

第 I 部門

繰り返し水平力を受ける鋼変断面片持ち柱の崩壊メカニズムと耐震設計への応用

神戸市立工業高等専門学校 正会員 酒造 敏廣

1. はじめに

土木分野の鋼骨組柱部材には、従来から変断面構造が多用されてきた。筆者らは、2つの断面で塑性変形が生じる変断面片持ち柱の数値解析と実験^{1)~5)}を実施し、 $P\Delta$ 効果に起因して塑性変形箇所が半サイクル毎に交番する柱の弾塑性履歴崩壊性状を調べ^{1)~4)}、崩壊メカニズムが交番し始める「遷移領域」の予測方法を検討してきた⁵⁾。

本研究では、繰り返し水平力を受ける変断面片持ち柱について、崩壊メカニズムの遷移領域の予測式を簡便な形にまとめ、それを耐震設計の断面構成照査に応用する方法を論じるものである。

2. 変断面片持ち柱の解析モデルと崩壊メカニズム

本文では、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 の作用下で定変位振幅の繰り返し水平力を受ける片持ち柱を対象とする。文献5)では、軸方向圧縮力と曲げモーメントを受けて塑性変形する柱基部1と断面変化点2に回転バネを組み込み、柱を剛体・バネでモデル化して弾塑性解析を行った。 $P=0.25N_{y2}$, $I_2/I_1=0.917$, $\alpha=1/3$ の柱の荷重 H - 変位 y 曲線と柱のたわみモードを図2に示す(主な記号の説明は表1の脚注参照)。同図には、柱基部と断面変化点の降伏荷重比 H_{y1}/H_{y2} をパラメータにして、以下の3つのケースを再現している。

- i) V : 主たる塑性変形が柱基部 Sec.1 断面で生じる場合
- ii) Y : 主たる塑性変形が断面変化位置の Sec.2 断面で生じる場合
- iii) S : 塑性変形箇所が繰り返し水平力の半サイクル毎に柱基部と断面変化位置で交番し、塑性ひずみの累積が著しくなる場合

図2(b)のたわみモードからわかるように、Sモードは、それぞれ柱基部、断面変化点で塑性変形するV, Yモードを重ね合わせた形になる。

3. 崩壊メカニズムVとYの遷移領域Sと断面構成について

(1) 崩壊メカニズムの遷移領域Sの予測式

文献5)では、剛塑性解析のアプローチにより、メカニズムVと遷移領域S、及び、SとYの境界を表す限界水平変位 y_m の予測式(表1の式(1a), (2a)参照)を導いた。ここで、限界水平変位とは、それを超えて繰り返し载荷を行うと、半サイクル毎に崩壊メカニズムVとYが交番し始める(=遷移領域Sに入る)という柱頭部の水平変位である。

$P=0.25N_{y2}$, $I_2/I_1=1$, $\alpha=1/3$, 及び、 $\bar{\lambda}_2=0.57$ の柱について、降伏荷重比 H_{y1}/H_{y2} と変位 y_m の関係を示すと図3のようになる⁵⁾。 $H_{y1}/H_{y2} < 1$ は柱基部のSec.1断面の塑性化が先行する範囲である。鋼材が完全弾塑性体の場合($H_{t1}=0$)、図中 a-b'の境界が a-b に一致する。一方、 $H_{y1}/H_{y2} > 1$ は断面変化点のSec.2断面の塑性化が先行する範囲である。

なお、遷移領域Sに入って柱の損傷が大きくなるのは、鉛直荷重 P が式(3)の限界軸力比 P_{scr}/N_{y2} に相当する P_{scr} よりも大きいときに限られ

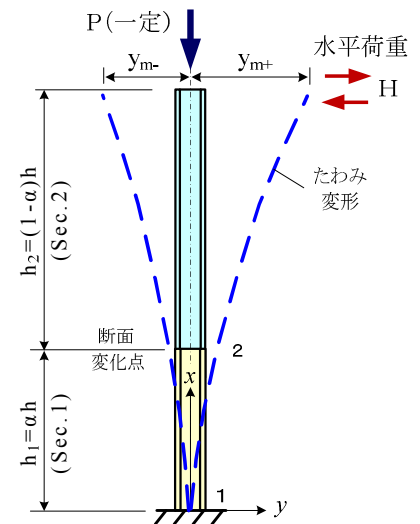


図1 繰り返し水平力を受ける変断面片持ち柱

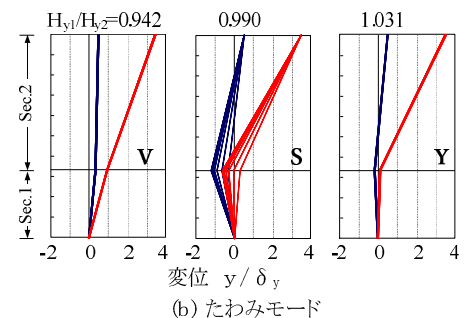
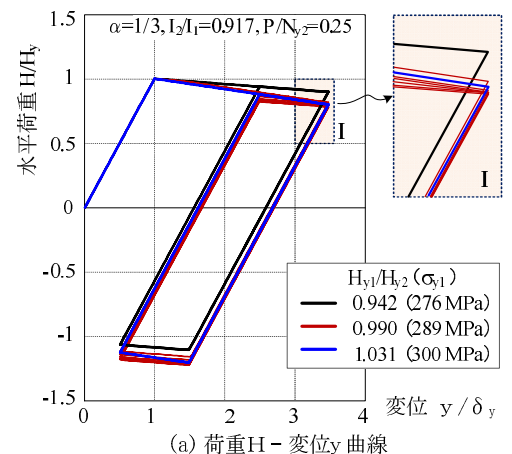


図2 柱の崩壊メカニズムの変化⁵⁾

る。図4を参照すると、たとえばSec.2断面に対する無次元細長比 $\bar{\lambda}_2=0.5$ のとき、断面変化位置 $\alpha=1/3$ に対して $P_{scr} \approx 0.2N_{y2}$ となる。断面変化点が柱上方にある場合、S域が現れないようにするためには P を小さくする必要がある。

(2) 断面構成の照査方法への応用

式(1a), (2a)は、初等ばり理論で求めた降伏変位 δ_y を用いると、式(1b), (2b)のように近似できる。これらから、片持ち形式の変断面柱の地震応答が遷移領域Sに入らないように照査する場合、以下のような手順が考えられる。

(Step 1) 地震時の柱頭部の最大水平変位 y_{max} を想定する。

(Step 2) 作用鉛直荷重 $P \geq P_{scr}$ の場合、Step 3に進む。 $P < P_{scr}$ の場合は照査終了。

(Step 3) 柱基部と断面変化点に対する降伏荷重 H_{y1} と H_{y2} 、降伏変位 δ_{y1} と δ_{y2} を求める。ただし、計算には鋼材の実降伏点を用いる。

(Step 4) 降伏荷重比 H_{y1}/H_{y2} の値に応じて、式(1b)または(2b)より限界水平変位 y_m を求める。

(Step 5) 最大変位の想定値 $y_{max} < y_m$ の場合、柱は崩壊メカニズムVまたはYを呈することが確認できる。 $y_{max} \geq y_m$ のときは、遷移領域Sに入らないように断面補強等をしてStep 3に戻る。

4. まとめ

変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの不安定遷移領域Sと断面構成の方法について検討した。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)Miki, T. and Nethercot D.A.: Stability and Ductility of Steel Structures, Elsevier Science Ltd., pp.337-346, 1998。 5)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。

表1 柱の変断面性に起因した崩壊メカニズムの遷移領域Sの予測式

		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	文献5)	$y_m = \frac{h^2}{H'_{i1}} \frac{M_{p2}}{h_2} (1 - \frac{H_{y1}}{H_{y2}}) + \delta_y$	$y_m = M_{p2} (\frac{H_{y1}}{H_{y2}} - 1) \left(\frac{Ph_1}{h} - \frac{H'_{i2}}{h_2} \right) + \delta_y$
	近似式	$\frac{y_m}{\delta_{y1}} = \gamma_1 \left(\frac{1}{H_{y1}/H_{y2}} - 1 \right) + 1$	$\frac{y_m}{\delta_{y2}} = \frac{\gamma_2}{\gamma_3} \left(\frac{H_{y1}}{H_{y2}} - 1 \right) + 1$
限界軸力比 P_{scr}/N_{y2}		$\frac{P_{scr}}{N_{y2}} = \frac{8}{33\pi^2} \cdot \frac{1}{2\alpha(1-\alpha)^2 + \alpha^2(3-2\alpha)(I_2/I_1)} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_2^2}$	

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

$$\gamma_2 = \frac{12}{\pi^2} \cdot \frac{1}{P/N_{y2}} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_2^2} \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha(1-\alpha)^3 + (\alpha^4 - 3\alpha^3 + 3\alpha^2)(I_2/I_1)} \quad (5)$$

$$\gamma_3 = 1 - \frac{8}{33\pi^2} \cdot \frac{1}{P/N_{y2}} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_2^2} \cdot \frac{1}{2\alpha(1-\alpha)^2 + \alpha^2(3-2\alpha)(I_2/I_1)} \quad (6)$$

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{2h}{r_2} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{y2}}{E}} \quad (7)$$

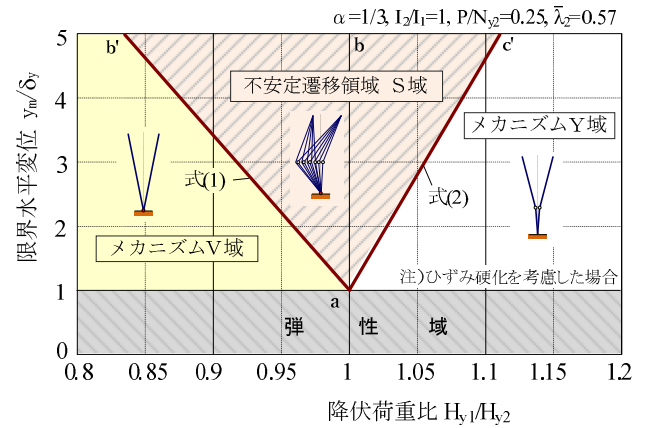


図3 変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの遷移領域S

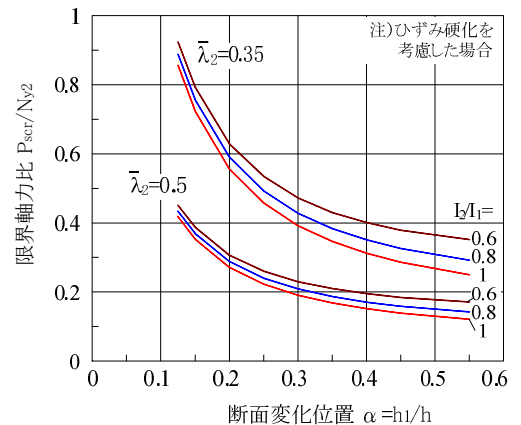


図4 崩壊メカニズムの遷移領域Sが現れる限界の軸力比 P_{scr}/N_{y2} (式(3))

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断面の塑性モーメント M_{p1} 及び M_{p2} になるときの水平降伏荷重

H'_{ii} : Sec.i断面の塑性係数⁵⁾

I_i : Sec.i断面の断面2次モーメント

M_{pi} : 軸力による低減を考慮したSec.i断面の塑性モーメント

N_{y2} : Sec.2断面の圧壊荷重 (=断面積 $A_2 \times$ 降伏点 σ_{y2})

r_2 : Sec.2断面の断面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断面の降伏点