

中間ばりを設けた鋼製門形ラーメン橋脚の強度と変形性能

Cyclic Strength and Deformation Capacity for Steel Bridge Piers of Two-Story Portal Frame Type

荒木 崇*, 武田八郎**, 堂垣正博***

Takashi Araki, Hachiro Takeda, and Masahiro Dogaki

- * 修士(工学) 応用技術科 SI事業部 大阪センター開発部 (〒530-0054 大阪市北区本庄東1-1-10)
(元関西大学大学院工学研究科土木工学専攻博士課程前期課程学生)
- ** 工修 舞鶴工業高等専門学校教授 建設システム工学科 (〒625-8511 舞鶴市宇白屋234)
- *** 工博 関西大学教授 工学部都市環境工学科 (〒564-8680 吹田市山手町3-3-35)

The damage of infrastructures by Hyogo-ken Nanbu Earthquake in 1995 was paid attention for their safety and reliability. If the infrastructures have been designed with enough strength capacity and ductility, they are not damaged at all. On the above-mentioned earthquake, the local plate deformation at the web of middle box-beam in two-story steel portal frames was founded. This was occurred by which such plates were subjected to repetitive shearing force and buckled before the steel portal frame had the overall large deformation in the in-plane. It is important for steel portal frame piers to clear the strength and deformation capacity under severe lateral loading.

In this paper, is examined the elasto-plastic large displacement behavior of steel portal frame under severe in-plane lateral loading. The local plate deformation is taken into account. Numerical computation is carried out by using Marc 2001 for finite element analysis.

Key Word : steel portal frame bridge piers, intermediate box-beam, sway deformation capacity, ultimate strength, monotonic and cyclic loadings, general purpose FEM program MARC

キーワード: 鋼製門形ラーメン橋脚, 中間ばり, 変形性能, 終局強度, 漸増荷重, 繰り返し荷重, 有限要素解析プログラム, Marc

1. まえがき

兵庫県南部地震では, 都市間を結ぶ専用自動車道の高架橋などを支える橋脚に多くの損傷が認められた。橋脚の損傷調査とその分析の結果, 橋脚の安全性, 耐久性, 耐震信頼性などが注目され, その設計法が再検討されるようになった。たとえば, 橋脚の耐震性に深く関わる板要素, 補剛板, 部材断面などの強度と変形性能に関する基礎的な研究^{1)~4)}をはじめ, 鋼製橋脚を対象とした圧縮下での繰り返し水平荷重載荷実験による強度と変形性能に関する研究^{5)~7)}, ハイブリッド地震応答実験による変形挙動の解明に関する研究^{8)~11)}, 部材の復元力特性を活かした構造の弾塑性解析^{12), 13)}, 繰り返し荷重を受ける骨組構造の弾塑性有限変位解析への有限要素法の適用性に関する研究^{14)~16)}など, 多岐にわたる多くの貴重な研究が積極的になされてきた。

ところで, 鋼製橋脚の耐震性向上策のひとつに部材断面の厚肉化がある。これは, 橋脚基部のような骨組の強度に関わる重要な断面を厚肉化し, その極限強度と回転性能を向上させようとする考えで, オーソドックスな方

法である。これに反し, 橋脚の一部を薄肉化し, 構造が全体崩壊する前にその部分の損傷を進めることで橋脚の強度を過度に高めずに入力地震エネルギーを消散させようとする考えがある¹⁷⁾。

兵庫県南部地震では, 鋼製2層門形ラーメン橋脚における中間層の中央部腹板に正負交番のせん断力による前述のような変形が認められた。周知のように, 鋼桁や鋼箱桁のようなフランジを有する薄板がせん断力を受けると, 薄板はせん断座屈する可能性がある。ただし, よく知られているように, 腹板のせん断座屈後には, 薄板の対角線方向に斜張力場が形成され, かなりの後座屈強度が期待できる。それゆえ, 圧縮や曲げを受ける薄板の場合に比べて座屈後の強度低下は少なく, 鋼桁は, フランジのアンカー作用が失われるまでの間, 比較的安定した変形挙動を呈する。

上述のような強度と変形に対する優位な特性を活かし, 鋼製ラーメン橋脚の一部を薄肉化して入力地震エネルギーが散逸できれば, その耐震性の向上が図られる。せん断力を受ける部材を早期に座屈させ, 構造系の変形をこの部分から生じさせながら, 構造物に必要な強度や変形

性能を明らかにしようとする研究が今日まで進められてきた。しかし、鋼製2層門形ラーメン橋脚を対象とした繰り返し変形挙動に関する研究は、理論的にも実験的にも多くはない。

そこで、鋼製2層門形ラーメン橋脚の中間層を副次的部材（以下、副次部材と称する）とみなし、それがラーメン橋脚の強度と変形性能に及ぼす影響を解析的に検討する。すなわち、鋼製橋脚における中間層の中央部腹板パネルに作用する正負交番のせん断力によって早期に塑性変形させ、ラーメン橋脚が吸収できる地震エネルギーの一部をその部分で消散させることによって、ラーメン橋脚の耐震性能が向上できるかどうかを検討する。

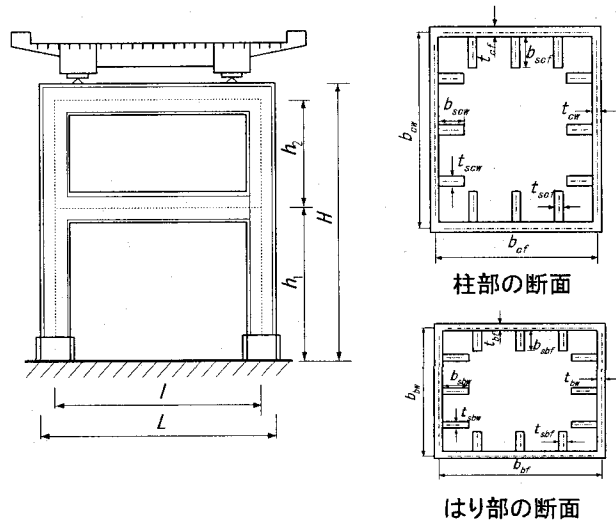


Fig.1 鋼製2層門形ラーメン橋脚の幾何形状と断面形状

2. 鋼製ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析法

2.1 解析対象の鋼製門形ラーメン橋脚

Fig.1に示す1層目と2層目の柱の高さがそれぞれ h_1 , h_2 , はりの長さが l からなる鋼製2層門形ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析を行う。ラーメンの基部は固定されている。ここに、ラーメン橋脚の全高と全幅はそれぞれ H , L である。ただし、鋼製門形ラーメン橋脚の実績調査¹⁸⁾, ¹⁹⁾を参考に、支間40m程度の連続高架橋を支え、橋脚高20m程度、はりの長さ20m程度の鋼製橋脚とする。

鋼製2層門形ラーメン橋脚を構成する柱とはりは薄板からなる。その断面は、Fig.1に示すように、柱において、 n_{scf} 本の縦補剛材で補剛されたフランジの幅と厚さがそれぞれ b_{cf} , t_{cf} , n_{scw} 本の縦補剛材で補剛された腹板の幅と厚さがそれぞれ b_{cw} , t_{cw} である。フランジの縦補剛材の突出高さと厚さは b_{scf} , t_{scf} , 腹板の縦補剛材の突出高さと厚さは b_{scw} , t_{scw} である。また、はりも柱と同様、フランジと腹板の幅と厚さはそれぞれ b_{bf} , t_{bf} , b_{bw} , t_{bw} で、 n_{sbf} , n_{sbw} 本の縦補剛材で補剛されている。フランジと腹板の縦補剛材の突出高さと厚さは b_{sbf} , t_{sbf} , b_{sbw} , t_{sbw} である。ここに、下添字 c と b はそれぞれ柱とはりを、下添字 f と w はそれぞれフランジと腹板を表す。中間層のはり中央の寸法を除く鋼製2層門形ラーメン橋脚の基本断面諸量をTable 1に、中間層のはり中央の断面諸量をTable 2に示す。表中の R_p , R_w , R_s , λ は幅厚比パラメータと細長比パラメータで、

Table 1 基本断面諸元

		柱部	はり部			
			上層		中間層	
					中央部	中央部以外
縦補剛材間板パネルの幅厚比パラメータ	R_p	0.55	フランジ	0.55	0.55	0.55
			腹板	0.55	1.43	0.55
縦補剛材の幅厚比パラメータ	R_s	0.67	フランジ	0.67	0.67	0.67
			腹板	0.67	—	0.67
縦補剛材の剛比	γ/γ_{req}	1.71	フランジ	2.40	2.40	2.40
			腹板	2.60	—	2.60
細長比パラメータ	λ	1層目:0.25	0.30		0.30	
		2層目:0.32				

Table 2 中間層はり中央部において変化させるパラメータ

腹板せん断幅厚比パラメータ	R_{tw} (b_w/t_w)	0.3~2.5 (28~230)
フランジ幅厚比パラメータ	R_f	0.55
縦横比	$\alpha(=a/b_w)$	1.0, 1.5, 2.0
細長比	λ	0.3, 0.4, 0.5
弾性係数	E (GPa)	206
ポアソン比	ν	0.3

$$R_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{cr,compression}}} \quad (1)$$

$$R_w = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{cr,shear}}} \quad (2)$$

$$R_s = \frac{b_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{cr,compression}^{stiff}}} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{l_e}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

である。ここに、 $k_{cr,compression}$ は周辺単純支持された板パネルあるいは縦補剛板の圧縮弾性座屈係数(板パネルでは4, 縦補剛板では4 π)、 $k_{cr,compression}^{stiff}$ は3辺単純支持・一辺自由の自由突出板の圧縮弾性座屈係数(=0.425)、 $k_{cr,shear}$ は周辺単純支持長方形板のせん断弾性座屈係数で、

$$\alpha \leq 1 : k_s = 4.0 + \frac{5.34}{\alpha^2}$$

$$\alpha > 1 : k_s = 5.34 + \frac{4.0}{\alpha^2}$$

で与えられる。 l_e は部材の有効座屈長(有効座屈長係数: 1層目 1.9, 2層目 1.5), r は回転半径である。また、 η は縦補剛材の曲げ剛比, η_{req} は線形弾性座屈理論に基づいて定められた縦補剛材の必要曲げ剛比である。

なお、鋼製2層門形ラーメン橋脚の断面は、現行道路橋示方書・耐震設計編²⁰⁾を満足するように静的応力解析によって決定した。ただし、正負交番のせん断作用によって早期に座屈変形させようとする中間層のはり中央の腹板は、常時・震度法レベルの荷重に対して、弾性範囲にあるように設計した。

鋼製2層門形ラーメン橋脚は鋼種 SM490Y の鋼板を溶接接合して製作される。材料特性のうち、降伏応力は

$$\sigma_y = 365 \text{MPa} (t \leq 16 \text{mm})$$

$$\sigma_y = 355 \text{MPa} (16 \text{mm} < t \leq 40 \text{mm})$$

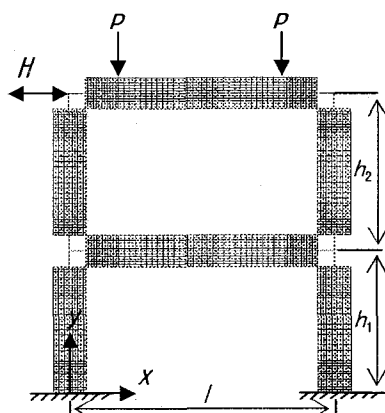


Fig.2 鋼製2層門形ラーメン橋脚とその要素分割

$$\sigma_y = 335 \text{MPa} (40 \text{mm} < t \leq 75 \text{mm})$$

$$\sigma_y = 325 \text{MPa} (75 \text{mm} < t)$$

縦弾性係数は $E=206 \text{GPa}$, ポアソン比は $\nu=0.3$ である。また、鋼材の応力-ひずみ関係にマルチリニア型を用いた。

2.2 骨組構造解析の手法と数値計算法

鋼製2層門形ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析には、汎用有限要素解析プログラム“MARC 2001”を適用した。ここに、降伏判定には von Mises の条件式、塑性条件には Prandtl-Reuss の流れ則、硬化則には移動硬化則と等方硬化則を組合せた混合硬化則を用いた。

薄板の弾塑性有限変位解析が可能な有限要素法には、変形後の幾何形状を更新座標とする Up-dated Lagrangian 手法による解法を採用した。非線形代数方程式の解法には、Newton-Raphson 法と弧長増分法を用いた。非線形解の収束を変位の相対差で判定し、許容値を 10^{-3} とした。

2.3 解析対象のモデル化

鋼製2層門形ラーメン橋脚を、Fig.2 に示すように、①薄板の局部板曲げ変形が顕著と思われる柱基部、隅角部近傍、はり中間部(密な要素領域)、②薄板の局部板曲げ変形が比較的少ないと考えられる部分(粗な要素領域)、③隅角部(剛体棒要素領域)に分け、それらを結合した部材にモデル化する。ただし、ラーメンの奥行き方向(z 方向)の対称性ならびに計算機の容量と演算時間を勘案し、 z 方向に1/2断面の構造を解析する。

2.4 有限要素の分割方法

数値解析を効率的に実施するため、鋼製2層門形ラーメン橋脚をつぎのような考えのもとに有限の要素に分割した。注目する領域を①軸力・曲げモーメント・せん断力の作用が顕著な部分すなわち局部変形の生じる可能性が強い柱基部、②はりと柱の交わる隅角部近傍、③はりの中央付近とし、それらの部分を補剛材間の局所的な変形をも表せるように、より細かく分割した。

(1) 柱基部の板パネル

柱基部の板パネルは、Fig.3(a)に示すように、基部からダイアフラムまでの間隔 a_c の領域を12分割、その2倍の間隔 $2a_c$ の領域を6分割した。

(2) 隅角部近傍の柱とはりの板パネル

隅角部近傍の板パネルは、Fig.3(b)に示すように、柱基部と同様、隅角部からダイアフラムまでの間隔 a を部材軸方向(柱部では y 軸方向、はり部では x 軸方向)に12分割、そこから2倍の間隔 $2a$ の領域を6分割した。ここに、 a は、柱では a_c 、はりでは a_b である。

なお、隅角部の剛性はラーメン全体の強度と変形に大いに関係する。ただし、ここでは副次部材とみなした中間層が鋼製門形ラーメン橋脚の強度と変形に及ぼす影響を主として考察するため、隅角部を剛体棒要素でモデル化した。

(3) 中間層の腹板パネル

中間層の中央部腹板パネルも柱基部と同様、せん断座屈による局部板曲げ変形が十分な精度で表せるように細かい要素で分割した。すなわち、Fig.3(c)に示すように、ダイアフラム間隔 a_b の領域を部材軸方向(x 軸方向)に 12 分割、それに隣接するパネル領域を部材軸方向に 6 分割した。

なお、正方形の箱形断面に解析の対象を限定するため、上述した板パネル領域のフランジと腹板はともにその幅方向を 12 分割した。

(4) 縦補剛材

縦補剛材は、Fig.3(d)に示すように、その節点が板パネルのそれと共有するように分割した。また、自由突出幅 b_s の方向には 2 分割した。

(5) 隅角部と柱・はりのパネルとの接合

柱とはりが交わる隅角部において、剛体棒要素でモデル化した隅角部と柱・はりの薄肉シェル要素との変位の連続性が保証できるように、剛体棒要素である隅角部の面内回転とそれに対応する薄肉シェル要素の面内節点変位を一致させた。

板要素：4 節点厚肉シェル要素
はり要素：2 節点薄肉はり要素

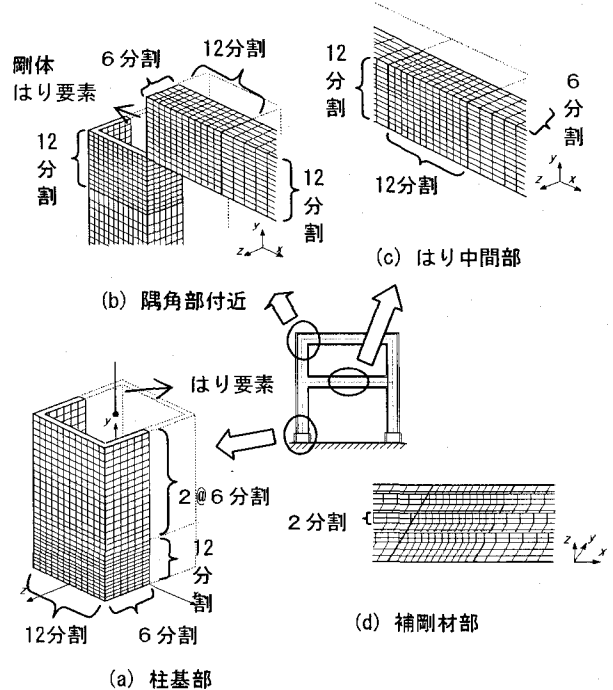


Fig.3 有限要素分割

2.5 荷重の載荷形式

模擬地震動としての繰り返し水平荷重の載荷法はいくつかの方法が考えられる。ここでは、Fig.4に示すような①単調載荷と②繰り返し載荷の2パターンを考える。ここに、①の単調載荷とは水平変位を徐々に増大させる漸増載荷のことである。また、②の繰り返し載荷とは一定振幅の強制変位を正負交替で数サイクル与えた後、その振幅を増加させる繰り返し変動振幅載荷のことである。図中、 δ は柱頭での水平変位、 δ_y は部材の任意点での von Mises の相当応力が降伏応力に達した時の柱頭の水平変位である。ここでは、①の単調載荷は強制変位を徐々に増加しながら $10\delta_y$ まで、②の繰り返し載荷は強制変位を1サイクルごとに $1\delta_y$, $-1\delta_y$, $2\delta_y$, $-2\delta_y$, $3\delta_y$, ..., $-10\delta_y$ まで作用させる。

2.6 境界条件と対称条件

薄肉シェル要素は一節点あたり x , y , z 軸方向の変位 u , v , w とそれらの軸まわりの回転変位 θ_x , θ_y , θ_z の6自由度を有する。これら6自由度の変位に対して、つぎのような

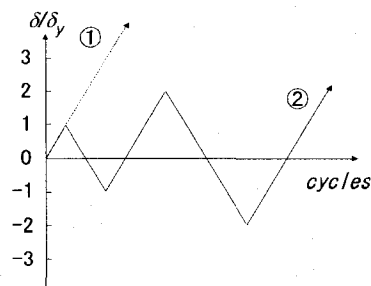


Fig.4 荷重の載荷形式

条件が設けられる。まず、 $y=0$ 端すなわち柱の両基部が固定されているので、両基部のフランジと腹板に設けられた要素の節点で

$$u=v=w=\theta_x=\theta_y=\theta_z=0 \quad (5)$$

の条件が設けられる。

$x=0$, $y=h$ の隅角部には水平荷重 H に等価な効果を生じる水平変位 δ を作用させるので、節点変位が

$$u=\delta \quad (6)$$

のように与えられる。

上層のはりには上部構造の死荷重に相当する集中力が Fig.2のように作用する。すなわち、対応する節点に

$$F=P \quad (7)$$

の節点力を作用させる。ただし、ここでは上部構造を支える支承の間隔を鋼製ラーメン橋脚の幾何形状に関係なく一定値 10.8m とした。したがって、上部構造の荷重は、上層はりの中央断面を対称軸に左右 5.4m の点に作用する。

奥行き方向 (z 方向) に断面の対称性を考え、その中立面 (x - y 平面) に位置する節点で

$$w=\theta_x=\theta_y=0 \quad (8)$$

の条件を与える。

3. 副次部材とみなした中間層の鋼製門形ラーメン橋脚の耐力に及ぼす影響

副次部材とみなした中間層が鋼製 2 層門形ラーメン橋脚の強度と変形性能に及ぼす影響を明らかにする。

3.1 鋼製の2層および1層門形ラーメン橋脚の強度

ラーメンの背が高くなれば、柱の座屈長は長くなり、ラーメンの強度は明らかに低下する。これを避けるため、①柱の剛性を高める、②中間層を設けて座屈長を短くする、などの対策が講じられる。

ここでは、副次部材とみなした中間層を有する鋼製門形ラーメン橋脚を対象に、ラーメンの強度をあまり高めることなく、変形性能に富むような橋脚のあり方を検討する。すなわち、中間層の中央部腹板に座屈後の変形挙動が安定なせん断座屈を発生させ、薄板の変形によって骨組構造のエネルギーを散逸させ、柱基部の損傷をできるだけ緩和することを考える。

鋼製2層門形ラーメン橋脚とその中間層を除いた鋼製1層門形ラーメン橋脚の強度と変形性能を比較・検討する。漸増の水平荷重を受ける1層および2層の門形ラーメン橋脚を解析し、橋脚頂部での水平荷重—水平変位の関係を描けば、Fig.5を得る。図中、横軸は降伏変位 δ_y で無次元化した水平変位 δ/δ_y 、縦軸は降伏荷重 H_y で無次元化した水平荷重 H/H_y である。○印は最高荷重を示す。

図から明らかなように、鋼製2層門形ラーメン橋脚の場合、水平変位が約 $4\delta_y$ の時に最高荷重 H_{max} に達する。最高荷重後の強度劣化はほとんど起こっていない。一方、鋼製1層門形ラーメン橋脚の場合、水平変位がほぼ $3\delta_y$ の時に最高荷重 H_{max} に達する。その後の強度劣化は2層門形ラーメンに比べて顕著である。

鋼製1層門形ラーメン橋脚における柱基部での応力が降伏応力に達した時の水平荷重を H_y 、水平変位を δ_y とすれば、鋼製2層門形ラーメン橋脚におけるそれらはそれぞれ $1.34H_y$ 、 $0.78\delta_y$ である。一方、森下らによる実験²¹⁾では、降伏荷重と降伏変位はそれぞれ $1.45H_y$ 、 $0.75\delta_y$ であった。

鋼製1層門形ラーメン橋脚の断面諸元を固定したまま中間層を設ければ、その強度は鋼製1層門形ラーメン橋脚の約1.5から2倍程度に上昇すると言われている。ちなみに、本研究の場合には、Fig.5から明らかなように、約1.3倍程度である。図示した鋼製2層門形ラーメン橋脚を基準に、中間層の断面を徐々に小さくすれば、その変形挙動は図中の鋼製1層門形ラーメン橋脚のそれに近づく。それゆえ、中間層の剛性を増減することで橋脚の強度と変形が制御できる。

3.2 鋼製2層門形ラーメンの強度と等しい鋼製1層門形ラーメンの断面諸元

Table 1 に与える基本断面からなる鋼製2層門形ラーメン橋脚の最高荷重に等しくなるような鋼製1層門形ラーメン橋脚の断面形状を数値解析によって探索する。

数値解析の結果、柱の細長比パラメータが $\lambda=0.40$ の場合、鋼製2層門形ラーメン橋脚と最高荷重が等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚の柱の断面は、正方形断面を仮定した場合、フランジと腹板の縦補

剛材間板パネルと縦補剛材の幅厚比パラメータはそれぞれ $R_p=0.36$ 、 $R_s=0.45$ となった。また、はりの断面は、その細長比パラメータが $\lambda=0.30$ の場合、縦補剛材間板パネルの幅厚比パラメータはフランジ、腹板とも $R=0.41$ 、縦補剛材の幅厚比パラメータは $R_s=0.45$ となった。これらをTable 3でまとめるとともに、鋼製1層門形ラーメン橋脚を対象とした既設橋の実績調査結果を示す。

表から明らかなように、板パネルおよび補剛材の板厚は既設橋のそれより厚肉である。これは、鋼製1層門形ラーメン橋脚の最高荷重を鋼製2層門形ラーメン橋脚のそれに等しくなるように設計したことにある。そのほかの構造諸元はほぼ既設橋脚の範囲にある。

漸増荷重下での最高荷重が鋼製2層門形ラーメン橋脚と等しく設計された鋼製1層門形ラーメン橋脚の繰返し水平荷重による水平荷重—水平変位の履歴曲線を描けば、Fig.6の実線を得る。図中、破線は鋼製2層門形ラーメン橋脚の副次部材を除いた鋼製1層門形ラーメン橋脚の結果である。

実線で描いた鋼製2層門形ラーメン橋脚と最高荷重が等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚の水平荷重—水平変位曲線において、その最高荷重 H_{max} は、単調載荷の場合と

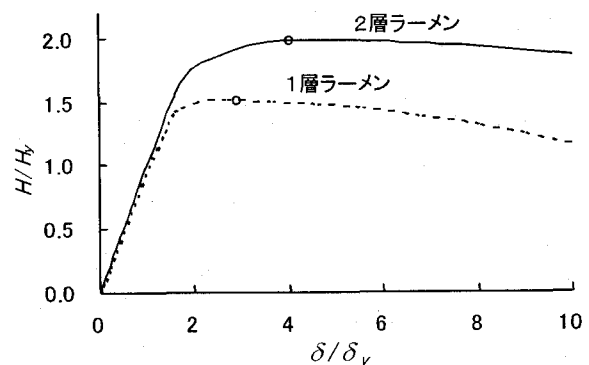


Fig.5 鋼製門形ラーメン橋脚の耐荷力の比較

Table 3 既設橋の調査結果^{18),19)}との比較

構造諸元	既設橋脚の値	1層門形ラーメン構造諸元
面外フランジ幅 b_f と面内フランジ幅 b_w の比: b_w/b_f	2/3~2	1
はり部材のスパン l と面外フランジ幅 b_{bf} の関係: b_{bf}/l	1/15~1/5	1/8
ラーメン骨組高さ h と柱部材のフランジ幅 b_{cf} ・ b_{cw} の関係: b_{cf}/h 、 b_{cw}/h	1/15~2/5	3/19
はり部材と柱部材の曲げ剛比: K $K=(I_{cp}/h)/(I_{bp}/l)$	0.50~2.0	0.52
柱部材の細長比パラメータ: λ	0.2~0.4	0.4
フランジ幅と縦補剛材本数 フランジ幅:1.8~2.4m	縦補剛材本数: 3~4	縦補剛材本数:4 フランジ幅:2.4m
板パネルの板厚(柱部材)および鋼種	板厚:10~25mm 鋼種:SS400, SM490, SM490Y	板厚:32mm 鋼種:SM490Y
縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ: R	0.2~0.7	柱部:0.36 はり部:0.45
縦補剛材の幅厚比パラメータ: R_s	R_s :0.6~0.75 鋼種:SS400	R_s :0.45 鋼種:SM490Y
補剛材の剛比: γ_i/γ_{req}	0.5~2.0	0.76

同様、約 $3\delta_y$ の水平変位で生じた。その後、繰り返し水平荷重によって、耐力は徐々に低下した。ラーメン橋脚の変形を調べた結果、最高荷重付近で柱基部の圧縮フランジパネルに局部座屈が発生した。その後、隅角部付近にも局部座屈による面外変形が生じた。これらの局部変形が骨組全体の耐力を弱めたと考えられる。ただし、鋼製 2 層門形ラーメン橋脚の中間層を取り除いた構造に比べて、強度を等しく設計した鋼製 1 層門形ラーメン橋脚の場合には、部材が全体に厚肉化されるので、水平荷重—水平変位の履歴曲線は安定したループを描く。

以下では、鋼製 2 層門形ラーメン橋脚の最高荷重に等しい鋼製 1 層門形ラーメン橋脚を基本に、鋼製 2 層門形ラーメン橋脚のエネルギー吸収能が鋼製 1 層門形ラーメン橋脚のそれと同程度になるためには、中間層の剛性をどの程度にすればよいかを検討する。

4. 数値解析結果とその考察

副次部材とみなした中間層を有する鋼製門形ラーメン橋脚の耐震性能を検討するため、その弾塑性有限変位挙動を汎用有限要素解析プログラム“MARC 2001”によって明らかにする。鋼製門形ラーメン橋脚の副次部材の中央部腹板パネルに注目し、

①漸増荷重が作用する場合

②繰り返し荷重が作用する場合

の変形と強度を明らかにする。

4.1 本解と実験結果との比較

はじめに、解析対象のモデル化や設定条件などの妥当性を検討する。

ここでは、森下らの実験結果²¹⁾と比較する。解析パラメータは実験で用いられた供試体の寸法諸元と同一で、既設橋に相当する部分は柱の間隔 $5.0\text{m} \times$ 高さ 5.8m 、補剛された部材断面は $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ の正方形である。荷重載荷は、実験と同様、一定の軸力を保持したまま水平荷重を載荷した。載荷は水平変位 δ を与える変位制御型である。柱基部の平均応力が降伏応力に達した時の変位を降伏変位 δ_y とし、 $10\delta_y$ までの変位を与えた。実験における降伏荷重は $H_y = 755\text{kN}$ で、それに対応する降伏変位 δ_y は 24.0mm である。ただし、降伏変位 δ_y は、柱基部の圧縮側フランジが降伏応力に達した時の変位である。

得られた橋脚頂部での水平荷重—水平変位の関係を Fig.7 に示す。同図には、森下らによる実験結果も描いた。ただし、実験結果は繰り返し水平載荷実験で、同図の水平荷重—水平変位関係は正側の包絡線を示す。また、森下らは降伏変位 δ_y の 2.5 倍までの変位に対して解析した。

図から明らかなように、本解は森下らの解析結果とよい関係にある。実験結果との比較から明らかなように、降伏点に達するまでと降伏後の劣化域での挙動に違いが認められる。森下らは、鋼製の 1 層門形ラーメンによる

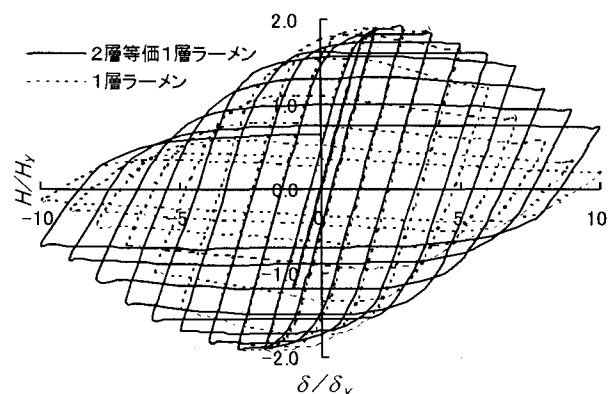


Fig.6 1層ラーメン繰り返し載荷

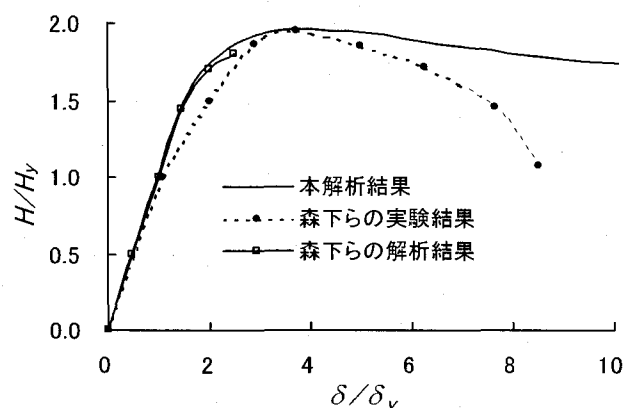


Fig.7 本解と実験結果との比較

実験を行った後、損傷部位を補修し、2 層門形ラーメンに改修し、再度、実験を行っている。そのため、除荷後の残留ひずみや局部曲げなどが供試体に残留したと考えられる。それらの量が収集できていないため、実験と解析の間に違いが生じたと思われる。なお、弾性域での挙動や最大荷重はほぼ一致しており、本解析は妥当な結果を示していると推察される。

4.2 漸増荷重を受ける門形ラーメン橋脚の強度と変形性能

単調載荷による鋼製 2 層門形ラーメン橋脚の強度特性と変形状について検討する。

中間層の中央腹板パネルの幅厚比が $b_w/t_w = 92, 138, 230$ の場合に対し、その水平荷重—水平変位関係を描けば、Fig.8 を得る。ただし、中間層の中央腹板パネルは無補剛で、その断面形状比は $b_w/b_f = 1.0$ 、フランジと腹板の板厚比は $t_f/t_w = 2.0$ 、フランジの幅厚比パラメータは $R_f = 0.55$ である。比較のため、①鋼製 2 層門形ラーメン橋脚の最高荷重と等しく設計した鋼製 1 層門形ラーメン橋脚、②鋼製 2 層門形ラーメン橋脚の中間層を単に除いた鋼製 1 層門形ラーメン橋脚の解析結果も図示した。

図から明らかなように、副次部材とみなす中央腹板パネルの幅厚比が $b_w/t_w = 92, 138, 230$ のように大きくなれば、すなわち腹板を薄くなれば、ラーメン全体としての剛性が低下するため、最高荷重は減少する。しかし、副次部

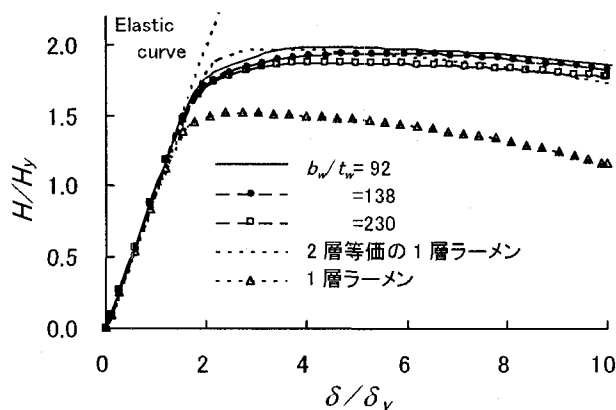


Fig.8 単調荷重による解析結果

材の剛性のみの減少は骨組全体の強度にあまり影響していない。最高荷重後の劣化は若干顕著になる。また、最高荷重時の水平変位は腹板の幅厚比が大きいほど大きい。このような結果から、顕著な強度低下を生じずにラーメンの水平変位が増えるので、変形によるエネルギーの散逸が可能となる。

鋼製2層門形ラーメン橋脚と最高水平荷重を同一に設計した鋼製1層門形ラーメン橋脚との解析結果を比較する。腹板の幅厚比が $b_w/t_w=230$ の場合、鋼製2層門形ラーメン橋脚の強度は最高荷重後の履歴において1層門形ラーメン橋脚のそれを若干下回る。なお、 $b_w/t_w=230$ に対応する幅厚比パラメータは $R_m=2.50$ である。

4.3 繰返し荷重を受ける鋼製門形ラーメン橋脚の強度と変形性能

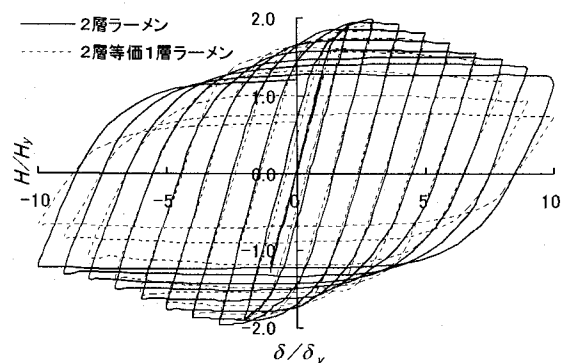
繰返し荷重による鋼製2層門形ラーメン橋脚の強度と変形性能について検討する。

単調荷重の場合と同様、中間層の中央部腹板パネルの幅厚比が $b_w/t_w=92, 138, 230$ の場合、繰返し載荷による橋脚頂部での水平荷重—水平変位の関係を描けば、Fig.9を得る。ここに、中間層の断面形状比は $b_w/b_f=1.0$ 、はり中央のフランジと腹板の板厚比は $t_f/t_w=2.0$ 、フランジの幅厚比パラメータは $R_f=0.55$ 、腹板パネルの縦横比は $a/b_w=1.0$ である。図中、破線は鋼製2層門形ラーメン橋脚の最高荷重に等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚の場合を示す。

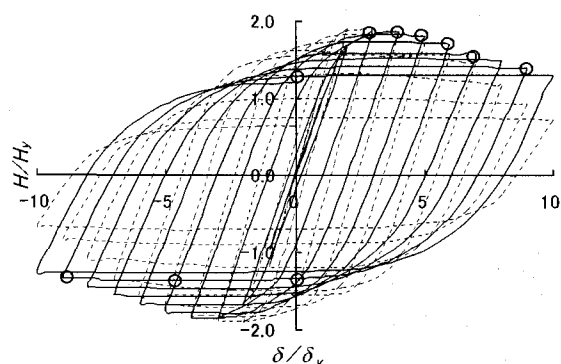
図から明らかなように、鋼製2層門形ラーメン橋脚と鋼製1層門形ラーメン橋脚の最高荷重後の強度劣化は、幅厚比に関係なく、かなり異なる。また、鋼製1層門形ラーメン橋脚の方が最高水平荷重に達する変位は小さく、 $4\delta_y$ までの強度は1層ラーメンの方が2層ラーメンよりわずかに高い。

腹板の幅厚比が大きくなれば、剛性が低下し、履歴ループがいびつになる。いずれの幅厚比の場合も繰返し荷重履歴が進展するに従って、鋼製2層門形ラーメン橋脚は鋼製1層門形ラーメン橋脚より強度が高い。

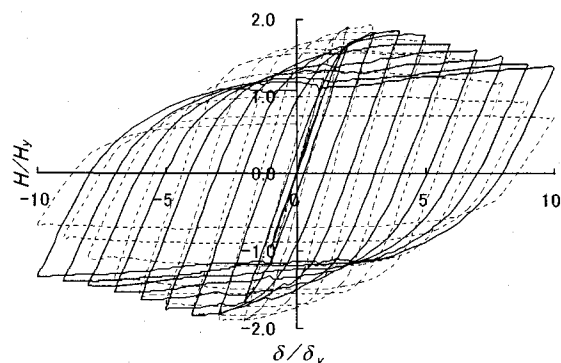
なお、2層門形ラーメンでは、腹板の幅厚比に関わらず、



① $b_w/t_w=92$



② $b_w/t_w=138$



③ $b_w/t_w=230$

Fig.9 中間ばりの中央部腹板の幅厚比を種々変化した荷重—変位の関係

中間層の中央部腹板パネルの板曲げ変形が顕著に現れる。その箇所に斜張力場が形成されるとともに、両柱基部と2層目の隅角部付近、計4か所の補剛板に局部座屈による面外変形が発生し、耐力が次第に低下した。水平変位が $5\delta_y$ 以上になると、面外の変形がさらに大きくなり、耐力の低下が顕著になった。

$b_w/t_w=138$ の場合に対する繰返し水平荷重下の面外たわみ分布をFig.10に示す。ただし、座屈変形が顕著な鋼製2層門形ラーメン橋脚の右側の柱基部と中間層の中央部腹板パネルに注目し、Fig.9に○印で示したいくつかの荷重段階での変形図である。紙面手前側への変形を正とし、板曲げによる変形が大きいほど薄い色で表される。

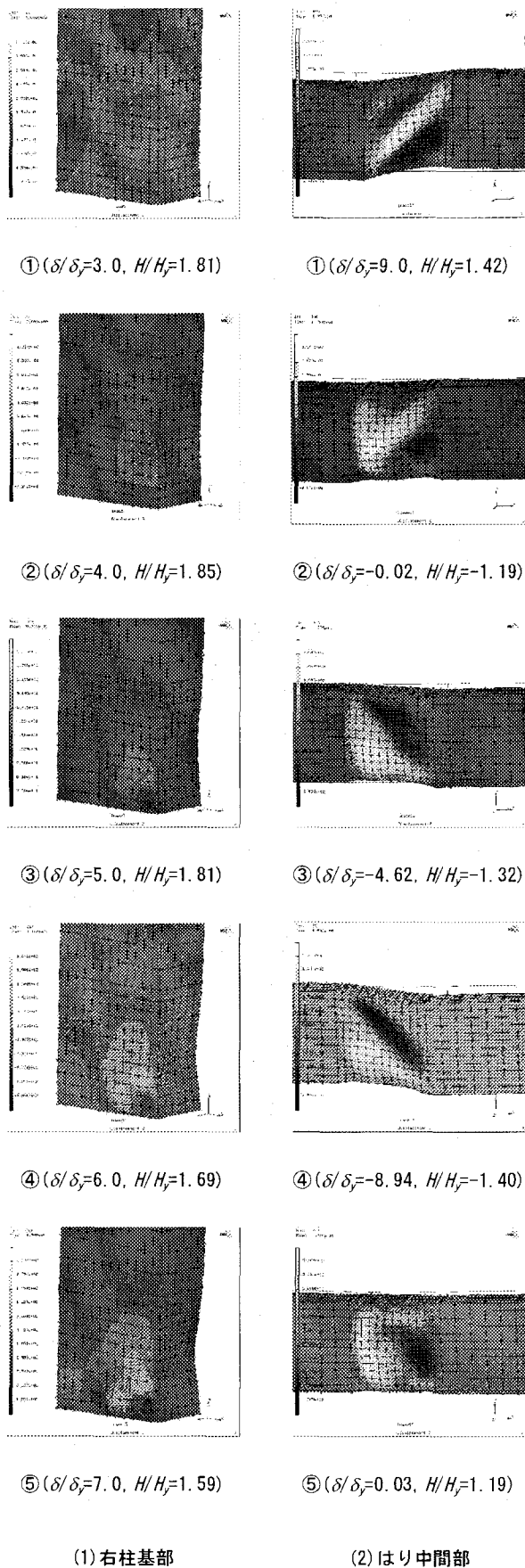


Fig.10 繰り返し載荷時における変形図

鋼製門形ラーメン橋脚の右側柱の基部に注目する。鋼製ラーメン橋脚における中間層の中央部腹板が早期にせん断座屈を起こすため、柱基部の損傷は軽減される。水平変位が $+5\delta_y$ を越える頃から柱基部にも損傷が生じ、徐々に成長するようになる。

一方、正負交番のせん断力を受ける中間層の中央部腹板では、斜張力場の方向は荷重が反転することによって変わる。ところが、水平変位が $9\delta_y$ 程度になると、正負交番のせん断力が作用しているにもかかわらず、明確な斜張力場の反転が起こりにくくなる。

4.4 骨組形状の違いによる繰り返し変形挙動の相違

ラーメンの骨組形状と強度との関係を検討した。

(1) 細長比

はりの細長比パラメータが $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$ の場合に対する橋脚頂頭での水平荷重—水平変位関係を Fig.11 に示す。

図から明らかなように、はりの細長比が大きくなれば、耐荷力は、当然、低下する。しかし、はりの細長比が大きいと、最高荷重後の劣化は緩やかになる。一般に、せん断力を受ける部材は、最高荷重後の劣化がさほど顕著ではなく、安定した変形挙動を呈する。

本解析では、中間層の細長比パラメータが大きいくほどはり中央は曲げ作用よりせん断作用が卓越するようになる。したがって、はりの細長比パラメータが大きいくほどせん断座屈後の変形特性が顕著に現れ、中間層を門形ラーメンに設けた効果が現れる。

(2) 中間はりの位置

上述の研究では、中間層を柱の中央すなわち骨組高 $h_1=h_2$ に固定した。既設橋ではその目的に応じて設置位置が変化する。ここでは、基本断面諸量をそのままに中間層の位置を種々変化させ、その強度特性を検討した。すなわち、中間層の位置を上方、下方および建築限界4.5mとし、水平荷重—水平変位曲線を求めれば、Fig.12のようになる。ここに、柱の細長比パラメータは、中央に設置した場合には1層目と2層目とも $\lambda=0.20$ 、上側に設置した場合には1層目

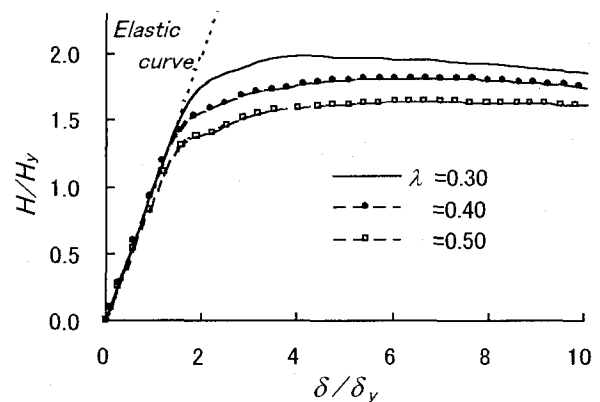


Fig.11 種々のはりの細長比パラメータに対する水平荷重—水平変位の関係

が $\lambda_1=0.25$, 2層目が $\lambda_2=0.15$, 逆に下側に設置した場合には1層目が $\lambda_1=0.15$, 2層目が $\lambda_2=0.25$ とした。また, 建築限界4.5m付近に設けた場合には1層目が $\lambda_1=0.08$, 2層目が $\lambda_2=0.32$ である。図中には, 鋼製2層門形ラーメン橋脚と最高荷重が等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚の結果も示す。

図から明らかなように, 最高荷重は中間層を下方に設置した方が高い。しかし, 中間層を建築限界である4.5m付近まで下げると, 耐力力は激減し, 鋼製1層門形ラーメン橋脚に近づいた。これは, 1層目の隅角部付近の局部座屈が顕著になり, 鋼製2層門形ラーメン橋脚としての変形機能を発揮しなくなったためと思われる。一方, 上方に設置した場合には, 中央に設置した場合とほぼ同程度の挙動を呈した。

鋼製2層門形ラーメン橋脚と強度が等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚との結果を比較する。この場合, 中間層を建築限界まで近づけた場合を除いて, その変形性能は上方, 下方に関わらず保たれている。したがって, 中間層をより下方に設置した方が, 変形性能に優れる。

5. 耐震性能の評価

5.1 散逸エネルギーの定量化

数値解析の結果を整理し, 繰り返し水平荷重のサイクル数と履歴エネルギー散逸量との関係を調べた。中間層の中央部腹板における幅厚比を種々変化させ, 繰り返し水平荷重のサイクル数と累積エネルギー散逸量との関係を求めれば, Fig.13を得る。図中には, ①漸増載荷時の最高荷重が鋼製2層門形ラーメン橋脚と等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚, ②鋼製2層門形ラーメン橋脚の中間層を単に除いた鋼製1層門形ラーメン橋脚の結果も示した。

鋼製2層門形ラーメン橋脚とそれと最高荷重の等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚における漸増荷重時の累積エネルギーを比較する。5 δ_y 付近までは鋼製1層門形ラーメン橋脚が優れている。これは, 断面の厚肉化によって吸収エネルギーの増加が期待できるからである。6 δ_y を越えると, 鋼製1層門形ラーメン橋脚では柱基部の局部座屈が顕著になった。その結果, 鋼製1層門形ラーメン橋脚のエネルギー吸収量は鋼製2層門形ラーメン橋脚のそれを下回るようになった。

幅厚比が小さい腹板からなる中間層をもつ鋼製門形ラーメン橋脚ほどエネルギーの吸収量は多い。ただし, 本研究で用いた断面諸量の場合には, その差異は少なく, 中間層の中央部腹板を薄肉化した鋼製2層門形ラーメン橋脚は強度の低下は少なく, 変形が伸びる点で変形性能上, 有効である。なお, 福本ら³⁾の研究によれば, 繰り返し載荷される場合, 腹板厚が薄くなればなるほど剛性が低下するため, 腹板の厚肉化が有効であるとしている。

5.2 塑性率による変形性能の評価

鋼製門形ラーメン橋脚がその最高荷重 H_{max} をすぎて後, 95%まで耐力が低下した状態を終局状態と定義する。その時

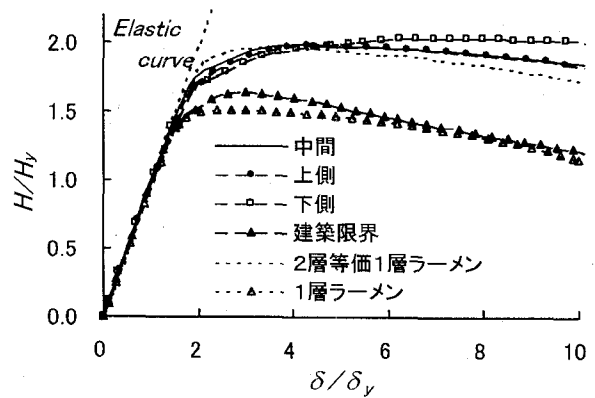


Fig.12 はりの位置の変化による荷重－変位の関係

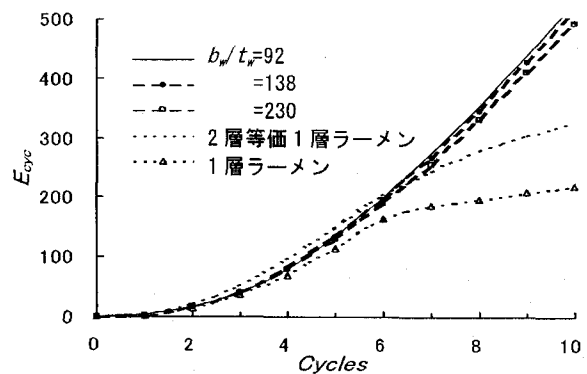


Fig.13 腹板の幅厚比の相違による累積エネルギー散逸量

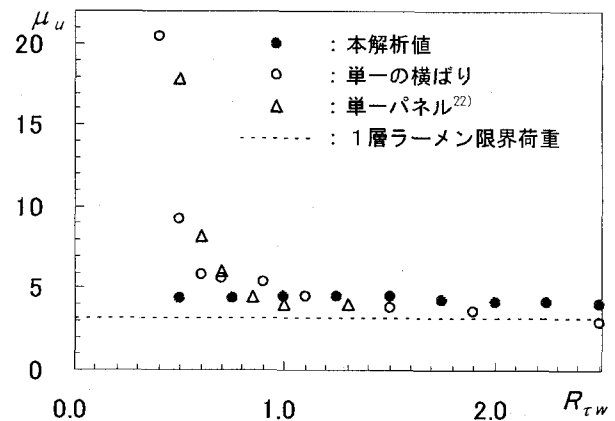


Fig.14 はり中央部腹板のせん断幅厚比パラメータと塑性率の相関関係

の水平変位 δ_5 と降伏水平変位 δ_y との比

$$\mu_u = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (9)$$

を塑性率とし, 変形性能を評価する。

中間層の中央部腹板の幅厚比パラメータと塑性率の関係を調べれば, Fig.14を得る。比較のため, 鋼製2層門形ラーメン橋脚から取り出した単独の中間層がせん断力を受ける場合に対する筆者および葛西・渡辺・宇佐美・Chusilp²²⁾の解析結

果をそれぞれ○と△で示した。ここに、筆者の中間はりモデルは、鋼製2層門形ラーメン橋脚の中間層を模擬したモデルすなわちはり中央部を板要素とした板領域とその他の部位をはり要素としたはり領域とを結合させたモデルにせん断力を载荷させた場合の解析結果(以下、単一はり)である。また、葛西・宇佐美らによる解析結果は、はり中央の腹板を想定したダイヤフラム間隔1パネルにせん断力が作用した場合である。図中、点線は最高荷重が鋼製2層門形ラーメン橋脚と等しい鋼製1層門形ラーメン橋脚における限界塑性率で、これを鋼製2層門形ラーメン橋脚の限界値とした。ちなみに、この値は繰り返し载荷時で3.30である。

図から明らかなように、中間層の中央部腹板の板厚が変化しても塑性率はほとんど変化しない。このことから、塑性率は柱のパラメータに依存すると推測される。

一方、筆者による単一はりと葛西らによる単一パネルによる解析によれば、それらの塑性率は薄肉になるほど少なくなり、厚肉ほど変形性能に優れていることがわかる。しかし、中間層の中央部腹板の変形でエネルギーを散逸させるという観点からすれば、薄肉化でせん断座屈を先行させ、変形を助長させることは可能のようである。

ラーメンの全体解析と単一パネルおよび単一はりによる解析から求められる塑性率には、かなりの差異がみられる。本解はほぼ一定の値を示し、ある値から単一パネルや単一はりよりも塑性率が大きくなっている。この点は、中間層の中央部腹板にせん断座屈が起こり、その後、柱の耐力に至ってラーメンは崩壊する限界値と推測される。鋼製2層門形ラーメン橋脚の中間層における中央部腹板にせん断座屈を先行させる限界値は、本研究で用いたパラメータの場合には、約1.5である。

5.3 柱基部とはり中央腹板の剛性の相関性

5.2までに述べたように、はり中央の腹板を薄くすれば、曲げの作用よりせん断の作用が卓越するはり中央ではせん断座屈が早期に起こる。

はり中央を薄肉化すれば、剛性が低下し、それに伴ってエネルギー吸収量が減少する。それゆえ、優れた変形性能を得るには、厚肉化が有効とされている。はり中央腹板にせん断座屈を先行させるには、柱基部とはりの剛性の関係が重要である。既設橋の場合、そのほとんどが柱基部の剛性によって鋼製橋脚の耐力が決まる。ここでは、中間層のはり中央腹板において、せん断座屈が先行する場合の柱の幅厚比パラメータと中間層の中央部腹板の幅厚比パラメータとの関係を調べ、両者の相関を明らかにする。

柱断面を構成する板の幅厚比パラメータ R_p と中間層の中央部腹板のせん断に対応する幅厚比パラメータ R_w の関係をFig.15に示す。ここに、図中の点は、横軸に示す柱の幅厚比パラメータに対して、せん断座屈が先行する中央部腹板の幅厚比パラメータの最小値を与えている。すなわち、図中の点よりも腹板の幅厚比パラメータが大きいすなわちこの点より上の幅厚比パラメータの場合にはせん断座屈が先行し、逆に小さいとせん断座屈しない。破線は、鋼製ラーメン橋脚の実績調

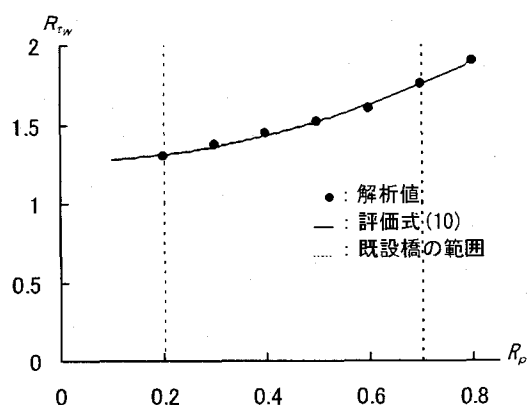


Fig.15 柱部と中間層はり中央部
腹板の幅厚比パラメータとの関係

査における幅厚比パラメータ R の範囲0.2~0.7を示す。ただし、中間層の中央部腹板は無補剛とし、柱基部とはり中央腹板以外の断面諸量はTable 1の基本値とした。

図から明らかなように、柱の幅厚比パラメータが大きくなると、腹板のせん断座屈を先行させるために、当然、腹板の幅厚比パラメータを大きくする必要がある。しかし、どの柱の幅厚比パラメータでもはり中央腹板の幅厚比パラメータを1.5より大きくすれば、せん断座屈が先行する。酒造らの研究¹⁷⁾によれば、門形ラーメンのはり中央腹板におけるせん断崩壊は橋脚基部の塑性変形を少なくする。したがって、柱の幅厚比パラメータを基準に、はり中央腹板の幅厚比パラメータを変化させることでせん断座屈を先行させることができ、薄肉化によるエネルギー吸収量の低下を抑えつつ橋脚基部の塑性変形を少なくすることが可能になる。中間層の中央部腹板にせん断座屈を先行させるための腹板の幅厚比パラメータを柱の幅厚比パラメータの関数で与えれば、

$$R_w = (R + 0.01)^2 + 1.27 \quad (10)$$

のようになる。

6. あとがき

繰り返し水平荷重を受ける鋼製2層門形ラーメン橋脚の変形挙動を弾塑性有限変位解析によって明らかにした。曲げの作用よりせん断の作用が卓越する鋼製2層門形ラーメン橋脚の中間層の中央部腹板に注目し、その変形と強度を検討した。ただし、隅角部は剛体とみなし、柱とはりに設けられるダイヤフラムも剛とした。

本研究の内容を要約すれば、つぎのようである。

- (1) 鋼製2層門形ラーメン橋脚の強度は鋼製1層門形ラーメン橋脚に比べて明らかに高い。また、鋼製2層門形ラーメン橋脚の中間層を副次部材とみなし薄肉化すれば、エネルギー吸収の面で効果的な場合がある。
- (2) 中間層の中央部腹板を補剛せず、その幅厚比を大きくすれば、腹板のせん断による座屈を柱基部や隅角部近傍の局部板座屈より先行させることができる。薄肉化による剛性低下に伴うエネルギー吸収量の減少はさほどない。

- (3)中間層の中央部腹板の幅厚比を大きくすれば、ラーメンの剛性が低下し、吸収エネルギー量は減少する。一方、腹板の局部座屈が早期に起こるため、中間層は鋼製橋脚の地震エネルギーが散逸できる。
- (4)中間層を柱の中央より下位に設置すれば、強度は上昇する。中間層を副次部材とみなす場合、比較的下位に設置する効果はある。ただし、極端な位置に設けると、1層目の隅角部付近に損傷が集中し、優れた変形性能が得られない。
- (5)橋脚基部の損傷をできるだけ緩和するため、中間層の中央部腹板にせん断座屈を先行させた。それに必要な腹板の幅厚比パラメータの値と柱を構成する板パネルのそれとの関係を明らかにした。

なお、本研究の一部は、平成15年度関西大学大学院工学研究科高度化推進研究費によって行った。

参考文献

- 1) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安波博道:補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.38A, pp.105-117, 1992-3.
- 2) 渡辺智彦・葛 漢彬・宇佐美勉:繰返し載荷を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.185-195, 1999-3.
- 3) 福本嘸士・上野谷実・中村雅樹・小林泰男:繰返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形能, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.143-150, 2000-3.
- 4) 葛西 昭・渡辺智彦・天野麻衣・宇佐美勉:繰返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.47A, pp.761-770, 2001-3.
- 5) 鈴木森晶・宇佐美勉:繰返し荷重下における鋼製橋脚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, pp.115-125, 1995-7.
- 6) 西川和廣・山本悟司・名取 暢・寺尾圭史・阿波博道・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, 土木学会, Vol.42A, pp.975-986, 1996-3.
- 7) 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, 土木学会, Vol.44A, pp.1251-1258, 1998-3.
- 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・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.
- 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, 土木学会, Vol.43A, pp.225-236, 1997-3.
- 11) 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.
- 12) 鈴木森晶・宇佐美勉・寺田昌弘・伊藤 務・才塚邦宏:箱形断面構成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.
- 13) 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, 土木学会, Vol.44A, pp.667-678, 1998-3.
- 14) 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, Vol.30, No.8, pp.138-141, 1996-8.
- 15) 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.
- 16) 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, Vol.32, No.4, pp.33-39, 1998-4.
- 17) 酒造敏廣・山田 幸:はり中間部腹板のせん断崩壊を伴う鋼2層門形ラーメンの非弾性地震応答解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.227-234, 1999-3.
- 18) 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.
- 19) 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, Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982-7.
- 20) 日本道路協会編:道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 丸善, 2002-3.
- 21) 森下泰光・高久達将・青木徹彦・福本嘸士・岡本 透・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, 土木学会, Vol.46A, pp.831-840, 2000-3.
- 22) 葛西 昭・渡辺智彦・宇佐美勉・Praween Chusilp:せん断力を受ける無補剛箱形断面部材の強度と変形能, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.129-140, 2002-4.
- 23) 高橋泰彦・品部祐児:せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.494, pp.107-114, 1997-4.
- 24) 高橋泰彦・田中耕太郎:偏心ブレースを利用した履歴減衰型制震ダンパーの実用化, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, Vol.4, No.14, pp.39-52, 1997-6.

(2003年9月12日受付)