

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

Experimental study on Strength and Ductility of a Rigid-Frame Steel Pier with Intermediate Cross Beam

森下泰光*, 高久達将**, 青木徹彦***, 福本嘯士****, 岡本隆*****, 松井鋭一*****

Hiromitsu Morishita, Tatsumasa Takaku, Tetsuhiko Aoki, Yuhshi Fukumoto, Takashi Okamoto, Eiichi Matsui

* 高田機工(株), 技術研究所 (〒649-0111 和歌山県海草郡下津町方 1375-1)

** 工博, (株)東光コンサルタンツ, 技術本部 (〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3 丁目 32-1)

*** 工博, 愛知工業大学教授, 土木工学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

**** 工博, 福山大学教授, 工学部建設環境工学科 (〒729-0292 広島県福山市学園町 1 番地三蔵)

***** 工博, NKK, 基盤技術研究所都市工学研究部 (〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町 1-1)

***** 瀧上工業(株), 生産本部技術部 (〒454-8517 愛知県名古屋市中川区清川町 2-1)

This paper presents an experimental study on the strength and ductility of a rigid-frame steel pier with intermediate cross beam which has low-yield web panels. An incremental cyclic loading test was carried out to obtain the hysteretic load-deformation behavior of the structure. The frame is 5.0m span and 5.8m height. The cross-sectional shapes of the columns, beams and cross beam are of 600mm×600mm with different plate thicknesses. It was obtained from the test that the peak strength was 1.95 times of the yield strength with 3.7 times of the yield deformation and the maximum strength gradually decreased to the yield strength level at 8.5 times of the yield deformation. The test results are compared with FEM results and with a plastic method with shear link in the beam.

Key Words: Rigid-frame steel pier, Intermediate cross beam, Incremental cyclic test, Low-yield strength steel, Shear link

キーワード: 鋼製ラーメン橋脚, 中間はり, 漸増繰返し載荷実験, 極軟鋼, せん断リンク

1. はじめに

兵庫県南部地震では、都市高速道路において鋼製橋脚にも被害が発生した^{1),2)}。その後、鋼製橋脚については、「水平繰返し載荷実験による構造と耐力・変形能³⁾⁶⁾」、「ハイブリッド地震応答実験(擬似動的実験)による地震時挙動⁷⁾¹⁰⁾」、「有限要素法による弾塑性有限変位解析の適用性¹¹⁾¹⁵⁾」、「復元力モデルとその弾塑性応答解析¹⁶⁾¹⁹⁾」等に関する研究が実施され、その耐震性について様々な報告²⁰⁾²²⁾がなされてきた。また、ラーメン橋脚を対象とした研究も実施されている²³⁾²⁷⁾。

本稿では、ラーメン橋脚の耐震性向上策としてせん断リンクを付加する方法に着目し、1 層門形鋼製ラーメン橋脚に、極軟鋼を腹板にのみ用いたせん断リンクを有する中間はりを付加し 2 層門形ラーメン橋脚とした供試体の繰返し載荷実験を実施し、その適用性を検討したので報告する。

2. 2 層ラーメンの中間はりの挙動と効果

柱間隔 $L=5.0\text{m}$ 、柱高 $h=5.8\text{m}$ 、柱・はりの断面剛性一定の図-1 の 1 層ラーメンと 2 層ラーメンを弾性骨組解析を用いて比較してみる。鉛直荷重 P は、柱の軸圧縮降伏荷重の 15% を柱中心に載荷する。また、はり中心に水平荷重 H を載荷する。1 層ラーメンにおいて、鉛直荷重 P を一定とし水平荷重 H を増加させた場合、柱基部が降伏応力に達したときの水平荷重を H_y 、このときの水平荷重載荷位置での水平変位を δ_y とする。2 層ラーメンの水平降伏荷重は $1.45H_y$ 、水平降伏変位は $0.75\delta_y$ となる。これは 1 層ラーメンに中間はりを追加した静的効果であり、中間はりの剛性(弾性及び弾塑性)

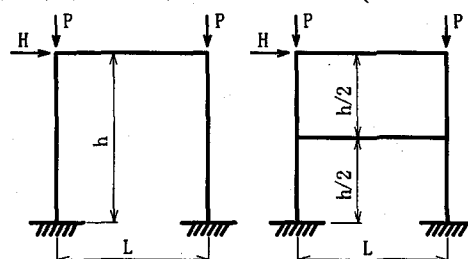
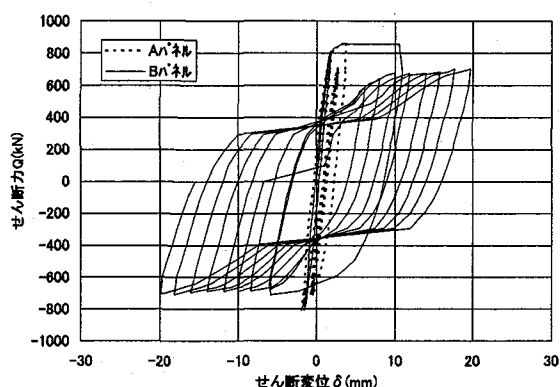


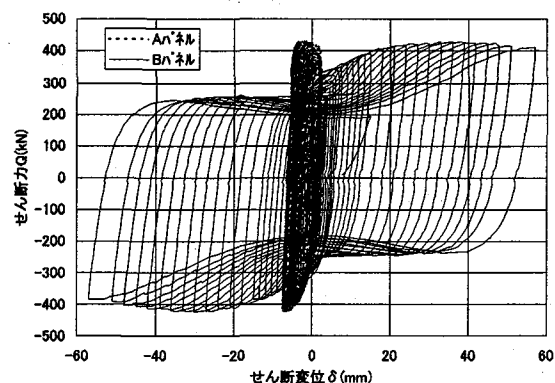
図-1 骨組形状

を調整することにより、全体構造システムの弾塑性挙動をコントロールできることを示唆している。

福山大学では、プレートガーダーの繰返しせん断載



(a)SS400 材



(b)極軟鋼

図-2 ウェブのせん断力-せん断変位関係²⁷⁾

荷実験を行い、ウェブの鋼種(普通鋼と極軟鋼)、板厚が弾塑性挙動に与える影響を検討し、崩壊形式、繰返し塑性変形挙動、繰返し耐荷力、エネルギー吸収量等についての知見を得ている²⁷⁾。

それによると、

- 1)耐荷力が一定に保たれている場合、エネルギー吸収量はせん断変形に比例し増大する。
- 2)耐荷力、エネルギー吸収量はウェブが厚いほど向上し、極軟鋼は普通鋼に比較してエネルギー吸収効果が良い。(図-2 参照)
- 3)ウェブに極軟鋼を用いると、歪効果により塑性域が広範に広がり、局部応力集中が緩和され、局部的な大変形、割れが小さくなる。
- 4)ウェブの崩壊形式は、板厚の薄いせん断座屈先行型より板厚の厚いせん断降伏先行型がよい。フランジの剛性、ウェブの補剛材剛性がウェブパネルの境界条件として最終耐荷力に影響を与える。
- 5)曲げや圧縮変形に比較して著しく大きな塑性変形性能を有するせん断型塑性リンクは、耐震デバイスとして構造システムへの適用が可能である。

以上のような知見を基に、中間はりのウェブに極軟鋼を用いた2層ラーメン橋脚の実験を計画した。

3. 鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷実験

3.1 実験概要

(1) 実験供試体

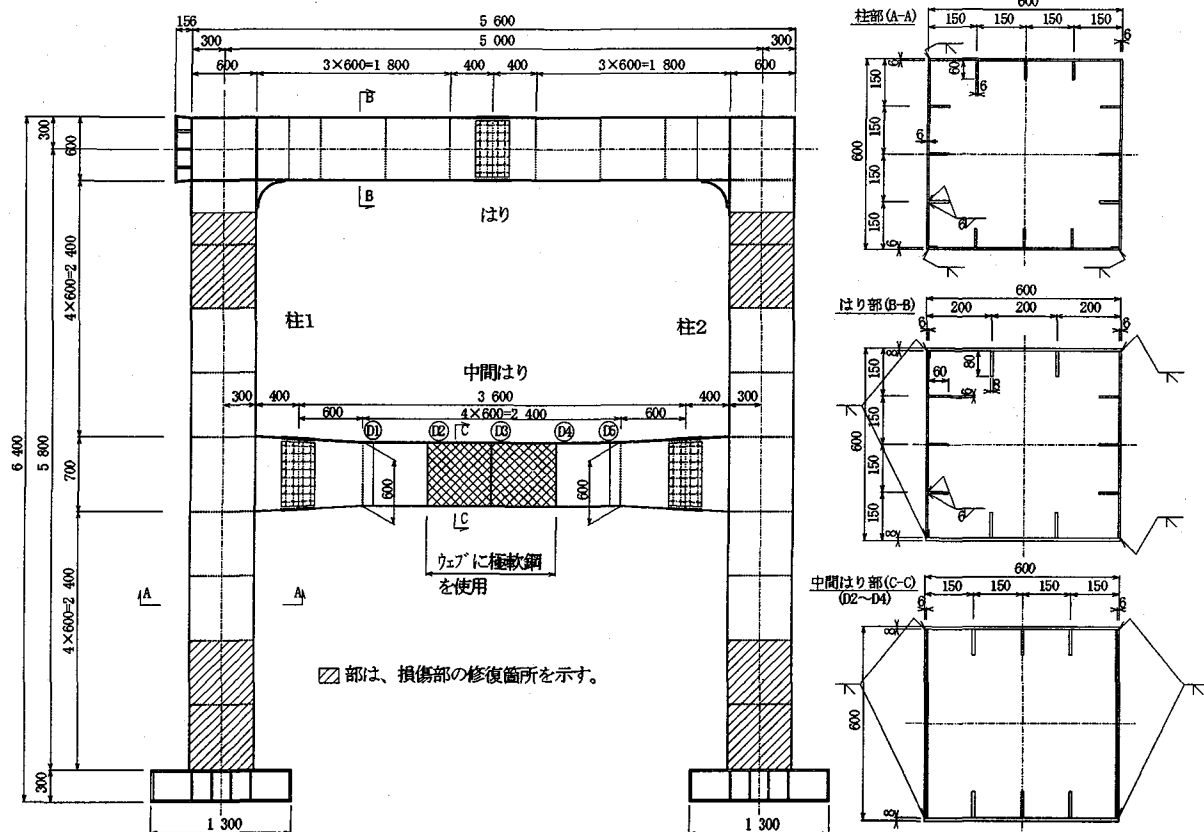


図-3 供試体形状

図-3に、実験供試体形状を示す。また、表-1に実験供試体の諸元を示す。

実験供試体の既設橋脚相当部分は、柱間隔 5.0m×高さ 5.8m、はり柱断面は、600mm×600mm の補剛矩形断面で構成される 1 層ラーメン供試体で、柱 1、柱 2、は

表-1 供試体断面諸元

	柱	梁	中間梁	せん断リンク
外形寸法 (mm)	600×600	600×600	600×600	600×600
板厚(mm)	Fig : 6 Web : 6	Fig : 8 Web : 6	Fig : 8 Web : 6	Fig : 8 Web : 6
補剛材で区切られるパネル数	4	Fig : 4 Web : 4	Fig : 4 Web : 1	Fig : 4 Web : 1
鋼種	SS400	SS400	SS400	SS400 NK-LY100
鋼材下降伏点 σ_y (N/mm ²)	292	t=8 : 306 t=6 : 292	t=8 : 294 t=6 : 283	t=8 : 294 t=6 : 121
せん断降伏応力 τ_y (N/mm ²)	—	—	163	70
せん断座屈応力 τ_{cr} (N/mm ²)	—	—	284	284
縦方向補剛材寸法 (mm)	Fig : 60×6 Web : 60×6	Fig : 80×8 Web : 60×6	Fig : 80×8 Web : —	Fig : 80×8 Web : —
幅厚比パラメータ R_R	0.49	Fig : 0.37 Web : 0.48	Fig : 0.37 Web : —	—
幅厚比パラメータ R_F	0.38	Fig : 0.26 Web : 0.37	Fig : 0.26 Web : —	—
γ_l/γ_{req}	2.256	Fig : 5.071 Web : 2.269	Fig : 5.071 Web : —	—
γ_l/γ^*	1.703	Fig : 2.062 Web : 1.688	Fig : 2.062 Web : —	—
断面積 A (cm ²)	185.76	226.08	204.48	204.48
断面2次モーメント I (cm ⁴)	102,200	131,870	128,620	128,620

りから構成される。この部分の供試体は、文献 26)での実験(以下、実験 I)で終局状態まで載荷が終了した供試体を改修することにより再利用した。改修方法は、き裂や面外変形が大きかった柱基部および柱側隅角部(図-3の斜線部)を切断し、同じ材質、板厚の鋼材と交換することにより行った。

中間はりは、新規に製作した。断面構成は、はり部と同じ 600mm×600mm を基本とし、フランジについては同じ板構成を用いた。中間はり取付け隅角部については、柱部のダイアフラム間隔が 700mm であるため、取付部のみ 700mm×600mm とした。腹板は、はり部と同様に板厚 6mm としたが、補剛材は配置しなかった。

中間はり中央部の腹板 2 パネルは、せん断リンクとして、板厚 6mm の極軟鋼を使用した。この部分にも補剛材は配置していない。極軟鋼は、NKK 製の 100N/mm² 級極軟鋼 NK-LY100 を使用した。

(2) 実験装置

実験は、愛知工業大学耐震実験センターの実験施設を用いて実施した。実験載荷装置および供試体のセット状況を図-4に示す。供試体は、運搬時に分割したものを高力ボルトにより接合して一体化し、あらかじめ実験床に設置した供試体取付用の架台の上に横置きにした状態で PC 鋼棒により固定した。

供試体は横置き状態であるため、構面外の変位を抑えるために、はりと柱の隅角部の下側にリニアレールを組み合わせた受台を配置した。

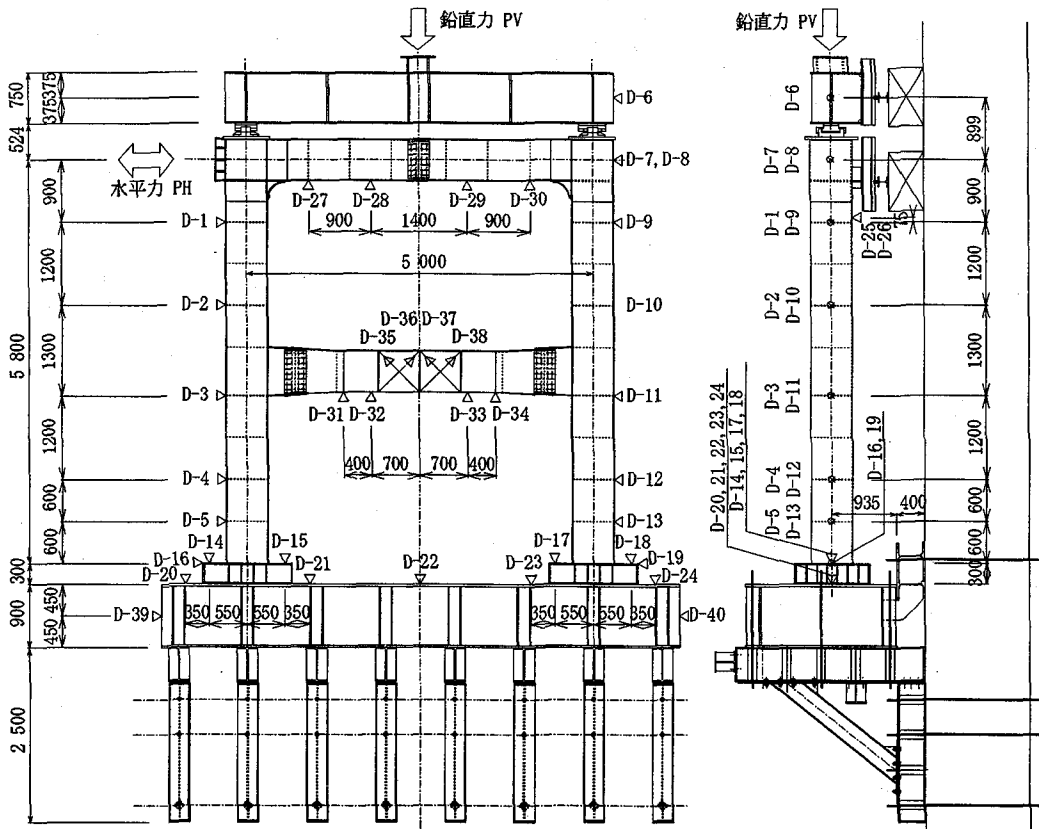


図-4 変位計位置図

上部構造重量を想定した一定軸力は、載荷はりを介して油圧ジャッキ(最大圧縮能力 2000kN)により載荷した。供試体と載荷はりの間には、支承を配置して供試体のはりに載荷はりの剛性が寄与しないように配慮した。また、水平力は、実験床に固定した反力フレームに取付けた油圧ジャッキ(最大引張能力 2000kN)により載荷した。

(3) ひずみおよび変位の計測

ひずみおよび変位は、供試体の各所に設けたひずみゲージおよび変位計により計測した。変位計位置図を図-4に示す。ひずみゲージは、柱の基部、隅角部近傍および中間はり部に配置した。また、変位計は、ラーメン構造全体としての水平変位を計測するため、載荷点反対側のはり中心部に配置した他、供試体の変形モードを確認するために、柱、はりのダイアフラム位置および中間はり腹板部に配置した。中間はり腹板部の変位計はパネルの面内方向の変位を計測するため対角線に配置した。

また、座屈変形を確認するためのメッシュを柱の基部、隅角部近傍および中間はり腹板部を中心に記入した。メッシュは、座屈の節となる縦方向補剛材およびダイアフラムを考慮し、フランジ・ウェブの幅およびダイアフラム間を8分割して、75mmの正方形とした。

(4) 載荷方法

実験は、上部構造重量を想定した一定軸力($0.15N_y=1310\text{kN}$: N_y は基準降伏点に基づき算定した柱1本当たりの降伏軸力 $\times 2$)を載荷した後、水平力を載荷した。上部構造重量を想定した一定軸力は、その橋脚が設置される場所の設計水平震度、構造特性により決定されるが、ここでは、実験Iでの鋼製ラーメン橋脚の実験の関連性から、 $0.15N_y$ とした。

水平力載荷は、変位制御で行い、図-5の載荷サイクル概念図に示すように、降伏水平変位 δy の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を1回とする両振りの漸増繰返し載荷を行った。載荷速度は、実験Iでは比較的高速の20mm/secとしていたが、今回は、実験装置を初めて使用するために約2mm/secとした。

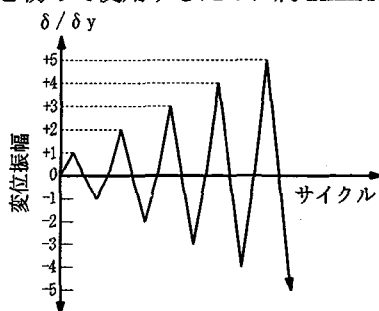


図-5 載荷概念図

(5) 材料試験結果

供試体に使用した鋼材の材料試験結果を表-2に示す。

「実験済材」は、実験Iの載荷終了後損傷の激しい箇所を切り取ったものであり、「旧材」と比較すると降伏点、引張強度とも上昇している。また、「旧材」の破断

伸びのデータはないが、「新規材」と比較しても「実験済材」は破断伸びが小さくなっている。これは、ひずみ履歴の影響であると考えられる。今回の実験で「旧材」をそのまま利用している箇所もあるが、「実験済材」ほどのひずみ履歴を受けていないため、その影響は軽微であると考えられる。

表-2 材料試験結果

	材質	板厚 (mm)	採取位置	採取方向	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
旧材	SS400	6		ロール方向	294	438	—
旧材	SS400	6		ロール直角方向	292	442	—
旧材	SS400	8		ロール方向	299	433	—
旧材	SS400	8		ロール直角方向	312	450	—
実験済材	SS400	6	フランジ	ロール方向	302	445	34.8
実験済材	SS400	6	ウェブ	ロール方向	302	444	31.4
新規材	SS400	6		ロール方向	283	421	41.2
新規材	SS400	8		ロール方向	294	459	40.8
新規材	NK-LY100	6		ロール方向	121	243	53.4
新規材	NK-LY100	6		ロール直角方向	127	249	59.7

(備考) 1. 試験結果は、各3片の平均値である。

2. 表中「旧材」とは、実験Iで供試体製作前の原板より採取した試験片であることを示す。

3. 表中「実験済材」とは、実験Iで実験終了後供試体より採取した試験片であることを示す。

4. 表中「新規材」とは、今回の実験で新規に製作する部材の原板より採取した試験片であることを示す。

(6) 降伏水平変位 δy

2層ラーメン繰返し載荷実験において基本変位量となる降伏水平変位 δy は、圧縮側柱基部のフランジが降伏応力度に達する変位とした。降伏水平変位 δy とそれに対応する降伏水平荷重は次のようにして決めた。骨組解析から圧縮側柱基部のフランジが降伏応力度に達する水平荷重を求め、それを降伏水平荷重 P_y とし、その荷重が作用したときに発生する変位を降伏水平変位 δy とした。本実験における降伏水平荷重 P_y は、 $P_y=755\text{kN}$ であり、その荷重を供試体に作用させたときの変位である降伏水平変位 δy は、 $\delta y=24.0\text{mm}$ である。事前に骨組解析により算出した値は22.0mmであった。

なお、実験Iにおける降伏水平荷重 $P_{y1}=547\text{kN}$ 、降伏水平変位 $\delta y_1=31.7\text{mm}$ であった。

3.2 実験結果

(1) 確認載荷実験結果

本実験で用いた供試体は、実験Iで一度終局状態まで載荷を完了した供試体を改修して使用しているため、その改修の効果を確認しておく必要がある。その目的で、中間はりを取付けない1層ラーメンの状態では載荷を行った。

載荷は、上部構造重量を想定した一定軸力 $0.15N_y (=1310\text{kN})$ を載荷した状態で、水平荷重を変位制御により漸増し、柱基部に貼付けたひずみゲージにより計測されるひずみ値が降伏ひずみに達したときを降伏変位 δy_a とし、水平変位を、 $0 \rightarrow +1\delta y_a \rightarrow 0 \rightarrow -1\delta y_a \rightarrow 0$ と載荷を行った。

確認載荷実験の水平荷重 P と水平変位 δ の関係を図-6に示す。このとき、 $\delta y_a=32\text{mm}$ 、最大荷重 P_{amax} は $P_{\text{amax}}=511\text{kN}$ であった。図-6より、実験Iと今回行った確認実験の結果は、 $P_{\text{amax}}/P_{y1}=0.94$ 、 $\delta y_a/\delta y_1=1.01$ と良い一致を示している。このことは、供試体

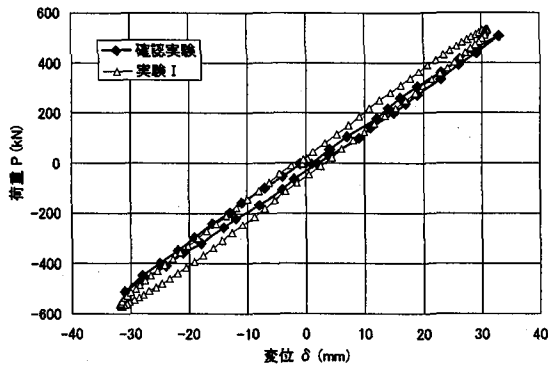


図-6 確認載荷実験結果

が改修により弾性範囲内の剛性が実験Ⅰ実施前の健全であった状態に戻っていると考えられる。また、実験Ⅰと今回の確認載荷実験とでは、載荷装置(実験Ⅰは反力壁を使用、本実験は反力トラスを使用)、載荷方法(実験Ⅰは比較的高速に載荷、本実験は低速で載荷)に違いがあるが、実験結果に大きな影響はないものと考えられる。

(2) 2層ラーメン載荷実験結果

1層ラーメンでの確認載荷実験終了後、中間はりを取付け2層ラーメンとして、載荷実験(以下、実験Ⅱ)を行った。実験結果の一覧表を表-3に示す。表中の記号は、以下の通りである。

表-3 実験結果一覧

	降伏水平荷重 Py(kN)	最大荷重 Pmax(kN)	P97(kN)	P95(kN)	
実験Ⅰ	547	1028	997	976	
実験Ⅱ	755	1471	1427	1397	
	降伏水平変位 δy(mm)	最大荷重時変位 δm(mm)	δ97(mm)	δ95(mm)	δu(mm)
実験Ⅰ	31.7	95.3	117.9	125.6	191.8
実験Ⅱ	24.0	89.0	108.1	121.1	205.0
降伏水平荷重との比					
	Pmax/Py	P97/Py	P95/Py		
実験Ⅰ	1.88	1.82	1.78		
実験Ⅱ	1.95	1.89	1.85		
降伏水平変位との比					
	δm/δy	δ97/δy	δ95/δy	δu/δy	
実験Ⅰ	3.01	3.72	3.96	6.05	
実験Ⅱ	3.71	4.50	5.05	8.54	

Py: 降伏水平荷重(kN)

柱基部が降伏応力に達したときの水平荷重

Pmax: 最大荷重(kN)

P97: Pmax の 97% の荷重(kN)

P95: Pmax の 95% の荷重(kN)

δy: 水平荷重が Py の時の水平変位(mm)

δm: 水平荷重が Pmax の時の水平変位(mm)

δ97: 水平荷重が Pmax を過ぎて P97 に低下したときの水平変位(mm)

δ95: 水平荷重が Pmax を過ぎて P95 に低下したときの水平変位(mm)

δu: 水平荷重が Pmax を過ぎて Py に低下したときの水平変位(mm)

実験Ⅰと実験Ⅱの水平荷重と水平変位の関係を図-7に示す。図-7は、実験ⅠおよびⅡ各々の降伏水平荷重および降伏水平変位で基準化した。

面外変形の発生状況としては、 $-2\delta y$ から中間はりせ

ん断リンク部腹板2パネルに面外変形が見られるようになり、 $+3\delta y$ で圧縮側柱基部に縦リブ間の面外変形が発生し、 $+4\delta y$ で最大荷重を記録した。その後水平変位の増大にしたがって、各部の面外変形が増大していくとともに、はり・柱の柱側隅角部と中間はり・柱の柱側隅角部柱基部側に面外変形が観察されるようになり、水平荷重が低下していった。

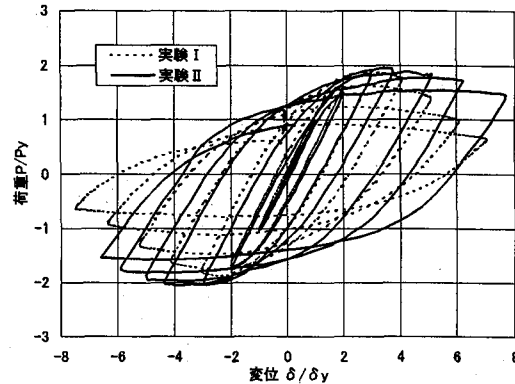


図-7 荷重-変位関係

実験Ⅱの水平荷重と中間はりのせん断リンク部の対角線方向の変位の関係を図-8に示す。図より、せん断リンク部に十分なエネルギー吸収能力があることがわかる。

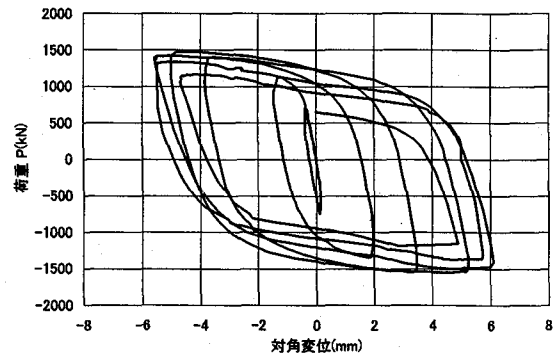


図-8 せん断リンク部の荷重-対角変位関係

実験Ⅰおよび実験Ⅱの各載荷サイクルにおけるエネルギー吸収量を図-9に示す。エネルギー吸収量は、荷重-変位曲線を積分することにより求めた。

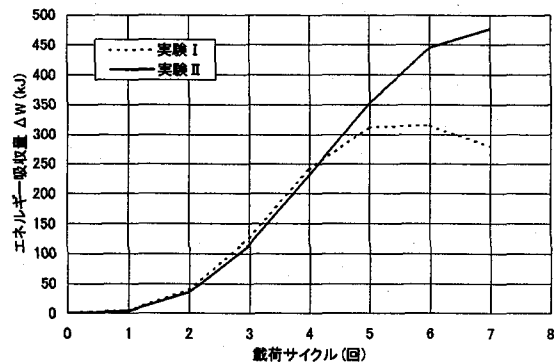


図-9 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

図-9より、最大荷重より低下した後も十分なエネルギー吸収能力があることがわかる。実験Ⅱが実験Ⅰよりもエネルギー吸収量が多いことの原因として、1)骨組形状が1層ラーメンから2層ラーメンに変わったこと、2)中間はりにせん断リンクとして極軟鋼を使用したこと、が挙げられる。今回の実験では、これら2つの効果を区

別することは難しく、今後の課題である。

4. 解析による実験結果のシミュレート

ここでは、2 層ラーメン載荷実験について、以下の 2 つの方法によりシミュレーション解析を実施し、その適用性を検討した。

4.1 有限要素法による解析

(1) 解析概要

有限要素法による解析は、弾塑性有限変位解析とし、構造解析プログラム ADINA²⁰⁾を使用した。解析対象は、水平荷重載荷方向を含む鉛直面に対して対称とした全体の 1/2 モデルとし、3 次元シェルで構成される FEM 解析モデルを設定した。有限要素分割図は、図-11 および図-12 の変形図を参照されたい。座屈が生じる可能性のある柱基部およびはり・柱の隅角部のメッシュは補剛材間の座屈を表現できるように細分化した。中間はり腹板のせん断リンク部についても同様に、せん断座屈を表現できるように細分化した。また、補剛材の板幅方向の分割も、その座屈の影響を評価できるように分割を行っている。解析条件の要約を表-4 に示す。

表-4 解析条件

項目	解析条件
解析モデル	水平荷重載荷方向を含む鉛直面を対称とした全体の1/2モデルの3次元シェルモデル
使用要素	4節点シェル要素
積分点	面内方向:2×2(ガウス) 板厚方向:2点(ガウス)
応力評価点	積分点
応力度-ひずみ曲線	引張試験データに基づくマルチニア
降伏条件	Von Mises
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形性	Total Lagrangianによる定式化
初期条件	初期不整、初期応力(残留応力)なし

解析に使用した要素は4 節点シェル要素で、局部座屈などの幾何学的非線形性を表現するために Total Lagrangian による定式化の方法を適用した。硬化則としては、1 方向単調載荷であり硬化則の影響が少ないと考え、移動硬化則を適用した。また、供試体に用いた材料の特性を精度よく適合させるため、応力度-ひずみ関係を引張試験結果に基づき7 点で結ぶマルチニアとしてモデル化した。

荷重載荷は、実験と同様に、一定軸力を保持した状態で水平力を載荷した。水平力載荷は、実験と同様に変位制御で行った。ただし、実験においては、両振り漸増繰返し載荷としたが、解析においては、主に解析時間の関係から、1 方向単調増加載荷とした。載荷変位は、実験と同様に柱基部の平均応力が降伏応力に達する変位を降伏変位 δy として、 $2.5 \delta y$ まで載荷した。 $2.5 \delta y$ とした理由は、実験において繰返し載荷の影響が大きくなる最大荷重付近以降では、載荷条件の違い(繰返しと単調)による影響が大きくなるため、また、極軟鋼はひずみ硬化の影響が大きな鋼材であり、この性状を十分表現しうる硬化則を見いだせていないこと等から、最大荷重に達する前の状態を確認することとしたためである。

また、解析においては、中間はり腹板のせん断リンク部の材質を、実験通り極軟鋼とした場合と、実験とは異なり他の部材と同様の SS400 材とした場合の 2 種類の解析を行った。

(2) 解析結果

解析によりえられた荷重-変位関係を各値の降伏荷重、降伏変位により基準化したものを図-10 に示す。図中、「FEM-2RLY」はせん断リンク部に極軟鋼を使用したモデル、「FEM-2RSS」はせん断リンク部に SS400 材を使用したモデルを示す。なお、実験値は、荷重-変位関係の正則包絡線を示す。

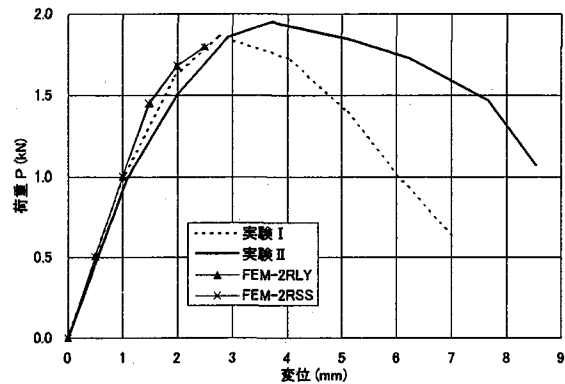
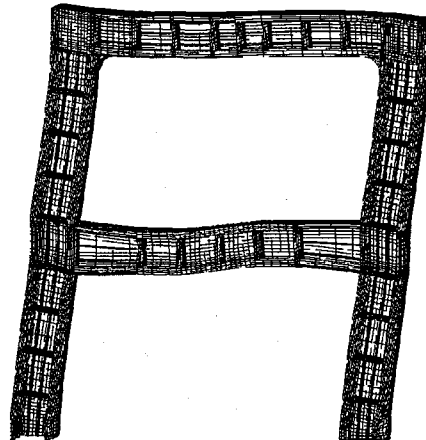
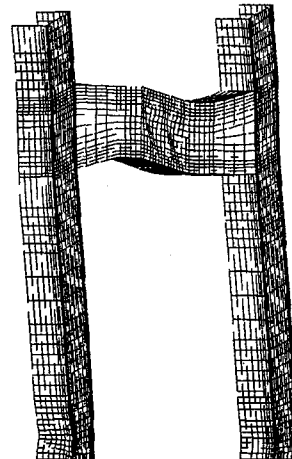


図-10 荷重-変位関係

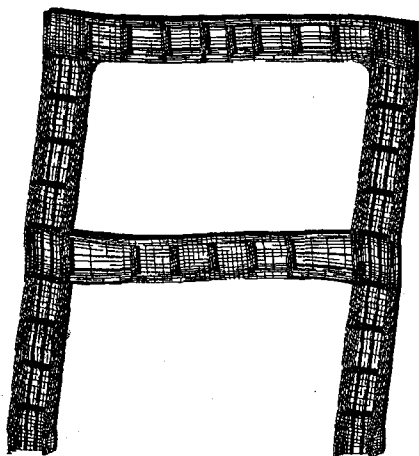


(a) 全体変形状況

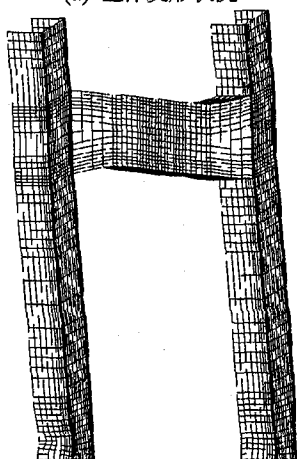


(b) 中間はり部拡大

図-11 変形図(極軟鋼使用、 $2.5 \delta y$)



(a) 全体変形状況



(b) 中間はり部拡大

図-12 変形図(SS400 材使用、2.5 δ y)

有限要素解析より得られた変形図のうち、中間はりせん断リンク部に極軟鋼を用いた場合を図-10に、中間はりせん断リンク部に SS400 材を用いた場合を図-11 にそれぞれ示す。図では、変位のみ 20 倍に拡大して表示している。

図-10 より、今回の解析ではせん断リンク部の材質による違いがほとんどないことがわかる。

しかし、図-11 では、中間はりせん断リンク部の極軟鋼を使用した 2 つの腹板パネルにせん断変形が見られる。また、中間はりの全体変形状況も中央の 2 パネルを折れ点とする折れ線になっていることがわかる。図-12 では、腹板にせん断変形は見られず、また中間はりの全体変形形状も通常の曲線形状となっている。

せん断リンク部の面外変形、折れ線の全体変形は、実験においても同様のことが観察されている。このことより、実験においても解析においても、極軟鋼を用いたせん断リンクが機能していることがうかがえる。また、変形モードからみれば、今回の解析が概ね妥当であると思われる。

しかし、荷重-変位関係には、せん断リンク部の材質の違いによる影響は見られなかった。この理由として、図-10 から分かるように、解析では最大荷重の到達以前では材質の影響が少ない、解析上十分なモデル化ができていない、等が考えられるが今回はデータが少なく結

論をだすに至っていない。

今後は、実験と同様に両振りの漸増繰返し载荷にて解析を実施し、実験のシミュレートおよびせん断リンクの特性と効果を明らかにする必要がある。

4.2 塑性メカニズム理論による解析

構造材料の応力-ひずみ曲線を剛塑性体としたときの塑性メカニズム法によるラーメン構造の塑性強度を、実験に用いた 1 層門形ラーメンと中間はりを入れた 2 層門形ラーメンに対して求めた結果は次のようになる。

1) 1 層ラーメンの柱基部と隅角部近傍の柱に生じる計 4 個の塑性ヒンジによる崩壊メカニズムに対して(図-13 参照)、仮想仕事の原理を用いると、(外力仕事)=(塑性ヒンジ点での内力仕事)から、

$$5.15H_{p1} = 4M_{pc}\theta \quad (1)$$

ゆえに

$$H_{p1} = \frac{4M_{pc}}{5.15} = \frac{4 \times 1176}{5.15} = 913 \text{ kN} \quad (2)$$

ここに、

H_{p1} : 塑性水平力

M_{pc} : 軸力の効果を無視した柱断面の全塑性モーメント

$$M_{pc} = Z_c \times \sigma_y = 4026 \times 10^{-6} \times 292 \times 10^3 \\ = 1176 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Z_c : 柱の塑性断面係数(= $4026 \times 10^{-6} \text{ m}^3$)

σ_y : 柱材の実測降伏点応力(= $292 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$)

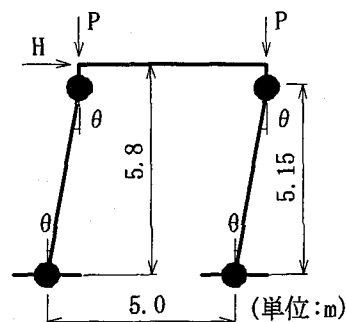


図-13 1 層ラーメンの崩壊メカニズム

2) 1 層ラーメンの柱基部と隅角部近傍の柱に生じる塑性ヒンジと極軟鋼の中間はり腹板 2 パネルに生じたせん断塑性リンクにより生じる崩壊メカニズムに対して(図-14 参照)、仮想仕事の原理を用いると、

$$5.15H_{p2} = 4M_{pc}\theta + Q_{LY} \cdot \gamma \cdot a \quad (3)$$

ゆえに、

$$H_{p2} = \frac{4M_{pc} + Q_{LY} \cdot 2b}{5.15} = \frac{4 \times 1176 + 491 \times 2 \times 1.9}{5.15} \\ = 1276 \text{ kN} \quad (4)$$

ここに、

Q_{LY} : 中間はりの低降伏点鋼せん断降伏力

$$Q_{LY} = A_w \times \tau_{yLY} = 70.1 \times 10^{-4} \times 70 \times 10^3 = 491 \text{ kN}$$

A_w : 中間はりの極軟鋼腹板の断面積(= $70.1 \times 10^{-4} \text{ m}^2$)

τ_{yL} : 極軟鋼のせん断降伏応力度 ($= 70 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$)
 γ : 塑性せん断ひずみ ($= 2b\theta/a$)
 a : せん断リンクの長さ ($= 1.2 \text{ m} = 2$ パネル長)
 b : 柱中心からせん断リンクまでの長さ ($= 1.9 \text{ m}$)
 $a + 2b = 5.0 \text{ m}$

また、せん断塑性リンクを 4 パネル ($a = 2.4 \text{ m}$) としたときは、 $H_p = 1161 \text{ kN}$ 、中間はりの腹板をすべて極軟鋼 ($a = 3.6 \text{ m}$) としたときは、 $H_p = 1047 \text{ kN}$ となる。

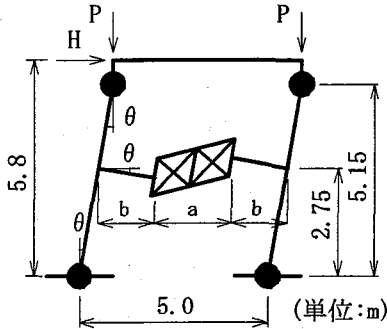


図-14 せん断リンクの入った崩壊メカニズム

3) 2 層ラーメンの柱基部と隅角部近傍の柱と等断面とみなした中間はり両端のはり断面 ($a = 4.4 \text{ m}$) で計 6 個の塑性ヒンジによる崩壊メカニズム (腹板パネルに極軟鋼を用いない場合に相当する) に対して (図-15 参照)、

$$5.150H_{p3} = 4M_{pc}\theta + 2M_{pb}\alpha \quad (5)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \theta \left(1 + \frac{2b}{a} \right) = \frac{l}{a}\theta$$

ゆえに、

$$H_{p3} = \frac{4M_{pc} + 2M_{pb} \left(\frac{l}{a} \right)}{5.15} \quad (6)$$

$$= \frac{4 \times 1176 + 2 \times 1520 \times \left(\frac{5.0}{4.4} \right)}{5.15} = 1584 \text{ kN}$$

ここに、

M_{pb} : 等断面中間はりの全塑性モーメント

$$M_{pb} = Z_b \times \sigma_y$$

$$= 5204 \times 10^{-6} \times 292 \times 10^3 = 1520 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Z_b : 中間はりの塑性断面係数 ($= 4026 \times 10^{-6} \text{ m}^3$)

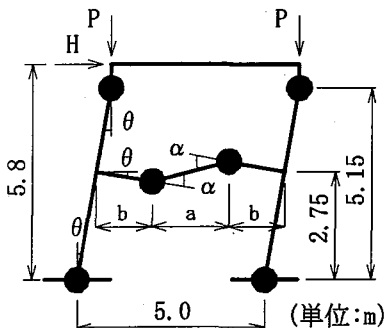


図-15 2層ラーメンの崩壊メカニズム

これらの解析結果と実験結果を比較すると表-5 のよ

うになる。

表-5 解析結果と実験結果の比較

実験結果		塑性メカニズム法による解析結果		
実験 I	実験 II	1層 ラーメン	2層ラーメン	
			極軟鋼 2パネル $H_{p2}(\text{kN})$	SS400材 $H_{p3}(\text{kN})$
$P_{\max1}(\text{kN})$	$P_{\max2}(\text{kN})$	$H_{p1}(\text{kN})$	1276	1584
1028	1471	913		
$P_{\max1}/H_{p1}$	$P_{\max2}/H_{p2}$	$P_{\max2}/H_{p3}$	H_{p2}/H_{p3}	
1.13	1.15	0.93	0.81	

表-5 より、実験結果は塑性メカニズム法による塑性強度 H_{p1} 、 H_{p2} より約 15% 大きい値となる。解析には鋼材のひずみ硬化の影響ならびに繰返し载荷によるラーメン強度の上昇が考慮されていないため、安全側の値を与えている。用いた解析法は、せん断リンクを有するラーメンの塑性強度の推定に対して、有効な方法であるといえる。また、中間はりの極軟鋼を 2 パネルから 4 パネルにしたときの塑性強度は、約 10% 低下する。中間はりの全ての腹板に極軟鋼を用いた場合は、約 20% 低下する。極軟鋼を腹板パネルに用いた場合 (H_{p2}) と用いない場合 (H_{p3}) では、 H_{p2} の方が H_{p3} に比べて約 19% の強度の低減が見られ、また崩壊メカニズムも異なる。

5. せん断リンク型中間はり付きラーメンの力学的基本概念

せん断リンク型中間はり付き鋼製ラーメンの力学的な特徴は、概念的に以下のように説明できる。

一定鉛直荷重と水平荷重を受ける 1 層ラーメンの水平荷重 H と水平変位 δ の関係が図-16 の A のように得られているとき、このラーメンに通常の中間はりを付与した 2 層ラーメンの挙動は同図 B のように約 1.5~2 倍近く上昇する。阪神大震災では、山陽新幹線 RC ラーメン構造の中間はりの存在によって柱にせん断力の増加をもたらした、せん断破壊を起こしてしまったとの指摘があるが、鋼製ラーメンではこの種の心配は通常しなくてよい。

せん断リンク中間
はり付ラーメン

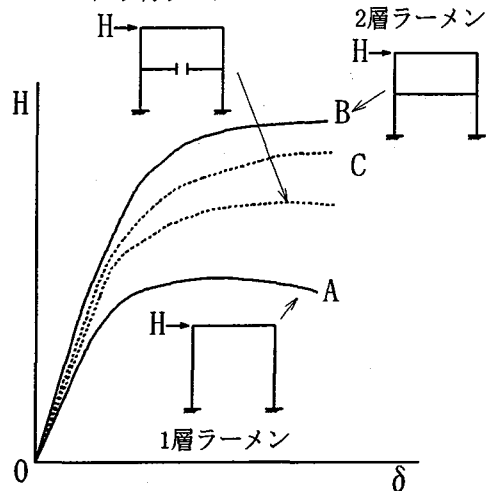


図-16 せん断リンク形中間はり付ラーメンの荷重-変位挙動

せん断リンクを有する中間ばりを図-16 に示すようにモデル化し、せん断剛性を限りなくゼロにすると、このラーメンの挙動は図-16 の A と同じになる。またせん断剛性を通常のはりと同じにすると図-16 の B の荷重-変位関係となる。すなわち今回実験で用いたような部材では、中間ばりのウェブ高さ、極軟鋼の板厚等を変えることにより、図-16 の A から B 間での間で最大荷重レベルを制御できる。これが第 1 の特徴である。

第 2 は中間ばりをダンパー部材と考え、大地震時のラーメン構造全体のエネルギーをせん断リンク部に集中させる点である。せん断リンク部分を破壊させることにより、構造全体の安全を計り、地震後には破壊制御断面としてのリンク部のみを取り替える。これにより早期復旧ができる。早期復旧ができるかどうかは、破壊された都市部の機能再生という点で、構造物に対する極めて重要な要求事項である。

今回提案した構造形式は、中間ばりが構造内部ダンパー型部材となっている。このタイプではダンパー装置を外部に設置した構造に比べ、構造が簡単で、外観も従来構造物とかかわらず、ダンパー装置に対してはメンテナンスフリーといえる。したがって長期間屋外で使用される土木構造物には適した耐震形式といえる。これが第 3 の特徴である。

問題は、この形式の耐震挙動に関する研究が少なく、構造強度を落として、どの程度のせん断剛性にすれば、エネルギー吸収が最大または最適となるか、また柱基部など本骨組構造部とリンク部との最適な損傷バランスなど十分に明らかとなっていないことが多く、設計の簡易性ととも今後の課題となる。

6. まとめ

本稿では、1 層門形鋼製ラーメン橋脚に、極軟鋼を腹板にのみ用いたせん断リンクを付加し 2 層門形ラーメン橋脚とした供試体の繰返し載荷実験を実施し、その耐力および変形性能を検討するとともに、解析によりその適用性を検討した。本研究によって得られた結果は以下のとおりである。

- 1) 終局状態まで載荷実験が終了した 1 層ラーメン供試体を、損傷箇所のみを取り替えることにより改修し、弾性挙動の確認のための載荷実験を行ったところ、弾性限までは強度と剛性が回復していることを確認した。
- 2) 1 層ラーメン供試体の柱部にせん断リンクを有する中間ばりを追加することにより 2 層ラーメンとした供試体を製作し、両振りの漸増繰返し載荷実験を行った。実験結果から、最大荷重は降伏荷重の 1.95 倍、最大荷重時の変位は降伏変位の 3.7 倍となった。
- 3) 実験供試体と同じように中間ばり腹板に極軟鋼を用いたモデルと極軟鋼部分を SS400 材としたモデルを作成し、有限要素解析により変形モードを比

較し、極軟鋼を用いたせん断リンクが有効に機能していることを確認した。

- 4) 構造材料を剛塑性体としたときの塑性メカニズム法による塑性強度を、実験に用いた 1 層ラーメンとせん断リンク付中間ばりを付加した 2 層ラーメンに対して算出した。せん断リンクを有する構造でも、モデル化を適切に行えば、塑性メカニズム法により、簡易に最大耐力を算出できる。
- 5) せん断リンク型中間ばりを有するラーメン構造の力学的基本概念を明らかにした。

また、今回の実験では 1 層ラーメンに極軟鋼を使用したせん断リンクを有する中間ばりを取付けた供試体を対象としたが、せん断リンクを有しない通常断面の中間ばりを取付けた供試体について実験を行っていない。このため、極軟鋼を用いたせん断リンクを設置した効果と中間ばりを設置した効果が分離できていない。これについては、今後、実験、解析を通じて検討を進めていく必要がある。

なお、本研究は、(社)日本橋梁建設協会鋼製橋脚の耐力に関する WG と愛知工業大学の共同研究として実施されたものである。また、実験は、愛知工業大学耐震実験センターの実験施設を用いて実施した。

共同研究者である松井鋭一氏が 1999 年 12 月急逝されました。謹んで哀悼の意を表します。

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) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告－阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について－，1995.5.
- 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.975-986，1996.3.
- 4) 田嶋仁志，半野久光，久保田強，池田茂，寺尾圭史：縦リブを有する変形鋼製橋脚の繰返し実験，第 1 回地震時保有水平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.195-198，1998.1.
- 5) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32，1995.7.
- 6) 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.
- 7) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33，1995.10.

- 8) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/ I -30, pp.179-190, 1995.1.
- 9) 宇佐美勉, 渡辺孝一, 金田一智章, 岡本隆, 池田茂: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.519/ I -43, pp.207-218, 1998.4.
- 10) 北田俊行, 中井博, 中西克佳, 竹野晃司: 中空合成箱形断面を有する鋼製柱の耐震性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.225-236, 1997.3.
- 11) 高久達将, 安藤紘三, 川井豊, 山本学, 松田宏: 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, 1996.8.
- 12) 大田孝二, 中村聖三, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾, 野中哲也: 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, 1997.12.
- 13) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/ I -41, pp.181-190, 1997.10.
- 14) 王慶雲, 後藤芳顯, 高橋宣男, 小畑誠: 繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1997.1.
- 15) 中川知和, 大谷修, 森脇清明: 阪神・淡路大震災で被災した鋼製円筒橋脚の非線形動的応答解析, 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.31-35, 1997.5.
- 16) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤務, 才塚邦宏: 箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/ I -37, 1996.10.
- 17) 高久達将, 池田茂, 岡本隆, 能登宥愿: 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.
- 18) 田嶋仁志, 半野久光, 船本浩二, 松田宏, 尾山靖史, 矢部正明: 鋼製橋脚に関する簡易非線形動的解析手法の検討, 第1回地震時保有水平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.199-202, 1998.1.
- 19) 金田一智章, 宇佐美勉, Satish Kumar: Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.667-678, 1998.3.
- 20) 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)~(VII), 共同研究報告書第178号~184号, 1997.4.
- 21) 土木学会関西支部: 大震災に学ぶー阪神・淡路大震災調査委員会報告書ー, 第I巻, 1998.6.
- 22) 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, 1996.7.
- 23) 宇佐美勉, 戸谷和彦, 鈴木森晶, 是津文章: 繰返し荷重を受ける鋼製門型ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.289-300, 1995.3.
- 24) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991.3.
- 25) 宇佐美勉, 垣内辰雄, 水野克彦: 鋼製ラーメン構造物の合理的設計法の一提案, 土木学会論文集, No.404/ I -11, 1989.4.
- 26) 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.
- 27) 福本嘯士, 上野谷実, 中村雅樹, 藤井堅, 小林泰男: 土木鋼構造物のダクティリティー向上のためのせん断型塑性リンクの開発, 平成9年度~平成10年度文部省科学研究費補助金(基盤研究(B)(2))研究成果報告書, 研究課題番号 09450179, 1999.3.
- 28) ADINA: A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R&D Inc., Ver.6.16, 1996.8.

(1999年9月17日受付)