

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）

平成11年3月

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
(社)鋼材倶楽部
(社)日本橋梁建設協会

Copyright © (1999) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全文又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文章による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

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）

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
(社)鋼材倶楽部
(社)日本橋梁建設協会

要 旨

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈、変形、われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ、地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが、その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた二軸正負交番繰返し載荷実験をおこなっている。本報告書は、平成7～9年度に行った単柱形式の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚、変形性能、じん性、耐力、繰返し載荷実験、角補強、
隙間あけ鋼板巻立て補強、コンクリート充填補強、耐震設計法

ま え が き

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等の多くの被害が生じた。都市内高架橋の鋼製橋脚についても、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、そのうち2基は倒壊に至っている。

平成7年2月には、こうした状況を踏まえ、建設省より関係機関に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾が通知され、当面の措置として、鋼製橋脚については、コンクリートを充填すること等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法が示された。しかしながら、鋼製橋脚の大地震時における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等については未解明な部分が多く、これらの特性を明らかにし早急に既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法を確立していく必要がある。

このような観点から、鋼製橋脚の耐震設計法の確立のための基礎的データをを得ることを目的として、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（平成8年度から）、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会の6者において、地震以降、平成7年度～9年度にかけて、鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験を中心とした検討を行っている。

本報告書は、共同研究で実施した合計99体におよぶ単柱形式の鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験結果を中心に、これまでにまとめられた10冊の共同研究報告書についてとりまとめたものである。

共同研究担当者名簿

(平成7～9年度)

建設省土木研究所

構造橋梁部

藤城 泰行 (～H9.3)

岡原美知夫 (H9.4～)

橋梁研究室

西川 和廣

村越 潤

山本 悟司 (～H7.10)

上仙 靖

高橋 実

耐震技術研究センター

(H8.5以前は地震防災部)

横山 功一

耐震研究室

大塚 久哲 (～H8.9)

運上 茂樹 (H8.10～)

寺山 徹

近藤 益央 (H9.4～)

長屋 和宏

佐藤 貴志 (～H9.3)

首都高速道路公団

山崎 和夫 (～H9.1)

小坂 寛巳

高野 晴夫 (H9.1～)

柄川 伸一 (～H8.5)

半野 久光 (H8.5～)

田嶋 仁志

川田 成彦 (～H9.6)

船本 浩二 (H9.7～)

阪神高速道路公団

中島 裕之 (～H8.5)

北澤 正彦 (H8.6～)

長沼 敏彦 (～H8.5)

南荘 淳 (H8.6～)

堀江 佳平

小林 寛

名古屋高速道路公社

吉田 守孝 (～H9.3)

内藤 清美 (H9.4～)

深田 清明

岡本 真悟

柴田 昌弘 (～H9.3)

鷺見 高典 (H9.4～)

(社)鋼材倶楽部

大田 孝二 (～H8.3)

安波 博道

寺田 昌弘

橋本 修身

中村 聖三

篠原 敏雄

水谷 慎吾

小林 洋一

関 崇彦

下畑 隆司 (～H8.3)

山内 学 (H9.4～)

中川 知和

(社)日本橋梁建設協会

高久 達将

熊谷 洋司

奥 守

石毛 立也

黒川 達雄

塚原 弘光

岡本 隆

池田 茂

尾関 一成

安藤 紘三

川井 豊

森下 泰光

共同研究報告書の主担当および主な内容

報告書 番号	主 担 当	主 な 内 容
(Ⅰ) 第 178 号	建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (既設橋脚の補強方法および新設橋脚の構造について、 角補強構造、隙間あけ鋼板巻立て構造)
(Ⅱ) 第 179 号	建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (細長比パラメータの大きい橋脚について) ・ 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験
(Ⅲ) 第 180 号	首都高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (既設橋脚の補強方法について、 縦リブおよび横リブ補強、コンクリート充填)
(Ⅳ) 第 181 号	阪神高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、 座屈パラメータを制限した構造)
(Ⅴ) 第 182 号	名古屋高速道路公社	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、 コンクリートを部分充填した構造)
(Ⅵ) 第 183 号	(社)鋼材倶楽部	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、 座屈パラメータを制限した構造、厚肉少補剛化した構造)
(Ⅶ) 第 184 号	(社)日本橋梁建設協会	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、円形断面の新構造) ・ 鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析 ・ 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験 ・ 鋼製橋脚の非線形動的応答解析
(Ⅷ) 第 212 号	名古屋高速道路公社	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (その 2) (新設橋脚の構造について、 コンクリートを部分充填した構造)
(Ⅸ)	首都高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (その 2) (既設橋脚の補強方法について、縦リブ補強)
(Ⅹ)	建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (既設橋脚の補強方法および新設橋脚の構造について、 角補強構造、コンクリート充填)
(総括編) 第 219 号	6 者共同	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (共同研究報告書総括編)

目 次

まえがき

共同研究担当者名簿

共同研報告書の主担当および主な内容

1. はじめに

1.1 背 景	3
1.2 道路橋示方書の改訂	4
1.3 正負交番繰返し載荷実験	4

2. 各種構造の基本的な考え方

2.1 鋼製橋脚の必要条件	9
2.2 矩形断面	11
2.2.1 基本断面および座屈パラメータ制限構造	11
2.2.2 角補強構造	16
2.2.3 その他の構造	19
2.2.3.1 角部を円弧状とした構造	19
2.2.3.2 角部に補鋼材を配置した構造	19
2.2.3.3 角形鋼管を用いた構造	19
2.2.3.4 せん断壁を用いた構造	20
2.3 円形形状	21
2.3.1 基本構造および径厚比制限構造	21
2.3.2 隙間をあけて鋼板を巻立てた構造	24
2.3.3 縦リブ補強構造	25
2.3.4 その他の構造	27
2.3.4.1 二重鋼管構造	27
2.3.4.2 C T形鋼で補強した構造	27
2.4 コンクリートを充填した構造	28

3. 供試体諸元と実験結果	
3.1 矩形断面	33
3.1.1 供試体	33
3.1.2 実験結果	33
3.2 円形断面	45
3.2.1 供試体	45
3.2.2 実験結果	45
3.3 コンクリートを充填した構造	50
3.3.1 供試体	50
3.3.2 実験結果	50
4. コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐力および変形性能	
4.1 鋼製橋脚の必要条件	55
4.1.1 基本構造および座屈パラメータ制限構造	55
4.1.2 角補強構造	72
4.2 円形断面	90
4.2.1 基本構造および径厚比制限構造	90
4.2.2 隙間あけて鋼管を巻き立てた構造	104
4.2.3 縦リブ補強した構造	107
5. コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐力および変形性能	
5.1 実験結果と地震時保有水平耐力計算結果との比較	111
5.1.1 水平荷重－水平変位関係	111
5.1.2 終局耐力および終局変位	116
5.2 供試体の変形状況	119
5.3 各種パラメータおよび細部構造の影響	126
5.3.1 軸力比の影響	126
5.3.2 角溶接の溶込み量の影響	127
5.3.3 幅厚比パラメータの影響	128
5.4 まとめ	130

6. ハイブリッド地震応答実験による動的解析モデルの妥当性の検証	
6.1 概 要	133
6.2 構造のモデル化	133
6.2.1 1自由度非線形動的応答解析モデル	133
6.2.2 ハイブリッド地震応答実験	133
6.3 入力地震動	133
6.4 ハイブリッド地震応答実験	134
6.4.1 ハイブリッド地震応答実験の供試体	134
6.4.2 ハイブリッド地震応答実験の結果	136
6.5 動的応答解析の復元力特性	136
6.6 動的応答解析とハイブリッド地震応答実験結果の比較	137
6.6.1 比較方法	137
6.6.2 動的応答解析とハイブリッド実験結果の比較	137
参考文献	143
付録 角溶接の溶込み量と縦割れとの関係	145
主な研究成果	149

1. はじめに

1. はじめに

1.1 背景

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等多くの被害が生じた。鋼製橋脚については、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、うち矩形断面橋脚2基では倒壊に至っている¹⁾。

こうした被災状況を踏まえ、平成7年2月に建設省より通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」²⁾（以下、復旧仕様）では、当面の措置として、鋼製橋脚においては中埋めコンクリートを充填する等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が示されている。平成7年6月には『兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様』の準用に関する参考資料(案)³⁾が出版され、新設橋梁の設計や既設橋梁の補強をできるだけ円滑に行うことができるように設計計算例とこれを行う際に参考となる補足事項が示された。

しかしながら、鋼製橋脚の大地震時における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等については未解明な部分が多く、これらの特性を明らかにし早急に既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法を確立していく必要がある。

コンクリートを充填した鋼製橋脚については、すでに提案されている地震時保有水平耐力照査法について、実験データの蓄積を図ることにより妥当性の検証を行っていく必要があると考えられる。一方、コンクリートを充填する補強方法に関しては、変形性能の向上とともに必然的に耐荷力が増加するため、基礎やアンカー部に負担がかかり、特にアンカー部や基礎の補強の困難な既設橋脚においてはその適用の難しいケースが生じることが指摘されている⁴⁾。したがって、コンクリートを充填せずに、耐力上昇を極力抑え変形性能のみを向上させるような鋼断面の補強方法についても検討していく必要がある。

以上の点を踏まえ、本共同研究においては、大型供試体を用いた正負交番繰返し載荷実験を中心として、鋼製橋脚の耐力および変形性能の向上方法に関する検討を行ってきた。

本報告書は、合計99体におよぶ単柱形式の鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験結果を中心に、これまでにまとめられた10冊の共同研究報告書⁵⁾についてとりまとめたものである。

1.2 道路橋示方書の改訂

本共同研究の成果を踏まえて^{6,7)}、平成 8 年 11 月に改訂された道路橋示方書（以下、道示という）Ⅴ耐震設計編に、新たに鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が設けられた。そこでは、兵庫県南部地震による被災事例や各種実験解析より得られた知見をもとに、鋼製橋脚の耐震設計上の必要条件として、①ぜい性的破壊モードの回避、②じん性の向上、③残留変位の制限、④アンカー部の耐震設計（アンカー部の耐力が橋脚部の耐力と同等以上の耐力を有する）、の 4 項目を基本とすることとしている。

以上の条件を満たす鋼製橋脚の設計法について、コンクリートを充填した鋼製橋脚については、鉄筋コンクリート橋脚に準じて地震時保有水平耐力および許容塑性率を算出し、地震時保有水平耐力法により設計することとしている。また、コンクリートを充填しない鋼製橋脚については、繰返し載荷実験結果等を踏まえて、ぜい性的な破壊を防ぎじん性を向上させる構造細目を規定し、非線形性を考慮した動的解析法により耐震性の判定を行うこととしている。

1.3 正負交番繰返し載荷実験

図-1.3.1 は正負交番繰返し載荷実験の載荷状況を示したものである。図中に示す軸力載荷用押ジャッキにより、コンクリートを含まない鋼製断面のみに対する公称降伏軸力の 15~20%程度^{8,9)}（実橋脚上における死荷重分に相当）を一定載荷した後、水平荷重載荷用押引アクチュエータを用いて水平荷重を載荷した。水平荷重載荷方法は、橋脚基部断面の圧縮側が降伏するときの δ_y を基準として、図-1.3.2 に示す正負交番載荷（(a)1 回繰返し載荷が基本⁵⁾）により行われた。実験の状況を写真-1.3.1 に示す。

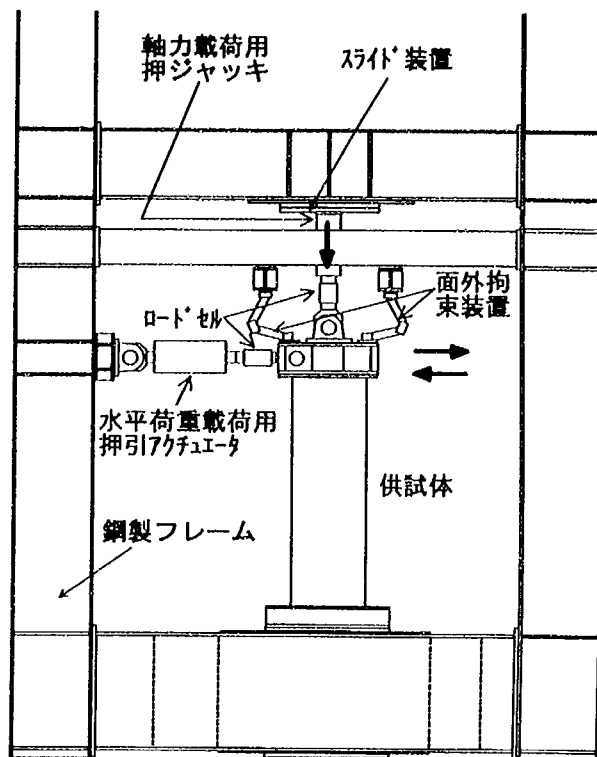
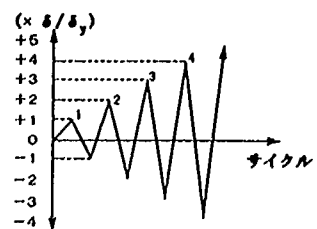
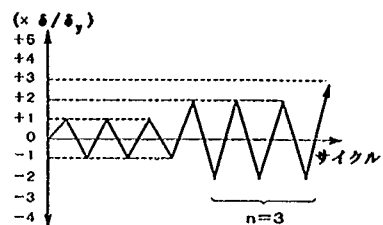


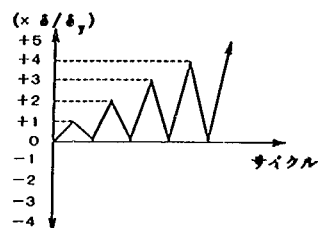
図-1.3.1 載荷フレーム



(a) 漸増両振り載荷 ($n=1$)



(b) 漸増両振り載荷 ($n=3$)



(c) 漸増片振り載荷

図-1.3.2 載荷方法

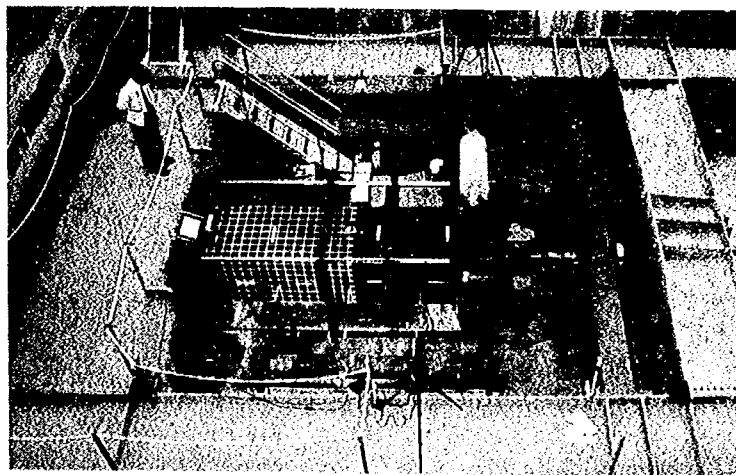


写真-1.3.1 実験状況

2. 各種構造の基本的な考え

2. 各種構造の基本的な考え

2.1 鋼製橋脚の必要条件

(1) ぜい性的破壊モードの回避

兵庫県南部地震で大部分の鋼製橋脚は、設計で想定した以上の地震力の作用に対しても、局部座屈や変形が部分的に生じたものの倒壊には至らず、落橋という最悪の状況を回避するという最小限の機能は果たしたと推測される。しかしながら、水平地震力により補剛板の角溶接部に割れが生じたり、鋼管の提灯座屈による変形の集中が生じると、上載荷重に対する耐力が低下したり、剛性の低下が著しく、履歴吸収エネルギーを期待しにくい場合もある。したがって、まずこのような破壊（ぜい性的破壊モードと呼ぶ）に移行しないような構造とすることが必要と考えられる。

具体的には、矩形および円形断面橋脚について、それぞれ次のような状態になると上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失い、じん性の乏しいぜい性的な破壊に至ると考えられ、このような破壊モードを避けるように設計することが必要である。

(a) 矩形断面橋脚

矩形断面を構成する補剛板の角溶接部が縦方向に裂け、補剛板が分離する結果、上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失う状態。

(b) 円形断面橋脚

最初に発生した一箇所の局部座屈にその後の変形が集中し、それに伴って橋脚が傾斜したり、変形の進展により円周方向に割れが生じた状態。

図-2.1.1 にぜい性的破壊モードのイメージを示す。特に矩形断面の場合、橋脚の基部に衝突時に変形防止を目的とした中埋めコンクリートを充填する場合、充填部において補剛板がすべて外側にはらみ出す変形モードが発生しやすい状態になる。このような状態で角割れが生じ鋼中空断面部分に進展すると、上記の状態に至る可能性がある。

このような破壊モードを防ぐための具体的な構造細目については2.2節から2.4節に述べる。

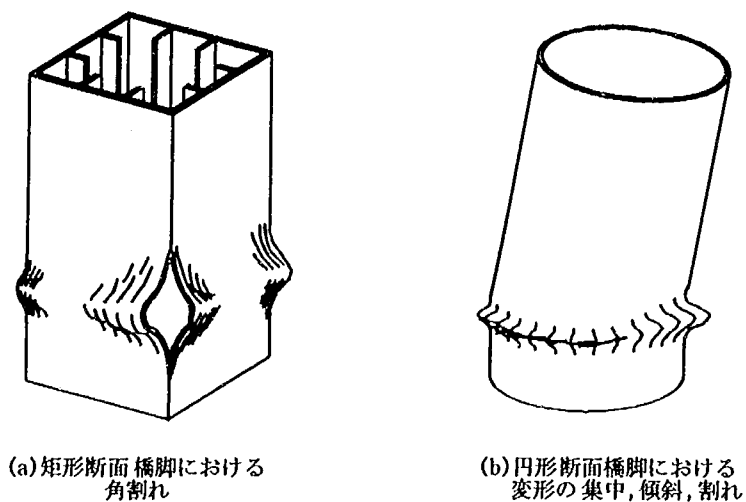


図-2.1.1 鋼製橋脚のぜい性的破壊モードのイメージ

(2) じん性の向上

鋼製橋脚については、従来の道示¹⁰⁾では座屈または降伏を終局状態と想定した震度法レベルの設計が行われてきており、鉄筋コンクリート橋脚のように非線形域のじん性を考慮した設計は行われていなかった。今回の道示では、鋼製橋脚においても、鉄筋コンクリート橋脚と同様に变形性能を考慮した耐震設計を行うこととしているが、そのためには弾性域を超えた後、最大耐力以降急激に耐力が低下することなく、安定した履歴曲線が得られる構造となるように設計することが必要と考えられる。このようなじん性の向上を図った構造細目については、後述するように繰返し載荷実験の結果を踏まえて幾つか提案している。ただし、今回の道示では、今後もじん性の改善の図れる効果的な構造が提案される可能性が高いことから、具体的な構造細目を限定せずに、耐震性の判定は、繰返し載荷実験結果に基づいて行うこととしている。

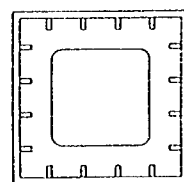
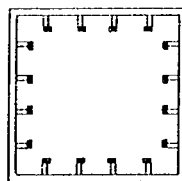
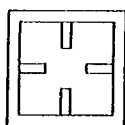
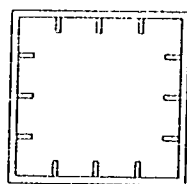
2.2 矩形断面

2.2.1 基本断面および座屈パラメータ制限構造

矩形断面橋脚の耐震性を高める方法の一つとして、補剛板の座屈特性を改善することが考えられる。座屈パラメータ制限構造とは、補剛板の座屈に影響すると考えられるパラメータに、座屈特性を改善すべく制限を加えたものである。ここで着目した座屈パラメータは、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、補剛材間パネルの幅厚比パラメータ R_R 、補剛材剛比 γ などである。

新設橋脚を対象とする場合には、これらの座屈パラメータに対する制限を満たすように、補剛板厚、補剛材寸法・配置等を決定すれば良い。この際、加工工数を削減して経済性を向上させる少補剛コンパクト断面とすることも考えられる。一方、既設橋脚の補強を対象とする場合には、座屈パラメータを改善する方法として、縦リブあるいは横リブの増設、縦リブの補強などが考えられる。このうち、縦リブの増設は主として幅厚比パラメータ R_R を改善し、横リブの増設および縦リブの補強は R_F および γ を改善することになる。

図-2.2.1 に、少補剛コンパクト断面、縦リブ補強、横リブ増設（以下、横リブ補強という）の断面イメージ図を示し、表-2.2.1(1)～表-2.2.1(4)に各供試体の概要を示す。個々のパラメータについては、3章を参照されたい。



基本断面 (No.2、No.20)

少補剛コンパクト断面 (KD-4)

縦リブ補強 (M17)

横リブ補強 (M18)

図-2.2.1 少補剛コンパクト、縦リブ補強、横リブ補強などの断面（イメージ図）

表-2. 2. 1 (1) 供試体の概要

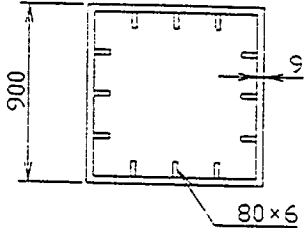
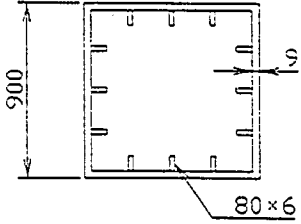
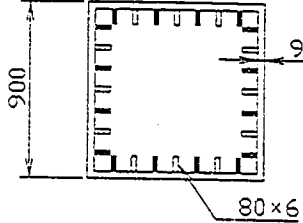
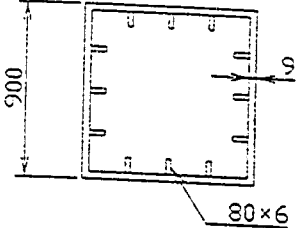
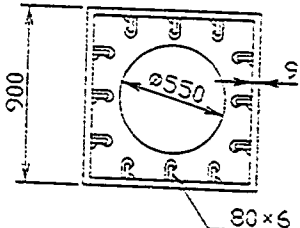
	No. 2, No. 20		No. 18	No. 19	T-1
	基本断面	No. 2, No. 20の軸力増	No. 3	No. 2, No. 20に対して荷重載荷方法を片振りとしたタイプ	細長比大
矩形断面					

表-2.2.1(2) 供試体の概要

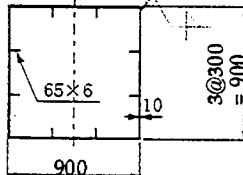
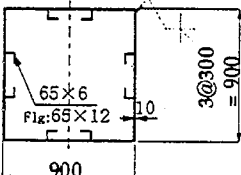
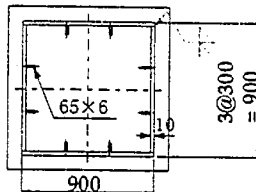
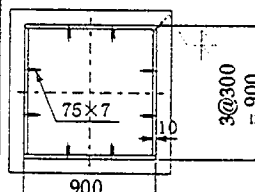
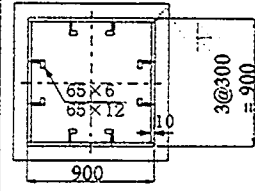
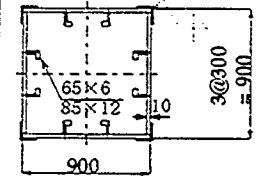
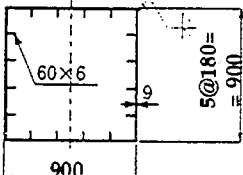
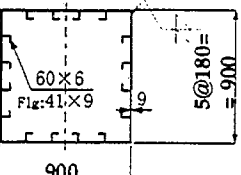
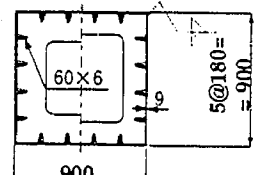
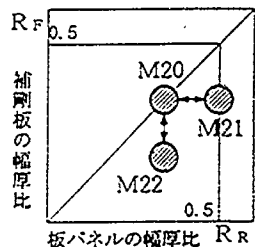
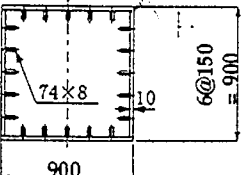
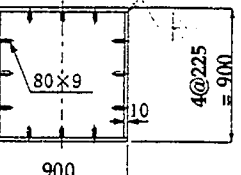
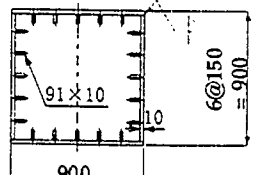
矩形断面 (幅厚比制限)	縦横寸法比及び補強方法に着目	低剛性板パネル $R_R > 0.6$	M8	M10	M1	M2	M11	M16	
			基準断面 	縦リブ補強 	横リブ補強(柔横補剛材)  横リブ間隔:300 ($a/b=0.33$)	横リブ補強(柔横補剛材)  横リブ間隔:300 ($a/b=0.33$)	縦リブ補強+ 横リブ補強(柔横補剛材)  横リブ間隔:300 ($a/b=0.33$)	縦リブ補強+ 角補強 	
		高剛性板パネル $R_R < 0.5$	(KD1)	M17	M18				
			基準断面 	縦リブ補強 	横リブ補強 				
		板パネル・補剛板の幅厚比比率に着目		M20	M21	M22	シリーズ供試体の板パネル・補剛板の幅厚比比率 (概念図) 		
$R_F/R_R = 1$ 	$R_F/R_R \leq 1$ 			$R_F/R_R \leq 1$ 					

表-2.2.1(3) 供試体の概要

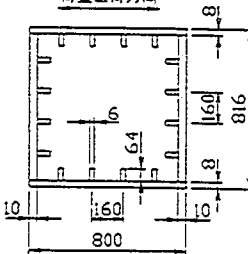
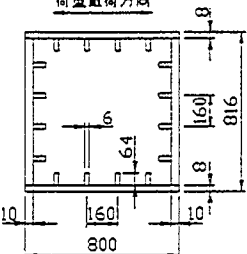
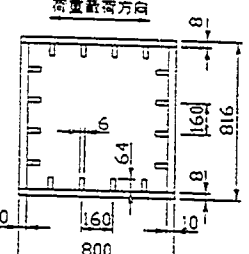
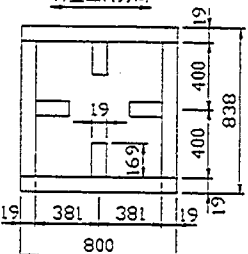
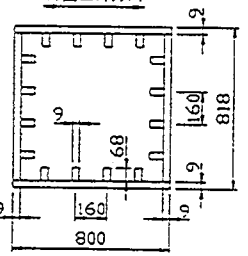
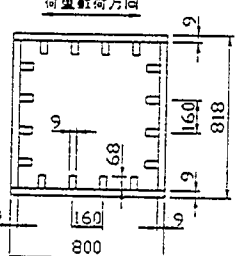
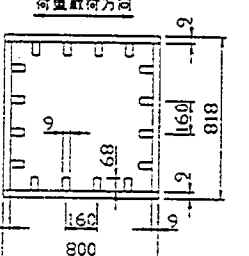
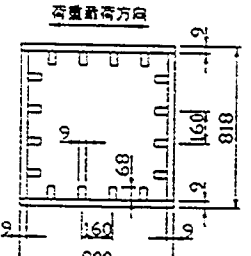
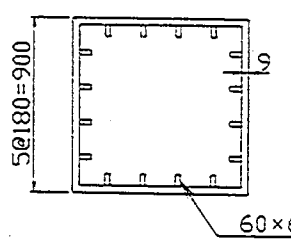
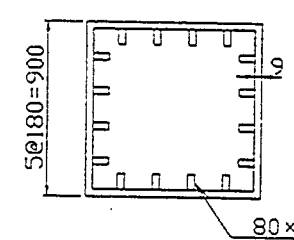
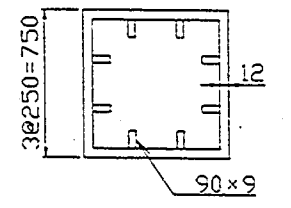
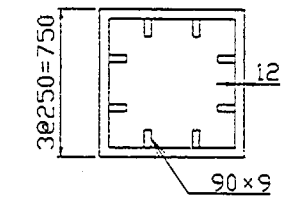
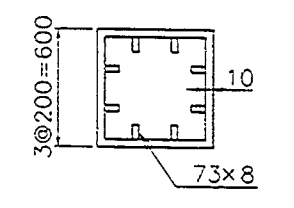
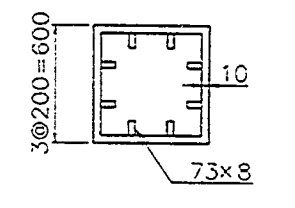
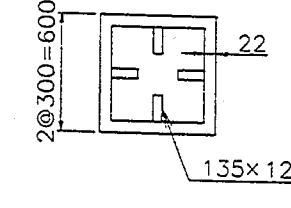
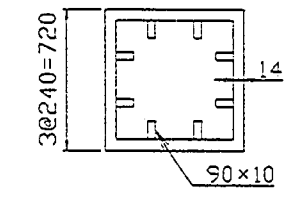
矩形断面 座屈パラメータ制限	H1 片振り載荷 荷重載荷方向 	H2 繰返し載荷、$n=3$ 荷重載荷方向 	H3 繰返し載荷、$n=3$ 荷重載荷方向 		
	H4 繰返し載荷、$n=10$ 荷重載荷方向 				
	H5 単調載荷 荷重載荷方向 	H6 繰返し載荷、$n=1$ 荷重載荷方向 	H7 繰返し載荷、$n=3$ 荷重載荷方向 	H8 繰返し載荷、$n=1$ 荷重載荷方向 	

表-2.2.1(4) 供試体の概要

矩形断面 座屈パラメータ制限	KD-1		KD-2			
	基本断面		座屈パラメータ制限			
						
	KD-3		KD-5			
	座屈パラメータ制限、コンパクト断面		KD-3の軸力増			
						
KD-6		KD-9				
KD-3の細長比大		KD-6の鋼種変更				
						
KD-4		KD-10				
極厚化		補剛材細長比制限				
						

2.2.2 角補強構造

コンクリートを充填しない矩形断面の鋼製橋脚を対象とした場合、角溶接部が縦方向に裂けるようなぜい性的破壊モードを防ぐための一つの方法として、角溶接部を補強する方法が考えられる。角補強構造は、角部にコーナープレートあるいはアングル材を高力ボルトあるいは溶接により取り付けることにより、補剛板の変形がかなり進んでも角部の直線性を保持し、角溶接部が縦方向に裂けるようなぜい性的破壊モードを防ぐ構造である。また、角補強構造は、地震力による水平荷重を受けた際に、矩形断面の鋼製橋脚を構成する4面の補剛板の面外変形が観察されるようになった後も、角部がねじれ難くなることにより、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られる構造であり、じん性の向上についても期待できる構造である。なお、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られる理由としては、角部を補強することにより、角部がねじれにくくなり、補剛板の局部座屈発生後に角部の4本柱と座屈した板のブレーシング的な効果により新たな安定した構造系に移行したためであると推測される⁶⁾。

(1) ボルト接合方式による角補強構造

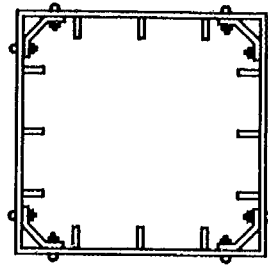
既設橋脚の補強の場合には、補強により橋脚の耐力を増加させると、橋脚からアンカー部や基礎に伝達される地震力も大きくなり、基礎やアンカー部を含めた大規模な補強が必要となることも考えられる。従って、基礎やアンカー部を含めた大規模な補強ができるかぎり必要とならないように、基礎やアンカー部への負担を小さくする補強方法を選択することが望ましい。そのための補強方法としては、基本的にはできるだけ橋脚のじん性を向上させ、橋脚の水平耐力が過度に上がらないような補強工法を選択することが望ましい。また、現場施工の容易さより、基本的にはコンクリート充填補強を採用するのが最も望ましいと考えられるところであるが、コンクリートを充填した場合の耐力がアンカー部の耐力を上回る場合には、耐力の増加がコンクリート充填補強と比較して相対的に小さい鋼断面補強（コンクリート充填補強でない補強）を採用することを検討することが望ましい。

ボルト接合方式による角補強構造は、橋脚の角部にコーナープレートやアングルを溶接を一切用いずに高力ボルトにより取り付ける構造であり、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、耐力向上がほとんどなく、じん性向上を期待できる鋼断面補強であるため、主に既設橋脚の耐震補強を想定した構造である。本研究では、角部の補強材としてコーナープレートを用了た構造と角部の補強材としてアングル部材を用了た構造の2種類の角補強材による角補強構造（ボルト接合）を対象とした。

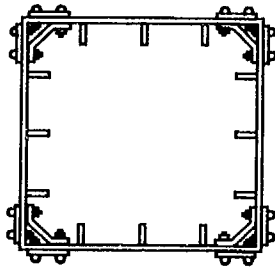
(2) 溶接接合方式による角補強構造

溶接接合方式による角補強構造は、橋脚の角部にコーナープレートを溶接を用了て取り付ける構造であり、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、耐力向上およびじん性向上を期待できる鋼断面補強であるため、主に新設橋脚の耐震設計を想定した構造である。これは、コーナープレートを用了た角ボルト補強と同じように、角部の軸剛性とねじり剛性の増加が期待できる構造である。

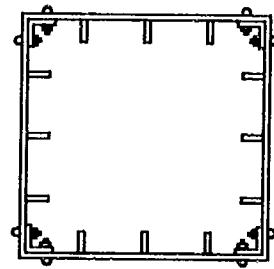
図-2.2.2に角補強構造の断面イメージ図を示し、表-2.2.2に各供試体の概要を示す。



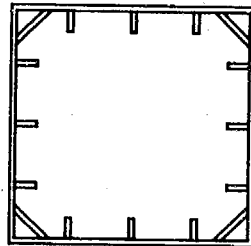
(a)基本となる角補強構造（ボルト接合）(No.11)
（コーナープレートを用いた構造）



(b)外面補強板を併用した
角補強構造（ボルト接合）(No.25)



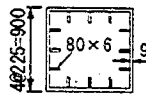
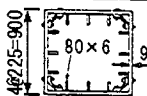
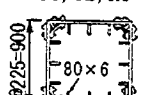
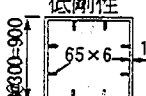
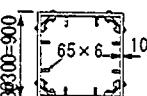
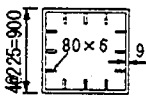
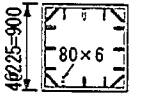
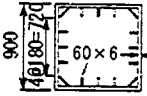
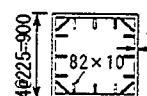
(c)アングル材を用いた
角補強構造（ボルト接合）(No.12)



(d)基本となる角補強（溶接接合）(No.22)
（コーナープレートを用いた構造）

図-2.2.2 角補強構造（ボルト接合、溶接接合）の断面イメージ図

表-2.2.2 供試体の概要

		無補強	角補強供試体断面形状	角補強				
矩形断面 (高力ボルトによる角補強)	No. 20, T1 S47, 55年道示準拠		 No. 11, No. 14, No. 33, B7 B8, T2, K3  No. 25, K4	No. 12 (1.22I ₀) アングル材による補強 アングル材寸法 75×75×6	No. 5 (1.44I ₀) アングル材をNo. 12 より大 アングル材寸法 90×90×9			
	M8 S47年道示以前の 低剛性		 No. 28 (1.21I ₀) コーナプレートによる補強 ボルト呼びM22, S10T ボルト間隔100mm コーナプレート寸法 295×6					
	No. 20 S47, 55年道示準拠		 No. 10, No. 22, No. 23, No. 24 No. 4	No. 10 (1.12I ₀) コーナプレートによる補強 コーナプレート寸法 170×6	No. 22 (1.18I ₀) コーナプレート厚を No. 10より増 コーナプレート寸法 170×9	No. 23 (1.18I ₀) No. 22の 軸力増 コーナプレート寸法 170×9	No. 24 (1.18I ₀) 繰返し載荷 n=3 (No. 22との比較) [図-1.3.2参照] コーナプレート寸法 170×9	No. 4 (1.36I ₀) No. 10に外側 補強板取付け 外側補強板130×6 コーナプレート寸法 170×6
			No. 32 (1.12I ₀) 縦リブ位置を変えH8年 道示の占有幅を満足し ないタイプ 2c/b=0.2 コーナプレート寸法 107×8	No. 34 (1.12I ₀) No. 32の軸力減 コーナプレート寸法 107×8	T6 (1.12I ₀) No. 22の細長比 を大 コーナプレート寸法 107×8			
			No. 36 (1.13I ₀) H8年度示準拠 コーナプレート寸法 170×9					
矩形断面 (溶接による角補強)								

1) ここで、()中のI₀は角補強材が無い場合の断面2次モーメント

2.2.3 その他の構造

補剛板や補剛材に関する検討、ならびに角補強の検討等の他に、耐震性能向上の可能性を数種検討している、その内容を以下に紹介する。なお、これらの詳細および結果に関しては、M-3およびM-4について文献⁵⁾ (III)、KA-1について文献⁵⁾ (IV)を参照されたい。

2.2.3.1 角部を円弧状とした構造

角溶接部での割れを防ぐ目的で、角部を円弧状にし、角溶接部をなくした構造。円弧状の板および角部に近い縦リブの剛度をフランジの中央部より明確に高めた断面である。

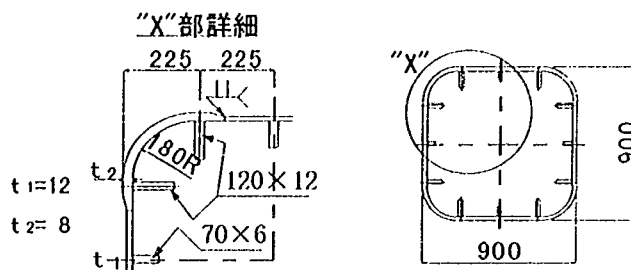


図-2.2.2 角部を円弧状をした構造の断面図 (M-3) ⁵⁾ (III)

2.2.3.2 角部に補剛材を配置した構造

角部の溶接を完全溶込みとし、角部に近い縦リブの剛度を中央部より高めた構造である。

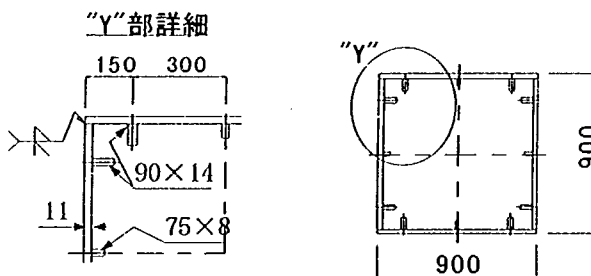


図-2.2.3 角部に補剛材を配置した構造の断面図 (M-4) ⁵⁾ (III)

2.2.3.3 角形鋼管を用いた構造

コーナー部に角形鋼管を配置することにより、コーナー部の軸剛性およびねじれ剛性を増加させ、橋脚のぜい性的破壊モードを防止するとともに、ウェブパネルがせん断変形することにより、エネルギー吸収をすることをねらった構造である。

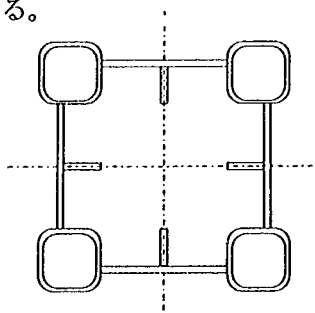


図-2.2.4 角形鋼管を用いた構造の断面図 (KA-1) ⁵⁾ (IV)

2.2.3.4 セン断壁を用いた構造

鋼製橋脚の耐震性向上案の一つとして、断面を複数のセルに分けた「マルチセル構造」の採用が考えられる。また、建築の分野では、低降伏点鋼を耐震ダンパーとしてシアウォールに用いた構造が提案されている。これらの両者の特徴を併せた低降伏点鋼を用いたマルチセル構造である。

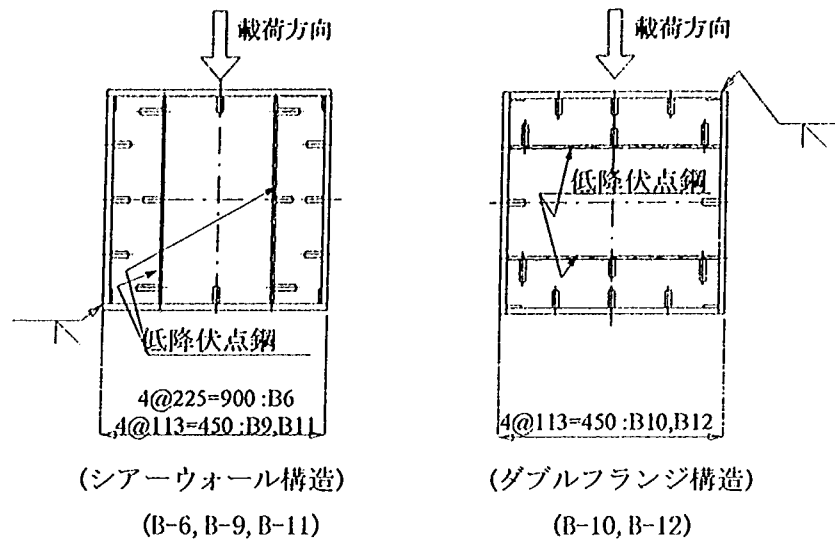


図-2.2.5 セン断壁を用いた構造の断面図 5) (III)

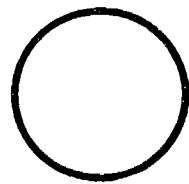
2.3 円形断面

2.3.1 基本断面および径厚比制限構造

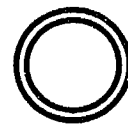
円形断面は矩形断面と異なり、軸圧縮力と曲げモーメントを同時に受けると、円形断面に特有な「ちょうちん座屈」あるいは「ダイヤモンド座屈」と呼ばれる座屈現象が発生する。この座屈の発生機構は、円形断面がある一定以上の大きさの軸圧縮力と曲げを受けると、まず最大応力が生じる最外縁に局部的に座屈が発生する。その結果、応力の再分配が行われ、その近傍にも同様に座屈が生じ、これが繰り返し载荷によって円周方向に急速に伝搬したものと推定される。

円形断面橋脚の座屈特性を改善し、耐震性を高める構造として、径厚比に制限を加える構造が考えられる。径厚比制限構造を既設橋脚の補強に適用することは困難であるが、新設橋脚に対する適用性に優れており、径厚比パラメータ R_t の制限（例えば、 $R_t \leq 0.08$ ）を満たすように板厚等を決定すれば良い。

図-2.3.1 に厚肉コンパクト断面のイメージ図を示し、表-2.3.1 に各供試体の概要を示す。



基本断面 (No.8)



厚肉コンパクト (KC-1)

図-2.3.1 厚肉断面（イメージ図）

表-2.3.1 供試体の概要

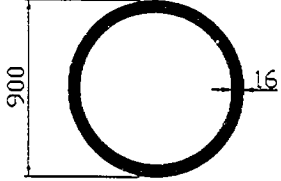
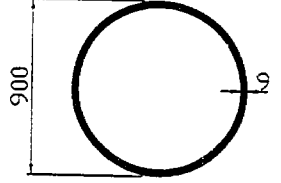
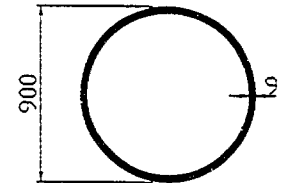
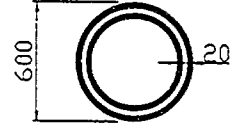
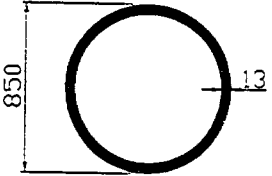
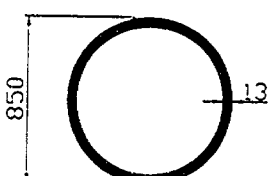
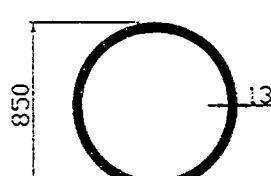
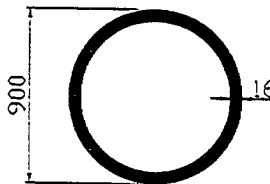
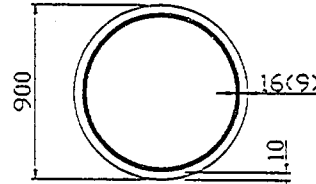
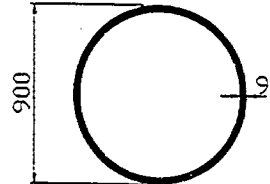
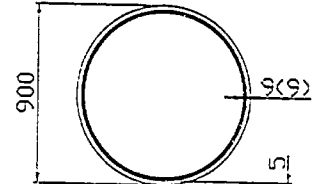
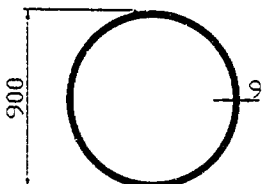
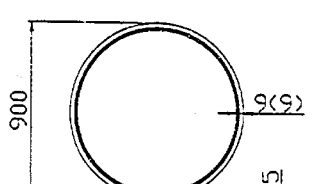
円形断面 無補強	No. 6	T-7	
	基本断面 	細長比大 	
	No. 8	No. 29	
	基本断面 	No. 8の軸力増 	
	KC-1		
	コンパクト断面 		
	KC-2_1	KC-2_3	KC-3
	基本断面 	KC-2_1の鋼種変更、n=3 	KC-2_1、KC-2_3の鋼種変更 

表-2.3.2 供試体の概要

円形断面 隙間あけ鋼板巻き立て	No. 6		No. 7		
	基本断面		巻き立て隙間10mm		
					
	No. 8		No. 15		No. 9
	基本断面		巻き立て隙間5mm		
					
No. 29		No. 31			
No. 8の軸力増		巻き立て隙間5mm No. 15の軸力増			
					

注) () 内の寸法は、巻き立て鋼板の板厚を示す

注) () 内の寸法は、巻き立て鋼板の板厚を示す。

2.3.2 隙間をあけて鋼板を巻立てた構造

既設の円形断面鋼製橋脚の耐震性を高める方法の一つとして、図-2.3.2 に示すような橋脚本体の周りに多少の隙間をあけて鋼板を巻立てる構造が考えられる。本構造においては、最大耐力付近で生じる局部座屈（1 次モード）の凸部が外側の鋼板（外巻き鋼板と呼ぶ）に接触し、そこで外巻き鋼板の拘束効果により 1 次モードの変形の進行が抑止される。その後、図-2.3.3 に示すように 1 次モードの直上に 2 次の局部座屈が発生する。このように座屈の発生を多段化させることにより、座屈波形を 1 箇所に集中させず、塑性化領域の拡張によって橋脚全体の大きな変位を防止し耐力を維持することができるものである。写真-2.3.1 に局部座屈が多段に発生した実線供試体（No.15）を示す。

特に既設橋脚の補強においては、アンカーボルトや基礎への負荷を考慮すると、橋脚自体の耐力や初期剛性をあまり上げずに変形性能のみを改善する方法が望まれ、その場合、本構造による補強工法が有効である。また、本構造は既設補強のみならず、新設においても適用が可能である。

表-2.3.2 に隙間あけ巻立て補強供試体の概要を示す。

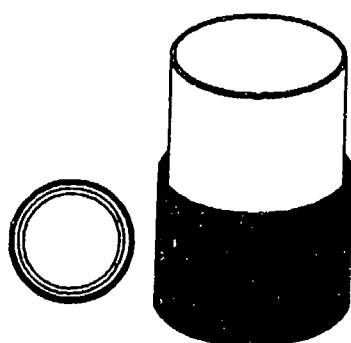


図-2.3.2 補強構造の概要図

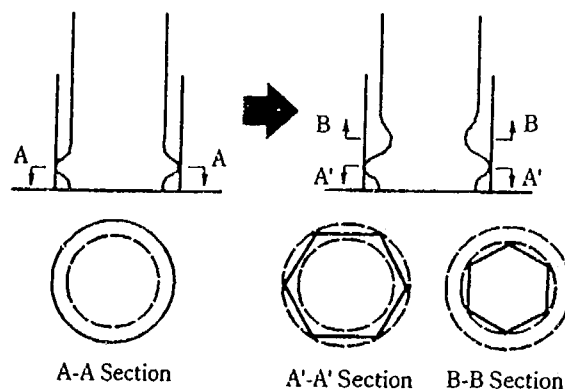


図-2.3.3 局部座屈の進展

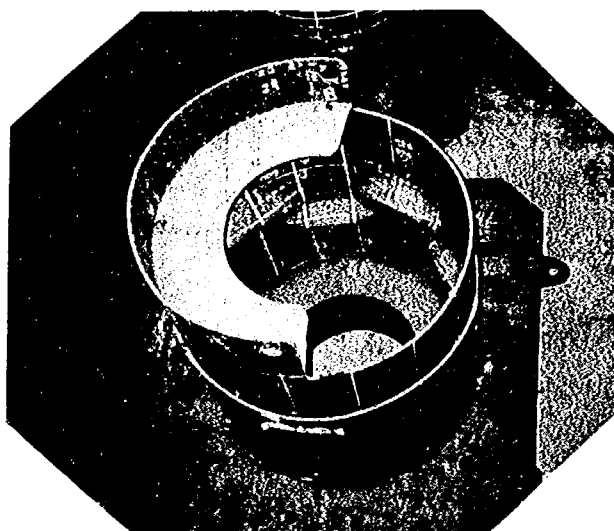


写真-2.3.1 多段の座屈発生状況 (No. 15)

2.3.3 縦リブ補強構造

既設の円形断面の鋼製橋脚に対して橋脚内面に縦リブを取り付けた構造である(図-2.3.4)。縦リブを取り付けることにより、座屈性状を円形断面で見られる象の足状のモードから写真-2.3.2 に示すような縦リブを節とするダイヤモンド状のモードに変化させることができる。また、縦リブを取り付ける

ことにより、柱軸方向の座屈長は、円形の座屈長 ($l_0 = 1.72\sqrt{R \cdot t}$ 、 l_0 :弾性座屈長、 R :半径、 t :板厚) に比べて、最大耐力付近で、2～3 倍程度に広がることを確認された。¹¹⁾

縦リブを取付けるため耐力増加は避けられないが、小さい断面の縦リブによっても変形性能を改善できる。適切な座屈長を設定し、補剛板として縦リブを設計することにより、縦リブ取付けによる耐力増加を極力抑えた補強が可能となる。

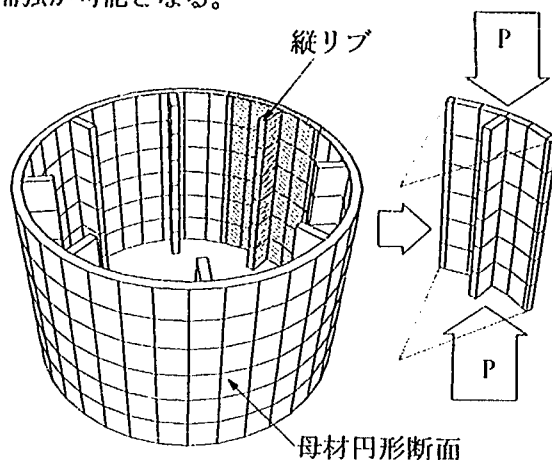
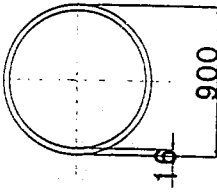
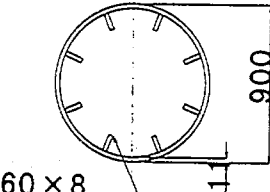
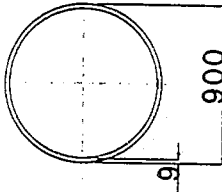
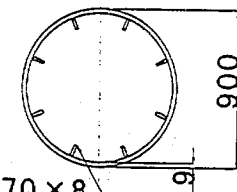
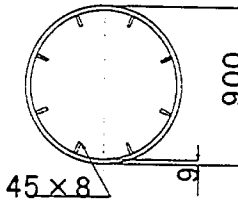
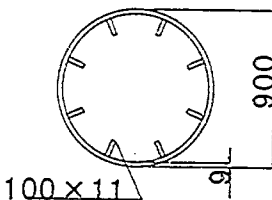
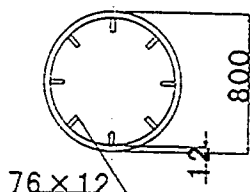
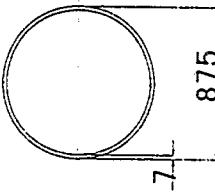
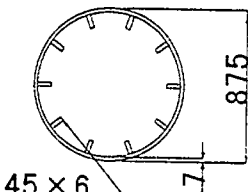


図-2.3.4 縦リブ補強構造



写真-2.3.2 縦リブ補強構造の座屈状況

表-2.3.3 供試体の概要

円形断面 縦リブ補強構造	$R_t \approx 0.08$	No. 6	M26			
		基準断面 	縦リブによる補強構造 			
	$R_t \approx 0.115$	No. 8	M19	M23	(B 2)	(H 9)
		基準断面 	縦リブによる補強構造 	縦リブによる補強構造 	縦リブによる補強構造 (ダイヤフラムで縦リブは断続) 	縦リブによる補強構造 (実橋脚再構築案縮尺モデル) 
	$R_t \approx 0.15$	M24	M25			
		基準断面 	縦リブによる補強構造 			

2.3.4 その他の構造

径厚比制限構造、隙間をあけて鋼管を巻き立てた構造、縦リブ補強構造などに対する検討の他に、耐震性能の向上の可能性を数種検討しているので、その内容を以下に紹介する。なお、これらの詳細および結果に関しては、文献⁵⁾ (III) を参照されたい。

2.3.4.1 二重鋼管構造

本供試体は、直径900mmと600mmの2種類の円形断面を組み合わせた二重鋼管構造である。外管の板厚は $t=6\text{mm}$ 、内管の板厚は $t=18\text{mm}$ であり、主に内管は鉛直力に抵抗し、外管は地震時の水平力により発生する曲げモーメントに抵抗させる構造体である。外管を先行座屈させることにより、じん性および変形性能も高めることをねらった構造である。

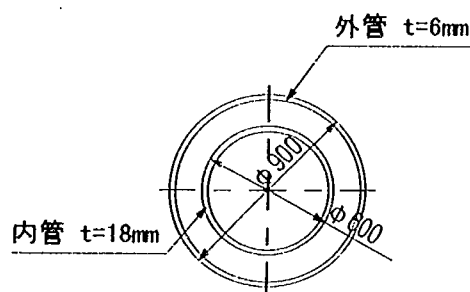


図-2.3.5 二重管構造の断面図(B-3)⁵⁾ (III)

2.3.4.2 CT形鋼で補強した構造

実験を行った供試体は、直径900mmの円形断面をT型リブ(CT-125×125×6×9)で補強した構造である。本供試体は鋼管がリブ間で局部座屈し、その後補剛材が柱として抵抗すると考え、縦リブはダイヤフラム位置においても連続させた。また、鋼管の先行座屈により、変形性能の向上も期待する構造である。

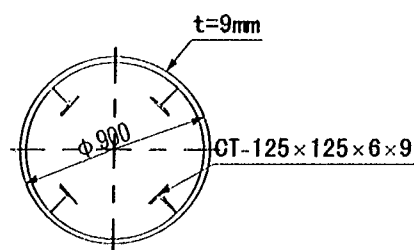


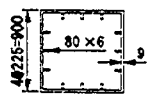
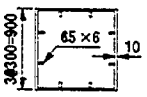
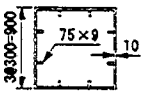
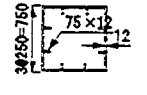
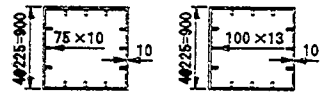
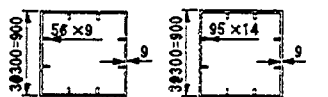
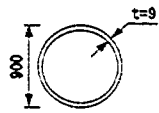
図-2.3.6 CT形鋼で補強した構造の断面図(B-4)⁵⁾ (III)

2.4 コンクリートを充填した構造

コンクリートを充填した鋼製橋脚については、従来から橋脚内部に適切にコンクリートを充填することにより飛躍的に耐力および変形性能を向上できることが確認されており、兵庫県南部地震後に通知された「復旧仕様」においても、鉄筋コンクリート橋脚に準じて地震時保有水平耐力の照査法が示された。ここでは、コンクリートを充填した鋼製橋脚を対象とした実験例が少ないことを踏まえ、コンクリートを充填した鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験を行い、破壊挙動、終局耐力、変形性能、および照査法の妥当性について検討している。本照査法については、ほぼそのまま道示改訂に取り込まれている。

表-2.4.1 に各供試体の概要を示す。N シリーズ以外の供試体については、道示のコンクリート充填高さを満足しており、コンクリート天端の中空鋼断面部が座屈しないようにしている。供試体 N1、N2 および N3 については、土木学会鋼構造委員会¹²⁾提案の照査方法に基づきコンクリートを橋脚高さの30%程度充填したものである。

表-2.4.1 供試体の概要（コンクリート充填）

	断面形状	基本供試体（未充填）	コンクリート充填		
		No. 20	No. 26	K1	K2
矩形断面		S47, 55年道示準拠	三角リブなし (2,700mm)	基部に三角リブを設置 角部を完全溶込溶接 (2,700mm)	角部内側を手溶接 (2,700mm)
		M8 S47年道示以前の 低剛性	M5 (2,700mm)	No. 27 M5の軸力増 (2,700mm)	
			M6 S55年道示準拠 (2,700mm)		
			No. 35 SM570材の使用 (1,500mm)		
		N1, N3断面 N2断面	N1 土木学会鋼構造委 員会照査法 ¹²⁾ 準拠型 充填部 $\gamma_1 \geq 3\gamma_1^*$, $R_F=0.274$ (1,350mm)	N2 N1と同等の幅厚比パラメータ 横リブ間隔および縦リブ寸 法が変化 (1,400mm)	N3 中空鋼断面部はN1と同等 の幅厚比パラメータ 充填部 $\gamma_1 \geq \gamma_1^*$ (1,090mm)
		N4断面 N5中空鋼断面	N4 コンクリート充填高さを車両衝突 時の変形防止用高さに設定 S47, 55年道示準拠型 (1,030mm)	N5 N4の中空鋼断面部縦リブ 補強 (1,030mm)	
円形断面		No. 8	No. 16	No. 30	
		未充填断面	No. 8をコンクリート充填 (2,300mm)	No. 16の軸力増 (2,300mm)	

注1) 供試体N1, N2およびN3は、土木学会鋼構造委員会提案の照査法に基づきコンクリートを充填している。

注2) ()はコンクリート充填高である。

注3) ここでは供試体N4は基本供試体として扱う。

3. 供試体諸元と実験結果

3. 供試体諸元と実験結果

3.1 矩形断面

3.1.1 供試体

表-3.1.1～表-3.1.5 に各供試体の諸元を一覧表にして示す。なお、同表に用いた σ_y は、各使用鋼材の材料引張試験で得られた実験値である。

3.1.2 実験結果

各供試体の実験結果の一覧を表-3.1.6～表-3.1.10 に合わせて示す。

表中の各塑性率 μ の基準となる降伏変位 δ_{yEN} は、図-3.1.1 に示すように実験より得られる荷重変位曲線の初期勾配（以下、「実験初期勾配」という。）と降伏荷重 P_{yN} を用いて求めた。まず、式(3.1.2)により式中の σ_y として材料試験結果の下降伏点 σ_{yM} を用いて、降伏荷重 P_{yM} を求める。荷重－変位の実験結果において、基本的に荷重が P_{yM} の約20～70%の時に計測された少なくとも5点以上の荷重－変位データの割線勾配を、最小二乗法によって求めたものを実験初期勾配とし、 P_{yN} をこの実験初期勾配で除した値を δ_{yEN} とした。実験初期勾配を求める際に荷重の範囲を P_{yM} の約20～70%としたのは、荷重が低いと荷重が低いことによる誤差を含みやすいこと、逆に荷重が高いと変位量が座屈等の幾何学的非線形の影響を受けやすいことを考慮したものである。また、初期勾配の計算には、基本的に $+1\delta_{y0}$ 載荷時までのデータを用いた。なお、 δ_{yEN} は載荷実験時における δ_{y0} とは異なる。

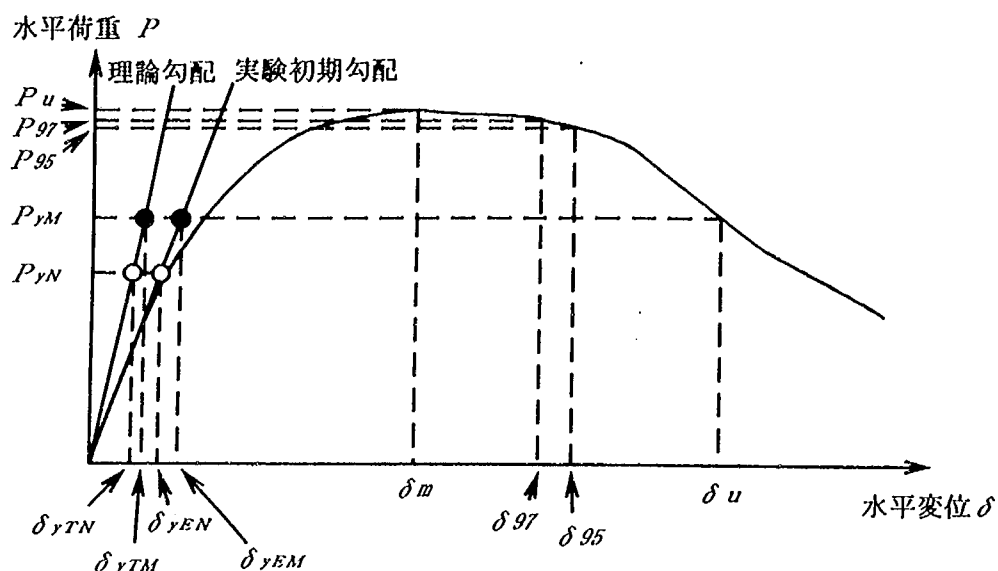
理論初期勾配は、式(3.1.2)により式中の σ_y として鋼材の公称降伏応力 σ_{yN} を用いて求めた P_{yN} を、式(3.1.1)で求めた δ_{y0} で除したものであり、原点を通る直線である。

降伏水平変位 δ_y の考え方としては、初期勾配と材料降伏点の組合せにより図-3.1.1 に示す4ケースが考えられ、通常の際にはそれぞれ用途に応じて選択されれば良いと考えられる。このうち塑性率が最も過小評価されるのは、材料試験結果の下降伏点 σ_{yM} を用いて求めた P_{yM} と実験初期勾配より求められる降伏水平変位 δ_{yEM} により正規化する場合である。

なお、第4章以降の P_y 、 δ_y 、 N/N_y は、それぞれ P_{yM} 、 δ_{yEN} 、 N/N_{yM} を表している。なお、詳細については共同研究報告書（I）を参照のこと。

$$\delta_{yTN} = \frac{P_{yN} h^3}{3EI} = \delta_{y0} \quad \text{式(3.1.1)}$$

$$P_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad \text{式(3.1.2)}$$



図中の記号の説明:

P_u : 最大水平荷重

P_{97} : P_u の97%の荷重

P_{95} : P_u の95%の荷重

$$P_{yM} = \left(\sigma_{yM} - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h}$$

$$P_{yN} = \left(\sigma_{yN} - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h}$$

$$\delta_{yTN} = \frac{P_{yN} h^3}{3EI} = \delta_{y0}$$

$$\delta_{yTM} = \frac{P_{yM} h^3}{3EI}$$

δ_{yEN} : 実験初期勾配において水平荷重が P_{yN} の時の水平変位

δ_{yEM} : 実験初期勾配において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位

δ_m : 包絡線において水平荷重が P_u の時の水平変位

δ_{97} : 包絡線において水平荷重が P_{97} の時の水平変位

δ_{95} : 包絡線において水平荷重が P_{95} の時の水平変位

σ_{yN} : 公称降伏点

σ_{yM} : 鋼材試験結果に基づく下降伏点

δ_u : 包絡線において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位

注) H1～H8 供試体については、水平変位の補正方法が若干異なるため、その詳細については共同研究報告書(IV)を参照のこと。

図-3.1.1 水平荷重—水平変位関係

表-3.1.1 供試体諸元一覧 (基本断面)

矩形断面供試体		外径寸法 b×b (mm)	板厚 t (mm)	縦筋寸法 (mm)	横筋間隔 a (mm)	バネ数	鋼種	鋼材降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l (=2h) (cm)	縦筋比パラメータ λ	幅厚比パラメータ R _R R _F	77°剛度 γ_1/γ_1^*	77°剛度 γ_1/γ_1^{req}	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}	軸力比 N/N _{yk}
No. 2	基本	900×900	9	80×6	900	4	SW490	3.860	378.4	480.500	35.6	680.6	0.261	0.564 0.588	0.91	0.91	182	0.150	0.125
No. 18	基本 軸力増	900×900	9	80×6	900	4	SW490	3.900	378.4	480.500	35.6	684.6	0.264	0.567 0.591	0.91	0.91	291	0.240	0.197
No. 19	基本 片振り	900×900	9	80×6	900	4	SW490	4.040	378.4	480.500	35.6	684.6	0.268	0.577 0.602	0.91	0.91	182	0.150	0.119
No. 20	基本	900×900	9	80×6	900	4	SW490	4.160	378.4	480.500	35.6	684.6	0.272	0.585 0.611	0.91	0.91	196	0.162	0.125
T1	H2以前の設計を対象	900×900	9	80×6	840	4	SW490	3.980	378.4	480.600	35.6	684.6	0.349	0.503 0.497	1.02	1.02	182	0.150	0.121
M8	S30.40年代の鋼製橋脚対象	900×900	10	65×6	900	3	SW490	3.586	387.2	499.509	35.9	808.6	0.296	0.650 0.850	0.55	0.55	186	0.150	0.134
M14	S48年度降の通し対象	900×900	10 (12)	75×9 (90×9)	900	3	SW490	3.764	410.0	519.984	35.6	808.4	0.306	0.670 0.630	1.15	1.15	186	0.15	0.128
H1	既存橋脚対象 片振り	800×816	10 (8)	64×6	585	5	SW490Y	4.070	349.0	367.228	32.4	1.200	0.518	0.370 0.488	0.56	1.32	131	0.10	0.092
H2	既存橋脚対象 両振り	800×816	10 (8)	64×6	585	5	SW490Y	4.070	349.0	367.228	32.4	1.200	0.518	0.370 0.488	0.56	1.32	131	0.10	0.092
KD-1	No. 20と同一レベルのハ・ラメータ	900×900	9	60×5	500	5	SW490	3.790	378.4	484.853	35.8	660.6	0.250	0.447 0.446	1.01	1.48	182	0.150	0.127
B1	既設・新設対象	900×900	9	85×9	900	4	SW490	4.230	412.7	513.113	35.3	684.6	0.277	0.590 0.490	1.47	1.47	198	0.150	0.113
No. 13	中詰めコンクリート(450mm)	900×900	9	80×6	900	4	SW490	3.770	378.4	480.500	35.6	684.6	0.259	0.557 0.581	0.91	0.91	182	0.150	0.128
No. 17	中詰めコンクリート、付着切り(450mm)	900×900	9	80.6	900	4	SW490	4.080	378.4	480.500	35.6	684.6	0.270	0.580 0.605	0.91	0.91	182	0.150	0.118

注) No. 13、No. 17の()内はコンクリート充填高さを示す。

N: 軸力(tf), N_{yk} : 公称降伏軸力(tf) (= $A \cdot \sigma_{yk}$), N_{yk} : 材料降伏軸力(tf) (= $A \cdot \sigma_{yk}$), A: 断面積(cm²)
 σ_{yk} : 公称降伏点(kgf/cm²), σ_{yk} : 材料試験結果に基づく降伏点(kgf/cm²)

$$R_R: \text{補剛材間のパネルの幅厚比パラメータ} \quad \left(= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \right)$$

t: 板厚(cm)

b: 補剛板の全幅(cm), E: ヤング係数(2.1×10^6 kgf/cm²), μ : ポアソン比(=0.3) k_R : 座屈係数(=4 n^2), n: 縦方向補剛材によって区切られるパネル数($n \geq 2$)

$$R_F: \text{補剛板全体の幅厚比パラメータ} \quad \left(= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \right)$$

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_1}{\alpha^2(1+n\delta_1)} \quad (\alpha \leq \alpha_0)$$

$$k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_1})}{1+n\delta_1} \quad (\alpha > \alpha_0)$$

 k_R : 座屈係数

$$\gamma_1: \text{縦方向補剛材の剛比} \quad \left(= \frac{I_1}{\frac{bt^3}{12}} \right)$$

 γ_1^* : 補剛材の限界剛比 (弾性座屈理論による)

$$\gamma_1^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_1) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma_1}) \\ \frac{1}{n} \left[\{2n^2(1+n\delta_1) - 1\}^2 - 1 \right] & (\alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma_1}) \end{cases}$$

 γ_1^{req} : 補剛材の必要剛比

$$\alpha: \text{補剛材の縦横寸法比、} \alpha = \frac{a}{b}$$

$$\alpha_0: \text{限界縦横寸法比、} \alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_1}$$

 I_1 : 縦方向補剛材 1 個の断面二次モーメント(cm⁴)

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E}} \cdot \frac{l}{r} \quad (l = 2h)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

表-3.1.2 供試体諸元一覧（幅厚比制限）

矩形断面供試体		外径寸法	板厚	縦リブ寸法	縦リブ間隔	ヘルメット	鋼種	鋼材下降伏点	断面積	断面2次モーメント	断面2次半径	有効長さ l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	端部比パラメータ		17°剛度 γ_1/γ_2	57°剛度 γ_1/γ_2	耐力 N (tf)	耐力比 N/N _W	耐力比 N/N _W
		b×b (mm)	t (mm)	a (mm)	σ_{yk} (kgf/cm ²)	A (cm ²)		I (cm ⁴)	r (cm)	R _p	R _e									
H4	H1~H3の改良リブ	800×838	19	169×19	910	2	SS400	2.876	736.0	683.800	30.5	1.200	0.463	0.410	0.197	5.03	6.99	131	0.074	0.062
H5	復旧仕様確認 単調載荷	800×818	9	68×9	370	5	SM490Y	4.297	386.0	380.313	31.4	1.200	0.552	0.423	0.246	3.04	5.79	131	0.094	0.079
H6	復旧仕様確認 両振り n=1	800×818	9	68×9	370	5	SM490Y	4.297	386.0	380.313	31.4	1.200	0.552	0.423	0.246	3.04	5.79	131	0.094	0.079
H7	復旧仕様確認 両振り n=3	800×818	9	68×9	370	5	SM490Y	4.297	386.0	380.313	31.4	1.200	0.552	0.423	0.246	3.04	5.79	131	0.094	0.079
H8	阪神公団設計基準確認	800×818	9	68×9	640	5	SM490Y	4.297	386.0	380.313	31.4	1.200	0.552	0.423	0.246	3.04	5.79	131	0.094	0.079
KD-2	KD-1を1/2に3に変更	900×900	9	80×9	500	5	SM490	3.844	436.0	540.713	35.2	660.6	0.255	0.450	0.263	3.00	4.40	182	0.130	0.109
KD-3	KD-2をコンクリート化	750×750	12	90×9	500	3	SM490	3.674	419.0	359.690	29.3	660.6	0.300	0.458	0.272	3.05	4.21	182	0.136	0.118
KD-4	KD-3を更にコンクリート化、極厚化	600×600	22	135×12	500	2	SM490C -TMC	4.035	573.4	298.477	22.8	660.6	0.404	0.314	0.193	3.09	21.2	182	0.099	0.079
KD-5	KD-3の軸力増	750×750	12	90×9	500	3	SM490	3.570	419.0	359.690	29.3	660.6	0.296	0.452	0.268	3.05	4.21	248	0.185	0.166
KD-6	KD-3の細長比大	600×600	10	73×8	400	3	SM490	3.984	282.7	154.411	23.4	660.6	0.392	0.458	0.271	3.07	4.65	123	0.136	0.109
KD-9	KD-6の鋼種変更	600×600	10	73×8	400	3	SM570	6.370	282.7	154.411	23.4	660.6	0.496	0.579	0.343	3.07	4.65	177	0.136	0.098
KD-10	補剛材細長比制限	720×720	14	90×10	360	3	SM490	3.249	467.4	366.612	28.0	660.6	0.295	0.355	0.185	4.12	9.53	224	0.150	0.148
KD-7-1	M7リット 比較用	546×546	10	75×7	364	3	SM490	3.820	256.4	115.213	21.2	660.6	0.423	0.408	0.236	3.21	6.09	92	0.112	0.094
KD-7-3	M7リット 比較用(n=3)	546×546	10	75×7	364	3	SM490Y	4.680	256.4	115.213	21.2	660.6	0.468	0.452	0.261	3.21	6.09	92	0.100	0.077
M20	R _p /R _e =1	900×900	10	74×8	600	6	SM490	3.613	474.4	593.080	35.4	684.6	0.256	0.330	0.340	0.91	2.42	228	0.150	0.133
M21	M20のR _e を変更	900×900	10	80×9	600	4	SM490	3.613	442.4	553.954	35.4	684.6	0.255	0.490	0.340	2.12	2.43	212	0.150	0.133
M22	M20のR _e を変更	900×900	10	91×10	600	6	SM490	3.613	538.0	653.225	34.8	684.6	0.259	0.330	0.240	1.83	4.84	258	0.150	0.133

表-3.1.3 供試体諸元一覧（縦リブ・横リブ補強）

矩形断面供試体		外径寸法 b×b (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 n (mm)	リブ数	鋼種	鋼材下巻伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比 λ	幅厚比 β		リブ剛度 γ_r/γ_s	リブ剛度 γ_r/γ_s	耐力 N (tf)	耐力比 N/N ₀	耐力比 N/N ₀
No.3	縦リブ追加	900×900	9	80×6	900	8	SM490	3.750	455.2	566.500	35.3	680.6	0.260	0.278	0.454	0.37	1.22	182	0.125	0.107
M4	縦リブ剛度向上	900×900	11	75×8 (90×14)	900	4	SM490	3.383	516.0	666.822	35.9	684.6	0.243	0.620	0.650	0.90	0.90	248	0.150	0.142
M10	縦リブ断面にフランジ取り付け	900×900	10	65×6 +65×12	900	3	SM490	3.632	387.2 (449.6)	499.509 (549.003)	35.9 (34.9)	808.6	0.298 (0.306)	0.660	0.380	3.25	3.25	186	0.150 (0.129)	0.132 (0.114)
M11	横リブ・縦リブ補強	900×900	10	65×6 +65×12	300	3	SM490	3.591	387.2 (449.6)	499.509 (549.003)	35.9 (34.9)	808.6	0.296 (0.305)	0.650	0.330	3.25	3.25	186	0.150 (0.129)	0.134 (0.115)
M16	縦リブ・コーナー補強	900×900	10	65×6 +85×12	900	3	SM490	3.517	387.2 (511.2)	499.509 (717.510)	35.9 (37.5)	808.6	0.293 (0.281)	0.650	0.380	3.06	3.06	186	0.150 (0.114)	0.136 (0.103)
M17	M10の剛性を向上	900×900	9	60×6 +41×9	500	5	SM490	3.204	378.4 (437.4)	484.853 (538.387)	35.8 (35.1)	808.6	0.281 (0.287)	0.410	0.240	3.04	4.45	182	0.150 (0.130)	0.150 (0.130)
M18	横リブ補強（内側）	900×900	9	60×6	250	5	SM490	3.613	378.4	484.853	35.8	808.6	0.298	0.440	0.220	4.35	6.67	182	0.150	0.133
B5	閉断面縦リブ補強	900×900	9	200×8 +2-80×3	1050	2	SM490	4.349	404.0	517.276	35.8	684.6	0.277	0.530	0.540	0.97	1.14	194	0.150	0.110
B6	マルチセル構造 （シェアウォール補強）	900×900	10 (11)	95×13	900	4	SS400 (極軟鋼)	2.773	454.8	533.290	34.2	684.6	0.231	0.430	0.310	1.91	3.03	193	0.177	0.153
M1	横リブ補強（外側）	900×900	10	65×6	300	3	SM490	3.456	387.2	499.493	35.9	684.6	0.246	0.640	0.470	(0.55)	(0.55)	186	0.150	0.139
M2	M1の剛性を向上	900×900	10	75×9	300	3	SM490	3.629	410.0	519.967	35.6	684.6	0.254	0.660	0.410	(1.16)	(1.16)	197	0.150	0.132

注1) M1、M2、M11の()内は補強横リブを考慮しない場合を示す。

注2) M4の()内はコーナー部を示す。

注3) 縦リブ寸法内での+後の表示は補強フランジ断面を示す。

注4) M10、M11、M16、M17の()内は縦リブ補強フランジおよび角補強を考慮した場合を示す。

表-3.1.4 供試体諸元一覧(角補強/ボルト接合)

矩形断面供試体		外径寸法 b*b (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	ボルト数	鋼種	鋼材下降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	幅厚比パラメータ R_R R_p	リブ剛度 γ_1/γ_2	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}	軸力比 N/N _{yk}
No. 12	S47, 55年道示準拠型、アングル材による補強	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,770	378.4 (439.9)	480,500 (587,100)	35.6 (36.5)	684.6	0.259 (0.253)	0.557 0.581	0.914	182	0.150 (0.129)	0.128 (0.110)
No. 5	アングル材をNo. 12より大きくしたタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,770	378.4 (504.7)	480,500 (692,600)	35.6 (37.0)	680.6	0.258 (0.248)	0.557 0.581	0.914	182	0.150 (0.113)	0.128 (0.096)
No. 11	S47, 55年道示準拠型、コーナープレートによる補強	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,770	378.4 (447)	480,500 (584,221)	35.6 (36.2)	684.6	0.259 (0.255)	0.557 0.581	0.914	182	0.150 (0.127)	0.128 (0.108)
No. 33	No. 11に対して20%の軸力アップ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,750	378.4 (447)	480,500 (584,221)	35.6 (36.2)	684.6	0.258 (0.255)	0.556 0.580	0.914	218	0.180 (0.152)	0.154 (0.130)
B8	No. 11に塗装を施したタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,680	378.4 (444.4)	480,500 (580,300)	35.6 (36.1)	684.6	0.256 (0.252)	0.550 0.574	0.914	182	0.150 (0.128)	0.131 (0.111)
B7	No. 11と同等のコーナープレート 取付けボルトを変化	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,680	378.4 (444.4)	480,500 (580,300)	35.6 (36.1)	684.6	0.256 (0.252)	0.550 0.574	0.914	182	0.150 (0.128)	0.131 (0.111)
No. 14	コンクリート充填高さを車両衝突時の変形防止用高さに 設定、No. 11に対して20%の軸力アップ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,770	378.4 (447)	480,500 (584,200)	35.6 (36.2)	684.6	0.259 (0.255)	0.557 0.581	0.914	291	0.240 (0.203)	0.204 (0.173)
T2	No. 11に対して52%細長比パラメータを大きくしたタイプ	900*900	9	80*6	840	4	SM490	4,070	378.4 (446)	480,500 (582,400)	35.6 (36.1)	1,000	0.393 (0.388)	0.579 0.566	1.05	182	0.150 (0.128)	0.118 (0.100)
No. 25	No. 11に外側補強板を取付けたタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	4,060	378.4 (639)	480,500 (801,400)	35.6 (35.4)	684.6	0.269 (0.255)	0.578 0.603	0.914	182	0.150 (0.089)	0.118 (0.070)
K3	No. 11よりコーナープレートを小さくしたタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,940	378.4 (418)	480,500 (543,100)	35.6 (36.0)	684.6	0.265 (0.262)	0.570 0.594	0.914	182	0.150 (0.136)	0.122 (0.111)
K4	K3に外側補強板を取付けたタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3,750	378.4 (497.2)	480,500 (669,800)	35.6 (36.7)	684.6	0.258 (0.251)	0.556 0.580	0.914	182	0.150 (0.114)	0.128 (0.098)
No. 28	S47年道示以前の低剛性タイプ、コーナープレートに よる補強	900*900	10	65*6	900	3	SM490	3,780	387.2 (456)	499,500 (603,200)	35.9 (36.4)	684.6	0.257 (0.254)	0.669 0.869	0.549	196	0.158 (0.134)	0.134 (0.114)

注) ()内は、補強材の断面等を考慮した場合を示す。

表-3.1.5 供試体諸元一覧（角補強／溶接接合）

矩形断面供試体		外径寸法 b*b (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	ハネ数	鋼種	鋼材下降伏点 σ_{yk} (kgf/cm2)	断面積 A (cm2)	断面2次モーメント I (cm4)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	幅厚比パラメータ R_R R_E		リブ剛度 γ_1/γ_2	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}	軸力比 N/N _{yk}
No. 10	S47.55年道示準拠型、コーナープレートによる補強	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3.940	419.2	539.700	35.9	684.6	0.263	0.569	0.594	0.914	182	0.136	0.110
No. 22	No. 10よりコーナープレート厚を増加させたタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3.900	439.6	569.300	36.0	684.6	0.261	0.567	0.591	0.914	182	0.129	0.106
No. 23	No. 22に対して60%の軸力アップ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3.910	439.6	569.300	36.0	684.6	0.261	0.567	0.592	0.914	291	0.207	0.169
No. 24	No. 22に対して載荷方法を変化n=3	900*900	9	80*6	900	4	SM490	4.010	439.6	569.300	36.0	684.6	0.265	0.575	0.600	0.914	182	0.129	0.103
No. 4	No. 10に外側補強板を取付けたタイプ	900*900	9	80*6	900	4	SM490	3.770	481.6	652.800	36.8	680.6	0.249	0.557	0.581	0.914	182	0.118	0.100
No. 32	縦リブ位置を変え、H8年道示の占有幅を満足しないタイプ	900*900	9	60*6	500	(4)	SM490	3.650	398.2	520.500	36.2	684.6	0.251	(0.439)	(0.435)	(1.02)	191	0.150	0.131
No. 34	No. 32に対して87%の軸力ダウン	900*900	9	60*6	500	(4)	SM490	3.660	398.2	520.500	36.2	684.6	0.252	(0.439)	(0.435)	(1.02)	102	0.080	0.070
T6	No. 22に対して52%細長比パラメータを大きくしたタイプ	900*900	9	60*6	500	(4)	SM490	3.740	398.2	520.500	36.2	1,000	0.372	(0.444)	(0.440)	(1.01)	183	0.144	0.123
No. 36	H8年道示準拠型、コーナープレートによる補強	900*900	13	82*10	900	4	SM490	3.710	620.8	797.400	35.8	684.6	0.256	0.383	0.517	0.525	244	0.123	0.106

表-3.1.6 実験結果一覧（基本断面）

矩形断面供試体		P_{vN} (tf)	P_{vM} (tf)	P_u (tf)	P_u P_{vM}	δ_{vTN} (mm)	δ_{vTM} (mm)	δ_{vEN} (mm)	δ_{vEM} (mm)	δ_u (mm)	$\delta_{\sigma T}$ (mm)	$\delta_{\sigma S}$ (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_{\sigma T}}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_{\sigma S}}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{vEN}}$
No. 2	基本	85.3	106	156	1.47	11.1	13.8	16.0	19.9	38	41	43	64	2.4	2.6	2.7	4.0
No. 18	基本 軸力増	75.8	97.7	130	1.33	10.0	12.9	12.6	16.2	28	36	38	51	2.2	2.9	3.0	4.0
No. 19	基本 片振り	84.8	111	138	1.24	11.2	14.7	14.2	18.6	42	49	51	66	3.0	3.5	3.6	4.6
No. 20	基本	83.7	114	140	1.23	11.1	15.1	14.0	19.0	37	42	45	55	2.6	3.0	3.2	3.9
T1	H2以前の設計を対象	58.1	74.7	98.6	1.32	24.0	30.8	31.0	39.7	68	74	76	103	76	103	2.2	2.4
M8	S30.40年代の鋼製橋脚対象	88.2	101	111	1.10	11.2	12.8	17.3	19.8	33	34	35	37	1.9	2.0	2.0	2.2
M14	S48年度降の道示対象	106	128	143	1.12	11.2	15.1	17.6	21.2	36	43	47	52	2.0	2.5	2.7	3.0
H1	既存橋脚対象 片振り	49.4	56.5	64.6	1.14	46.1	54.3	46.1	54.5	101	104	109	162	2.2	2.3	2.4	3.5
H2	既存橋脚対象 両振り	49.4	56.5	67.8	1.20	46.1	54.3	46.1	59.3	92	98	102	157	2.0	2.1	2.2	3.4
KD-1	No. 20と同一レベルのパラメータ	88.7	108	152	1.41	10.5	—	13.0	15.9	41	48	49	65	3.1	3.7	3.8	5.0
B1	既設・新設対象	90.6	125	157	1.26	11.2	15.5	14.7	20.2	45	51	54	75	3.1	3.5	3.7	5.1
No. 13	中詰めコンクリート(450mm)	84.7	103	151	1.47	11.2	13.6	13.4	16.2	56	60	67	88	4.2	4.5	5.0	6.6
No. 17	中詰めコンクリート、付着切り(450mm)	84.8	112	157	1.40	11.2	14.9	12.5	16.5	47	57	60	78	3.8	4.6	4.8	6.2

表-3.1.7 実験結果一覧（幅厚比制限）

矩形断面供試体		P_{yH} (tf)	P_{yM} (tf)	P_u (tf)	P_u P_{yM}	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{97}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEN}}$
H4	H1~H3の改良行方	63.3	76.9	102	1.33	31.7	38.5	31.7	37.4	131	-	-	-	4.14	-	-	-
H5	復旧仕様確認 単調載荷	51.7	62.7	79.9	1.27	46.6	56.5	46.6	57.2	193	218	235	≥ 404	4.13	4.68	5.03	≥ 8.68
H6	復旧仕様確認 両振り n=1	51.7	62.7	87.9	1.40	46.6	56.5	46.6	58.1	186	204	212	316	3.99	4.37	4.55	6.78
H7	復旧仕様確認 両振り n=3	51.7	62.7	84.4	1.35	46.6	56.5	46.6	58.7	154	187	195	259	3.31	4.01	4.19	5.55
H8	阪神公団設計基準確認	51.7	62.7	77.1	1.23	46.6	56.5	46.6	57.8	127	140	170	≥ 254	2.73	3.01	3.64	≥ 5.46
KD-2	KD-1を $\gamma 1/\gamma 1^*=3$ に変更	101	125	183	1.46	10.7	-	15.7	19.4	55.7	73.6	76.4	107	3.54	4.68	4.86	6.81
KD-3	KD-2をコンパクト化	80.3	94.1	137	1.46	12.8	-	18.8	22.0	58.4	79.9	82.5	114	3.11	4.25	4.38	6.05
KD-4	KD-3を更にコンパクト化、極厚化	86.8	112	161	1.44	16.6	-	25.4	32.7	>177	>177	>177	>177	>7.02	>7.02	>7.02	>7.02
KD-5	KD-3の軸力増	75.7	86.5	127	1.47	12.0	-	15.8	18.1	64.3	70.8	75.2	96.0	4.06	4.48	4.75	6.06
KD-6	KD-3の細長比大	43.1	55.3	79.4	1.44	16.0	-	22.1	28.4	84.9	104	106	130	3.84	4.72	4.81	5.88
KD-9	KD-6の鋼種変更	61.9	89.5	109	1.21	22.9	-	29.8	43.0	73.0	83.9	88.4	98.0	2.45	2.82	2.97	3.29
KD-10	補剛材細長比制限	83.9	85.4	143	1.67	13.1	-	18.6	18.9	83.9	98.6	102	132	4.52	5.31	5.48	7.10
KD-7.1	ハイブリット比較用	36.3	44.2	69.4	1.57	18.7	-	21.1	18.7	113	127	128	174	5.38	6.03	6.08	8.28
KD-7.3	ハイブリット比較用(n=3)	41.4	55.2	72.2	1.31	27.4	-	26.6	35.4	90.0	100	107	126	3.38	3.77	4.03	4.74
M20	$R_F/R_F=1$	104.7	120.6	184.5	1.53	11.2	12.9	14.4	16.6	65	79	81	113	4.5	5.4	5.6	7.8
M21	M20の R_F を変更	97.8	113	169	1.50	11.2	13.0	13.9	16.1	58	66	68	96	4.1	4.8	4.9	6.9
M22	M20の R_F を変更	115	133	210	1.58	11.2	13.0	15.5	17.9	84	94	98	125	5.4	6.1	6.3	8.1

表-3.1.8 実験結果一覧（縦リブ・横リブ補強）

矩形断面供試体		P_{yN} (tf)	P_{yM} (tf)	P_u (tf)	P_u P_{yM}	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{97}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEN}}$
No. 3	縦リブ追加	104	124	197	1.59	11.4	13.7	17.2	20.6	54	65	69	101	3.1	3.8	4.0	5.9
M4	縦リブ剛度向上	118	126	167	1.33	11.2	12.0	14.3	15.3	40	60	65	90	2.8	4.2	4.5	6.3
M10	縦リブ断面にフランジ取り付け	88.2 (99.3)	102 (115)	118	1.15	11.2 (11.5)	13.0 (13.2)	16.7 (18.8)	19.4 (21.7)	33	40	43	51 (39)	1.9 (1.7)	2.4 (2.1)	2.6 (2.3)	3.1 (2.1)
M11	横リブ・縦リブ補強	88.2 (99.3)	101 (113)	126	1.25	11.2 (11.5)	12.8 (13.1)	15.7 (17.7)	18 (20.2)	44	48	58	72 (63)	2.8 (2.5)	3.1 (2.7)	3.7 (3.3)	4.6 (3.5)
M16	縦リブ・コーナ補強	88.2 (132)	98.5 (147)	163	1.66	11.2 (11.7)	12.5 (13.0)	12.8 (19.1)	14.3 (21.3)	36	38	39	- (45)	2.8 (1.9)	3.0 (2.0)	3.0 (2.0)	- (2.4)
M17	M10の剛性を向上	85.6 (97.3)	85.7 (99.5)	143	1.67	11.5 (11.5)	11.5 (11.8)	15.4 (17.5)	15.4 (17.6)	65	74	78	110 (103)	4.2 (3.7)	4.8 (4.2)	5.0 (4.4)	7.1 (5.9)
M18	横リブ補強（内側）	85.6	98.6	131	1.33	11.2	12.9	15.4	17.8	57	67	69	85	3.7	4.3	4.5	5.5
B5	閉断面縦リブ補強	91.3	130	189	1.45	11.2	16.0	13.2	18.7	55	65	68	101	4.2	5.0	5.2	7.7
B6	マルチセル構造（シェアウォール）	68.4	81.3	175	2.15	8.2	9.7	7.0	8.3	60	77	82	167	8.5	10.9	11.6	23.8
M1	横リブ補強（外側）	88.2	96.5	133	1.37	11.2	12.3	12.7	13.9	27	32	33	61	2.1	2.5	2.6	4.8
M2	M1の剛性を向上	91.8	16.3	138	1.30	11.2	13.0	14.0	16.2	29	33	37	71	2.1	2.4	2.6	5.1

注1) M1、M2、M11の()内は補強横リブを考慮しない場合を示す。

注2) M4の()内はコーナー部を示す。

注3) 縦リブ寸法内での+後の表示は補強フランジ断面を示す。

注4) M10、M11、M16、M17の()内は縦リブ補強フランジおよび角補強を考慮した場合を示す。

表-3.1.9 実験結果一覧（角補強／ボルト接合）

矩形断面供試体		P_{yk} (tf)	P_{yk} (tf)	P_u (tf)	$\frac{P_u}{P_{yk}}$	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_u (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_{yk}}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_{yk}}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yk}}$	
No. 12	S47, 55年道示準拠型、 Δ 角材による補強	84.8 (106.2)	103 (128)	150	1.77 -1.41	1.46 (1.17)	11.2 (11.5)	13.6 (13.9)	12.5 (15.7)	15.1 (18.9)	43	53	56	82 (69)	3.4 (2.7)	4.2 (3.4)	4.5 (3.6)	6.6 (4.4)
No. 5	Δ 角材をNo. 12より大きくしたタイプ	85.3 (128.4)	103 (154)	175	2.05 -1.36	1.70 (1.13)	11.1 (11.6)	13.4 (13.9)	11.4 (17.1)	13.8 (20.5)	49	62	64	97 (69)	4.3 (2.9)	5.4 (3.6)	5.6 (3.7)	8.5 (4.0)
No. 11	S47, 55年道示準拠型、 $\square$ 角材による補強	84.8 (105.9)	103 (128)	153	1.80 -1.44	1.49 (1.20)	11.2 (11.5)	13.6 (13.9)	12.7 (16.0)	15.4 (19.3)	60	72	77	107 (91)	4.7 (3.8)	5.7 (4.5)	6.1 (4.8)	8.4 (5.7)
No. 33	No. 11に対して20%の軸力アップ	81.9 (103)	99.0 (124)	148	1.81 -1.44	1.49 (1.20)	10.8 (11.2)	13.1 (13.5)	13.2 (16.7)	16.0 (20.1)	54	65	65	92 (77)	4.1 (3.2)	4.9 (3.9)	4.9 (3.9)	7.0 (5.5)
B8	No. 11に塗装を施したタイプ	84.8 (105)	100 (123)	135	1.59 -1.29	1.35 (1.10)	11.2 (11.5)	13.2 (13.5)	14.4 (17.9)	17.0 (21.0)	56	68	68	90 (70)	3.9 (3.1)	4.7 (3.8)	4.7 (3.8)	6.2 (5.0)
B7	No. 11と同等の $\square$ 角材 取付けボルトを交換	84.8 (105)	100 (123)	137	1.62 -1.30	1.37 (1.11)	11.2 (11.5)	13.2 (13.5)	14.0 (17.4)	16.5 (20.4)	47	52	53	88 (64)	3.4 (2.7)	3.7 (3.0)	3.8 (3.0)	6.3 (5.1)
No. 14	コンクリート充填高さを車両衝突時の変形防止用高さに設定、No. 11に対して20%の軸力アップ	75.8 (96.7)	93.6 (118)	154	2.03 -1.59	1.65 (1.30)	10.0 (10.5)	12.4 (12.9)	11.5 (14.7)	14.2 (17.9)	54	73	77	103 (94)	4.7 (3.7)	6.3 (5.0)	6.7 (5.2)	9.0 (6.4)
T2	No. 11に対して52%細長比 β パラメータを大きくしたタイプ	58.1 (72.3)	76.6 (94.8)	107	1.84 -1.48	1.40 (1.13)	24.0 (24.6)	31.6 (32.3)	27.0 (33.6)	35.6 (44.1)	85	102	107	144 (2.5)	3.1 (2.5)	3.8 (3.0)	4.0 (3.2)	5.3 (4.3)
No. 25	No. 11に外側補強板を取付けたタイプ	84.8 (171)	112 (221)	193	2.28 -1.13	1.73 (0.87)	11.2 (13.6)	14.8 (17.6)	10.7 (21.6)	14.1 (27.9)	76	83	85	119 (-)	7.1 (3.5)	7.8 (3.8)	7.9 (3.9)	11.1 (-)
K3	No. 11より $\square$ 角材を小さくしたタイプ	84.8 (97.5)	108 (124)	151	1.78 -1.55	1.40 (1.22)	11.2 (11.4)	14.3 (14.5)	13.3 (15.6)	16.9 (19.8)	47	56	57	84 (73)	3.5 (3.0)	4.2 (3.6)	5.1 (3.7)	6.3 (5.4)
K4	K3に外側補強板を取付けたタイプ	84.8 (123)	102 (147)	165	1.95 -1.34	1.62 (1.12)	11.2 (11.7)	13.5 (14.0)	12.4 (18.0)	14.9 (21.5)	60	66	69	113 (83)	4.8 (3.3)	5.3 (3.7)	6.1 (3.8)	9.1 (6.3)
No. 28	S47年道示以前の低剛性タイプ、 $\square$ 角材による補強	87.4 (108.5)	106 (131)	153	1.75 -1.41	1.44 (1.17)	11.1 (11.5)	13.5 (13.8)	13.3 (16.5)	16.2 (19.9)	44	55	57	78 (91)	3.3 (2.7)	4.1 (3.3)	4.3 (3.5)	5.9 (5.5)

注) ()内は、補強材の断面等を考慮した場合を示す。

表-3.1.10 実験結果一覧（角補強／溶接接合）

矩形断面供試体		P_{yH} (tf)	P_{yM} (tf)	P_U (tf)	$\frac{P_U}{P_{yM}}$	δ_{yTM} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_u (mm)	δ_{yt} (mm)	δ_{ys} (mm)	δ_{yo} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEM}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEM}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEM}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEM}}$
No. 10	S47, 55年道示準拠型、コーナープレートによる補強	96.9	123	155	1.60	1.26	11.4	14.5	15.1	19.1	46	67	72	90	3.0	4.4	4.8	6.0
No. 22	No. 10よりコーナープレート厚を増加させたタイプ	103	129	173	1.68	1.34	11.5	14.4	14.7	18.4	58	78	83	106	3.9	5.3	5.6	7.2
No. 23	No. 22に対して60%の軸力アップ	93.8	120	162	1.73	1.35	10.5	13.4	14.3	18.3	44	57	63	86	3.1	4.0	4.4	6.0
No. 24	No. 22に対して載荷方法を変化n=3	103	133	172	1.67	1.29	11.5	14.9	15.6	20.1	61	67	69	83	3.9	4.3	4.4	5.3
No. 4	No. 10に外側補強板を取付けたタイプ	120	145	219	1.82	1.51	11.5	13.9	24.3	29.2	58	90	78	102	2.4	3.7	3.2	4.2
No. 32	縦リブ位置を変え、H8年道示の占有幅を満足しないタイプ	91.9	107	153	1.66	1.43	11.2	13.1	15.1	17.6	45	55	63	92	3.0	3.6	4.2	6.1
No. 34	No. 32に対して87%の軸力ダウン	99.5	115	158	1.59	1.37	12.2	14.1	16.2	18.7	48	71	75	103	3.0	4.4	4.6	6.4
T6	No. 22に対して52%総長比パラメータを大きくしたタイプ	63.4	75.9	109	1.72	1.44	24.2	28.9	30.2	36.2	93	107	79	147	3.1	3.5	2.6	4.9
No. 36	H8年道示準拠型、コーナープレートによる補強	145	172	246	1.69	1.43	11.6	13.7	14.7	17.4	104	115	120	148	7.1	7.8	8.2	10.1

3.2 円形断面

3.2.1 供試体

表-3.2.1～表-3.2.4 に各供試体の諸元を一覧表にして示す。なお、同表に用いた σ_y は、各使用鋼材の材料引張試験で得られた下降伏点応力である。

3.2.2 実験結果

各供試体の実験結果の一覧を表-3.2.5～表-3.2.8 に示す。なお、 δ_m 、 δ_{yEN} 等の定義については、矩形断面と同一である。

表-3.2.1 供試体諸元一覧（基本断面）

円形断面供試体		外径寸法 2R (mm)	板厚 t (mm)	横リブ間隔 a (mm)	鋼種	鋼材下降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	径厚比 R/t	径厚比パラメータ R _t	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}
No. 6	基本	900	16	—	SM490	3,510	444.3	434,200	31.3	680.6	0.283	28.1	0.076	213	0.150
T-7	No. 6の細長比大	900	16	—	SM490	3,550	444.3	434,200	31.3	1000	0.419	28.1	0.077	185	0.130
No. 8	基本	900	9	900	SS400	2,960	251.9	250,000	31.5	680.6	0.258	50.0	0.115	90.7	0.150
No. 29	基本 No. 8軸力増	900	9	900	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	158	0.261
KC-1	コナリ外断面	600	20	—	SS400	2,816	339.7	143,695	20.6	660.6	0.374	16.1	0.035	90.7	0.111
KC-2.1	基本	850	13	—	SM490Y	4,392	341.8	299,422	29.6	660.6	0.325	32.7	0.091	219	0.178
KC-2.3	KC-2.1の鋼種変更 n=3	850	13	—	SM490	3,734	341.8	299,422	29.6	660.6	0.300	32.7	0.081	219	0.200
KC-3	KC-2.1、KC-2.3の鋼種変更	850	13	—	SM570	6,234	341.8	299,422	29.6	660.6	0.387	32.7	0.117	236	0.150
M24	基本	875	7	900	SS400	3,128	190.9	179,782	30.7	684.6	0.270	62.5	0.153	68.7	0.150

表-3.2.2 供試体諸元一覧（隙間あけ鋼板巻立て）

円形断面供試体		外径寸法 2R (mm)	板厚 t (mm)	横リブ間隔 a (mm)	鋼種	鋼材下降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	径厚比 R/t	径厚比パラメータ R _t	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}
No. 7	No. 6巻立て隙間10mm	900	16	—	SM490	3,540	444.3	434,200	31.3	680.6	0.285	28.1	0.077	213	0.150
No. 9	No. 8巻立て隙間10mm	900	9	900	SS400	2,850	251.9	250,000	31.5	680.6	0.253	50.0	0.111	90.7	0.150
No. 15	No. 8巻立て隙間5mm	900	9	900	SS400	3,130	251.9	250,000	31.5	684.6	0.267	50.0	0.122	90.7	0.150
No. 31	No. 29巻立て隙間5mm(No. 15軸力増)	900	9	900	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	158	0.261

$$R_t = \left(\frac{(R - t/2)}{t} \right) \frac{\sigma_{yk}}{E} \sqrt{3(1 - \mu^2)}$$

R:円形断面の中心から板厚外縁までの半径

t:板厚

 σ_{yk} :鋼材下降伏点E:ヤング係数 (2.1×10⁶kgf/cm²) μ :ポアソン比

表-3.2.3 供試体諸元一覧（縦リブ補強断面）

円形断面供試体		外径寸法 2R (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ間隔 a (mm)	鋼種	鋼材下降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	径厚比 R/t	径厚比パラメータ R_t	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}
H9	再構築のための確認実験	800	12	727	SM490Y	4.062	370.0	275.500	27.3	1,200	0.620	33.3	0.090	76.0	0.057
M19	縦リブ(平リブ)補強	900	9	900	SS400	2825	251.9 (296.7)	250.023 (287.038)	31.5 (31.1)	684.6	0.254 (0.257)	50.0	0.110	90.7	0.150 (0.127)
B2	縦リブ(平リブ)補強(連続)	900	9	900	SS400	2,907	251.9	250.023	31.5	684.6	0.257	50.0	0.113	90.7	0.150
B4	縦リブ(T型リブ)補強(連続)	900	9	900	SS400	2,897	324.8	304.231	30.6	684.6	0.264	50.0	0.113	117	0.150
M23	縦リブ(平リブ)補強	900	9	900	SS400	3,244	251.9 (280.7)	250.023 (275.267)	31.5 (31.3)	684.6	0.272 (0.273)	50.0	0.126	90.7	0.150 (0.135)
M25	縦リブ(平リブ)補強	875	7	900	SS400	3,128	190.9	179.782	30.7	684.6	0.270	62.5	0.153	68.7	0.150
M26	縦リブ(平リブ)補強	900	11	900	SS400	2,780	307.2	303.546	31.4	684.6	0.250	40.9	0.088	111	0.150

注1) H9は補強リブを考慮した場合を示す。

注2) M19、M23の()内は、補強縦リブを考慮した場合を示す。

表-3.2.4 供試体諸元一覧（二重鋼管）

円形断面供試体		外径寸法 2R (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ間隔 a (mm)	鋼種	鋼材下降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比パラメータ λ	径厚比 R/t	径厚比パラメータ R_t	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}
M7	二重鋼管構造 (巻立て間隔4.5mm)	900	9 (16)	900	SS400	2,950 (2,721)	251.9	250.023	31.5	684.6	0.259	50.0 (28.1)	0.115 (0.059)	90.7	0.150
B3	二重鋼管構造 (巻立て間隔144mm)	900	6 (18)	-	SS400	3,200	497.6	307.844	24.9	684.6	0.342	75.0	0.197	179	0.150

注1) M7の供試体は断面変化を有し、上部の断面が先に降伏するため、上部の断面にて評価した。断面変化位置は、基部より450mm。また、()内は、下部の断面を示す。

注2) B3の()内は内管を示す。

表-3.2.5 実験結果一覧（基本断面）

円形断面供試体		P_{yN} (tf)	P_{yM} (tf)	P_u (tf)	P_{LM} P_{yM}	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{ST} (mm)	δ_{SE} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{ST}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{SE}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEN}}$
No. 6	基本	77.1	85.9	157	1.83	11.1	12.4	14.2	15.8	51	72	78	120	3.6	5.1	5.5	8.5
T-7	No. 6の細長比大	53.7	60.5	96.0	1.59	24.5	27.6	27.3	30.7	107	137	146		3.9	5.0	5.3	
No. 8	基本	33.3	42.4	60.7	1.43	8.30	10.6	10.1	12.9	26	32	35	50	2.6	3.2	3.5	5.0
No. 29	基本 No. 8軸力増	28.8	40.9	53.7	1.31	7.30	10.4	8.5	12.1	24	28	29	37	2.8	3.3	3.4	4.4
KC-1	コナ ^o 外断面	33.3	37.0	67.1	1.81	12.3	—	17.4	19.3	102	174	180	>198	5.9	10.0	10.4	>11.4
KC-2 1	基本	63.1	80.0	100	1.25	12.1	—	15.7	19.9	44	49	52	62	2.8	3.1	3.3	4.0
KC-2 3	KC-2 1の鋼種変更 n=3	54.6	66.0	95.4	1.45	10.4	—	15.2	18.4	44	50	53	63	2.9	3.3	3.5	4.2
KC-3	KC-2 1、KC-2 3の鋼種変更	83.4	118	148	1.25	15.9	—	24.1	34.2	52	61	66	78	2.2	2.5	2.7	3.2
M24	基本	24.5	33.2	42.0	1.26	8.67	11.8	9.9	13.5	25	27	29	45	2.5	2.7	2.9	4.5

表-3.2.6 実験結果一覧（隙間あけ鋼板巻立て）

円形断面供試体		P_{yN} (tf)	P_{yM} (tf)	P_u (tf)	P_{LM} P_{yM}	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{ST} (mm)	δ_{SE} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{ST}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_{SE}}{\delta_{yEN}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yEN}}$
No. 7	No. 6巻立て隙間10mm	77.1	86.8	161	1.86	11.1	12.5	15.5	17.4	59	82	98	159	3.8	5.3	6.3	10.3
No. 9	No. 8巻立て隙間10mm	33.3	40.7	61.4	1.51	8.3	10.2	10.7	13.1	26	33	35	69	2.4	3.1	3.3	6.4
No. 15	No. 8巻立て隙間5mm	33.1	45.0	66.1	1.47	8.4	11.4	10.2	13.9	36	44	48	75	3.5	4.3	4.7	7.4
No. 31	No. 29巻立て隙間5mm (No. 15軸力増)	28.8	40.9	55.3	1.35	7.3	10.4	8.5	12.1	34	38	40	53	4.0	4.5	4.7	6.2

表-3.2.7 実験結果一覧（縦リブ補強）

円形断面供試体		P_{VN} (tf)	P_{VM} (tf)	P_U (tf)	$\frac{P_U}{P_{VM}}$	δ_{vTN} (mm)	δ_{vTM} (mm)	δ_{vEN} (mm)	δ_{vEM} (mm)	δ_m (mm)	$\delta_{\sigma T}$ (mm)	$\delta_{\sigma S}$ (mm)	δ_U (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_{\sigma T}}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_{\sigma S}}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_U}{\delta_{vEN}}$
H9	再構築のための確認実験	39.0	44.3	66.7	1.51	48.5	55.1	48.5	59.0	230	266	286	≥ 425	474	549	5.9	≥ 8.8
M19	縦リブ(平リブ)補強	33.1	40	79.3	1.98	8.4	10.2	8.6	10.4	51	57	61	112	5.9	6.6	7.1	13
		(39.0)	(46.9)		(1.69)	(8.6)	(10.3)	(10.2)	(12.2)	(8.6)			(104)	(5.0)	(5.5)	(6.0)	(10)
B2	縦リブ(平リブ)補強(断続)	33.1	41.3	71.0	1.72	8.4	10.5	9.4	11.7	39	46	49	146	4.1	4.9	5.3	9.4
B4	縦リブ(T型リブ)補強(連続)	40.3	50.1	72.5	1.45	8.4	10.5	11.0	13.7	38	53	56	77	3.4	4.9	5.1	7.0
M23	縦リブ(平リブ)補強	33.1	46.8	75.1	1.60	8.4	11.9	9.6	13.6	42	47	52	91	4.4	4.9	5.4	9.5
		(37.1)	(52.2)		(1.44)	(8.6)	(12.1)	(10.8)	(15.2)				(85)	(3.9)	(4.3)	(4.8)	(7.9)
M25	縦リブ(平リブ)補強	24.5	33.2	61.2	1.84	8.7	11.8	8.6	11.6	39	48	52	96	4.5	5.6	6.1	11
M26	縦リブ(平リブ)補強	40.2	47.7	93.6	1.96	8.4	10.0	9.4	11.1	57	71	73	117	6.1	7.6	7.8	13

注1) H9は補強リブを考慮した場合を示す。

注2) M19、M23の()内は、補強縦リブを考慮した場合を示す。

表-3.2.8 実験結果一覧（二重鋼管）

円形断面供試体		P_{VN} (tf)	P_{VM} (tf)	P_U (tf)	$\frac{P_U}{P_{VM}}$	δ_{vTN} (mm)	δ_{vTM} (mm)	δ_{vEN} (mm)	δ_{vEM} (mm)	δ_m (mm)	$\delta_{\sigma T}$ (mm)	$\delta_{\sigma S}$ (mm)	δ_U (mm)	$\frac{\delta_m}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_{\sigma T}}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_{\sigma S}}{\delta_{vEN}}$	$\frac{\delta_U}{\delta_{vEN}}$
M7	二重鋼管構造(巻立て隙間4.5mm)	38.1	48.4	110	2.28	6.4	8.1	7.5	9.5	32	36	38	77	4.3	4.8	5.1	10.3
B3	二重鋼管構造(巻立て隙間144mm)	40.8	56.8	79.4	1.40	8.4	11.7	10.4	14.5	35	106	113	146	3.4	10.2	10.9	14.0

注1) M7の供試体は断面変化を有し、上部の断面が先に降伏するため、上部の断面にて評価した。断面変化位置は、基部より450mm。

3.3 コンクリートを充填した構造

3.3.1 供試体

表-3.3.1 に各供試体の諸元を一覧表にして示す。なお、同表に用いた σ_y は、各使用鋼材の材料引張試験で得られた下降伏点応力である。

3.3.2 実験結果

各供試体の実験結果の一覧を表-3.3.2 に示す。なお、 δ_m 、 δ_{yEN} 等の定義については、矩形断面と同一である。

表-3.3.1 コンクリート充填供試体諸元一覧

矩形断面供試体		外径寸法 b×b (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	本数	鋼種	鋼材降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比ベラータ λ	径厚比ベラータ R/t	径厚比ベラータ R_p	リブ間隔 γ_1/γ_2	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}	軸力比 N/N _{yk}
M5	M8にコンクリート充填したもの	900×900	10	65×6	900	3	SM490	3,580	387.2	499,500	35.9	684.6	0.251	0.651	0.846	0.549	186	0.150	0.134
M6	昭和55年道示準拠型にコンクリート充填したもの	900×900	10	75×9	900	3	SM490	3,610	410.0	520,000	35.6	684.6	0.254	0.654	0.612	1.160	197	0.150	0.133
No. 26	No. 20にコンクリート充填したもの	900×900	9	80×6	900	4	SM490	4,120	378.4	480,500	35.6	684.6	0.271	0.582	0.608	0.914	182	0.150	0.117
No. 27	M5の軸力増	900×900	10	65×6	900	3	SM490	3,900	387.2	499,500	35.9	684.6	0.261	0.680	0.883	0.549	291	0.235	0.193
No. 35	SM570材使用	750×750	12	75×12	750	3	SM570	5,750	426.2	368,300	29.4	684.6	0.388	0.573	0.572	1.000	294	0.216	0.120
K1	No. 26の基部を三角リブ補強、完全溶込溶接	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,760	378.4	480,500	35.6	617.6	0.233	0.556	0.581	0.914	182	0.150	0.128
K2	No. 26の基部を三角リブ補強、角部内側を手溶接	900×900	9	80×6	900	4	SM490	3,760	378.4	480,500	35.6	617.6	0.233	0.556	0.581	0.914	182	0.150	0.128
N1	充填部 γ_1 を3 γ_2 以上で設計	900×900	10	75×10	450	4	SM490	3,710	446.0	558,300	35.4	684.6	0.259	0.497	0.274	3.477	214	0.150	0.129
N2	N1と同等ベラータ、横リブ間隔および縦リブ寸法変化	900×900	10	100×13	700	4	SM490	3,710	512.0	615,700	34.7	684.6	0.264	0.497	0.265	3.621	246	0.150	0.130
N3	中空鋼断面部はN1とほぼ同等ベラータ、 充填部 γ_1 を1 γ_2 以下で設計	900×900	10	75×10	470	4	SM490	3,610	446.0	558,300	35.4	684.6	0.255	0.491	0.481 (0.282)	1.044 (3.175)	214	0.150	0.133
N4	S47, 55年道示準拠型、車両衝突防止用コンクリート充填	900×900	9	56×9	1030	3	SM490	3,670	361.1	463,400	35.8	684.6	0.254	0.733	0.972	0.524	173	0.150	0.131
N5	N4の中空鋼断面部を縦リブ補強	900×900	9	56×9 (95×14)	1030	3	SM490	3,670	361.1	463,400 (519,200)	35.8 (34.9)	684.6	0.254	0.733	0.972 (0.428)	0.524 (3.094)	173	0.150	0.131

円形断面供試体		外形寸法 b×b (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	本数	鋼種	鋼材降伏点 σ_{yk} (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面2次半径 r (cm)	有効長 l(=2h) (cm)	細長比ベラータ λ	径厚比 R/t	径厚比 ベラータ R _t	軸力 N (tf)	軸力比 N/N _{yk}	軸力比 N/N _{yk}
No. 16	No. 8にコンクリート充填したもの	900	9	-	900	-	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	90.7	0.150	0.114
No. 30	No. 29にコンクリート充填したもの	900	9	-	900	-	SS400	3,150	251.9	250,000	31.5	684.6	0.268	50.0	0.123	158	0.261	0.199

注1) N1からN5供試体は、コンクリートを部分充填したタイプである。

注2) ()内は、中空鋼断面部のベラータが異なる供試体のみそのベラータを示す。

表-3.3.2 コンクリート充填供試体実験結果一覧

矩形断面		P_{yk} (tf)	P_{yk} (tf)	P_u (tf)	$\frac{P_u}{P_{yk}}$	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_u (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_{yk}}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_{yk}}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yk}}$
M5	M8にコンクリート充填したもの	88.2	101	201	2.00	11.2	12.8	8.8	10.0	75	91	105	146	8.5	10.4	12.0	16.6
M6	昭和55年道示準拠型にコンクリート充填したもの	91.8	106	194	1.84	11.2	12.9	9.6	11.0	90	113	121	165	9.4	11.8	12.7	17.3
No.26	No.20にコンクリート充填したもの	84.8	114	192	1.69	11.2	15.0	10.7	14.4	76	101	105	161	7.1	9.4	9.8	15.1
No.27	M5の耐力増	79.4	102	213	2.09	10.1	13.0	8.04	10.3	69	75	86	171	8.6	9.3	10.7	21.3
No.35	SM570材使用	112	145	213	1.47	19.4	25.1	24.0	31.1	133	-	-	-	5.5	-	-	-
K1	No.26の基部を三角リブ補強、完全溶込溶接	94.0	113	219	1.93	9.1	11.0	10.4	12.6	72	86	93	153	6.9	8.2	8.9	14.6
K2	No.26の基部を三角リブ補強、角部内側を手溶接	94.0	113	225	1.98	9.1	11.0	11.8	14.2	85	94	101	176	7.2	8.0	8.6	15.0
N1	充填部 γ_1 を3 γ_1 以上で設計	98.6	117	229	1.96	11.2	13.4	11.2	13.3	89	95	100	128	7.9	8.5	8.9	11.4
N2	N1と同等 γ_1 、横 γ_2 間隔および縦 γ_3 寸法変化	108.7	129	246	1.91	11.2	13.3	11.8	14.0	86	98	105	-	7.3	8.3	8.9	-
N3	中空鋼断面部はN1とほぼ同等 γ_1 、 充填部 γ_1 を1 γ_1 以下で設計	98.6	113	213	1.88	11.2	12.9	9.5	10.9	105	116	121	159	11.0	12.2	12.8	16.8
N4	S47,55年道示準拠型、車両衝突防止用コンクリート充填	81.9	96	160	1.67	11.2	13.2	9.6	11.3	45	49	50	72	4.7	5.1	5.2	7.5
N5	N4の中空鋼断面部を縦リブ補強	81.9	96	173	1.80	11.2	13.2	9.9	11.6	64	76	83	149	6.4	7.6	8.4	15.1

円形断面供試体		P_{yk} (tf)	P_{yk} (tf)	P_u (tf)	$\frac{P_u}{P_{yk}}$	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_u (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_{yk} (mm)	δ_u (mm)	$\frac{\delta_u}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_{yk}}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_{yk}}{\delta_{yk}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{yk}}$
No.16	No.8にコンクリート充填したもの	33.1	45.3	95.1	2.10	8.4	11.5	11.1	15.2	78	119	128	167	7.0	10.7	11.5	15.0
No.30	No.29にコンクリート充填したもの	28.8	40.9	87.9	2.15	7.3	10.4	8.0	11.4	63	97	113	171	7.9	12.1	14.1	21.3

注) N1からN5供試体は、コンクリートを部分充填したタイプである。

4. コンクリートを充填しない鋼製橋脚の 耐力および変形性能

4. コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐力および変形性能

4.1 矩形断面

4.1.1 基本構造および座屈パラメータ制限構造

(1) 軸力比の影響

図-4.1.1 に供試体の寸法・形状は等しく、軸力のみを変化させた No.20 と No.18、KD-3 と KD-5 の包絡線を比較して示す。無次元化した図から、最大耐力については KD-3 と KD-5 はほぼ一致しているが、No.20 と No.18 ではばらつきが大きくなっている。最大耐力以降については、それほど大きな違いは見られない。

(2) 細長比の影響

図-4.1.2(1)に細長比パラメータのみが異なるように計画した KD-3 と KD-6 の包絡線を比較して示す。鋼材の引張試験結果をもとに算定した幅厚比パラメータや軸力比も両者でほぼ等しくなっており、無次元化包絡線ではほとんど同様な挙動を示している。また、図-4.1.2(2)に No.20 と T-1 の包絡線を示すが、無次元化包絡線において細長比パラメータの大きい T-1 の方が最大耐力が大きく、最大耐力における水平変形が小さくなっている。なお、両供試体は細長比パラメータだけでなく、幅厚比パラメータ (R_R および R_F) も異なっている。

(3) 載荷方法の影響

図-4.1.3(1)～(3)に載荷方法が異なる供試体の包絡線を比較して示す。同図から最大耐力までの挙動はほとんど変わらないものの、最大耐力以降については、片振り載荷や単調載荷に比べ両振り載荷の方が強度劣化が大きくなっていることがわかる。また、図-4.1.3(3)では、両振り載荷でも各 δ_y における繰返し回数を1回よりも3回とした方が、最大耐力以降の劣化がさらに著しくなっている。これは既往の研究結果¹²⁾とも一致している。

(4) 中詰めコンクリートの影響

No.13、No.17 は、車両衝突時の変形防止用の中詰めコンクリートを想定し、図-2.1.1(a)に示す角部の両側の補剛板が外側にはらみ出し角溶接部が縦方向に裂けるようなぜい性的な破壊モードを生じさせることを試みたものである。したがって、コンクリートを充填した鋼製橋脚の必要充填高さを満たしていないので、道示V耐震設計編に規定されるコンクリートを充填した鋼製橋脚ではない。実験では、中詰めコンクリート上端の鋼断面部で座屈変形が生じ、期待したようなぜい性的破壊モードが生じるには至らなかった。しかしながら、ぜい性的破壊モードは、コンクリート上端とダイヤフラムとの位置関係、補剛板の座屈変形の形状、角溶接部の溶込み量等にも密接に関係すると考えられることから、本実験結果からだけでは、ぜい性的破壊モードが生じないことを保証できるものではないと考えられる。

なお、図-4.1.4 に No.20 (中詰めコンクリート無) と、同じ諸元で中詰めコンクリートを有する No.13、No.17 の包絡線を示す。No.13、No.17 では中詰めコンクリートにより、耐力、変形性能ともに

No.13 に比べ変形性能が若干低下している。

(5) 座屈パラメータと耐力および変形性能との関係

図-4.1.5(a)～(l)に供試体の種々の座屈パラメータと P_u/P_y との関係を示す。同様に、図-4.1.6(a)～(l)には座屈パラメータと塑性率 δ_m/δ_y 、 δ_u/δ_y (δ_u は最大水平耐力の 95%もしくは 97%まで低下した時点での水平変位) との関係を示す。なお、本研究の供試体において、幅厚比パラメータ R_R は 0.3～0.7 程度の範囲にあり、 R_F は 0.2～0.6 程度の範囲が多く、最大は約 0.85 である。補剛材剛比 γ_1/γ_1^* は 1 あるいは 3 近傍を多数として、0.5～4 程度の範囲にある。また、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は 0.25～0.3 が多く、最大は 0.55 程度、軸力比 N/N_y は 0.08～0.14 が多く、最大 0.2 程度である。図-4.1.5、図-4.1.6 より、幅厚比パラメータが小さくなるほど P_u/P_y ならびに塑性率が大きい傾向があることがわかる。これらの図において比較的相関の認められるものについては、指数形の回帰式を示している。

表-4.1.1 は P_u/P_y および塑性率に影響のある座屈パラメータの組み合わせを検討するため、回帰式の相関係数 R^2 を比較したものである。同表より P_u/P_y に関しては、 $R_R \cdot \bar{\lambda}^{0.5}$ あるいは $(1+N/N_y) \cdot (R_R \cdot \bar{\lambda}^{0.5})$ に対して比較的相関が認められ、相関係数 R^2 は 0.65 となっている。一方、塑性率に関しては、 R_F 、あるいは $R_F \cdot \bar{\lambda}^{0.5}$ 、 $(1+N/N_y) \cdot (R_F \cdot \bar{\lambda}^{0.5})$ 、 $N/N_y \cdot R_F \cdot \bar{\lambda}$ 等に対して比較的相関が認められ、相関係数 R^2 は 0.65～0.73 となっている。

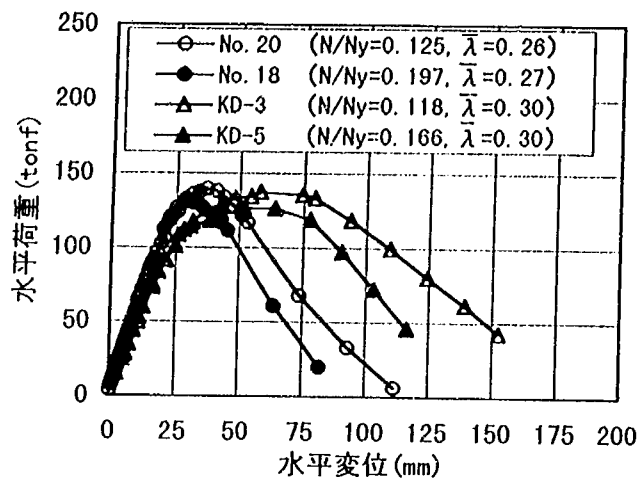
(6) 既設補強の効果

既設橋脚の補強を想定した供試体に関して、補剛板の幅厚比パラメータと塑性率、あるいは P_{max}/P_y ($=P_u/P_y$) との関係¹⁴⁾ を図-4.1.7 に示す。M8、M10、M1 の組み合わせ (シリーズ①) は、低剛性板パネルに対する補剛剛性に着目したもので、昭和 48 年の道示以前の橋脚モデル (M8) を基本とし、それを R_R 一定のまま縦リブ補強したものが M10、横リブ補強したものが M1 である。また、KD-1 ($=D1$)、M17、M18 の組み合わせ (シリーズ②) は、高剛性補剛板における縦横寸法比および補強方法に着目したもので、現状の標準的な橋脚モデル (KD-1) を基本供試体とし、それを R_R 一定のまま縦リブ補強したものが M17、横リブ増設したものが M18 である。

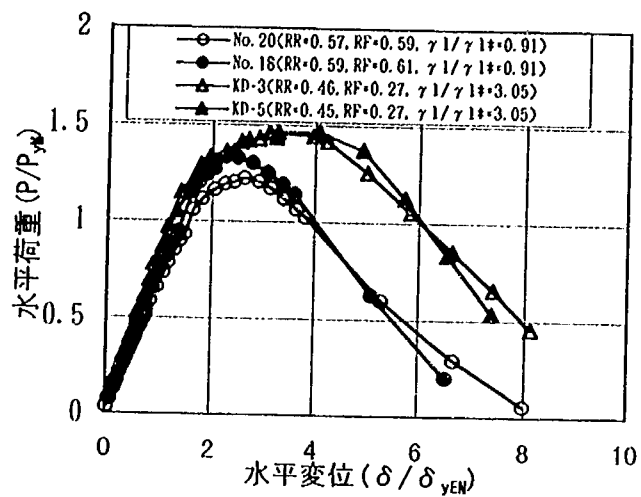
縦リブ補強した場合、断面剛性が上がることにより、いずれのシリーズにおいても耐力が上昇しているが、横リブ補強した場合にはシリーズ①では耐力が大きく上昇しているのに対して、シリーズ②では若干低下している。塑性率については、シリーズ①と②とで補強効果に差異が見られ、シリーズ②の方が縦リブ補強、横リブ補強ともに効果が大きくなっている。これは、シリーズ①の供試体では R_R がかなり大きいため、補剛材間板パネルの座屈に変形性能が支配され、 R_F を小さくした効果が現われにくいと考えられる。縦リブ補強と横リブ増設の効果を比較した場合、シリーズ①とシリーズ②とで両工法の補強効果が異なる傾向を示し、シリーズ①では横リブ補強、シリーズ②では縦リブ補強に、より大きな補強効果が認められる。

(7) まとめ

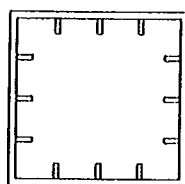
- ① 矩形断面鋼製橋脚の変形性能に影響する可能性のあるパラメータとして、軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータ、補剛材剛比等があげられる。
- ② 載荷方法に関しては、両振り載荷、片振り載荷、単調載荷ともに最大耐力までの挙動はほとんど変わらないものの、最大耐力以降については、片振り載荷や単調載荷に比べ両振り載荷の方が強度劣化が大きく、両振り載荷でも繰返し回数を1回よりも3回とした方が、強度劣化が著しい。
- ③ 軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータに関しては、必ずしも明確ではないが、その値が大きいほど塑性率が小さい傾向が見られた。
- ④ 基礎やアンカー部に余裕がある場合の既設橋脚の補強としての、縦リブ補強および横リブ補強については、耐力、変形性能ともに補強効果が認められた。



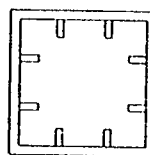
(a) 実測値



(b) 無次元化

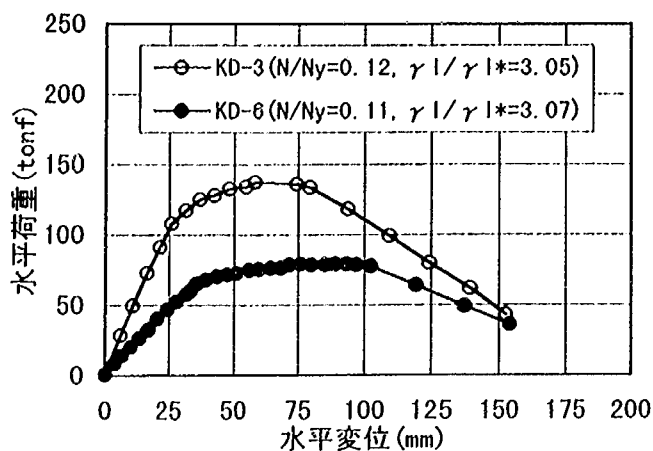


No. 18, No. 20

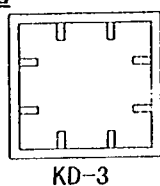


KD-3, KD-5

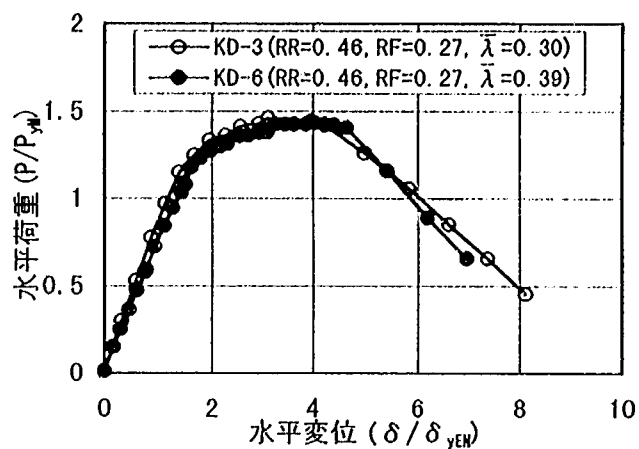
図-4. 1. 1 軸力比の変化による包絡線の比較



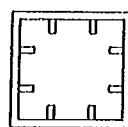
(a) 実測値



KD-3

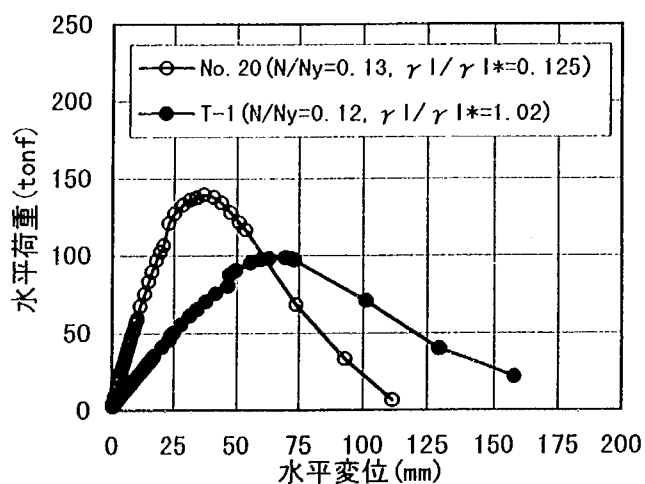


(b) 無次元化

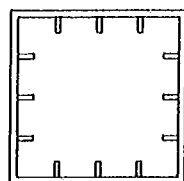


KD-6

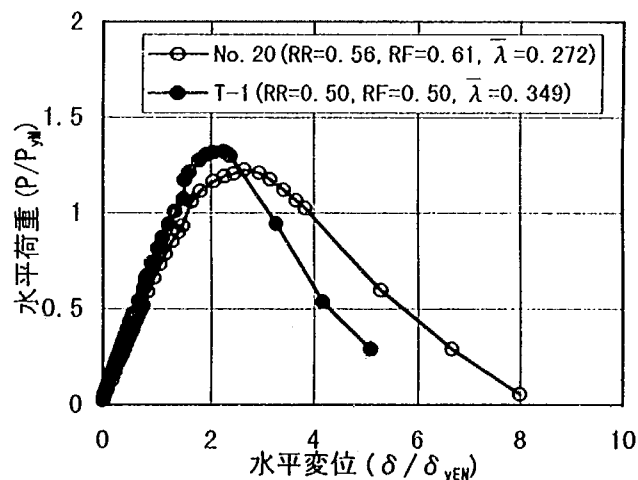
図-4.1.2(1) 細長比の変化による包絡線の比較



(a) 実測値

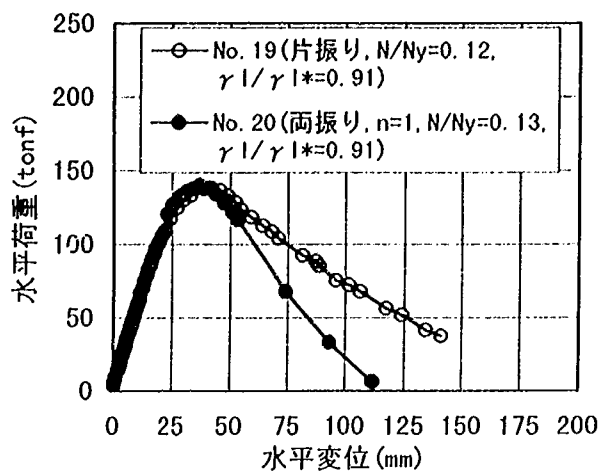


No. 20, T-1

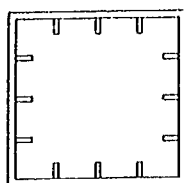


(b) 無次元化

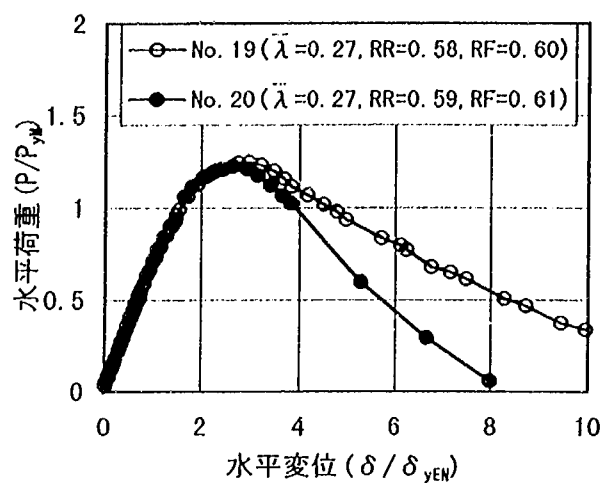
図-4.1.2(2) 細長比の変化による包絡線の比較



(a) 実測値

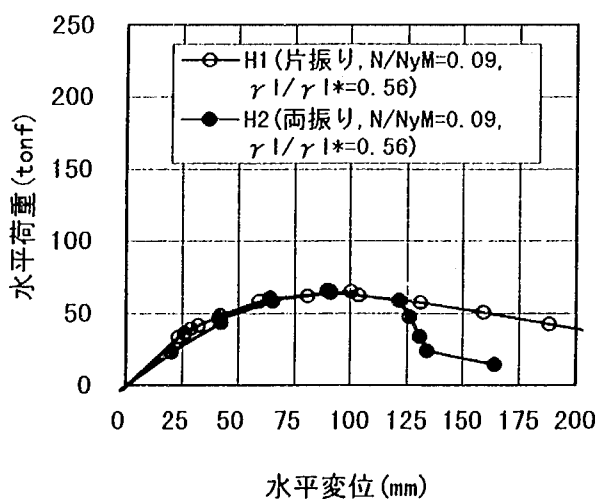


No. 19, No. 20

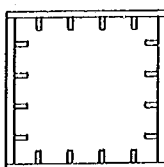


(b) 無次元化

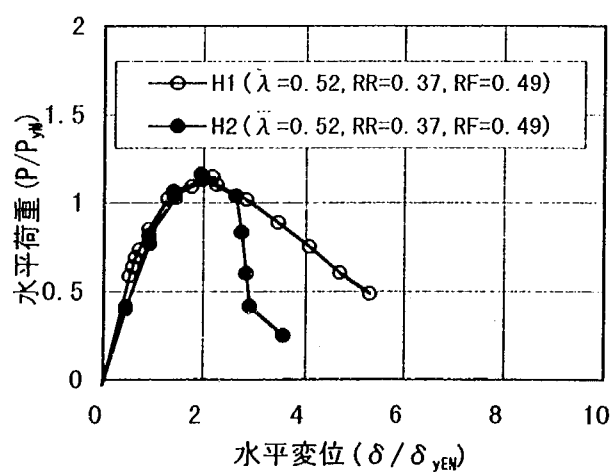
図-4.1.3(1) 載荷方法による包絡線の比較



(a) 実測値

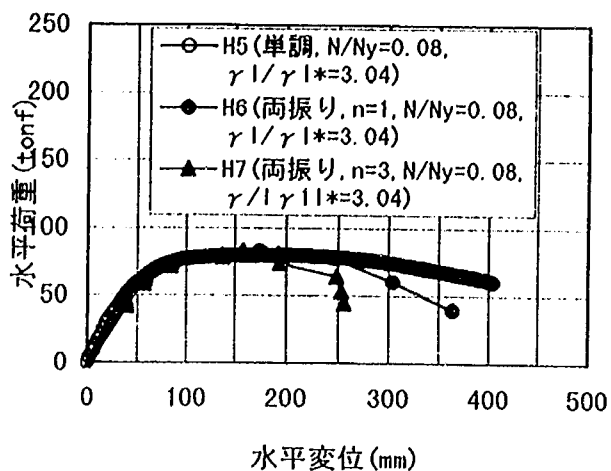


H1, H2

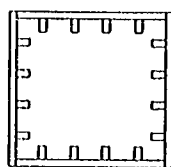


(b) 無次元化

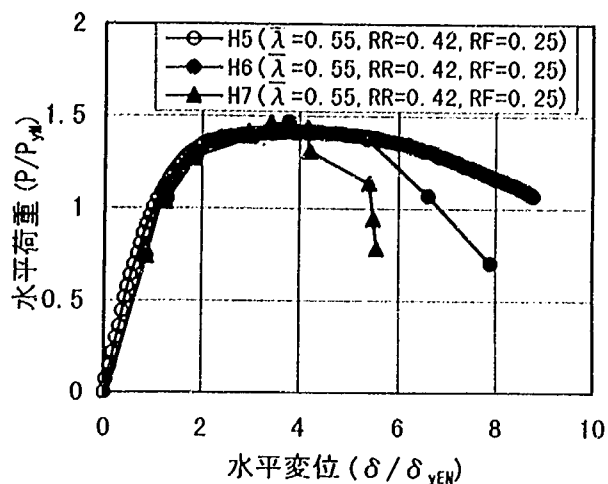
図-4.1.3(2) 載荷方法による包絡線の比較



(a) 実測値

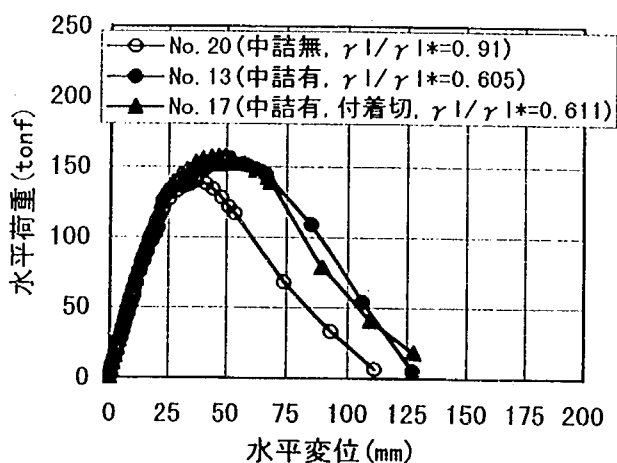


H5, H6, H7

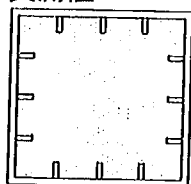


(b) 無次元化

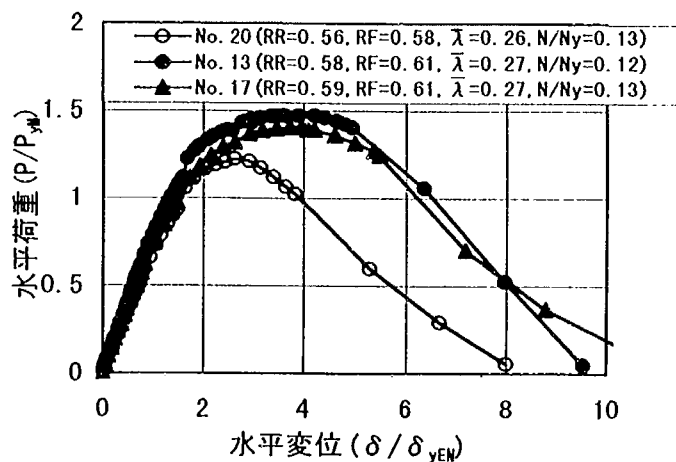
図-4.1.3(3) 載荷方法による包絡線の比較



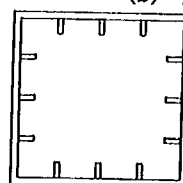
(a) 実測値



No. 13, No. 17

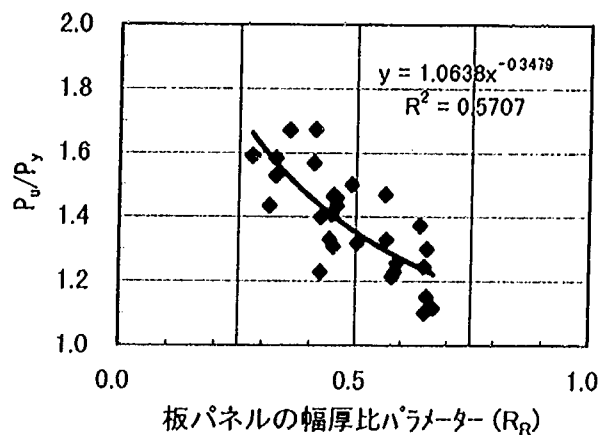


(b) 無次元化

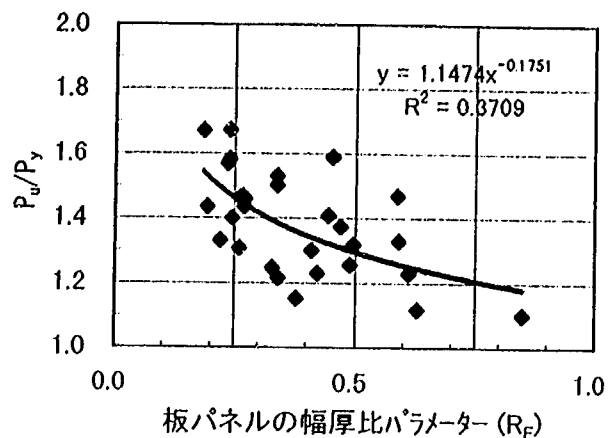


No. 20

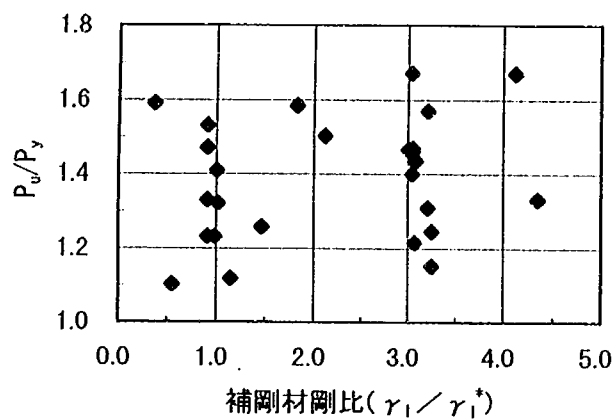
図-4.1.4 中詰めコンクリート充填による包絡線の比較



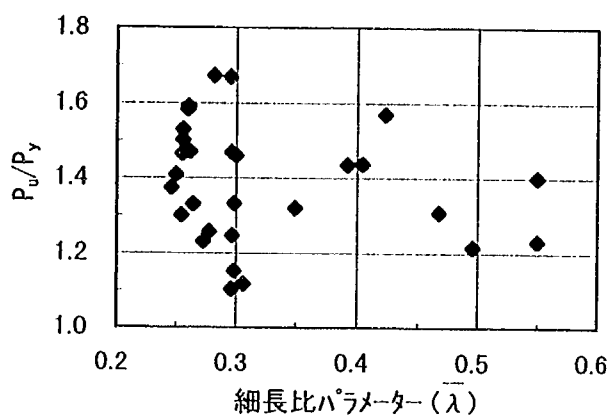
(a)



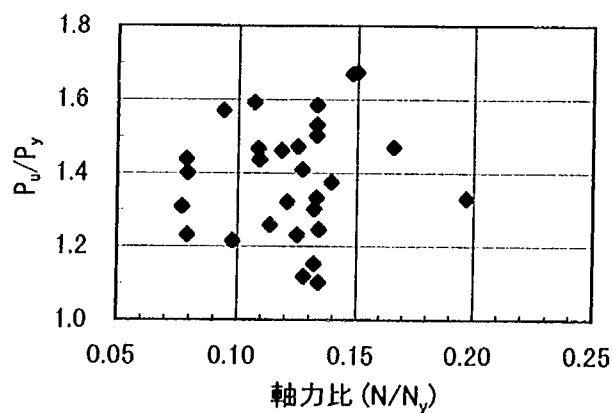
(b)



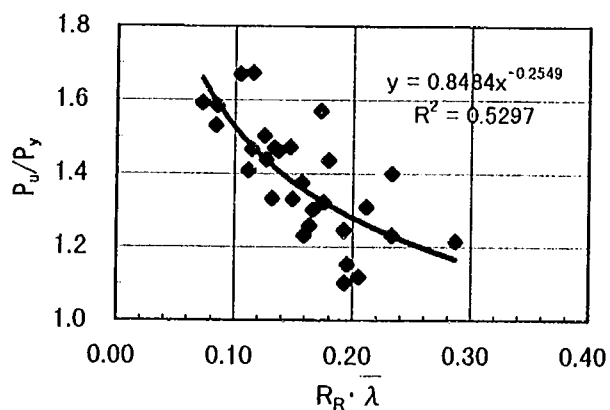
(c)



(d)

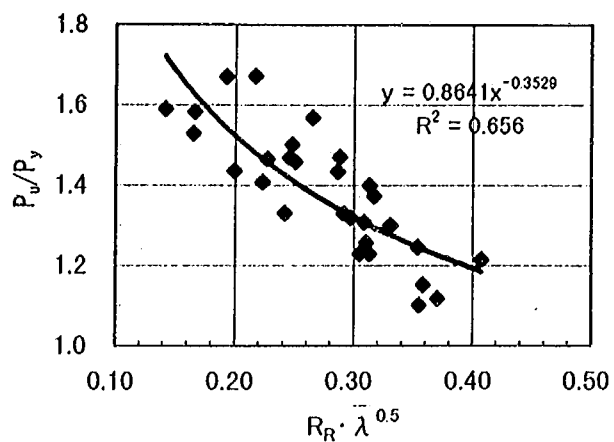


(e)

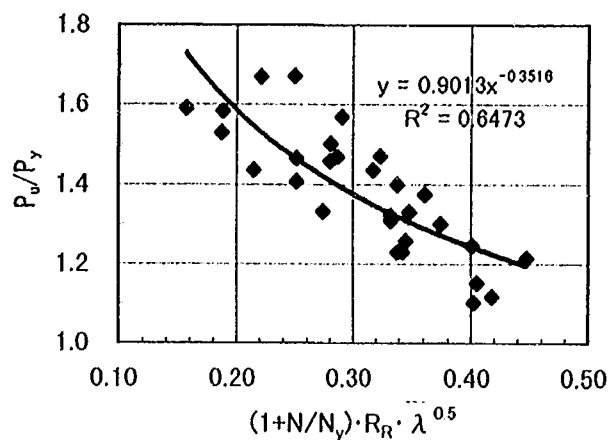


(f)

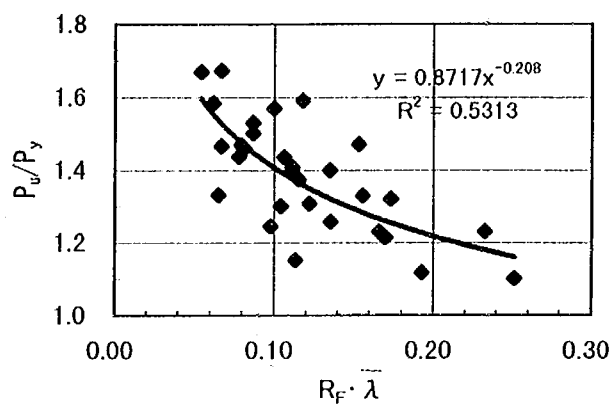
図-4.1.5(1) 座屈パラメータと P_u/P_y の関係



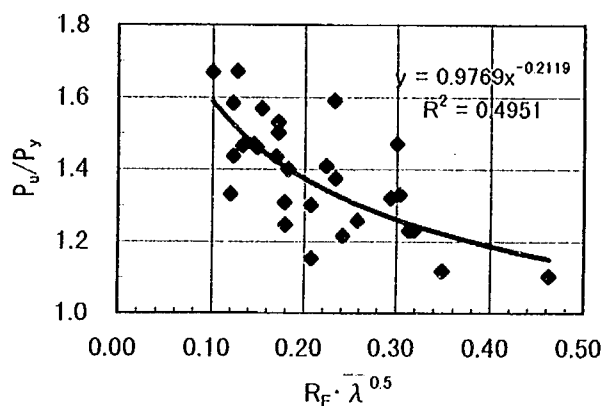
(g)



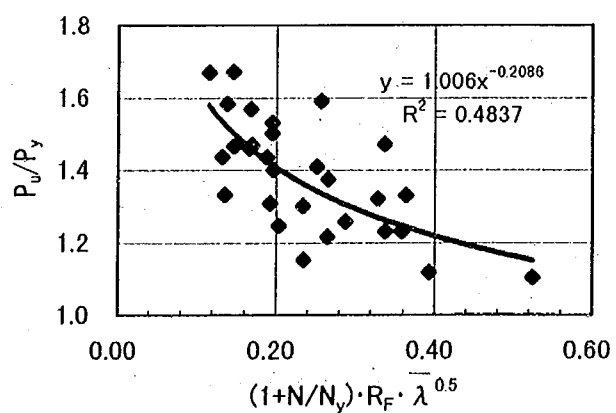
(h)



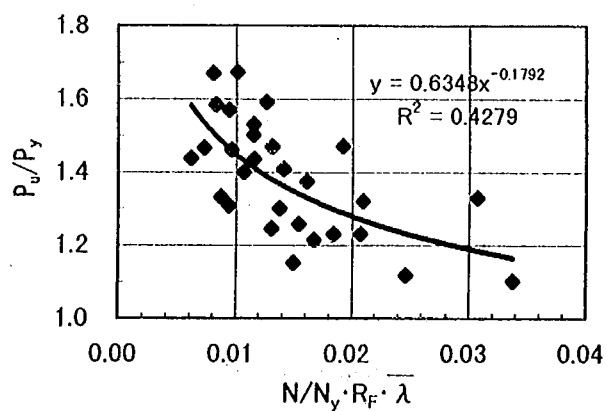
(i)



(j)

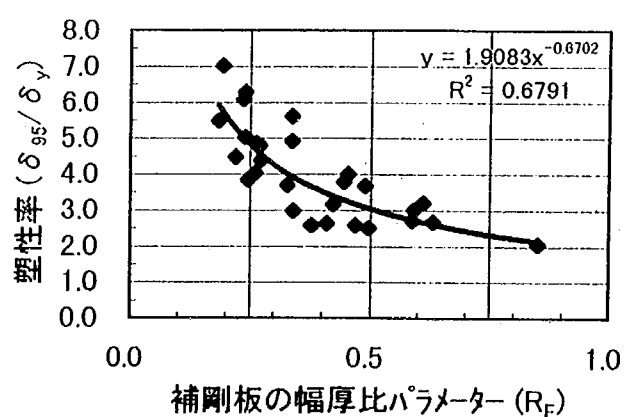
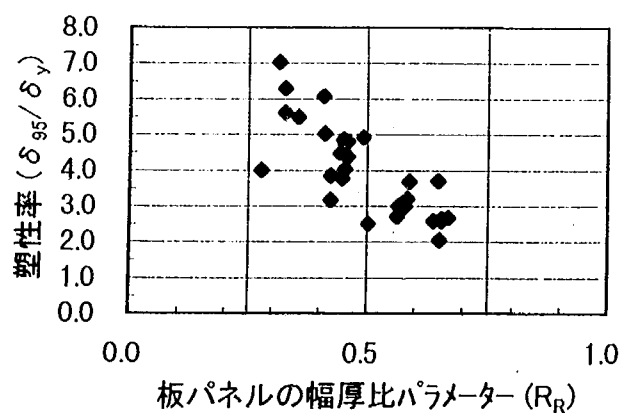
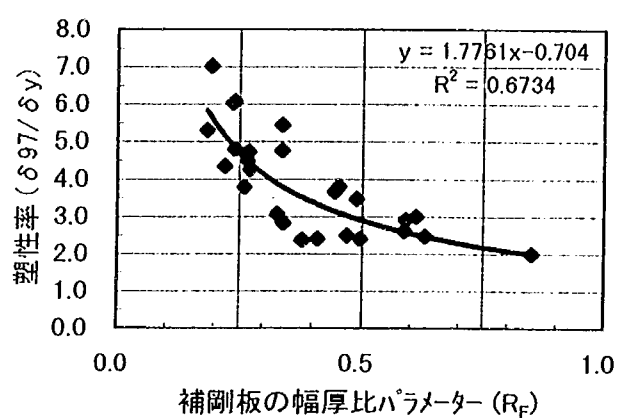
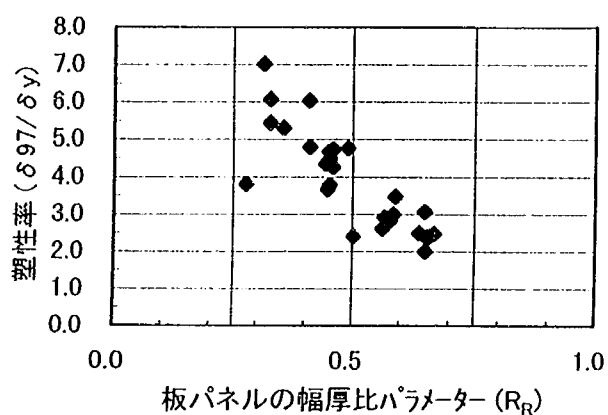
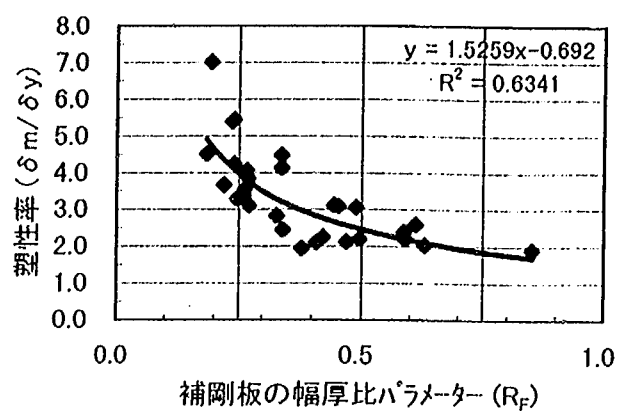
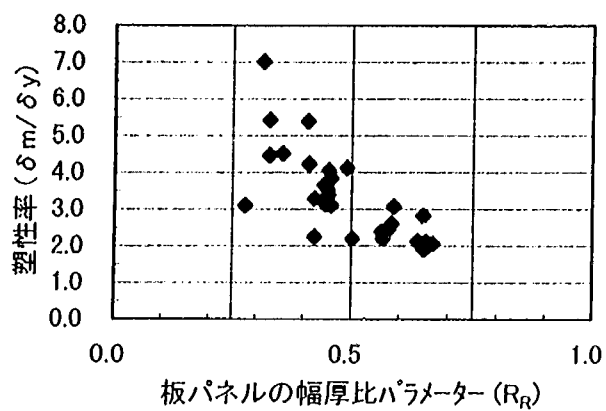


(k)



(l)

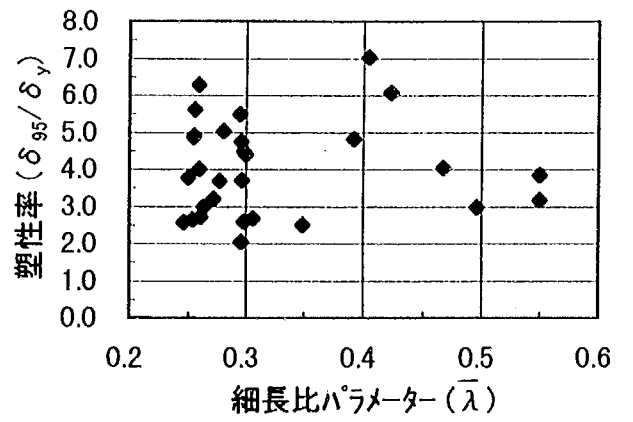
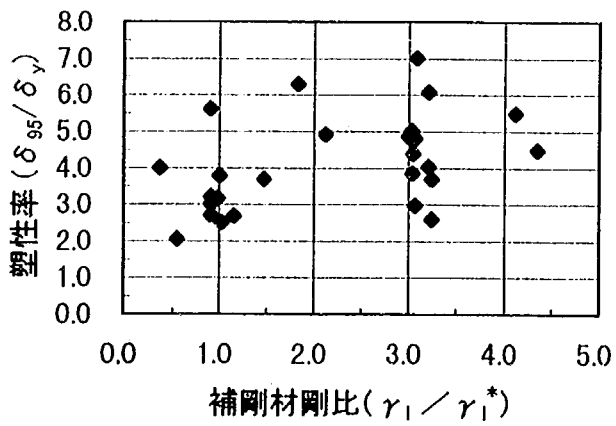
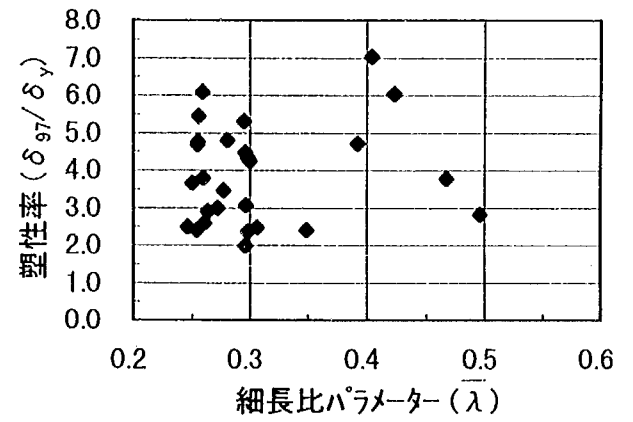
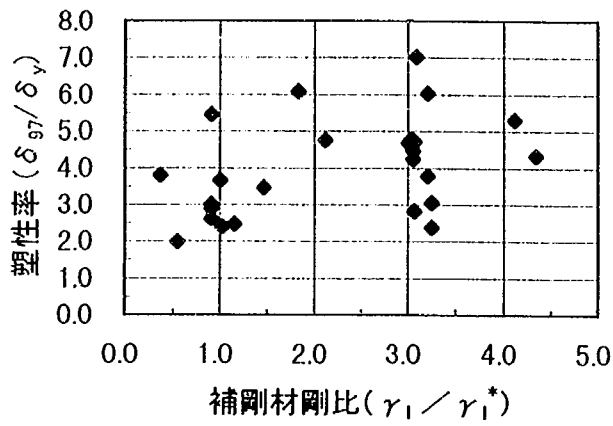
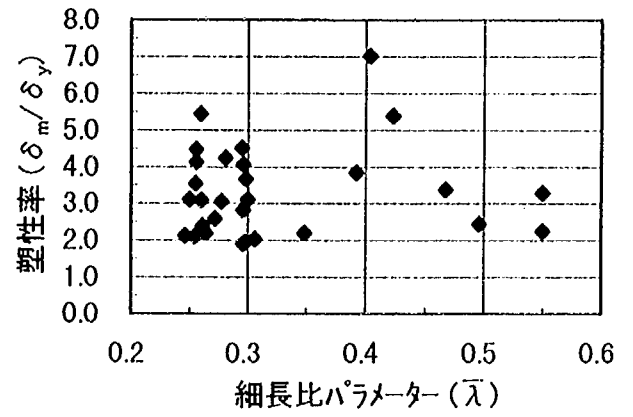
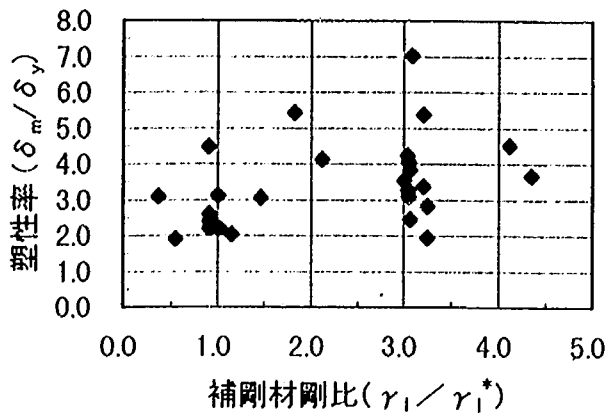
図-4.1.5(2) 座屈パラメータと P_u/P_y の関係



(a)

(b)

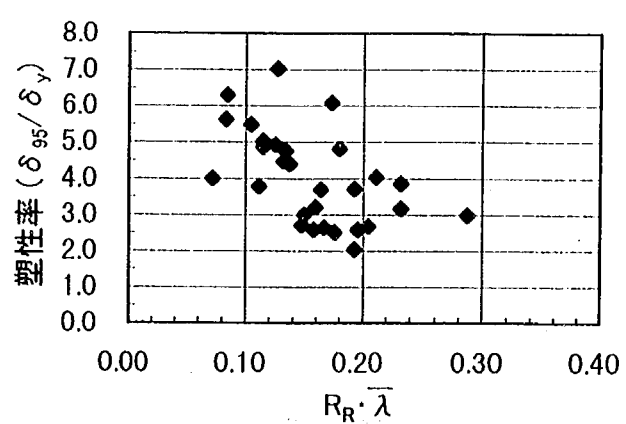
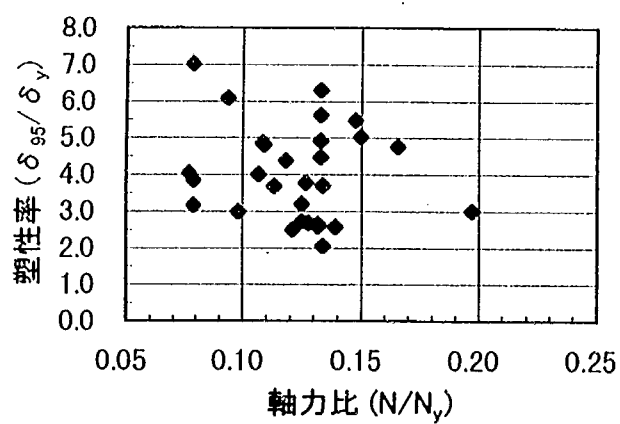
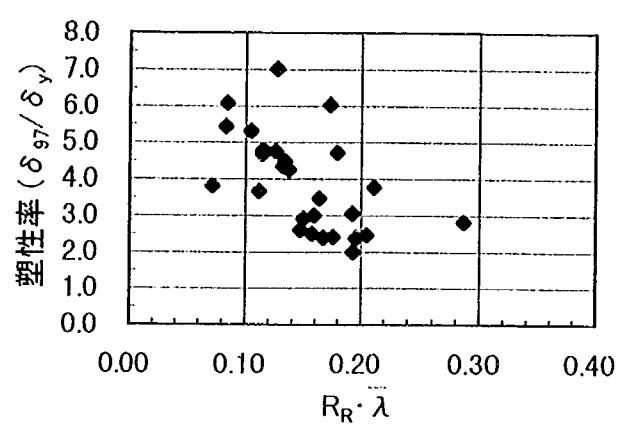
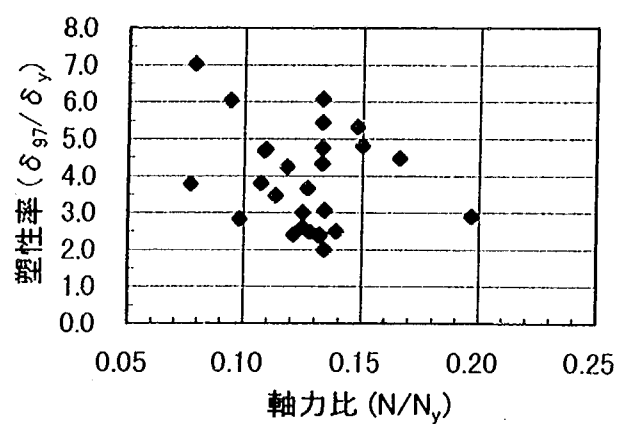
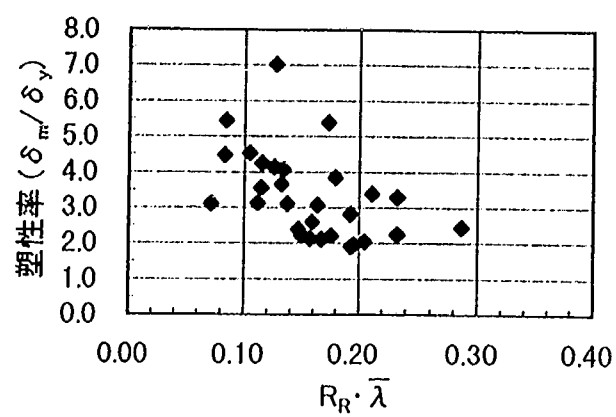
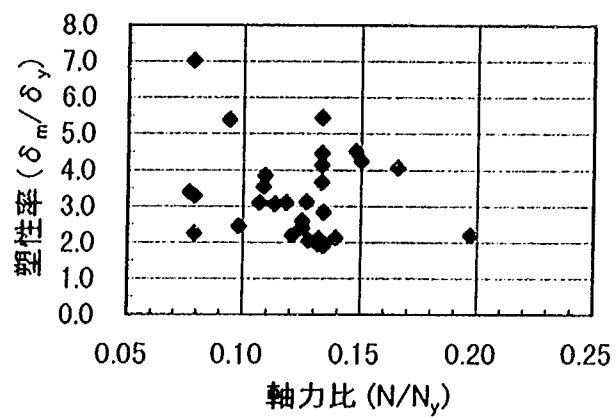
図-4.1.6(1) 座屈パラメータと塑性率の関係



(c)

(d)

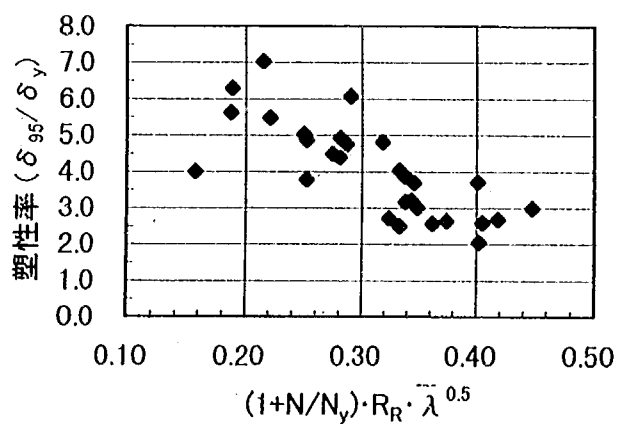
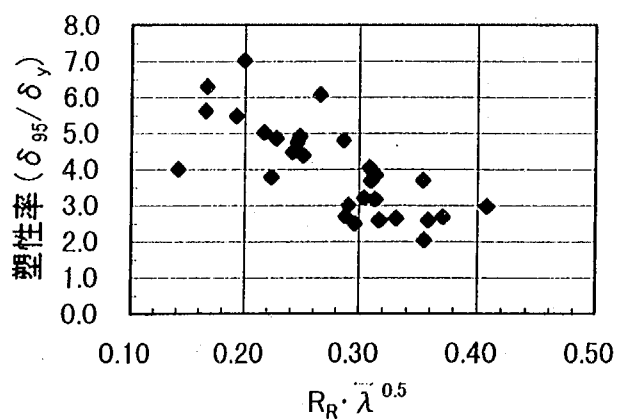
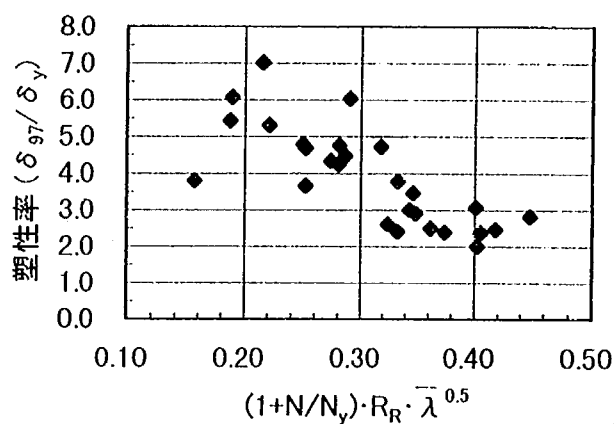
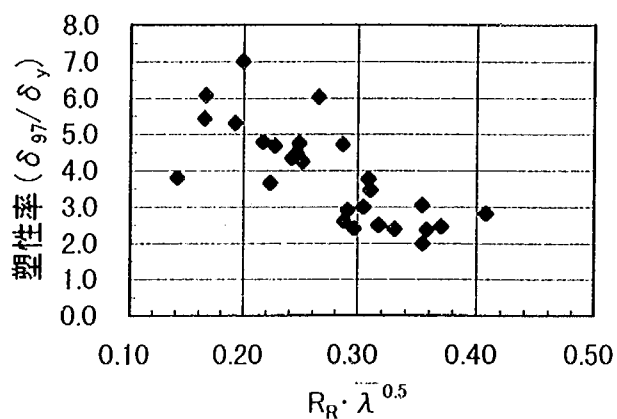
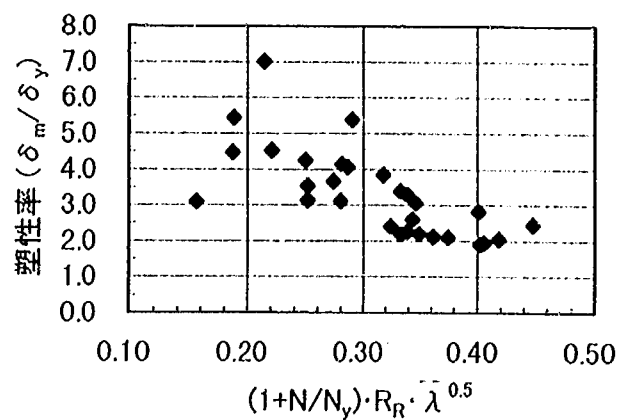
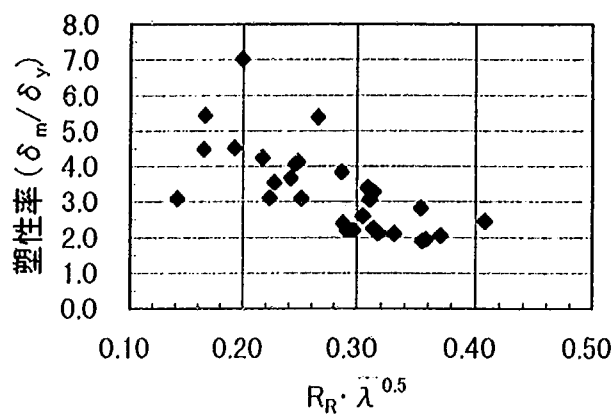
図-4.1.6(2) 座屈パラメータと塑性率の関係



(e)

(f)

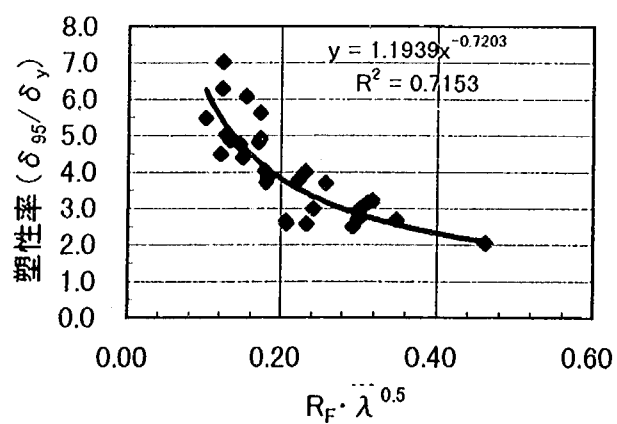
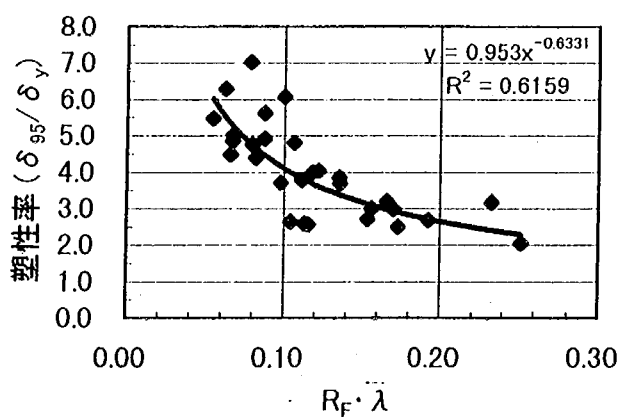
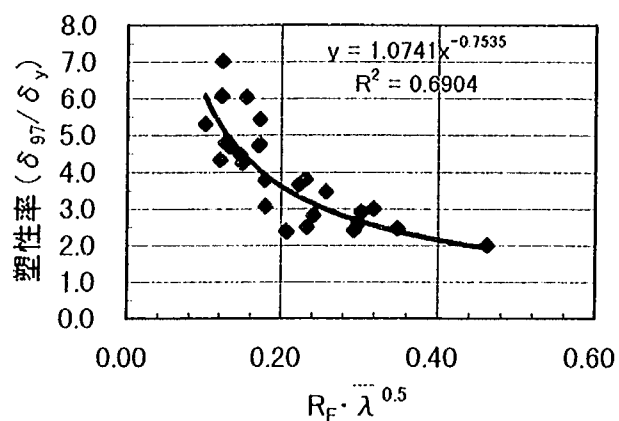
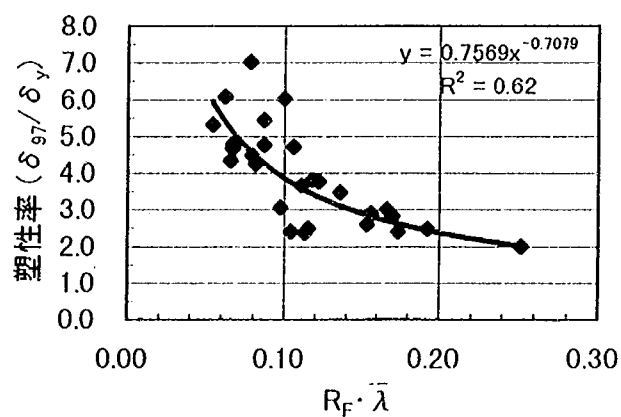
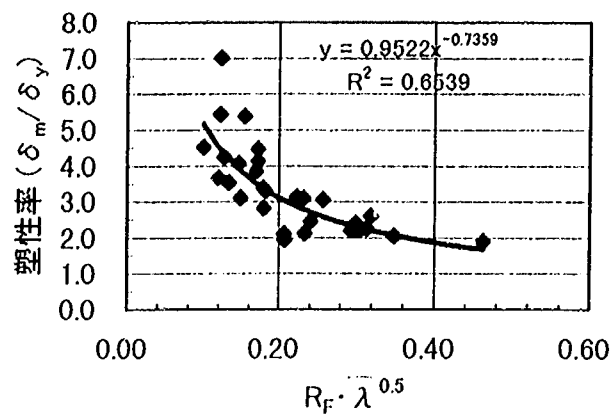
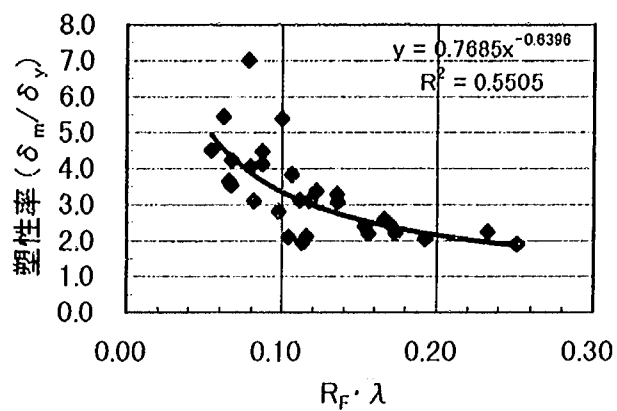
図-4.1.6(3) 座屈パラメータと塑性率の関係



(g)

(h)

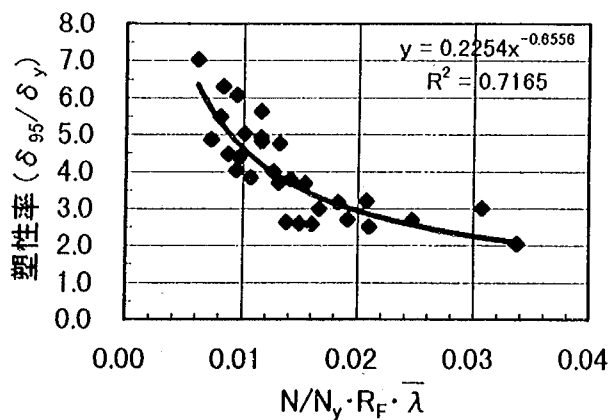
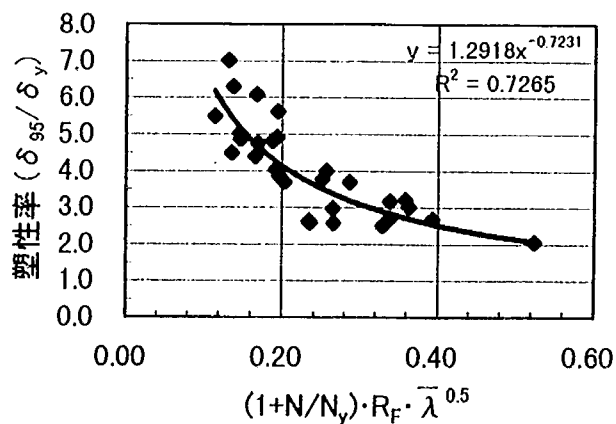
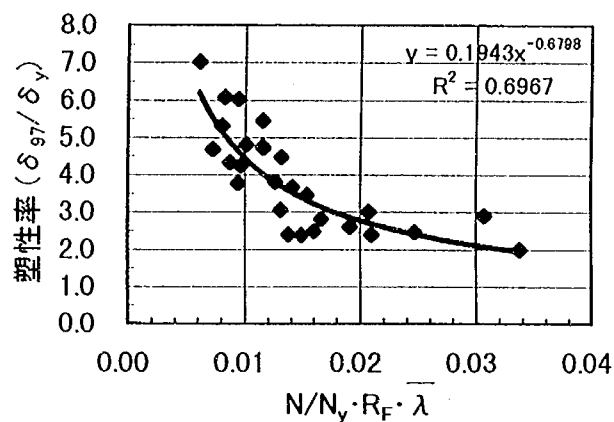
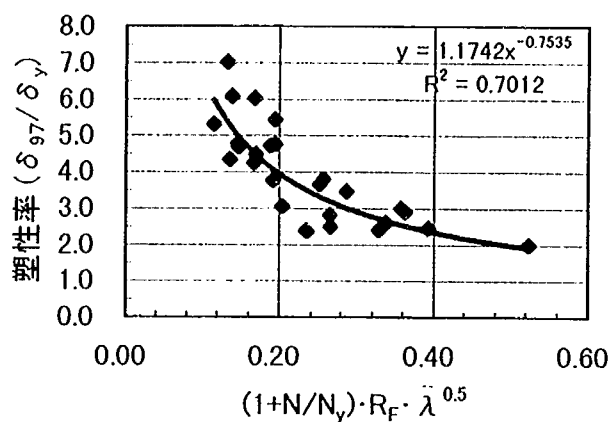
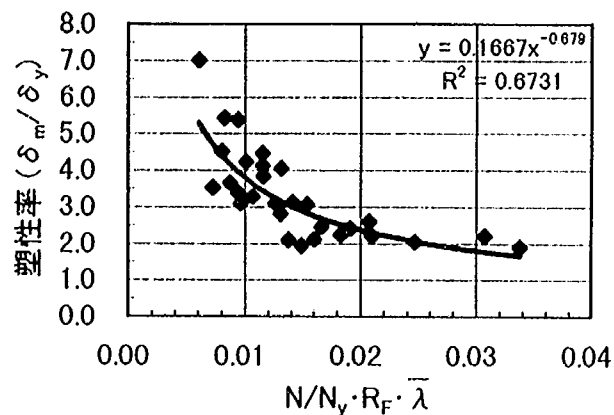
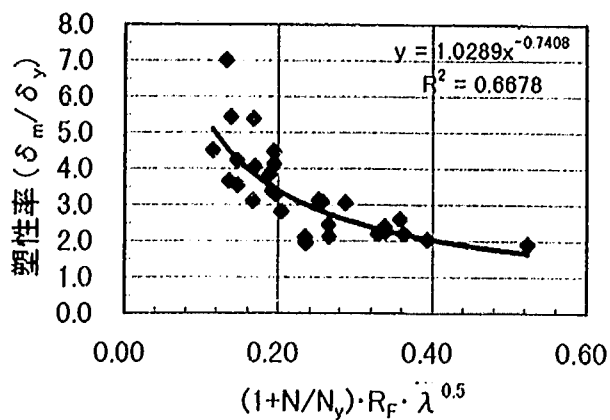
図-4.1.6(4) 座屈パラメータと塑性率の関係



(i)

(j)

図-4.1.6(5) 座屈パラメータと塑性率の関係



(k)

(l)

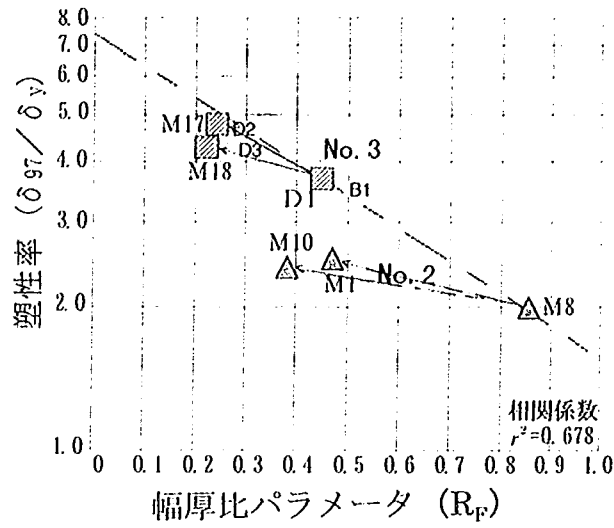
図-4.1.6(6) 座屈パラメータと塑性率の関係

表-4.1.1 指数式におけるパラメータと相関係数 (R^2) の関係

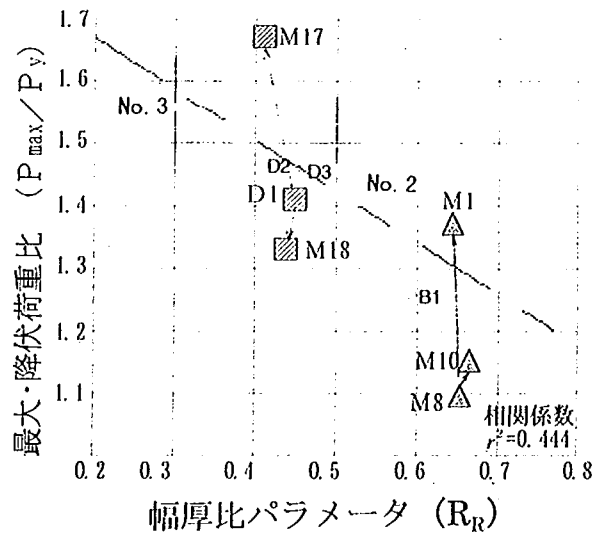
		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)	(k)	(l)
		R_R	R_F	γ_1/γ_1^*	λ	N/N_y	$R_R*\bar{\lambda}$	$R_R*\bar{\lambda}^{0.5}$	$(1+N/N_y)*R_R*\bar{\lambda}^{0.5}$	$R_F*\bar{\lambda}$	$R_F*\bar{\lambda}^{0.5}$	$(1+N/N_y)*R_F*\bar{\lambda}^{0.5}$	$N/N_y*R_F*\bar{\lambda}$
Pu/Py		0.571	0.371	—	—	—	0.530	0.656	0.647	0.531	0.495	0.484	0.428
塑性率	δ_m/δ_y	—	0.634	—	—	—	—	—	—	0.551	0.654	0.668	0.673
	δ_{97}/δ_y	—	0.673	—	—	—	—	—	—	0.620	0.690	0.701	0.697
	δ_{95}/δ_y	—	0.679	—	—	—	—	—	—	0.616	0.715	0.727	0.717

(a)～(l)は、図-4.1.5、図-4.1.6に対応

△：①シリーズ：低剛性（薄）板パネル
 ▨：②シリーズ：縦横寸法比 補強法着目



(a) $R_F - \delta_{97}/\delta_y$ の関係



(b) $R_R - P_{max}/P_y$ の関係

図-4.1.7 幅厚比パラメータと塑性率ならびに P_{max}/P_y (既設補強) ¹⁴⁾

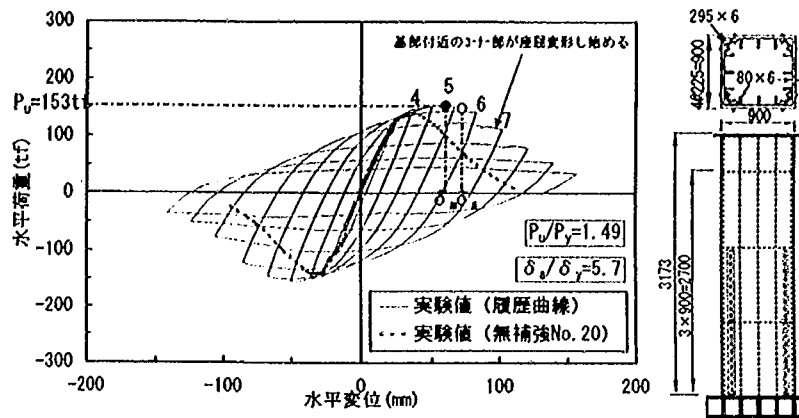
4.1.2 角補強構造

(1) 水平荷重－水平変位関係

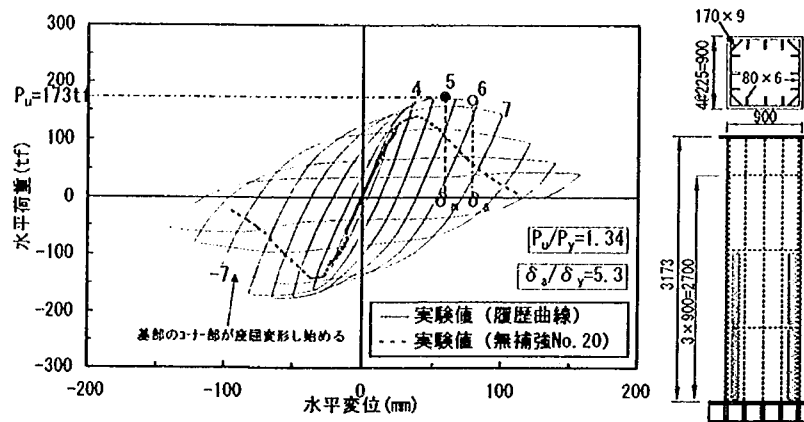
図－4.1.8 に角補強供試体 No.11（ボルト接合）および No.22（溶接接合）の水平荷重－水平変位の履歴曲線を示す。図中の実線は実験で得られた履歴曲線であり、破線は同一諸元を有する角補強していない供試体 No.20 の包絡線である。図中の●印は最大水平耐力時の水平変位 δ_m 、○印は最大水平耐力付近において耐力が安定して得られている包絡線における許容変位 δ_a （ここでは、最大水平耐力の97%荷重に相当する水平変位）を示している。 P_y の値については、特に断りのない限り、これ以降、ボルト接合方式による角補強構造の場合には角部の補強材を除いた断面（無補強断面）を用いて算出し、溶接接合方式による角補強構造の場合には補強材を含めた断面を用いて算出した。図－4.1.8(a)より、ボルト接合方式による角補強構造は、No.20 の包絡線と比較して、最大水平耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、耐力向上がほとんどなく、水平荷重に対してねばり強い変形挙動を示しており、じん性が向上していることが分かる。図－4.1.8(b)より、溶接接合方式による角補強構造は、No.20 の包絡線と比較して、最大水平耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、耐力およびじん性が共に向上していることが分かる。

写真－4.1.1～4.1.2 に基部付近の圧縮側フランジ面を正面に撮影した No.20・No.11 および No.22 の変形状況を示す。写真－4.1.1 は、最大水平耐力に達した後の変形状況であり、写真－4.1.2 は、最大水平耐力を超えた後さらに変形が進展した時点の状況である。写真－4.1.1～4.1.2 より、角補強していない No.20 の場合には、フランジとウェブがそれぞれ内側と外側に向かって面外に変形し、それとともなって角部がねじれていき、No.11 および No.22 と比べて角部の変形が相対的に早く進展することが分かった。これに対し、No.11 と No.22 では、最大水平耐力に達した後、しばらくの間、角部は変形せずに直線性を保っている様子が分かる。また、フランジとウェブがそれぞれ内側と外側に向かって面外変形するものの、No.20 と比べて面外変形量は相対的に小さく、また、最大面外変形が生じる位置が基部側に若干移動している様子が分かる。

以上より、角補強構造は、最大水平耐力以降のしばらくの間、補剛板が座屈して面外変形し始めた後も、角部が剛な三角形断面の柱として機能し、また補剛板と横リブが横つなぎ材として機能することにより、角部が変形せずに直線性を保ち、いわば角部の4本柱で構成されるラーメン構造的な安定した構造系に移行すると考えられる。この結果、角補強構造は、角部の4本柱と座屈した補剛板のブレーシング的な効果により、最大水平耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、水平荷重に対してねばり強い変形挙動を示し、変形性能が向上すると考えられる。

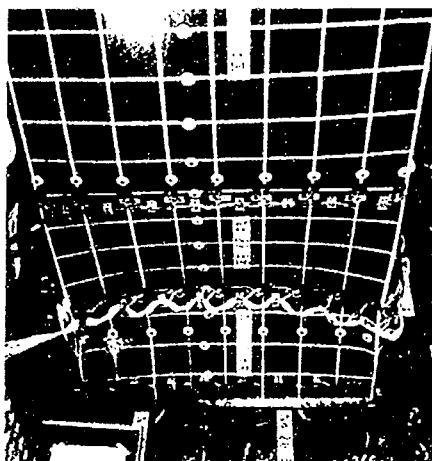


(a) 供試体 No. 11 (ボルト接合)



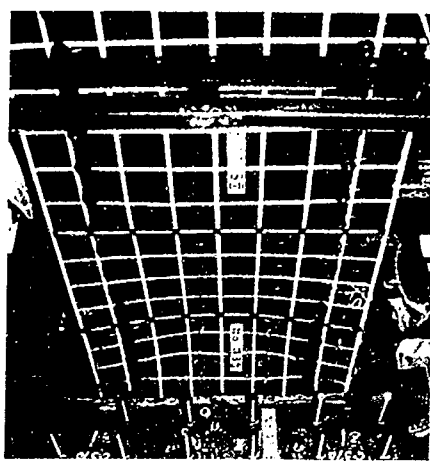
(b) 供試体 No. 22 (溶接接合)

図-4.1.8 角補強構造水平荷重—水平変位の履歴曲線



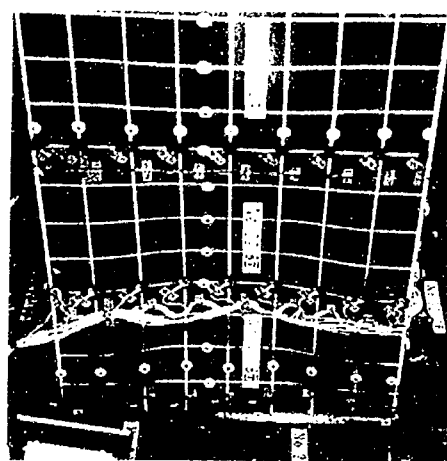
(a) 供試体 No. 20 ($-5\delta_y$ 時)

無補強



(b) 供試体 No. 11 ($-6\delta_y$ 時)

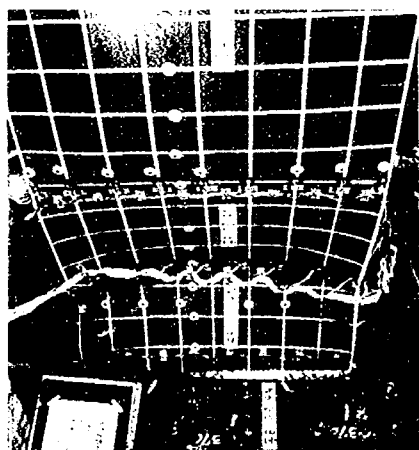
角補強 (ボルト接合)



(c) 供試体 No. 22 ($-6\delta_y$ 時)

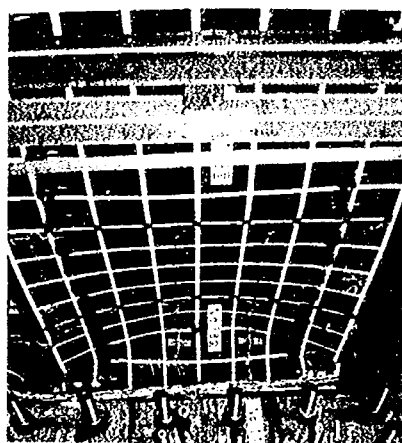
角補強 (溶接接合)

写真-4.1.1 最大水平耐力に達した後の変形状況



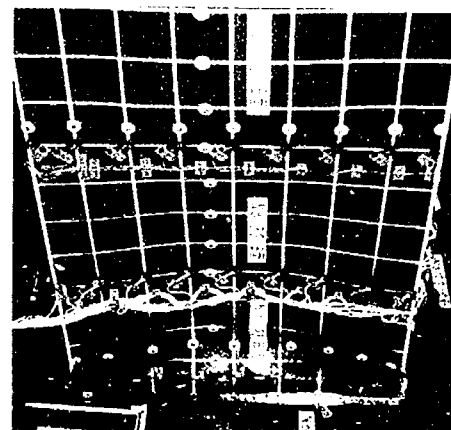
(a) 供試体 No. 20 ($-6\delta_y$ 時)

無補強



(b) 供試体 No. 11 ($-8\delta_y$ 時)

角補強 (ボルト接合)



(c) 供試体 No. 22 ($-8\delta_y$ 時)

角補強 (溶接接合)

写真-4.1.2 変形が進展した時点の状況

(2) 最大水平耐力と塑性率

図-4.1.9~4.1.10 に、寸法形状の異なる補強材によって角補強した供試体の水平荷重-水平変位の履歴曲線から得られた包絡線を示す。図-4.1.9 は、ボルト接合方式による角補強構造の包絡線であり、図-4.1.10 は、溶接接合方式による角補強構造の包絡線である。図中の実線は角補強していない供試体 (No.20、T1 および M8) の結果を示している。() 内の数値は角補強材のない無補強断面 (基本断面) の断面二次モーメント I_0 に対する角補強した場合の断面二次モーメントの値を示している。なお、図-4.1.10 の No.36 は H8 道示 V 耐震設計編に従って角補強を施しており、No.22 と比較して補剛板の幅厚比パラメータを 0.5 以下に抑えた供試体である (No.36 の補剛板は、No.22・No.20 の補剛板の断面諸元とは異なる)。

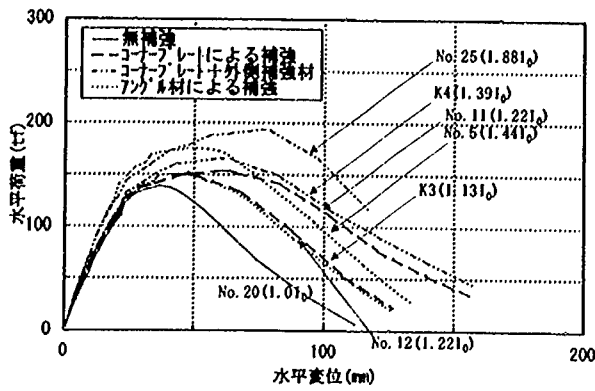
図-4.1.9~4.1.10 により、角補強することによって変形性能の向上効果もしくは耐力および変形性能の向上効果が認められるが、補強材の接合方法や補強材の寸法形状により、その効果に差が見られる。図-4.1.9 より、ボルト接合方式による角補強構造では、最大水平耐力 P_u は、降伏水平荷重 P_y の 1.4 倍程度の値が得られている。図-4.1.10 より、溶接接合方式による角補強構造では、 P_y の計算に補強材断面を考慮しているため、 P_u/P_y は見かけ上ボルト接合方式による場合と比べて若干小さく、1.4 前後の値となっているが、H8 道示に従った供試体 No.36 の P_u/P_y は、1.4 以上となっている。塑性率 δ_u/δ_y の値等の詳細については後述するが、図-4.1.9~4.1.10 により、変形性能は、剛性の増加に応じて必ずしも増加しているわけではなく、例えば、コーナープレートを用いたボルト接合方式による角補強構造の供試体 No.11 や K4 の変形性能は、図-4.1.9(1) より、角補強した場合の断面二次モーメントの値が $1.2 I_0 \sim 1.4 I_0$ の範囲では、大きな違いは見られなかった。溶接接合方式による角補強構造の供試体 No.4 についても、図-4.1.10 より、角補強した場合の断面二次モーメントが $1.36 I_0$ という値に対して、変形性能はあまり向上しておらず、ボルト接合方式と同様に、剛性の増加に応じて必ずしも増加しなかった。なお、No.4 では L 型に溶接加工した補強材を橋脚本体角部の外側に隅肉溶接により取付けているが、最大水平耐力以降、この補強材と本体の角部がそれぞれ溶接部から裂けたために急激な耐力低下に至ったものと考えられる。

図-4.1.11 に P_u/P_y^* と角補強材による断面二次モーメント増加率 I/I_0 の関係を示す。 P_y^* は角補強材断面を考慮しない場合の無補強断面 (基本断面) の降伏水平荷重であり、 I_0 は角補強材のない無補強断面 (基本断面) の断面二次モーメントである。図-4.1.11 では、ボルト接合方式および溶接接合方式の違いを比較するために、溶接接合方式についても縦軸の降伏水平荷重 P_y^* の計算に補強材断面を考慮しなかった。但し、図-4.1.11(a) の一点鎖線は、No.20 の P_u/P_y^* と I/I_0 の関係を示したものであり、基本断面の形を保持したまま断面二次モーメントを増加させた場合に、断面二次モーメントを増加させる前の断面の降伏水平荷重 P_y^* (=一定値、 $I/I_0=1.0$ のときの P_y^*) に対して、断面二次モーメントの増分に比例して最大水平耐力 P_u が増加すると仮定した場合の推定直線である。これと同様に、図-4.1.11(b) の一点鎖線は、M8 および T1 の P_u/P_y^* と I/I_0 の関係を示したものであり、断面の形を保持したまま断面二次モーメントを増加させた場合に、断面二次モーメントの増分に比例して P_u が増加すると仮定した場合の推定直線である。図-4.1.11 より、溶接接合の場合、 P_u/P_y は一点鎖線の値よりも大きくなっている。一方、ボルト接合の場合、 P_u/P_y は、 I/I_0 が 1.2~1.4 程度の範囲では一点鎖線

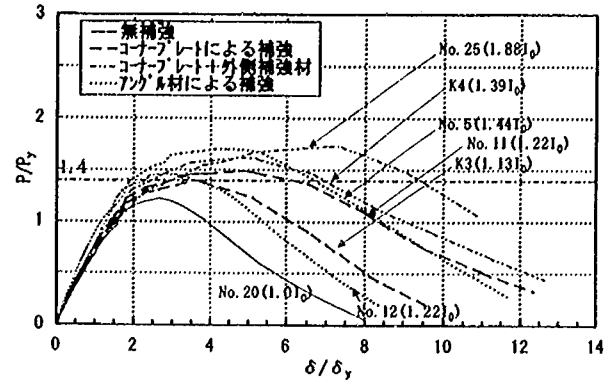
に近い傾向を示しており、 I/I_0 が 1.9 程度になると一点鎖線よりも小さくなっている。これは、最大水平耐力付近において角部の補強材と本体とが一体挙動しないため、溶接接合と比べ、耐力向上効果が軽減されたものと考えられる。以上のように、ボルト接合を用いた角補強構造については、溶接接合方式による場合と比較して耐力向上が抑制されている。

図-4.1.12 に塑性率 δ_a/δ_y と角部の補強材による断面二次モーメントの増加率 I/I_0 の関係を示す。図中の破線・点線・一点鎖線等は、補強前の断面が同一の供試体同士を結んだ直線である。ボルト接合の場合、各種パラメータにより δ_a/δ_y の増加割合は異なるものの、角補強前断面の断面二次モーメントに対して 1.2 倍程度の角補強を行うことにより、 δ_a/δ_y は 3.5 (T2) ~ 5.7 (No.11) の値が得られている。角部に外側補強材を併用した供試体 K4、No.25 の δ_a/δ_y は、 I/I_0 に比例して増加しているが、 δ_a/δ_y の増加割合は、コーナープレートのみを用いた供試体 No.11 と比較してやや小さい傾向にある。これらについては、角部の剛性を比較的高くしたために角部の変形が拘束されすぎ、補剛板の角部に近い付近の面外変形が小さくなり、これと同時に角部に応力が集中し、その影響により水平もしくは斜め上方に向かう亀裂が橋脚基本体に発生し易くなったためと考えられる。一方、溶接接合の場合、 I/I_0 の増加に対する δ_a/δ_y の増加割合は、ボルト接合方式による場合と比べて大きい傾向にある。但し、No.4 は、最大水平耐力付近において、L 型に溶接加工した補強材および橋脚本体の角溶接部がそれぞれ溶接線に沿って橋脚軸方向に裂けたために、耐力低下が他の角補強された供試体と比べて早く、塑性率の増加割合が小さくなったものと考えられる。

図-4.1.13 に塑性率 δ_a/δ_y と各種パラメータ（幅厚比パラメータ R_F 、軸力比 N/N_y 、および細長比パラメータ λ ）との関係を示す。図-4.1.13 は、基本となる角補強構造（コーナープレートを用いた構造）の実験結果のみを示した。図-4.1.13(a) および (b) の破線は、角補強していない基本構造の供試体および新設橋脚を想定して座屈パラメータを制限した供試体の実験結果計 23 体に対して、最小二乗法により求めた回帰曲線であり、それぞれ同じものである。横軸のパラメータ C_R は、種々の条件下における基本構造および角補強構造の塑性率との相関が高くなるように、試行錯誤的にパラメータを組合わせて与えたものである（4.1.1 節参照）。基本構造に関しては、横軸のパラメータ C_R に対し、概ね右下がりの回帰曲線が得られている。実験結果は少ないものの、角補強構造の場合（●印や■印のデータ）も概ね右下がりの傾向にあり、基本構造に対する傾向に類似すると考えられる。なお、図-4.1.13(a) の実線は、文献 13) に示される既設鋼製橋脚に対するボルト接合方式による角補強構造の場合のタイプ II の地震動に対する塑性率の許容値を示したものであり、右下がりの傾向にある●印のデータに基づいて安全側に設定されたものである。また、図-4.1.13(b) の溶接接合方式の場合には、データが少ないので許容値が示されていないが No.22、No.36 の結果および研究成果 [32] の解析結果を踏まえると、道示 V 耐震設計編に示す角補強の構造細目を満たしかつ C_R の値を 0.015 程度以下に抑えれば、塑性率として 5 程度は確保できるものと考えられる。



(a) 実測値



(b) 無次元化

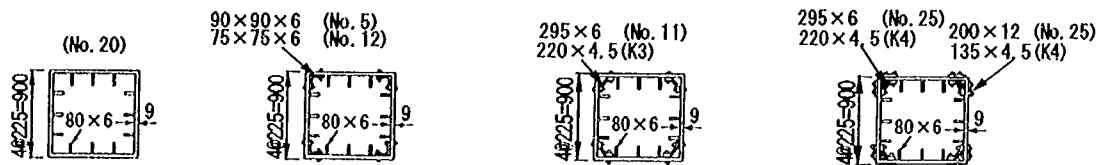
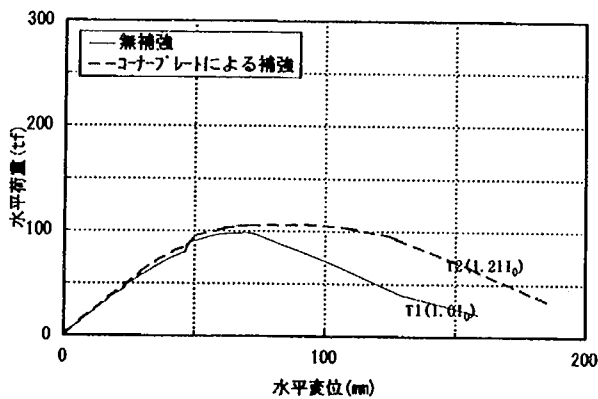
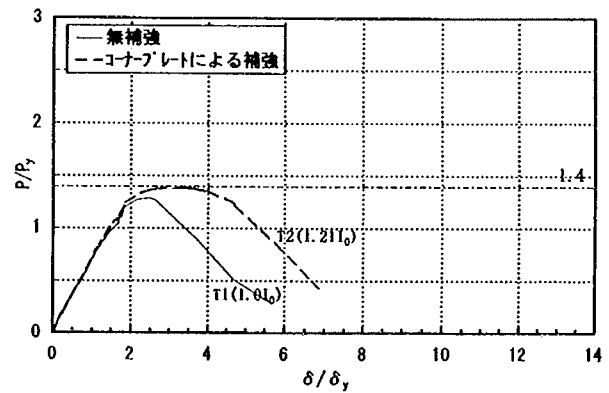


図-4.1.9(1) 角補強（ボルト接合）を施した場合の包絡線の比較



(a) 実測値



(b) 無次元化

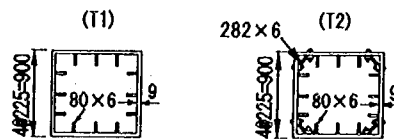


図-4.1.9(2) 角補強（ボルト接合）を施した場合の包絡線の比較

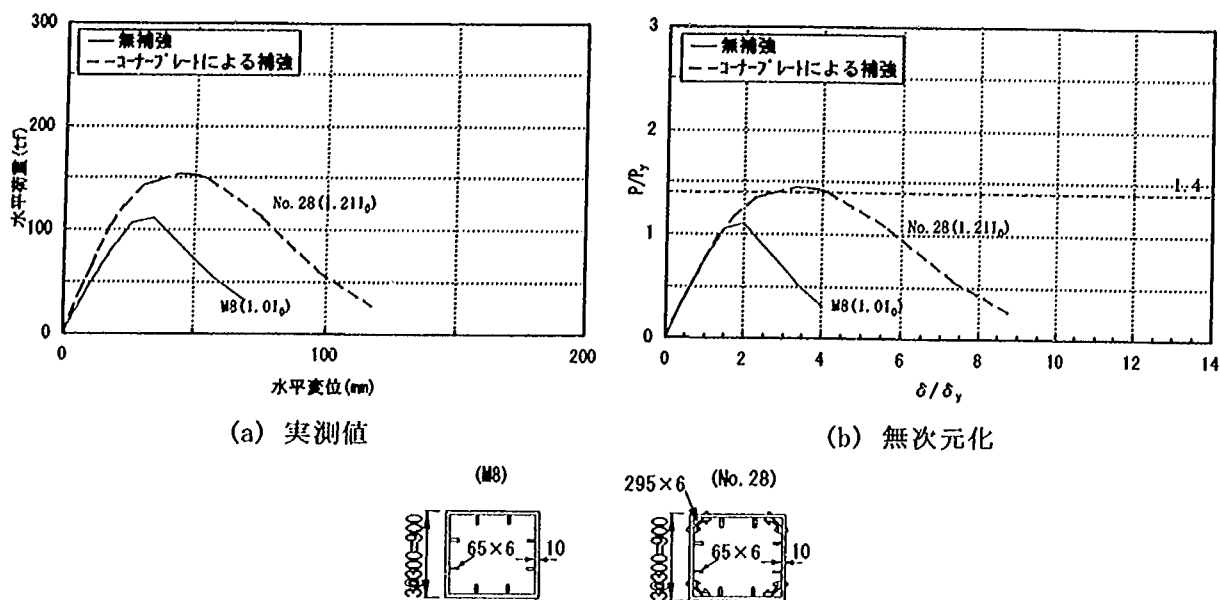


図-4.1.9(3) 角補強（ボルト接合）を施した場合の包絡線の比較

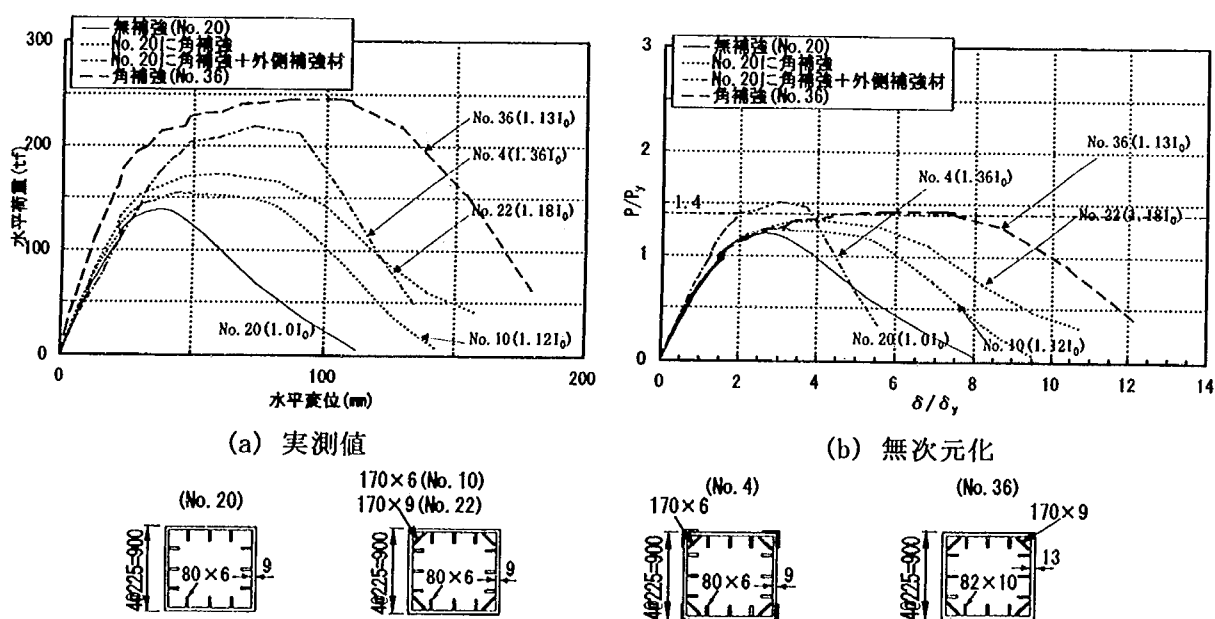
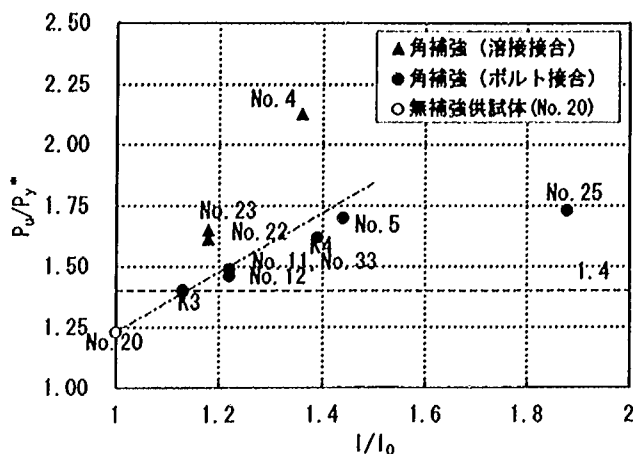
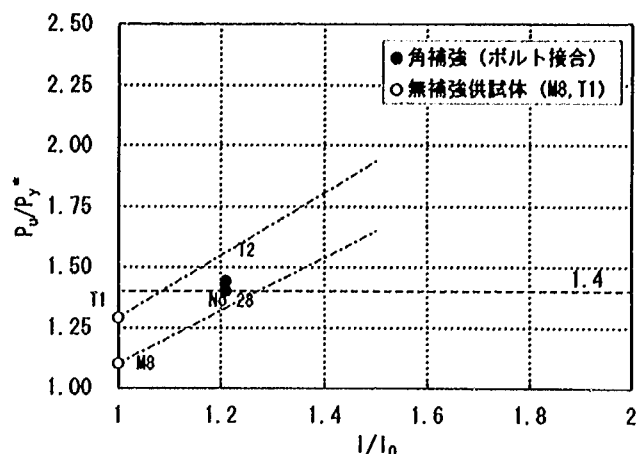


図-4.1.10 角補強（溶接接合）を施した場合の包絡線の比較

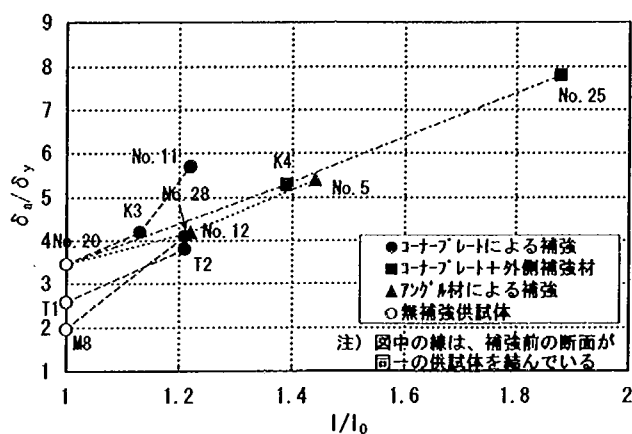


(a) No. 20 に対する角補強効果

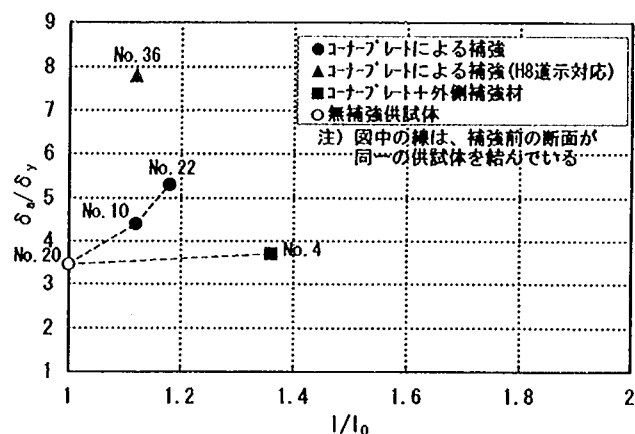


(b) M8, T1 に対する角補強効果

図-4.1.11 P_u/P_y と断面二次モーメントの増加率 I/I_0 の関係

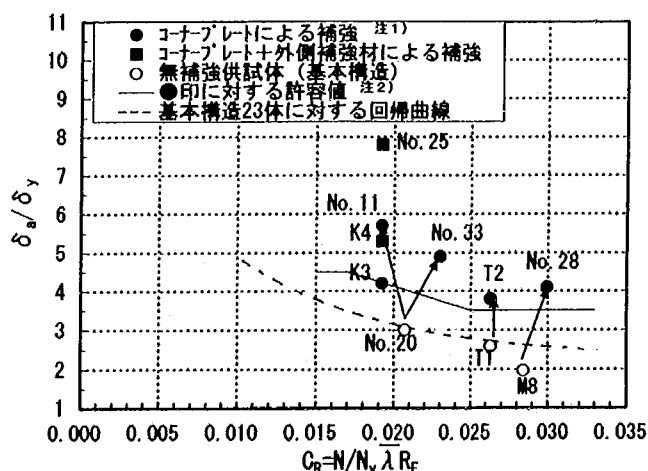


(a) ボルト接合



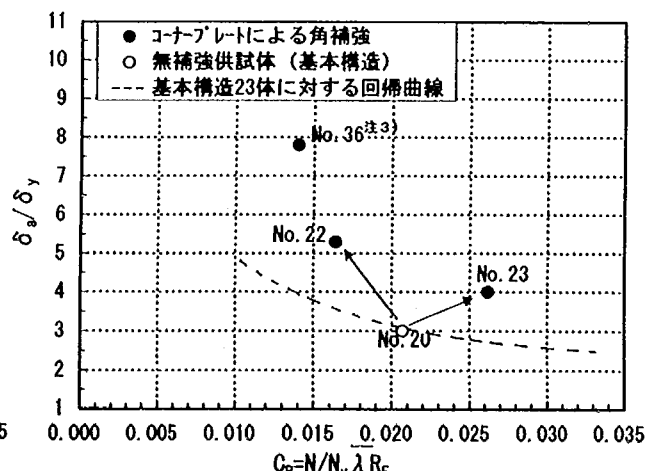
(b) 溶接接合

図-4.1.12 塑性率 δ_u/δ_y と断面二次モーメントの増加率 I/I_0 の関係



注1) 文献13) に示す角補強構造に準じた供試体の実験結果
注2) 文献13) に示す既設補脚に高力ボルトによる角補強を施した場合のタイプIIの地震動に対する許容値

(a) ボルト接合



注3) No. 36 は道示V耐震設計編に従って角補強された供試体

(b) 溶接接合

図-4.1.13 パラメータ C_R と塑性率 δ_u/δ_y の関係

(3) 細部構造が変形性能に与える影響

ここでは、補強材を含めた鋼断面の寸法形状が同一で、細部構造が異なる2体について、変形性能に与える影響について比較を行った。比較した供試体の組合せと両者の相違点は次の通りである。

1) 角補強 (ボルト接合)

a) No.11 と B8 : コーナープレート接合面への塗装の有無

b) No.11 と B7 : ボルト呼び径とボルト間隔の違い

なお、No.11、B7、B8 の今回比較した細部構造を整理すると以下の通り。

		B8	No.11	B7
コーナープレート接合面への塗装		有り	無し	
ボルト	間隔(mm)	100		145
	呼び径	M22 [F10T]		M16 [F8T]

2) 角補強 (溶接接合)

c) No.10 と No.22 : 補強材の厚さの違い

1) 高力ボルト接合による角補強

a) コーナープレート接合面への塗装の有無 (No.11 と B8)

B8 は既設橋脚を想定してコーナープレートと本体との接合面に塗装を施した供試体である。外面塗装には A-1 塗装系 (一次プライマー-鉛系さび止めペイント-長油性フタル酸樹脂塗料中塗り、上塗り)、内面塗装には D-1 塗装系 (一次プライマー-タールエポキシ樹脂塗料下塗り、中塗り、上塗り) を用いている。また、補強材についても全面タールエポキシ樹脂塗料を3層塗布している。表-4.1.2 に供試体の構造パラメータを示し、図-4.1.14 に水平荷重と水平変位関係の包絡線を示す。写真-4.1.3 に最大水平耐力を越えて変形が進展した時点の変形状況を示す。B8 の角部の変形状況は No.11 よりも No.20 に近く、補剛板の変形とともに最も基部側の補剛板の角部全体が橋脚軸方向にくの字に折れ曲がり破壊に至っている。

B8 は No.11 と比較して、最大水平耐力および変形性能が共に低下しているが、これは B8 において荷重の低い段階から補強材と本体鋼板との間に滑りが生じてしまったためと考えられる。今回の供試体の塗装は載荷試験の約3週間前に行っており、接合面の塗膜が十分乾燥していなかったことが、耐力、変形性能低下の原因と考えられる。この点については、実験中に、ワッシャーと本体の間の塗膜が鋼材表面から完全にずれて剥がれているのが確認されている。長期間供用された実橋脚の場合には、このように荷重が低い段階でのすべりは発生しないものと考えられるが、接合面のすべり耐力を確実に確保するためには接合面の塗膜を除去するのが良いと考えられる。このような知見から、参考文献 13) では、ボルト接合方式による角補強構造の場合、高力ボルトの施工にあたっては接合面の塗装を除去することが標準とされた。

参考に、図-4.1.15 に橋脚本体外側表面の角部近傍に貼付したひずみゲージによる水平荷重-ひずみ関係の実験結果を示す。図中には、無補強供試体の理論値（理論勾配）を点線で示し、補強材を含めた場合の理論値（理論勾配）を一点鎖線で示してある。無補強のNo.20の実験値は、点線とほぼ対応しており、無補強供試体の理論値に近い挙動を示している。No.11の実験値は一点鎖線とほぼ対応しており、補強材を含めた場合の理論値に近いのに対し、B8では点線にほぼ対応しており、無補強の場合の理論値に近い。わずか2点のデータではあるが、B8の方が補強材と本体とが荷重の低い段階から一体挙動していない状況が伺える。

b) ボルト呼び径とボルト間隔の違い (No.11 と B7)

B7はNo.11に対して、コーナプレートを取付ける高力ボルトの径および高さ方向のボルト配置間隔を変えた供試体である。表-4.1.3に供試体の構造パラメータを示し、図-4.1.16に水平荷重と水平変位の包絡線を示す。No.11ではボルト呼び径 M22 (F10T)、ボルト間隔 100mm、ダイヤフラム間 18本配置としているのに対し、B7ではボルト呼び径 M16 (F8T)、ボルト間隔 145mm、ダイヤフラム間 12本配置としている。なお、B7は道示Ⅱ鋼橋編に規定される最大中心間隔 $12t$ ($=108\text{mm}$) を満たしていない。

B7はNo.11と比較して、最大水平耐力および変形性能が共に低下している。B7では供試体ウェブの基部から1本目と2本目のボルト間で補剛板の局部座屈変形が発生し、 $+6\delta_y$ への移行時に基部から1本目のボルトがせん断破壊している（写真-4.1.4、図-4.1.17参照）。ワッシャー径を差し引いたボルト間の橋脚本体の鋼板を柱と想定した場合の座屈強度 σ_{cr}/σ_y は、No.11では0.96、B7では0.81であり⁵⁾、B7の方がボルト間での座屈変形の進展が早かったことが変形性能を発揮できなかった要因の一つと考えられる。

また、No.11とB7の2供試体のボルト諸元について比較してみると、No.11のM22 (F10T)では、ボルト1本・1摩擦面当たりのすべり耐力 $\rho_{su}=8.20\text{tf}$ 、ボルト1本当たりの降伏せん断耐力 $\rho_{bu}=19.74\text{tf}$ 、B7のM16 (F8T)では、 $\rho_{su}=3.42\text{tf}$ 、 $\rho_{bu}=7.43\text{tf}$ となっている。ダイヤフラム間の耐力に換算すると、B7はNo.11に対して、すべり耐力で1/3.6、せん断耐力で1/4.0と小さいため、ボルト諸元についても耐力および変形性能に影響を与えているものと考えられる。

参考に、図-4.1.18 に橋脚本体外側表面の角部近傍に貼付したひずみゲージによる水平荷重-ひずみ関係の実験結果を示す。図中には、無補強供試体の理論値（理論勾配）を点線で示し、補強材を含めた場合の理論値（理論勾配）を一点鎖線で示してある。B7の実験値は、荷重の低い段階では一点鎖線とほぼ対応しており、補強材を含めた場合の理論値に近く、No.11と同程度の荷重段階から勾配が緩やかになる傾向が見られた。

以上の結果だけでは、補強材のボルト設計に際して、どのような作用外力を設定しどのように設計すればよいかを提案するのは難しいが、現時点では少なくとも構造細目の面からボルト設計に関して制限を設けることが必要と考えられる。基本的には、降伏後も補強材と橋脚本体とが一体挙動を図ることができるよう高力ボルト間隔を上げずに、すべり耐力ができるだけ大きくなるように配置すべきであると考えられる。このような観点から、参考文献13)では、補強材取付けのための高力ボルトは道示Ⅱ

鋼橋編 4.3.2 に規定されるボルトの最小中心間隔にできる限り近い間隔で配置することが基本とされており、また、十分なすべり耐力を確保する観点から、ボルトの呼び径については、施工上支障がない場合には補強材と本体との接合を確実にするために導入軸力の高い呼び径 M24 を用いることが望ましいとされている。なお、ボルト本数を増やす方法としては、2 列配置や千鳥配置が考えられるが、角部付近において孔引きによる欠損断面が増えることや本体と補強材配置による三角形断面が小さくなることから、現実的には望ましい配置とは必ずしも言えない。

2) 溶接接合による補強

c) 補強材の厚さの違い (No.10 と No.22)

No.10 は No.22 に対して、コーナープレーットの厚さが 6mm と薄い供試体である。コーナープレーットの両縁支持板としての座屈パラメータ R_c は No.10 で 0.64、No.22 では 0.43 となっている。表-4.1.4 に供試体の構造パラメータを示し、図-4.1.19 に水平荷重と水平変位関係の包絡線を示す。

No.10 は断面二次モーメントが 5% 小さく、最大水平耐力が 10% (173tf→155tf) 低下している。実験終了時におけるコーナープレーットの変形状況によれば⁵⁾、No.22 では橋脚基部に座屈変形が集中し、橋脚基部から上方ではほとんど変形が見られていないが、No.10 では橋脚基部の局所変形の他に、橋脚基部から 2 番目の補剛板においても面外変形が見られている。両者の挙動の違いについては、コーナープレーットの座屈強度の違いが影響しているものと考えられる。

表-4.1.2 供試体の構造パラメータ

供試体No.	縦リ'寸法 (mm)	補強材 寸法 (mm)	補強材 の鋼種	橋脚の 鋼種	横リ'間隔 a (mm)	ハ'数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 λ	縦厚比ハ'ラ'比 R_R	縦厚比ハ'ラ'比 R_F	リ'剛度 γ/γ^*	軸力 N (tf)	軸力比 $\frac{N}{N_{Rd}}$	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)
No. 11	80×6	295×6	SM490	SM490	900	4	3,770	0.269 (0.255)	0.557	0.581	0.914	182	0.128 (0.108)	378.4 (447.0)	480,500 (584,221)
B8	80×6	275×6	SM490	SM490	900	4	3,680	0.266 (0.262)	0.550	0.574	0.914	182	0.131 (0.111)	378.4 (444.4)	480,500 (580,300)

注) () は補強材の断面積を既設橋脚断面に加算した場合の値

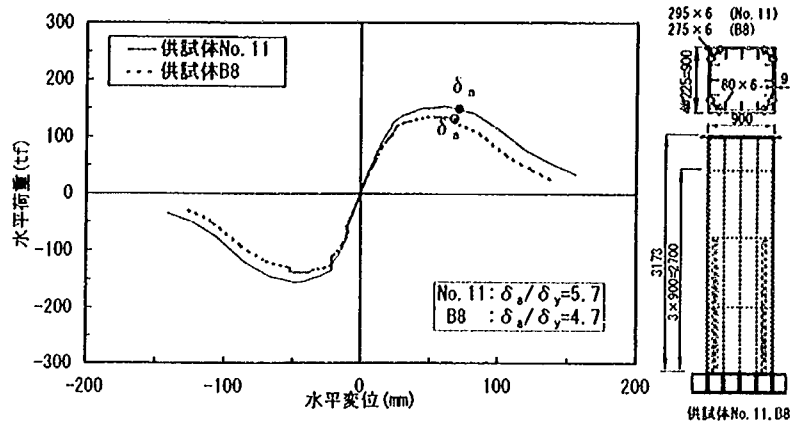
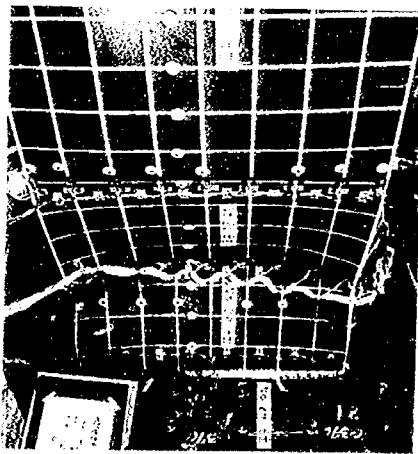
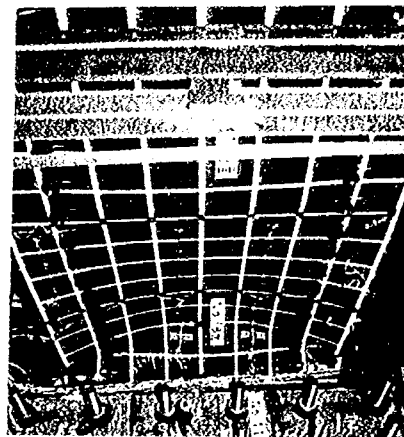


図-4.1.14 No. 11 と B8 の比較



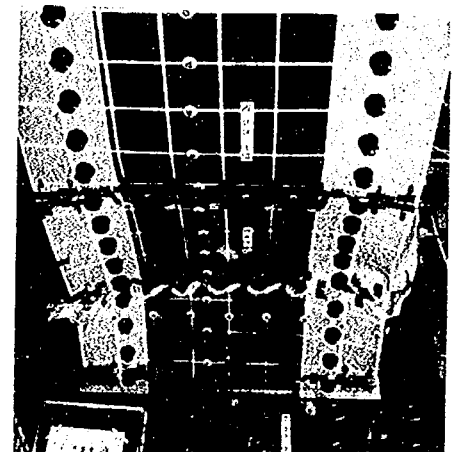
(a) 供試体 No. 20 ($-6\delta_y$)

無補強



(b) 供試体 No. 11 ($-8\delta_y$)

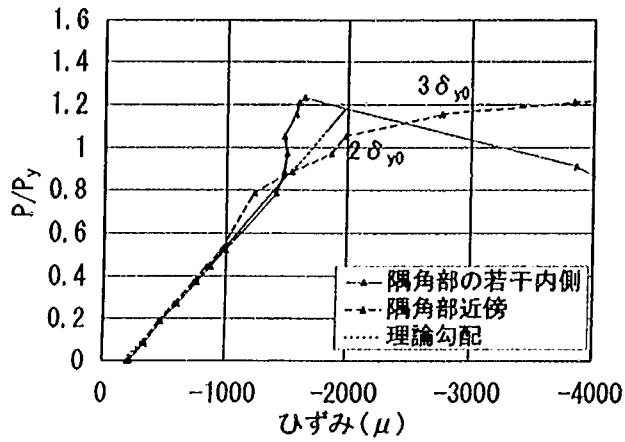
角補強



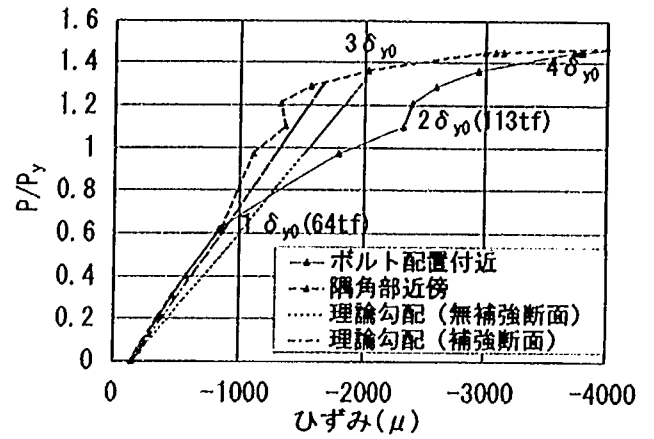
(c) 供試体 B8 ($-7\delta_y$)

角補強 (塗装仕様)

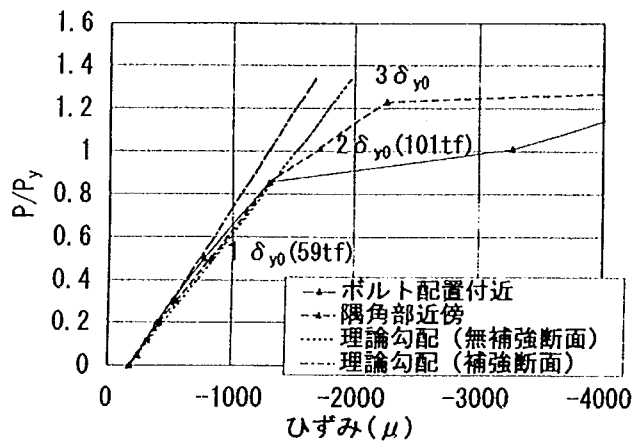
写真-4.1.3 変形が進展した時点の変形状況



(a) 供試体 No. 20



(b) 供試体 No. 11



(c) 供試体 B8

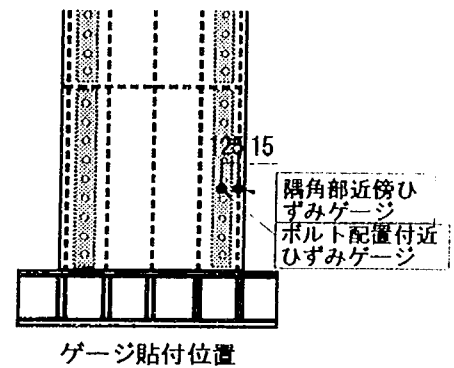


図-4.1.15 水平荷重-ひずみ関係

表-4.1.3 供試体の構造パラメータ

供試体No.	ボルト間隔 (mm)	ボルト径	補強材 寸法 (mm)	補強材 の鋼種	橋脚の 鋼種	ハネ数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 λ	縦厚比 R_R	縦厚比 R_F	リブ剛度 γ/γ^*	軸力 N (tf)	軸力比 N/N_{pl}	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)
No. 11	100	M22 (F10T)	295×6	SM190	SM190	4	3,770	0.259 (0.255)	0.557	0.581	0.914	182	0.128 (0.108)	378.4 (447.0)	480,500 (584,221)
B7	145	M16 (F8T)	275×6	SM190	SM190	4	3,680	0.256 (0.252)	0.550	0.574	0.914	182	0.131 (0.111)	378.4 (444.4)	480,500 (580,300)

注) ()は補強材の断面積を既設橋脚断面に加算した場合の値

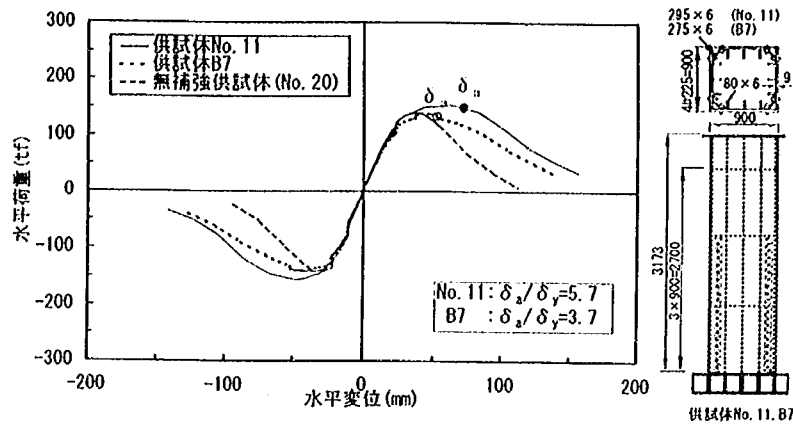


図-4.1.16 No. 11 と B7 の比較

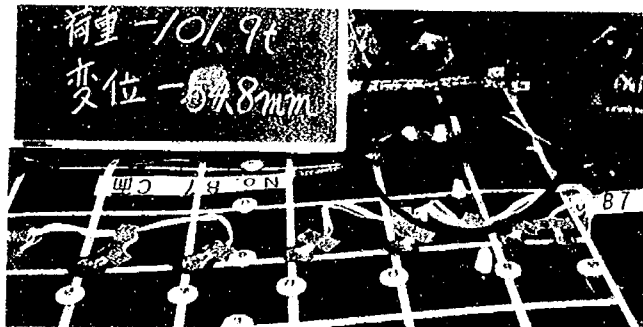


写真-4.1.4 ボルト破断状況 (6δ_y 载荷時)

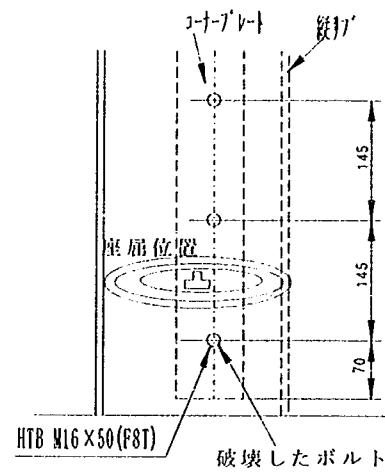


図-4.1.17 局部座屈変形図

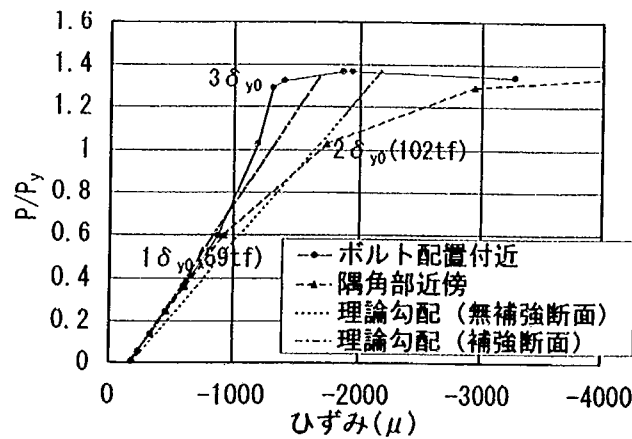


図-4.1.18 荷重-ひずみ関係

表-4.1.4 供試体の構造パラメータ

供試体No.	縦リ'寸法 (mm)	補強材 寸法 (mm)	補強材 の鋼種	橋脚の 鋼種	横リ'間隔 δ (mm)	R_o	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	縮長比 λ	幅厚比パラメータ		リ'剛度 γ/γ^*	軸力 N (tf)	軸力比 $\frac{N}{N_{yH}}$	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)
									R_R	R_F					
No. 10	80×6	170×6	SM190	SM190	900	0.64	3,910	0.263	0.569	0.594	0.914	182	0.110	419.2	539,700
No. 22	80×6	170×9	SM190	SM190	900	0.43	3,900	0.261	0.567	0.591	0.914	182	0.106	439.6	569,300

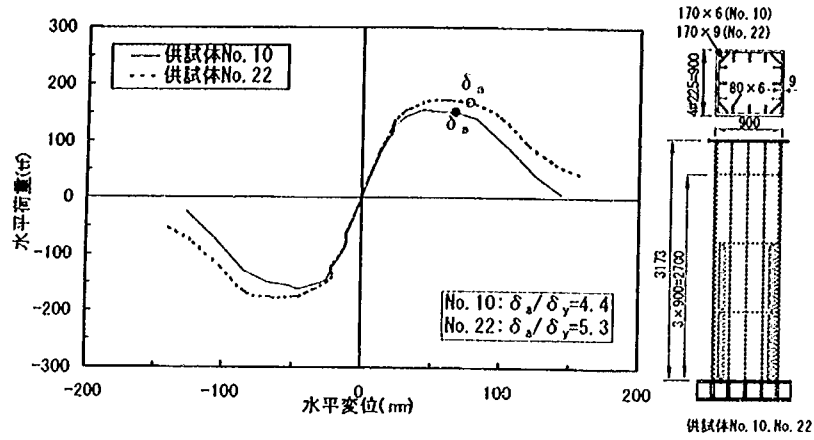


図-4.1.19 No. 10 と No. 22 の比較

(4) 載荷繰返し回数が変形性能に与える影響

本共同研究における正負交番繰返し載荷実験では、各載荷ステップにおいて載荷繰返し回数1回を基本としているが、各載荷ステップにおける載荷繰返し回数がじん性に与える影響を検討するために、角補強構造（溶接接合）に対して、各載荷ステップにおける載荷繰返し回数を3回とした場合について実験を行った。比較対象とした供試体はNo.22（各載荷ステップにおける載荷繰返し回数が1回）とNo.24（各載荷ステップにおける載荷繰返し回数が3回）である。表-4.1.5に供試体の構造パラメータを示す。また、図-4.1.20にNo.22とNo.24の水平荷重-水平変位関係の包絡線を示し、図-4.1.21にNo.22とNo.24の水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を示し、表-4.1.6に最大水平耐力付近および最大水平耐力を越えた位置の各繰返し回数における水平耐力を示す。

図-4.1.20、図-4.1.21および表-4.1.6より、No.22とNo.24の最大水平耐力は、それぞれ約170tf程度であり、No.22とNo.24の包絡線および履歴曲線においては、各載荷ステップ毎の載荷繰返し回数による耐力低下がほとんど見られない。しかしながら、各載荷ステップ両方とも最大水平耐力付近（ $+4\delta_{y0} \sim +5\delta_{y0}$ 付近）まで、載荷繰返し回数は最大耐力以降の強度劣化に対して有意な影響を及ぼしている。耐力を超えた時点（ $+5\delta_{y0}$ 付近）での水平耐力は、No.24の結果により最大水平1回から3回へと繰返し回数を増やすと、各載荷ステップにおける載荷繰返し回数毎に徐々に低下している。また、No.24の最大耐力以降の強度劣化はNo.22に比べて大きくなっている。

表-4.1.5 供試体の構造パラメータ

供試体No.	縦リ'寸法 (mm)	補強材 寸法 (mm)	補強材 の鋼種	橋脚の 鋼種	横リ'間隔 a (mm)	n' 繰 数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	縦長比 λ	幅厚比 R_R	幅厚比 R_F	リ'剛度 γ/γ'	軸力 N (tf)	軸力比 N/N_{y0}	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)
No. 22	80×6	170×9	SM490	SM490	900	4	3,900	0.261	0.567	0.591	0.914	182	0.106	439.6	569,300
No. 24	80×6	170×9	SM490	SM490	900	4	4,010	0.265	0.575	0.600	0.914	182	0.103	439.6	569,300

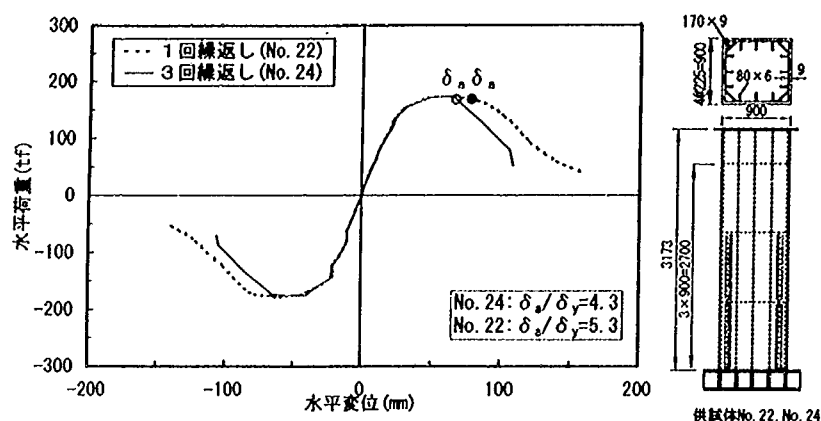
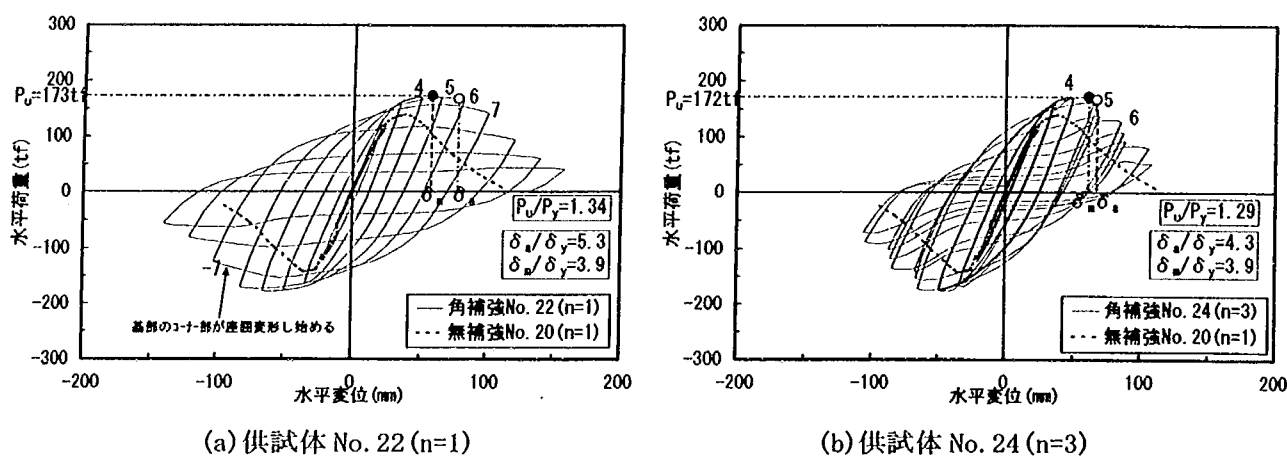


図-4.1.20 1回繰返し (No. 22) と 3回繰返し (No. 24) の包絡線の比較



(a) 供試体 No. 22 (n=1)

(b) 供試体 No. 24 (n=3)

図-4.1.21 水平荷重-水平変位履歴曲線

表-4.1.6 No. 22 と No. 24 の各繰返し回数における水平耐力比較

	各繰返し回数における水平耐力 (tf)	
	最大水平耐力付近 (+4 δ_{y0})	最大水平耐力を越えた位置 (+5 δ_{y0})
No. 22 (n=1)	169	171
No. 24 (n=3)	170, 171, 170	170, 156, 138

但し、数値が3つある場合、左から1回目、2回目、3回目の繰返し載荷における水平耐力を意味する。

(5) まとめ

本節では、角補強構造の正負交番繰返し載荷実験結果に基づいて、耐力および変形性能、各種パラメータが変形性能に与える影響について述べた。得られた結果を以下にまとめる。

- ① コーナープレートを用いて角部を補強した供試体は、補強していない供試体に対して変形性能が向上することが確認された。また、供試体の外観観察からも、コーナープレートで補強された角部が剛な三角形断面の柱として機能し、変形性能の向上に寄与していることが確認された。
- ② 最大水平耐力は、ボルト接合方式による角補強構造では、既設断面の 1.2 倍程度の剛性を有するようにコーナープレートによる角補強を行うことにより、補強材を含まない断面で計算した降伏水平荷重 P_y の 1.4 倍程度となった。また、溶接接合方式による角補強構造では、最大水平耐力は、道示 V 耐震設計編に従って設計を行うことにより、補強材を考慮した断面で計算した降伏水平荷重 P_y の 1.4 倍以上となった。
- ③ 耐力増加は、ボルト接合方式による角補強構造の場合には、溶接接合方式と比べて抑制されることが確認された。これは、ボルト接合方式の場合、最大水平耐力付近では補強材と本体間のすべりの影響により補強材と本体とが一体挙動しないことによるものと考えられる。
- ④ 塑性率は、ボルト接合方式による角補強構造の場合、補強前断面の 1.2 倍程度の剛性を有するようにコーナープレートによる角補強を行うことにより、3.5~5.7 程度となる結果が得られ、補強前と比べ 1.0~2.5 程度増加しており、優れた変形性能を有していることが確認された。また、アングル材を用いた角補強構造では、塑性率は、1.2 倍程度の剛性の場合、コーナープレートを用いた角補強と比較して 1 程度小さくなった。溶接接合方式による角補強構造の場合、実験数は少ないものの、塑性率は、補強前と比べ 1.5~4.0 程度増加しており、優れた変形性能を有していることが確認された。
- ⑤ ②~④より、ボルト接合方式による角補強構造は、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、耐力向上がほとんどなく、じん性向上を期待できる鋼断面補強であるため、主に既設橋脚の耐震補強に適している。一方、溶接接合方式による角補強構造は、最大耐力付近において安定した履歴曲線が得られ、耐力向上およびじん性向上を期待できる鋼断面補強であるため、主に新設橋脚の耐震設計に適している。
- ⑥ 角補強構造の塑性率を整理する上で幅厚比パラメータ R_F 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ および軸力比 N/N_y を組み合わせることにより、塑性率と相関性の高いパラメータ $C_R (=N/N_y \cdot \bar{\lambda} \cdot R_F)$ を提案した。このパラメータ C_R を用いて、角補強構造（ボルト接合）に対して既設橋脚を対象とした耐震補強に用いる塑性率の許容値が提案された¹⁾³⁾。角補強構造（溶接接合）については、新設橋脚を対象とした道示 V 耐震設計編に示す角補強の構造細目を満たしかつ C_R の値を 0.015 以下に抑えれば、塑性率として 5 程度を確保できることを確認した。
- ⑦ 溶接接合方式による角補強構造について、各載荷ステップにおける載荷繰返し回数を 1 回と 3 回両方の正負交番繰返し載荷実験を行った。その結果、最大水平耐力付近までは、各載荷ステップの載荷繰返し回数を 1 回から 3 回へ増やしても各載荷ステップにおける載荷繰返し回数毎の耐力低下はほとんど見られず、また各載荷ステップの載荷繰返し回数 1 回および 3 回いずれの場合も最大耐力及び最大水平耐力付近までの包絡線及び履歴曲線に大きな違いはないことが確認された。しかし、最大水平耐力付近以降は、各載荷ステップの繰返し回数を 1 回から 3 回へ増やすと耐力が低下していき、また各載荷ステップの載荷繰返し回数 3 回の場合、1 回の場合に比べて強度劣化が大きいことが確認された。

4.2 円形断面

4.2.1 基本構造および径厚比制限構造

(1) 軸力比の影響

図-4.2.1(1)に供試体の寸法、形状が等しく、軸力のみを変化させた No.8 と No.29 の包絡線を示す。また、図-4.2.3 に同様の円形断面橋脚を対象に名古屋大学で実施された弾塑性有限変位解析¹⁵⁾の内、軸力比を変化させたケースの包絡線を示す。なお、後述の解析結果とは、上記のパラメトリック解析の結果である。

図-4.2.1(1)、図-4.2.3 より、実験では径厚比パラメータ $R_t=0.12$ 、 $N/N_y=0.12$ 、 0.20 とし、解析では $R_t=0.075$ 、 $N/N_y=0.10\sim 0.30$ の範囲であるが、いずれの場合にも軸力が大きくなるほど無次元化した最大耐力が小さくなっている。解析における最大耐力点での変位 δ/δ_y に関しては、用いた軸力比の範囲内においては、ほとんど差がないが、最大耐力以降の挙動には軸力の影響が認められる。これらの現象は、矩形断面橋脚の実験から得られた傾向とほぼ一致している。

(2) 細長比の影響

実験において、細長比の影響のみを明瞭に比較することが難しいので、解析¹⁵⁾ から得られている知見を以下に記す。

図-4.2.5 に細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ に着目した解析の包絡線を示す。同図は同一の R_t に対して、 $\bar{\lambda}$ を 0.25 、 0.30 、および 0.50 に変化させた結果である。これより、いずれの場合も細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きくなるにつれて変形性能が低下することが分かる。特に $\bar{\lambda}=0.50$ の場合、最大耐力点での変位が小さく、最大耐力後の強度低下も著しい傾向にある。これは主に $P-\delta$ 効果によるものと考えられる。

(3) 座屈パラメータと耐力および変形性能の関係

図-4.2.1(2)、図-4.2.2 に KC-1~KC-3、No.6 と T-7 に対する包絡線をそれぞれ示す。また、図-4.2.6(a)~(i)に供試体の種々の座屈パラメータと P_u/P_y との関係を、図-4.2.7(a)~(i)にこれらの座屈パラメータと塑性率 δ_m/δ_y 、 δ_a/δ_y (δ_a は最大水平耐力の 95%もしくは 97%荷重に相当する水平変位) との関係を示す。なお、座屈パラメータの範囲としては、径厚比パラメータ R_t (注記参照) は 0.1 前後を中心に $0.035\sim 0.16$ の範囲にある。細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は $0.25\sim 0.39$ の範囲にあり、軸力比 N/N_y は $0.095\sim 0.20$ の範囲にある。

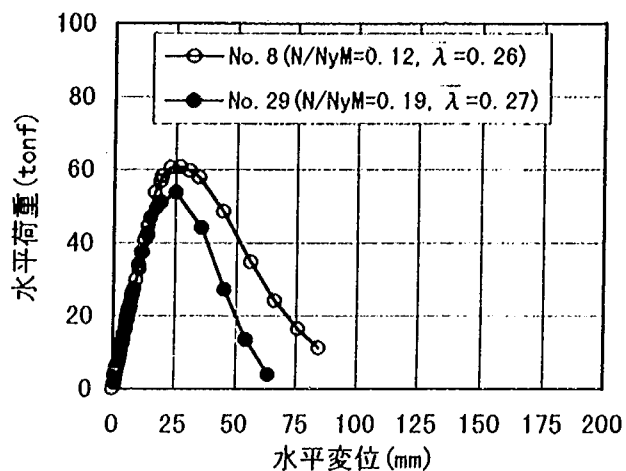
図-4.2.5~図 4.2.7 には、実験結果(◆印)を示す。なお、円形断面の供試体数が少ないため、実験結果を補完する意味で FEM 解析を実施した¹⁵⁾。参考に、図中に解析結果(◇印)も合わせて示す。図より、径厚比パラメータ R_t が小さくなるほど無次元化した最大耐力と塑性率が大きくなり、耐震性能が向上していることが分かる。

図-4.2.6、図-4.2.7 の中には指数形の回帰式の試算結果を示しているが、これらは実験値より算出したものである。横軸に適切なパラメータを採った場合、実験結果と解析結果とはほぼ同じ回帰曲線上にプロットされている。

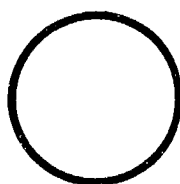
表-4.2.1は支配的なパラメータを検討するため、回帰式の相関係数 R^2 を比較したものである。表より、 P_u/P_y に関しては、径厚比パラメータ R_t を基本として、さらに細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ や軸力比 N/N_y を組合せたパラメータに対しても、相関性を比較的有する傾向が認められる。この場合の相関係数 R^2 は、0.67~0.77である。また、塑性率に関しては、同様に R_t を基本として、さらに細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ や軸力比 N/N_y を組合せたパラメータに対しても、強い相関性を有している。相関係数 R^2 は、0.85~0.97である。

(4) まとめ

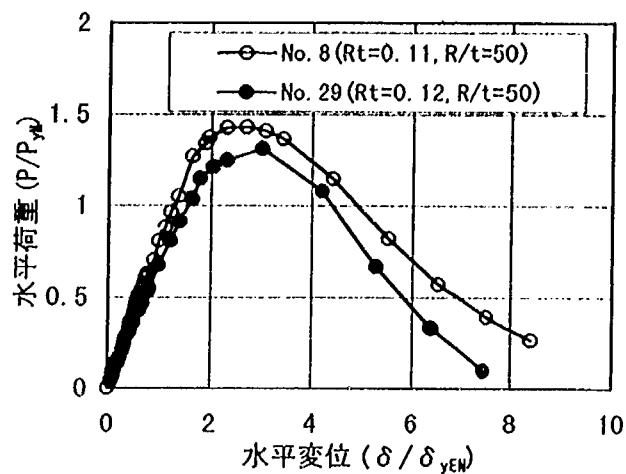
- ① 円形断面鋼製橋脚の変形性能に影響する可能性のあるパラメータとして、軸力比、細長比パラメータ、径厚比パラメータ等をあげることができる。
- ② 軸力比に関しては、最大耐力後の挙動においてその値が大きいほど強度劣化の傾向が認められた。また、径厚比パラメータが小さくなるほど無次元化した最大耐力と塑性率が大きくなり、耐震性能が向上していることが分かった。また、解析により細長比が大きくなるにつれて変形性能が低下する可能性のあることが分かった。



(a) 実測値

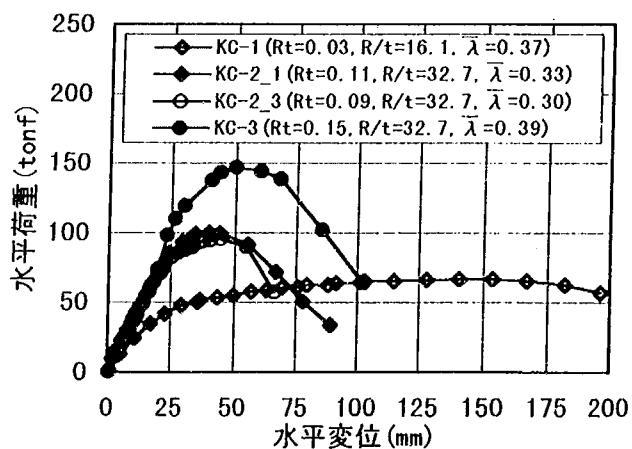


No. 8, No. 29



(b) 無次元化

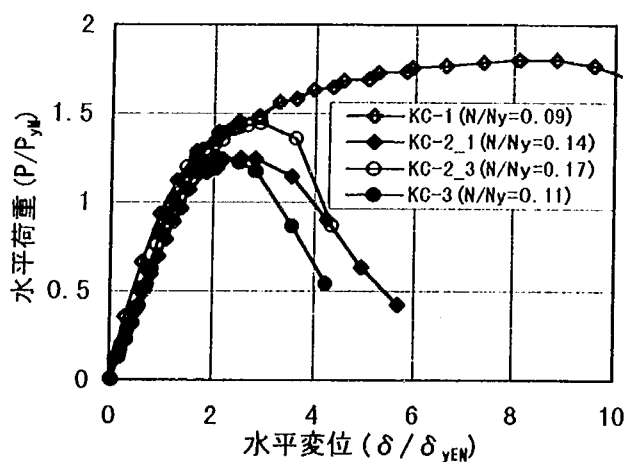
図-4.2.1(1) 包絡線の比較



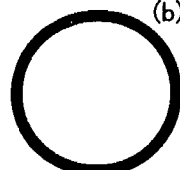
(a) 実測値



KC-1

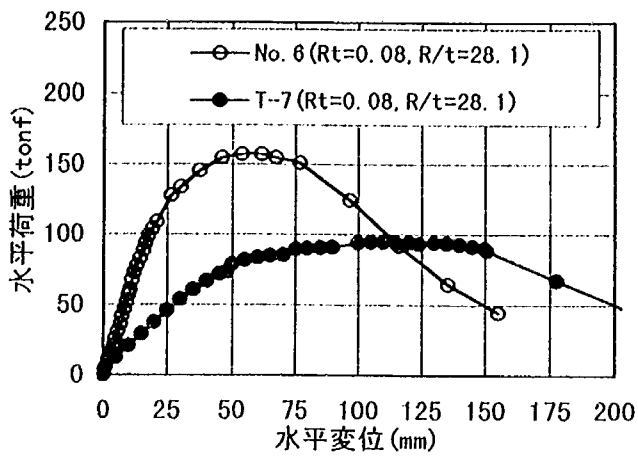


(b) 無次元化

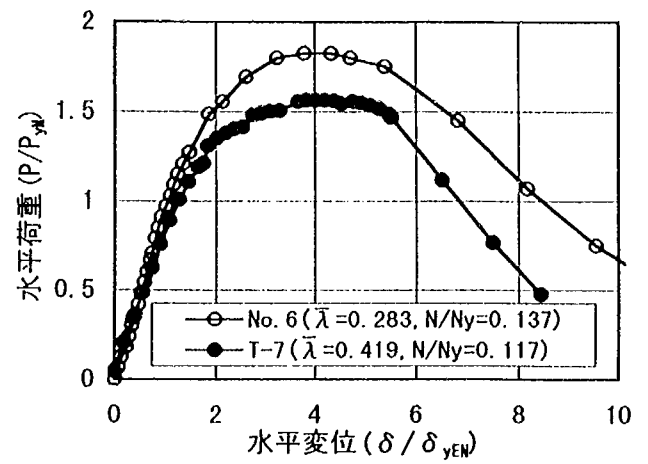


KC-2_1, KC-2_3, KC-3

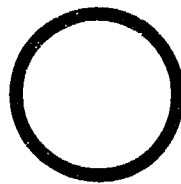
図-4.2.1(2) 包絡線の比較



(a) 実測値



(b) 無次元化



No. 6, T-7

図-4.2.2 包絡線の比較

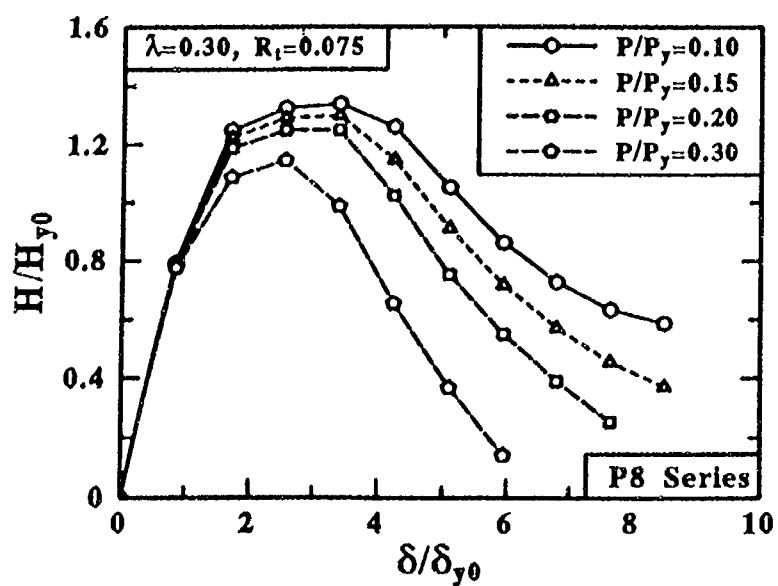


図-4.2.3 軸力比 ($=P/P_y$) の影響 (解析)¹⁵⁾

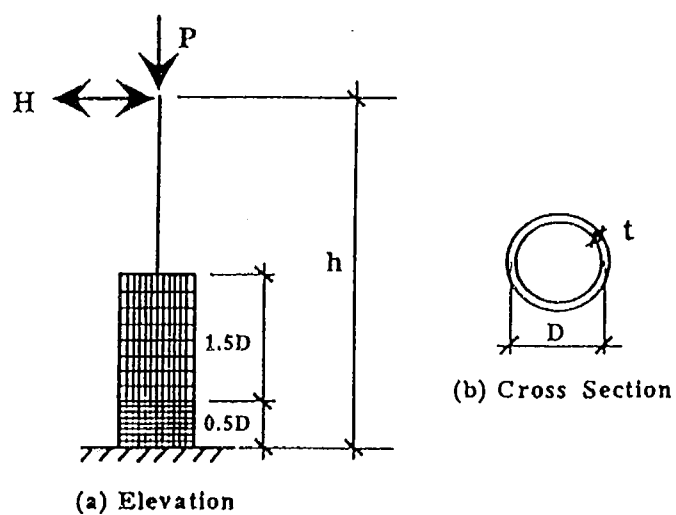


図-4.2.4 解析モデル¹⁵⁾

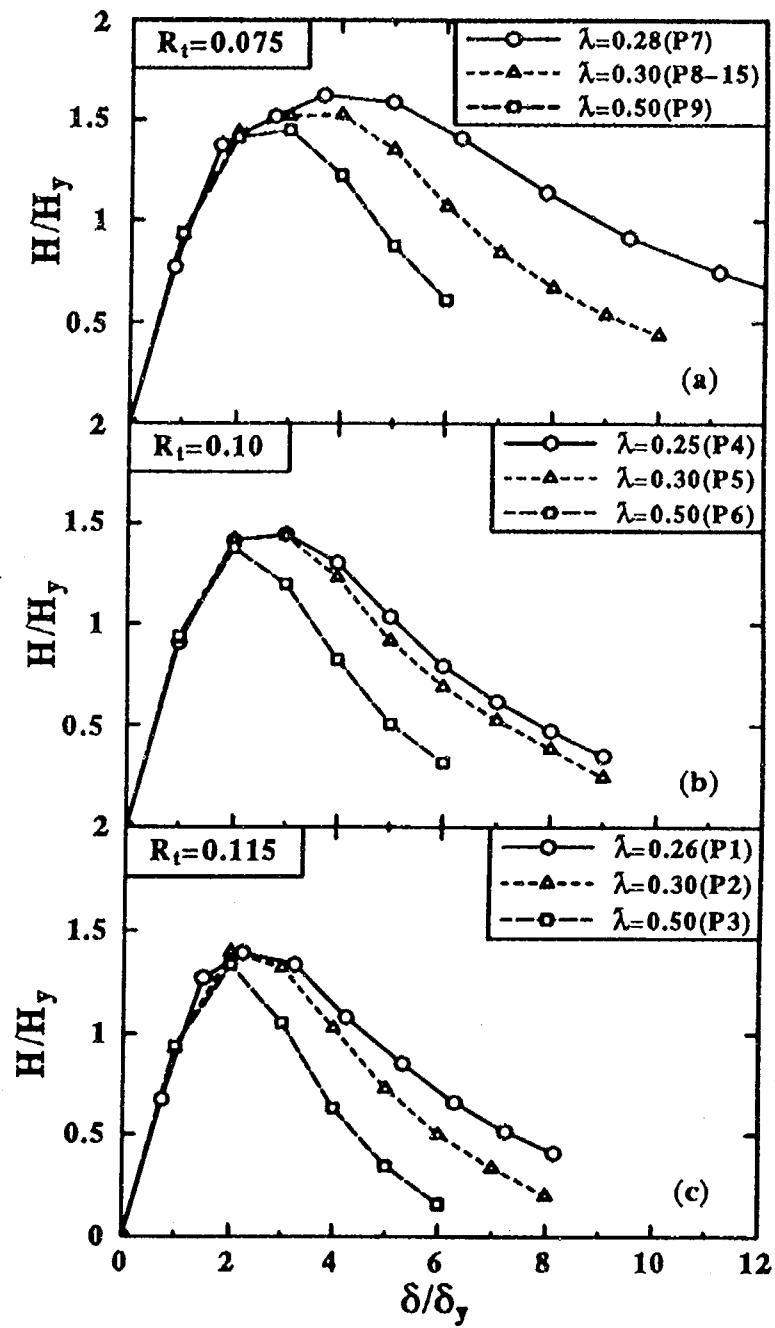
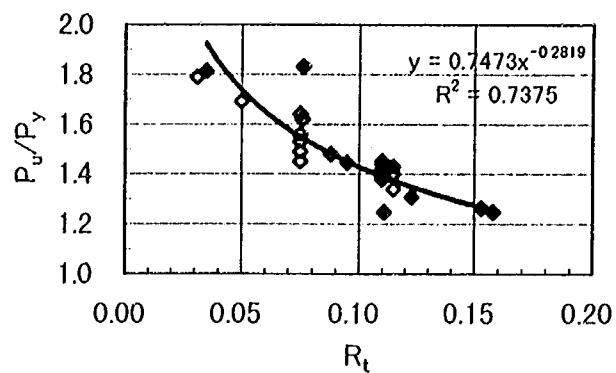
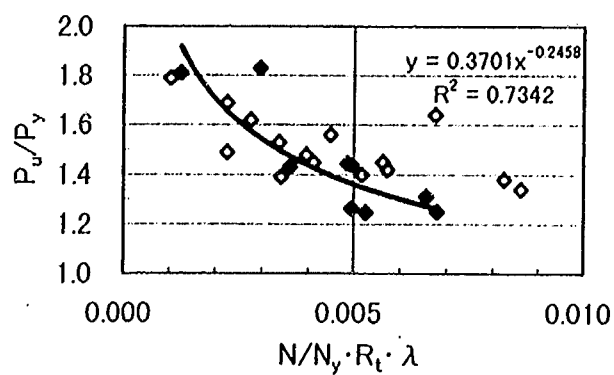


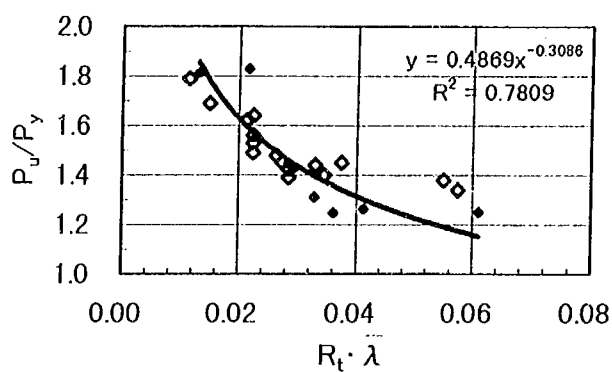
図-4.2.5 細長比パラメータ λ の影響（解析）¹⁵⁾



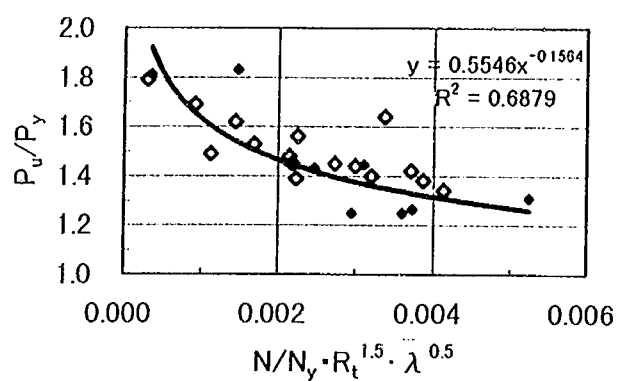
(a)



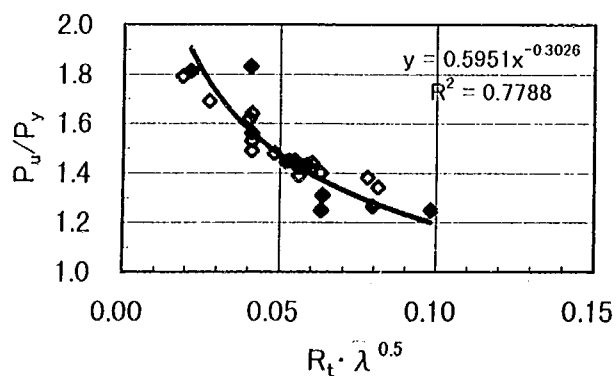
(d)



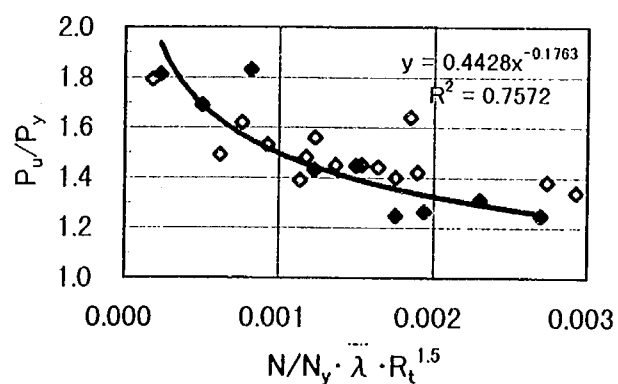
(b)



(e)



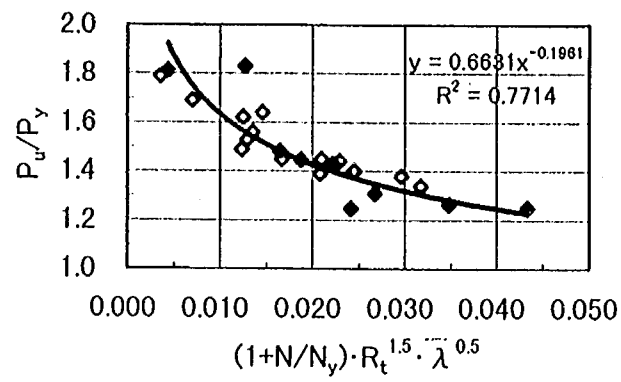
(c)



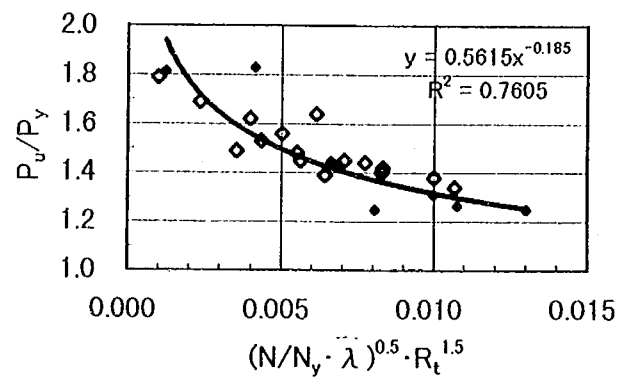
(f)

◆ 実験 ◇ 解析 — 回帰曲線(実験)

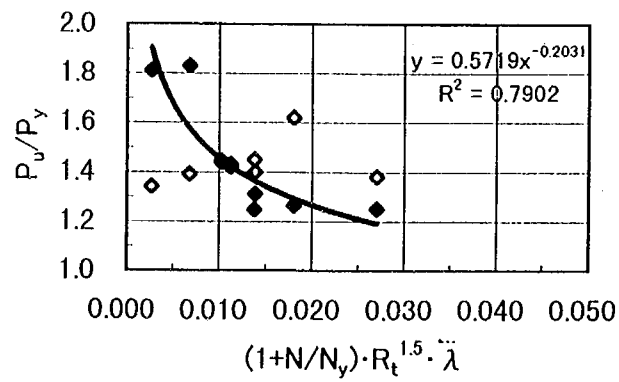
図-4.2.6(1) 座屈パラメータと P_u/P_y の関係



(g)



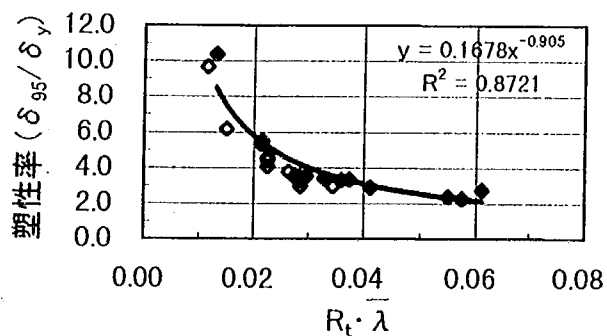
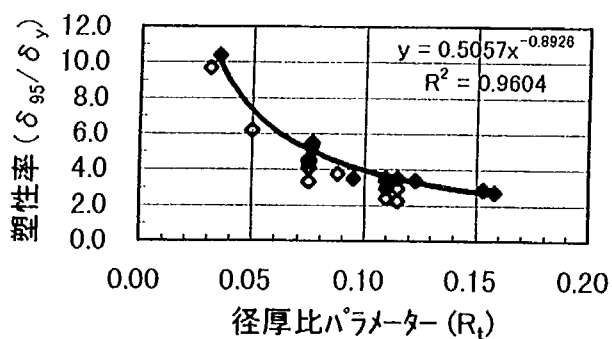
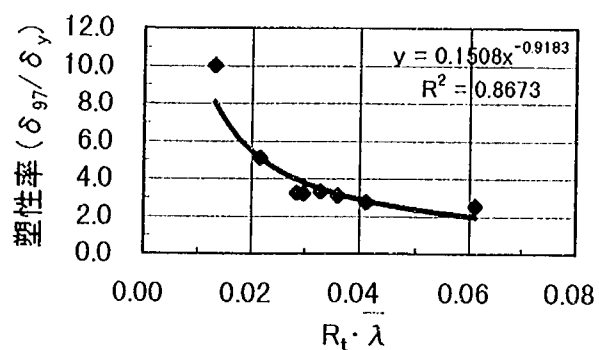
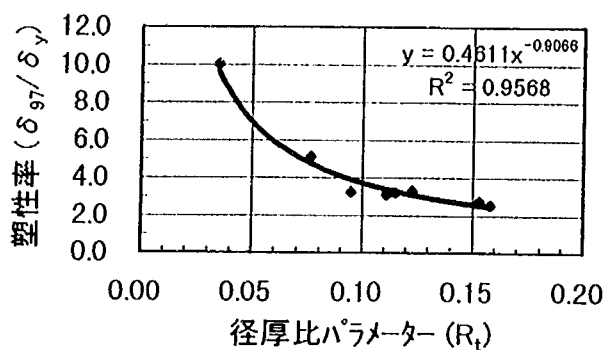
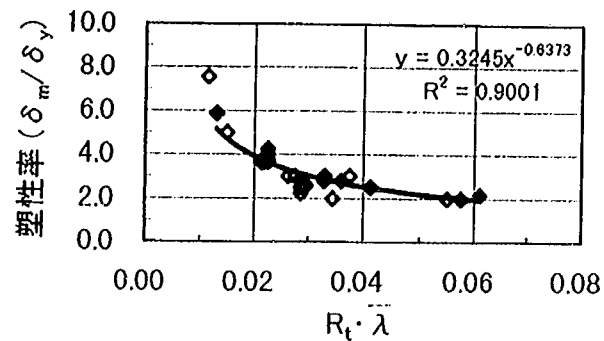
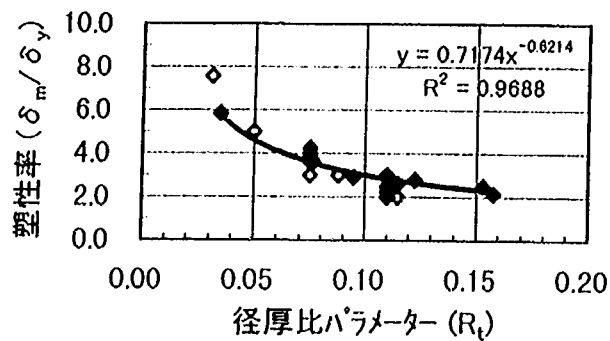
(h)



(i)

◆ 実験 ◇ 解析 — 回帰曲線(実験)

図-4.2.6(2) 座屈パラメータと P_u/P_y の関係



(a)

(b)

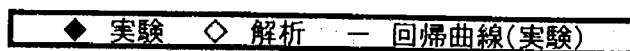
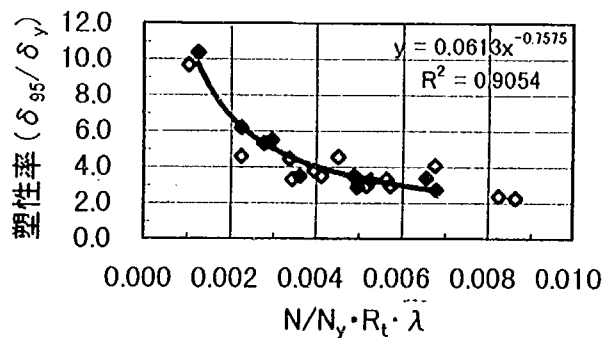
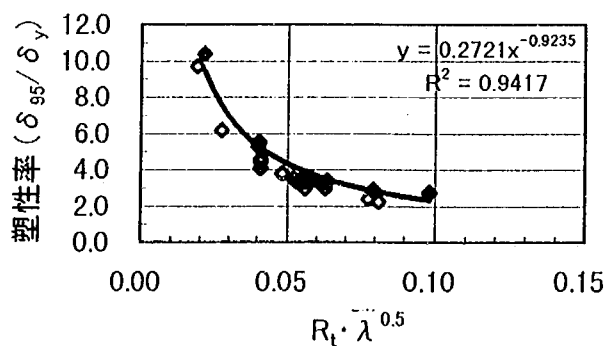
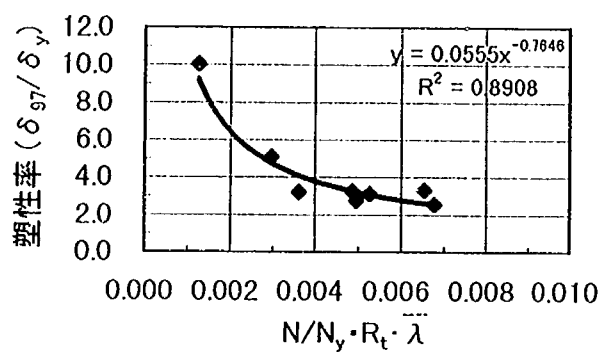
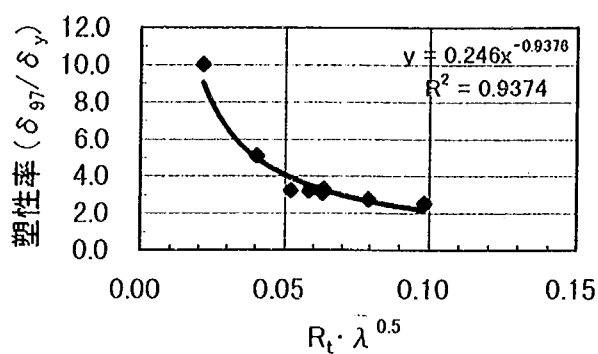
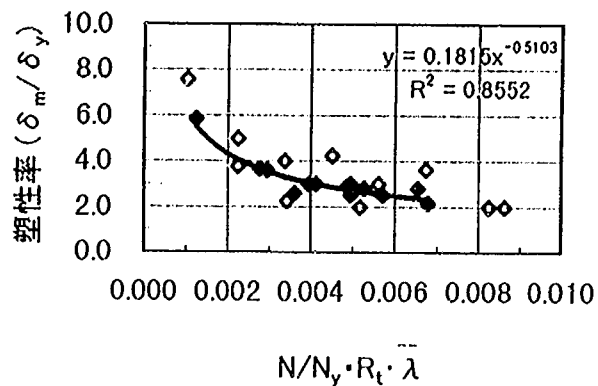
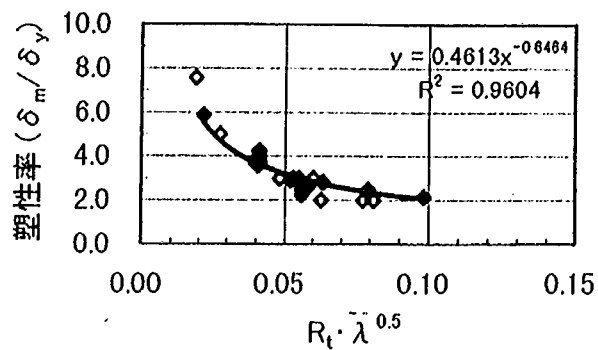


図-4.2.7(1) 座屈パラメータと塑性率の関係

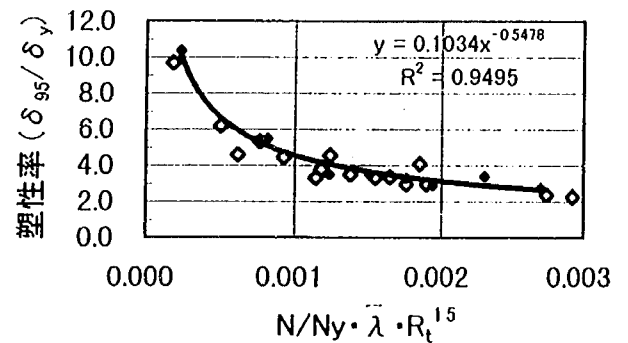
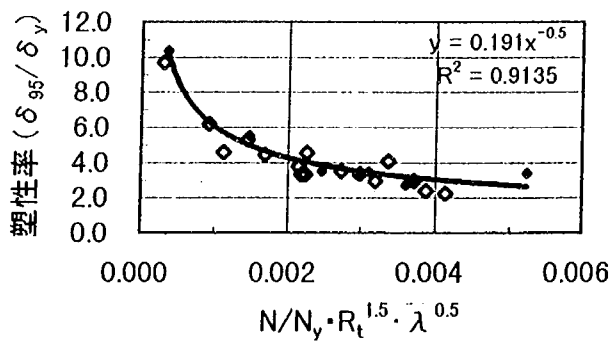
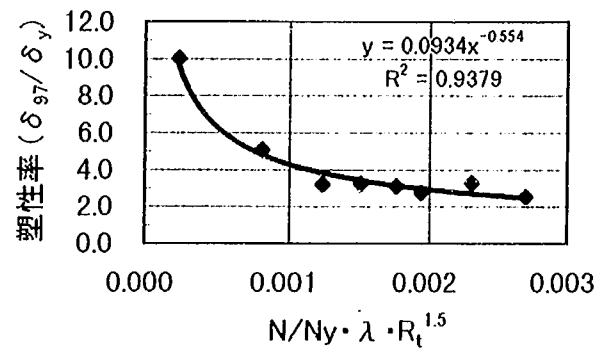
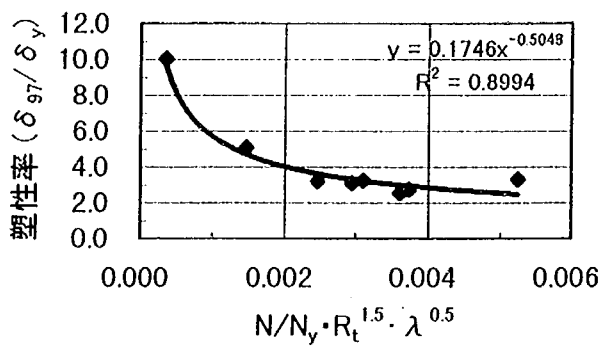
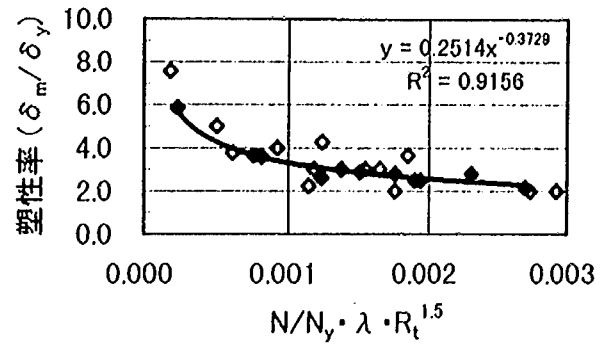
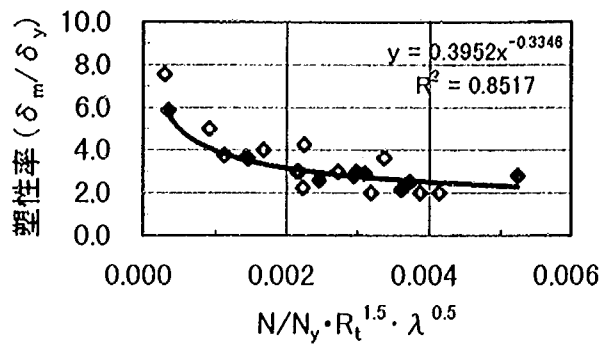


(c)

(d)

◆ 実験 ◇ 解析 — 回帰曲線(実験)

図-4.2.7(2) 座屈パラメータと塑性率の関係

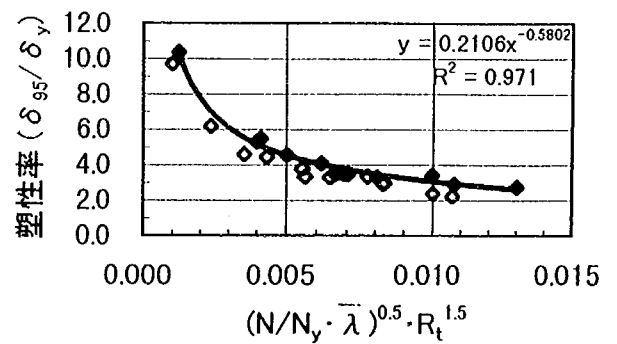
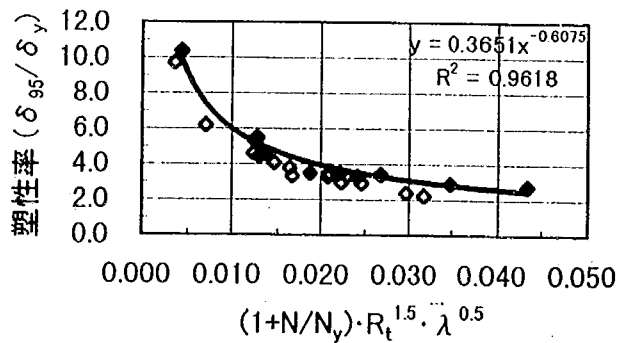
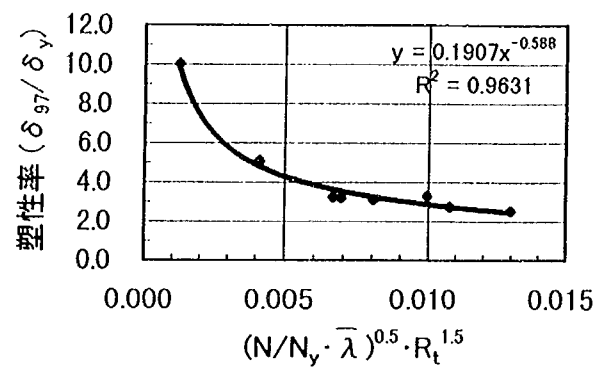
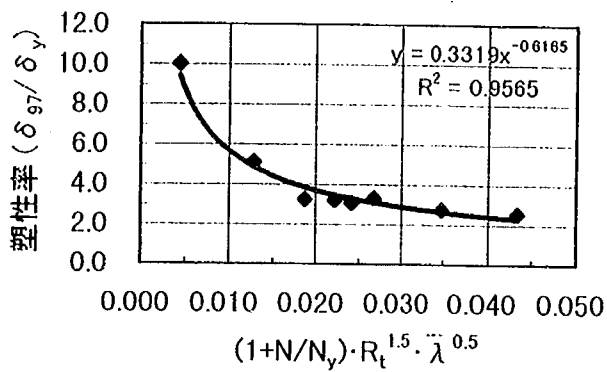
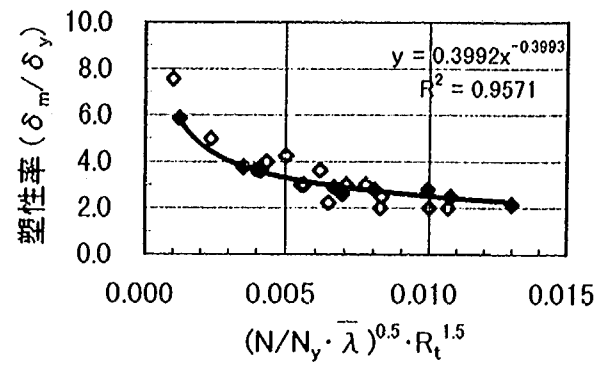
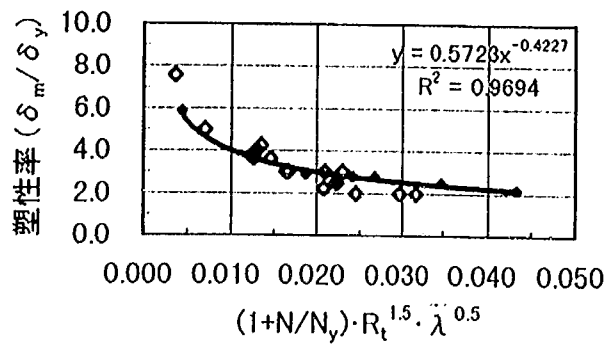


(e)

(f)

◆ 実験 ◇ 解析 — 回帰曲線(実験)

図-4.2.7(3) 座屈パラメータと塑性率の関係

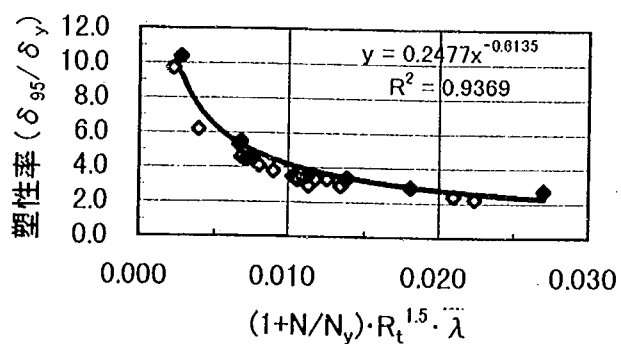
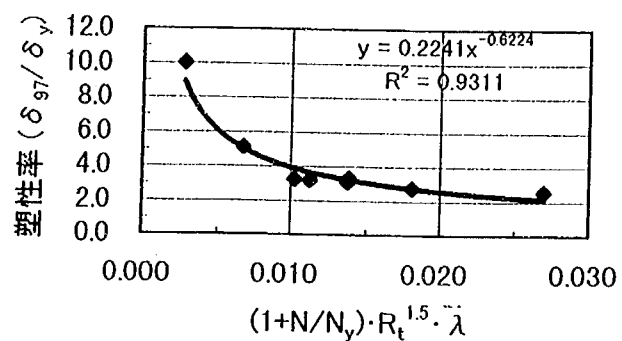
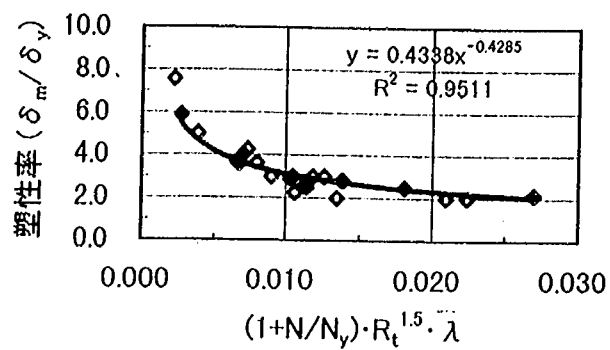


(g)

(h)

◆ 実験 ◇ 解析 — 回帰曲線(実験)

図-4.2.7(4) 座屈パラメータと塑性率の関係



(i)

◆ 実験 ◇ 解析 — 回帰曲線(実験)

図-4.2.7(5) 座屈パラメータと塑性率の関係

表-4.2.1 指数式におけるパラメータと相関係数 (R^2) の関係 (実験値・解析値)

		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)
		R_t	$R_t * \bar{\lambda}$	$R_t * \bar{\lambda}^{0.5}$	$N/N_y * R_t * \bar{\lambda}$	$N/N_y * R_t^{1.5} * \bar{\lambda}^{0.5}$	$N/N_y * \bar{\lambda} * R_t^{1.5}$	$(1+N/N_y) * R_t^{1.5} * \bar{\lambda}^{0.5}$	$(N/N_y * \bar{\lambda})^{0.5} * R_t^{1.5}$	$(1+N/N_y) * R_t^{1.5} * \bar{\lambda}$
P_u/P_y		0.738	0.781	0.779	0.734	0.688	0.757	0.771	0.761	0.790
塑性率	δ_u/δ_y	0.969	0.900	0.960	0.855	0.852	0.916	0.969	0.957	0.951
	δ_{97}/δ_y	0.957	0.867	0.937	0.891	0.899	0.938	0.957	0.963	0.931
	δ_{95}/δ_y	0.960	0.872	0.942	0.905	0.914	0.950	0.962	0.971	0.937

(a)～(i)は、図-4.2.6、図-4.2.7に対応

表-4.2.2 指数式におけるパラメータと相関係数 (R^2) の関係 (解析値)

		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)
		R_t	$R_t * \bar{\lambda}$	$R_t * \bar{\lambda}^{0.5}$	$N/N_y * R_t * \bar{\lambda}$	$N/N_y * R_t^{1.5} * \bar{\lambda}^{0.5}$	$N/N_y * \bar{\lambda} * R_t^{1.5}$	$(1+N/N_y) * R_t^{1.5} * \bar{\lambda}^{0.5}$	$(N/N_y * \bar{\lambda})^{0.5} * R_t^{1.5}$	$(1+N/N_y) * R_t^{1.5} * \bar{\lambda}$
P_u/P_y		0.827	0.816	0.899	0.522	0.618	0.640	0.861	0.765	0.856
塑性率	δ_u/δ_y	0.862	0.821	0.919	0.647	0.742	0.756	0.910	0.853	0.893
	δ_{95}/δ_y	0.855	0.913	0.969	0.823	0.859	0.900	0.958	0.937	0.976

(a)～(i)は、図-4.2.6、図-4.2.7に対応

4.2.2 隙間をあけて鋼板を巻立てた構造

(1) 隙間の大きさの影響

図-4.2.8 に隙間をあけて鋼板を巻立てた構造（補強鋼管柱と呼ぶ）と、補強を施さない基本断面鋼管柱の供試体の包絡線を示す。補強鋼管柱は鋼管柱本体の局部座屈の発生後に外巻き鋼板が座屈変形の進展を拘束することで変形性能の向上が見られるが、その効果が発現するタイミングは隙間の大きさ（ $=c$ ）に依存している。補強鋼管柱で、隙間の大きさのみが異なる No.9（ $c/t_0=10\text{mm}/9\text{mm}\cong 1.11$ 、 t_0 は鋼管柱本体の板厚）と No.15（ $c/t_0=5\text{mm}/9\text{mm}\cong 0.56$ ）を比較すると、No.9 は隙間が大きすぎたため耐力がかなり低下した後に効果が発現しているのに対し、No.15 は本体鋼管柱が最大耐力に到達するのとはほぼ同時に外巻き鋼板の効果が現れており、その結果、変形性能が大幅に改善されている。また、No.7（ $c/t_0=10\text{mm}/16\text{mm}\cong 0.63$ ）と No.15 は、それぞれに対応する無補強鋼管柱 No.6 と No.8 のそれと比較した場合、最大耐力はほぼ同一であり、また、それ以降は最大耐力を維持しつつ変形性能が向上しており、本補強構造の目的をほぼ満足する隙間の大きさであったものと考えることができる。

また、図-4.2.9 に同様の補強鋼管柱を対象に弾塑性有限変位解析¹⁶⁾によって隙間の大きさを変化させたケースの包絡線を示す。FP71 と FP91 の各シリーズは、供試体 No.7 と No.9 をそれぞれ基本モデルとしたものであり、モデル名の末尾の数値は隙間の大きさ（mm）を、-N は無補強鋼管を示す。図より隙間が小さいほど変形性能は上昇するが、同時に最大耐力も無補強鋼管柱のそれよりも上昇するケースも存在している。逆に隙間が大きすぎると補強の効果が減少することがわかる。これらの解析結果を本体鋼管柱の板厚との関係で整理すると、有効な隙間の大きさは、 $0.2 \leq c/t_0 \leq 0.8$ であり、とりわけ c/t_0 の近傍では変形性能の改善効果が発揮されるとともに、耐力上昇も抑制することができる。

(2) 外巻き鋼板の鋼種、板厚の影響

隙間の大きさが適当であったと考えられる No.7 と No.15 とを比較すると、供試体に生じた座屈モードに違いが見られ、同時に変形性能の向上の比率が大きく異なる。No.7 は外巻き鋼板にも変形が生じて、座屈変形が一個所に集中しているのに対し、No.15 は多段の座屈が生じ、その結果大幅な変形性能の向上がみられる（写真-2.3.1 を参照）。これは本体鋼管柱に対する外巻き鋼板の材料強度あるいは曲げ剛性の程度の違いに起因していると考えられる。相対的に外巻き鋼板の強度あるいは剛性が低い、No.7 は改善の効果が小さく、これに対して No.15 は大きな改善効果がみられている。ただし本実験からは、板厚と鋼種のそれぞれの効果に対する寄与度は不明である。

図-4.2.10 に、No.9 を基本モデルとして図-4.2.9 と同様の数値解析によって外巻き鋼板の板厚を変化させたケースの包絡線を示す。ただし、隙間の大きさは $c/t_0=0.5$ としている。また、モデル名の末尾の数値は外巻き鋼板の板厚（mm）を表す。外巻き鋼板の板厚を厚くすることによって変形性能が向上することがわかる。

(3) 外巻き鋼板の長さの影響

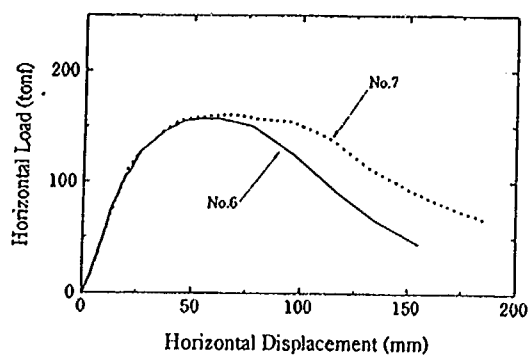
外巻き鋼板の長さは本体鋼管柱の座屈変形の領域を考慮して、本実験では本体鋼管の外形の $2/3$ としている。実験結果から、この長さの効果については詳細に分析されていないが、十分な長さであったものと考えられる。

(4) 塑性率の改善効果

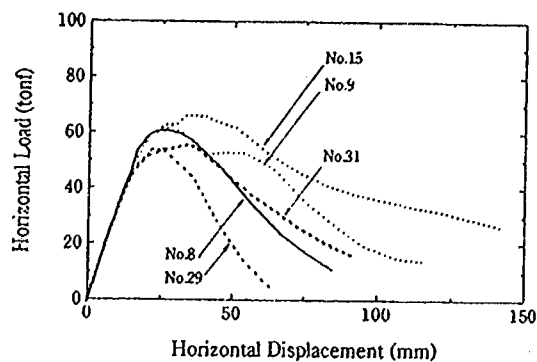
図-4.2.11 は本実験ならびに他の実験結果¹⁷⁾ から得られた塑性率 (δ_{95}/δ_y) を示したものである。前述した仕様の外巻き鋼板を設置することにより、塑性率は2程度の改善が認められる。

(5) まとめ

- ① 本構造においては、補強の効きははじめのタイミングは隙間の大きさに、またその後の変形性能は板厚・鋼種に依存する。
- ② 外巻き鋼板の仕様は、鋼管柱本体の板厚と材料の強度特性に応じて適切な値が存在するものと考えられる。上記検討の結果、本構造の仕様については、隙間の大きさは本体鋼管柱の板厚の $1/2$ 程度とし、外巻き鋼板の鋼種、板厚については本体鋼管柱と同等とすることにより塑性率が改善される。

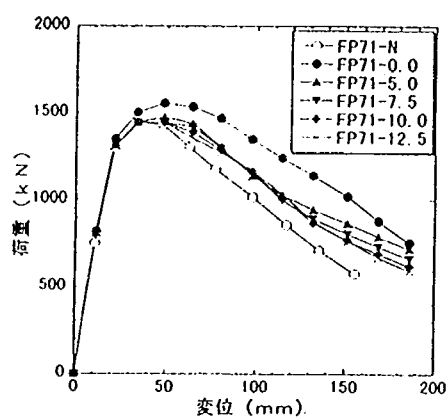


(a) No.6, No.7

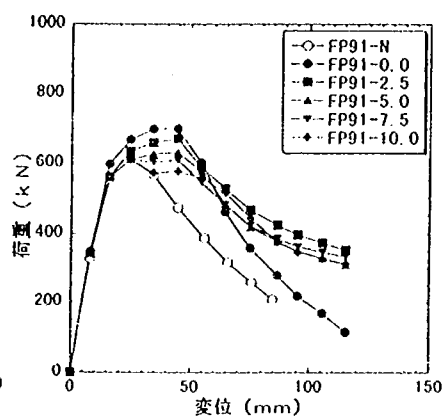


(b) No.8, No.9, No.15

図-4.2.8 包絡線 (実験結果)

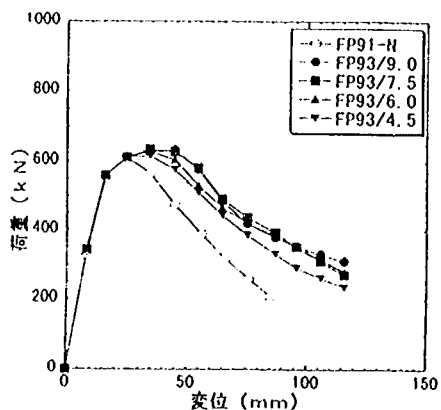


(a) F71シリーズ



(b) FP91シリーズ

図-4.2.9 包絡線 (数値解析結果：隙間の大きさの影響)



(d) FP93シリーズ

図-4.2.10 包絡線 (数値解析結果：板厚の影響)

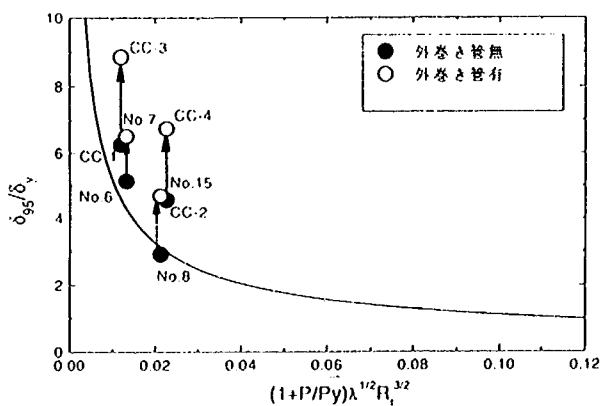


図-4.2.11 塑性率の改善効果

4.2.3 縦リブ補強した構造

図-4.2.12(1), (2), (3)に、縦リブ補強した円形断面の水平荷重-水平変位の包絡線を示す。縦リブを有する断面では、縦リブを考慮した断面積を、水平変位は δ_{yEN} 、水平荷重は P_{yM} でそれぞれ無次元化している。図には比較のため、径厚比パラメータの近い無補強の円形断面を併記している。なお、図中の径厚比パラメータ Rt は、補強縦リブを考慮していない値である。

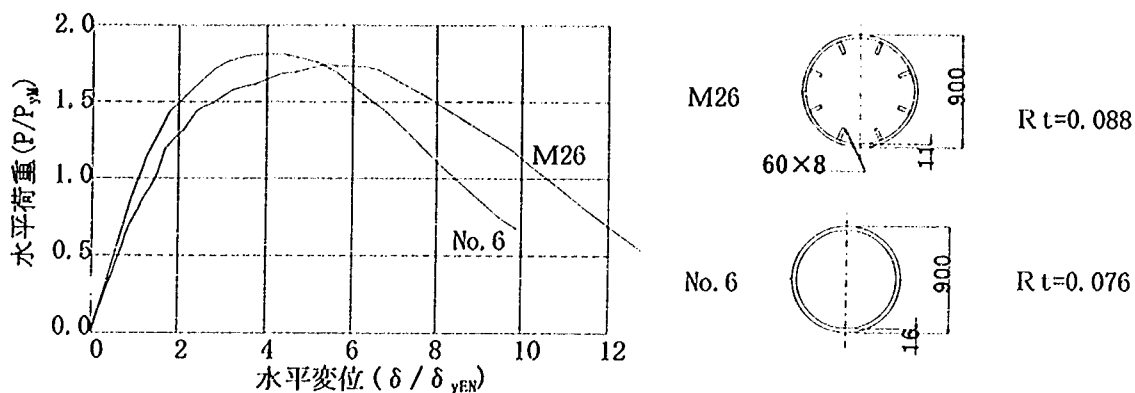


図-4.2.12(1) 縦リブ補強による包絡線の比較($Rt \approx 0.08$)

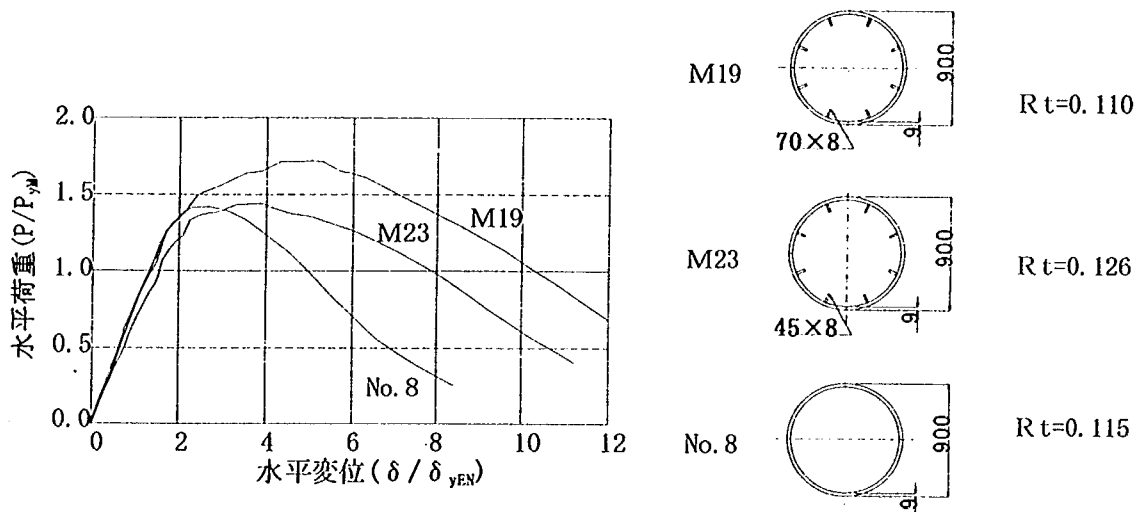


図-4.2.12(2) 縦リブ補強による包絡線の比較($Rt \approx 0.115$)

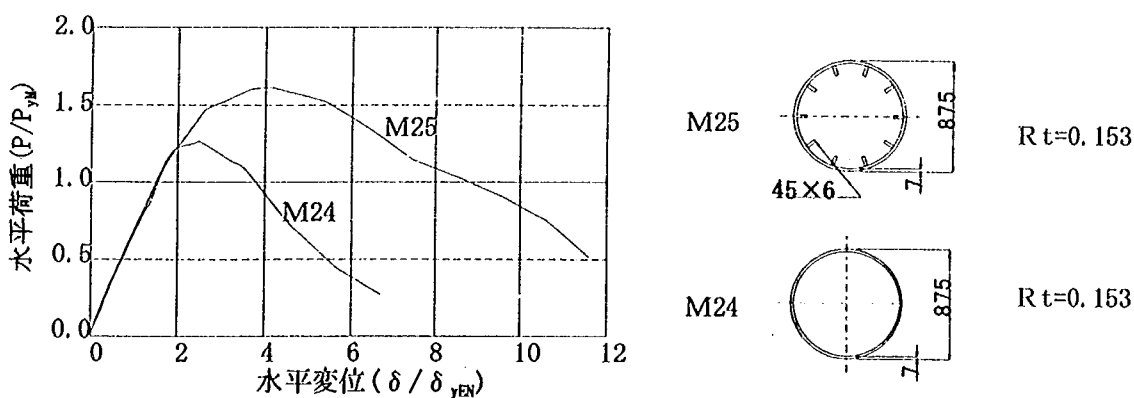


図-4.2.12(3) 縦リブ補強による包絡線の比較($Rt \approx 0.15$)

図-4.2.13に、縦リブ補強断面と無補強断面の塑性率を径厚比パラメータとの関係として示す。ここで δa は、無補強の場合は δ_{97} 、縦リブ補強の場合は δ_{95} としている。図より、縦リブ補強により塑性率が2～3程度向上していることがわかる。

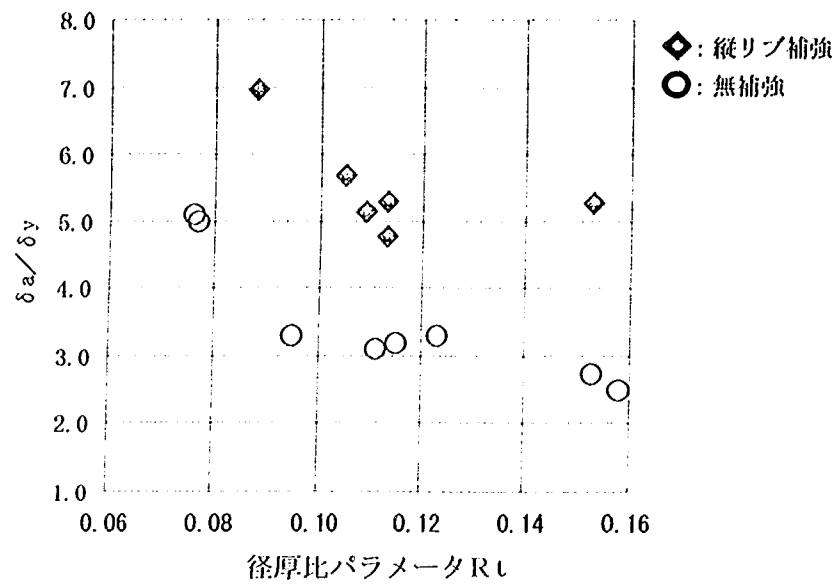


図-4.2.13 縦リブ補強による塑性率の比較

5. コンクリートを充填した鋼製橋脚の 耐力および変形性能

5. コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐力および変形性能

5.1 実験結果と地震時保有水平耐力計算結果との比較

5.1.1 水平荷重－水平変位関係

図－5.1.1 に矩形および円形断面供試体の水平荷重－水平変位の履歴曲線を示す。図中の細実線は実験で得られたヒステリシスループであり、太実線は、道示Ⅴ耐震設計編 10.2 の解説に示す計算上の仮定に基づいて算出した降伏時の水平耐力・水平耐力と終局時の水平耐力・水平変位を結んだ線である。また、一点鎖線の位置は、タイプⅠおよびタイプⅡの地震動に対する設計上の許容変位を示している。なお、N1、N2、N3 については、土木学会鋼構造委員会提案の照査法に準じた充填高さであるが、実験での破壊位置が基部であったことからここでは便宜上、道示Ⅴ編 10.2.1 の充填高さを満足するものとして計算結果を示している。破線は、鋼断面が同一諸元の供試体でコンクリートを充填しないものの実験結果を包絡線で示したものである。

コンクリートを充填することにより、終局水平耐力および変形性能ともに大幅に向上することがわかる。また、終局耐力と終局変位の計算値は概ね実験における最大耐力と耐力の安定した領域内の最大変位に一致している。

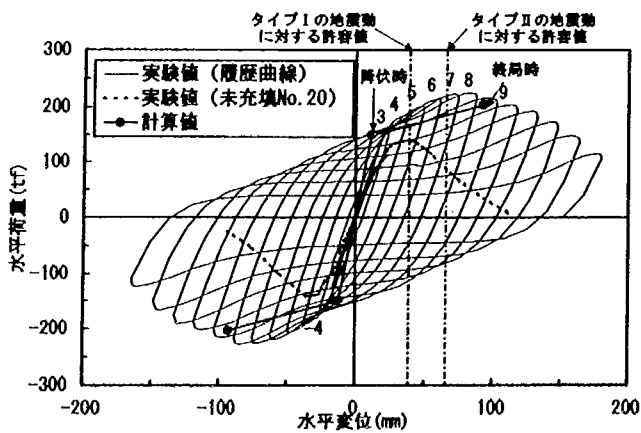
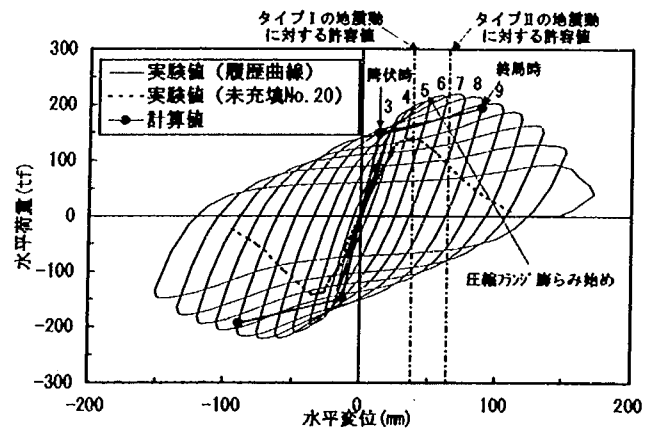
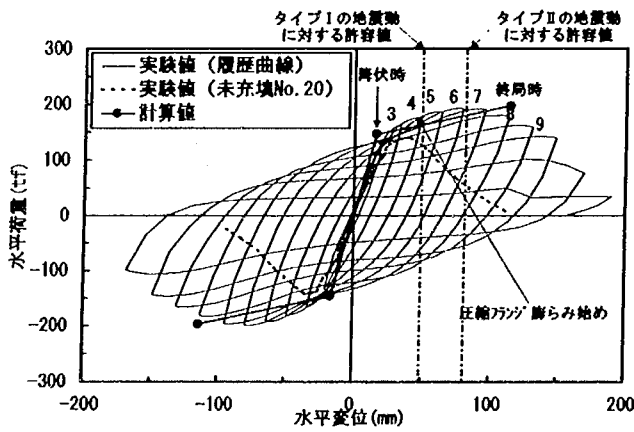
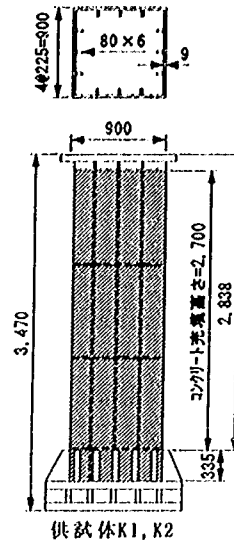
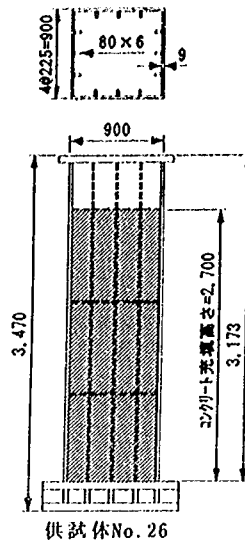
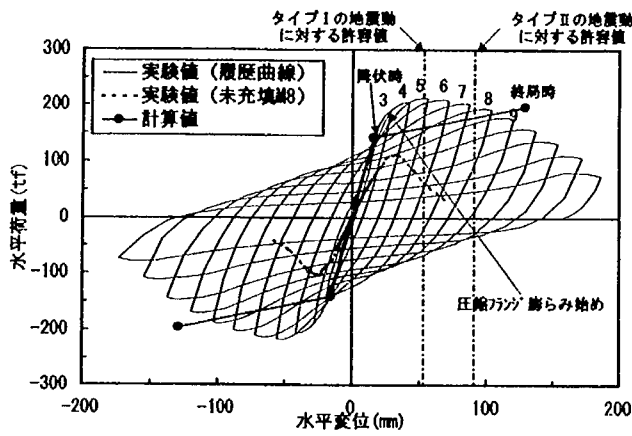
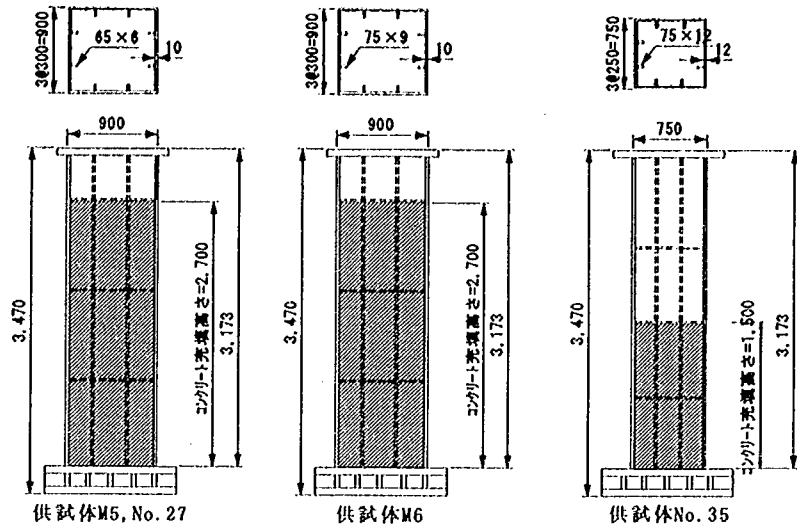
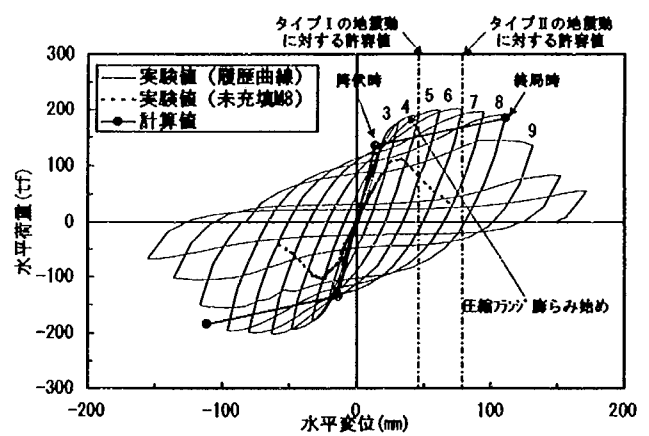


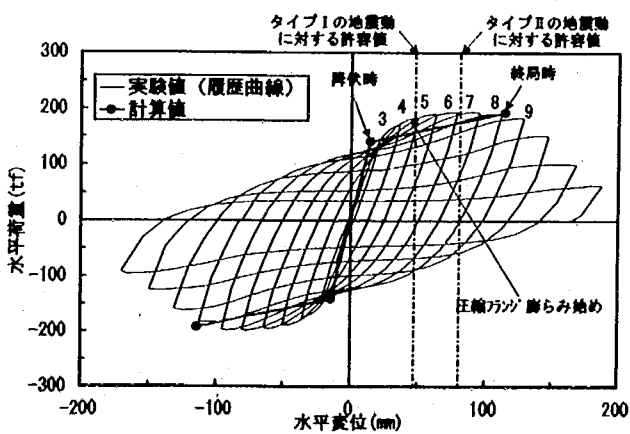
図-5.1.1(1) 水平荷重—水平変位の履歴曲線



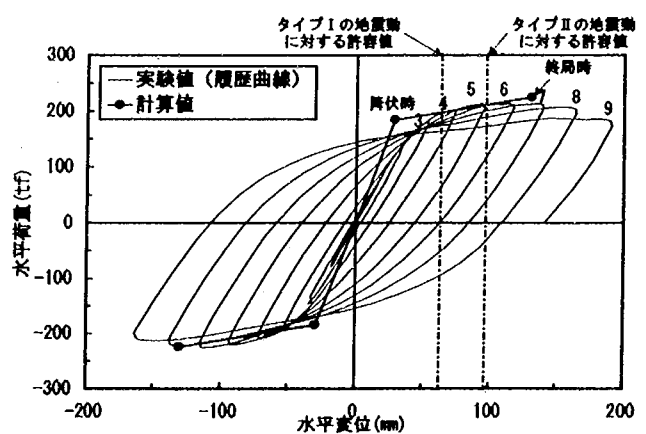
(d) No.27



(e) M5

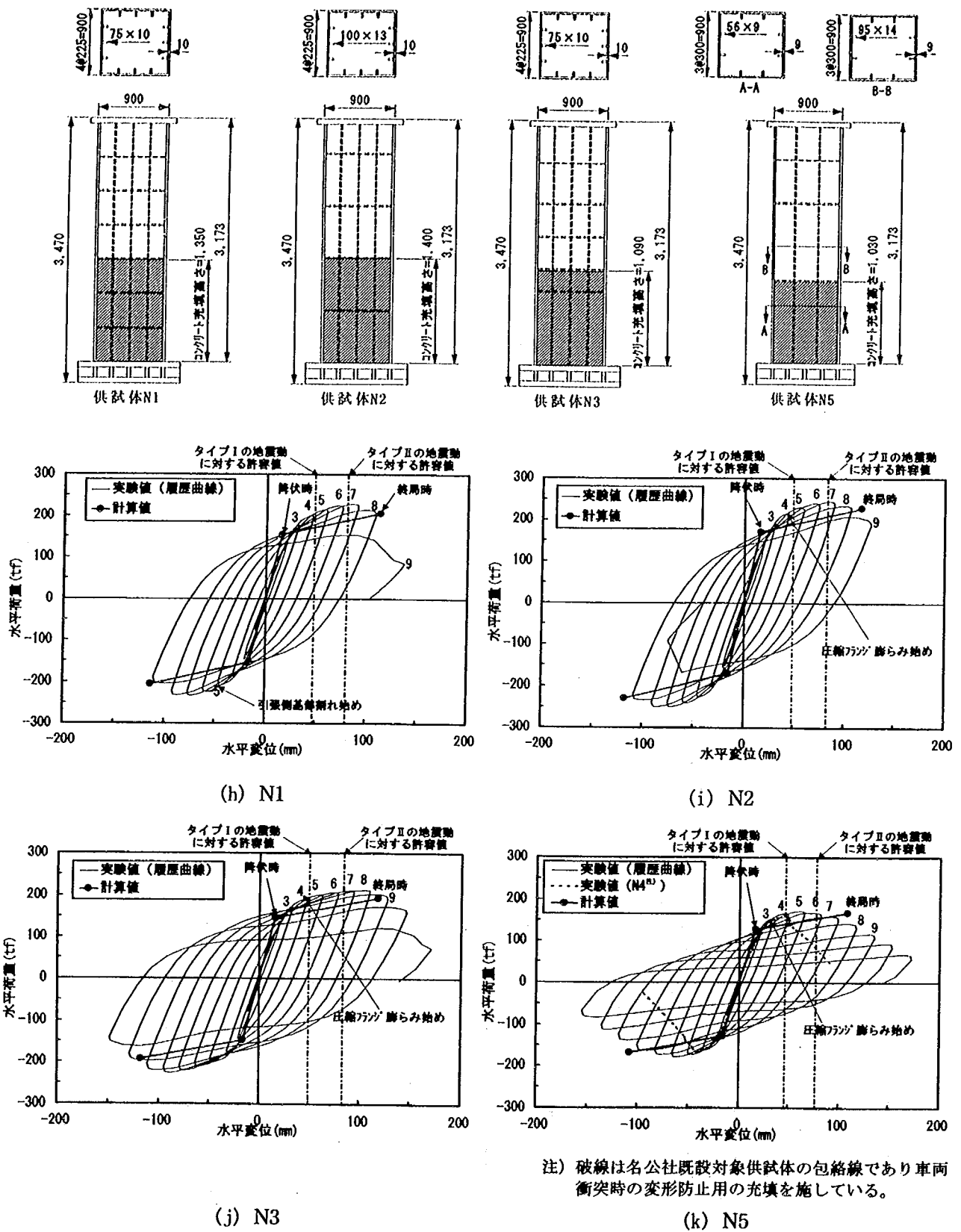


(f) M6



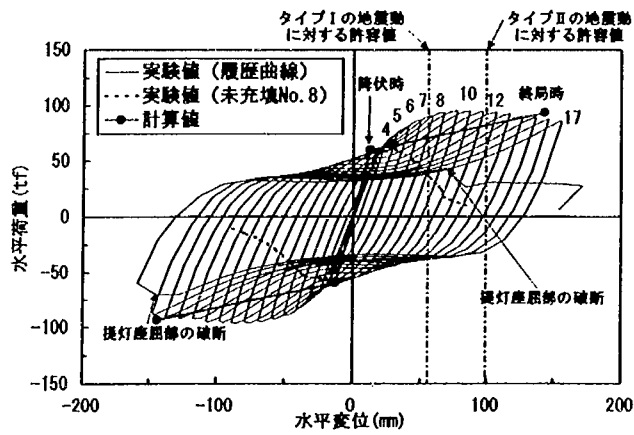
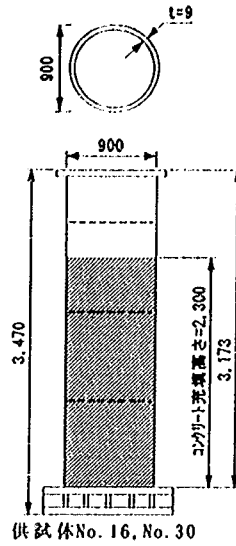
(g) No.35

図-5.1.1(2) 水平荷重—水平変位の履歴曲線

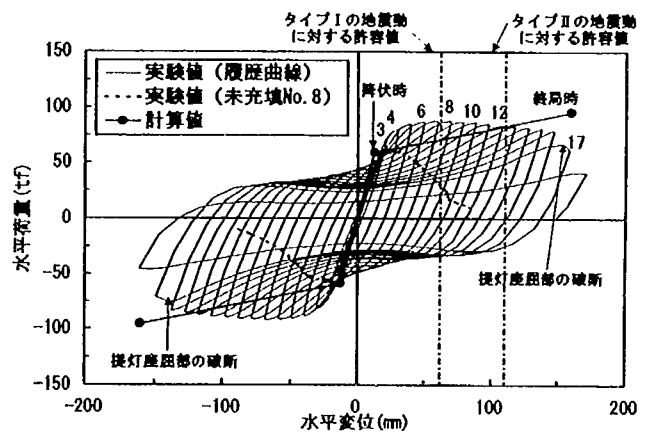


注) 破線は名公社既設対象供試体の包絡線であり車両衝突時の変形防止用の充填を施している。

図-5.1.1(3) 水平荷重—水平変位の履歴曲線



(l) No.16



(m) No.30

図-5.1.1(4) 水平荷重—水平変位の履歴曲線

5.1.2 終局耐力および終局変位

表－5.1.1 は降伏水平変位、降伏水平耐力、終局水平変位および終局水平耐力について、実験値と道示Ⅴ編 10.2.1 による計算値をそれぞれ示したものであり、図－5.1.2 は終局水平耐力、終局水平変位および初期勾配について計算値と実験値をそれぞれ比較したものである。ここで、実験における終局水平耐力は最大荷重とし、終局変位は耐力の低下し始める直前の水平変位（最大耐力の 90% 荷重時に相当）としている。

図－5.1.2(a)および(b)より、終局耐力、終局変位ともに実験値と計算値は概ね一致している。また、参考として図－5.1.3 にコンクリートを見捨て鋼断面のみを考慮した場合と充填柱とした場合について、降伏水平耐力の計算値を比較して示す。

表-5.1.1 コンクリートを充填した鋼製橋脚 実験値と計算値の比較

供試体 No.	形状	実 験 値					道示V編 充填柱としての計算値					比 較	
		降伏時			終局時		降伏時			終局時		終局耐力 (計算値/実験値)	終局変位 (計算値/実験値)
		降伏耐力 ¹⁾ (tf) (参考値)	降伏変位 (mm) (参考値)	初期勾配 ²⁾ (tf/mm)	終局耐力 ³⁾ (tf)	終局変位 ⁴⁾ (mm)	降伏耐力 (tf)	降伏変位 (mm)	降伏剛性 (tf/mm)	終局耐力 (tf)	終局変位 (mm)		
M5	□	101	8.8	10.70	201	114	134	14.0	9.63	184	111	0.91	0.98
M6	□	106	9.6	9.73	194	132	141	14.3	9.89	193	114	0.99	0.86
No. 26	□	114	10.7	9.43	192	117	146	16.2	9.03	196	114	1.02	0.97
No. 27	□	102	8.0	11.70	213	102	141	15.4	9.18	196	129	0.92	1.26
No. 35	□	145	24.0	4.67	213	168	184	28.9	6.36	225	131	1.05	0.78
K1	□	113	10.4	8.76	219	105	148	12.6	11.8	193	89.2	0.88	0.85
K2	□	113	11.8	7.54	225	116	150	12.1	12.4	203	92.7	0.90	0.80
N1	□	117	11.2	8.37	229	109	156	15.8	9.85	206 ⁵⁾	112 ⁵⁾	0.90	1.03
N2	□	129	11.8	8.93	246	112	172	15.9	10.8	229 ⁵⁾	116 ⁵⁾	0.93	1.03
N3	□	113	9.5	9.82	202	126	147	15.5	9.5	193 ⁵⁾	118 ⁵⁾	0.96	0.94
N5	□	96	9.9	8.05	172	86	128	16.0	8.0	168 ⁵⁾	108 ⁵⁾	0.98	1.25
No. 16	○	45.3	15.2	3.31	95	156	59.9	12.3	4.87	93.6	143	0.99	0.92
No. 30	○	40.9	11.4	3.89	88	147	58.9	12.5	4.70	95.9	160	1.09	1.09

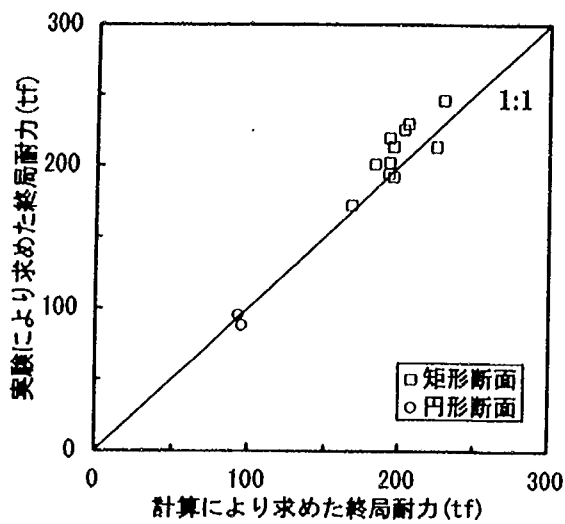
1) 充填コンクリートを無視して鋼断面のみについて算出した値であり実験値ではない。

2) 降伏荷重20~40%の実験値を用いて原点を通る最小二乗近似直線を求め、その傾きを初期勾配とした。

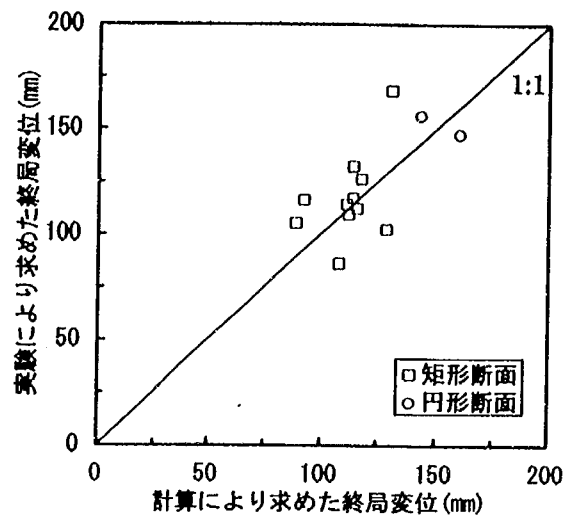
3) 最大荷重を終局水平耐力とした。

4) 最大耐力の90%荷重時の水平変位を終局変位とした。

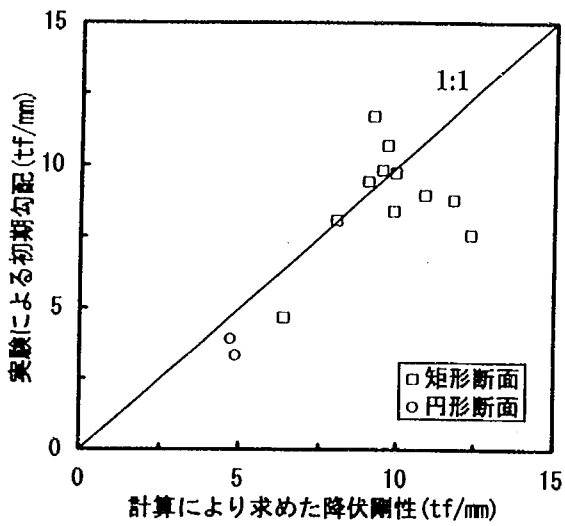
5) 供試体N1~N5では、計算上コンクリート充填部上端で終局を迎える。ここでは基部が終局を迎える充填高とした場合の計算結果を示した。



(a) 終局水平耐力



(b) 終局水平変位



(c) 実験の初期勾配と計算による降伏剛性の比較

図-5.1.2 実験値と計算値の比較

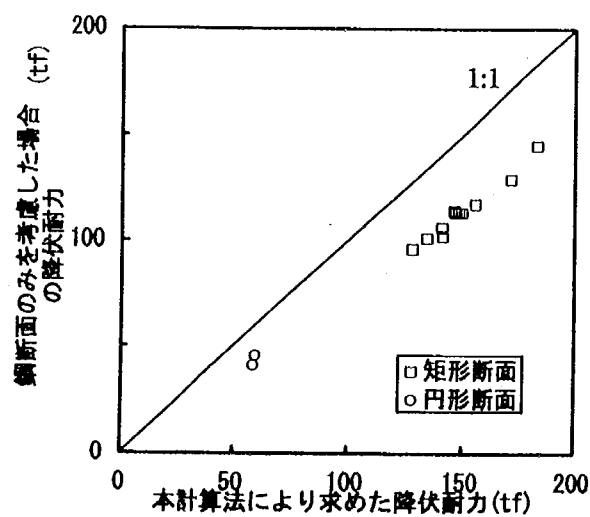


図-5.1.3 降伏水平耐力における計算法の比較

5.2 供試体の変形状況

矩形断面供試体 (No.35 を除く) については、最大耐力の 90%程度の荷重に至るまで割れは微小に生じていたものの急激な進展はみられなかった。

その後の供試体状況として、表-5.2.1 に矩形および円形断面供試体の実験終了後の破壊状況イメージ図、割れの発生位置と形態および最大耐力以降の挙動を示す。また、各供試体の実験終了時の状況を写真-5.2.1 に示す。

その結果、矩形断面供試体については割れの発生位置および割れの程度については概ね次の 3 パターンに分類される。

- (a) 補剛板の変形が進行し、角溶接部からの縦割れが生じるタイプ。(M5、M6、K2 および N5)
- (b) 補剛板の変形が (a) タイプより小さく、最終的には基部のコーナーに横割れを生じるタイプ。
(No.26、No.27、K1 および N3)
- (c) 補剛板の変形は外観上ほとんど見られず、基部付近の横割れが生じるタイプ。(N1 および N2)

供試体の最大耐力以降の挙動および実験終了後の破壊状況から、最大荷重を迎えた後の耐力低下には、鋼断面部の割れ (特に基部の横割れ (c) タイプ) の進行が影響しているものと推測される。

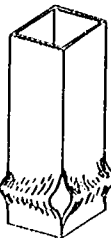
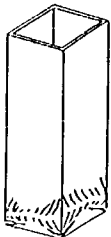
例えば、M6 (写真-5.2.2 および図-5.1.1 参照) については、最大耐力を迎えた後も、耐力が安定しており急に耐力が低下するような破壊に至っていないことがわかる。

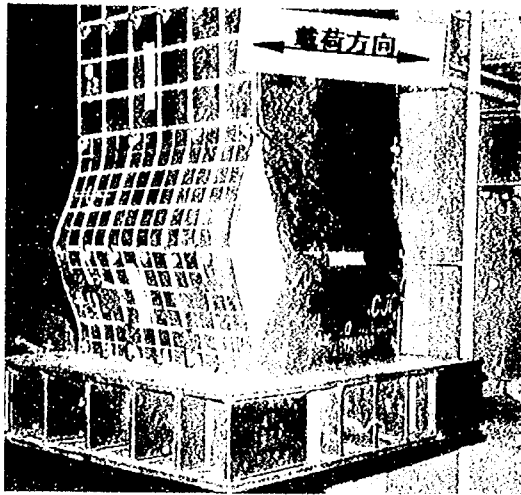
なお、SM570 材を使用した No.35 の結果については、最大耐力以降水平変位が大きく、耐力が急激に低下する前に実験を終了しており、表-5.2.1 および図-5.2.1 から除いている。この供試体において橋脚基部の角部の上ベースプレートにスカーラップをもうけたことにより基部の応力集中を防いだことが一つの要因となったものと考えられる (写真-5.2.3 参照)。

図-5.2.1 は、表-5.2.1 に示す結果を踏まえてコンクリート充填された矩形断面供試体の幅厚比パラメータ R_F-R_R (道示Ⅱ編 3.2.4 参照) と破壊状況の関係を整理したものである。この図で R_F および R_R はコンクリートが充填されている基部の補剛材の幅厚比パラメータを表示している。

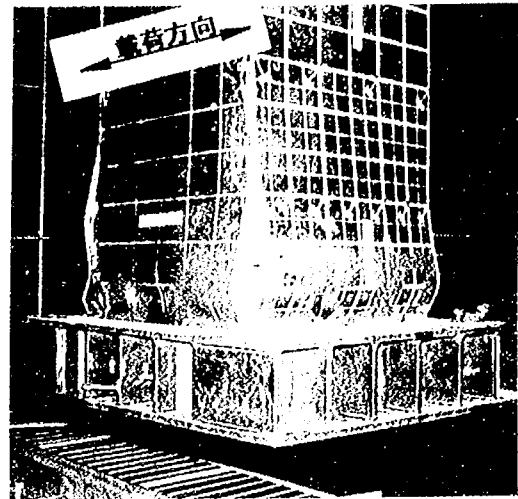
表-5.2.1 に述べた破壊性状 (実験終了後の破壊状況) は、概ね図-5.2.1 に示す座屈パラメータに対応している。幅厚比パラメータ R_F が小さい供試体では、補剛板の変形が進行する前に基部の横割れが急速に進展し、最大耐力以降の耐力低下に影響している ((c) タイプ)。これに対し、 R_F および R_R が比較的大きく、一部既設橋脚に見られる幅厚比パラメータが比較的大きい供試体 (例えば $R_F > 0.5$) では、ある程度補剛板が変形しつつ破壊に至っており、最大耐力以降の割れにともなう急激な耐力の低下は見られなかった ((a) および (b) タイプ)。

表-5.2.1 コンクリートを充填した鋼製橋脚の変形挙動

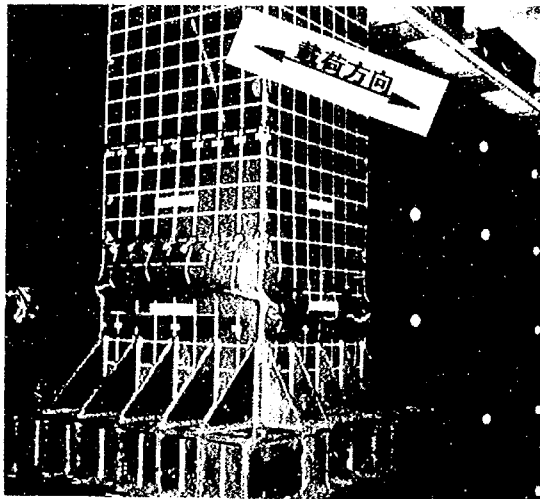
断面形状	実験終了後の破壊状況	供試体 No.	割れの発生位置と形態	最大耐力以降の挙動
矩形	(a) タイプ  補剛板の変形が進行し角部の縦割れが生じるタイプ	M5	角溶接部縦割れ	-8 δy 載荷中、角溶接部(圧縮側の2つの角)が溶接線方向に割れた
		M6	角溶接部縦割れ	-8 δy 載荷中、徐々に角溶接部(圧縮側の2つの角)が溶接線方向に割れた
		K2	初め角溶接部に縦割れ、その後角溶接部が横割れ	-11 δy 載荷中、角溶接部(圧縮側の2つの角)が溶接線方向に割れを生じた
		N5	基部から 30cm 付近角溶接部横割れ、その後に縦割れ	+4 δy 載荷中、角溶接部が溶接線直角方向に割れ、+8 δy で基部から 35cm 付近で溶接線直角方向に割れ、+10 δy で縦割れを生じた
	(b) タイプ  補剛板の変形が進行するが (a) タイプより小さく最終的には基部の横割れを生じるタイプ	No. 26	基部のコーナーに横割れ	+5 δy で生じ始めた基部の割れが -9 δy で急激に進展した
		No. 27	基部のコーナーに横割れ	+5 δy で生じ始めた基部の割れが +9 δy で急激に進展した
		K1	基部のコーナーに横割れ	+9 δy 載荷中、角溶接部(圧縮側の1つの角)が溶接線と直角方向に割れた
		N3	基部のコーナーに横割れ	-5 δy で生じ始めた基部の割れが +9 δy で急激に進展、+11 δy でフランジ中央付近まで割れが達した
	(c) タイプ  補剛板の変形は外観上ほとんどみられず、基部の横割れを生じるタイプ	N1	基部のコーナーに横割れ	-5 δy で生じ始めた基部の割れが +8 δy で急激に進展、+9 δy でフランジパネルを貫通した
		N2	基部のコーナーに横割れ	+5 δy で生じ始めた基部の割れが +8 δy で急激に進展、-9 δy でフランジパネルを貫通した
円形		No. 16	提灯座屈した凸部に横割れ	+17 δy 載荷中、ほぼ提灯座屈状態となっている凸部が横に 25~30mm 程度 2ヶ所で割れ始め、+18 δy で円周方向に長い割れが生じた
		No. 30	提灯座屈した凸部に横割れ	+16 δy 載荷中、提灯座屈状態となっている凸部が横に割れ始め、+17 δy で円周方向に長い割れが生じた



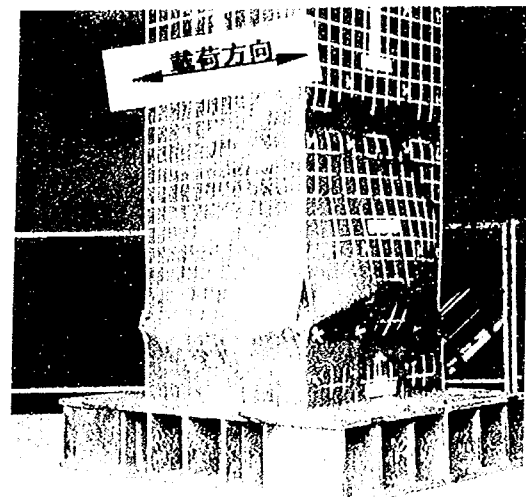
(1) 供試体 M5



(2) 供試体 M6

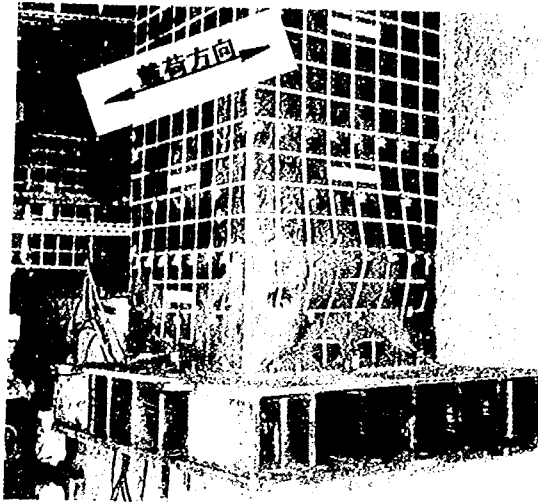


(3) 供試体 K2

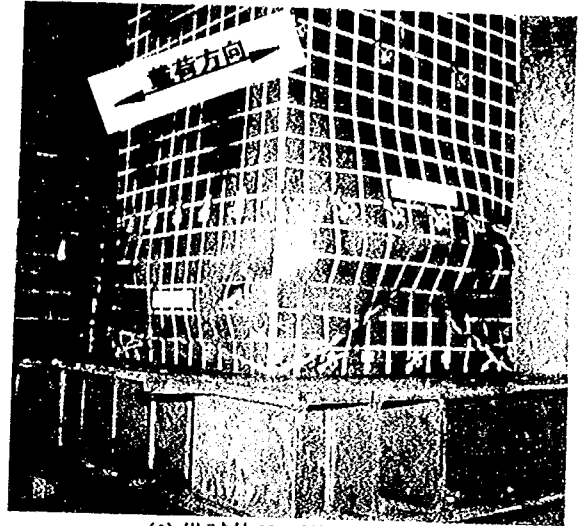


(4) 供試体 N5

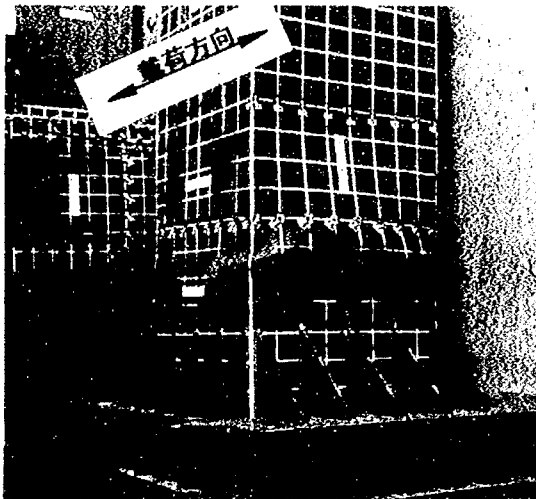
写真-5.2.1 実験終了時 (表-5.2.1 中の(a)タイプ)



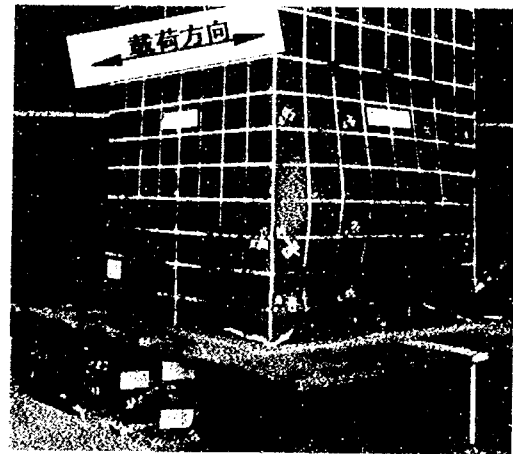
(5) 供試体 No. 26



(6) 供試体 No. 27

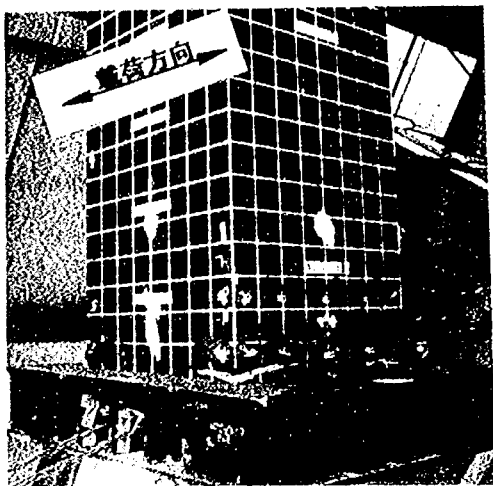


(7) 供試体 K1



(8) 供試体 N3

写真-5.2.1 実験終了時 (表-5.2.1 中の(b)タイプ)

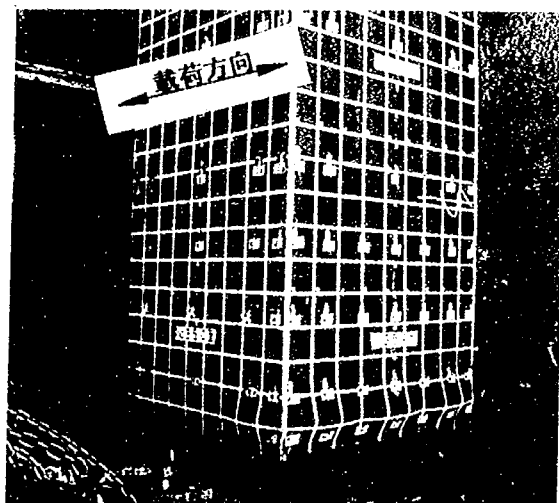


(9) 供試体 N1



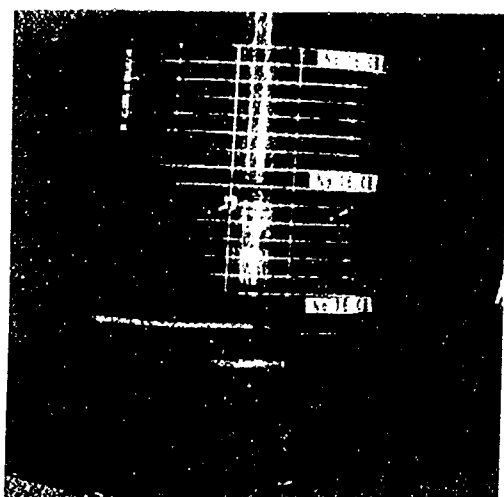
(10) 供試体 N2

写真-5.2.1 実験終了時 (表-5.2.1 中の(c)タイプ)

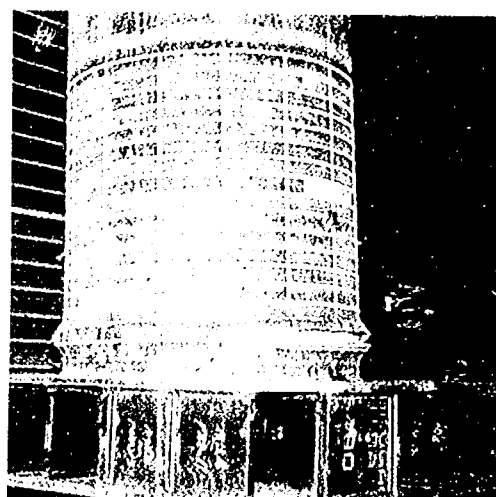


(11) 供試体 No. 35

写真-5.2.1 実験終了時 (その他)



(12) 供試体 No. 16



(13) 供試体 No. 30

写真-5.2.1 実験終了時（円形断面供試体）



写真-5.2.2 最大耐力載荷時の状況（供試体 M6）



写真-5.2.3 供試体 No.35 基部のスカーラップ

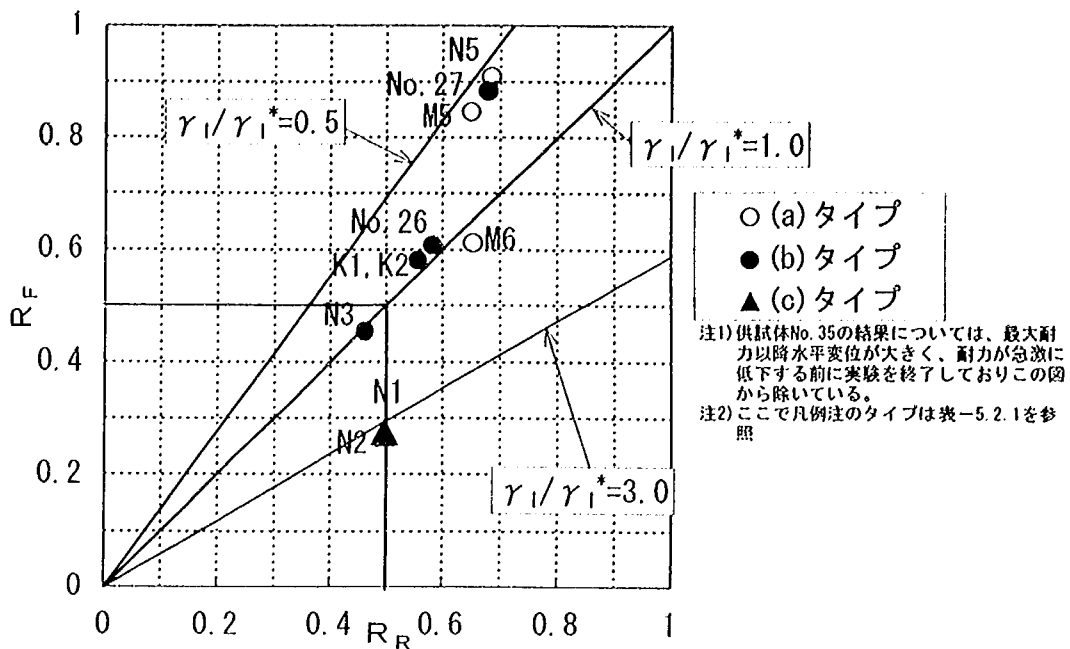


図-5.2.1 矩形断面供試体の R_F — R_R 関係図

5.3 各種パラメータおよび細部構造の影響

ここでは、鋼断面の寸法形状が同一の供試体で軸力比や細部構造を変えた供試体と、幅厚比パラメータは同じとし縦リブと横リブの寸法形状を変えた供試体の実験値と計算値を比較して示す。比較した供試体と違いは次の通りである。

- M5 と No.27 : 軸力比の違い (矩形断面)
- No.16 と No.30 : 軸力比の違い (円形断面)
- K1 と K2 : フランジとウェブの角溶接の溶込み量の違い
- N1 と N2 : 横リブ間隔および縦リブ寸法を変化
- N1 と N3 : コンクリート充填部分の縦リブ剛比の違い

5.3.1 軸力比の影響

(1) M5 と No. 27

矩形断面の M5 と No.27 は軸力比のみが 13.4%と 19.3%と異なる供試体である。表-5.3.1 に供試体の形状寸法を、図-5.3.1 に水平荷重と水平変位関係の包絡線を示す。

両供試体の最大耐力の実験値と計算値の傾向は概ね対応している。また、変形性能については、耐力の安定した領域について大きな違いは見られない。ただし、耐力の劣化勾配については、M5 の方が相対的に大きくなっている。これは 5.2 節で述べた角溶接の溶込み量に起因する割れの発生状況 (写真-5.2.1) の違いによるものと考えられる。

表-5.3.1 供試体の形状および寸法

供試体No.	外形寸法 $b \times b$ (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	ハル数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 $\bar{\lambda}$	幅厚比パラメータ R_R	R_F	リブ剛度 γ/γ^*	コンクリート強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	軸力 N (tf)	軸力比 $\frac{N}{N_{yH}}$
M5	900×900	10	65×6	900	3	3,580	0.251	0.651	0.846	0.549	310	186	0.134
No. 27	900×900	10	65×6	900	3	3,900	0.261	0.680	0.883	0.549	206	291	0.193

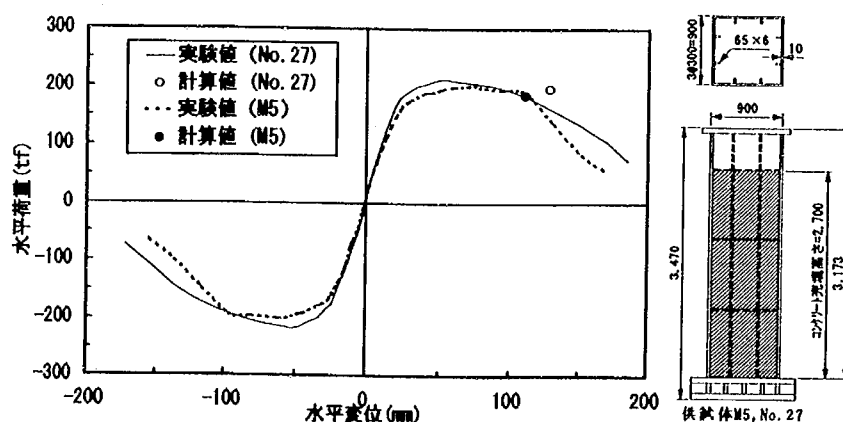


図-5.3.1 M5 と No. 27 の比較

(2) No. 16 と No. 30

円形断面の No.16 と No.30 は軸力比のみが 11.4% と 19.9% と異なる供試体である。表-5.3.2 に供試体の形状寸法を、図-5.3.2 に水平荷重と水平変位関係の包絡線を示す。

両者の終局耐力と変形性能に関して、実験値と計算値ともに大きな違いは見られない。

表-5.3.2 供試体の形状および寸法

供試体No.	外形寸法 $b \times b$ (mm)	板厚 t (mm)	横リ' 間隔 a (mm)	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 λ	径厚比パラメータ $\frac{R}{t}$	R_t	コンクリート強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	軸力 N (tf)	軸力比 $\frac{N}{N_{yH}}$
No. 16	900	9	900	3,150	0.268	50.0	0.123	285	90.7	0.114
No. 30	900	9	900	3,150	0.268	50.0	0.123	219	158	0.199

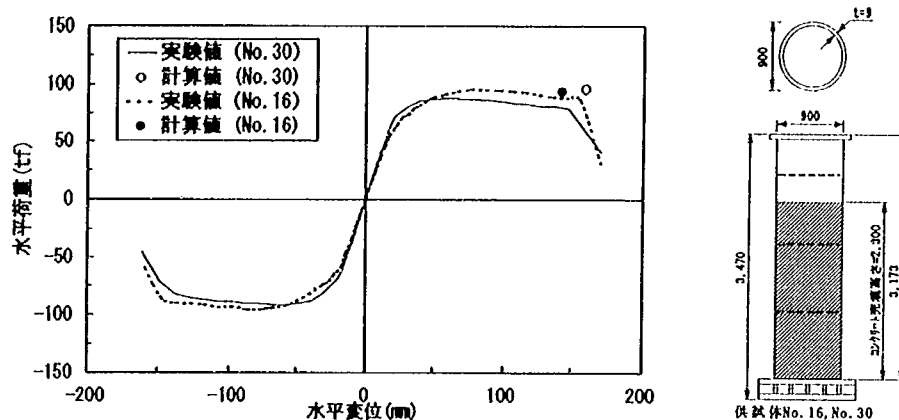


図-5.3.2 No. 16 と No. 30 の比較

5.3.2 角溶接の溶込量の影響

K1 と K2 は角溶接の溶込みの程度が異なる供試体である。表-5.3.3 に供試体の形状寸法を、図-5.3.3 に水平荷重と水平変位関係の包絡線を示す。また、写真-5.3.1 に実験終了後に調査した供試体の角溶接部の溶込み状況の例を示す。

終局耐力に関しては、矩形断面供試体と同様に両供試体の最大耐力の実験値と計算値の傾向が概ね対応している。変形性能に関しては、実験では K1 の方が K2 よりも耐力の低下し始める変位が小さいが、5.2 節に述べたように割れの発生状況の違いによるものと考えられる。

表-5.3.3 供試体の形状および寸法

供試体No.	外形寸法 b×b (mm)	板厚 t (mm)	縦リ' 寸法 (mm)	横リ' 間隔 a (mm)	ハ' 本 数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 λ	幅厚比ハ' パラメータ		リ' 剛度 r/r^*	コンクリート強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	軸力 N (tf)	軸力比 $\frac{N}{N_{yH}}$
								R_R	R_F				
K1	900×900	9	80×6	900	4	3,760	0.233	0.556	0.581	0.914	165	182	0.128
K2	900×900	9	80×6	900	4	3,760	0.233	0.556	0.581	0.914	253	182	0.128

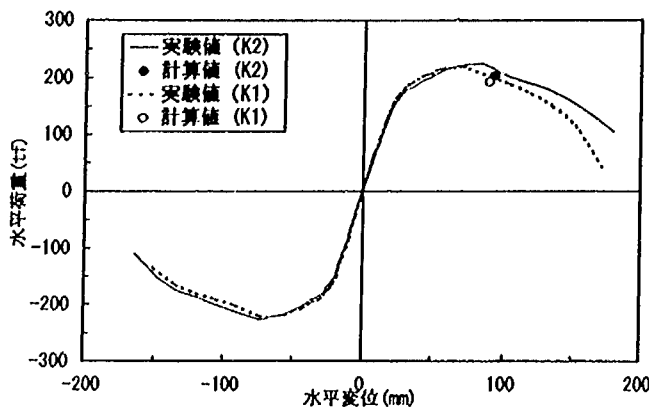


図-5.3.3 K1 と K2 の比較

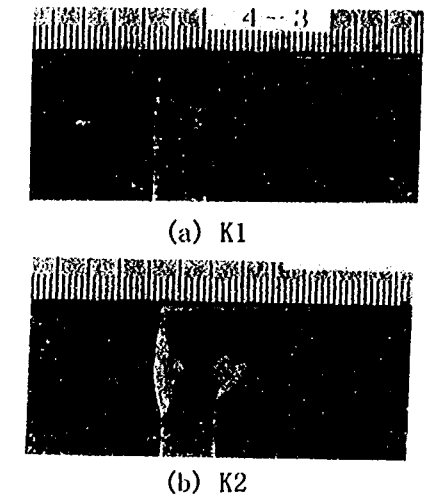
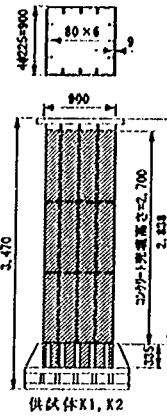


写真-5.3.1 溶接溶込み状況

5.3.3 幅厚比パラメータの影響

(1) N1 と N2

N1 と N2 は幅厚比パラメータは同じで、横リブ間隔と縦リブの寸法形状を変えた供試体である。表-5.3.4 に供試体の形状寸法を、図-5.3.4 に水平荷重と水平変位関係の包絡線を示す。

終局耐力に関しては、矩形断面供試体と同様に両供試体の最大耐力の実験値と計算値の傾向は概ね対応している。終局変位については実験値と計算値ともにほとんど違いが見られない。

表-5.3.4 供試体の形状および寸法

供試体No.	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	リブ数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 λ	幅厚比パラメータ R_R	リブ剛度 R_F	リブ剛度 γ/γ^*	コンクリート強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	軸力 N (tf)	軸力比 N/N_{yw}	断面2次モーメント I (cm ⁴)
N1	10	75×10	450	4	3,710	0.259	0.497	0.274	3.477	231	214	0.129	558,300
N2	10	100×13	700	4	3,710	0.264	0.497	0.265	3.621	235	246	0.130	615,700

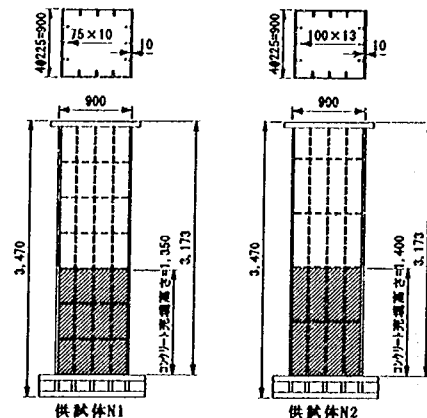
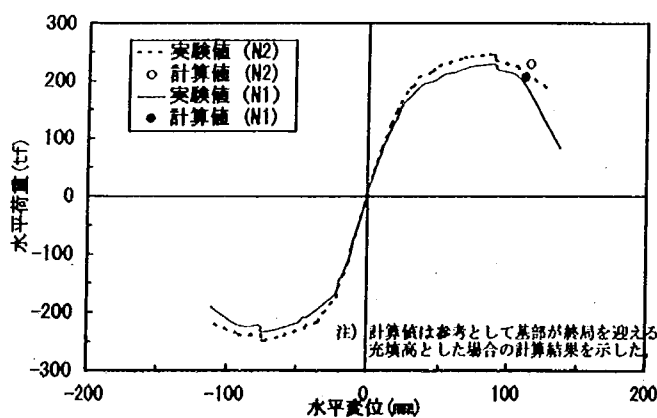


図-5.3.4 N1 と N2 の比較

(2) N1 と N3

N1 と N3 はコンクリート充填部の幅厚比パラメータが異なる供試体である。表-5.3.5 に供試体の形状寸法を、図-5.3.5 に包絡線を示す。

変形性能については計算値ではほとんど差が見られないが、実験値では多少差が見られる。これについては、表-5.2.1 と図-5.2.1 に示した破壊状況の違いによるものと考えられる。

表-5.3.5 供試体の形状および寸法

供試体No.	外形寸法 $b \times b$ (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ寸法 (mm)	横リブ間隔 a (mm)	リブ数	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	細長比 λ	幅厚比パラメータ		リブ剛度 γ/γ^*	コンクリート強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	軸力 N (tf)	軸力比 $\frac{N}{N_{YM}}$
								R_R	R_F				
N1	900×900	10	75×10	450	4	3,710	0.259	0.497	0.274 (0.274)	3.477 (3.477)	231	214	0.129
N3	900×900	10	75×10	470	4	3,610	0.255	0.491	0.481 (0.282)	1.044 (3.175)	157	214	0.133

注) () は中空鋼断面部のパラメータである。

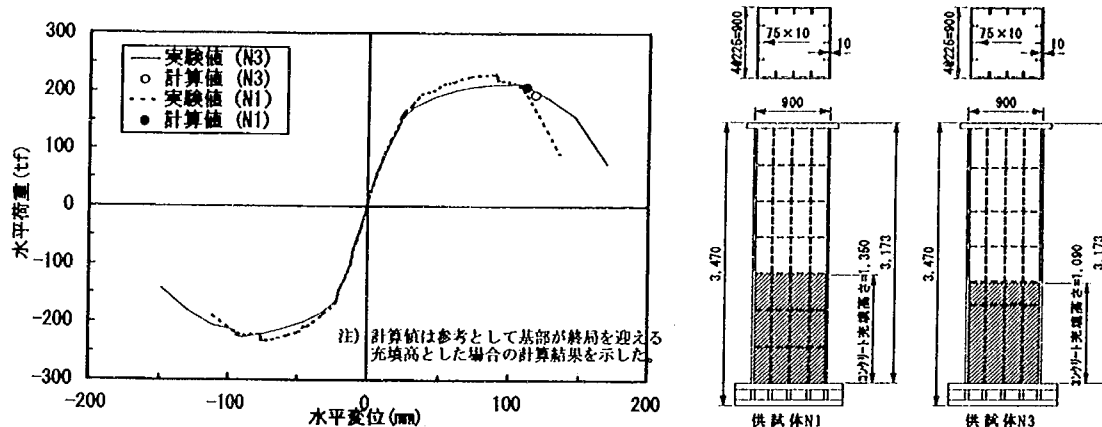


図-5.3.5 N1 と N3 の比較

5.4 まとめ

本節では、コンクリート充填した鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験結果および計算結果に基づいて、耐力および変形性能、各種パラメータが変形性能に与える影響について述べた。得られた結果を以下にまとめる。

- ① コンクリートを充填することにより、終局水平耐力および変形性能ともに大幅に向上することが確認された。また、終局耐力と終局変位の計算値は概ね実験における最大耐力と耐力の安定した領域の最大変位に一致している。
- ② 矩形断面供試体については、最大耐力の90%程度の荷重に至るまで割れは微小に生じていたものの急激な進展はみられなかった。
- ③ その後の状況として最大耐力以降の挙動および実験終了後の破壊状況から、矩形断面供試体においては割れの発生位置および割れの程度について概ね次の3パターンに分類されることが確認された。
 - (a) 補剛板の変形が進展し、角溶接部からの縦割れが生じるタイプ
 - (b) 補剛板の変形が(a)タイプより小さく、最終的には基部のコーナーに横割れを生じるタイプ
 - (c) 補剛板の変形は外観上ほとんど見られず、基部付近の横割れが生じるタイプ。
- ④ 矩形断面供試体の破壊性状（実験終了後の破壊状況）は、概ね座屈パラメータに対応しており、幅厚比パラメータ R_F が小さい供試体では、補剛板の変形が進行する前に基部の横割れが急速に進展し、最大耐力以降の耐力低下に影響している（(c)タイプ）。これに対し、 R_F および R_R が比較的大きく、一部既設橋脚に見られる幅厚比パラメータが比較的大きい供試体（例えば $R_F > 0.5$ ）では、ある程度面板が変形しつつ破壊に至っており、最大耐力以降の割れにともなう急激な耐力の低下は見られなかった（(a)および(b)タイプ）。

6. ハイブリッド地震応答実験による 動的解析モデルの妥当性の検証

6. ハイブリッド地震応答による動的解析モデルの妥当性の検証

6.1 概要

平成8年11月に改訂された道路橋示方書V耐震設計編では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚は、繰返しの影響を考慮した水平載荷実験等に基づき、非線形動的解析により耐震性を判定するのがよいとされた。本節では、1自由度の非線形動的解析を対象として、名古屋大学とC社の実験設備を使用して、ハイブリッド地震応答実験を行った成果と動的解析結果を比較することによって、非線形動的解析における復元力特性の設定方法ならびにその妥当性を検討した¹⁹⁾。

6.2 構造のモデル化

6.2.1 1自由度非線形動的解析モデル

1自由度の非線形動的解析の振動モデルの概要を図-6.2.1に示す。ここで、復元力を有する部材は、スカラーばね要素として、力-変位の関係を6.5で示すいくつかの硬化型バイリニアモデルの非線形特性として与える。

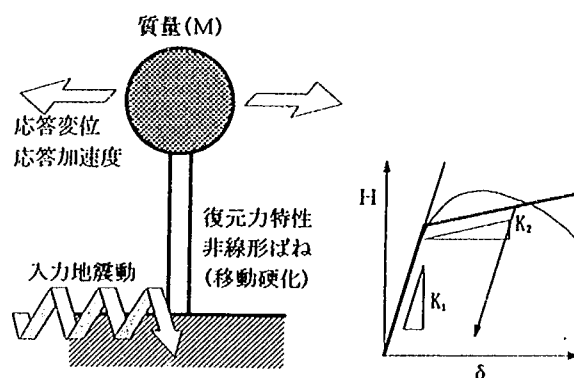


図-6.2.1 1自由度非線形動的解析モデル

6.2.2 ハイブリッド地震応答実験

ハイブリッド地震応答実験の振動モデルの概念は図-6.2.2のようである。この試験では、供試体の頂部の変位とジャッキの力から復元力を測定し、1自由度の振動モデルを仮想して微分方程式を解いている。

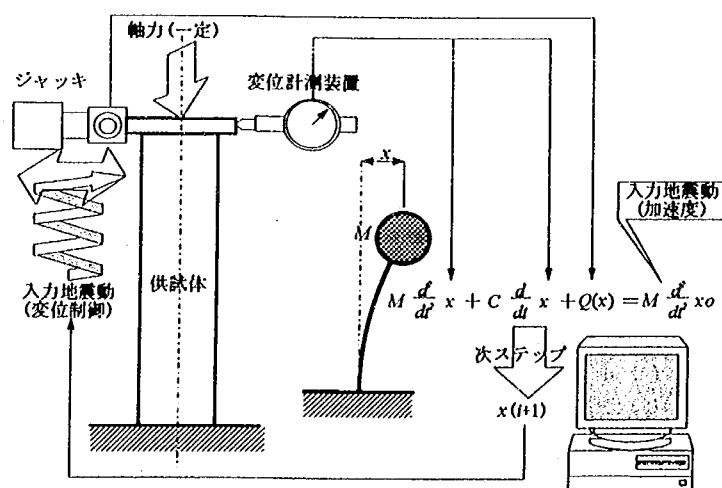


図-6.2.2 ハイブリッド地震応答実験概念図

6.3 入力地震動

表-6.3.1に動的解析に用いた入力地震波を示す。これらの地震波は地盤種別の免震マニュアル地震波¹⁸⁾と兵庫県南部地震波である。

表-6.3.1 入力地震波の最大加速度振幅

	矩形断面					円形断面			
	モデル番号 (供試体)	地震波タイプ	地盤種別	最大 加速度 (gal)		モデル番号 (供試体)	地震波タイプ	地盤種別	最大 加速度 (gal)
基本 断面 1	R-04	免震マニュアル	I 種	360.0	基本 断面 1	P-04	免震マニュアル	I 種	360.0
	R-05			540.0		P-05			432.0
	R-06		III 種	442.9		P-06		III 種	442.9
	R-07			664.3		P-07			606.8
	R-08		I 種	360.0		P-08		I 種	360.0
	R-09			540.0		P-09			432.0
	R-10	兵庫県南部地震	I 種	818.0		P-10	兵庫県南部地震	I 種	818.0
	R-11			1227.0		P-11			1227.0
	R-12		III 種	325.8		P-12		III 種	325.8
	R-13			488.8		P-13			488.8
基本 断面 2	R-16	免震マニュアル	I 種	360.0	基本 断面 2	P-16	免震マニュアル	I 種	360.0
	R-17	兵庫県南部地震	I 種	818.0		P-17		III 種	442.9
	R-18		I 種	1227.0		P-18		I 種	360.0
	R-19		III 種	325.8		P-19	兵庫県南部地震	I 種	818.0
						P-20		III 種	325.8

6.4 ハイブリッド地震応答実験

6.4.1 ハイブリッド地震応答試験の供試体

ハイブリッド地震応答実験では、実橋脚に対してその縮尺率を1/8として実験している。この供試体の断面分類として、矩形断面の補剛板の剛性および円形断面の板厚を変化させたそれぞれ2グループとした。相似則に基づき計算したハイブリッド地震応答実験での供試体に相当する実寸モデル(実橋脚)の質量、材料引張試験より得られる降伏応力度に基づいて計算した降伏水平力および降伏変位を表-6.4.1に示す。

表-6.4.1 相似則による実橋脚モデルの構造特性

		モデル 番号	供試体での特性				実橋脚モデルでの特性		
			N/N _y	λ	R _R	R _F	質量 (tf・s/cm)	降伏水平力 (tf)	降伏変位 (cm)
矩 形 断 面	基本 断面 1	R-04	0.152	0.38	0.47	0.58	3.110	910.2	8.55
		R-05	0.152	0.38	0.47	0.58	3.127	914.9	8.49
		R-06	0.110	0.38	0.47	0.58	2.331	951.6	8.73
		R-07	0.110	0.38	0.47	0.58	2.338	954.8	8.89
		R-08	0.191	0.28	0.47	0.58	3.919	1153.5	4.88
		R-09	0.191	0.28	0.47	0.58	3.916	1152.7	4.88
		R-10	0.152	0.38	0.47	0.58	3.142	919.4	8.49
		R-11	0.152	0.38	0.47	0.58	3.096	905.0	8.36
		R-12	0.110	0.38	0.47	0.58	2.363	965.1	8.94
		R-13	0.110	0.38	0.47	0.58	2.336	953.7	8.88
	基本 断面 2	R-16	0.150	0.38	0.37	0.21	2.703	652.1	5.66
		R-17	0.109	0.38	0.37	0.21	2.706	652.8	5.65
		R-18	0.150	0.38	0.37	0.21	2.717	655.4	5.66
R-19		0.109	0.38	0.37	0.21	2.025	688.8	5.98	
		モデル 番号	供試体での特性			実橋脚モデルでの特性			
		N/N _y	λ	R _t		質量 (tf・s/cm)	降伏水平力 (tf)	降伏変位 (cm)	
円 形 断 面	基本 断面 1	P-04	0.154	0.331	0.115		2.002	584.1	6.51
		P-05	0.154	0.326	0.109		1.974	574.8	6.30
		P-06	0.112	0.335	0.121		1.458	617.9	7.03
		P-07	0.112	0.332	0.117		1.445	612.0	6.90
		P-08	0.180	0.265	0.108		2.103	613.1	4.20
		P-09	0.180	0.263	0.106		2.090	609.1	4.13
		P-10	0.155	0.316	0.102		1.876	545.1	5.94
		P-11	0.155	0.314	0.105		1.797	521.8	5.85
		P-12	0.111	0.338	0.119		1.508	639.5	7.11
		P-13	0.111	0.337	0.117		1.518	643.6	7.07
	基本 断面 2	P-16	0.181	0.317	0.081		2.754	659.9	5.74
		P-17	0.130	0.324	0.083		2.106	741.4	6.35
		P-18	0.210	0.262	0.079		3.167	755.6	3.94
P-19		0.181	0.318	0.081		2.806	672.8	5.80	
P-20		0.130	0.321	0.082		2.049	721.2	6.24	

表-6.4.2 ハイブリッド地震応答実験結果の概要

断面	供試体高 (mm)	番号 地震波 (gal)	実験結果 (大変位側を正符号で整理) 変位 (x/δy)			断面	供試体高 (mm)	番号 地震波 (gal)	実験結果 (大変位側を正符号で整理) 変位 (x/δy)		
			-5	0	+10				-5	0	+10
矩形断面	基本断面…1 : 低補剛断面	1847	R 04 免震 I 360.0			円形断面	基本断面…1 : 薄肉断面	1800	P 04 免震 I 360.0		
			R 05 免震 I 540.0						P 05 免震 I 432.0		
			R 06 免震 III 442.9						P 06 免震 III 442.9		
			R 07 免震 III 664.3						P 07 免震 III 606.8		13.中斷
	1396		R 08 免震 I 360.0				1500		P 08 免震 I 360.0		
			R 09 免震 I 540.0		11.47				P 09 免震 I 432.0		
			R 10 兵庫 I 818.0						P 10 兵庫 I 818.0		
			R 11 兵庫 I 1227.0						P 11 兵庫 I 1227.0		
	1847		R 12 兵庫 III 325.8				1800		P 12 兵庫 III 325.8		
			R 13 兵庫 III 488.8						P 13 兵庫 III 488.8		
			R 16 免震 I 360.0						P 16 免震 I 360.0		
			R 17 兵庫 I 818.0						P 17 免震 III 442.9		
基本断面…2 : 高補剛断面	1388		R 18 兵庫 I 1227.0				基本断面…2 : 厚肉断面		P 18 免震 I 360.0		
			R 19 兵庫 III 325.8						P 19 兵庫 I 818.0		
									P 20 兵庫 III 325.8		

・地震波は以下の記号で示す。

免震 I : 免震マニュアル標準地震波 / I 種地盤
免震 III : " / III 種地盤
兵庫 I : 兵庫県南部地震波 / I 種地盤
兵庫 III : " / 3 種地盤

・縦軸は水平力を無次元化した H/H_y で表し、それぞれの枠内ですべて $(-2 \sim +2) H/H_y$ の範囲を示す。

6.4.2 ハイブリッド地震応答実験の結果

動的解析と比較検討するハイブリッド地震応答実験の結果である履歴図を表-6.4.2 に示す。

これらの図は、横軸として変位を降伏変位との比で示し、縦軸として水平力を降伏水平力との比で示している。なお、降伏変位および降伏水平力は、表-6.4.2 に示した値としている。また、それぞれの枠内で、すべて、横軸は $-5 \delta y \sim +10 \delta y$ 、縦軸は $-2 H_y \sim +2 H_y$ の範囲で表している。

これらの結果のうち、矩形断面の供試体 R-09 および円形断面の供試体 P-07 は計測した変位が上記の範囲を越えてしまったため、入力地震波の途中で中断した。

6.5 動的解析の復元力特性

このモデルの定義方法を図-6.5.1 に示す。ハイブリッド地震応答実験において同断面の正負交番繰返し載荷試験、単調載荷試験、片振り繰返し載荷試験を行い、塑性率 μ を骨格曲線がほぼ最大水平力を保持する水平変位と降伏変位との比で定義した。また、最大水平力を降伏水平力との比 α として定義する。なお、バイリニアの折れ点となる位置は、材料試験により得られる降伏応力度から計算した降伏水平力および降伏変位のそれぞれ 1.1 倍とした。

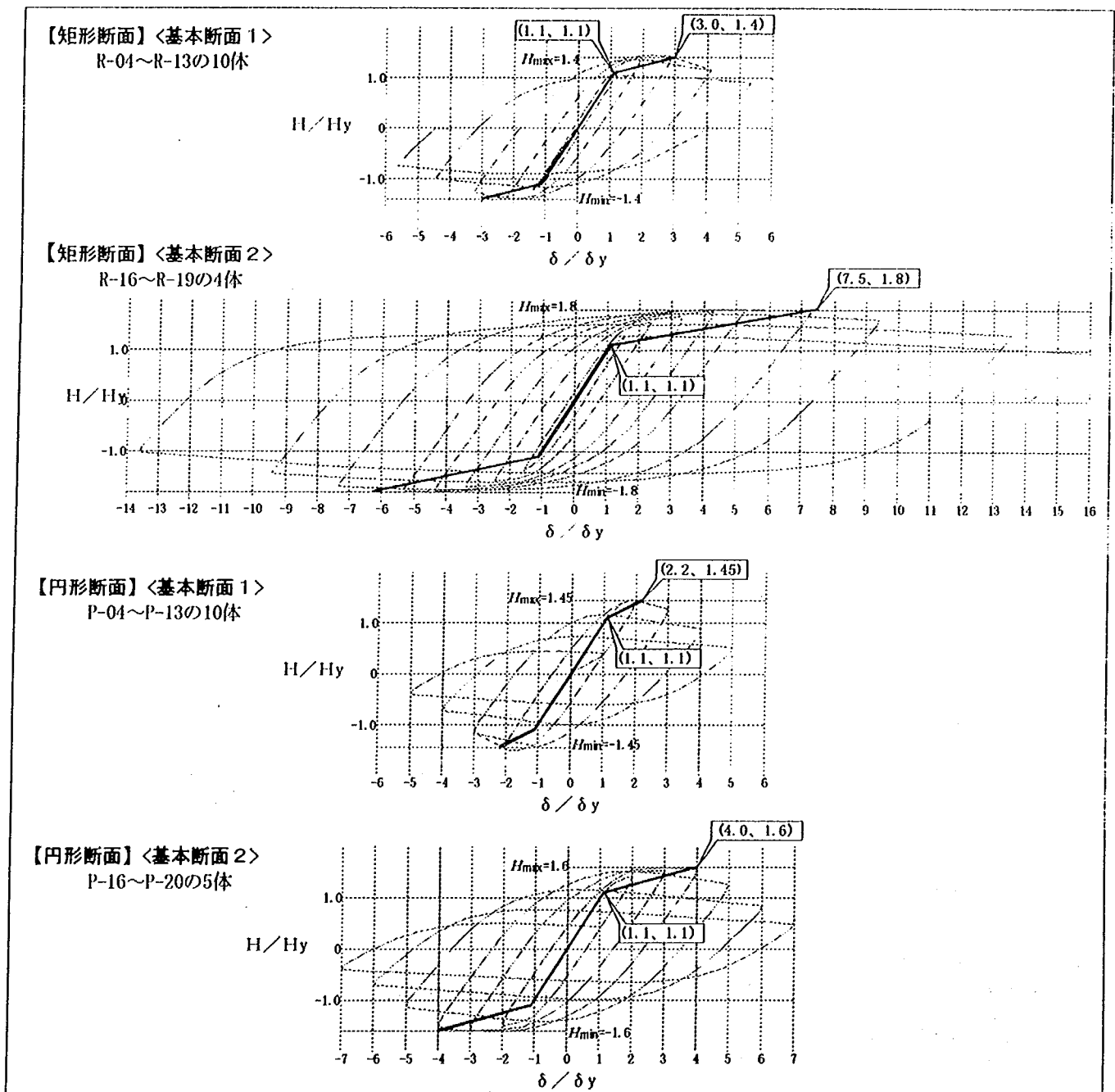


図-6.5.1 硬化型バイリニアモデル復元力特性の定義方法

【矩形断面】

＜基本断面 1＞R-04～R-13の10体

$$\alpha=1.4, \mu=3.0$$

＜基本断面 2＞R-16～R-19の4体

$$\alpha=1.8, \mu=7.5$$

【円形断面】

＜基本断面 1＞P-04～P-13の10体

$$\alpha=1.45, \mu=2.2$$

＜基本断面 2＞P-16～P-20の5体

$$\alpha=1.60, \mu=4.0$$

6.6 動的解析とハイブリッド地震応答実験結果との比較

6.6.1 比較方法

復元力特性の妥当性を検討するため、設定した復元力特性を用いた動的解析結果とハイブリッド地震応答実験との比較をおこなった。今回は、ハイブリッド地震応答実験結果における変位の最大値（絶対値）の許容値に対する比率と、動的解析結果における変位の最大値（絶対値）値の許容値に対する比率とに着目して比較を行った。許容値の取り方についてはいくつか考えられるが、ここでは許容値として繰返し載荷実験から得られる δ_{97} で定義される変位とした。また、設計においては、想定した断面で動的解析を行った結果、最大変位（絶対値）が許容変位をこえると、断面を変えて動的解析を行い許容変位に収まるよう調整することを考慮し、下記の領域に着目して比較を行うことにした。

$$|\delta_{max}/\delta_{97}, \delta_{min}/\delta_{97}| \leq 1.2$$

6.6.2 着目した範囲内にある動的解析結果

動的解析の結果のうち、上記の着目した範囲を超えないケースを表-6.6.1に示す。これらの解析結果をハイブリッド地震応答実験結果と併せて、図-6.6.1(1)～(4)に示す。

表-6.6.1 解析結果一覧

供試体 番号	動的応答解析		ハイブリッド試験	
	δ_{max}/δ_{97}	δ_{min}/δ_{97}	δ_{max}/δ_{97}	δ_{min}/δ_{97}
R-06	0.83	-0.55	0.67	-0.62
R-10	0.63	-0.89	0.53	-1.17
R-12	0.51	-0.84	0.38	-0.86
R-16	0.18	-0.65	0.17	-0.53
R-17	0.40	-0.40	0.34	-0.52
R-18	0.54	-0.55	0.59	-0.52
R-19	0.24	-0.41	0.23	-0.43
P-06	0.92	-0.95	0.91	-0.87
P-17	0.68	-0.60	0.89	-0.31
P-19	0.71	-0.83	0.67	-0.85
P-20	0.46	-0.74	0.48	-0.73

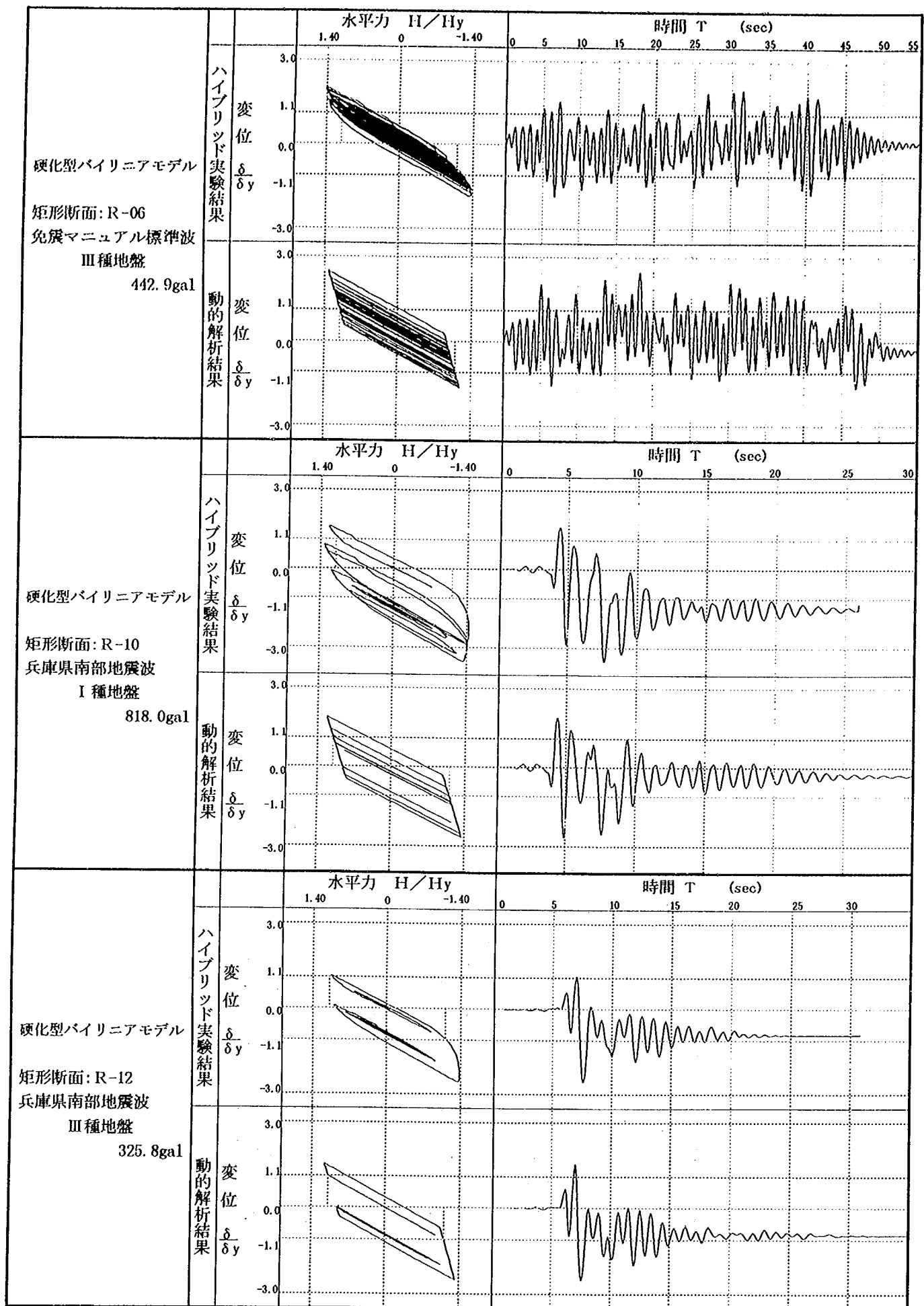


図-6.6.1(1) 解析と実験結果の比較 (硬化型バイリニアモデル)

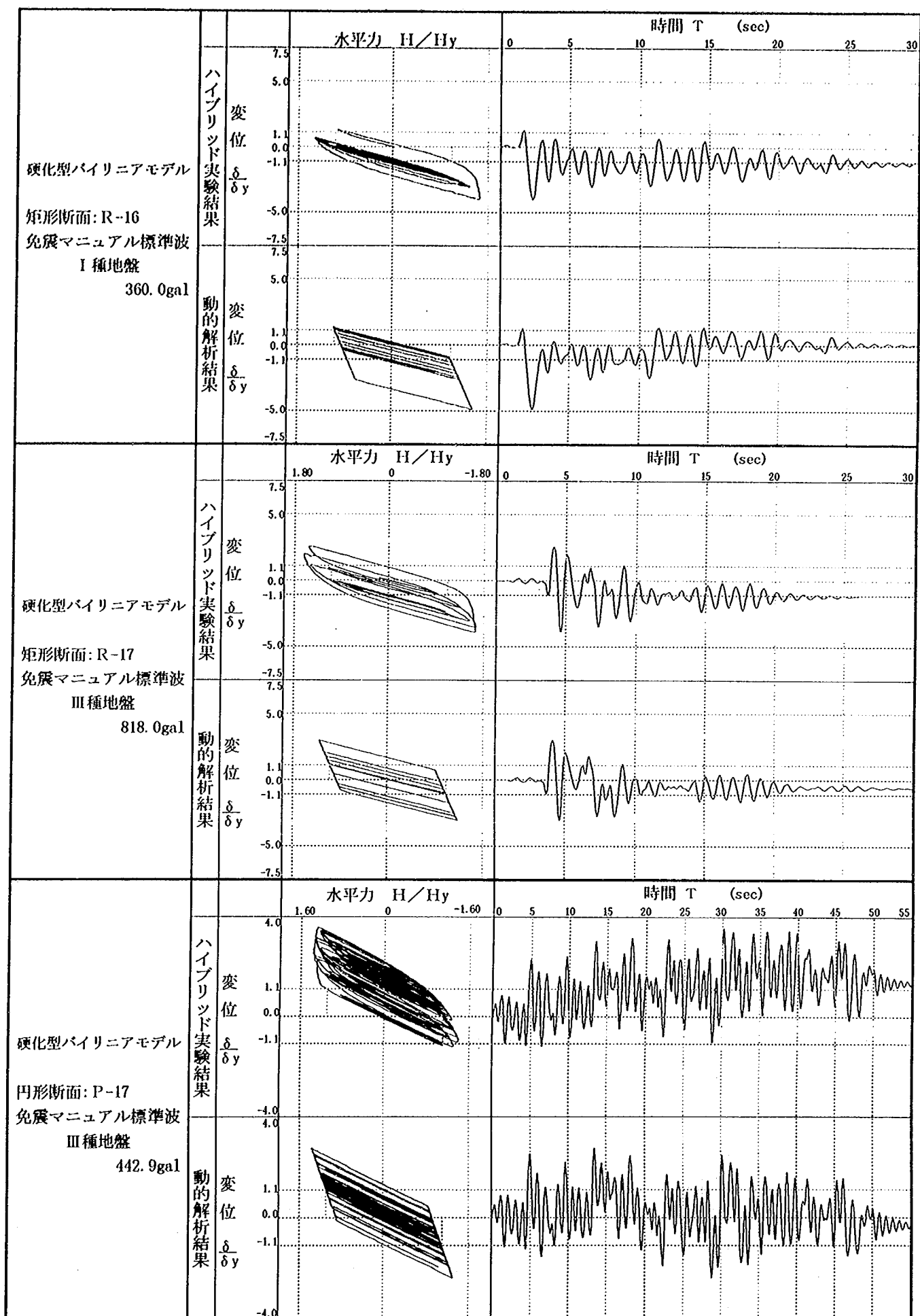


図-6.6.1(2) 解析と実験結果の比較 (硬化型バイリニアモデル)

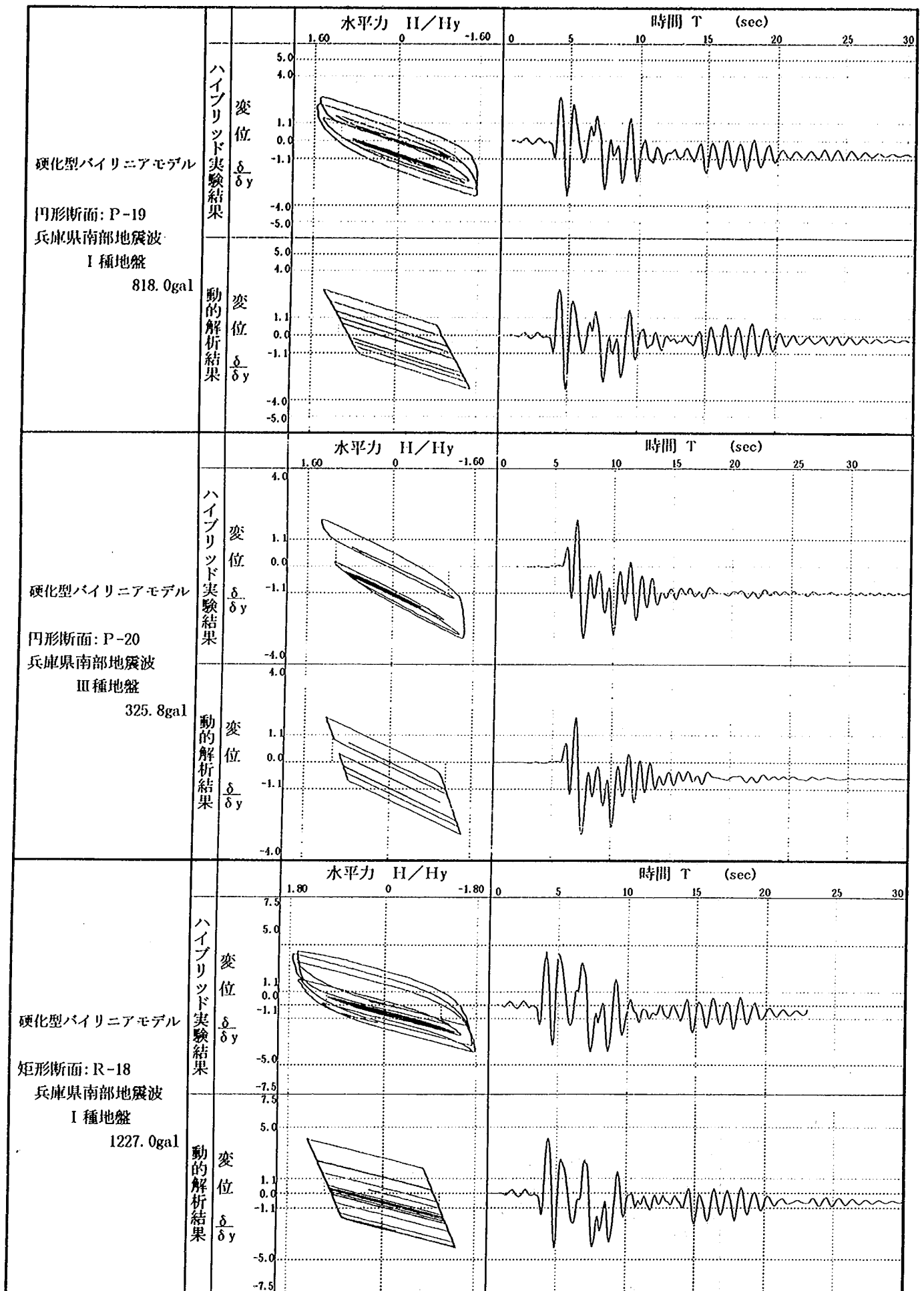


図-6.6.1(3) 解析と実験結果の比較 (硬化型バイリニアモデル)

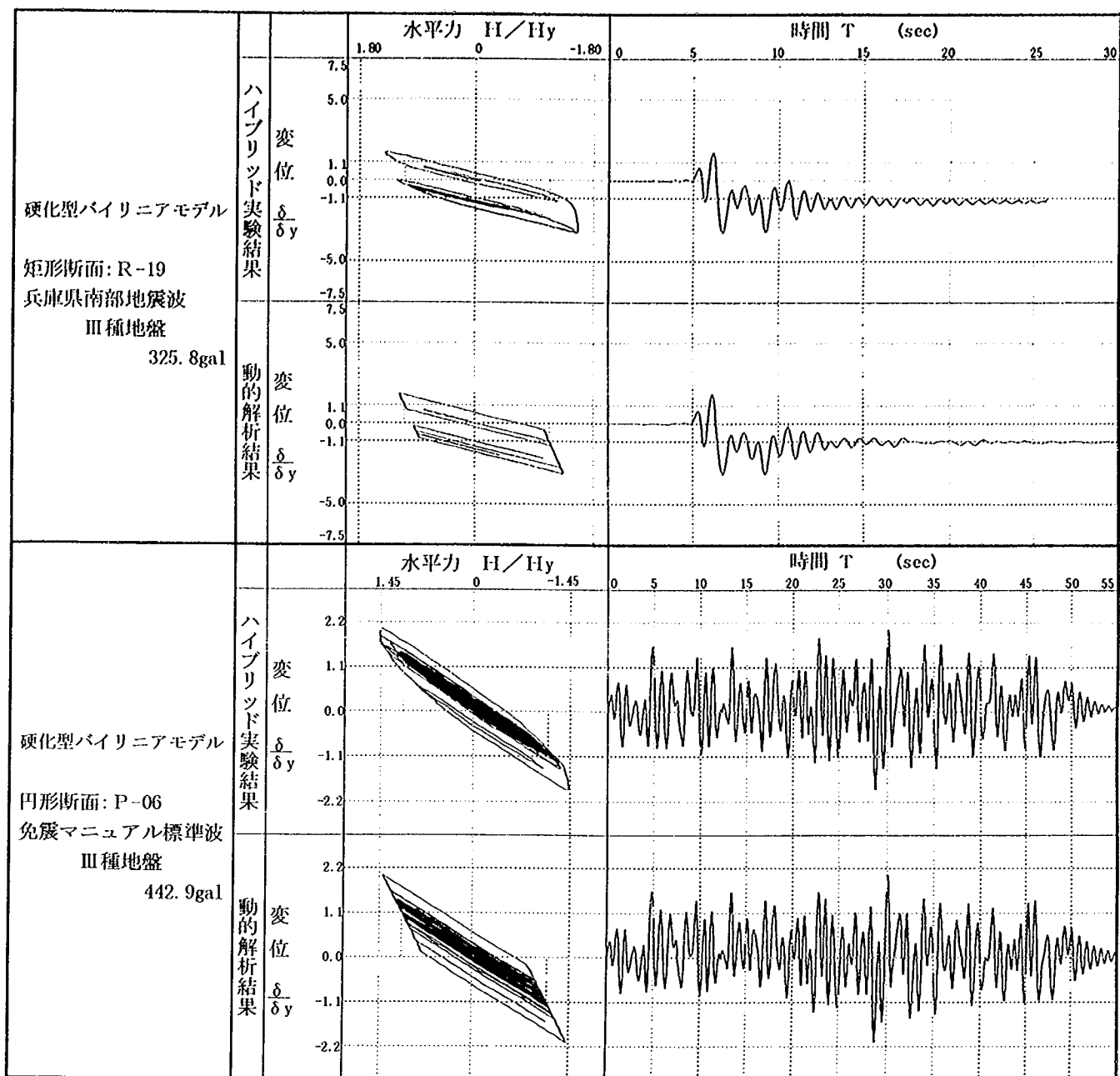


図-6.6.1(4) 解析と実験結果の比較 (硬化型バイリニアモデル)

【参考文献】

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.12.
- 2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），pp.参-1～25，1995.6（但し，「兵庫県南部地震による被災した道路橋の復旧に係る仕様」は1995年2月27日に通知された）。
- 3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995.6.
- 4) 西川和廣，山本悟司，上仙靖，安波博道，名取暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.583～590，土木学会，1996.1.
- 5) 建設省土木研究所：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（Ⅰ～Ⅷ），共同研究報告書第178号～第184号，第212号，1997.4～9，1998.10.
- 6) 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，土木学会，1996.3.
- 7) 西川和廣，村越潤，上仙靖：鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験，橋梁と基礎，Vol.30，No.8，pp.131～134，1996.8.
- 8) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol.16，No.6，pp.35～40，1982.6.
- 9) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，Vol.16，No.7，pp.43～49，1982.7.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1990.2.
- 11) 田嶋仁志，半野久光，久保田強，池田茂，寺尾圭史：縦リブを有する円形鋼製橋脚の繰返し載荷実験，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.1.
- 12) 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.
- 13) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8.
- 14) 田嶋仁志，半野久光，池田茂，奥守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1251～1258，1998.3.
- 15) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：繰返し荷重を受ける鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能に関する解析的研究，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.377～384，1997.1.
- 16) 安波博道，寺田昌弘，名取暢，村越潤：鋼管柱の耐震補強構造に関する数値シミュレーション，鋼構造論文集，Vol.5，No.19，pp.85～96，1998.9.
- 17) 安波博道，寺田昌弘，名取暢，村越潤：変断面鋼管柱およびその補強構造の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1259～1270，1998.3.
- 18) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.10.
- 19) 高久達将，池田茂，岡本隆，松田宏，能登宥愿，川井豊：鋼製橋脚のハイブリッド実験と非線形動的応答解析の比較，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.301～306，1997.5.

付録 角溶接の溶込み量と縦割れとの関係

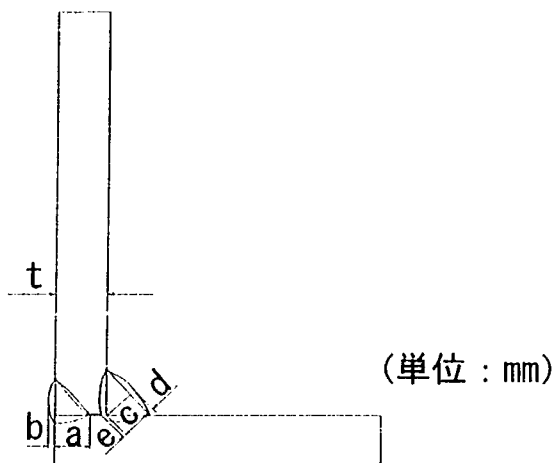
付録. 角溶接の溶込み量と縦割れとの関係

本文の表-5.2.1 に示す供試体（コンクリート充填している供試体）に対して角溶接部縦割れの破壊状況と角溶接部の溶込み量との関係調べるために、No. 26, No. 27, M5, M6, K1 および K2 について、実験終了後の供試体から角溶接部の試験片を切り出し、断面のマクロ写真を撮影し溶接溶込み量の計測を行った。

調査箇所は、各供試体の未充填部の角部2箇所（AC間およびCB間）である。ここで、各供試体とも、載荷方向の面をA面およびB面とし、それに直交する面をC面およびD面としている。

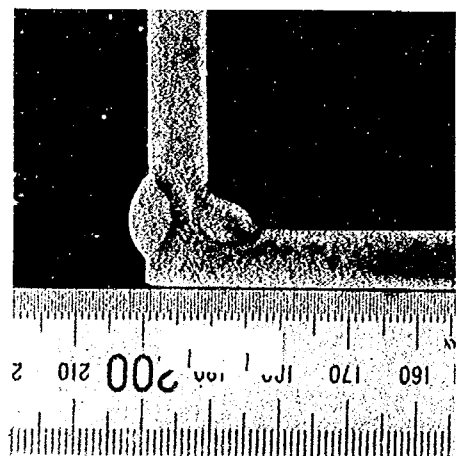
採取した試験片を No. 27, M5 および M6 では5分割にし計測箇所を6面、No. 26, K1 および K2 では3分割し計測箇所を4面とした。付録写真-1 にマクロ写真の例を示す。撮影したマイクロ写真から、各断面の外側開先溶接部溶込み深さ、外側余盛り、内側すみ肉溶接溶込み深さ、すみ肉溶接有効のど厚、すみ肉溶接余盛りの各寸法を計測した（付録図-1 参照）。

次に、各供試体の溶接溶込み量と破壊性状との関係調べた。その結果、縦割れを生じた供試体 M5, M6 および K2 については、相対的に溶接の溶込み量が小さいことが確認された（付録図-2 参照）。

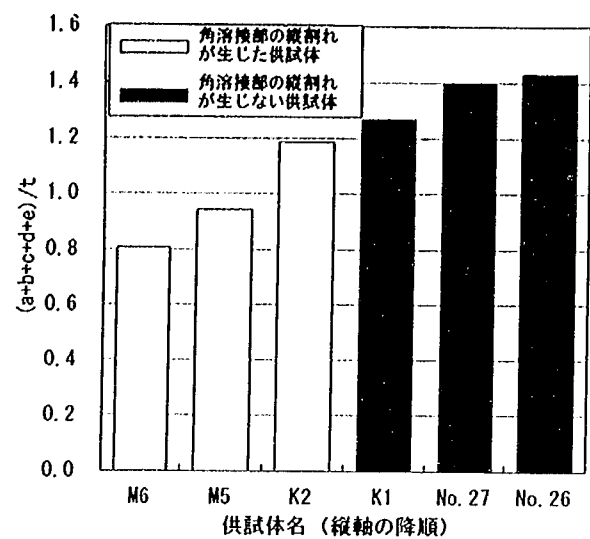
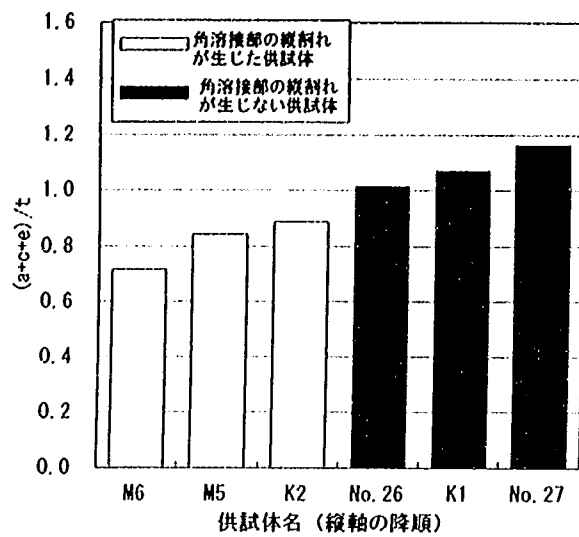


- a: 外側開先溶込み深さ
- b: 外側余盛り
- c: 内側すみ肉有効のど厚
- d: 内側すみ肉余盛り
- e: 内側すみ肉溶込み
- t: 母材厚

付録図-1 溶接溶込み深さ計測位置



付録写真-1 マクロ写真例（供試体 No. 26）



付録図-2 溶接溶込み量計測結果

【 主な研究成果 】

- [1] 建設省土木研究所：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(I～Ⅳ)，共同研究報告書第 178～184, 212 号，1997.4～9, 1998.10.
- [2] 建設省土木研究所：鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験（その 1），土木研究所資料第 3474 号，1997.3.
- [3] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，V 耐震設計編，1996.12.
- [4] 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- [5] 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8.
- [6] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 参考資料，（発行予定）.
- [7] 西川和廣，村越潤，上仙靖：道路橋鋼製橋脚の被災と耐震設計に関する検討状況，橋梁と基礎，Vol.30, No.8, pp.127～130, (株)建設図書，1996.8.
- [8] 西川和廣，村越潤，上仙靖：鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験，橋梁と基礎，Vol.30, No.8, pp.131～134, (株)建設図書，1996.8.
- [9] 西川和廣，村越潤：鋼製橋脚の耐震設計法，土木技術資料，Vol.39, No.2, pp.50～55, (財)土木研究センター，1997.2.
- [10] 西川和廣，村越潤，上仙靖：鋼製橋脚の耐震補強実験，土木技術資料，Vol.38, No.7, pp.6～7, (財)土木研究センター，1996.7.
- [11] 西川和廣，村越潤：鋼製橋脚の耐震設計，基礎工，Vol.25, No.3, pp.74～81, (株)総合土木研究所，1997.3.
- [12] 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, 土木学会，1996.3.
- [13] 安波博道，寺田昌弘，名取暢，村越潤：変断面鋼管注およびその補強構造の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A, pp.1259～1270, 土木学会，1998.3.
- [14] 西川和廣，山本悟司，上仙靖，安波博道，名取暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.583～590, 土木学会，1996.1.
- [15] 西川和廣，村越潤，上仙靖，高橋実：鋼製橋脚の耐震設計の一手法について，第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.401～406, 土木学会，1997.1.
- [16] 西川和廣，村越潤，上仙靖，高橋実：道路橋示方書における鋼製橋脚の耐震設計について，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.1～7, 土木学会構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会，1997.5.
- [17] 高橋実，西川和廣，村越潤，上仙靖：角補強を施した鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部(B)，pp.582～583, 1996.9.
- [18] 上仙靖，西川和廣，村越潤，高橋実：円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部(B)，pp.584～585, 1996.9.
- [19] 高橋実，西川和廣，村越潤，上仙靖：角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の耐力・変形性能に関する

- る実験, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(B), pp.212~213, 1997.9.
- [20] 上仙靖, 西川和廣, 村越潤, 高橋実: 角溶接継手が鋼製橋脚の破壊時挙動に及ぼす影響, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(B), pp.210~211, 1997.9.
- [21] 高橋実, 西川和廣, 村越潤, 上仙靖: 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の変形性能に関する実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(B), pp.230~231, 1998.10.
- [22] 牛島祥貴, 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 高橋実: コンクリート充填を施した矩形断面鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(B), pp.226~227, 1998.10.
- [23] 西川和廣, 山本悟司, 高橋実: 鋼製橋脚の補強に関する実験的検討, 第 21 回日本道路会議一般論文集(B), pp.876~877, 日本道路協会, 1995.10.
- [24] 西川和廣, 村越潤, 高橋実: 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の載荷実験, 第 22 回日本道路会議一般論文集(B), pp.904~905, (社)日本道路協会, 1997.12.
- [25] K.Nishikawa, S.Yamamoto, T.Natori, K.Terao, H.Yasunami and M.Terada : Retrofitting for Seismic Upgrading of Steel Bridge Columns, Engineering Structures, Vol.20, Nos 4~6, pp.540~551, Elsevier Science Ltd, 1998.
- [26] U.S. Japan Seminar on Innovations in Stability Concepts and Methods for Seismic Design in Structural Steel, July 1996, Hawaii.
- [27] K.Nishikawa, J.Murakoshi, Y.Josen and M.Takahashi : An Experimental Study on Seismic Retrofit of Steel Bridge Piers, Proceedings of the Third U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, Technical Memorandum of PWRI No.3481, pp.269~288, December 1996, Osaka.
- [28] K.Nishikawa, J.Murakoshi, Y.Josen and M.Takahashi : Ductility Improvement of Steel Pipe Columns Based on Large-Scale Cyclic Loading Tests, Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS '97, Vol.2, pp.965~972, July 1997, Nagoya.
- [29] T.Terayama, H.Otsuka, K.Nishikawa and J.Murakoshi : Ductility Improvement of Steel Columns With Corner Plates Based on Large-Scale Cyclic Loading Tests, Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS '97, Vol.2, pp.973~980, July 1997, Nagoya.
- [30] K.Nishikawa, J.Murakoshi, Y.Josen and M.Takahashi : Ductility Improvement of Steel Bridge Columns Based on Large-Scale Cyclic Loading Tests, Proceedings of the 13th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, Technical Memorandum of PWRI No.3542, pp.167~188, October 1997, Tsukuba.
- [31] 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性 FEM 解析による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 鋼構造論文集, 第 3 巻第 9 号, pp.1~10, 日本鋼構造協会, 1996.3.
- [32] 高橋実, 村越潤, 西川和廣, 松田宏: 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の変形性能に関する数値解析, 第 2 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.77~84, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 1998.11.
- [33] 田嶋仁志, 半野久光, 池田茂, 奥守: 矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1251~1258, 土木学会, 1998.3.

- [34] H.Hanno, H.Tajima and K.Funamoto : Experimental Studies on Ductility Properties of Steel Rectangular Piers, Proceedings of the 13th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, Technical Memorandum of PWRI No.3542, pp.201~209, October 1997, Tsukuba.
- [35] H.Tajima, H.Hanno, H.Hosaka and T.Takaku : Retrofitting Methods of Steel Piers for Ductility Improvement, Proceedings of Structural Engineers World Congress 98, July 1998, San Francisco.
- [36] 南莊淳, 西岡敬治, 堀江佳平, 陵城成樹 : 鋼製橋脚の耐震補強法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1047~1058, 土木学会, 1998.3.
- [37] 陵城成樹, 木代穰, 小林寛, 渡邊英一 : 箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1027~1035, 土木学会, 1999.3.
- [38] 渡邊英一, 堀江佳平, 新名勉, 陵城成樹, 内田諭 : 円形断面を有する鋼製橋脚の変形性能評価方法に関する研究, 第 2 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.121~126, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 1998.11.
- [39] S.Okashiro, Y.Horie, T.Nishioka and A.Nanjo : Experimental Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers, Proceedings of Fifth Pacific Structural Steel Conference, Vol.1, pp.619~624, October 1998.
- [40] S.Okashiro, M.Kishiro, H.Kobayashi and E.Watanabe : Study on Elasto-plastic Behavior of Steel Bridge Piers, Proceedings of KKNN Seminar in Civil Engineering 1998, pp.183~188, November 1998.
- [41] 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, 土木学会, 1998.3.
- [42] 葛西昭, 天野麻衣, 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非線形解析と実験, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.153~160, 土木学会構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会, 1997.5.
- [43] 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉 : 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性解析と耐震性評価, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.85~92, 土木学会構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会, 1997.5.
- [44] 宇佐美勉 : Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.183~186, 土木学会地震工学委員会・地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会, 1998.1.
- [45] 宇佐美勉, 前野裕文, 織田博孝 : 鋼製橋脚の耐震診断法とその力学的背景, 第 2 回耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, pp.109~116, 土木学会土木施工研究委員会, 1998.7.
- [46] 鷺見高典, 深田清明, 岡本真悟, 東谷修, 神原康樹, 森田浩隆 : コンクリートを部分的に充填した大型模型の繰返し載荷実験による鋼製橋脚の補強効果の確認, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(A), pp.222~223, 1998.10.
- [47] 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本真悟, 鷺見高典 : 大型鋼製橋脚模型の繰返し載荷実験による Pushover 解析の精度検証, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(B), pp.222~223, 1998.10.

- [48] 橋本修身, 安波博道, 水谷慎吾, 小林洋一, 中川知和: コンパクト断面橋脚の耐震性に関する検討, 橋梁と基礎, Vol. 30, No.8, pp.185~187, (株)建設図書, 1996.8.
- [49] 安波博道, 寺田昌弘, 中村聖三, 中川知和, 水谷慎吾, 小林洋一: 少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価, 橋梁と基礎, Vol.32, No.4, pp.33~42, (株)建設図書, 1998.4.
- [50] 末田明, 安波博道, 水谷慎吾, 小林洋一, 中川知和: 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の変形性能に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第4巻, pp.17~24, (株)日本鋼構造協会, 1996.11.
- [51] 中村聖三, 安波博道, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾: 少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.331~338, 土木学会構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会, 1997.5.
- [52] 末田明, 橋本修身, 水谷慎吾, 小林洋一, 安波博道, 中川知和, 西川和廣: 繰り返し荷重を受ける箱断面鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.564~565, 1996.9.
- [53] A.Sueda, H.Yasunami, S.Mizutani, Y.Kobayashi and T.Nakagawa: A Study on Strength and Ductility of Steel Pier under Cyclic Loading, Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS '97, Vol.1, pp.237~244, July 1997, Nagoya.
- [54] Y.Fukumoto, T.Takaku, T.Okamoto, H.Tsukahara M.Koyama and K.Ozeki: Ultimate Strength of Steel Piers with Multi-cell Cross Section under Cyclic Loading, Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS '97, Vol.1, pp.221~228, July 1997, Nagoya.
- [55] T.Takaku, Y.Fukumoto, T.Okamoto and Y.Morishita: Seismic Design of Steel Piers Using Low Yield Strength Steel for Internal Multi-cell Panels, Proceeding of 5th International Conference on Short and Medium Span Bridges, July 1998, Calgary.
- [56] 高久達将, 岡本隆, 奥守, 安藤紘三, 池田茂, 森下泰光: マルチセル構造を有する鋼製橋脚の耐震性能, 第2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.69~76, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 1998.11.
- [57] 森下泰光, 水谷慎吾, 高久達将, 川井豊: 低降伏点鋼を用いたマルチセル構造を有する鋼製橋脚の載荷実験, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.232~233, 1998.10.
- [58] 高久達将, 池田茂, 岡本隆, 松田宏, 能登宥愿, 川井豊: 鋼製橋脚のハイブリッド実験と非線形動的応答解析の比較, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.301~306, 土木学会構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会, 1997.5.
- [59] T.Takaku, S.Ikeda, T.Okamoto, H.Matsuda, H.Noto and Y.Kawai: A Comparative Study of Elastic-Plastic Seismic Response Analysis and Pseudo-Dynamic Testing of Steel Bridge Piers, Proceedings of the 13th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, Technical Memorandum of PWRI No.3542, pp.211~220, October 1997, Tsukuba.

- [60] 高久達将, 山本学, 安藤紘三, 松田宏, 川井豊: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, Vol. 30, No.8, pp.138~141, (株)建設図書, 1996.8.
- [61] 中川知和, 安波博道, 小林洋一, 橋本修身, 水谷慎吾, 森脇清明: 弾塑性有限変位解析による箱形鋼製橋脚の耐荷力と変形能の評価, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.599~604, 土木学会, 1996.1.
- [62] K.Ohta, S.Mizutani, S.Nakamura, Y.Kobayashi, T.Nakagawa and T.Nonaka: A Comparison of Commercial Non-Linear Structural Analysis Software in Deformation Analyses of Steel Bridge Piers with Circular Section by Elasto-Plastic Finite Element Method, Proceedings of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS '97, Vol.1, pp.273~280, July 1997, Nagoya.
- [63] 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, 土木学会, 1999.3.
- [64] 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 安藤紘三, 尾関一成: 鋼製ラーメン橋脚の耐力・変形性能に関する載荷実験, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第1部(A), pp.488~489, 1998.10.
- [65] 池田茂, 奥守, 黒川達雄, 広兼徹, 石毛立也: 鋼製門型ラーメン橋脚の部材変形性能に関する1手法, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第1部(A), pp.486~487, 1998.10.
- [66] K.Nishikawa, M.Takahashi, T.Takaku, T.Okamoto, S.Mizutani, S.Ikeda and Y.Kawai: Experimental Study on Failure and Collapse of Rigid-Frame Piers of Highway Bridges, Proceedings of the 14th U.S-Japan Bridge Engineering Workshop, November 1998, Pittsburgh.

