

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

Proposal for check of ultimate earthquake resistance of partially concrete-filled steel bridge piers with rectangular box sections

前野 裕文¹⁾, 森下 宣明²⁾, 葛 漢彬³⁾, 青木 徹彦⁴⁾, 高野 光史⁵⁾, 吉光 友雄⁶⁾

Hirofumi MAENO, Nobuaki MORISHITA, Hanbin GE, Tetsuhiko AOKI, Koji TAKANO, Tomoo YOSHIMITSU

- 1) 工博 名古屋高速道路公社 保全部保全第一課 (〒460-0002 名古屋市北区清水 4-17-30)
- 2) 名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36)
- 3) 工博 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
- 4) 工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)
- 5) 住友重機械工業 (株) 鉄構・機器事業本部 (〒550-0002 大阪市西区江戸堀 1-10-8)
- 6) 工修 三菱重工業 (株) 鉄構技術部 (〒231-0812 横浜市中区錦町 12)

In this study, cyclic tests are conducted on partially concrete-filled steel bridge piers with the rectangular box sections to examine the applicability of the failure criterion adapted in the present proposal. The criterion is concerned with the average strain over an effective failure length, which is taken as 0.7 times smaller flange width and filled-in concrete height. In the experiment, the flange-web width ratio of the section is examined from 3.0 to 0.5. Comparisons of the tested results and predictions made through the present proposal clarified a necessity of modification of the failure criterion. Based on experimental observations and analytical investigations, it is found that the present proposal can be applied for piers with rectangular sections by introducing an equivalent square section for the rectangular section

Key Words: concrete-filled steel bridge pier, ductility, effective failure length, rectangular box section, strength

キーワード: コンクリート充填鋼製橋脚, 長方形箱形断面, 有効破壊長, 耐荷力, 塑性率

1. はじめに

阪神大震災以降, 鋼製橋脚は, 各研究機関で多くの実験や解析が実施され^{1)~4)}, 座屈パラメータの制限や, 脆性的な破壊を防ぎじん性を向上させるための構造細目が規定された。さらに, 近年, 単柱形式以外で鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験や解析についても, 積極的に研究が進められている^{5)~7)}。

一方, コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能については, 断面形状が正方形の単柱形式の橋脚を中心に充填コンクリートの有用性が報告され^{2), 4), 8)~10)}, それらを基に数多くの設計がなされている。

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の終局状態はコンクリートの破壊ひずみとその破壊領域, 鋼材の破壊ひずみとその破壊領域により決定されることは周知である。

しかしながら, 形状寸法に制約を受ける場合の単柱橋脚やラーメン橋脚に代表されるように断面形状が正方形ではなく, むしろ長方形の場合においては, コンクリートの破壊ひずみや破壊領域に関する研究成果も少なく, 正方形

断面と比較して必ずしも合理的な設計を行っているとはいえない。

そこで, 本研究は, まず, コンクリートを部分充填した長方形断面の鋼製橋脚を対象に模型実験を実施するとともに, 従来の知見¹²⁾を踏まえ, コンクリートを部分充填した長方形断面橋脚の合理的な耐震設計法を提案するものである。

2. 実験概要

本研究では, 数種類の長方形断面供試体を用いて実験を行い, 長方形断面の損傷状況や耐荷力等の把握を目的とする。

2.1 実験供試体

名古屋高速道路で今後建設が予定されている標準的なラーメン橋脚において, 断面の2辺の比 W/F (W : ウェブ幅, F : フランジ幅) は1~3の範囲である。そこで, 各供試体の W/F 値を, 強軸・弱軸の 3.0, 2.0, 1.5, 0.67, 0.5 の合わせて5種類とした。縮尺率は実際の橋脚に対し約1/4とした。これらを合わせて表-1に供試体の諸元を示

表-1 実験供試体の断面寸法および断面定数

断面諸元		W/F=3.0モデル		W/F=2.0モデル		W/F=1.5モデル		W/F=0.67モデル		W/F=0.5モデル	
フランジ/ウェブ		フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ
材質		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y	
幅	F, W (mm)	409	1230	400	800	450	675	675	450	800	400
板厚	t (mm)	6	8	8	8	8	8	8	8	8	8
縦補剛材高	bs (mm)	50	60	55	55	55	55	55	55	55	55
縦補剛材厚	ts (mm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
縦補剛材剛比 (充填部)	γ / γ^*	3.325	3.126	1.063	1.002	0.816	1.025	1.025	0.816	1.002	1.063
幅厚比 β ラメータ	R_R	0.393	0.349	0.386	0.386	0.326	0.391	0.391	0.326	0.386	0.386
縦補剛材の幅厚比 β ラメータ	R_b	0.445	0.528	0.486	0.486	0.486	0.486	0.486	0.486	0.486	0.486
柱高さ	H (mm)	2700									
軸力比	N/N _y	0.072		0.129							
充填高さ比	hc/H	0.213		0.178							

す. なお, 表中のパラメータは, 材料試験結果に基づいて
いる.

2.2 実験条件

(1) 材料試驗結果

実験に用いた鋼材およびコンクリートのそれぞれ 3 本の材料試験から得られた試験値の平均を表-2 に示す。充填したコンクリートについては、載荷実験実施日と同一日に圧縮試験を実施してコンクリートの材料特性とした。なお、充填コンクリートの圧縮強度は 16N/mm^2 になるように配合設計をした。

(2) 載荷方法

今回の実験の目的は主にラーメン橋脚に適用するため、降伏軸力比 (N/N_y) の設定を検討した。ラーメン橋脚の面内方向載荷の実験¹²⁾においては、降伏軸力比 N/N_y が死荷重状態の 0.07 から最大耐荷力時の 0.34 へ変動した。しかし、 N/N_y が 0.07 の単柱橋脚実験の結果とラーメン橋脚の N/N_y が 0.34 まで増加したときの充填コンクリート基部の損傷状況には大きな差はなく、どちらの供試体も最大荷重時のコンクリートひずみは 1.1% 程度であった。従って、実験に用いる軸力比は、その中間の値でかつ単柱橋脚で一般的に用いられている 0.15 で実験を行うことにした。

この軸力比 0.15 (ただし, $W/F=3.0$ のときだけラーメン

橋脚の面外用の実験供試体のため 0.07 の軸力比である) に相当する一定の鉛直力を柱に載荷した状態で、水平力の載荷を変位制御で行い、降伏水平変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を 3 サイクルとする両振りの漸増繰返し載荷を行った。なお、水平力載荷時に、供試体が載荷面外方向に変形しないよう供試体の載荷位置の下にリニアレールを配置した。

2. 3 計測項目

(1) 荷重

鉛直力および水平力の値は、それぞれ鉛直力載荷用アクチュエータ（2000kN）と水平力載荷用アクチュエータ（4000kN）に配置したロードセルにより計測した。

(2) 実験供試体の変位

変位計の取り付け位置を図-1に示す。供試体の変形モードを確認するため柱ダイアフラム位置に配置した。

(3) 実験供試体のひずみ

ひずみゲージ貼付位置を図-1に示す。ひずみゲージは、コンクリート充填部と鋼断面部の下端付近を中心に配置した。コンクリート充填部については、高さ方向3断面に鋼材用のひずみゲージを貼付するとともに、コンクリート

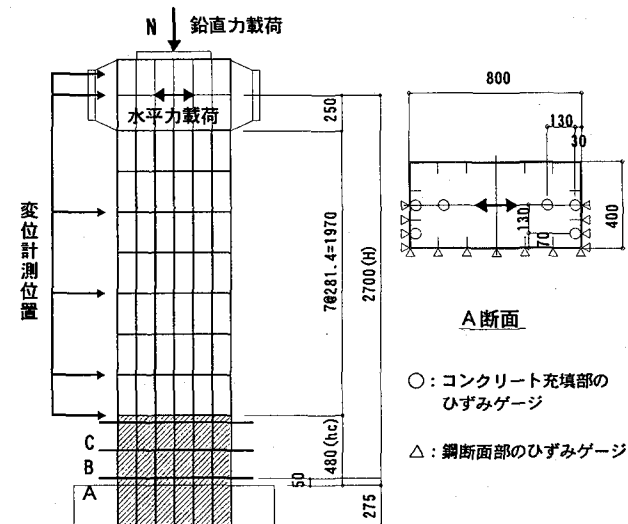


図-1 実験供試体および計測位置 ($W/F=2.0$, 単位 mm)

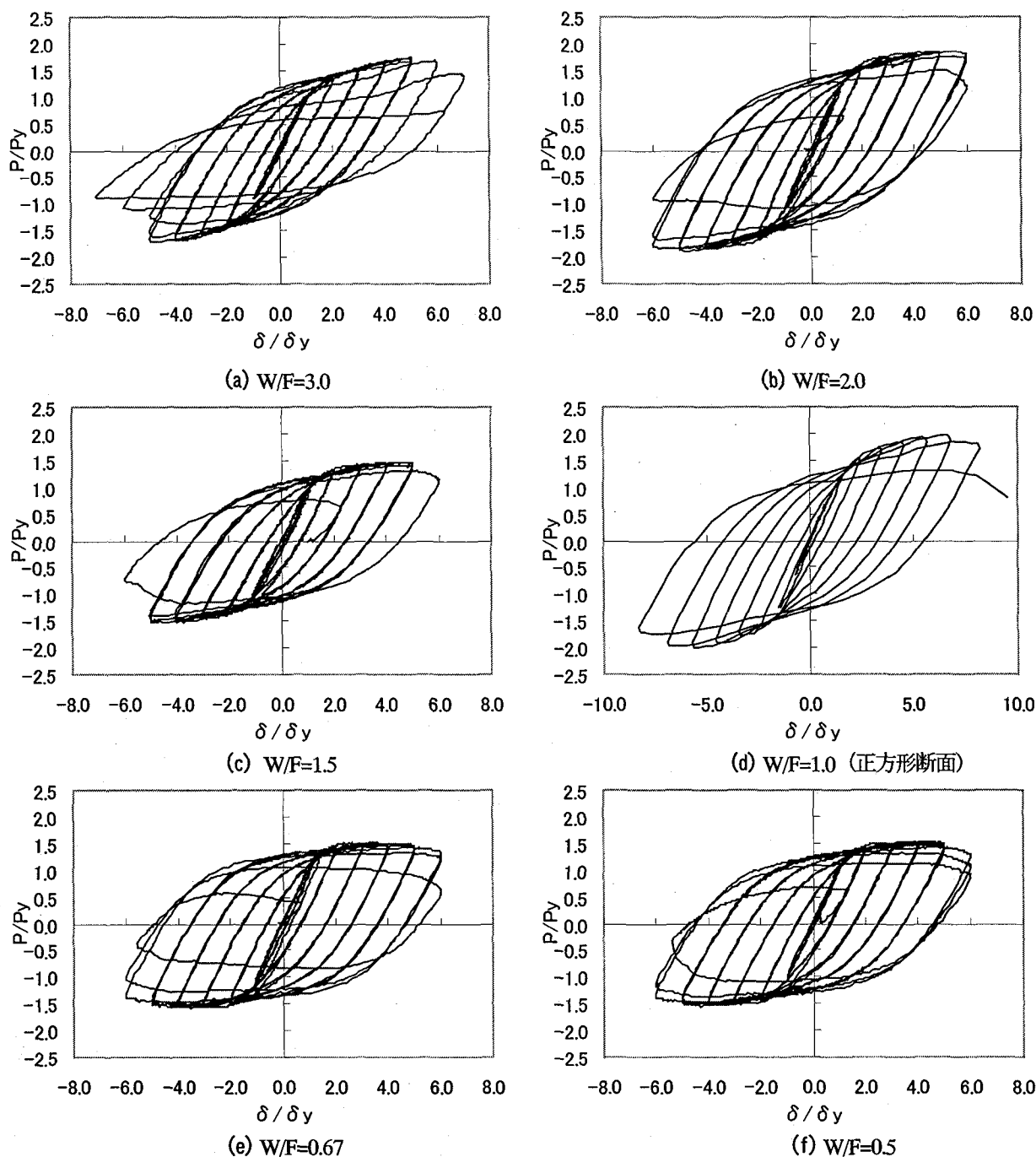


図-2 水平荷重-水平変位履歴曲線

用のモールドゲージを埋め込んだ。なお、鋼材用のひずみゲージは、面外変形による測定値への影響を考え、縦補剛材上に貼付した。

3. 実験結果

3.1 水平荷重-水平変位関係

各供試体における実験結果の水平荷重と水平変位の履歴曲線を図-2に示す。なお、すでに報告している正方形断面¹⁰⁾についての結果も比較のため併せて記載している。また、荷重および変位は、それぞれ P_y 、 δ_y で基準化している。なお、ここでの P_y 、 δ_y は、文献12)で報告したよ

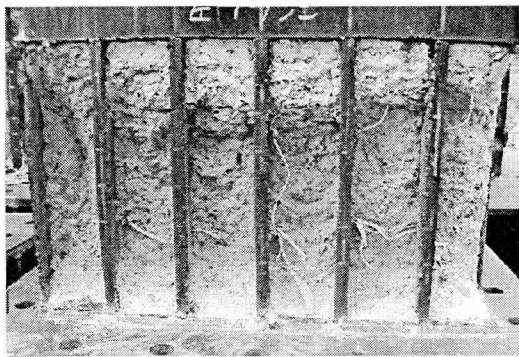
うに実験により得られる値(ひずみゲージでの計測値が降伏ひずみに達したときの水平変位と水平荷重)とした。この図より、どの供試体も紡錘形の履歴ループを描き、塑性率は、4~5程度であることがわかる。また、最大耐力力も1.4から2.0の範囲であり、供試体による違いはあまりない。よって、 $W/F=0.5\sim 3.0$ の範囲であれば、断面形状の差により耐力力性能が大きく異なるということは無いようである。

3.2 座屈およびコンクリート損傷状況

各供試体ともに、4~5 δ_y で最大耐力力を迎え、圧縮側鋼材の縦リブ間に一部座屈現象が見られた。



(a) W/F=2.0



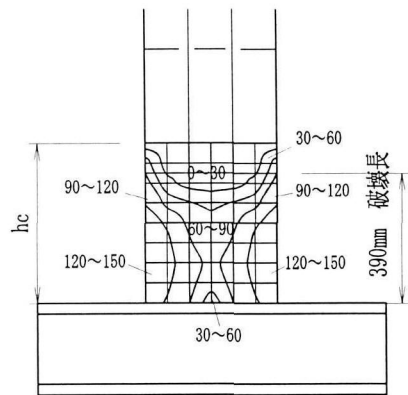
(b) W/F=0.5

写真-1 コンクリートの破壊状況

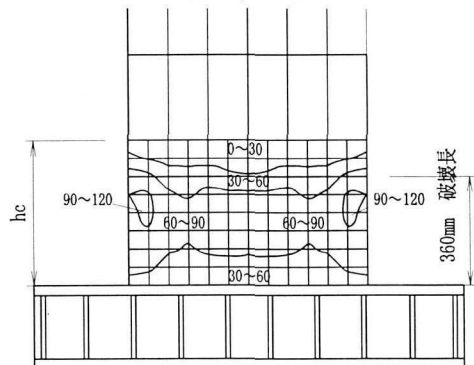
実験終了後にウェブおよびフランジを切断はく離し、充填コンクリートの損傷状況について照査した。破壊されたコンクリートをハンマーで軽く叩いて丁寧に取り除き、破壊面を露出させ（写真-1(a), (b)参照），その深さ、幅の計測を約 30mm 間隔で行うとともに、測定精度も考え 30mm きざみで整理した計測した結果をもとに W/F=2.0 と 0.5 について損傷状況をスケッチしたものを図-3 に示す。この図からフランジ面の破壊された深さについては、W/F が大きいほど深く、広い範囲までコンクリートが損傷していることがわかる。また、破壊長については平均的に 30mm 程度破壊している区間とすると、W/F=2.0 のとき 390mm、W/F=0.5 のとき 360mm となり、従来からの正方形断面のコンクリートの有効破壊長とされている 0.7F にはなっていないこともわかる（後述する表-5 参照）。なお、今回の実験もコンクリート充填部中のダイヤフラムの基部側でのみ損傷が起り、上側ではハンマーテストによる計測や、目視による観察ではコンクリートの損傷が見られなかった。

3. 3 コンクリート充填部のひずみ分布

柱基部のコンクリート充填断面における図-1のA断面の柱フランジおよびコンクリートのひずみ計測結果を図-4に示す。ここでは、繰り返し荷重のうち、供試体に対して左側より右側へ水平荷重を載荷させ、柱の右側フランジが圧縮の状態になった場合のみを取り出してまとめた。

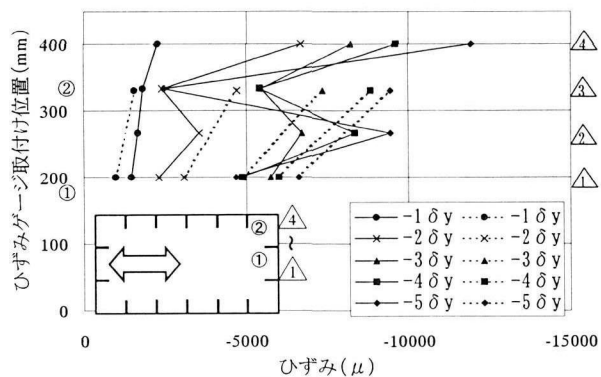


(a) W/F=2.0

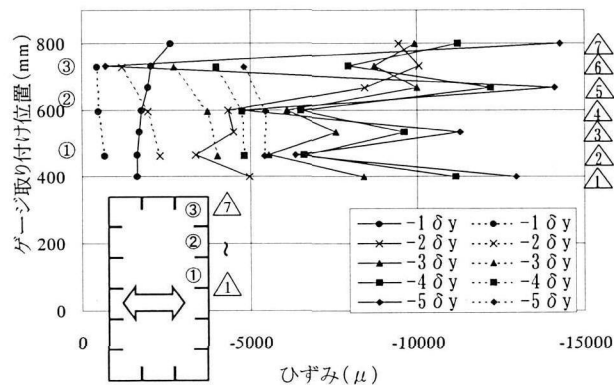


(b) W/F=0.5

図-3 コンクリートの損傷状況（単位：mm）



(a) W/F=2.0



(b) W/F=0.5

実線：鋼 破線：コンクリート

図-4 A断面のひずみ分布

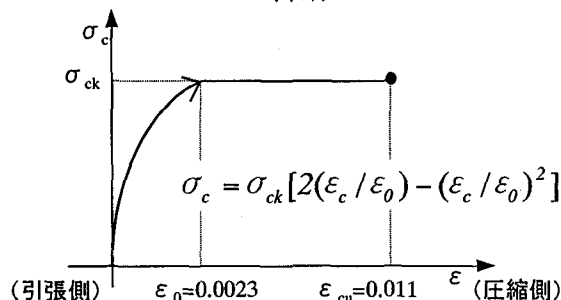
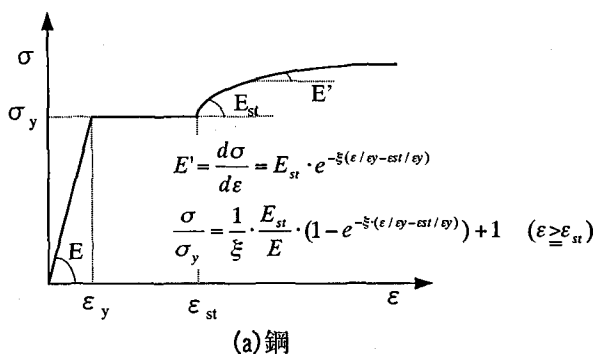


図-5 材料構成則

ここでは、 $W/F=2.0$ と 0.5 の場合について示す。 $W/F=2.0$ または 0.5 ともに、最大荷重時において圧縮側鋼材のひずみは約 11000μ となり、両者の差はない。また、コンクリートの圧縮側のひずみは、鋼材フランジ面より 30mm 内側の位置において約 6000μ 程度まで増加していることが確認される。これは、圧縮側においては、コンクリートも荷重を分担すること、また、それによる中立軸の移動によるものと考えられる。この 30mm 内側の値をフランジ位置に外そうすれば 11000μ 程度となる。

4. プッシュオーバー解析^{8)~13)}

4. 1 材料構成則

鋼と充填コンクリートの構成則としては、図-5に示しているように、文献4)等で規定されているプッシュオーバー解析用の構成則を用いる。

4. 2 解析条件

解析対象橋脚をファイバーモデルによりモデル化する。部材軸方向および断面方向の分割については、柱の基部で鋼材が座屈した範囲で定義される有効破壊長⁹⁾内のひずみ値を正確に得るため基部を中心に細かく要素分割した。荷重条件は、実験と同じ鉛直荷重を作用させた状態で、水平荷重を一方方向に載荷させた。幾何学的な非線形性については、脚高がそれ程高くないことから考慮しなかった。なお、ここでは、せん断変形の効果を考慮しないオイラー梁理論で計算した。

4. 3 解析結果

解析結果を実験結果と比較して表-3に示す。解析の終局変位 δu と終局荷重 Pu は、従来から用いられているコ

表-3 実験と解析の比較

W/F	実験		解析	
	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)
3.0	50	2832	28 (0.57)	2350 (0.83)
2.0	70	1248	46 (0.66)	1184 (0.95)
1.5	90	1062	62 (0.68)	1012 (0.95)
1.0	89	2246	93 (1.05)	2280 (1.02)
0.67	100	722	111 (1.11)	734 (1.02)
0.5	116	690	141 (1.22)	720 (1.04)

()内は解析/実験の比を示す

ンクリートの有効破壊長とされている $0.7F$ を用いて計算した。なお、実験の Pu 、 δu は最大荷重点に対するものである。この表より、正方形断面と比較して、長方形断面の解析値が実験値とあまり一致していないことがわかる。特に、終局変位 δu に対して差が大きい。解析値が実験値と比較して、 W/F の値が大きいほど解析値の δu が小さく、 W/F が小さいと δu は大きくなる傾向である。

この表の中から、例として W/F が 2.0 と 0.5 の場合について、水平荷重-水平変位の関係を図-6に示す。この図から解析の初期勾配は多少大きい、荷重-変位曲線としてはよい精度で実験と一致しているといえる。特に、最大荷重については、かなりよい精度で一致しているが、実験結果との大きな違いは、終局変位が異なることである。具体的には、 W/F が大きい 2.0 では、解析上の終局が早めに迎え、 W/F が小さいと解析上の終局変位が実験の終局を越えてしまうことである。

4. せん断変形の影響

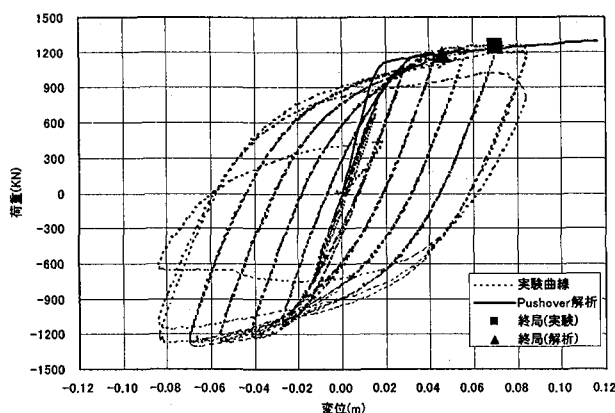
図-6で、初期勾配や終局変位において解析値と実験値に差が生じているのは、せん断変形を考慮していないオイラー梁理論を適用していることおよび4.3で記述したように解析上の終局の定義においてコンクリートの有効破壊長を $0.7F$ としたこと等が考えられる。

まず、初期勾配の解析値と実験値の差については、鋼材と充填コンクリートの合成効果の影響とせん断変形の影響とが考えられる。合成効果の影響については、初期載荷の段階ではコンクリートと鋼材との付着や拘束部材(ダイヤフラム)との隙間の影響で平面保持が完全に期待されないものの、本解析のように終局状態を議論する場合、解析の煩雑さから始めから合成効果を考慮していることが考えられる。

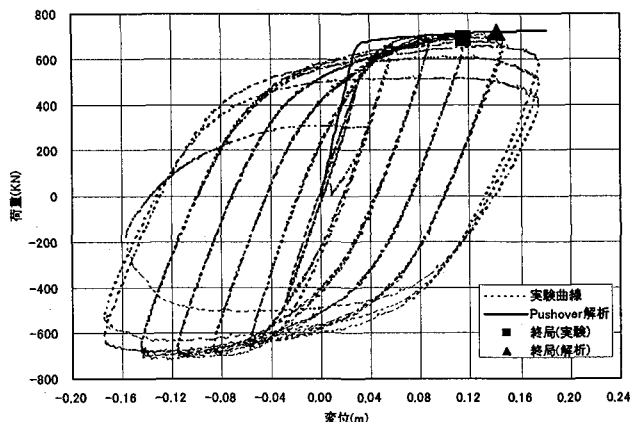
なお、充填コンクリートの合成効果は常時や震度法時の設計時には考慮していない。

次に、せん断変形の影響に着目し $W/F=2.0$ 、 1.5 、 0.67 および 0.5 の供試体に対して、せん断変形が考慮できるティモシェンコ梁理論を用いた解析も行ってみた。

その解析結果をもとにせん断変形の有無による影響比較を行ったのが表-4である。この表から、どちらの理論を用いても Pu/Py 、 $\delta u/\delta y$ や μa においてはあまり両者に差が無いことがわかる。これは、ティモシェンコ梁理論を



(a) W/F=2.0



(b) W/F=0.5

図-6 水平荷重—水平変位の関係

用いることにより δy や δu が大きくなるものの、その比はあまり変わらないからである。

以上より、上部構造や下部構造の耐震設計法において重要な塑性率に大きな差が無いこと、特殊でない形状の鋼脚においてその断面力やたわみ計算にはせん断変形を考慮しないオイラー梁理論を用いていること、および実務設計での運用を考え、せん断変形を考慮しないオイラー梁理論による解析値を用い次章からの議論を進めることにする。

4. 5 長方形断面の照査法

(1) 有効破壊長の影響

前述の実験結果から、有効破壊長が $0.7F$ となっていないため、ここでは、有効破壊長を変化させて検討することにした。各供試体に対して有効破壊長を変化させた解析の結果を図-7に示す。このグラフは、横軸がフランジ幅 F に対する有効破壊長の比であり、縦軸を実験結果の変

表-4 オイラー理論とティモシェンコ理論の比較

W/F	Pu/Py		$\delta u / \delta y$		許容塑性率 μ_a (タイプII)	
	オイラー	ティモシェンコ	オイラー	ティモシェンコ	オイラー	ティモシェンコ
2.0	1.5	1.4	3.8	3.7	2.9	2.8
1.5	1.4	1.4	4.4	4.2	3.3	3.1
0.67	1.4	1.3	5.3	5.2	3.9	3.8
0.5	1.4	1.3	5.9	6.1	4.3	4.4

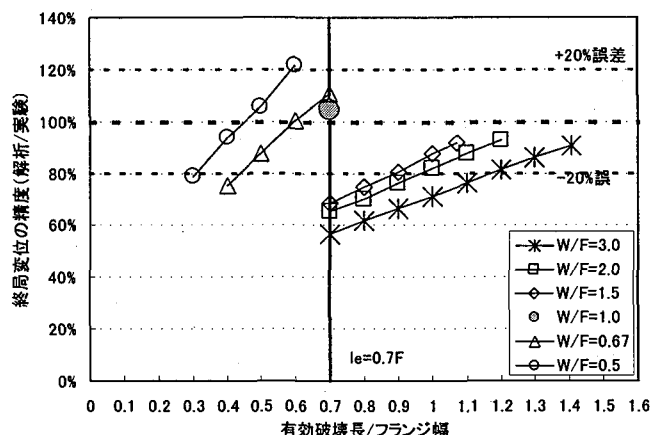


図-7 有効破壊長さとの解析精度の関係

位に対する解析値とした。充填コンクリートの破壊基準が有効破壊長内のコンクリートひずみの平均値で設定しているためどの供試体においても有効破壊長を大きくすると終局変位が大きくなることがわかる。また、参考までに、正方形断面の結果も示している。

この図から有効破壊長を変えることにより、すべての供試体において実験値と解析値の差が 20% 以内にする事が可能であることがわかる。そのため合理性をもって適切な有効破壊長が決定できれば、終局変位についても実験に近づけることができそうである。

(2) 新たな有効破壊長の提案

実験結果から、最大耐荷力時における充填コンクリートの限界ひずみは、断面形状の違いに拘らず、概ね 1.1% 程度であること、および有効破壊長については、断面の形状に依存することが確認できた。また、前述したように有効破壊長を変更することにより、解析値と実験値が近くなることも確認できている。

そこで、ここでは長方形断面の鋼製橋脚の中に部分的に充填されたコンクリートの有効破壊長 le (破壊領域) の設定方法について以下のように検討した。

これまでのコンクリートの有効破壊長は、正方形断面に近い断面を対象にした多くの実験結果よりフランジ幅 F

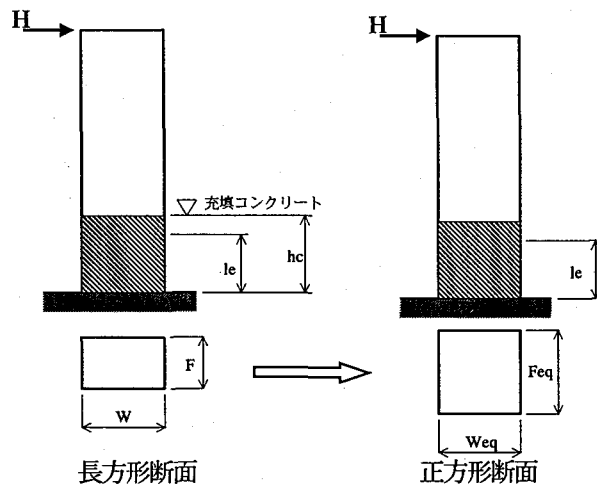


図-8 等価正方形断面への変換

表-5 有効破壊長の比較

W/F	フランジ F (mm)	ウェブ W (mm)	有効破壊長 (mm)				実験
			0.7F	$0.7F \cdot (\frac{W}{F})^{\frac{1}{2}}$	$0.7F \cdot (\frac{W}{F})^{\frac{3}{4}}$	$0.7F \cdot (\frac{W}{F})^{\frac{2}{3}}$	
3.0	409	1230	286	496	575*)	575*)	290
2.0	400	800	280	396	471	444	390
1.5	450	675	315	386	427	413	390
0.67	675	450	473	386	349	361	360
0.5	800	400	480*)	396	333	353	360

*)充填コンクリート高さが表中の各計算式の値より低い場合、有効破壊長を充填コンクリート高さとする

表-6 各照査法の比較

W/F	実験結果		従来の照査法			本提案の照査法		
	終局変位	終局荷重	有効破壊長	終局変位	終局荷重	有効破壊長	終局変位	終局荷重
	δu (mm)	Pu (kN)	le	δu (mm)	Pu (kN)	le	δu (mm)	Pu (kN)
3.0	50	2832	0.7F	28	2350	1.406F	45	2466
2.0	70	1248	0.7F	46	1184	1.11F	62	1213
1.5	90	1062	0.7F	62	1012	0.917F	73	1027
1.0	89	2246	0.7F	93	2280	0.7F	93	2280
0.67	100	722	0.7F	111	734	0.534F	92	726
0.5	116	690	0.6F	141	720	0.441F	114	713

の0.7倍とコンクリートの充填高さの小さい方としている。

ここでも、できるだけ従来の設計手法や設定の方法を崩さない方向で、図-8に示すように長方形コンクリート断面をある等価な正方形コンクリート断面へ変換することにより従来の有効破壊長の定義をそのまま使おうとするものである。

なお、これは鋼材で拘束されたコンクリートの破壊領域がその拘束度の差によって変化するのを便宜的に取り扱おうとするものであり、コンクリートが充填されていない鋼断面に用いるものではない。

すなわち次式のように考える。ただし、コンクリートの限界ひずみは一定の1.1%とする。

$$l_e = \min\{l_e = 0.7F_{eq} \cdot h_c\} \quad (1)$$

長方形断面から等価正方形断面へ変換する方法として、以下の3つが考えられる。

①方法1： 面積一定

この方法は、軸方向の剛性を合わせること考えた方法である。

$$F \cdot W = F_{eq}^2 \quad (2)$$

と仮定すると

$$l_e = 0.7F_{eq} = 0.7F(W/F)^{1/2} \quad (3)$$

②方法2： 断面2次モーメント一定

この方法は、曲げの弾性剛性を合わせること考えた方法である。

$$1/12 \cdot FW^3 = 1/12 \cdot F_{eq}^4 \quad (4)$$

と仮定すると

$$l_e = 0.7F_{eq} = 0.7F(W/F)^{3/4} \quad (5)$$

③方法3： 全塑性モーメント一定

この方法は、曲げの塑性剛性を合わせること考えた方法である。

$$1/4 \cdot FW^2 \sigma_y = 1/4 \cdot F_{eq}^3 \sigma_y \quad (6)$$

と仮定すると

$$l_e = 0.7F_{eq} = 0.7F(W/F)^{2/3} \quad (7)$$

レベル2地震動による構造物の終局の判断においては、塑性曲げ変形が最も重要になるので、方法③を用いることを提案する。すなわち、長方形の有効破壊長は次式で計算される

$$l_e = \min\{0.7F(W/F)^{2/3}, h_c\} \quad (8)$$

(3) 実験の破壊長との比較

(8)式で計算した有効破壊長が実験で計測した破壊長とどの程度一致するかどうか、比較したものを表-5に示す。この表より、方法③がよい精度で一致しているのがわかる。参考までに、他の方法で計算した有効破壊長も示している。断面積を合わせた方法①では、W/Fが2.0と0.5が同じ値となり、実験の計測値と傾向が異なってしまう。断面2次モーメントを合わせる方法②では、W/Fが大きい値になればそれに伴って有効破壊長も大きくなるという傾向は実験と合っているが、精度が方法③に比べて悪いことがわかる。以上からも、方法③を用いることにした。

(4) 実験結果による検証

本研究で提案した方法③の有効破壊長をもとに、解析結果が実験結果とどの程度一致するかどうかもまとめたものを表-6に示す。この表より、正方形断面を前提にして決定した有効破壊長(0.7F)に比べ、よい精度で一致してることがわかる。多少、一致しない断面の場合もあるが、ほとんどの場合、実験値に比べ終局変位が小さく出ており、安全側の評価となる。また、終局荷重もさらに良い精度で一致してこともわかる。なお、表中の有効破壊長は、方法③で計算された値が充填コンクリートの高さより高くなった場合には、充填高さとしている。

5. まとめ

コンクリートが部分充填された長方形断面鋼製橋脚の実験および解析を行った。得られた結果は以下のように要約できる。

- (1) W/F (W:ウェブ幅, F:フランジ幅) 値を 3.0 から 0.5 まで変化させた長方形断面の供試体を用いて実験を行ったところ、塑性率は 4~5、最大耐荷力は 1.4~2.0P_y となり、どの供試体もほぼ同じ耐荷力性能を示した。
- (2) 充填コンクリートの破壊長は、長方形断面形状によって異なり、一律にフランジ幅の 0.7 倍とは言えない。
- (3) 長方形コンクリート断面を全塑性モーメントが同じになるような等価な正方形コンクリート断面に変換し、この正方形断面のフランジ幅の 0.7 倍を有効破壊長とすると、実験で計測した破壊長とよい精度で一致する。
- (4) この有効破壊長と充填コンクリート限界ひずみ 1.1% でプッシュオーバー解析を行ったところ、最大耐荷力 P_u およびそのときの変位 δ_u が各供試体ともよい精度で実験結果と一致する。
- (5) これらの検討より、コンクリートを充填した長方形断面のコンクリートの有効破壊長の設定においては、本研究で提案した方法を用いることが、合理的な設計に繋がると考えられる。

最後に今後、平成 12 年に実施したコンクリートを充填した鋼製ラーメン橋脚の実験¹²⁾や平成 13 年に実施した鋼製ラーメン橋脚の梁の実験¹⁴⁾および本研究で得られた結果を基に、コンクリートを部分的に充填した鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法の確立に努める予定である。

謝辞

本実験的研究は、名古屋高速道路公社「鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験・研究委員会」(委員長: 宇佐美勉 名古屋大学教授) のものと実施された。実験の計画・実施ならびに論文作成に際して、宇佐美教授から有益なご助言を賜りました。また、本実験は愛知工業大学の耐震実験センターにおいて実施されるとともに、実験データの整

理に関して、愛知工業大学土木工学科の大学院生のご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・解説, V耐震設計編丸善, 1996.
- 2) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編), 1999.
- 3) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.42A, pp.975-986, 1996.
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.
- 5) 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚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.45A, pp.235-244, 1999.
- 6) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(XI) - 矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験 -, 2000.
- 7) 森下泰光, 高久達将, 青木徹彦, 福本口秀士, 岡本隆, 松井鋭一: 中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集 Vol.46A, pp.831-840, 2000.
- 8) 葛漢彬, 宇佐美勉: コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形性能に関する解析的研究, 土木学会論文 No.513, pp.77-88, 1995.
- 9) 宇佐美勉, 鈴木森晶, I.H.P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文 No.525, pp.69-82, 1995.
- 10) 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.
- 11) 前野裕文, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本隆, 水谷慎吾, 魚井啓次: コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.44A, pp.189-199, 1998.
- 12) 前野裕文, 森下宣明, 青木徹彦, 鈴木森晶, 梅田聡, 三輪恭久: コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.801-808, 2001.
- 13) (社) 日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究委員会・橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
- 14) 森下宣明, 前野裕文, 岡本隆, 中村信秀, 青木徹彦, 宇佐美勉: 鋼製箱型断面はりのせん断耐荷力実験, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.171-176, 2002.1

(2001 年 9 月 14 日受付)