コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験

Experimental Study on Strength and Ductility of Partially Concrete-Filled Steel Rigid-Frame Piers

前野 裕文[1)]、森下 宣明[2)]、青木 徹彦[3)]、鈴木 森晶[4)]、梅田 聡[5)]、三輪 恭久[6)]
Hirofumi MAENO, Nobuaki MORISHITA, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI, Akira UMEDA, and Yasuhisa MIWA

1)工博 名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36)
2) 名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36)
3)工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)
4)博(工) 愛知工業大学講師 土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)
5)工修 川崎重工業 (株) 橋梁技術部 (〒675-0155 兵庫県加古郡播磨町新島 8)
6)工修 ＮＫＫ 橋梁建設部橋梁設計室 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)

This paper presents experimental results of partially concrete-filled steel rigid-frame piers under cyclic loading. The aim of this study is to investigate the cyclic elasto-plastic behavior of such piers and provide fundamental data for developing rational earthquake-resistant ultimate strength design method. For this purpose, a frame specimen of rectangular section was tested under in-plane cyclic loading. Moreover, cyclic test of a cantilever-type column specimen modeling the frame in the out-of-plane direction was also conducted to investigate damage process of the filled-in concrete. Test results are discussed in the light of strength, ductility and strain progression. It is found that partially concrete-filled steel rigid-frame piers show good earthquake-resistance characteristics in undergoing the inelastic action.

Key Words: Steel rigid-frame pier, Concrete-filled Pier, Cyclic test, Ultimate Strength, Ductility.
キーワード：鋼製ラーメン橋脚、コンクリート部分充填橋脚、繰り返し載荷、終局耐力、変形性能

1. はじめに

阪神大震災以降、橋脚の耐荷力および変形性能の向上が求められており、鋼製橋脚においては、多くの実験や解析[1-4]が実施され、座屈パラメータの制限や、ぜい性的な破壊を防ぎじん性を向上させるための構造細目が規定された。また、鋼製橋脚の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ための非線形動的解析モデルなどが検討されている[5]。さらに、近年、鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験や解析についても、各機関で進められている[6-8]。

一方、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能については、単柱形式の橋脚を中心にその充填コンクリートの有用性が報告[2,4,9-11]され、それらを基に数多くの設計がなされている。

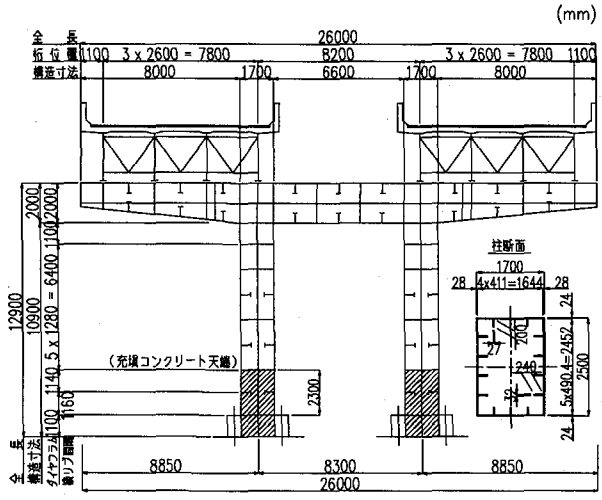
しかし、コンクリートを充填した鋼製ラーメン橋脚に関しての実験的研究はほとんどなく、この種の鋼製橋脚に対する耐震設計法の確立に不可欠な実験データの蓄積が求められている。また、エネルギー吸収のためにどの部材を損傷させるか、不静定構造物の終局限界状態をどのように定義するか、アンカー部の設計はどの状態で行うのか、さらに軸力の変動に伴う損傷判定をどのように考えるかなど、合理的な設計をするためには問題点が残っているように思われる。

本論文は、これらの問題点を解決する一つの手段として、コンクリートを部分充填した鋼製ラーメン橋脚の柱部を対象に模型実験を実施し、その結果をまとめたものである。具体的には、名古屋高速道路で今後建設が予定されている標準的な形状の鋼製ラーメン橋脚に対し、縮尺率約 1/4 の模型供試体を用い、面内方向について繰り返し載荷実験を実施し、その耐荷力特性を調べるとともに充填コンクリートの破壊パターンなどについても検討した。また、コンクリートを部分充填した鋼製ラーメン橋脚の面外方向の基本性能を調べるために、ラーメン橋脚とほぼ同じ座屈パラメータを有する単柱供試体についても繰り返し載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

実験供試体のモデルである実橋脚全体図とその断面諸



図－1　実橋脚の全体図

表－1　実橋脚の断面寸法と断面定数

断面諸元		実橋脚			
		コンクリート充填部		中空断面部	
フランジ/ウェブ		フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ
材質		SM490Y		SM490Y	
幅	b(mm)	2500	1700	2500	1700
板厚	t(mm)	28	24	28	24
縦補剛材高	bs(mm)	240	200	240	200
縦補剛材厚	ts(mm)	32	27	32	27
縦補剛材剛比	γ/γ^*	4.63	3.04	3.79	2.48
幅厚比パラメータ	Rf	0.18	0.22	0.20	0.24
幅厚比パラメータ	RR	0.38	0.37	0.38	0.37
縦補剛材の幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	Rh	0.50	0.49	0.50	0.49
柱高さ	H(mm)	10800			
細長比パラメータ	λ	0.30			
降伏軸力比	N/Ny	0.071			
ｺﾝｸﾘｰﾄ充填高さ	hc(mm)	3400（基部からhc'=2300）			
充填高さ比	hc/H,(hc'/H)	0.315,（0.213）			

元を図－1、表－1に示す。なお、表－1に示した断面定数は、道路橋示方書の基準降伏点に基づいて算出した値である。

柱断面は 2,500mm×1,700mm の矩形であり、フランジおよびウエブは柱基部から柱上部まで同板厚とし、厚板の隅角部との間にクッション（板厚差調整）断面を用いている。フランジおよびウエブにはそれぞれ4本、3本の縦補剛材を配置している。縦補剛材に仕切られた各パネルは幅厚比パラメータ $R_R \leqq 0.5$ を、縦補剛材は幅厚比パラメータ $R_h \leqq 0.5$ を、その剛比は $\gamma/\gamma^*=3$ を満足するように設計した。また、橋脚の基部には、耐荷力および変形性能の向上を目的として、基部から 3,400mm の位置まで設計基準強度 16N/mm^2 のコンクリートを充填した。軸力比N/Nyは、ラーメン構造の特性からN/Ny=0.071であり、単柱形式の橋脚の実験例に多い 0.15 程度と比べて小さい値となっている。

実験供試体は実橋脚の1/4縮尺とし、ラーメン構造に対して水平力を面内方向に作用させるラーメン供試体と、ラーメン構造の面外方向の挙動を検討するための単柱供試体の2種類の供試体を作製した。

ラーメン供試体および単柱供試体の断面諸元を表－2に示す。供試体の板厚は、鋼材入手の容易さを勘案して決定した。表－2の断面定数は、表－3に示す材料試験結果に基づいて算出したものである。

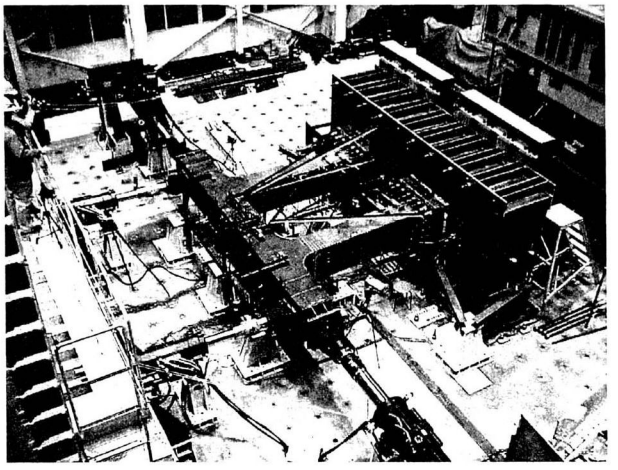
ラーメン供試体では今回の実験の主たる目的が、軸力の変動を受ける柱部が、破壊に至るまでの損傷過程を確認することであることから、柱基部に損傷が発生する前に梁部において損傷が発生しないよう梁部の板厚を実橋脚の 1/4 縮尺の板厚よりも厚くしている。さらに、梁の張出し部に作用させた鉛直力と水平力がスムースに柱に流れるように、隅角部に通常よりも大きい300Rのフィレットを設けている。

2.2 材料試験結果

実験に用いた鋼材およびコンクリートのそれぞれ3体の材料試験から得られた試験値の平均値を表－3に示す。

表－2　実験供試体の断面寸法と断面定数

断面諸元		ラーメン供試体				単柱供試体			
		コンクリート充填部		中空断面部		コンクリート充填部		中空断面部	
フランジ/ウェブ		フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ
材質		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y	
幅	b(mm)	605	409	605	409	419	615	419	615
板厚	t(mm)	8	6	8	6	6	8	6	8
縦補剛材高	bs(mm)	60	50	60	50	50	60	50	60
縦補剛材厚	ts(mm)	8	8	8	8	8	8	8	8
縦補剛材剛比	γ/γ^*	3.09	3.14	2.52	2.57	3.45	3.07	2.81	2.51
幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	Rf	0.20	0.22	0.22	0.24	0.22	0.20	0.24	0.22
幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	RR	0.34	0.38	0.34	0.38	0.40	0.34	0.40	0.34
縦補剛材の幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	Rh	0.53	0.45	0.53	0.45	0.45	0.53	0.45	0.53
柱高さ	H(mm)	270				270			
細長比パラメータ	λ	0.33				0.34			
降伏軸力比	N/Ny	0.060				0.060			
充填高さ比	hc/H,(hc'/H)	0.315,（0.213）				0.315,（0.213）			



写真－1　ラーメン供試体実験状況
（愛工大耐震実験センター）

充填したコンクリートについては、載荷実験実施日と同一日に圧縮試験を実施してコンクリートの材料特性とした。なお、充填コンクリートの圧縮強度は 16N/mm^2 になるように配合設計を実施した。

2.3 実験供試体の製作

実験供試体の柱断面が625mm×425mm と小さく、供試体組立時に柱の４面をすべて内側から溶接することは不可能である。そこで、あらかじめ縦補剛材を溶接した柱のフランジ、ウエブの３面をダイアフラムをガイドとして組立てたのち、ダイアフラム位置にスリットを設けた残りの１面を、柱の外側から蓋をして溶接を行う製作方法を採用した。これより、フランジ、ウエブの４面ともダイアフラムと溶接するとともに縦補剛材も連続させ、より実橋脚に近い補剛構造を再現できた。

2.4 載荷方法

(1)ラーメン供試体

実験状況を写真－１に示す。実験床に反力架台をセットし、その反力架台に供試体を横置き状態として取り付けた。上部構造の死荷重を想定した一定の鉛直力をアクチュエータにより左右の梁に載荷した。なお、実橋脚での上部構造は左右各４主桁であるが、実験では各４主桁の反力をそれぞれの重心位置に集中荷重として載荷した。鉛直力を載荷させたのち、地震時上部構造に作用する慣性力を想定した水平力を左右のアクチュエータにより、約 0.1～0.2mm/sec の速度で載荷した。水平力の載荷は変位制御で行い、降伏水平変位 δy の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰り返し回数を３サイクルとする両振りの漸増繰り返し載荷を行った。なお、水平力載荷時に、供試体が載荷面外方向に変形しないよう供試体の下にリニアレールを配置した。

表－３　実供試体の材料試験結果

			板厚t＝8mm	板厚t＝6mm
鋼材	ヤング係数	E(kN/mm^2)	210	205
	降伏応力度	σy(N/mm^2)	395	391
	ポアソン比	ν	0.280	0.283

			ラーメン供試体	単柱供試体
コンクリート	ヤング係数	Ec(kN/mm^2)	16.8	12.2
	圧縮応力度	σyc(N/mm^2)	18.9	13.7
	ポアソン比	νc	0.205	0.171

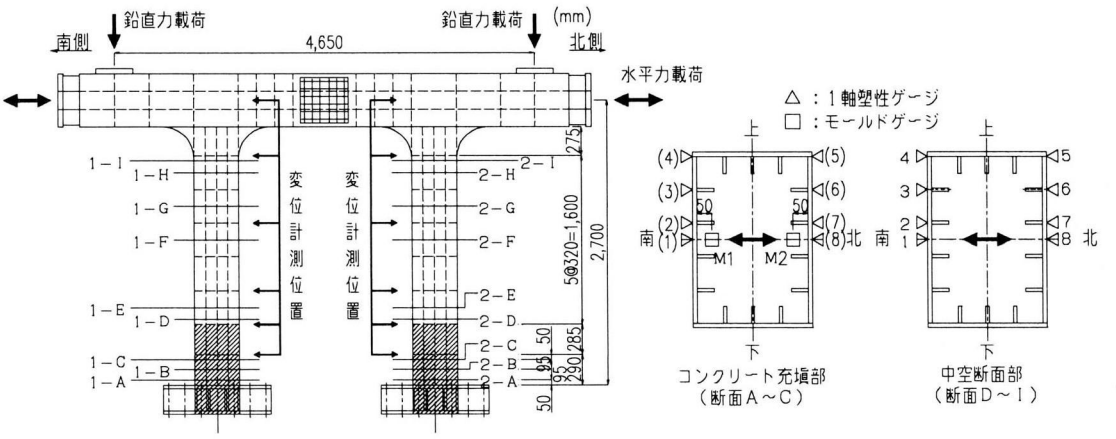
(2)単柱供試体

単柱供試体では、ラーメン橋脚における上部構造の死荷重反力を想定した一定の鉛直力（軸力比N/Ny=0.071）を柱の直上１ヶ所に載荷した。水平力の載荷方法は、ラーメン供試体と同様である。

2.5 計測項目

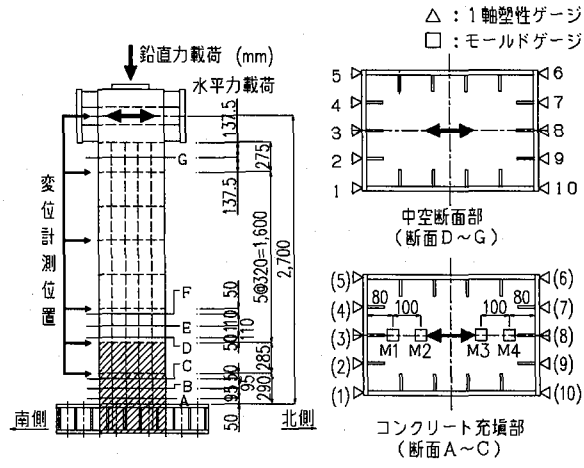
(1)荷重

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



（a）断面図および変位計配置　　（b）ひずみゲージ配置

図－２　ラーメン供試体の計測箇所



（a）断面図および変位計配置　（b）ひずみゲージ配置

図－3　単柱供試体の計測箇所

(2)実験供試体の変位

ラーメン供試体および単柱供試体の変位計の取り付け位置を図－2，3に示す。供試体の変形モードを確認するため柱ダイアフラム位置に配置することを原則とした。

(3)実験供試体のひずみ

ラーメン供試体および単柱供試体のひずみゲージ貼付位置を図－2，3に示す。ひずみゲージは、コンクリート充填部と鋼断面部の下端付近を中心に配置した。コンクリート充填部については、高さ方向3断面に鋼材用のひずみゲージを貼付するとともに、コンクリート用のモールドゲージを埋め込んだ。なお、鋼材用のひずみゲージは、面外変形による測定値への影響を少なくするため、縦補剛材上に貼付した。

3．ラーメン供試体の実験結果

3.1　降伏水平荷重Py、降伏水平変位δyの定義

コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の耐荷力実験において、降伏水平荷重や降伏水平変位の設定には、コンクリートを無視したオイラー梁理論により解析を行い、圧縮側の鋼材が降伏ひずみに達した時の水平荷重をPy、また、その時の水平変位をδy として実験結果を基準化していることが多く見受けられる[2)]。

ところが、今回実験に用いた鋼製ラーメン橋脚のような形状では、荷重載荷時のせん断変形量が無視できない量であること、それぞれの柱に生じる軸力変動により圧縮側となる柱のコンクリートが構造物の耐荷力に与える影響が大きいこと、さらにラーメン構造の隅角部の剛性を評価することが困難なことなどにより、以下の検討によりPyおよびδyの定義を行った。

具体的には、せん断変形を考慮できるティモシェンコ梁理論を用いた場合と、せん断変形を考えないオイラー梁理論を用いた場合および隅角部の剛性を比較項目とした。なお、基部の充填コンクリートについてはファイバー要素分

表－4　モデル化による降伏水平荷重・変位の比較

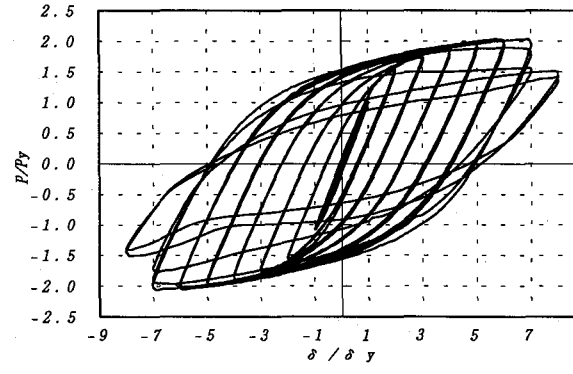
	オイラー梁理論		ティモシェンコ梁理論	
隅角部を剛体として評価	Py (kN)	δy (mm)	Py (kN)	δy (mm)
	1620.7	6.5	1507.7	11.4
隅角部を弾性体として評価	Py (kN)	δy (mm)	Py (kN)	δy (mm)
	1420.7	9.4	1424.7	13.1

割モデルを、コンクリートおよび鋼材のそれぞれの要素には、文献4）に採用されている応力－ひずみ関係を適用し、降伏応力については、材料試験結果による値を用いた。これらの結果を表－4に示す。

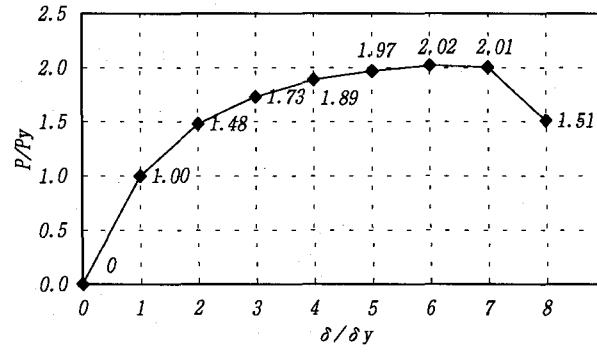
隅角部を弾性体として評価しティモシェンコ梁理論を用いた場合と、柱基部のフランジ中央部における降伏ひずみが材料試験より得られた鋼材の降伏ひずみの値とほぼ一致（約2150μ）した時の水平荷重、水平変位を比較した。その結果、水平荷重は約3％、水平変位は約8％の差であり、最も実験値に近い値であったが、本論文では実務設計への対応や、より実際の挙動と関連付けるため、実験による水平荷重を降伏水平荷重Py (=1465.1kN)、また、その時点の水平変位を降伏水平変位δy (=14.2mm) とそれぞれ定義した。

3.2 荷重－水平変位関係

水平繰り返し載荷実験より得られた水平荷重Pと水平変位δを降伏水平荷重 Py、降伏水平変位δy で基準化した履歴曲線（ヒステリシスループ）を図－4に、また荷重－変位履歴曲線に対する包絡線を図－5に示す。



図－4　荷重－変位履歴曲線



図－5　荷重－変位履歴曲線の包絡線

最大荷重Pu（=2960.0kN）は、変位振幅6.0δyのときに生じ、Pu=2.02Py、Pu時の水平変位はδu=85.2mmである。この値は、文献7）で示されている、変位振幅3.01δy時の最大荷重Pu=1.88Pyと比較して大きな値である。これは、柱基部にコンクリートを部分充填することにより、最大荷重および変形性能の向上が見られたためであると考えられる。

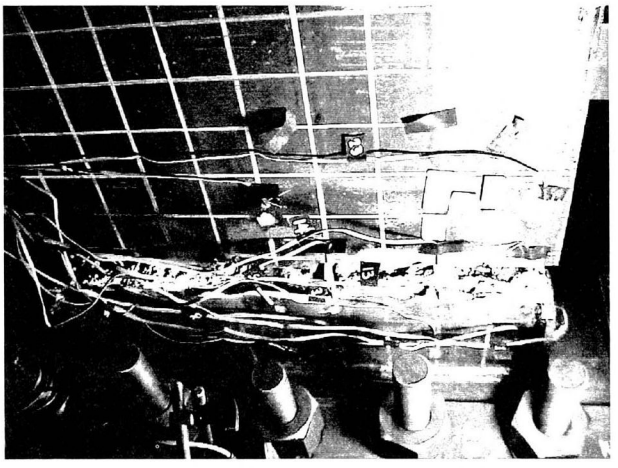
これらの図に示すように、6δyまでは水平荷重が増加し、7δy時においても水平荷重P=2.01Pyとほぼ同様の値となっており、7δy時まで水平荷重の急激な減少は見られない。その後、7δyの2サイクルまでほぼ同様の水平荷重を保持しているが、3サイクル目および8δyにかけて水平荷重の低下が見られた。

柱基部にコンクリートを部分充填した単柱供試体による耐荷力実験[2, 11]における履歴曲線の特徴として、次の現象が確認されている。鋼材の塑性化が進んだ変位振幅の大きなサイクルのループにおいて、2δy程度の変位までは水平荷重の増加は見られないが、さらに変位が増加した場合、水平荷重が増加する現象が見られる。これは、充填コンクリート中にも亀裂が生じ、亀裂が閉じるまでは荷重が上昇せず、亀裂が閉じたあとに荷重が上昇することによるものである。しかし、今回の実験ではラーメン構造のため、左右の柱それぞれに水平荷重の増加あるいは減少に対する軸力変動が生じるため、引張側柱の鋼材が抵抗することにより、充填コンクリートの亀裂開閉による荷重の立ち上がりが顕著に現れないものと考えられる。

さらに、今回の実験供試体は、2.1でも示したように梁部を補強しており、梁の変形能が少なかったことも一つの原因と考えている。

3.3 座屈および損傷状況

3δy－1サイクル時に、柱基部、コンクリート充填直上部、隅角部直下において、鋼材の黒皮の部分的なはく離が観察された。続いて、2サイクル時に、左右の柱とも引張側フランジ面の最下端角部において、鋼材の微少な亀裂（幅約2～3mm）がみられた。この亀裂は徐々に進行し、



写真－2　柱基部（フランジ面）の損傷状況

5δy時においては、幅約30mm程度に広がった。最大荷重（6δy）時においては、この亀裂が、幅約100mmに達するとともに、柱の圧縮側フランジ面の縦リブ間に座屈による鋼材の膨らみが生じた。さらに、7δy－3サイクル時においては、左柱の両側フランジより進行した鋼材の亀裂がウェブまで達する状態となり、水平荷重の低下が生じた。（写真－2参照）

コンクリート充填部直上および隅角部直下においては、鋼材の座屈現象は観察されなかった。これは、中空鋼断面部においてはコンクリート充填部と同じ断面を採用したこと、隅角部において供試体を補剛したことにより剛性が大きくなり、柱基部に損傷が集中したものと考えられる。

3.4 エネルギー吸収量

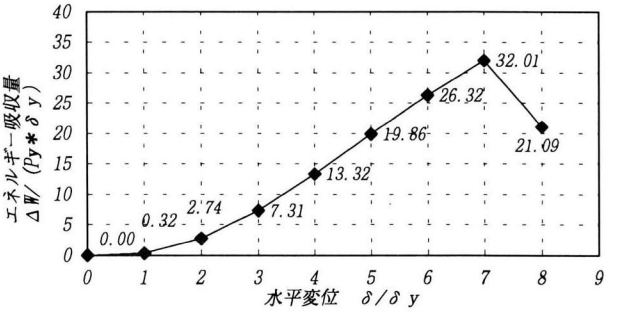
水平変位と1サイクル毎のエネルギー吸収量△Wを（Py×δy）にて無次元化したものを縦軸にとり、水平変位をδyにて無次元化したものを横軸に示したエネルギー吸収量－変位の関係を図－6に示す。

エネルギー吸収量は以下の通り算出した。1サイクルのエネルギー吸収量は、ヒステリシスループと変位軸とで囲まれる面積で表すことができ、これを台形積分として算出した。アクチュエータの変位は1サイクルの始点と終点で必ずしも同一とは限らないが、始点から終点までを1サイクルとした。1サイクルのエネルギー吸収量△Wを式（3.1）に示す。

$$\triangle W=1/2\ \{\Sigma\ (h_{i+1}+h_i)\ (d_{i+1}-d_i)\} \quad \cdots\ (3.1)$$

ここで、h_i、d_iはそれぞれ計測した水平荷重および載荷点変位である。

これらの図が示すように、7δy時までエネルギー吸収量が増加していることがわかる。これは、7δy－3サイクル目から急激に水平荷重が減少している変位－水平荷重の履歴曲線とよく一致している。



図－6　変位－エネルギー吸収量

3.5 柱高さ方向のひずみ分布

水平変位がヒステリシスループにおける変位の折り返し点において計測したときの柱高さ方向のひずみ分布を図－7に示す。左柱フランジの中央部に柱高さ方向に9箇所貼付したひずみゲージの測定結果をまとめたものであ

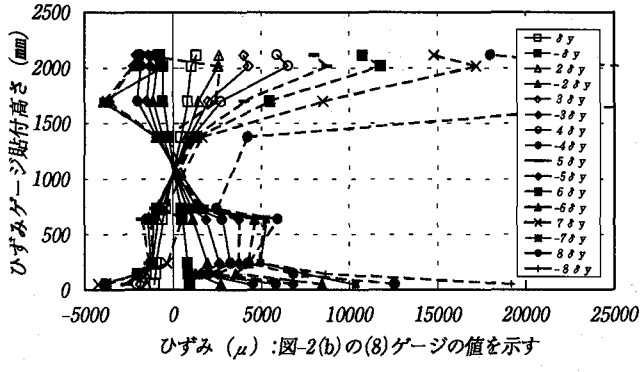
る。これらの図から、変位が3 δyの状態までは変位の倍率に応じてひずみも増加しているが、変位が4 δyに達したとき、鋼材のひずみは塑性化に伴い大きく増加していることがわかる。また、それ以降においては、引張側鋼材のひずみの伸びが大きく、隅角部および基部においては、引張、圧縮のそれぞれの状態で塑性領域にあることが確認される。コンクリート充填部直上の中空鋼断面部においても最大約5000μのひずみが測定されており、この領域においても塑性化が進行していることがわかる。さらに、7 δy時までは柱部のモーメント形状にあったひずみが発生しているが、水平荷重の急激な減少の見られた8 δy時には、基部が塑性ヒンジ状態になっていることがひずみ分布より確認される。

3.6 コンクリート充填部のひずみ分布

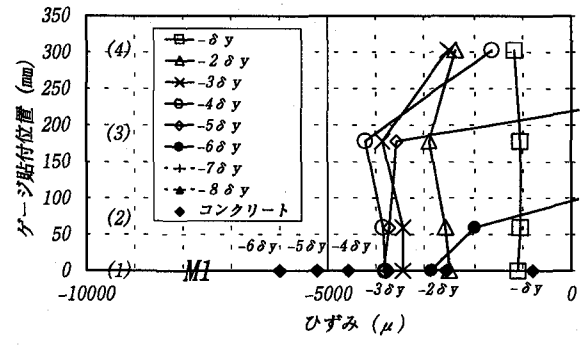
左柱基部のコンクリート充填断面における図－2(a)1-A 断面の柱フランジおよびコンクリートのひずみ計測結果を図－8に示す。ここでは、繰り返し荷重のうち、供試体に対して右側より左側へ水平荷重を載荷させ、柱の左側フランジが圧縮、右側フランジが引張の状態になった場合のみを取り出してまとめた。図中の（1）～（8）およびM1については、図－2(b)のひずみゲージ取り付け位置を示し、（1）の位置を0mmとしてひずみゲージ貼付位置を表している。最大荷重（6 δy）時における圧縮側の鋼材のひずみは約4000μ、引張側の鋼材のひずみは最大で約17000μであった。引張側の鋼材においては、長方形断面によるせん断遅れが顕著に現れているものと考えられるが、フランジ中央部に比べてウェブ近傍のひずみ値が大きく増加していることがわかる。また、圧縮側においては、鋼材のひずみがあまり増加していないのに対して、コンクリートの圧縮ひずみは変形に応じて最大約6000μまで増加していることが確認される。これは、3 δy時に発生した鋼材の亀裂および変形のため、それ以降については、充填コンクリートが圧縮に抵抗しているものと考えられる。

3.7 コンクリートの損傷状況

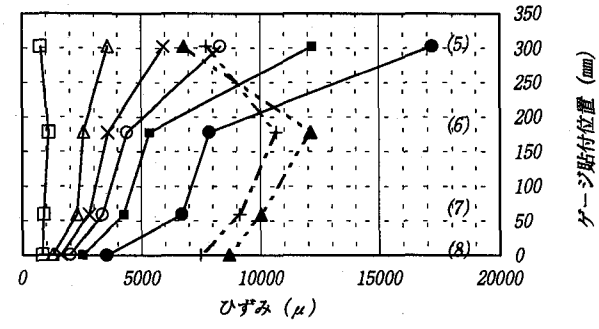
コンクリートの損傷状況を図－9に示す。実験終了後にウェブおよびフランジを切断はく離し、充填コンクリートの損傷状況について調査を行った。破壊されたコンクリートを丁寧に取り除き、破壊面を露出させ、その深さ、幅の計測を行った。その結果、フランジ面の破壊長さは、約170mm、ウェブ面の破壊長さは、約230mmの結果を得た。今回の実験では、コンクリート充填部中にもダイアフラムを1断面設けたが、その基部側のコンクリートでのみ損傷が起こり、上側のコンクリートは全く損傷が見られなかった。



図－7　柱高さ方向のひずみ分布

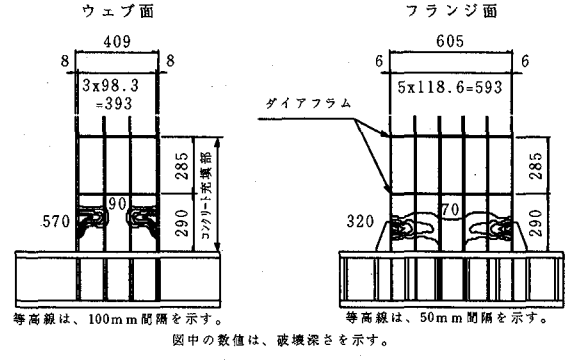


(a)圧縮側フランジおよびコンクリートのひずみ分布



(b)引張側フランジのひずみ分布

図－8　充填コンクリート断面のひずみ分布



図－9　コンクリートの損傷状況

4．単柱供試体の実験結果

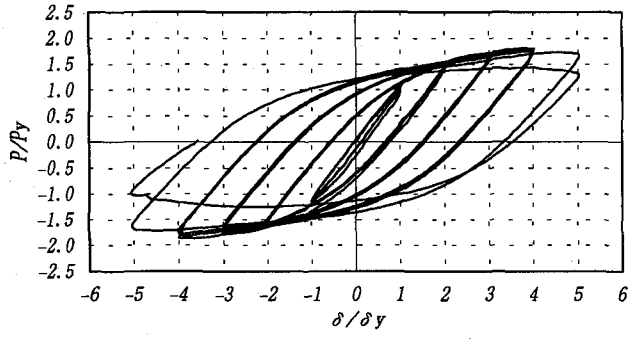
4.1 荷重－水平変位関係

3.1で示したように単柱形式の鋼製橋脚の耐荷力実験においては、降伏水平荷重Pyと降伏水平変位δyに関して従来はオイラー梁理論を用いた解析値を使用していたが、

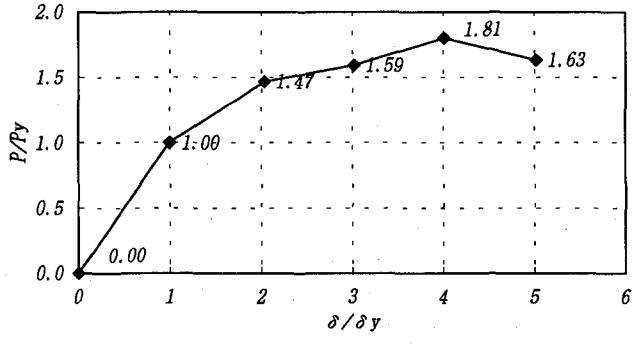
ここでは前述したラーメン供試体で整理した方法（実験で得られたひずみ値より降伏水平荷重を定義する）を用いて基準化している。なお、実験結果より定義した値はそれぞれPy=489.4kN、δy=19.0mmであった。

水平繰り返し載荷実験の水平荷重Pと水平変位δをそれぞれ降伏水平荷重Py、降伏水平変位δyにて基準化した履歴曲線を図－10に示す。また、荷重－変位履歴曲線に対する包絡線を図－11に示す。

最大荷重Puは、変位が4.0δyのときに生じ、Pu=1.81Pyである（Pu=887.5kN、δu=76mm）。この変形能は従来のコンクリートを充填した単柱形式の鋼製橋脚の耐荷力実験に比べるとやや小さいと考えられる。これは、今回の実験ではコンクリートの充填高さをラーメン構造の面内方向の変形能に着目して設計したためであり、柱の断面形状が長方形のラーメン供試体の面外方向のコンクリート充填高さとしては若干高かったためと思われる。また、最大耐荷力は数多くの単柱の実験にて得られたPu=1.4～2.0Pyとほぼ同等の値であった。



図－10　荷重－変位の履歴曲線



図－11　荷重－変位の履歴曲線の包絡線

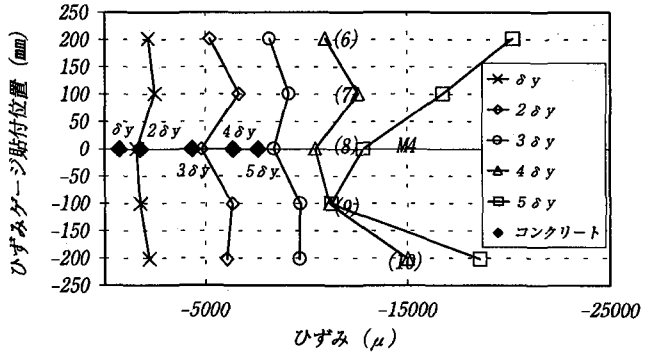
4.2 座屈および損傷状況

3δy時に、鋼材の黒皮が一部はく離する現象が見られたが、座屈は観測されなかった。最大水平荷重時である4δy時において、圧縮側鋼材の縦リブ間に一部座屈現象が見られるとともに、引張側鋼材に微少な亀裂が観測された。さらに、5δy時の1サイクル目において、座屈が進行するとともに、亀裂が長さ50mm程度に進展し、水平荷重の急激な減少が見られた。2サイクル目には、この亀裂が長さ約100mm程度まで進展し、さらに急激な水平荷重の減少が見られた。この実験では、ラーメン面内供試体のような不静定構造物ではないため、引張側鋼材の亀裂の進展が水平荷重の急激な減少を引き起こすものと考えられる。

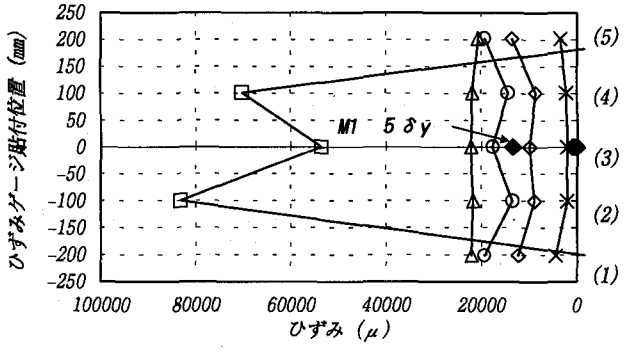
4.3 コンクリート充填部のひずみ分布

柱基部のコンクリート充填断面における図－3(a)A断面の柱フランジおよびコンクリートのひずみ計測結果を、図－12に示す。図中（1）～（10）およびM1、M4については図－3(b)のひずみゲージを示し、フランジ中央を0mmとして各ひずみゲージ貼付位置を表している。ここでは、繰り返し荷重のうち、供試体に対して左側より右側へ水平荷重を載荷させ柱の右側フランジが圧縮、左フランジが引張の状態になった場合のみを取り出してまとめた。

最大荷重（4δy）時において圧縮側鋼材のひずみは約11000μとなっており、コンクリートの圧縮側のひずみは、鋼材フランジ面より80mm内側の位置において約6000μ程度まで線形的ではないが増加していることが確認される。これは、圧縮側においては、コンクリートも荷重を分担すること、また、それによる中立軸の移動によるものと考えられる。なお、その時の引張側の鋼材のひずみは最大で約21000μであり、5δy時において急激にひずみが増加し、水平荷重の低下につながったことを表している。



(a)圧縮側フランジおよびコンクリートのひずみ分布

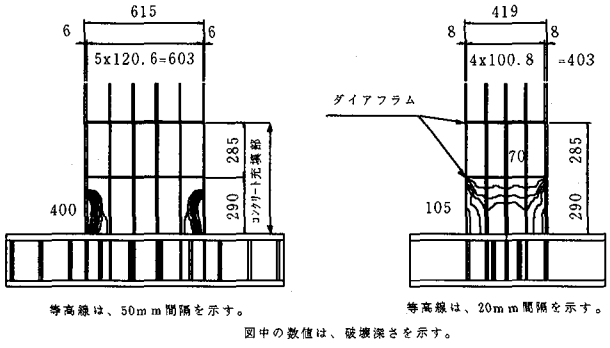


(b)引張側フランジおよびコンクリートのひずみ分布

図－12　充填コンクリート断面のひずみ分布

4.4 コンクリートの損傷状況

コンクリートの損傷状況を図−13 に示す。実験終了後にウェブおよびフランジを切断はく離し、充填コンクリートの損傷状況について調査した。破壊されたコンクリートを丁寧に取り除き、破壊面を露出させ、その深さ、幅の計測を行った。その結果、フランジ面の破壊長さは、約260㎜、ウェブ面の破壊長さは、約230㎜の結果を得た。今回の実験では、ラーメン供試体による実験と同様に、コンクリート充填部中のダイアフラムの基部側でのみ損傷が起こり、上側では全くコンクリートの損傷が見られなかった。



図−13　コンクリートの損傷状況

5. まとめ

名古屋高速道路公社において建設予定であるコンクリートを部分充填した鋼製ラーメン橋脚について、その 1/4 縮尺モデルの供試体を用いて、ラーメン橋脚の面内方向および面外方向における耐荷力に関する実験を行った。得られた結果は以下のように要約できる。

(1)　今回実験したラーメン橋脚の形状寸法においては、降伏水平荷重 Py および降伏水平変位 δy の定義において、せん断変形を考慮したティモシェンコ梁理論を用いた解析が実験結果と近い値であった。

(2)　ラーメン橋脚の面内方向の実験では、Pu=2.02Py、$\delta u=6.0\delta y$ であり、最大荷重発生後もラーメン形状は保たれており、十分な変形能、耐荷力が確認された。

(3)　ラーメン橋脚の面外方向を想定した単柱供試体の実験では Pu=1.81Py、$\delta u=4.0\delta y$ であり、通常のコンクリートを充填した単柱形式の鋼製橋脚の実験に比べて変形能がやや小さい結果となった。これは、柱の断面形状が長方形にもかかわらずコンクリートの充填高さをラーメン構造の面内方向の変形能に着目して決定したためであり、ラーメン橋脚のコンクリート充填高さに関する設計法に重要な示唆を与えている。

(4)　ラーメン供試体および単柱供試体の充填コンクリート内で測定したひずみは、6000μ～7500μであり、充填コンクリートにおいても十分に圧縮応力を分担していることが確認された。

(5)　充填コンクリートの破壊領域に関して、コンクリート中に設けたダイアフラムが影響することが判明した。

最後に、今回の実験は鋼製ラーメン橋脚の内、柱部の破壊形態に着目した実験であるため梁部を補強している。そのため、ラーメン橋脚全体としての変形能や、終局耐力などは、今後実施する梁部の実験を通して検討を加えたい。

謝辞

本実験的研究は、名古屋高速道路公社「鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験・研究委員会」（委員長：宇佐美勉　名古屋大学教授）の下で実施された。実験の計画・実施ならびに論文作成に際して、宇佐美勉教授から有益なご助言を賜りました。また、本実験は愛知工業大学の耐震実験センターにおいて実施されるとともに、実験データの整理に関連して、愛知工業大学土木工学科の大学院生のご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、丸善, 1996.

2)建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、鋼材倶楽部、日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（総括編）,1999.

3)西川和廣、山本悟司、名取暢、寺尾圭史、安波博道、寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.42A, pp.975-986,1996.

4)土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術,1996.

5)西川和廣、村越潤、小野潔、高橋実：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法、土木技術資料 Vol.41,No.10,pp.34-39,1999.

6)西川和廣、村越潤、高橋実、岡本隆、池田茂、森下泰光：鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.45A, pp.235-244,1999.

7)建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、鋼材倶楽部、日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（XI）−矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験−,2000.

8)森下泰光、高久達将、青木徹彦、福本口秀士、岡本隆、松井鋭一：中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能、構造工学論文集 Vol.46A,pp.831-840,2000.

9)宇佐美勉、鈴木森晶、I. H. P. Mamaghani、葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案、土木学会論文集 No.525, pp.69-82, 1995.

10)宇佐美勉、本間大介、芳崎一也：鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験、土木学会論文集 No.626, pp.197-206, 1999.

11)前野裕文、宇佐美勉、葛漢彬、岡本隆、水谷慎吾、魚井啓次：コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.44A, pp.189-199,1998.

（2000 年 9 月 14 日　受付）