

8. 隅角部形状パラメータと損傷の関係

8.1 概要

鋼製橋脚隅角部の設計は、8.2に示すように曲げモーメントと軸力による垂直応力度に、奥村・石沢の式より算出したせん断遅れ応力度を加えた応力で断面決定する。このせん断遅れ応力度に影響を与える梁と柱相互の断面形状や、それによるせん断遅れパラメータ等と損傷発生の関係について8.3以降で分析を行う。

8.2 隅角部の設計方法

鋼製橋脚隅角部に求められる構造的機能は、梁から柱へと断面力を円滑に伝えることにある。この場合、隅角部には大きなせん断応力を生じるが、特に箱形薄肉断面で構成された隅角部では、この大きなせん断応力のために初等はり理論によるものとは異なり、せん断遅れ現象の影響(図8-1)を受ける。この現象は薄肉構造物すべてに見られるが、上部構造物及び鋼製橋脚のはり、柱については一般に有効幅という考えを用いてこれを考慮しているが、隅角部については応力状態が箱げたのそれと相違し、かつその影響が大きいことからせん断遅れ現象を考慮した弾性理論を用いて設計しなければならない。^{4), 5)}

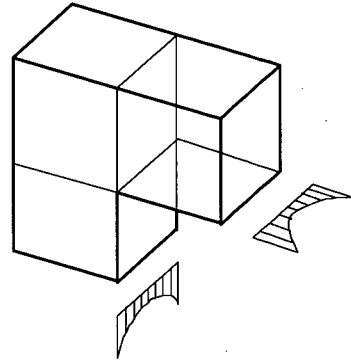


図8-1 せん断遅れによる直応力の分布図

梁または柱のフランジの応力度は、曲げモーメントと軸方向力による応力度にせん断遅れによる応力度を加えて決定する。以下に隅角部応力の計算例を示す。

(1) フランジの垂直応力度

① 曲げモーメントと軸方向力による応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{01} &= \frac{M_1}{W_b} - \frac{N_1}{A_b} \\ \sigma_{i1} &= -\frac{M_1}{W_b} - \frac{N_1}{A_b} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{02} &= \frac{M_2}{W_c} - \frac{N_2}{A_c} \\ \sigma_{i2} &= -\frac{M_2}{W_c} - \frac{N_2}{A_c} \end{aligned} \right\}$$

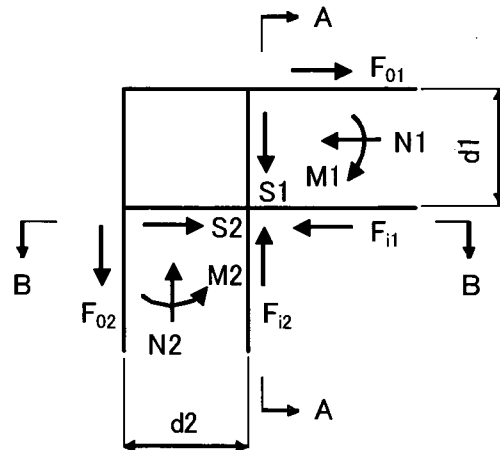


図8-2 隅角部に作用する外力

ここに、

σ_{o1} 、 σ_{i1} : 曲げモーメントおよび軸方向力によるはりフランジの応力度

σ_{o2} 、 σ_{i2} : 曲げモーメントおよび軸方向力によるはりフランジの応力度

M_1 、 M_2 : はりおよび柱に作用する曲げモーメント (図-8.2 方向を正)

N_1 、 N_2 : はりおよび柱に作用する軸方向力 (図-8.2 方向を正)

W_b 、 W_c : はりおよび柱の断面係数

A_b 、 A_c : はりおよび柱の断面積

②せん断遅れによる応力度

図 8-2 の A-A 断面におけるせん断遅れによるフランジ応力度は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{s1} &= \frac{b}{d_1} \cdot \frac{F_{i2}}{A_{w1}} \cdot S_1 \\ R_1 &= \frac{6A_{f1}}{A_{w1}} \end{aligned} \right\}$$

ここに、

σ_{s1} : A-A 断面のせん断遅れによるフランジ応力度

A_{f1} : はりのフランジ断面積

A_{w1} : はりのウェブ断面積

b : ウェブ中心間隔

$S_{i(i=1)}$: R_1 に関する値でせん断遅れの推定図から求める。

※ 模型実験により補正式も提案されている。

$$S_j = 3 / R_j (j=1,2)$$

F_{i2} : 柱のフランジからの集中力

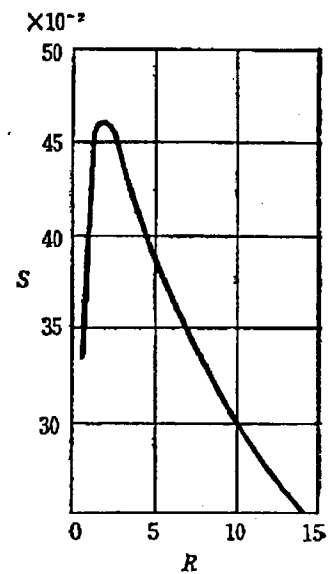


図 8-3 せん断遅れの推定図

③最大垂直応力度

$$\sigma_{mo1} = \sigma_{o1} + \sigma_{s1}$$

$$\sigma_{mi1} = \sigma_{i1} + \sigma_{s1}$$

$$\sigma_{mo2} = \sigma_{o2} + \sigma_{s2}$$

$$\sigma_{mi2} = \sigma_{i2} + \sigma_{s2}$$

ここに、 σ_{mo1} 、 σ_{mi1} : はりのフランジの最大応力度

σ_{mo2} 、 σ_{mi2} : 柱のフランジの最大応力度

(2) はりの腹板のせん断応力度

beedle の方法により

$$\left. \begin{aligned} F_{o1} &= \frac{M_1}{d_1} - \frac{N_1}{2} \\ F_{i1} &= \frac{M_1}{d_1} + \frac{N_1}{2} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \tau_{o1} &= \frac{F_{o1}}{2d_2t} \\ \tau_{i1} &= \frac{F_{i1} - S_2}{2d_2t} = \tau_{o1} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{o2} &= \frac{M_2}{d_2} - \frac{N_2}{2} \\ F_{i2} &= \frac{M_2}{d_2} + \frac{N_2}{2} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \tau_{o2} &= \frac{F_{o2}}{2d_1t} \\ \tau_{i2} &= \frac{F_{i2} - S_1}{2d_1t} \end{aligned} \right\}$$

$$\tau_a = 0.45\sigma_a$$

ここに、

F_{o1} 、 F_{i1} : 柱に作用するはりのフランジからの集中力

F_{o2} 、 F_{i2} : はりに作用する柱のフランジからの集中力

$\tau_{o1,o2}$ 、 $\tau_{i1,i2}$: 隅角部のせん断応力度

d_1 : はりのフランジ中心間隔

d_2 : 柱のフランジ中心間隔

t : 隅角部の腹板厚

S_1 、 S_2 : はりおよび柱に作用するせん断力

τ_a 、 σ_a : 許容せん断応力度および許容垂直応力度

はりの合成応力度の照査

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\sigma_{m01}}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{o1}}{\tau_a} \right)^2 &\leq 1.0 \\ \left(\frac{\sigma_{mi1}}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{i1}}{\tau_a} \right)^2 &\leq 1.0 \\ \left(\frac{\sigma_{m02}}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{o2}}{\tau_a} \right)^2 &\leq 1.0 \\ \left(\frac{\sigma_{mi2}}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{i2}}{\tau_a} \right)^2 &\leq 1.0 \end{aligned} \right\}$$

(3) せん断遅れ応力に影響を与えるパラメータ

(1)②より、せん断遅れ応力に影響を与えるパラメータは以下である。

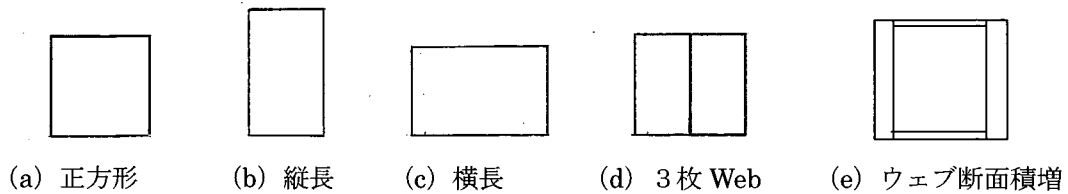
①断面形状

ウェブ中心間隔 (b)、梁高および柱幅 (d_1 、 d_2)、梁および柱のウェブ断面積 (Aw_1 、 Aw_2) が影響を与え、せん断遅れ応力を小さくするためには、それぞれ次のようにする必要がある。

- b : 小さくする
- d 1, d 2 : 大きくする
- Aw1, Aw2 : 大きくする

以上より、断面形状については、梁を縦長とすればせん断遅れ応力が小さくなる傾向にある。(梁を横長にすればせん断遅れ応力は大きくなる)

図8-4 隅角部の断面形状



②せん断遅れパラメータ

せん断遅れによる応力集中係数といえる S_1 , S_2 (以下せん断遅れパラメータ S_1 , S_2) は、形状係数 R_1 , R_2 (以下せん断遅れ形状パラメータ R_1 , R_2) の関数として推定図表 (図 8-3) から求められる。せん断遅れ応力を小さくするためには、それぞれ次のようにする必要がある。

- R_1, R_2 : $R_i < 2$ の場合 R_i を小さくする
- $5 < R_i$ の場合 R_i を大きくする
- S_1, S_2 : 小さくする

以上から、分析⑨～分析⑮で隅角部の設計上、せん断遅れ応力に影響を与えるパラメータと損傷発生の関係について分析を行う。

8.3 分析⑨

板厚（柱 Flg 厚と梁 Flg 厚）と損傷有無の関係

8.3.1 分析⑨-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱の板厚と損傷有無の関係

図 8-5 に T 型橋脚角柱の場合の柱 Flg 板厚と梁 Flg 板厚との関係を示した。ほぼ同厚の組み合わせが多いが、損傷有無との傾向は見受けられない。

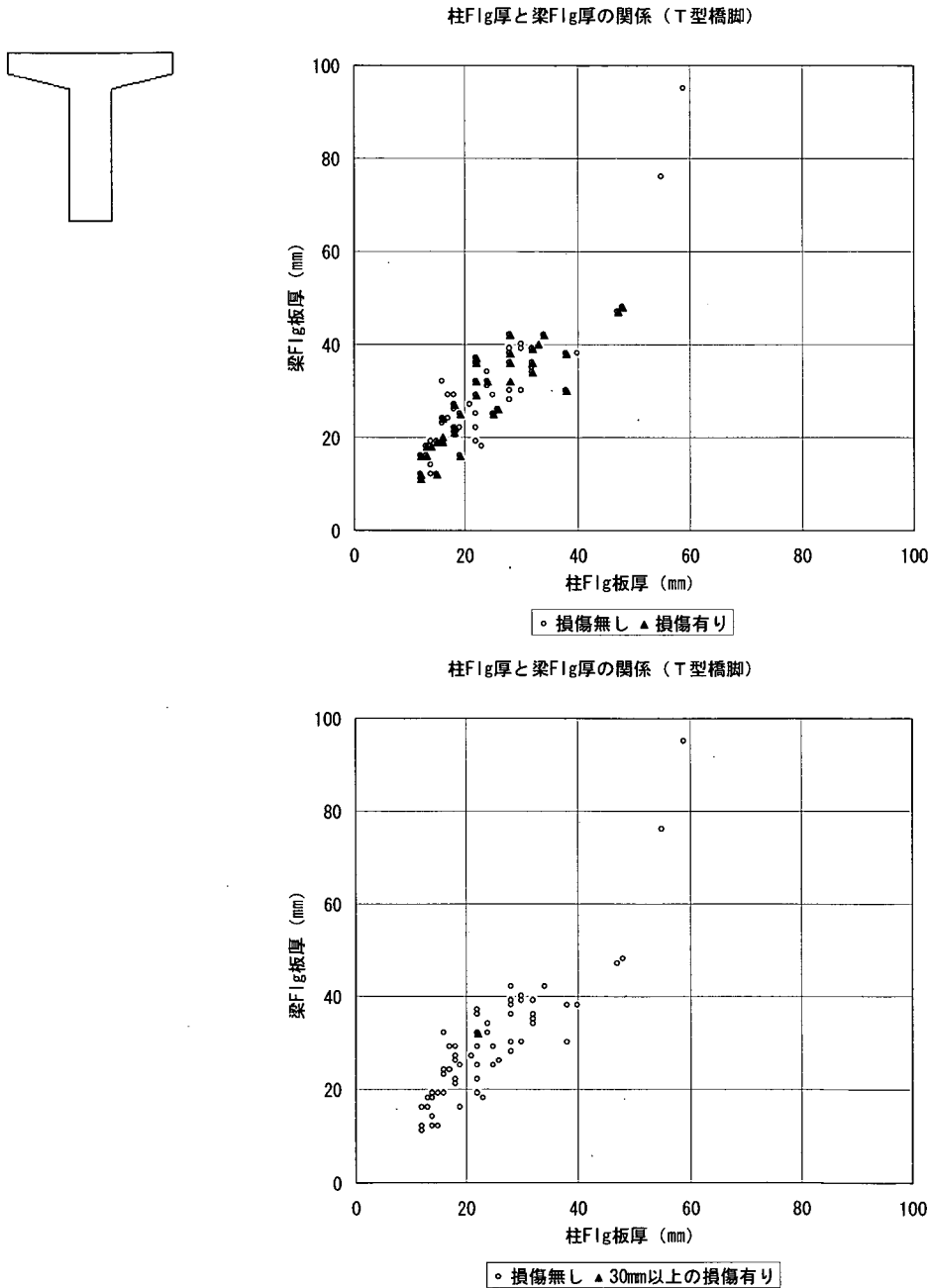


図8-5 T型角柱の板厚と損傷有無の関係

8.3.2 分析⑨-2

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱の板厚と損傷有無の関係

図8-6に単層ラーメン橋脚角柱の場合の柱Flg板厚と梁Flg板厚との関係を示した。T型橋脚角柱と同様にほぼ同厚の組み合わせが多い。板厚と損傷有無との間に顕著な傾向は見られないが、30mm以上の損傷を見ると、梁Flgより柱Flgが厚い場合に若干損傷が集中している。

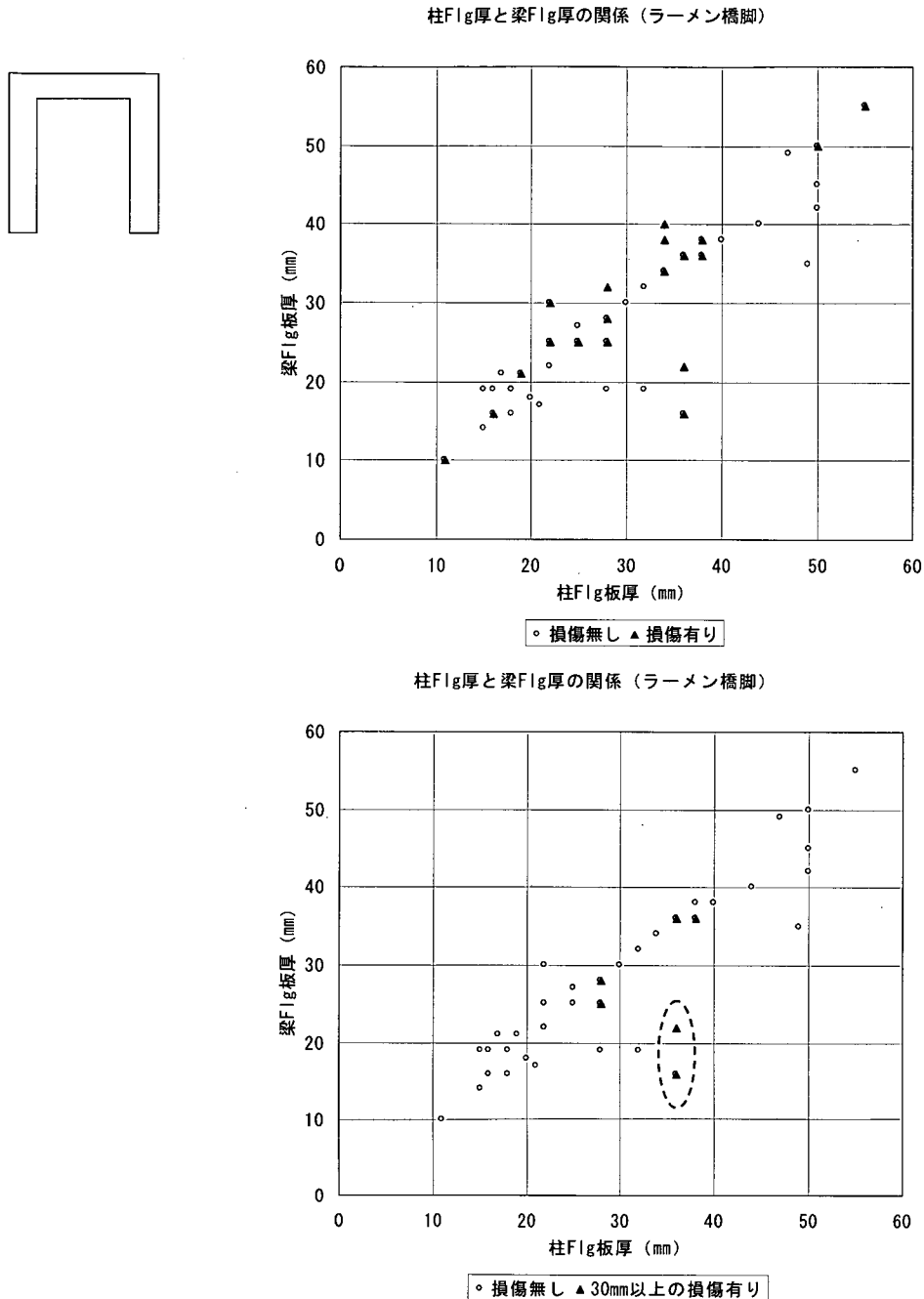


図8-6 単層ラーメン型角柱の板厚と損傷有無の関係

8.4 分析⑩

柱幅、梁高と損傷有無の関係

8.4.1 分析⑩-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱の柱幅、梁高と損傷有無の関係

図 8-7 に示したようにT型橋脚角柱では柱幅、梁高ともに2500程度の寸法で構成されたものが多い。部材寸法と損傷発生には顕著な傾向は見られないが、30 mm以上の損傷は柱幅2000、梁高2900程度で発生している。

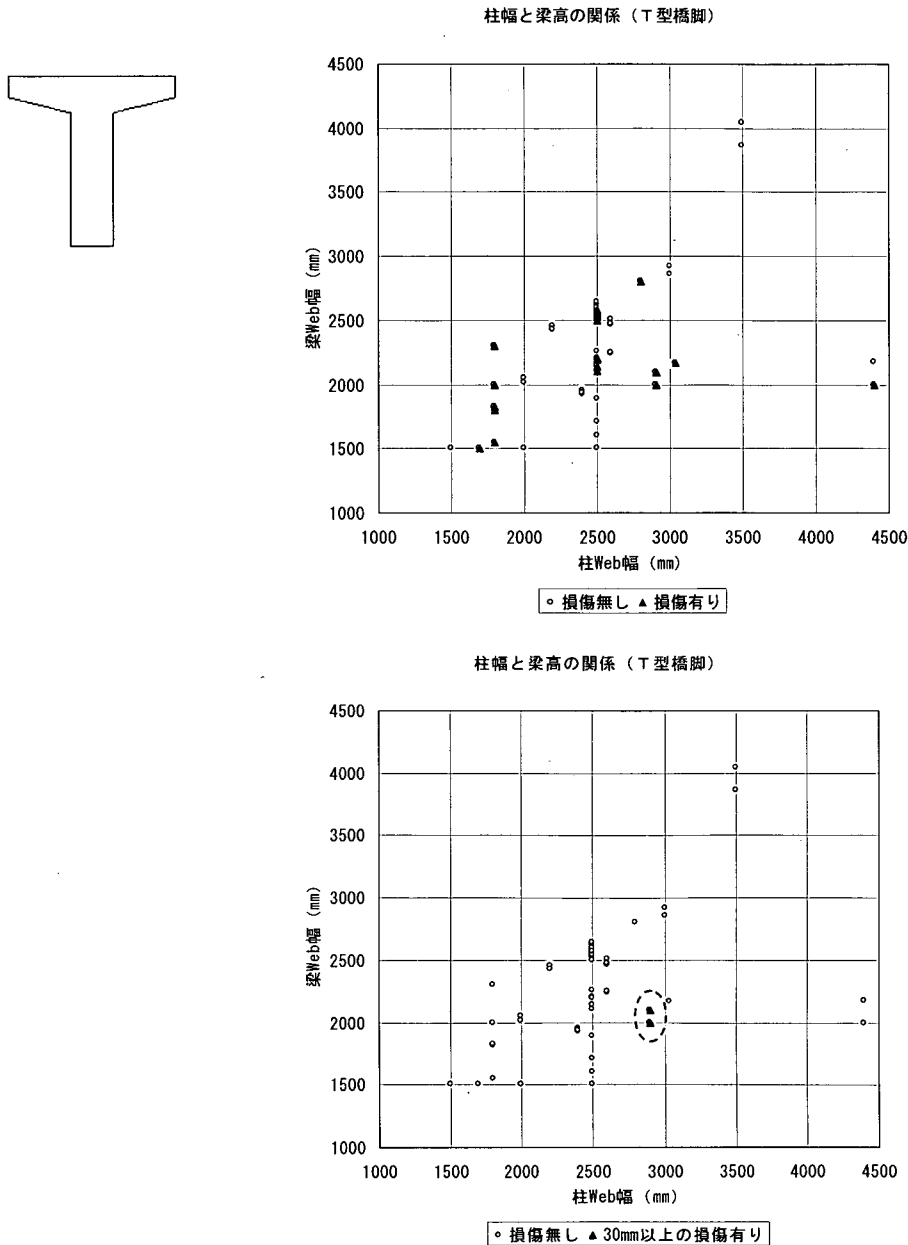


図8-7 T型角柱の柱幅、梁高と損傷有無の関係

8.4.2 分析⑩-2

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱の柱幅、梁高と損傷有無の関係

図8-8に示したように単層ラーメン橋脚角柱では柱幅、梁高に比較的ばらつきが認められるが、部材寸法と損傷発生には顕著な傾向は見られない。

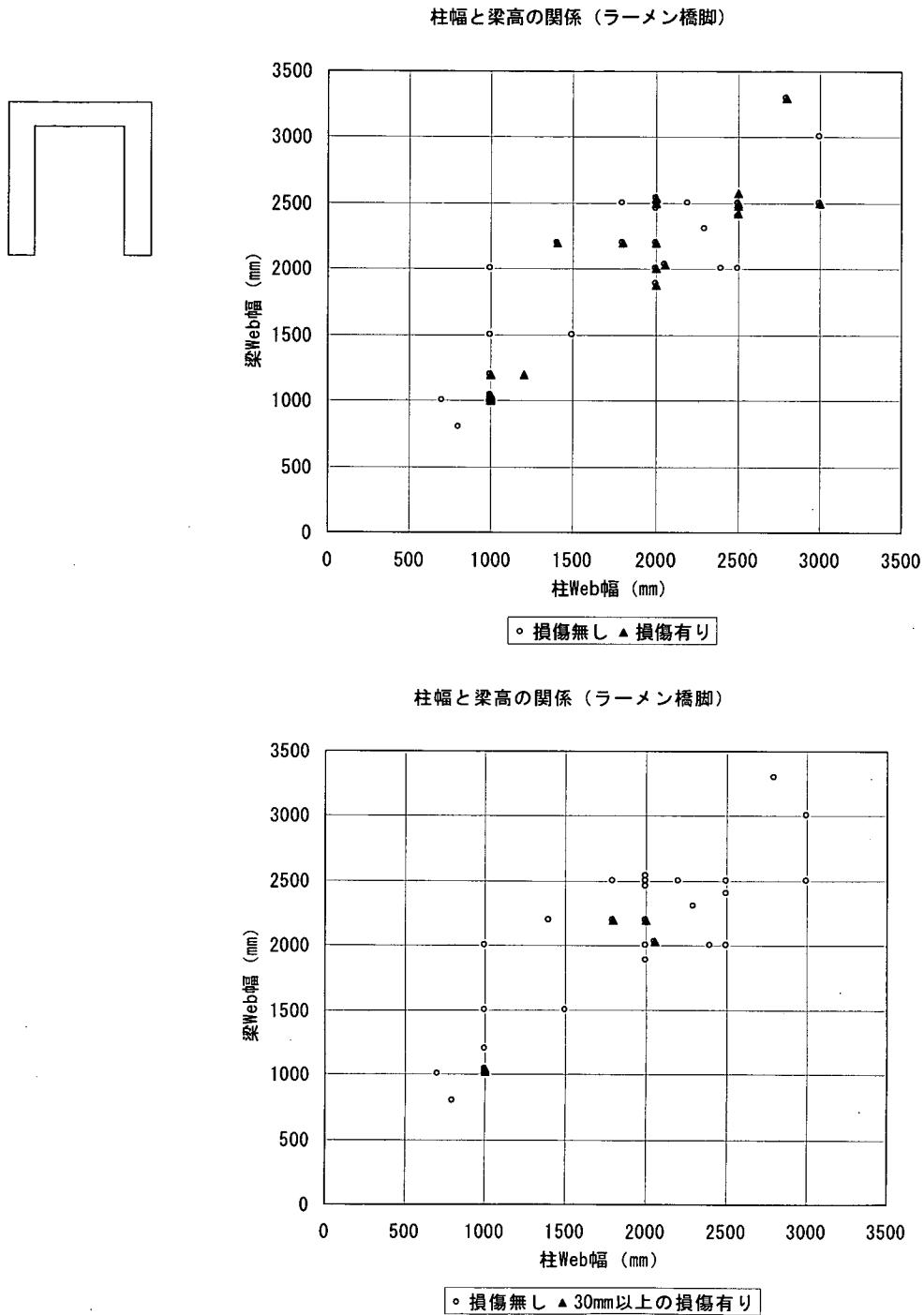


図8-8 単層ラーメン型角柱の柱幅、梁高と損傷有無の関係

8.5 分析①

梁幅、梁高と損傷有無の関係

8.5.1 分析①-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱の梁幅、梁高と損傷有無の関係

図 8-9 に示したようにT型橋脚角柱の部材構成は正方形で構成されたものが多い。部材寸法と損傷発生には顕著な傾向は見られないが、30 mm以上の損傷は梁幅2600、梁高2000程度の梁の断面が横長である隅角部で発生している。

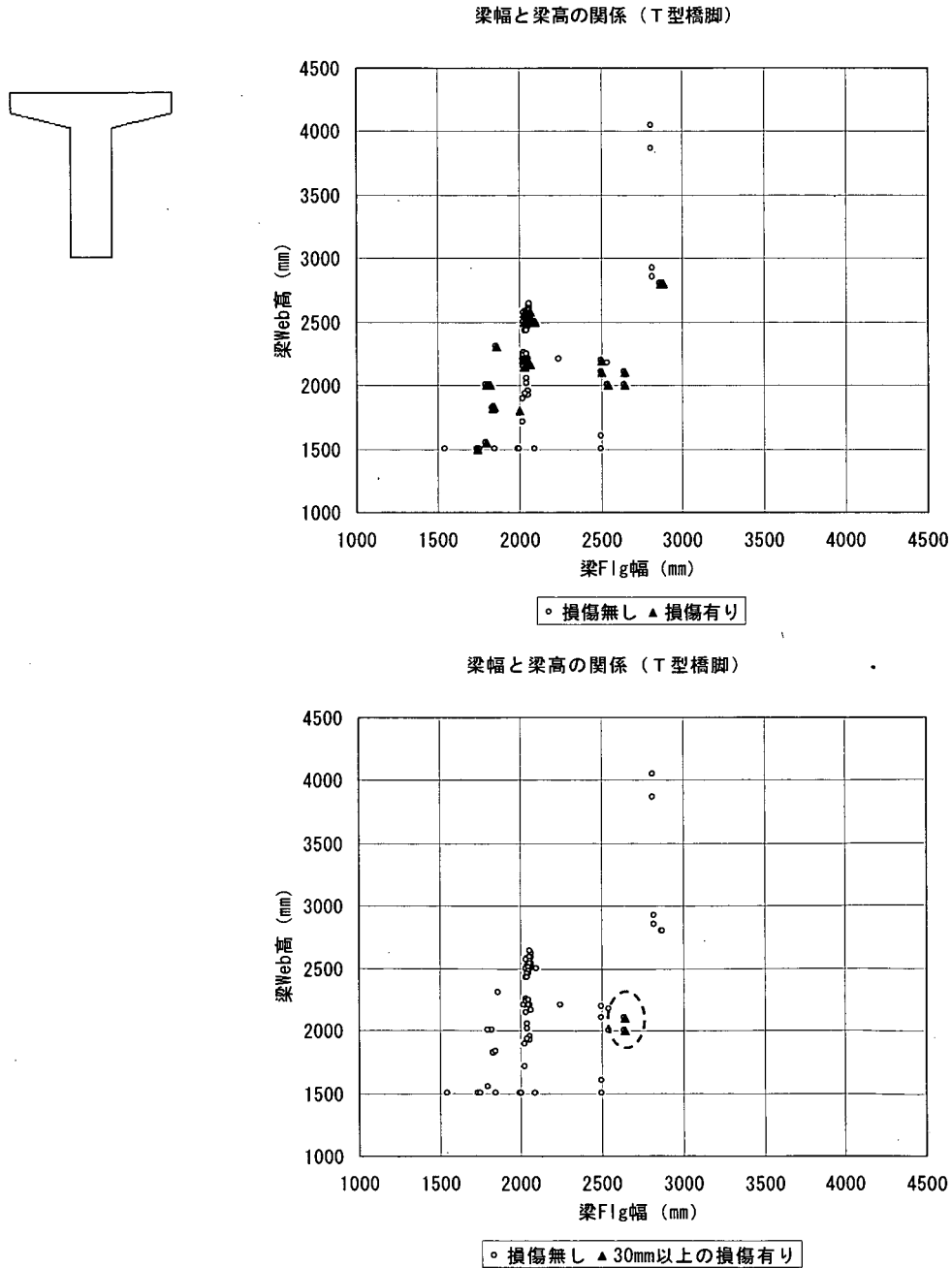


図8-9 T型角柱の梁幅、梁高と損傷有無の関係

8.5.2 分析①-2

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱の梁幅、梁高と損傷有無の関係

図8-10に示したように単層ラーメン橋脚角柱では梁幅、梁高寸法に比較的ばらつきが認められるが、部材寸法と損傷発生には顕著な傾向は見られない。

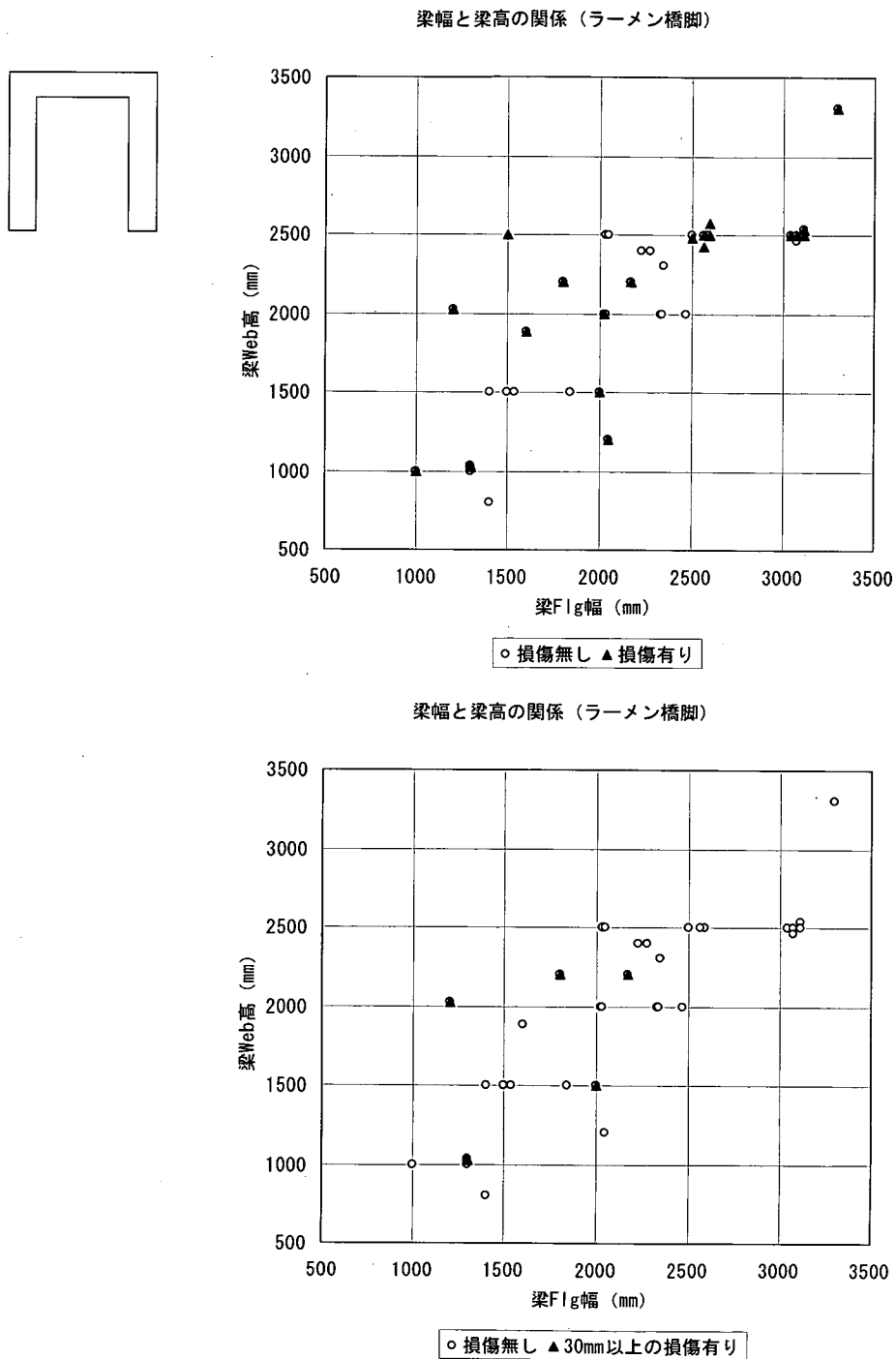


図8-10 単層ラーメン型角柱の梁幅、梁高と損傷有無の関係

8.6 分析⑫

柱 Web、柱 Flg と損傷有無の関係

8.6.1 分析⑫-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱の柱 Web、柱 Flg と損傷有無の関係

図 8-11 に示したようにT型橋脚角柱の部材構成はほぼ正方形で構成されたものが多いが、部材寸法と損傷発生には顕著な傾向は見られない。

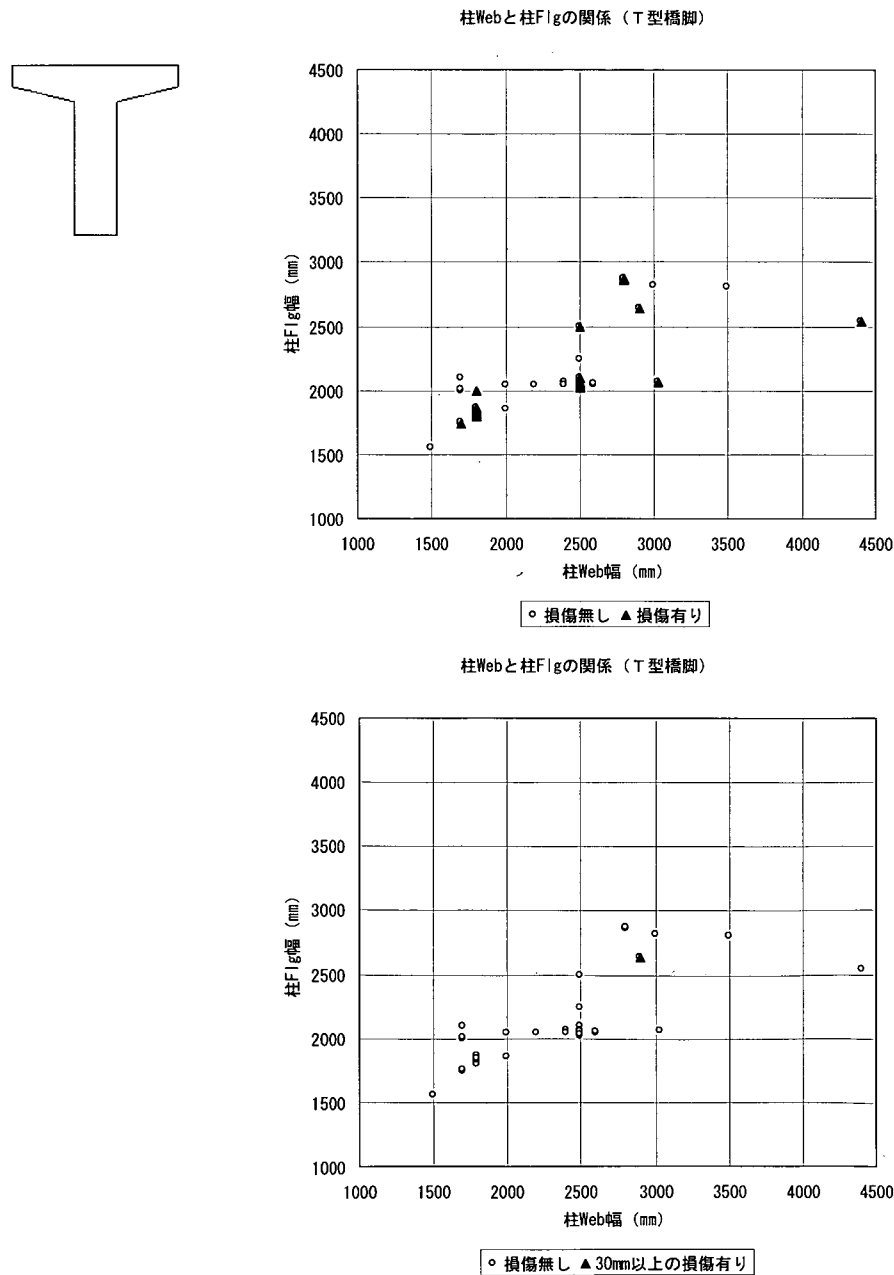


図8-11 T型角柱の柱Web、柱Flgと損傷有無の関係

8.6.2 分析⑫-2

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱の柱Web、柱Flgと損傷有無の関係

図8-12に示したように単層ラーメン橋脚角柱では部材寸法に比較的ばらつきが認められるが、部材寸法と損傷発生には顕著な傾向は見られない。

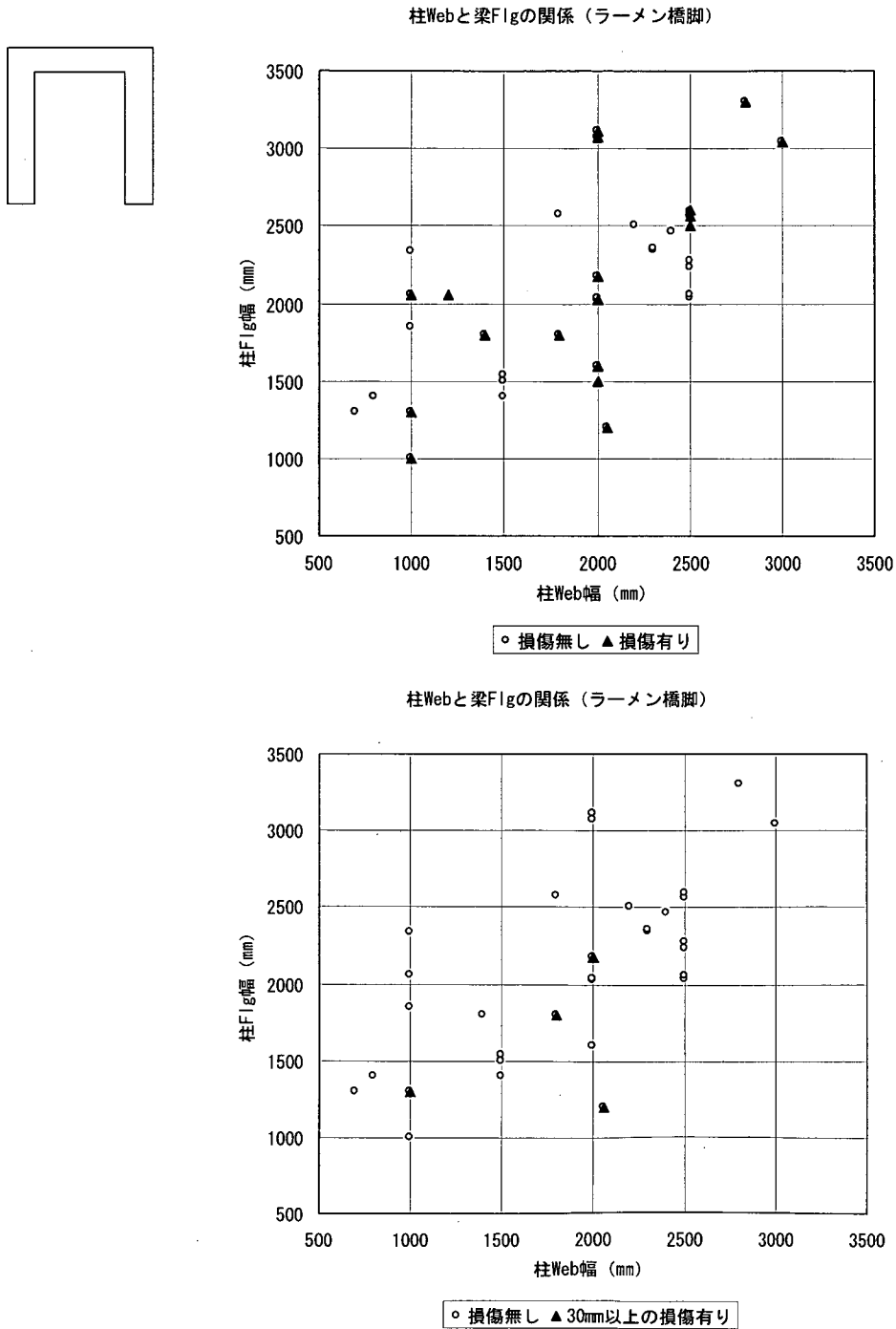


図8-12 単層ラーメン型角柱の柱Web、柱Flgと損傷有無の関係

8.7 分析⑬

せん断遅れパラメータ R と $\left(R = \frac{6A_f}{A_w} \right)$ 損傷有無の関係

8.7.1 分析⑬-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱のせん断遅れパラメータ R と損傷有無の関係

図 8-13 に示したようにT型橋脚角柱の梁および柱のせん断遅れパラメータ R は、それぞれ2.0～6.0、2.0～4.0程度の範囲に分布している。梁および柱のせん断遅れパラメータ R は同等な領域に集中しており、せん断遅れパラメータ R と損傷発生には顕著な傾向は見られないが、30 mm以上の損傷はR1が2.5、R2が5.8程度で発生している。

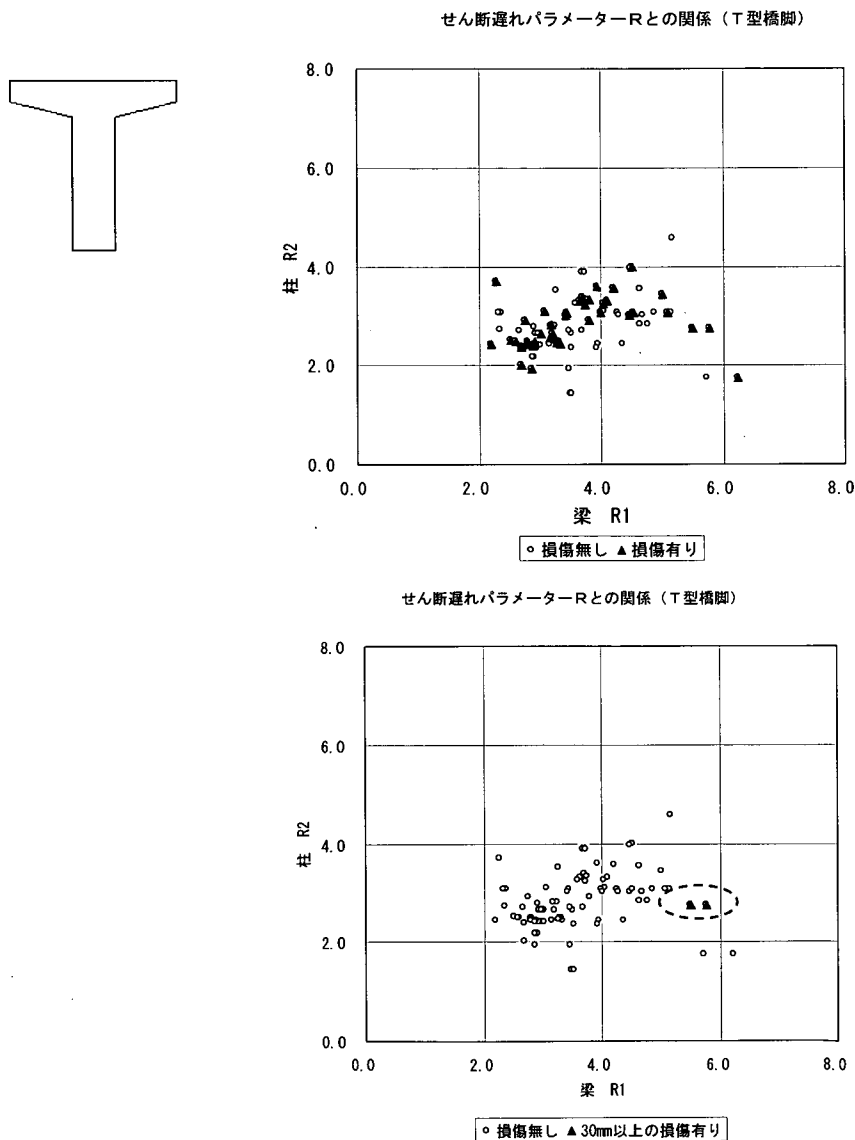


図8-13 T型角柱のせん断遅れパラメータ R と損傷有無の関係

8.7.2 分析⑬-2

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ R と損傷有無の関係

図 8-14 に示したように単層ラーメン橋脚角柱ではパラメータ R にややばらつきが認められるが、損傷発生は柱と梁のパラメータ R がほぼ同等な領域に集中している。

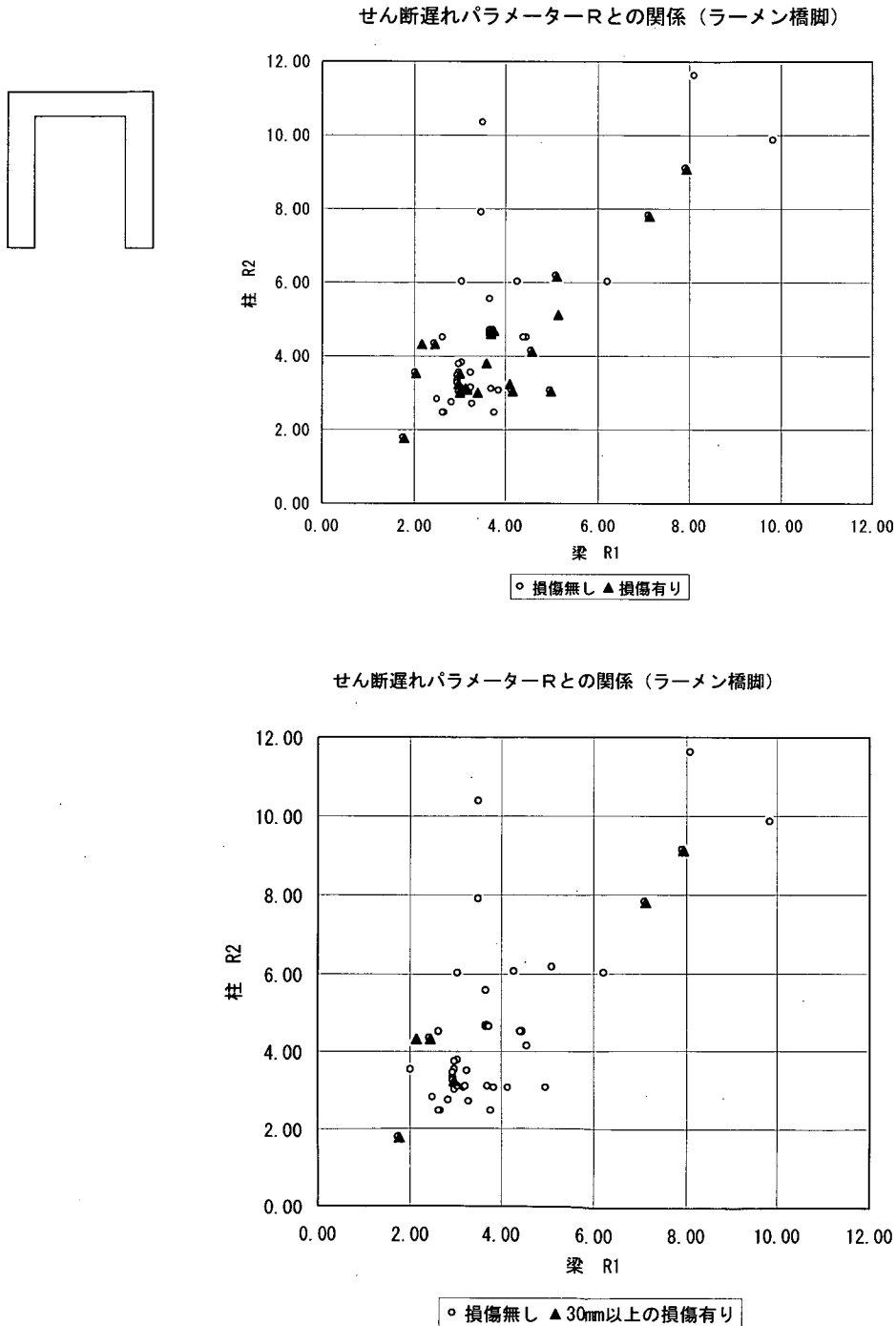


図8-14 単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ R と損傷有無の関係

8.7.3 分析⑬-3

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱のせん断遅れパラメータ R 、最も多い板組 ($e=2, f=2$) と損傷有無の関係

図 8-15 に分析結果を示す。ここでは、分析⑬-1を板組コード ($e, f=2$) で細分化し分析を行ったが、分析⑬-1と同じ結果となった。(せん断遅れパラメータ R と損傷発生には顕著な傾向は見られず、30 mm以上の損傷は R_1 が2.5、 R_2 が5.8程度で発生している。)

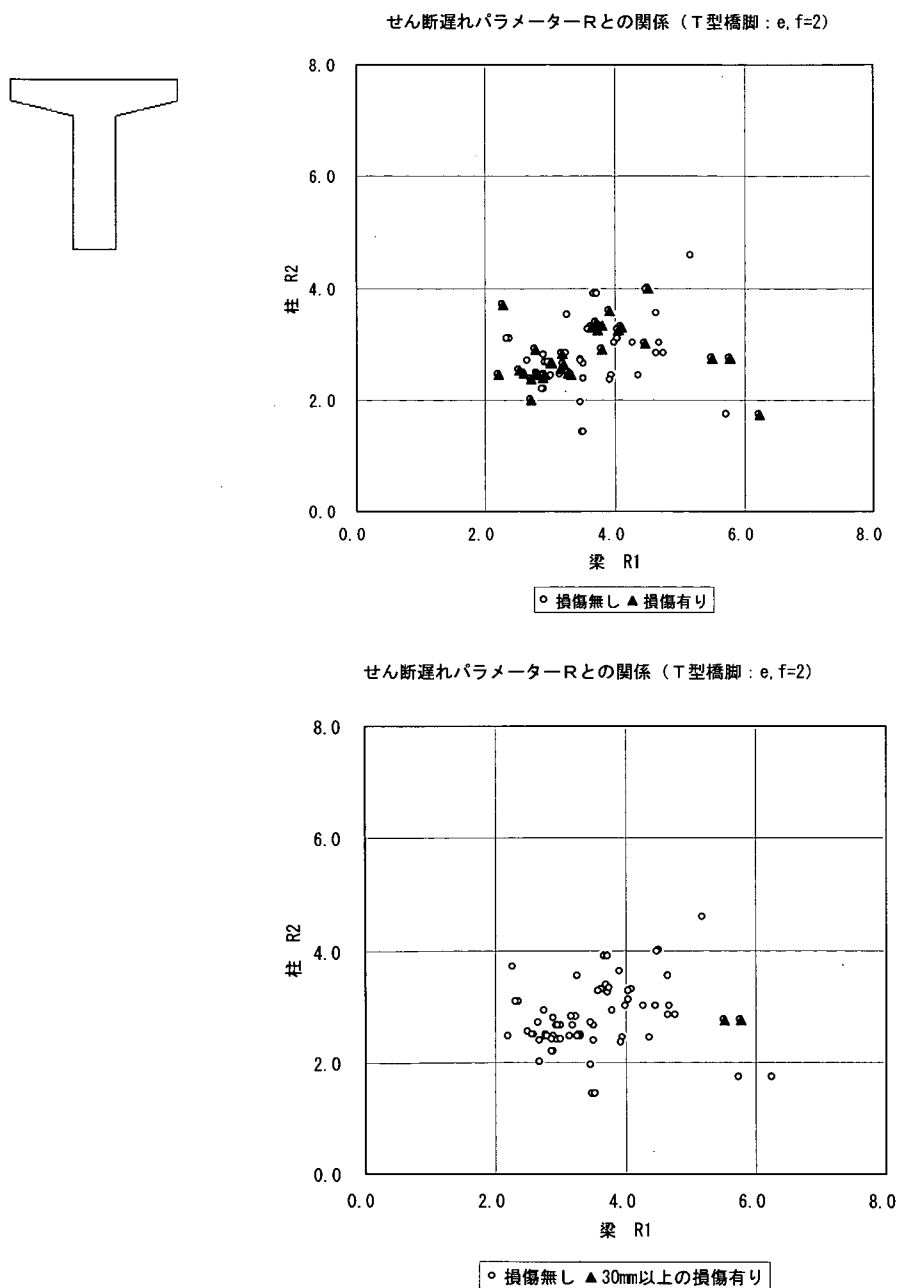


図8-15 T型角柱のせん断遅れパラメータ R 、最も多い板組 ($e=2, f=2$) と損傷有無の関係

8.7.4 分析⑬-4

鋼製橋脚の採用形式として 2 番目に多い単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ R 、最も多い板組 ($e=2, f=2$) と損傷有無の関係

図 8-16 に示したように単層ラーメン橋脚角柱ではパラメータ R にややばらつきが認められるが、損傷発生は柱と梁のパラメータ R がほぼ同等な領域に集中している。

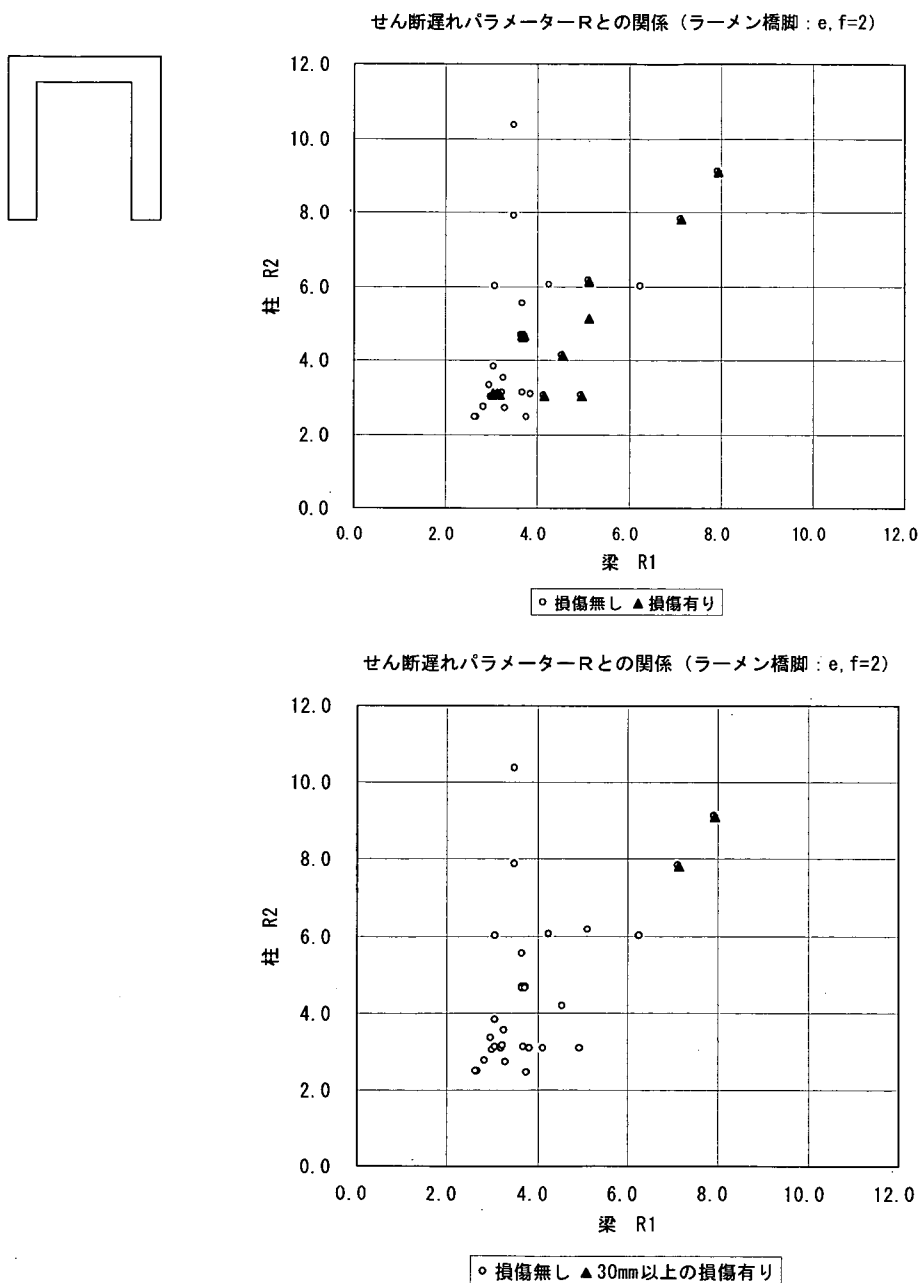


図8-16 単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ R 、最も多い板組 ($e=2, f=2$) と損傷有無の関係

8.8 分析⑭

せん断遅れパラメータ S と損傷有無の関係

8.8.1 分析⑭-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱のせん断遅れパラメータ S と損傷有無の関係

図 8-17 に示したようにT型橋脚角柱の梁および柱のせん断遅れパラメータ S は、それぞれ 0.375 ~ 0.475、0.4 ~ 0.475 程度の範囲に分布している。せん断遅れパラメータ S と損傷発生には顕著な傾向は見られないが、30 mm以上の損傷はS1が0.37、S2が0.46程度で発生している。

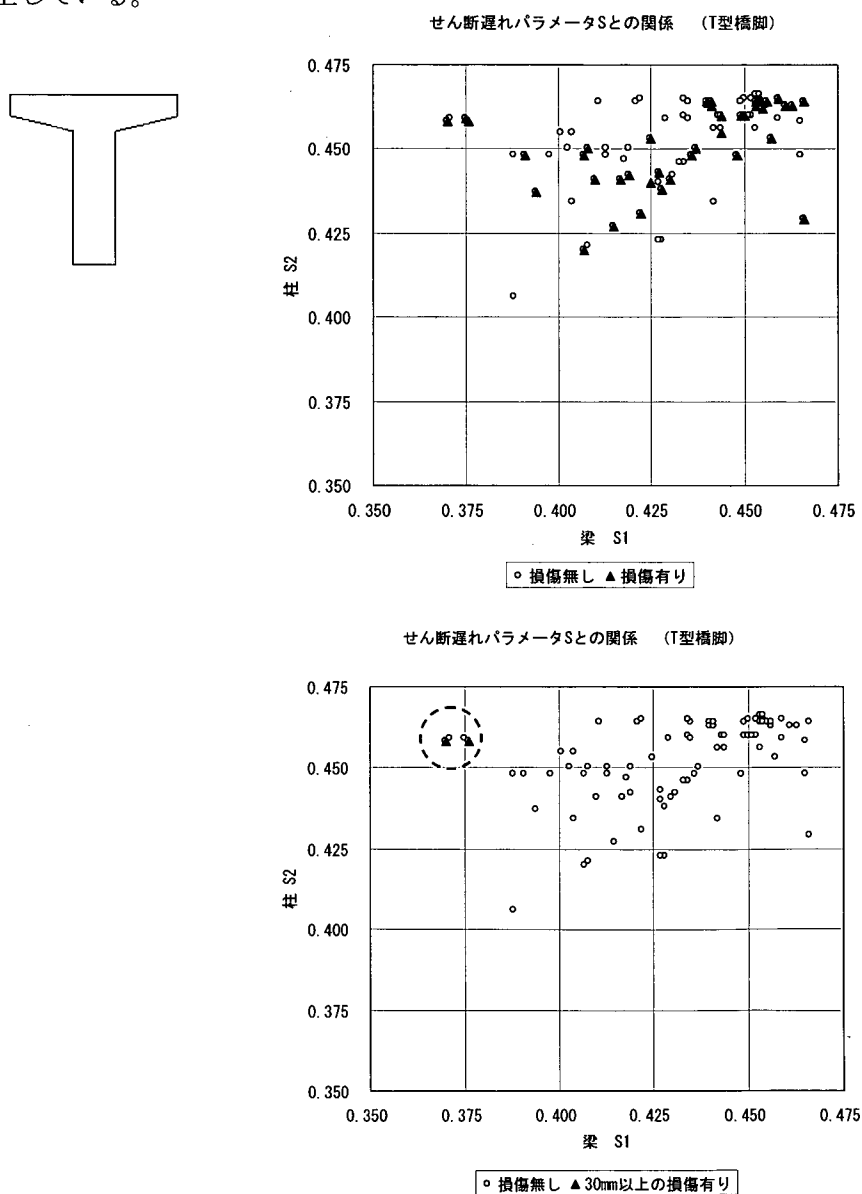


図8-17 T型角柱のせん断遅れパラメータSと損傷有無の関係

8.8.2 分析⑭-2

鋼製橋脚の採用形式として 2 番目に多い単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ S と損傷有無の関係

図 8-18 に示したように S 型橋脚角柱の柱および梁のせん断遅れパラメータ S は、ともに 0.300 ~ 0.475 の範囲に分布している。サンプルは群を成しているが特に損傷発生領域との相関は見受けられない。

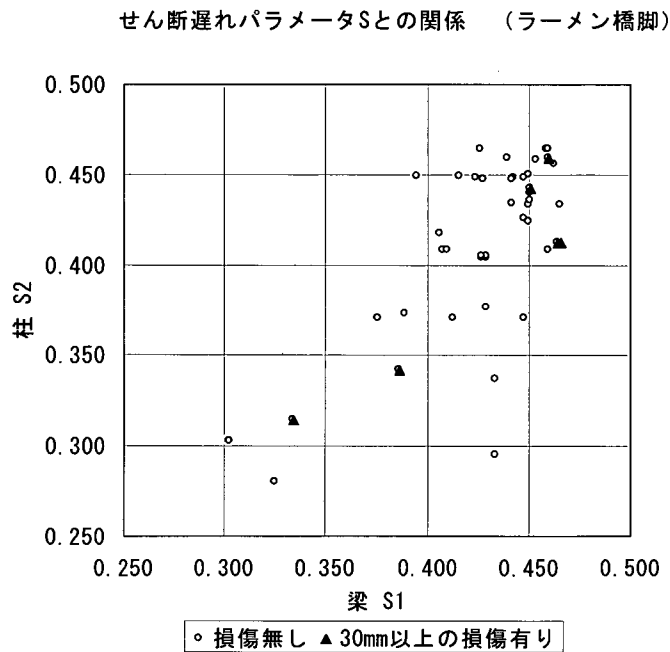
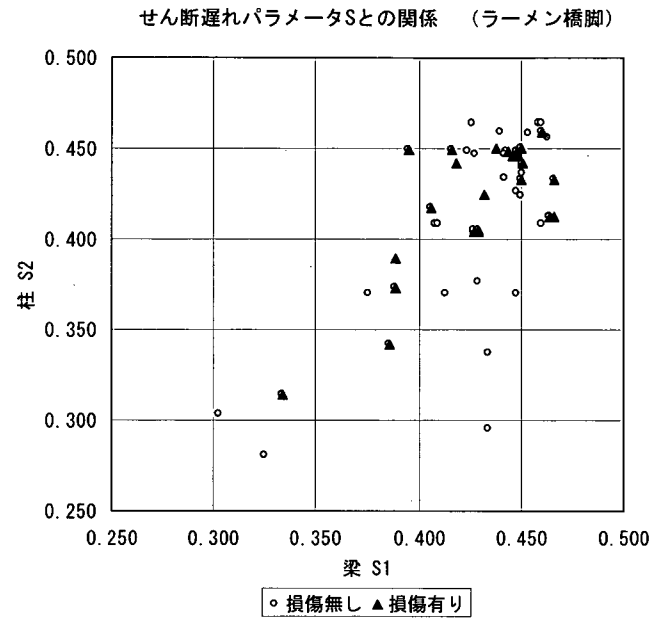
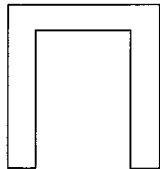


図8-18 単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ S と損傷有無の関係

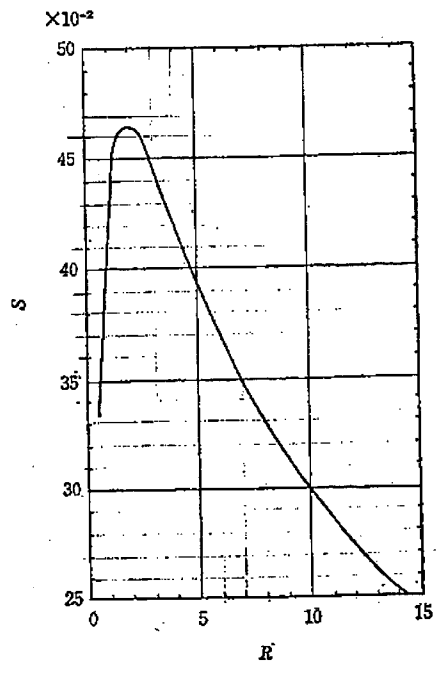


図8-19 せん断遅れの推定図表

8.9 分析⑮

梁と柱のせん断遅れ形状パラメータ (b/dAw) と損傷有無の関係

8.9.1 分析⑮-1

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱のせん断遅れ形状パラメータと損傷有無の関係

図 8-20 に示したようにT型橋脚角柱の梁および柱のせん断遅れ形状パラメータは、それぞれ $0 \sim 4.0E-5$ 、 $0 \sim 2.5E-5$ 程度の範囲に分布している。損傷有りのサンプル群は、ほぼ同値の関係にある。

隅角部の設計に考慮する応力度は、せん断遅れ形状パラメータに比例するが、その大小と損傷の有無との相関性は見られなかったが、30 mm以上の損傷は柱より梁のせん断遅れ形状パラメータが大きい範囲で発生している。

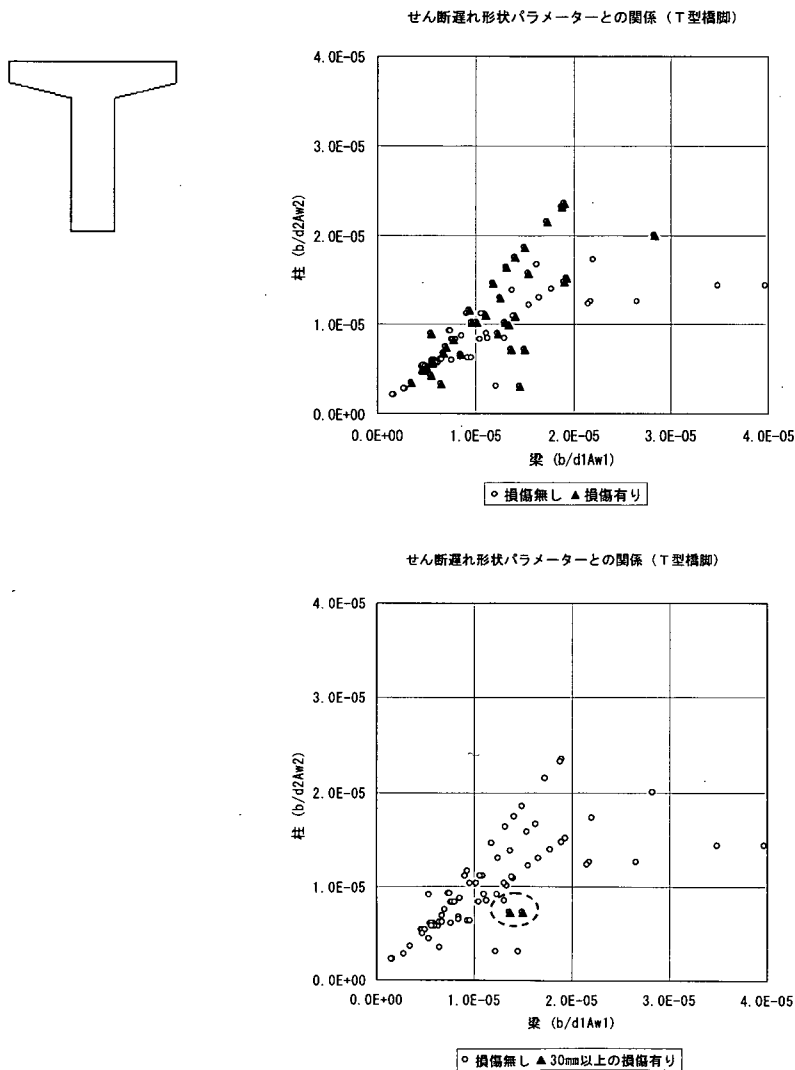


図8-20 T型角柱のせん断遅れ形状パラメータと損傷有無の関係

8.9.2 分析⑮-2

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱のせん断遅れ形状パラメータと損傷有無の関係

図8-21に示したようにラーメン橋脚角柱の梁および柱のせん断遅れ形状パラメータは、それぞれ0～7.0E-5、0～1.25E-4程度の範囲に分布しており、損傷有りのサンプル群は、ほぼ同値の関係にある。また、柱幅0.7mで比較的薄い板厚の橋脚があるため、T型橋脚に比べて柱のせん断遅れ形状パラメータが大きい範囲に分布しているが、損傷との相関は見受けられない。

隅角部の設計に考慮する応力度は、せん断遅れ形状パラメータに比例するが、その大小と損傷の有無との相関性は見られなかった。

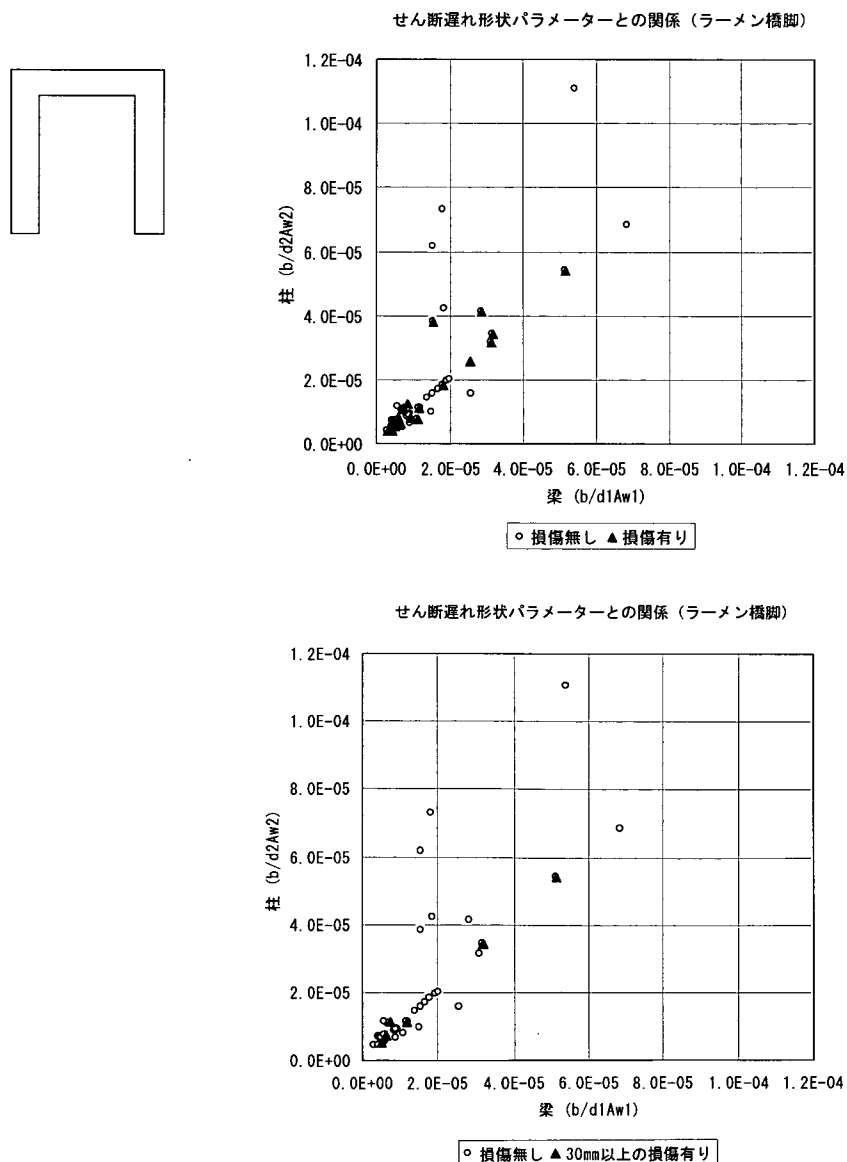


図8-21 単層ラーメン型角柱のせん断遅れ形状パラメータと損傷有無の関係

8.9.3 分析⑮-3

鋼製橋脚の採用形式として最も多いT型角柱のせん断遅れ形状パラメータ、最も多い板組 (e=2, f=2) と損傷有無の関係

図 8-22 に示したようにT型橋脚角柱の梁および柱のせん断遅れ形状パラメータは、それぞれ0~4.0E-5、0~2.5E-5程度の範囲に分布している。損傷有りのサンプル群は、ほぼ同値の関係にある。分析⑮-1に板組 (e, f=2) を考慮したが、分析⑮-1と同傾向の結果となり、せん断遅れ形状パラメータと損傷有無との相関性は見られなかったが、30 mm以上の損傷は柱より梁のせん断遅れ形状パラメータが大きい範囲で発生している。

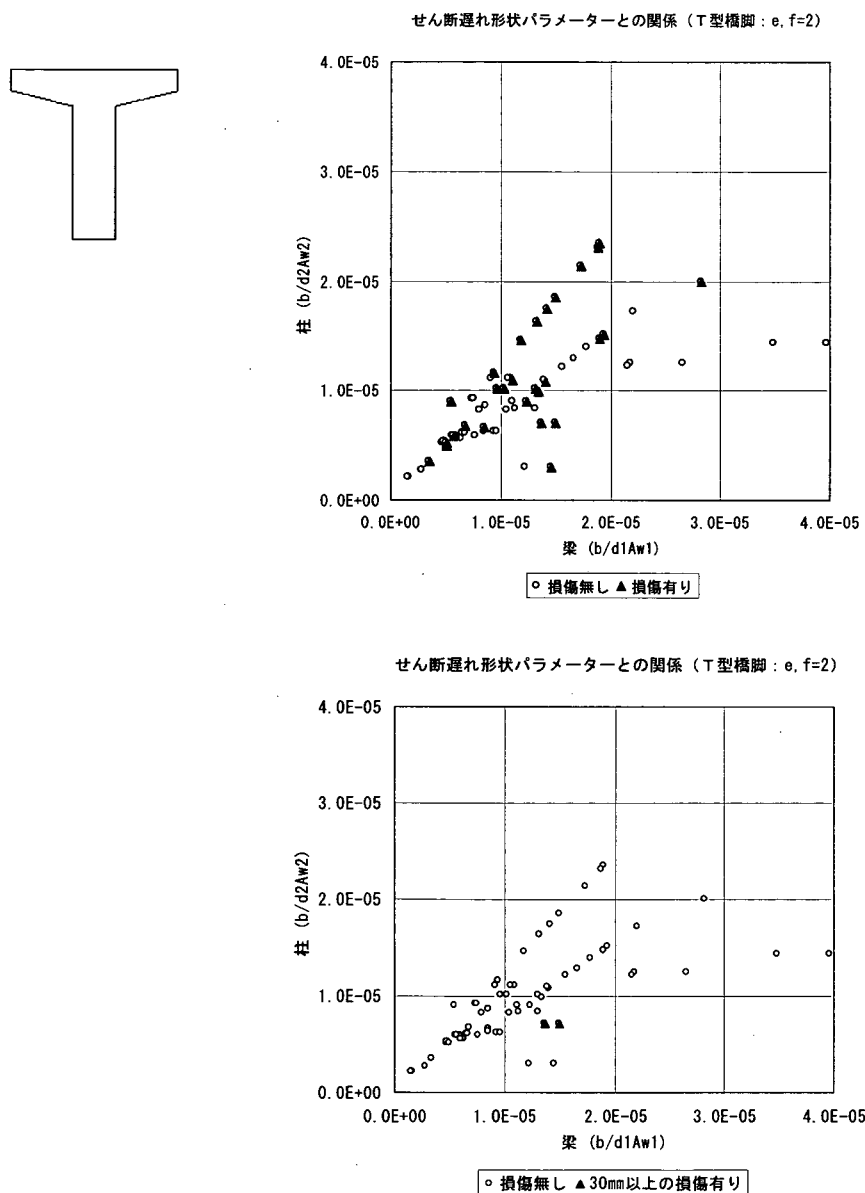


図8-22 T型角柱のせん断遅れパラメータ、最も多い板組 (e=2, f=2) と損傷有無の関係

8.9.4 分析⑮-4

鋼製橋脚の採用形式として2番目に多い単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ、最も多い板組 ($e=2, f=2$) と損傷有無の関係

図 8-23 に示したようにラーメン橋脚角柱の梁および柱のせん断遅れ形状パラメータは、それぞれ $0 \sim 5.0 \times 10^{-5}$ 、 $0 \sim 8.0 \times 10^{-5}$ 程度の範囲に分布している。損傷有りのサンプル群は、ほぼ同値の関係にある。

分析⑮-2に板組 ($e, f=2$) を考慮したが、分析⑮-2と同様に相関関係は得られなかった。

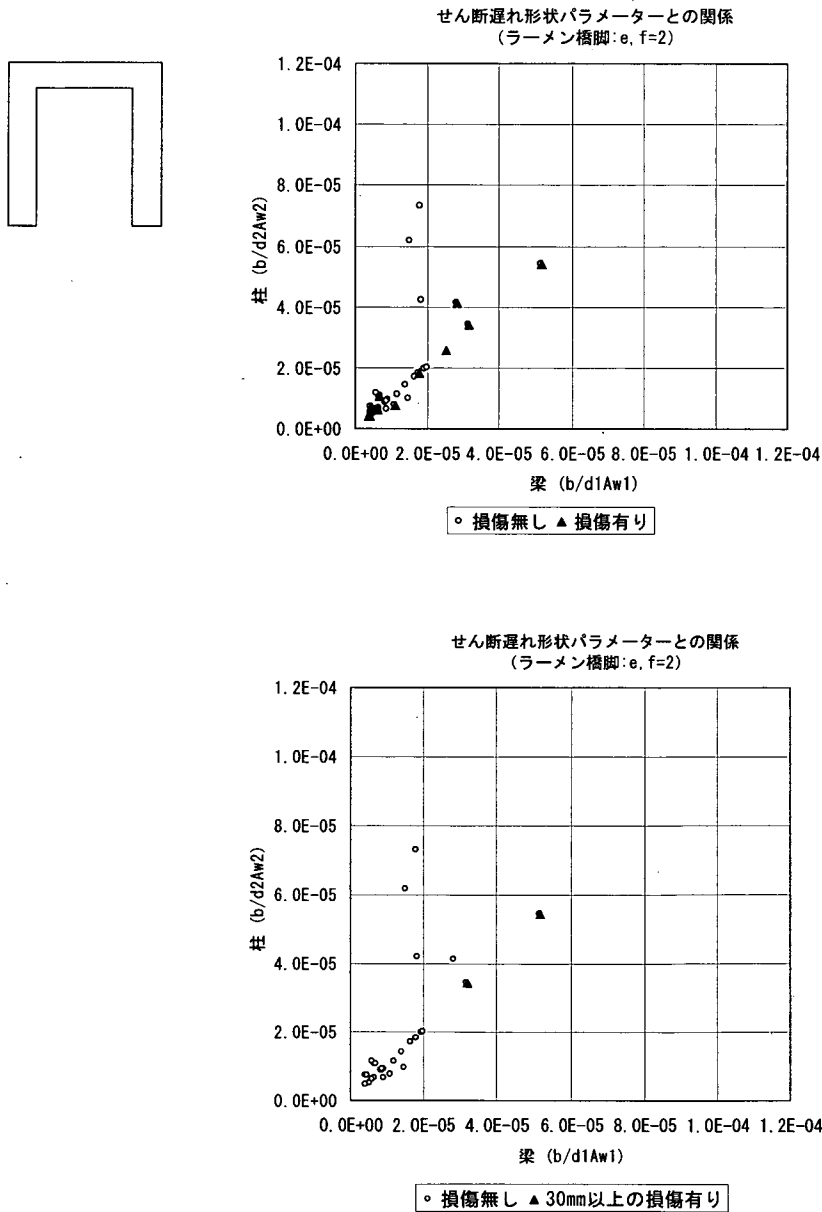


図8-23 単層ラーメン型角柱のせん断遅れパラメータ、最も多い板組 ($e=2, f=2$) と損傷有無の関係

8.10 隅角部形状パラメータと損傷の関係について

		梁				柱				損傷の有無	分析結果	
		Flg		Web		Flg		Web				
		幅	板厚	幅	板厚	幅	板厚	幅	板厚			
分析⑨-1	柱Flg厚と梁Flg厚の関係	T	●				●			●	特に傾向なし	
分析⑨-2		S	●				●			●		
分析⑩-1	柱幅と梁高の関係	T		●				●		●		
分析⑩-2		S		●				●		●		
分析⑪-1	梁幅と梁高の関係	T	●		●					●		
分析⑪-2		S	●		●					●		
分析⑫-1	柱Webと柱Flgの関係	T				●		●		●		
分析⑫-2		S				●		●		●		
分析⑬-1	せん断遅れパラメータ $R=6Af/Aw$ に着目	T	●	●	●	●	●	●	●	●		図7-3より、Rが2程度から大きくなるにしたがって、せん断遅れ応力が小さくなり、損傷が少なくなるが予想されたが、Rが大きい場合においても損傷が発生している。
分析⑬-2		S	●	●	●	●	●	●	●	●		
分析⑬-3		T	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
分析⑬-4		S	●	●	●	●	●	●	●	●	●	
分析⑭-1	せん断遅れパラメータ Sに着目	T	●	●	●	●	●	●	●	●	梁のパラメータSと損傷の有無との相関は見受けられない。	
分析⑭-2		S	●	●	●	●	●	●	●	●		
分析⑮-1	梁と柱のせん断遅れ形状パラメータ (b/dAw)に着目	T	●	●	●	●	●	●	●	●	せん断遅れ形状パラメータの大小と損傷の有無との相関性は見受けられない	
分析⑮-2		S	●	●	●	●	●	●	●	●		
分析⑮-3		T	●	●	●	●	●	●	●	●		
分析⑮-4		S	●	●	●	●	●	●	●	●		

分析⑨-1～分析⑮-4で耐荷設計法と損傷発生の関係について分析を行ったが、鋼製橋脚隅角部のせん断遅れ応力に影響を与える梁と柱相互の断面形状、それによるせん断遅れパラメータ等と損傷発生の上に顕著な関係は見られなかった。