

逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填率算定式

Calculation formula for concrete filling rate of inverted L-shaped steel bridge pier

廣田 武聖*・山尾 敏孝**・津曲 志郎***・崎元 達郎****・渡辺 浩*****

Takenori Hirota, Toshitaka Yamao, Shirou Tsumagari, Tatsuro Sakimoto, Hiroshi Watanabe

*(株)建設技術研究所 九州支社 (〒810-0041 福岡市中央区大名 2-4-12)

**工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

***修(工) (株)竹中土木 (〒104-8234 東京都中央区銀座 8-21-1)

****工博 熊本大学長 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

*****博(工) 熊本大学助手 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

This paper proposed a formula for concrete filling rate of inverted L-shaped steel bridge pier based on experimental tests and numerical analysis results. Out-plane cyclic loading test of eight different specimens of inverted L-shaped steel bridge pier with square section were conducted where the vertical load is constant. The specimens have the same vertical load eccentricity of 0.4 but different filling rates and vertical load magnitudes. The concrete filling rate was determined based on the difference of the maximum strength and initial stress so that the unfilled steel section would not precede buckling. It was found from the results that the necessary filling rate with respect to horizontal forces in the in-plane and out-plane directions can be obtained easily.

Key Words : rate of concrete filling, inverted L-shaped steel bridge pier, out-of-plane loading, steel panel

キーワード: コンクリート充填率, 逆L形鋼製橋脚, 面外力, 鋼パネル

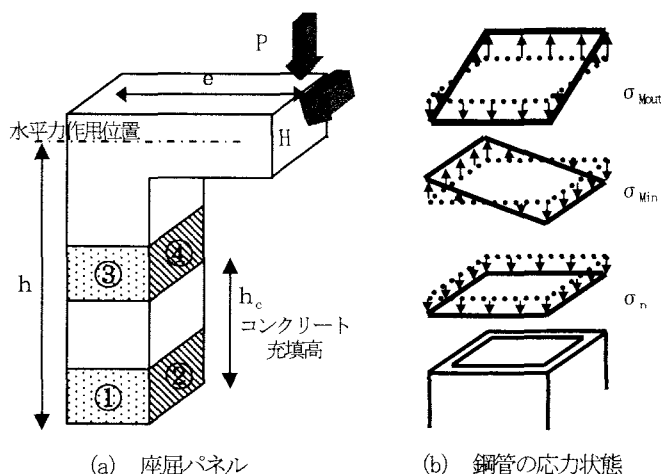
1. まえがき

従来より, 多くの鋼製橋脚は橋脚形状によらず車両衝突によるへこみ防止用に柱基部にコンクリートが充填されていた. その充填されたコンクリートを積極的に耐震性能向上の一方策として活用しようという研究^{1)~6)}は盛んに行われている. しかしながら, その充填高さについては, 道路橋示方書⁷⁾に「充填コンクリートは低強度なものを使用し, 充填直上の鋼断面が座屈しないように定める」と記述されているのみであり, 充填コンクリート直上における鋼断面の降伏水平耐力または局部座屈を考慮した水平耐力が, 基部の水平耐力を上回るように設定する必要がある. これにより, 非偏心橋脚や面内荷重を受ける偏心橋脚であればコンクリート充填高を算定できるが, 面外方向に水平力を受ける逆L形鋼製橋脚等の偏心橋脚の場合, 弾塑性ねじりと局部座屈を考慮する必要があり容易には算定できない. 現在, 有限要素法を用いれば, コンクリートを充填しない鋼製橋脚ではそれが可能であるが, コンクリート充填鋼製橋脚での解析は見当たらない.

また, 名古屋高速道路公社の耐震性能照査法⁸⁾によれ

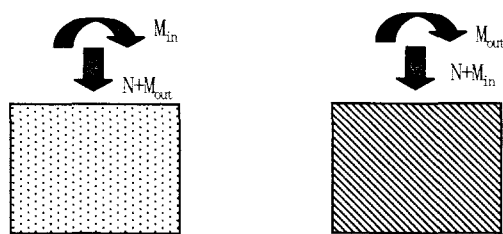
ば, 類似構造において動的照査法による耐震性能が確認されている場合には, コンクリート充填橋脚の充填高は鋼製橋脚として, ある一定以上の細部構造を満足させることにより, 地震時保有水平耐力法により求めるものとされている. これによれば, コンクリート充填鋼製橋脚でも多少緩和された作業でコンクリート充填高を求めることが可能であるが, まだなお相当な労力を費やさなければならぬことも事実である.

本研究では, 過去に行った著者らの実験⁹⁾で基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚での崩壊挙動を踏まえ, コンクリート充填部と鋼中空部での局部座屈パネルに着目し, 圧縮・曲げモーメント・せん断及びねじりモーメントを受ける鋼板の最大強度相関曲線を定義した. さらに, 鋼中空部がコンクリート充填部よりも先行して最大強度に達しないコンクリート充填率を必要な充填率と考えた. この結果, 偏心の有無や水平力の作用方向の違いによらず, 実務上十分なコンクリート充填率を容易に求められることを示している. また, 提案するコンクリート充填率算定式の妥当性を検証するために, 既往研究論文で充填率を算定しその実験の崩壊状況との比較及び新たな検証実験を行った.



(a) 座屈パネル

(b) 鋼管の応力状態



(c) パネルに作用する組合せ力

図-1 座屈パネルと応力状態

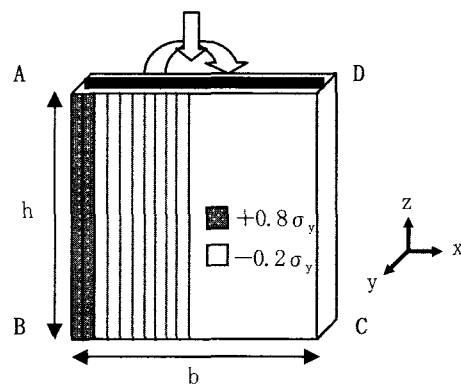
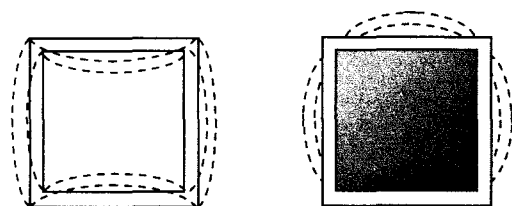


図-2 解析モデル



(a) 鋼中空断面部

(b) コンクリート充填部

図-3 中空部と充填部との座屈波形の相違

2. 鋼パネルのN-M最大強度相関曲線

2-1 圧縮と曲げを受ける鋼板の終局強度特性

(1) 概説

既往の研究⁹⁾によれば、図-1(a)に示すような高さh、柱断面中心軸からの偏心量e、基部から高さh_cまでコンクリートが充填された逆L形鋼製橋脚に上部構造重量Pが作用し、面外(橋軸)方向水平力Hが作用した場合の崩壊形態としては以下の3通りのケースがあることがわかっている。

- 1) コンクリート充填直上部、つまり鋼中空部で構成板の局部座屈が生じ、それが急速に進展し崩壊に至る場合。
- 2) コンクリート充填基部付近の構成板の局部座屈が先行するが、その後鋼中空部に局部変形が発生し、ついには鋼中空部座屈が進展し崩壊に至る場合。
- 3) コンクリート充填基部に局部が生じ、鋼中空部に移行することなく、そのまま緩やかに進展し、崩壊に至る場合。

これら3ケースのうち3)の崩壊形態であれば、鋼製橋脚として実用上十分なじん性を有する事が判明している。

逆L形鋼製橋脚に面外水平力Hが作用する場合、柱部分の鋼管は図-1(b) (σ_n :死荷重による応力, σ_{min} :面内曲げによる応力, σ_{max} :面外曲げによる応力) のような応力勾配が発生し、図-1(c)の左側の①及び③パネル、右側の②及び④パネルには、軸力N (N :死荷重による軸力, M_{in} :面内曲げによる曲げモーメント, M_{out} :面外曲げによる曲げモーメント) と面内曲げモーメントM (板パネルについて) が作用していると考えられる。

従って、コンクリート充填高さを算定するために図-1(c)の板パネルに着目して強度を求めてそれを使用するものとし、軸力N

と面内曲げモーメントMが作用した場合の最大強度の相関曲線を求めることとした。なお、最大強度時には、鋼とコンクリートの付着力は確保されておらず、内部コンクリートは軸力及び曲げモーメントともに負担せず、鋼パネルの変形を防止することとした。

(2) 解析手法

FEM解析には汎用プログラムMARC¹⁰⁾を使用した。解析では、鋼材と載荷辺に剛棒を用いているが、その要素として文献⁹⁾で解析手法の妥当性が示された、鋼材は四辺形4節点のシェル要素(要素番号75)を、剛棒は2節点の棒要素(要素番号98)を用いた。また、MARCを使用の際の設定は以下の通りである。

- 1) 材料は弾塑性かつ等方性で、von Misesの降伏条件に従うものとする。
- 2) 大変位解析を実行し、アップデイトラグランジェ法を用いる。
- 3) 塑性ひずみ解析を実行する。
- 4) 繰り返し載荷による解析の場合、移動硬化則を用いる。
- 5) 収束計算法は、Newton-Raphson法を用いる。

圧縮力Nと曲げモーメントMが作用する板パネルの解析モデルを図-2に示す。基部にコンクリートが充填された逆L形橋脚を含む一般的な鋼製橋脚は、充填コンクリートの有無により、図-3に示すように、それぞれ異なった座屈波形が生じる。

コンクリート充填直上部(中空部)の鋼板は周辺単純支持の鋼板として挙動し、同時に隅部で直角を保持するため、図-3(a)のように柱面内外に座屈する。ところが、コンクリート充填部の鋼板は内部にコンクリートが充填されることで周辺のたわみ角

表-1 解析モデルの材料諸元

鋼種	SM490
ヤング率: E (N/mm ²)	2.06×10^5
降伏応力: σ_y (N/mm ²)	315
ポアソン比: ν	0.3
ひずみ硬化開始ひずみ: ε_{st}	$7 \varepsilon_y$
E/E_{st}	30

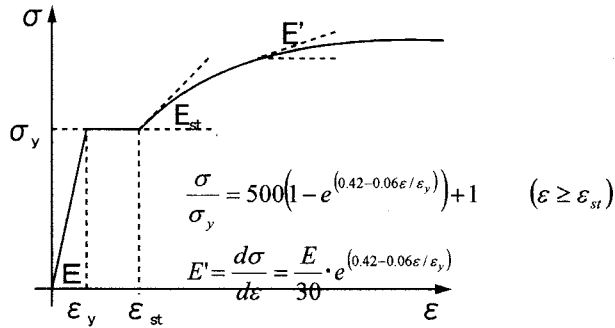


図-4 応力-ひずみ関係

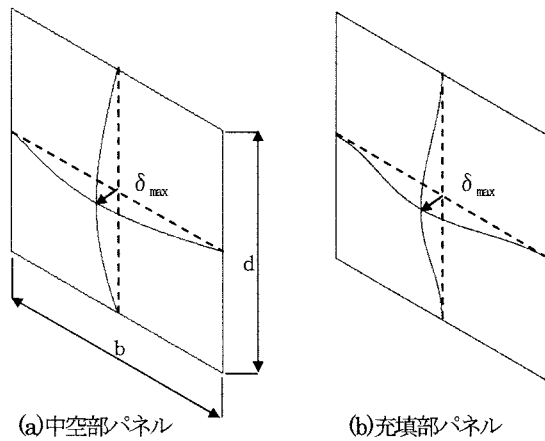


図-5 初期たわみの波形

がX軸及びZ軸方向に拘束され、しかも隅角部で直角を保持するため、柱面外のみ座屈し、周辺が固定支持された鋼板として挙動をすると考えられる。

残留応力は、図-2のように板の縦方向に導入し、軸方向力が自己平衡となるように矩形分布とした。その値はよく用いられている引張残留応力で $+0.8\sigma_y$ 、圧縮残留応力で $-0.2\sigma_y$ で仮定した。

解析モデルの鋼種についてはSM490を用いた。鋼材の物性を表-1に示す。また、応力-ひずみ関係は図-4に示すようなMulti-Linear型を採用した。

初期たわみの波形を図-5に示す。中空部パネルが半波のcos波形、充填部パネルが一波のcos波形とした。また、その最大値 $\delta_{max}=b/150$ は道路橋示方書¹²⁾で定められている許容最大初期たわみ量である。

要素のメッシュ分割数は幅方向に20分割とし、高さ方向の分割数については要素のアスペクト比が1となるようにした。

軸力と曲げモーメントの载荷方法としては、変位を均等に与えるため、载荷辺に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、その中央の

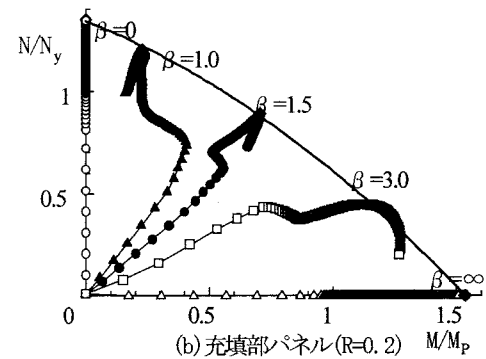
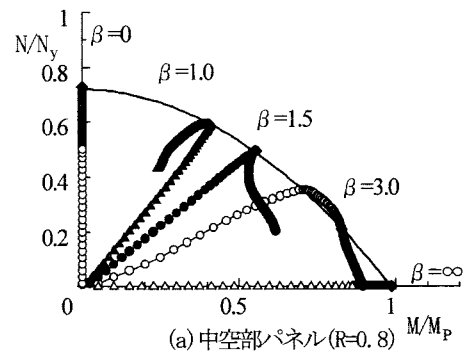


図-6 N-M最大強度相関曲線の一例

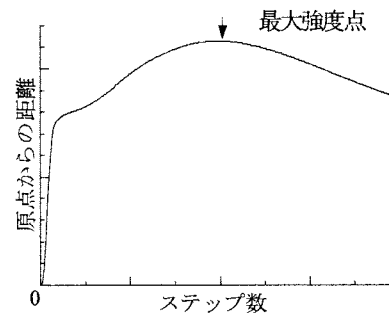


図-7 最大強度点の決定方法

一点に軸力に相当する軸方向変位 u と曲げモーメントに相当する回転角 θ を変位制御により同時に载荷した。なお、軸方向変位と回転角に対する増分比を式(1)に示す無次元パラメータ β を用いて表した。今回、この β を 0, 1.0, 1.5, 3.0, ∞ の5通りに変化させて解析を行った。

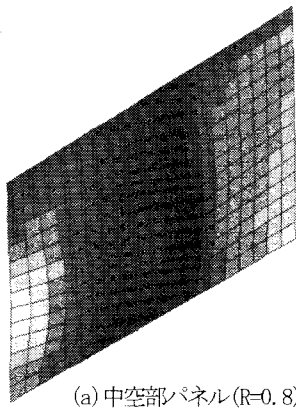
鋼板の最大強度を求める解析では、主要なパラメータとしては式(2)で定義される幅厚比パラメータ R 及び式(3)で定義されるアスペクト比 η がある。ここでは、文献⁹⁾の実験の崩壊状況からアスペクト比 η を 0.7 と固定し、幅厚比パラメータ R を 0.2~0.8 に変化させて曲げと圧縮が同時に作用するパネルの単調载荷解析を行った。

$$\beta = \frac{\theta/\theta_y}{u/u_y} \quad (1)$$

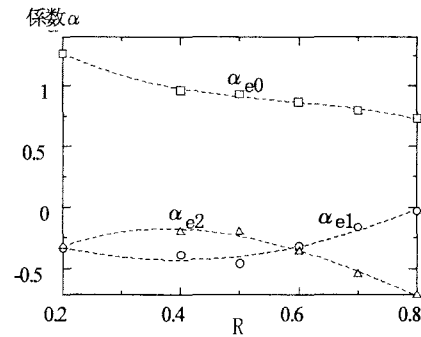
ここに、 θ : 回転角 θ_y : 降伏回転角
 u : 軸方向変位 u_y : 軸方向降伏変位

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \quad (2)$$

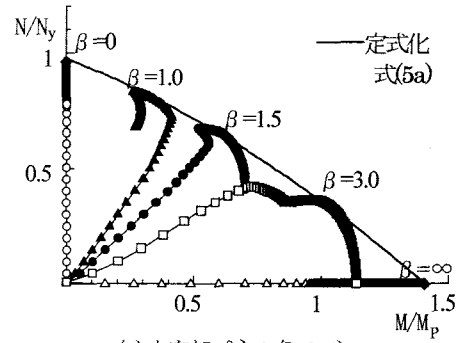
$$\eta = \frac{d}{b} \quad (3)$$



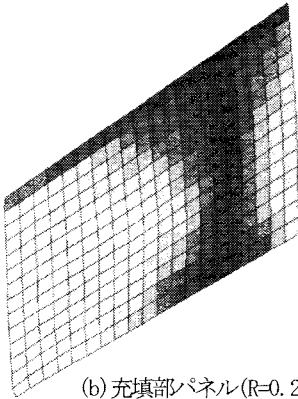
(a) 中空部パネル(R=0.8)



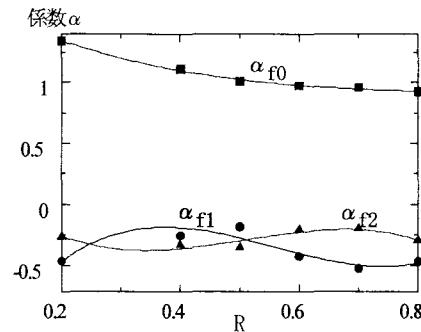
(a) 中空部パネル



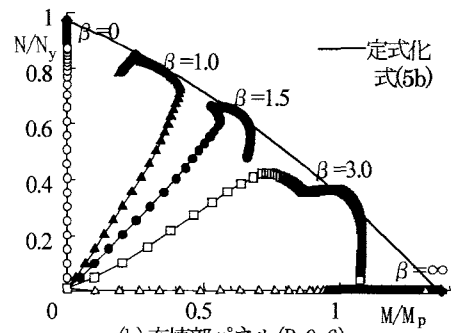
(a) 中空部パネル(R=0.4)



(b) 充填部パネル(R=0.2)



(b) 充填部パネル



(b) 充填部パネル(R=0.6)

図-8 最大強度時の変形・応力分布図

図-9 Rと α_i の関係

図-10 FEM解析によるN-M相関曲線と定式化の相違

ここに、 b : 板パネルの幅 t : 板厚

σ_y : 降伏応力 E : ヤング係数 k : 座屈係数

ν : ポアソン比 d : 板パネルの高さ

(3) 解析結果

図-6に解析で得られた $R=0.2$ 及び 0.8 の $N-M$ 最大強度相関曲線の一例を示す。図の縦軸は作用軸力 N を降伏軸力 N_y で、また横軸は、作用曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で無次元化した値である。図中◆で示す点は最大強度点である。最大強度点は図-7のように縦軸に原点からの距離、横軸に解析のステップ数でプロットし、原点からの距離が最も大きくなる位置とした。

図-8は最大強度時の中空部($R=0.8$)及び充填部($R=0.2$)パネルの変形図と応力分布図の一例である。これにより、 $R=0.8$ の中空部パネルは最大強度時に大きな局部変形が生じ、かつ応力も局部的に集中しているのに対し、 $R=0.2$ の充填部パネルでは局部座屈を生じることなく、相対的にパネル全域で均等に応力が分布していることがわかる。

(4) N-M最大強度相関曲線の定式化

1) 幅厚比による相関曲線の近似

軸力と曲げが作用するパネルの最大強度相関曲線は最小自乗法を用いると、軸力は式(4)のような曲げモーメントの二次関数で表すことができ、曲げモーメント値 M/M_p の i 次の項の係数を α_i とした。幅厚比パラメータ R と係数 α_i との関係を調べるため、横軸に R 、縦軸に α_i をプロットすると図-9が得られた。なお、添字 e は中空部パネル、 f は充填部パネルをさす。

$$\frac{N}{N_y} = \sum_{i=0}^2 \alpha_i \left(\frac{M}{M_p} \right)^i = \alpha_0 + \alpha_1 \left(\frac{M}{M_p} \right) + \alpha_2 \left(\frac{M}{M_p} \right)^2 \quad (4)$$

また、係数 α_i は最小自乗法を用いて幅厚比 R の三次関数として図-9中の実線及び破線のように近似でき、 $0.2 \leq R \leq 0.8$ において式(5)のように表すことができた。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{e0} &= 1.91 - 4.48R + 6.96R^2 - 4.02R^3 \\ \alpha_{e1} &= -0.01 - 2.21R + 2.99R^2 - 0.30R^3 \\ \alpha_{e2} &= -0.91 + 4.23R - 7.10R^2 + 2.61R^3 \end{aligned} \right\} \quad (5a)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{f0} &= 1.76 - 2.60R + 2.74R^2 - 1.00R^3 \\ \alpha_{f1} &= -1.86 + 10.73R - 21.61R^2 + 12.93R^3 \\ \alpha_{f2} &= 0.51 - 6.28R + 13.85R^2 - 9.07R^3 \end{aligned} \right\} \quad (5b)$$

2) FEM解析値と近似式の比較

図-10は中空部パネル $R=0.4$ 及び充填部パネル $R=0.6$ の解析値と、定式化した $N-M$ 最大強度相関曲線の比較を示したものである。定式化した曲線は、最大強度点を十分とらえており、いずれもよく対応しているといえる。

2-2 ねじりモーメントによるN-M相関曲線の低減

(1) 解析モデル

面外方向水平力 H により偏心距離 e の逆L形鋼製橋脚の柱断面に作用するねじりモーメント $T(H=e)$ は、パネル部分で取り出した場合、図-11のようにせん断力 S として作用すると考えられる。

写真-1は文献⁹⁾の実験で得られた逆L形鋼製橋脚の中空断面部での座屈波形である。これらの結果より座屈波形は、面外曲げ

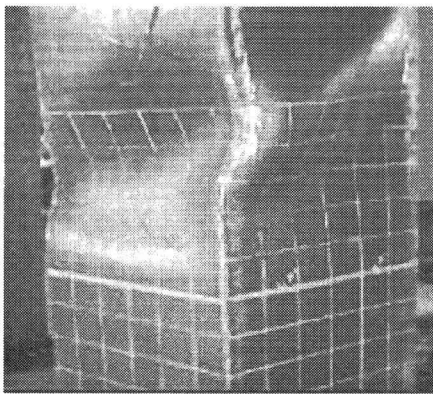


写真-1 無補剛鋼中空断面部での座屈波形

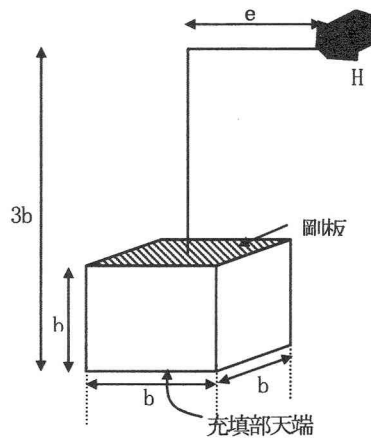


図-12 解析モデル

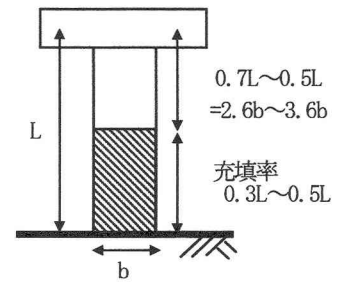


図-13 充填部直上の高さsと板幅bの関係
($\lambda=0.3$)

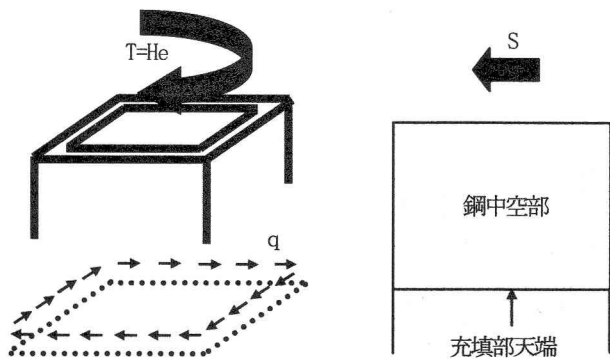


図-11 断面に作用するねじりモーメントとパネル作用せん断力

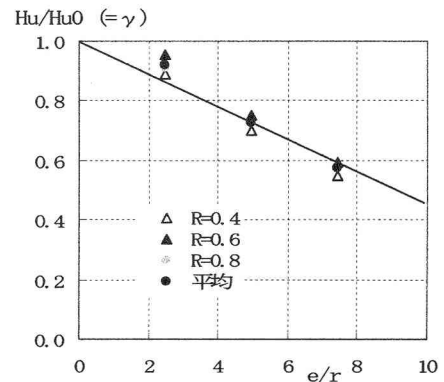


図-14 $H_u/H_{u0} (= \gamma)$ と e/r の関係

に対する曲げ座屈とねじりモーメントによるせん断座屈の両者が混在していると推定できる。しかし、2-1 で求めた中空部及び充填部パネルの最大強度相関曲線には、ねじりモーメントの影響は考慮されていない。そこで、偏心載荷時に生じるねじりモーメントが曲げモーメントや軸力に及ぼす影響を調べた。なお、充填部は鋼と充填コンクリートの合成された断面であり、ねじり剛性が大きいので、ねじりモーメントが充填部パネルに及ぼす影響は小さいものと考え低減は行わないものとした。

解析モデルは、幅b、全体の高さ3bの柱を、基部からbの高さまでをシェル要素で構成し、その上端に曲げ剛性無限大の剛板要素をはり要素を用いてモデル化した。そのはり要素の上端に長さeの偏心ばりをつけ、面外方向に変位制御による単調載荷解析を行った。解析モデルに用いる鋼材、残留応力、メッシュ分割数、初期たわみは2-1の解析と同様なものとした。なお、解析モデルの高さ3bは以下の理由で決定した。

既往の研究^{1) 2)}によれば、鋼中空部の局部座屈が先行しないコンクリート充填率は、一般の非偏心鋼製橋脚であれば約30%とされており、また偏心荷重が作用する場合には曲げモーメントの高さ方向の減少が少ないため、偏心のない場合よりも充填率を高くする必要があるとされている。従って、コンクリート充填率を橋脚高さの30%～50%程度とすると、充填部直上の高さは橋脚高さの70%～50%になり、細長比パラメータ λ を0.3とすると、その高さは $2.6b \sim 3.6b$ (b:板幅)となる。従って、図-12の解析モデルはコンクリート充填部から上方の柱を対象とするので、モデル高さを3bと決

定した。

次に、偏心ばりの長さeが最大強度にどのような影響を及ぼすかを調べるため、偏心パラメータ e/r (r:断面二次半径)を0～10と変化させて解析を行った。なお、 $e/r=0$ のとき偏心ばりの長さ $e=0$ 、 $e/r=10$ のとき偏心ばりの長さ $e=4b$ である。また、幅厚比パラメータRについては0.4、0.6及び0.8で変化させ検討を行った。

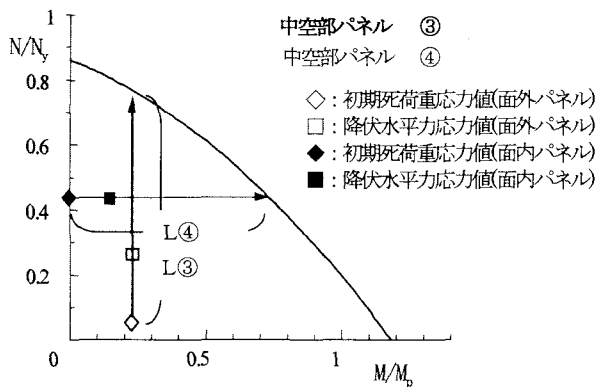
(2) 解析結果

偏心載荷解析で求まる最大水平力 H_u を非偏心載荷時($e=0$)の最大水平力 H_{u0} で除した値を γ と定義し、その γ と偏心パラメータとの関係を図-14に示す。偏心パラメータ e/r が大きくなるにつれ、最大水平力が減少することがわかる。これは、非偏心時($e=0$)では面外曲げモーメントのみが断面に作用しているのに対し、偏心載荷時にはねじりモーメントと面外曲げモーメントの組み合わせ力が作用しているため、最大強度が減少したと考えられる。

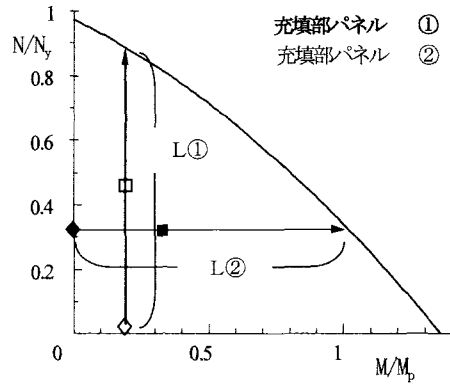
また、最大強度の減少の割合は幅厚比パラメータRにそれほど依存しないことがわかる。そこで、Rに対する γ の平均値と e/r の平均値を最小自乗法で近似すると式(6)のようになった。

$$\frac{H_u}{H_{u0}} = \gamma = 1 - 0.055 \frac{e}{r} \quad (6)$$

ここで、 γ はねじりモーメントに起因する最大強度の減少の割合であるので、N-M 最大強度相関曲線の最大軸力値の点(0, y_1)と最大曲げモーメント値である点(x_1 , 0)を γ 倍し、軸の方程式である式(7)は式(4)と同じとした。



(a) 中空部パネルの荷重経路



(b) 充填部パネルの荷重経路

図-15 各パネルに作用する荷重の経路

$$\frac{M}{M_p} = -\frac{\alpha_1}{2\alpha_2} \quad (7)$$

以上より、ねじりモーメントの影響を考慮したN-M最大強度相関曲線は式(8)になる。

$$\frac{N}{N_y} = -\frac{\alpha_2 y_1}{x_1 (\alpha_2 x_1 + \alpha_1)} \left(\frac{M}{M_p} + \frac{\alpha_1}{2\alpha_2} \right)^2 + \frac{(2\alpha_2 x_1 + \alpha_1)^2 y_1}{4\alpha_2 x_1 (\alpha_2 x_1 + \alpha_1)} \quad (8)$$

ここに、 x_1 ：最大曲げモーメント値、 y_1 ：最大軸力値である。

3. コンクリート充填率算定の手順

3-1 概説

逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填率算定に当たって、鋼中空部とコンクリート充填部の屈服パネルに着目したパネルのN-M最大強度相関曲線を用いる。各パネルは、逆L形鋼製橋脚の死荷重時応力状態及び水平力Hが作用した応力状態を計算できるので、この状態をN-M最大強度相関曲線にプロットすると図-15のようになる。その後、それらの最大強度に達するまでの距離の大小でコンクリート充填率が算定できる。

図-15を用いて、水平力作用高さh、基部から高さh_cまでコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚に、上部構造重量Pと面外方向水平力Hが作用した場合のコンクリート充填率算定の手順について説明する。なお、以下に記す添え字①～④は、図-1(a)の各パネル番号に対応する。

- 1) 上部構造重量Pを作用させた死荷重状態での、中空部・充填部各パネル部分の応力状態から、軸力値(N/N_y)及び曲げモーメント値(M/M_p)を計算する。(図-15中の◇、◆)
- 2) 面外方向の降伏水平力H_yが作用したときの、中空部・充填部各パネルの応力状態から、各パネルに作用する軸力値(N_b/N_y)及び曲げモーメント値(M_b/M_p)を計算する。(図-15中の□、■)
- 3) 各パネルにおいて、最大強度と死荷重状態の強度の差をL_①～L_④で表すと、最大強度に達するまでの各パネルの余裕度F_①～F_④は、以下で求める。

$$F_③ = L_③ / (N_b/N_y) \quad F_④ = L_④ / (M_b/M_p)$$

$$F_① = L_① / (N_b/N_y) \quad F_② = L_② / (M_b/M_p)$$

表-2 作用応力値の集計

パネル	応力値	死荷重作用時	降伏水平力作用時
中空部	③	N/N _y	(P/A _s)/σ _y
		M/M _p	(2Pe/3W _y)/σ _y
	④	N/N _y	(P/A _s +Pe/W _y)/σ _y
		M/M _p	0
充填部	①	N/N _y	(P/A _s)/σ _y
		M/M _p	(2Pe/B _y ² t _y (1+3n))/σ _y
	②	N/N _y	(P/A _s)/σ _y
		M/M _p	0

4) よって、充填コンクリート直上の鋼パネルが充填部鋼パネルより先行して最大強度に達しないようにするには、【F_③、F_④の小さい方の値>F_①、F_②の小さい方の値】の条件を満たすh_c'=h-h_cを求める。

3-2 鋼パネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値

力の釣り合いにより、パネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値は、表-2のようになる。なお、記号の説明は以下の通りである。

- P : 作用軸力(死荷重) e : 偏心量
M : 作用偏心モーメント(=Pe)
h : 柱基部から水平力作用位置までの高さ
h_c' : コンクリート充填上部から水平力作用位置までの高さ
t_x : 面内方向フランジ板厚 B_x : 面内方向フランジ軸線幅

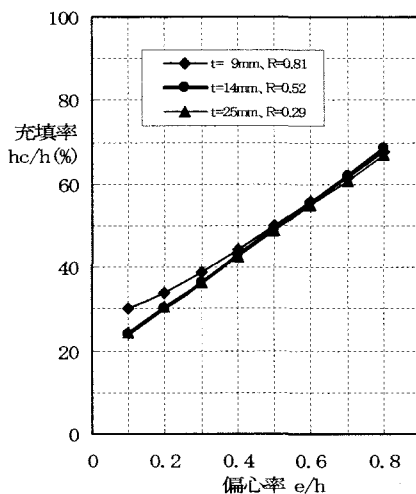


図-16 面外方向の充填率

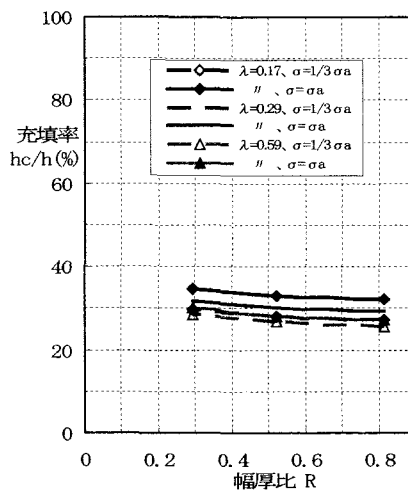


図-17 無偏心の充填率

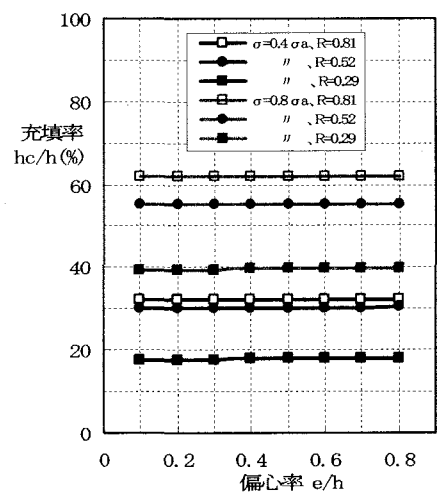


図-18 面内方向の充填率

t_y : 面外方向フランジ板厚 B_y : 面外方向フランジ軸線幅
 n : 板厚比 ($=t_x/t_y$) K : 軸線幅比 ($=B_x/B_y$)
 A_s : 鋼断面積 E_s : 鋼ヤング係数
 σ_y : 鋼降伏点強度 H_y : 降伏水平力
 W_x : 面内方向鋼断面係数 W_y : 面外方向鋼断面係数

3-3 正方形無補剛等厚断面の充填率算定式の提案

(1) 面外方向水平力作用時の解析結果

図-16は偏心率 e/h を0.1~0.8に変化させた幅厚比 $R=0.3$, 0.5及び0.8の必要なコンクリート充填率の解析結果を示したものである。ここで、初期鉛直荷重時での圧縮側フランジ応力度 σ は、一般的に地震時は活荷重の影響を無視した値とするため死荷重のみの値と仮定した $0.6\sigma_s$ としている。ここに、 σ_s は鋼材の許容軸方向圧縮応力度である。その結果、充填率はほぼ偏心率 e/h の一次関数となり、幅厚比の影響をほとんど受けないことがわかった。なお、ここでは設計実務者にとって偏心の規模が視覚的に分かりやすい偏心率 e/h をパラメータとしている。

図-17は、死荷重による偏心がない場合の幅厚比、細長比及びフランジ応力度比を変えた充填率の違いを示したものである。

ここで、フランジ圧縮応力度はレベル1地震での設計震度を0.25と仮定し、地震時のフランジ圧縮応力度が許容値 $\sigma_s=1.5 \times 140=210\text{kN/mm}^2$ となるようにしたものを $\sigma=\sigma_s$ とし、その1/3に低減したものを加えている。なお、細長比 λ は0.17~0.59の範囲にある。

その結果、コンクリート充填率は30%前後の値を示し、応力度比が高いほど、また細長比が小さいほど及び幅厚比が小さいほどやや高い値を示すこととなった。ここで、実構造物の死荷重軸力比 P/P_y は15%程度以下であること、図内の $\lambda=0.17$ で $\sigma=\sigma_s$ のケースは P/P_y が22% (鉛直死荷重 $P=868\text{kN}$, 降伏軸力 $P_y=3888\text{kN}$)と非常に高いこと、他のケースの P/P_y は全て15%以下であることを考えれば、偏心がない場合の充填率はほぼ30%であるといえる。

(2) 面内方向水平力作用時の解析結果

図-18は偏心方向に地震力が作用する場合、幅厚比及び初期

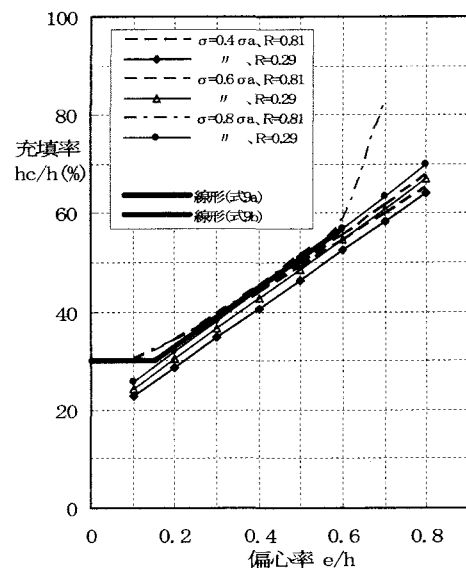


図-19 面外方向の充填率提案式

応力度比を変えた場合の充填率を示したものである。ここで、死荷重時応力度比は前出(1)の考えによる $\sigma/\sigma_s=0.6$ の上下の応力度比である $\sigma/\sigma_s=0.4$ 及び0.8としている。

その結果、充填率は幅厚比の影響を大きく受け、初期応力度比により充填率が変動することがいえる。一方、偏心率の影響を受けることがなく、また図では明示していないが細長比にもほとんど影響されることがわかった。

(3) コンクリート充填率の提案

1) 面外方向

図-19は図-16に応力度比を変えた結果も追加したが、幅厚比が大きく偏心率が0.6を超える場合に充填率が急増することがわかった。そこで、提案式の適用範囲として偏心率 $e/h \leq 0.6$ とし、また偏心がない場合の充填率がおおよそ30%であることを踏まえ、式(9)の算定式を提案するものである。

$$e/h \leq 0.15 \text{ の場合 : } Y=0.30 \quad (9a)$$

$$0.15 \leq e/h \leq 0.60 \text{ の場合 : } Y=0.60(e/h)+0.21 \quad (9b)$$

ここに、 Y : 充填率($=hc/h$) e/h : 偏心率

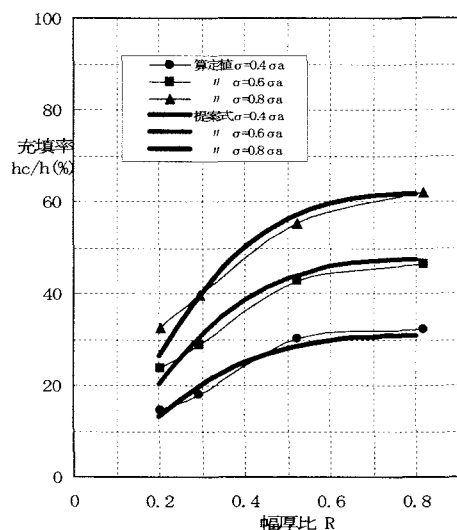


図-20 面内方向の充填率提案式

2) 面内方向

図-20は、偏心方向に地震力が作用した場合の充填率計算値及び提案式を示したものである。充填率算定にあたっては、幅厚比及び初期応力度比の2つのパラメータの関数とし、式(10)を提案する。

$$Y = \sigma / \sigma_a \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - R)^{2.8}) \quad (10)$$

ここに、 σ / σ_a : 初期応力度比

R : 幅厚比 (0.2 ≤ R ≤ 0.8)

ここで、面外方向及び面内方向の2提案式の結果からパラメトリック解析を行った結果、以下のことが得られた。

- ① $\sigma / \sigma_a \leq 0.4$ の場合、面外方向で充填率が決定される。
- ② $e/h \leq 0.2$ や $\sigma / \sigma_a \leq 0.4$ では下限値30%となる。
- ③ P が小さくなるにつれ面外方向で決定され、R=0.2と板厚が厚い場合には面内方向で決定されることはない。
- ④ $e/h \leq 0.2$ と小さい場合でも、 σ / σ_a が大きくなれば下限値30%を上回る充填率となる。

3-4 最大強度が決定されるパネル及び補剛断面への適用

(1) 充填率決定パネル

図-21は、充填率を算定する場合の対象パネルの変化を示す。これは、文献⁹⁾の実験供試体 LN-46 及び LN-57 の断面諸元と同じ材料特性で鉛直荷重 P のみ変動させ、初期応力度比と必要な充填率の関係をプロットしたものである。

一般に面内方向地震時には②④パネル強度大小関係となり、面外方向地震時には①③パネルが対象となる。しかし、面外方向地震時に極めて偏心による初期応力度比が高い場合には、①④パネルの強度の大小で充填率が決定されることがある。このような条件は応力度比による上昇が極めて高く、およそ $\sigma / \sigma_a \geq 0.95$ 、言い換えれば $\sigma / \sigma_y \geq 0.46$ で先行する座屈パネルの変動が生じるといえる。なお、実験に用いた供試体の初期応力度及び座屈パネルの変曲する応力度比は以下ようになった。

LN-46 : 初期応力度比 $\sigma / \sigma_y = 0.47$

LN-57 : 初期応力度比 $\sigma / \sigma_y = 0.46$

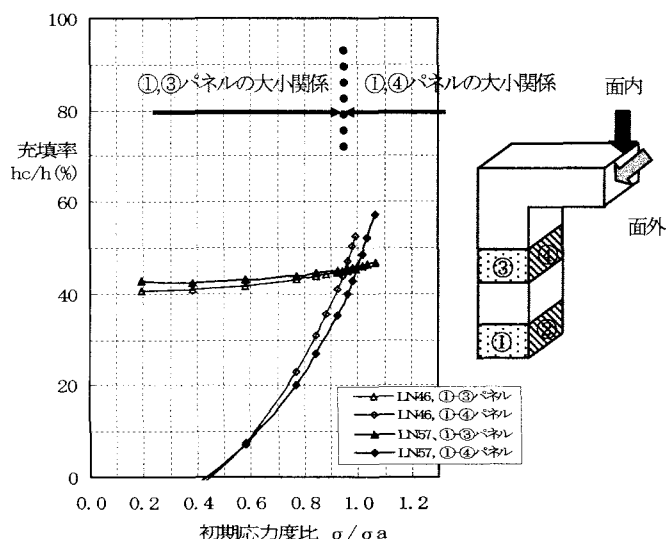


図-21 最大強度決定パネル

文献⁹⁾の実験では、LN-46は $\sigma / \sigma_a = 0.99$ であり、④パネルの座屈が先行し崩壊することになったが、図-21もそれを物語っている。また、これは幅厚比パラメータ R が小さくなるほど、①④パネルで決定する応力度比 σ / σ_a は高くなること、偏心率 e/h が大きいほど決定する応力度比は低くなり、④パネルが先行して崩壊しやすいことが判明した。

一方、本提案式の適用範囲として、R が $0.2 \leq R \leq 0.8$ であること、 $e/h \leq 0.6$ であること及び σ / σ_a を 0.6 以下としていることを考慮すれば、適用制限内の全てのケースにおいて荷重方向の上下パネル(①③または②④)パネルの強度の大小関係が基準となることがわかった。

(2) 補剛断面への適用

道路橋示方書¹²⁾によれば、圧縮応力を受ける局部座屈に対する基準耐力曲線は、無補剛断面で $R=0.7$ 、補剛断面で $R_t=0.5$ を限界として低減されるとしている。

無補剛断面と補剛断面では、断面構成の違いや充填コンクリートの拘束効果の違いにより崩壊モードが変わるものの、無補剛断面において提案したコンクリート充填率算定式に、 $R=1.4R_t$ を代入することにより、概略のコンクリート充填率が算定できると仮定した。

4. 提案する充填率算定式の妥当性の検証

4-1 既往論文との比較

本論文で提案する充填率算定式について、他で実施されたコンクリート充填剛断面の実験結果を対象として比較する。

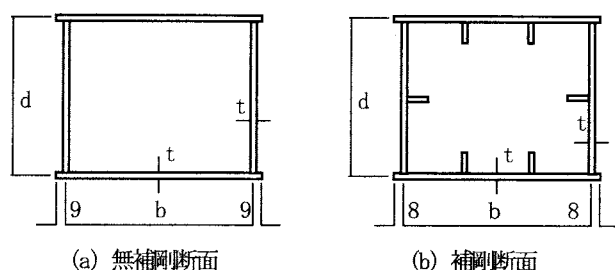
(1) 研究論文①との比較

図-22及び表-3に文献¹¹⁾の実験供試体の諸元及び結果を示す。

【無補剛断面】

UC70 シリーズ :

$$Y = (0.2 \times 308 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 0.750)^{2.8}) = 0.339$$



(a) 無補剛断面 (b) 補剛断面

図-22 供試体断面形状(研究論文①:SS400)

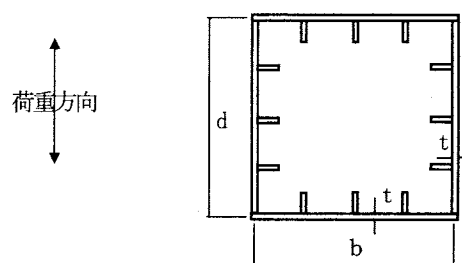


図-23 供試体断面形状(研究論文②:SM490)

表-3 供試体パラメータ及び諸元(研究論文①)

	供試体名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_y	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	h_c/h (%)	崩壊 パターン	算定式による 充填率(%)
無補剛断面	UC70-25-3(3)	217	157	5.87	788	0.750	0.276	0.20	211,000	308	0.270	0.30	中空部	0.34
	UC70-25-5(3)	〃	〃	〃	〃	〃	0.276	〃	〃	〃	〃	0.50	充填部	〃
	UC70-25-3(3)D	〃	156	〃	〃	〃	0.278	〃	〃	〃	〃	0.30	〃	〃
	UC70-25-5(3)D	〃	157	〃	〃	〃	0.277	〃	〃	〃	〃	0.50	〃	〃
	UC90-40-5(3)	278	202	〃	1578	0.961	0.434	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(0.34)
補剛断面	SC45-25-3(3)	302	196	4.27	838	0.480	0.244	〃	216,000	320	0.283	0.30	中空部	0.35
	SC45-25-5(3)	301	〃	〃	〃	0.479	0.249	〃	〃	〃	〃	0.50	充填部	〃
	SC60-35-3(3)	402	264	〃	1671	0.641	0.366	〃	〃	〃	〃	0.30	中空部	(0.35)
	SC60-35-5(3)	〃	〃	〃	〃	0.639	0.367	〃	〃	〃	〃	0.50	充填部	(0.35)

※ 供試体名の最後のDは充填コンクリート天端にダイヤフラムがないものを示す。

表-4 供試体パラメータ及び諸元(研究論文②)

	供試体 名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_{yy}	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	h_c/h (%)	崩壊 パターン	算定式による 充填率(%)
補剛断面	N-1	890	890	10.0	3423	0.33	0.261	0.15	210,000	378	0.300	0.39	充填部	0.23→0.30
	N-2	〃	〃	〃	〃	〃	0.267	〃	〃	〃	〃	0.41	〃	〃

※ N-1 では鉛直方向ダイヤフラム間隔が450mm,

N-2 では同様に700mmであり、いずれも充填コンクリート天端にも配置されている。

UC90 シリーズ：幅厚比パラメータRが0.8を超え適

用除外であるが参考として、

$$Y=(0.2 \times 308/140) \times (0.77)=0.339$$

【補剛断面】

SC45 シリーズ：

$$Y=(0.2 \times 320/140) \times (0.77-1.75 \times (0.81-1.4 \times 0.48)^{2.8})$$

$$=0.349$$

SC60 シリーズ：適用除外であるが参考として、

$$Y=(0.2 \times 320/140) \times (0.77)=0.352$$

この実験では、充填部天端にダイヤフラムがない場合を除いて、30%コンクリートを充填するものは中空部崩壊、50%充填するものは充填部崩壊となっている。一方、充填率算定式では35%前後の必要充填率が得られ、逆転現象は生じていない。

また、充填部天端のダイヤフラムを設置するほうがしない場合より、終局耐力や変形性能に優位性があり、原則としてダイヤフラムを設けるものを対象とする必要がある。

表-5 供試体諸元とパラメータ

供試体名	文献 ⁹⁾ の実験				検証実験	
	LN-46	LN-57	LS-46	LS-57	INI-46	LSI-46
板厚 t (mm)	9		4.5		9	6
断面幅 b (mm)			360			
補剛材厚 ts (mm)	-		6		-	6
補剛材高 tb (mm)	-		45		-	70
幅厚比 R	0.76	0.80	0.80	0.82	0.79	0.60
細長比 λ	0.28	0.29	0.30	0.30	0.28	0.30
充填高 h_c (mm)	720	900	720	900	720	720
充填率 h_c/h_0	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.46
弾性係数 E (10 ³ N/mm ²)	211	214	210	207	212	212
降伏応力 σ_y (N/mm ²)	284	305	303	311	297	308
ポアソン比 ν	0.33	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
降伏変位 δ_y (mm)	7.7	8.0	9.1	9.5	9.1	10.1
降伏水平力 H_y (kN)	132.0	141.7	83.4	85.8	160.5	124.8
降伏回転角 θ_y (rad)	0.0041	0.0050	0.0060	0.0062	0.0057	0.0066
鉛直荷重 P (kN)	258.1	276.9	137.3	141.3	208.0	154.5
H_{max}/H_y	2.17	2.06	2.16	1.81	1.94	2.26
δ_{max}/δ_y	5.05	5.05	3.01	2.48	6.61	7.84

※文献⁹⁾の実験でLN-80及びLS-80供試体データは省略している。

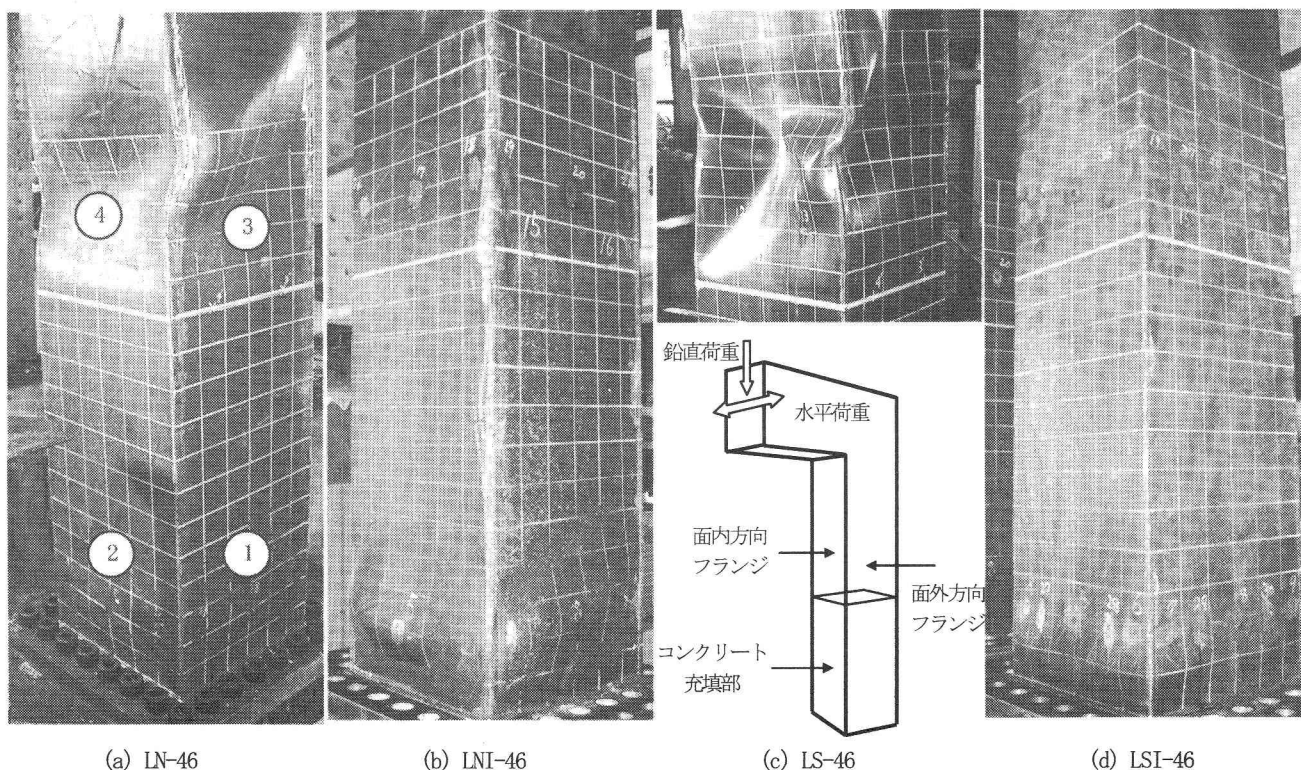


写真-2 各供試体の実験終了時破壊状況(南西側から撮影)

(2) 研究論文②との比較

図-23 及び表-4 に文献²⁾の実験供試体の諸元及び結果を示す。

$$N-1, 2 : Y = (0.15 \times 378 / 190) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.496)^{2.8}) \\ = 0.229 \rightarrow 0.30$$

この実験では、40%前後コンクリートを充填しており、充填部崩壊パターンであった。提案式では下限値 30%が得られ、40%充填すれば中空部で崩壊することはない。

4-2 検証実験による比較

(1) 概要と供試体諸元

表-5 は文献⁹⁾の実験と今回行った検証実験の供試体諸元及びパラメータを示したものである。両者の実験装置・荷重条件・載荷方法等は全く同様であり、異なるものは使用鋼材・充填コンクリート及び与えた鉛直荷重である。なお、各供試体のコンクリート強度は実験時材令で 17~23N/mm²であった。

検証実験供試体 LNI-46 は、LN-46 と全く同様の断面で鉛直荷重のみ約 20%低減 ($\sigma = 0.8\sigma_a$) したものである。これにより、本項 3-4(1) 充填率決定パネルが LN-46 と異なり (①④パネルから①③パネルへ)、かつ充填率そのものが低下することを想定したものである。

供試体 LSI-46 は、無補剛断面と等価な幅厚比パラメータ ($R=1.4R_p$) を考えたもので、LNI-46 と同様に鉛直荷重による初期フランジ応力度を低減 ($\sigma = 0.8\sigma_a$) している。かつ、LS-46 に比べ板厚を厚くし幅厚比を小さくすることにより、本論文で提案するコンクリート充填率算定式が適用できると考えている。

(2) 実験結果

写真-2 及び表-6 に各供試体の実験終了時最終崩壊状況を示す。LN-46 と LNI-46 の決定的な違いは、中空部の崩壊の有無である。LN-46 では柱基部先行座屈で中空部崩壊タイプであり、LNI-46 では少なくとも $+8\delta_y$ までは柱基部崩壊タイプである。

従って、鉛直荷重による初期フランジ応力度の違いはコンクリート充填率に違いをもたらすことがいえる。このことは、LNI-46 の崩壊状況が LN-57 と酷似していることから伺える。

崩壊パネルは、LN-46 では写真内充填部①と中空部④の大小関係となるが、LNI-46 においては充填部①と中空部③の大小関係が決定されることとなる。ただし、LNI-46 では、未だ中空部での局部座屈が発生しておらず、その傾向は窺い知れない。

なお、充填部①と②では、先行して①パネル(水平荷重作用方向)が崩壊するものである。これは、②パネル(偏心荷重作用方向)ではパネル全面均等に局部座屈が進行しているが、①パネルでは水平荷重作用時の圧縮側(かつ偏心側、いわゆる①パネル南西部と裏側①パネルの北西部)では著しい局部変形が生じていることから推測できる。

LS-46 と LSI-46 においても両者による決定的な違いは、中空部の崩壊の有無である。LS-46 では、中空部での局部座屈が発生し急激な崩壊に至ったが、LSI-46 では $\pm 8\delta_y$ 載荷後も中空部において局部座屈が発生することはなかった。ただ、写真-2 の LSI-46 供試体の西側中空部④パネルでは局部座屈変形は生じていないものの、パネル全面が降伏に至った。このように LSI-46 供試体は、LS-46 及び 57 よりも構造的に良好な荷重変位関係を有しており耐震性能は向上しているものと考えられる。

表-6 供試体各パネルの最終変形形状

		文献 ⁹⁾ の実験		検証実験	
無補剛断面	供試体名	LN-46		LNI-46	
	パネル区分	面内パネル	面外パネル	面内パネル	面外パネル
	鋼中空部	+7 δ_y で局部座屈発生、その後凹状変形が増大。	+7 δ_y で局部座屈発生、その後凸状変形が増大。	降伏しているが、実験終了まで変形は生じず。	同左
	コンクリート充填部	-5 δ_y で高さ約10cm位置で局部座屈発生、変形の進展は微小。	-5 δ_y で局部座屈発生、凸状変形は大きく進展せず。	+4 δ_y で高さ約12cm位置に凸状局部座屈が発生し、徐々に変形が増大。	+3 δ_y で局部座屈が発生し、斜め方向に徐々に進展。
	実験終了時の付与面外水平変位	-7 δ_y		+8 δ_y	
補剛断面	供試体名	LS-46		LSI-46	
	パネル区分	面内パネル	面外パネル	面内パネル	面外パネル
	鋼中空部	+4 δ_y で充填部天端から約24cm位置で局部座屈が発生し、急激に増大。	+4 δ_y で補剛材を節とした凹凸状の1波モードの局部座屈が発生し増大。	降伏しているが、実験終了まで変形は生じず。	同左
	コンクリート充填部	実験終了まで変形は生じず。	同左	+6 δ_y で高さ約7cm位置に局部座屈が発生し、徐々に変形が進展。	+5 δ_y で補剛材を節とした凸状の局部座屈が発生し、徐々に進展。
	実験終了時の付与面外水平変位	-4 δ_y		-8 δ_y	

(3) 充填率算定式との関係

LNI-46 と LSI-46 は断面構成は異なるものの、ほぼ等価な耐震性能を有するであろうことを意図したものである。

幅厚比パラメータは、無補剛断面の LNI-46 で $R=0.79$ 、補剛断面の LSI-46 で $R_f=0.60$ であり $R/R_f=1.32$ と 3-4(2) での仮定値に近い。コンクリート充填率提案式では、検証実験供試体は面外方向荷重であるため、充填率は $Y=0.60 \times (e/h) + 0.21$ より、 $e/h=0.4$ を代入して $Y=0.45$ が得られる。

従って、LNI-46 や LSI-46 はその値を満足しており、最大荷重はほぼ $2H_1$ 以上、変位の塑性率も 6 以上確保でき、少なくとも補正前の実験値で +8 δ_y までの水平荷重に対して鋼中空部は局部座屈の発生は見られず、実務上十分な耐震性能が確保できていると考えられる。

5. 結論

本論文は、鋼製橋脚の断面構成の初期値がわかれば、煩雑な設計検討を行うことなくコンクリート充填率が自ずと決定できるのではないかと考えて研究を進めたものであり、得られた結果をまとめると次のようになる。

- ① 圧縮・曲げモーメント、せん断及びねじりモーメントを考慮した鋼パネルの N-M 最大強度相関曲線を定義することにより、コンクリート充填基部の座屈パネルがコンクリート充填直上の中空部座屈パネルよりも先行して、最大強度に達するようなコンクリート充填率を求めることができる。
- ② コンクリート充填鋼製橋脚で正方形無補剛等厚断面の場合、煩雑な設計検討を行うことなく、断面構成を仮定できれば、死荷重時の偏心荷重の有無によ

らず必要なコンクリート充填率を以下の算定式で求めることができる。

〔面外方向〕

$$e/h \leq 0.15 \text{ の場合: } Y=0.30$$

$$0.15 \leq e/h \leq 0.60 \text{ の場合: } Y=0.60(e/h) + 0.21$$

ここに、Y: 充填率($=h_c/h$)、 e/h : 偏心率

〔面内方向〕

$$Y = \sigma / \sigma_a \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - R)^{2.8})$$

ここに、 σ / σ_a : 初期応力度比

R: 幅厚比 ($0.2 \leq R \leq 0.8$)

- ③ 実用的な初期応力度比の範囲内では、コンクリート充填部と中空部の座屈パネルは各々の水平力作用方向の上下パネルであるが、極端に死荷重時の応力度比が高い場合には、座屈パネルが変わりその応力度比の大小でコンクリート充填率が急増することがある。

6. あとがき

コンクリート充填率が変動するパラメータとして、幅厚比・偏心率・初期応力度比・フランジ板厚比・補剛材の有無及び剛度・細長比・断面二次半径・鋼材材質等が存在する。

そのうち、正方形無補剛等厚断面であれば、実用的な範囲で、幅厚比 R・偏心率 e/h 及び初期応力度比 σ / σ_a のみが主たるパラメータとなり、コンクリート充填率算定式により容易に充填率が決定される。

一方、実用に供される矩形鋼製橋脚は正方形断面を主とする補剛不等厚断面が全てで無補剛等厚断面は皆無

である。今後さらに、無補剛断面の幅厚比 R と補剛断面の幅厚比 R_t との関係を明らかにすること、不等厚断面への適用の研究を進めることと及び長方形断面への適用を考えること等、新たな充填率算定式を追求する必要がある。

また、使用鋼種の違いでどの程度提案式と充填率に差異が生じるかも検討する必要がある。その提案があつて、初めて実橋脚への適用が可能となり、設計実務上大幅な合理化・省力化が可能となると考える。

参考文献

- 1) 鈴木 俊光, 宇佐美 勉, 伊藤 義人, 豊島 径: 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論集, No537/I-35, pp. 77-88, 1996. 4
- 2) 天野 麻衣, 葛西 昭, 宇佐美 勉, 葛 漢彬, 岡本 真悟, 前野 裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 179-188, 1998. 3
- 3) 前野 裕文, 森下 宣明, 葛 漢彬, 青木 徹彦, 高野 光史, 吉光 友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 667-674, 2002. 3
- 4) 小野 潔, 西村 宣男, 西川 和廣, 中洲 啓太, 野中 哲也, 坂本佳子: コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚の $M-\Phi$ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 構造工学論集, Vol. 48A, pp. 683-692, 2002. 3
- 5) 井浦 雅司, 折野 明宏, 石澤 俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 285-298, 2002. 1
- 6) 渡辺 浩, 崎元 達郎: コンクリートを充填した角形鋼管柱の局部座屈を考慮した地震応答解析, 土木学会論文集, No647/I-51, pp. 357-368, 2000. 4
- 7) (社)日本道路協会 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2000. 3
- 8) 名古屋高速道路公社, コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領, 平成 14 年 6 月
- 9) 崎元 達郎, 高田 孝史朗, 松本 英明, 廣田 武聖, 渡辺 浩: 基部にコンクリートを充填した逆 L 形鋼製橋脚の復元力特性, 土木学会論文集 No738/ I -64, pp. 55-66, 2003. 7
- 10) 日本マーク: MARC Users Manual Vol. A-E.
- 11) 葛 漢彬, 宇佐美 勉, 戸谷 和彦: 繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 163-176, 1994. 3
- 12) (社)日本道路協会 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2000. 3

(2004 年 9 月 17 日 受付)