

コンクリートを部分的に充填した合成柱のせん断遅れと橋脚の設計への応用

STUDY ON SHEAR LAG PHENOMENON OF COMPOSITE COLUMNS PARTLY FILLED WITH CONCRETE
AND APPLICATION TO BRIDGE PIERS DESIGN

中井 博*、中西克佳**、藤田晶子***、端本勝介****

Hiroshi NAKAI, Katsuyoshi NAKANISHI, Akiko FUJITA and Katsusuke HASHIMOTO

* 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 大阪市立大学助手 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

*** 大阪市立大学大学院生 工学研究科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**** 大阪市立大学大学生 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

This paper deals with a shear lag phenomenon of the composite columns partly filled with concrete and the application to the design of bridge piers. Firstly, the shear lag phenomenon of a cantilever beams is analyzed on the basis of holded plate structures, and then an experimental study is carried out by using some specimens, which consist of thin-walled steel columns partly filled with concrete. From these tests, it is shown that the shear lag phenomenon of such kind of composite columns is remarkably predominated in the boundary at the steel section in the vicinity of composite section. Finally, a method for estimating the normal stress in these columns is derived in order to apply to the design of bridge piers against the serviceability limit state and ultimate limit state such as local and overall bucklings of plated elements.

Key Words ; shear lag, partly composite columns, ultimate limit state

1. まえがき

現在、都市高速道路の路線内には、薄肉箱形断面の鋼製橋脚柱が、数多く採用されてきている。そして、これらは、自動車の衝突によって柱基部断面を保護するため、鋼製橋脚柱の内部に、路面上から約 2.5m の高さまで、捨てコンクリートが充填されている。

一方、鋼製橋脚柱の内部にコンクリートを充填して、合成柱とすることにより、耐荷力特性、および変形性能は、通常の鋼製橋脚柱と比較して大幅に向上することが、最近、繰返し載荷実験やハイブリッド実験によって明らかにされてきている^{1)~2)}。

これらの成果にもとづき、従来から鋼製橋脚柱の内部に充填されている捨てコンクリートの代わりに、普通、あるいは高強度コンクリートを部分的に充填した合成部材とすることによって、橋脚を耐震的な構造物とする方法が、検討され始められている^{3)~4)}。

ところで、薄肉箱形断面部材で構成された鋼製橋脚柱では、柱基部断面近傍においてフランジ・プレート内の

垂直応力が腹板の接合点において最大となり、フランジ・プレートの中央に進むにしたがって応力が漸減するせん断遅れの現象を伴うことが古くから知られている^{5)~8)}。

上述のように、コンクリートを部分的に充填した合成柱とした場合、合成断面と鋼断面との間で断面性能が急変するので、この種の橋脚柱に起こるせん断遅れの現象は、下端の固定端近傍ではなく、合成断面と鋼断面との境界断面近傍に発生するものと推定される。これらの事象は、橋脚柱の下端部ではないが、合成柱を用いた実際の橋脚の柱梁隅角部近傍の鋼梁断面においても見い出されている⁹⁾。

したがって、その基本となる片持梁に対するせん断遅れの現象を解析し、この種の合成柱のせん断遅れに関する特性を明確にしておくことが、今後、重要な課題であると考えられる。

そこで、本研究では、まず Reissner の仮定を用い、鋼製箱形断面の内部にコンクリートを部分的に充填した場合の片持梁のせん断遅れに対する解を求める。その際、合成断面部分でせん断遅れが起こらず、鋼断面部分でせ

ん断遅れが生じるという通常の片持梁と相異した境界条件を導入する。

つぎに、理論解析結果の妥当性を検討するために、薄肉箱形断面を有する片持梁の供試体に、コンクリートを部分的に充填して、載荷実験を行う。そして、箱形断面内の垂直応力度分布、および、たわみの実測値と解析値とを比較し、本文で示す解析方法の妥当性について種々な面から検討を行う。

さらに、本文で求めた片持梁に関する基本解を用いて、橋脚柱の設計に応用する方法を述べる。すなわち、橋脚柱を片持梁に置換して、せん断遅れを解析するための提案公式、および、せん断遅れによる垂直応力の算定方法を示す。

最後に、この種の橋脚柱の使用限界状態、および、それらを構成する補剛板の終局限界状態である局部座屈、ならびに全体座屈の照査法も述べる。

2. 基本式と片持梁に対する解

(1) 記号の定義

本文で解析の対象とする縦補剛材を有する2軸対称な長方形箱形断面梁を、図-1に示す。

この梁のフランジ・プレートには、たわみ角による変位 $(-\phi(x) \cdot h/2)$ と、Reissnerの仮定にしたがう2次放物線状の軸方向変位 $f(x)$ とが生じるものとして、せん断遅れの現象を解析する¹⁰⁾。

ここで、まず梁の断面寸法と断面諸量との基本的なものを、表-1に示す。

つぎに、これらの記号を用いて計算される断面諸定数を、表-2に示す。

そして、断面力・変位は、表-3に示すとおりに定義する。

さらに、材料定数を、表-4に示す。

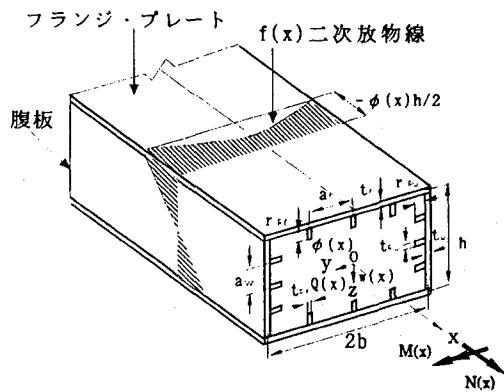


図-1 縦補剛材を有する2軸対称な長方形箱形断面梁の断面諸寸法、変位、および断面力の定義

表-1 梁の断面寸法と断面諸量

部材	記号	定 義
フランジ・プレート	b	フランジ・プレート幅の半分
	t _f	フランジ・プレートの板厚
	a _f	縦方向補剛材の間隔
	t _{rf}	縦方向補剛材の板厚
	r _{rf}	縦方向補剛材の高さ
	A _R	縦方向補剛材一本当たりの断面積
	S _R	縦方向補剛材一本当たりのフランジ・プレートの中央面に関する断面一次モーメント
	I _R	縦方向補剛材一本当たりのフランジ・プレートの中央面に関する断面二次モーメント
腹板	h	腹板の高さ
	t _w	腹板の板厚
	a _w	縦方向補剛材の間隔
	t _{rw}	縦方向補剛材の板厚
	r _{rw}	縦方向補剛材の高さ

表-2 断面諸定数

部材	記号	定 義	算定公式	式
フランジ・プレート	$\bar{t}_f$	フランジ・プレートの換算厚さ	$\bar{t}_f = \frac{t_f}{1-\mu^2} + \frac{A_R}{a_f}$	(1)
	A _f	フランジ・プレートの片側断面積	A _f = $\bar{t}_f b$	(2)
腹板	$\bar{t}_w$	腹板の換算厚さ	$\bar{t}_w = \frac{t_w}{1-\mu^2}$	(3)
	A _w	腹板の断面積	A _w = $h \bar{t}_w$	(4)
梁断面全体	h _f	縦補剛材の偏心を考慮した原点からフランジ・プレートまでの高さ	$h_f = \frac{h}{2} - \frac{S_R}{a_f \bar{t}_f}$	(5)
	I _{ys}	鋼断面の断面二次モーメント	$I_{ys} = 4A_f h_f^2 + \frac{h^2}{6} A_w + \frac{b}{a_f} I_R$	(6)
	I _y	合成断面の断面二次モーメント	$I_y = I_{ys} + \frac{bh^3}{6n}$	(7)
	A _s	鋼の断面積	A _s = 4A _f + 2A _w	(8)
	A _v	コンクリートの断面積	A _v = (2b - t _w)h	(9)

表-3 断面力、および変位

記号	定 義	算定公式	式
φ	曲げによるy軸回りのたわみ角	$\phi = \frac{dw}{dx}$	(10)
w	z軸方向のたわみ	(後述)	—
f	せん断遅れ現象に伴い発生するフランジ・プレート内の軸方向変位	(後述)	—
M	y軸回りの曲げモーメント	$\frac{M}{EI} = -\frac{d^2w}{dx^2}$	(11)
Q	z軸方向のせん断力	$Q = \frac{dM}{dx}$	(12)
m	せん断遅れによる付加曲げモーメント	(後述)	—

表-4 材料定数

記号	定 義
E_s	鋼材のヤング係数
E_c	コンクリートのヤング係数
μ	ポアソン比
n	鋼とコンクリートとのヤング係数比 ($n=7$)
G_s	鋼断面のせん断弾性係数
k_s	鋼断面のせん断変形に対する修正係数 ($k_s=1.0$)
k_c	コンクリート断面のせん断変形に対する 修正係数 ($k_c=1.5$)

(2) 基本式

図-1に示す変位、および断面力を用いて、 z 軸方向のたわみ $w(x)$ 、および、せん断遅れの現象に伴い発生するフランジ・プレートの軸方向変位 $f(x)$ に関する基礎微分方程式を、梁理論と Galerkin 法とを用いて導けば、次式が得られる¹¹⁾。

$$E_s I_y \frac{d^2 w(x)}{dx^2} - \frac{8}{3} E_s A_f h_f \frac{df(x)}{dx} = M(x) \quad \text{.....(13)}$$

$$A_f h_f \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} - \frac{4}{5} A_f \frac{d^2 f(x)}{dx^2} + 2 \frac{G_s t_f}{E_s b} f(x) = 0 \quad \text{.....(14)}$$

これらの式より、たわみ $w(x)$ を消去して、フランジ・プレートの軸方向変位 $f(x)$ に関する微分方程式を導くと、次式が得られる¹²⁾。

$$\frac{d^2 f(x)}{dx^2} - \alpha f(x) = \beta Q(x) \quad \text{.....(15)}$$

ここに、

$$\alpha = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{1}{\omega} \frac{1.5}{1.2 - \kappa}} \quad \text{.....(16)}$$

$$\beta = \frac{h_f}{E_s I_y} \frac{1.5}{1.2 - \kappa} \quad \text{.....(17)}$$

$$\omega = \frac{1}{1 - \mu} + \frac{A_R}{a_f t_f} (1 + \mu) \quad \text{.....(18)}$$

$$\kappa = \frac{4 A_f h_f^2}{I_y} \quad \text{.....(19)}$$

ここで、せん断力 $Q(x)$ は、対象とするモデル梁の与えられた荷重状態におけるせん断力に対応するものである。したがって、式 (15) より明らかなように、せん断遅れの現象は、せん断力 $Q(x)$ の分布の仕方に依存している¹²⁾。

(3) 片持梁に対する解

片持梁に集中荷重 P が作用する場合、曲げモーメント $M(x)$ 、および、せん断力 $Q(x)$ に関する基礎式は、表-3中に示した式 (11)、および式 (12) で与えられている。

まず、図-2に定義するように、鋼柱、および合成柱のフランジ・プレートの軸方向変位 $f(x)$ に関する境界条件は、まえがきで示したように、次のように置けるものとする。

鋼柱の境界条件：

$$[f]_{x=l} = \left[\frac{df}{dx} \right]_{x=0} = 0 \quad \text{.....(20)}$$

合成柱の境界条件：

$$[f]_{x=l} = \left[\frac{df}{dx} \right]_{x=0} = 0 \quad \text{.....(21)}$$

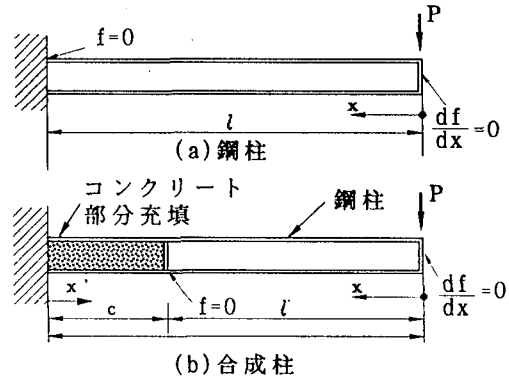


図-2 鋼柱、および合成柱の荷重載荷状態、ならびに $f(x)$ に対する境界条件

すると、図-2中に示すように、片持ち梁の先端に集中荷重 P が作用する場合の鋼柱、および合成柱のフランジ・プレートの軸方向変位 $f(x)$ の解を求めると、以下のように表せる¹³⁾。

鋼柱の $f_s(x)$ の解： ($0 \leq x < l$)

$$f_s(x) = \frac{P \beta}{\alpha^2} \left[\frac{\cosh \alpha x}{\cosh \alpha l} - 1 \right] \quad \text{.....(22)}$$

合成柱の $f_v(x)$ の解： ($0 \leq x < l$)

$$f_v(x) = \frac{P \beta}{\alpha^2} \left[\frac{\cosh \alpha x}{\cosh \alpha l} - 1 \right] \quad \text{.....(23)}$$

さらに、せん断遅れの現象に伴って発生する付加曲げモーメント $m(x)$ を、次式のように定義する¹³⁾。

$$m(x) = \gamma E_s \frac{df(x)}{dx} \quad \text{.....(24)}$$

ここに、

$$\gamma = \frac{8}{3} A_f h_f \quad \text{.....(25)}$$

すると、式 (22)、および式 (23) より、 $m(x)$ は、それぞれ以下のように書ける。

鋼柱の $m_s(x)$ の解： ($0 \leq x < l$)

$$m_s(x) = \frac{P \beta \gamma E_s}{\alpha} \frac{\sinh \alpha x}{\cosh \alpha l} \quad \text{.....(26)}$$

合成柱の $m_v(x)$ の解： ($0 \leq x < l$)

$$m_v(x) = \frac{P \beta \gamma E_s}{\alpha} \frac{\sinh \alpha x}{\cosh \alpha l} \quad \text{.....(27)}$$

以上の諸式から、本来の曲げモーメント $M(x)$ のほかに、式 (26)、あるいは式 (27) のせん断遅れ現象による付加曲げモーメント $m(x)$ を加算して、縦方向補剛材を有する2軸対称な長方形箱形断面梁の任意点 (x, y, z) に

における垂直応力度 $\sigma_v(x)$ を求めれば、次式で表わせる¹³⁾。

$$\sigma_v(x) = \frac{1}{1-\mu^2} \left[\frac{M(x)+m(x)}{I_{y_1}} z - \left(1 - \frac{y^2}{b^2} \right) \frac{3I_{y_1}}{8A_1 h_1^2} \frac{m(x)}{I_{y_1}} z \right] \quad \cdots(28)$$

なお、合成断面部分における垂直応力度 $\sigma_v(x)$ は、次式で表される。

$$\sigma_v(x) = \frac{1}{1-\mu^2} \frac{M(x)}{I_v} z \quad \cdots(29)$$

最後に、片持梁の先端に集中荷重 P を受ける場合の鋼柱、および合成柱のたわみ $w(x)$ は、以下の境界条件、すなわち、

$$[w_c]_{x=0} = [\phi_c]_{x=0} = 0 \quad \cdots(30)$$

より、また合成柱の場合は、以下の連続条件、すなわち、

$$[\phi_c]_{x=l} = -[\phi_s]_{x=l}, \quad [w_c]_{x=l} = [w_s]_{x=l} \quad \cdots(31)$$

より解を求めると、表-5の結果が得られる。

表-5 たわみ $w(x)$ の解

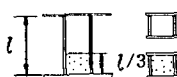
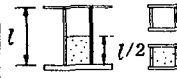
	たわみ $w(x)$	式
鋼柱	$\frac{Pl^3}{E_s I_{y_1}} \left\{ \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} \right) + \frac{1}{6} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right\} - \frac{P\beta l}{E_s I_{y_1} \alpha^3} \left\{ \frac{(\sinh \alpha x - \sinh \alpha l)}{\cosh \alpha l} - \alpha(l-x) \right\}$ $:(0 \leq x \leq l)$	(32)
	$\frac{k_s}{2G_s A_w} P(l-x)$ $:(0 \leq x \leq l)$	(33)
合成柱	$\text{鋼断面部分}:(0 \leq x \leq l)$ $\frac{Pl^3}{E_s I_{y_1}} \left\{ \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} \right) + \frac{1}{6} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right\} - \frac{P\beta l}{E_s I_{y_1} \alpha^3} \left\{ \frac{(\sinh \alpha x - \sinh \alpha l)}{\cosh \alpha l} - \alpha(l-x) \right\}$ $+ \frac{Pc^3}{E_s I_{y_1}} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \left(\frac{x}{c} \right)^2 - \frac{l}{c^2} (x-l) \right\}$	(34)
	$\text{合成断面部分}:(l \leq x \leq l)$ $\frac{Pl^3}{E_s I_v} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} \right)^2 - \frac{1}{6} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right\}$	(35)
合成柱	$\text{鋼断面部分}:(0 \leq x \leq l)$ $\frac{k_s}{2G_s A_w} P(l-x) + \frac{k_c}{G_s (A_s + A_w/n)} Pc$	(36)
	$\text{合成断面部分}:(l \leq x \leq l)$ $\frac{k_c}{G_s (A_s + A_w/n)} P(l-x)$	(37)

3. 模型柱による実験とその考察

(1) 実験供試体の内訳

実験供試体の内訳を、表-6に示す

表-6 実験供試体の内訳

No.	実験供試体名	種類	供試体の概要
1	US-L0	鋼柱	
2	UC-L/3	コンクリートを $l/3$ 充填	
3	UC-L/2	コンクリートを $l/2$ 充填	

注) $l = 35.0\text{cm}$: 実験供試体の長さ

(2) 実験供試体の寸法・諸元

本研究で用いた実験供試体の諸寸法を、図-3に示す。なお、腹板とフランジ・プレートは、レ形開先をとったグループ完全溶込溶接で接合した。また、合成柱に対しては、鋼とコンクリートとを一体化を図るためにスタッドを取り付けた。

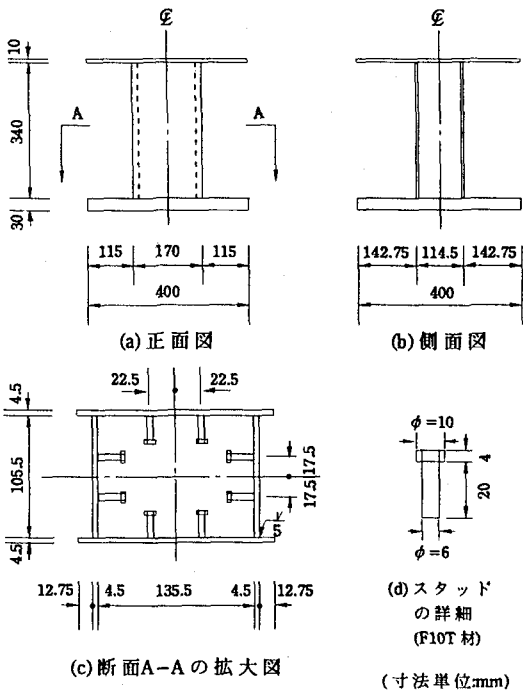


図-3 実験供試体の諸寸法

実験供試体のフランジの幅厚比パラメーター $R = \sqrt{\sigma_y/\sigma_x}$ (σ_x : 弾性座屈応力度) は、道路橋示方書¹⁴⁾で定められている限界値 $R \cong 0.7$ とした。また、断面寸法比 b/d は、実橋¹⁵⁾に準じて、1.27 とした。

ここで、実験供試体の残留応力は、本実験供試体と同じ方法で製作した文献1)の実験供試体と類似しているものと推定される。また、断面の初期たわみは 0.13mm で、道路橋示方書の製作基準値 $b/150$ 以下であった。

なお、実験供試体 UC-L/3、および UC-L/2 については、コンクリート部分の上面に厚さ 0.45cm のダイヤフラムを溶接することによって、断面変形を防ぐとともに、コンクリートを正確な高さまで充填できるようにした。

(3) 実験装置

実験装置は、鉛直荷重と水平荷重とが載荷できるよう設計されている。このうち、鉛直方向の荷重は容量 30tf で、ストローク 5cm の静的油圧ジャッキにより、また水平方向の荷重は容量 50tf でストローク 10cm の静的油圧ジャッキにより載荷した。

載荷装置を、図-4 に示す。

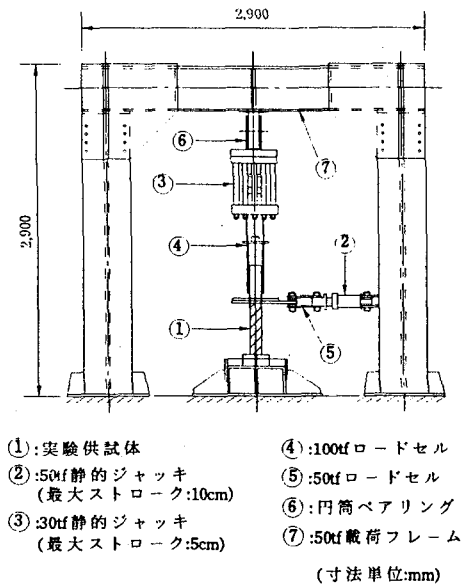


図-4 載荷装置の概要

(4) 実験方法

載荷方法としては、各実験供試体ともに軸方向圧縮力 $N=20\text{tf}$ を載荷した状態で、水平荷重 P を 0.5tf 刻みで 2.5tf まで片方向に、合計 3 回載荷した。

一軸ひずみゲージは、図-5 に示すように、フランジに 7 枚、腹板に 3 枚の合計 20 枚を貼り付けた。そして、鋼柱である実験供試体 US-L0 については柱基部より 1.5cm の断面に、また部分合成柱である UC-L/3、および UC-L/2 については鋼断面と合成断面の境界面より 1.0cm の断面に、それぞれ着目した。

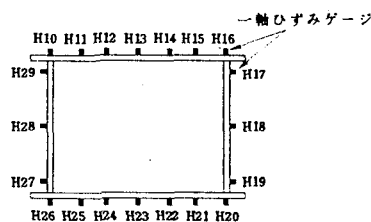


図-5 一軸ひずみゲージの貼付け位置

また、実験供試体のたわみ測定用の変位計は、図-6 に示すように、実験供試体の中心軸に沿って合計 6 箇所に設置した。

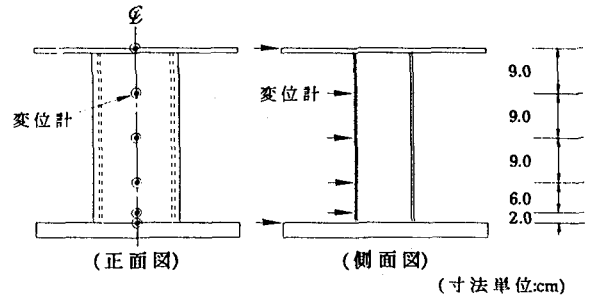


図-6 変位計の設置位置

(5) 材料の機械的性質

実験供試体の製作に用いた鋼板 (SS400 材) の機械的性質を調べるために、JIS5 号試験片を 3 枚切り出し、鋼板の引張試験を行った。引張試験結果を平均して得られた鋼板の機械的性質を、表-7 に示す。

表-7 鋼板の機械的性質

実測板厚 t (mm)	降伏点 σ_y (kgf/cm^2)
4.32	3,785
ヤング係数 E (kgf/cm^2)	ポアソン比 μ
2.04×10^6	0.278

また、部分合成柱供試体に対する内部充填コンクリートの材料試験結果を、表-8 に示す。

表-8 硬化コンクリートの材料試験結果

材齢 (日)	圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm^2)	引張強度 σ_{ct} (kgf/cm^2)
7	323.2	49.8
29	463.8	50.8
90	467.2	51.2
ヤング係数 E_c (kgf/cm^2)		ポアソン比 μ
2.47×10^5		0.189
2.86×10^5		0.175
2.91×10^5		0.185

コンクリートの圧縮強度試験、および引張強度試験用の試験体の寸法は、それぞれ $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ 、および $\phi 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ とした。材料試験は、打設後 7 日目、29 日目、および 90 日目に行い、それぞれ材齢 7 日強度、材齢 29 日強度、および 材齢 90 日強度とした。

なお、せん断遅れ解析、および初等梁理論による解析を行う際には、材齢 90 日目の強度を使用した。

(6) 実験結果とその考察

a. 断面のひずみ分布

実験供試体 US-L0、UC-L/3、および UC-L/2 の $P=2.5\text{tf}$ 時の断面の曲げひずみ分布 (軸方向力による直

ひずみは、計測のときに取り除いた)を、それぞれ図-7～図-9に示す。

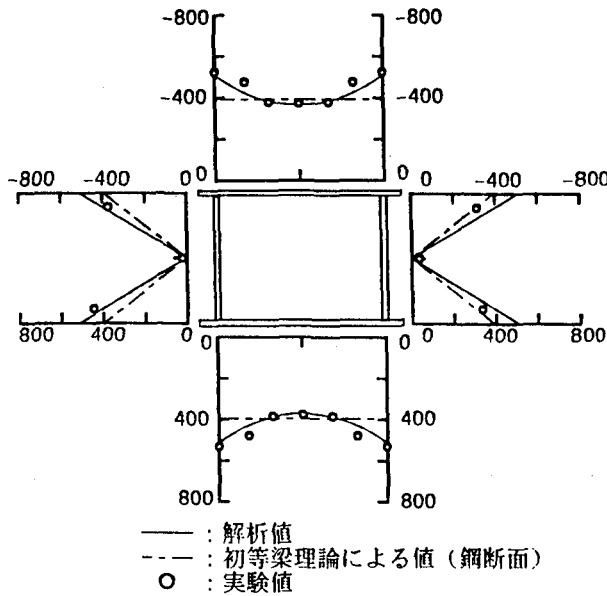


図-7 実験供試体 US-L0 の曲げひずみ分布 ($\times 10^{-6}$)
(柱基部から 1.5cm 上方の断面)

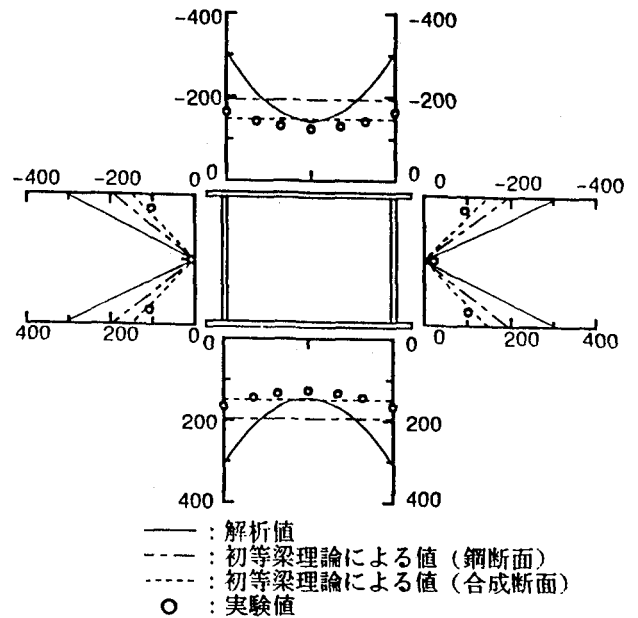


図-9 実験供試体 UC-L/2 の曲げひずみ分布 ($\times 10^{-6}$)
(境界面から 1.0cm 上方の断面)

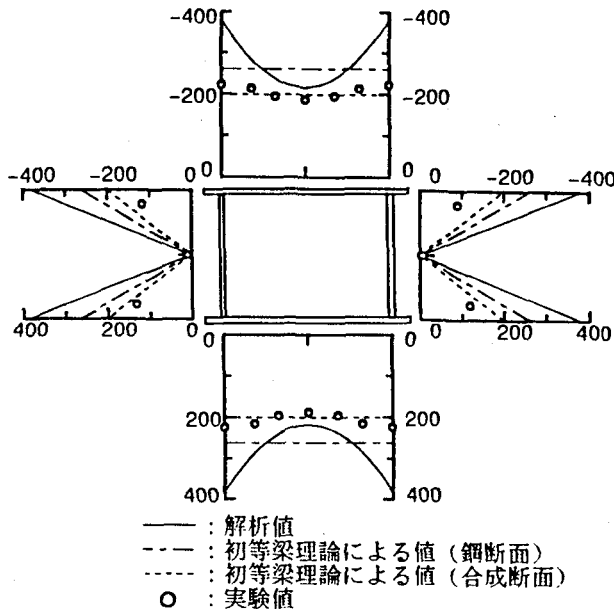


図-8 実験供試体 UC-L/3 の曲げひずみ分布 ($\times 10^{-6}$)
(境界面から 1.0cm 上方の断面)

なお、これらの図中の初等梁理論による解析値としては、参考のために、鋼断面の断面二次モーメント I_{xx} を用いた理論値と、合成断面の断面二次モーメント I_c を用いた理論値との 2 つとも示してみた。

まず、図-7 より、鋼柱における解析値と実験値とは、ほぼ一致していることがわかる。すなわち、式 (28) が鋼断面のせん断遅れを良好に評価する妥当な式であるといえる。

つぎに、図-8、および図-9 によると、実験値が式 (28) を用いて算出した曲げひずみの値 (以下、シアラグ解析値と呼ぶ) よりも小さく、また分布が緩やかな形状になっていることがわかる。一方、実験値と初等梁理論による値とを比較すれば、測定断面が鋼断面であるにもかかわらず、実験値は、合成断面の断面二次モーメント I_c を用いて算出した値に近い。

これは、実験供試体の寸法が小さく、しかも、ひずみ測定点が鋼断面と合成断面との境界面に極めて接近していることから、コンクリートの存在が、測定断面のひずみに大きい影響を与えているためであると推定される。

このほか、実験値とシアラグ解析値とが一致していない原因としては、今回の実験に用いた供試体の充填コンクリートの断面積が実橋脚に比べかなり小さかった。そのため、実験供試体の合成断面と鋼断面とにおける断面

諸量に大差が出なく、このことが起因して、鋼断面と合成断面との境界で式 (21) に示したせん断遅れに関する変位 $f(x)$ に対する境界条件が、完全に満足されなかったのではないかと考えられる。

今後、この点に関しては、実橋脚における鋼とコンクリートとの断面積比に近い大型の実験供試体を用いて、寸法効果を考慮した実験を行う必要がある⁹⁾。

しかしながら、ここで得られた実験値は、シアラグ解析値を断面全般にわたり下まわっており、またシアラグ解析値は、安全側の結果を与えている。

b. 柱のたわみ

実験供試体 US-L0、UC-L/3、および UC-L/2 の $P=2.5tf$ 載荷時の各測定断面のたわみを、図 -10～図 -12 に示す。

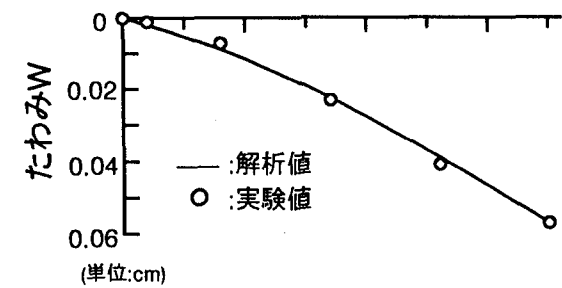


図 -10 実験供試体 US-L0 のたわみ

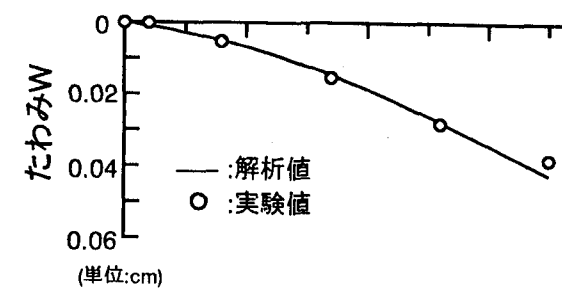


図 -11 実験供試体 UC-L/3 のたわみ

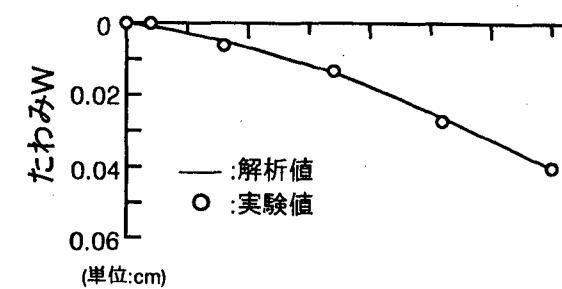


図 -12 実験供試体 UC-L/2 のたわみ

これらの図より、実験値と解析値とがよく一致していることから、解析式 (32)～式 (37) は、妥当であると判断される。

4. 橋脚柱の設計への応用

これまで、鋼製ラーメン隅角部のせん断遅れ現象を考慮した設計法については、種々な提案が行われている^{16)～18)}。

ところが、まえがきでも述べたように、最近、鋼製橋脚柱の内部にコンクリートを部分的に充填した部分合成した橋脚柱が採用され始めているものの、せん断遅れ現象をも考慮した合理的な設計法については、まだ未着手のまま残されている。

そこで、本節においては、本文 2. において導いた理論式をもとにして、図 -13 に示すように補剛板で構成された一般的な鋼製橋脚柱に、コンクリートを部分的に充填した部分合成した橋脚柱のせん断遅れ現象を考慮した設計法の提案を試みる。

(1) 橋脚柱のせん断遅れによる応力分布の推定法

ここでは、本文の 2. で導いた理論式を実橋脚柱の設計に利用できるように書き換え、部分合成した橋脚柱の合成断面と鋼断面との境界面における応力分布を推定してみる。

前述 3. の実験で明らかにされたように、部分合成した橋脚柱のコンクリート充填区間が、十分に合成断面として働き、鋼断面の剛性と著しい差異があるものとすれば、その区間では、せん断遅れの現象が生じないものとみなせる。すると、せん断遅れの現象は、合成断面部分と鋼断面部分との境界面において最も大きく現れる。

したがって、この場合のせん断遅れの現象は、図 -14 に示すように、鋼断面のみを有する片持梁に置換して解析することができる。

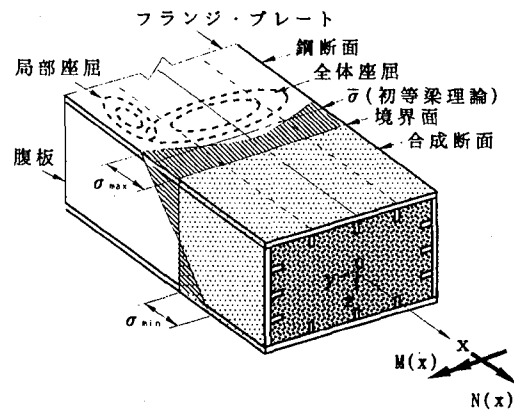


図 -13 橋脚柱の合成断面と鋼断面との境界面に発生する応力

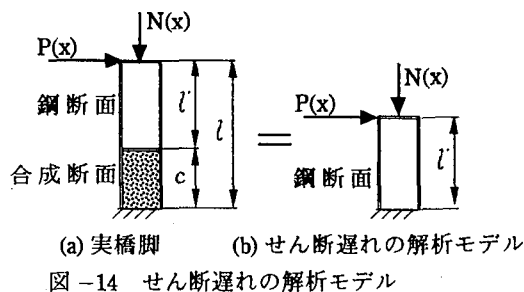


図-14 セン断遅れの解析モデル

このとき、柱基部のせん断遅れに起因する式 (24) の付加曲げモーメント $m(x)$ は、 $x=l'$ と置き、 $\sinh \alpha l' \cong \cosh \alpha l'$ と近似すれば、最終的に、次のようにフランジとウェブとの断面積比に関するパラメーター κ の関数式として表すことができる。

$$m(x) = Pb\sqrt{\omega} \frac{\kappa}{\sqrt{1.8-1.5\kappa}} \quad \text{.....(38)}$$

このパラメーター κ は、ウェブのリップの断面二次モーメントを無視すると、

$$\kappa = \frac{3}{3+2s} \quad \text{.....(39)}$$

と表すことができる。

ここに、

$$s = \frac{A_w}{A_f} \quad : \text{フランジとウェブとの断面積比} \quad \text{.....(40)}$$

このように、せん断遅れに起因する付加曲げモーメント $m(x)$ は、着目断面に作用するせん断力 P 、フランジ・プレート幅 b 、パラメーター ω 、およびフランジとウェブとの断面積比に関するパラメーター κ によって定められる。

したがって、断面の応力分布形状は、式 (28) に式 (38) を代入することによって得られる。

(2) 鋼柱の限界状態の照査

a. 使用限界状態の照査

まず、橋脚柱の断面における最小応力 $\sigma_{\min}$ 、および最大応力 $\sigma_{\max}$ は、図-13 中に示したように、フランジ・プレートとウェブ・プレートとの結合点において発生する。したがって、垂直応力度の極値 $\sigma_{\min}$ 、および $\sigma_{\max}$ は、それぞれ次のように算出される。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\min} \\ \sigma_{\max} \end{array} \right\} = \mp \frac{M(x)+m(x)}{I_{ys}} \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right) - \frac{N(x)}{A} \quad \text{.....(41)}$$

ここに、

$M(x)$: 作用曲げモーメント ($= P l'$ (kgf·cm))

$m(x)$: 式 (38) により算出される作用付加曲げモー

ント (kgf·cm)

$N(x)$: 軸方向圧縮力 (kgf)

I_{ys} : 鋼断面の換算断面二次モーメント (式 (6) 参照) (cm⁴)

A : 鋼断面の換算総断面積 (式 (8) 参照) (cm²)

d : 断面の図心からフランジ・プレートまでの距離 (cm)

なお、 I_{ys} 、および A は、ポアソン比 μ の影響を考慮しなければならない。

つぎに、部分充填合成柱のコンクリート上端部に曲げ、あるいは、せん断が作用するときの使用限界状態に対する安全性は、次式で照査される。

$$\frac{\nu \sigma_{\max}}{\sigma_Y} \leq 1 \quad \text{で、かつ} \quad \frac{\nu \tau_{\max}}{\tau_Y} \leq 1 \quad \text{.....(42) a. b}$$

ここに、 σ_Y : 鋼の降伏応力度、 τ_Y : 鋼のせん断降伏応力度で $\tau_Y = \sigma_Y / \sqrt{3}$ 、また ν : 使用限界状態に対する安全係数、である。

さらに、両者が同時に作用するときには、次式で照査される。

$$\left(\frac{\nu \sigma_{\max}}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\frac{\nu \tau_{\max}}{\tau_Y} \right)^2 \leq 1 \quad \text{.....(43)}$$

b. 終局限界状態の照査

着目する断面では、鋼断面が全降伏に至るまでに、図-13 中に示したよう、圧縮補剛フランジの端パネルが局部座屈したり、また全体座屈を起こして終局限界状態に至ると考えられる。

そこで、以下には、これらの照査法を示す。

① 圧縮補剛板の端パネルの局部座屈の照査

圧縮補剛板の端パネルの局部座屈の照査は、せん断遅れの影響を考慮して、

$$\frac{\nu \sigma_{\max}}{\sigma_u} \leq 1 \quad \text{.....(44)}$$

で照査することができる。

ただし、ここで $\sigma_{\max}$ は、式 (41) より求められる最大圧縮応力とする。そして、 σ_u は、次式より求められる板パネルの座屈応力度である。また、 ν は終局限界状態に対する安全係数である。

$$\left(\frac{\sigma_u}{\sigma_Y} \right)_{\text{plate}} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ \left(\frac{0.453}{R} \right)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad \text{.....(45)}$$

ここに、

$$R = \frac{b_t}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\mu^2)}{E_s \pi^2 k}} \quad \text{.....(46)}$$

：板パネルの幅厚比パラメーター

なお、式 (45) は、文献 19) にもとづく圧縮板の耐荷力曲線である。

② 圧縮補剛板の全体座屈の照査

圧縮補剛板の全体座屈の照査は、 ν を終局限界状態に対する安全係数とすれば、

$$\frac{\nu \bar{\sigma}}{\sigma_u} \leq 1 \quad \text{.....(47)}$$

で照査することができる。ここで、作用応力 $\bar{\sigma}$ は、式 (41) において $m(x)$ の項を省いた初等梁理論による圧縮応力度である。また、 σ_u は、図 -15 に示す補剛板に対し図 -16 の柱モデルアプローチを行い、補剛板を図 -17 に示す有効補剛材に分け、それぞれの有効補剛材に対して算出した座屈応力度 σ_u を、有効補剛材の断面積に応じて重み付き平均値を算出することによって求められる補剛板の極限強度である。

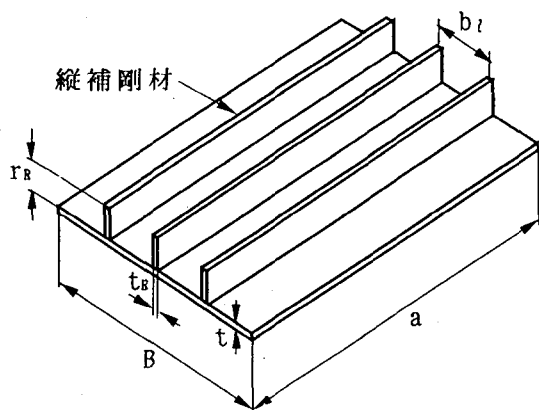


図 -15 着目する補剛板

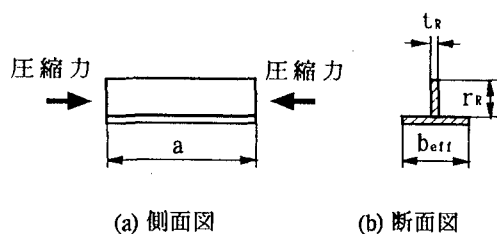


図 -16 柱モデルアプローチ

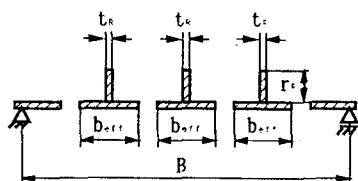


図 -17 柱モデルアプローチによる有効補剛材

すなわち、多リブを有する補剛板の極限強度は、文献 20)、および文献 21) によると、表 -9 のパラメーターを用いると、次式により求めることができる。

$$\frac{\bar{\sigma}_u}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545 \bar{\lambda}^* & (0.2 < \bar{\lambda}^* \leq 1.0) \\ 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^{*2}) & (1.0 < \bar{\lambda}^*) \end{cases} \quad \text{.....(48)}$$

表 -9 各種パラメーター^{20), 21)}

記号	各種パラメーターの算定公式	備考
$\bar{\lambda}^*$	$\left(\frac{2,400}{\sigma_y}\right)^{1.2} \cdot \bar{\lambda}$	鋼種の影響を考慮した細長比パラメーター
$\bar{\lambda}$	$\eta \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} \cdot \frac{\chi a}{r}$	幅厚比の影響を考慮した細長比パラメーター
η	$\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{\sigma_y}\right)_{plate}}}$	幅厚比パラメーターに関する係数
χ	$\frac{1}{\frac{1.164 C^{0.251}}{(0 < C \leq 0.54)} \cdot 1.0 (0.54 < C)}$	有効座屈長に関する係数
C	$\left(\frac{a}{B}\right)^3 \cdot \left(\frac{I_T}{I_t}\right)$	χ に関する係数

ここに、

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad \text{.....(49)}$$

：有効補剛材の断面二次半径 (cm)

$$A_c = b_{eff} t + r_R t_R \quad \text{.....(50)}$$

：有効補剛材の断面積 (cm²)

$$I_c = \frac{r_R^3 t_R - b_{eff} t^3}{3} - \frac{(r_R^2 t_R - b_{eff} t^2)^2}{4 A_c} \quad \text{.....(51)}$$

：有効補剛材の断面二次モーメント (cm⁴)

$$b_{eff} = b_t \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_y} \right)_{plate} \quad \text{.....(52)}$$

：有効補剛材の有効幅 (cm)

また、 a ：柱の横補剛材間隔 (cm)、 I_T ：補剛板の断面二次モーメント (cm⁴)、 I_t ：横補剛材の断面二次モーメント (cm⁴)、 k ：座屈係数 (= 4)、である。

5. まとめ

本研究では、まず鋼製橋脚の内部にコンクリートを部分的に充填した部分合成した橋脚柱のせん断遅れの現象についての解析を試みた。

つぎに、せん断遅れの現象の解析結果の妥当性を検討するために、道路橋示方書や橋脚の実績にしたがって設計した無補剛箱形断面の部分合成した橋脚柱供試体を製作して、弾性域における載荷実験を実施した。

その結果、合成断面と鋼断面との境界面において、せん断遅れが発生していることが確認できた。そして、本研究の提案式を用いて算出した断面の曲げひずみ分布は、実験値を安全側に評価できることを明らかにした。

さらに、せん断遅れも考慮した部分合成の橋脚柱の限界状態設計への適用法も示してみた。

参考文献

- 1) 中井 博・北田俊行・吉川 紀・中西克佳・尾山達己：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，土木学会，pp.1347～1360，1993年3月
- 2) 中井 博・北田俊行・中西克佳・杉山 功・河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐力、および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，土木学会，pp.1401～1412，1994年3月
- 3) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，平成5年8月
- 4) 宇佐美勉・葛 漢彬・水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，土木学会，pp.249～262，1993年3月
- 5) Timoshenko, S.P. and Goodier, J. N. : Theory of Elasticity Ed.3rd, McGraw-Hill, pp.262～268, 1970
- 6) Girkmann, G. : Flachentragwerke, Dritte Auflage, Springer-Verlag, S.116～124, 1954
- 7) Reissner, E. : Analysis of Shear Lag in Box Beam by Principle of Minimum Potencial Energy, Quart. Appl. Math., Vol.4, pp.268, 1946
- 8) 奥村敏恵・石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第153号，pp.1～18，1968年5月
- 9) 中井 博・吉川 紀・山内幸裕・田中実雄・吉田茂：合成柱（コンクリート充填方式）を有する鋼製橋脚の現場載荷実験，橋梁と基礎，Vol.21，No.2，pp.17～22，1987年3月
- 10) 中井 博・北田俊行：鋼橋設計の基礎，共立出版，1992年
- 11) Nakai, H., Miki, T. and Akehashi, K. : Stress Analysis due to Shear Lag in Corner Parts of Steel Rigid Frame Structures, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol.27, pp.289～307, Dec. 1987
- 12) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982年6月
- 13) 中井 博・村山泰男：片持ち梁の Negative Shear Lag の解析とその応用，土木学会論文報告集，第256号，pp.21～33，1976年12月
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ．鋼橋編，丸善，pp.144～149，平成6年2月
- 15) 中井 博・北田俊行・河井章好・酒造敏廣・吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol.16，No.6，pp.35～40，1982年6月
- 16) 土木学会編：鋼構造物の終局強度の設計，鋼構造シリーズ6，平成6年7月
- 17) 中井 博・酒造敏廣・橋本良介：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，土木学会，pp.95～104，1992年10月
- 18) 中井 博・橋本良介・酒造敏廣・祝 賢治：鋼製ラーメン橋脚隅角部の限界状態設計法とその数値計算例，橋梁と基礎，Vol.27，No.1，pp.43～52，1993年1月
- 19) 奈良 敬・小島治雄・津田 真・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第386号/I-8，pp.275～283，1987年10月
- 20) 松永康男・奈良 敬：純圧縮を受ける補剛板の極限強度の評価法，第43回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-120，pp.294～295，1988年10月
- 21) 森田浩隆・奈良 敬・森脇良一：縦横に補剛された圧縮板の耐力評価法に関する研究，第44回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-55，pp.162～163，1989年10月

(1994年9月14日受付)