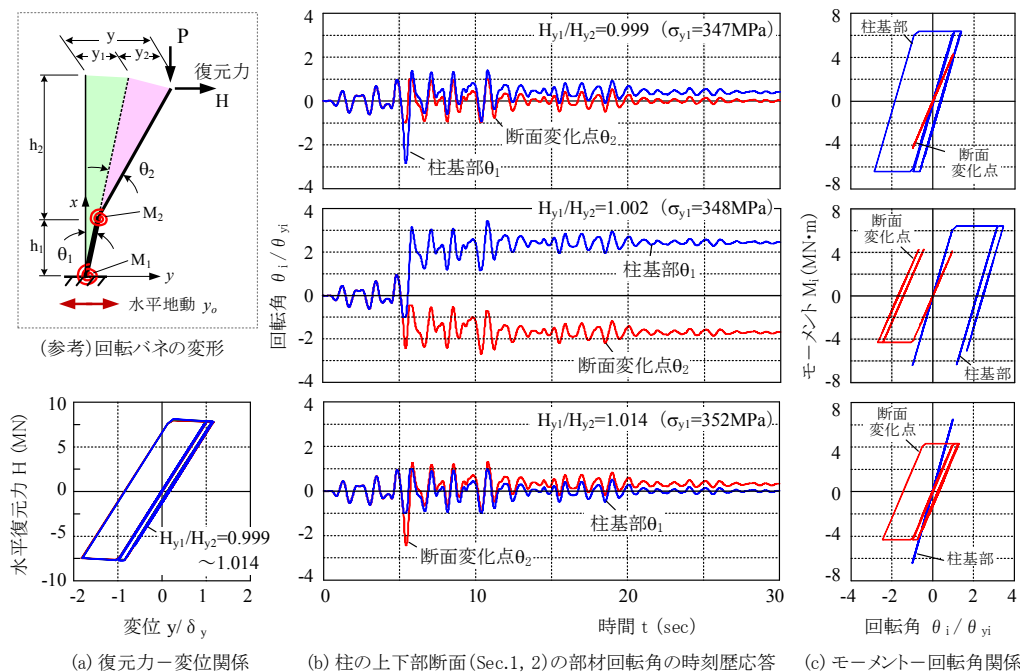


図3 柱基部の強度上昇に伴う変断面柱の地震応答性状の比較 (Case 1 : $T_0=1s$, $\zeta=1$)

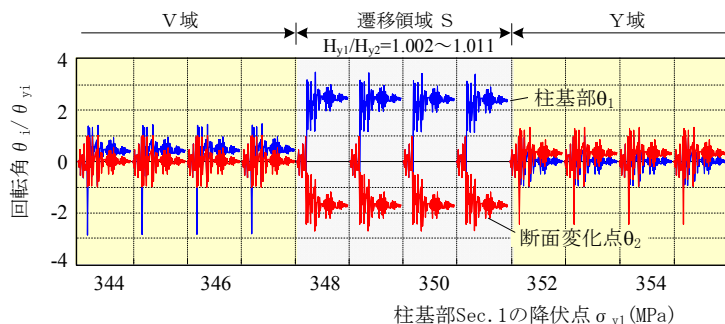


図4 半サイクル毎の回転角 θ の変動 (Case 1 : $T_0=1s$, $\zeta=1$)

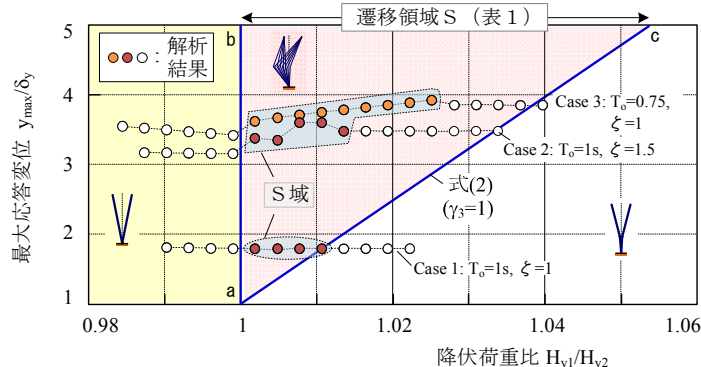


図5 崩壊メカニズムの遷移領域 (完全弾塑性)