

ゴム支承を使用した鋼桁の支承付近における応力分布性状について

Stress Distribution around a Rubber Bearings for a Steel Girder

鳥越 弘行*
Hiroyuki TORIGOE

Summary

The stress distribution around a rubber bearings used to support a plate girder for a short- or medium-span steel railway bridge can be influenced by the dimensions and form of the end stiffener and the thickness of the upper shoe (sole plate). This paper reports on such stress distribution as investigated through static loading tests.

1. まえがき

鋼鉄道橋において、中小支間の鋼プレートガーダー桁等の支承に使用される材料としては鋼製支承（線支承、ソール・ベッドプレート支承）が主であつたが、最近ではゴムの物理的特性を生かしたゴム支承が使用されるようになってきている。

東日本旅客鉄道株式会社（以下 J R 東日本と称す）では、田沢湖線の改良に伴う中小支間鋼桁にゴム支承を採用し、J R 東日本で作成した「設計標準の手引き」¹⁾を基本として設計された。J R 東日本では、このゴム支承の現場での採用は初めてであり、ゴム支承を使用した場合の鋼プレートガーダー支承部付近の桁本体に発生する応力、アンカーボルトの水平力に対する耐力等の試験・研究を実施し、その実験結果等の概要は「ゴムシューを用いた鋼鉄道橋の載荷試験」²⁾として土木学会年次学術講演会で発表されている。

当社は、J R 東日本より上記試験工事を受注し、静的載荷試験を施工したが、その中で、ゴム支承を使用した場合に鋼桁支承付近の応力集中状態に関係するソールプレート（上シュー）の厚さ、特に端補剛材形状寸法の影響について、静的載荷試験結果を踏まえて判明した事項を報告する。

2. 試験体

試験体は、J R 東日本田沢湖線の鋼上路プレートガーダー桁（支間=16.0m、最大反力=88.3tf）をモデルとして試験体を製作した。また、ゴム支承もモデル桁と同構造・寸法で、簡易な低価額タイプを使用した。

(1) 試験桁

1) 試験桁その1

試験桁その1は、支間=3.0m、桁高さ=0.45mと静的載荷試験可能な縮小モデルとして1体製作した。ただし、下フランジプレート幅および厚さ（1-pl. 400×16mm）、腹板厚さ（ $t=12\text{mm}$ ）はモデル桁と同程度の寸法を適用して鋼材は S M490材を使用した。

端補剛は、一方の支点上には一般に使用されている1列の端補剛材（2-pl. 125×13mm）、他の支点上に複数列の端補剛材（4-pl. 125×13mm）を配置した。

2) 試験桁その2

この試験桁は、試験桁その1を使用して、旧支承近くに新支点部を追加し、新たに端補剛材（2-pl. 180×15mm）を取り付けた試験桁として、端補剛材の寸法の差による応力集中度合を比較判定出来る様にした。

*技術本部 参与

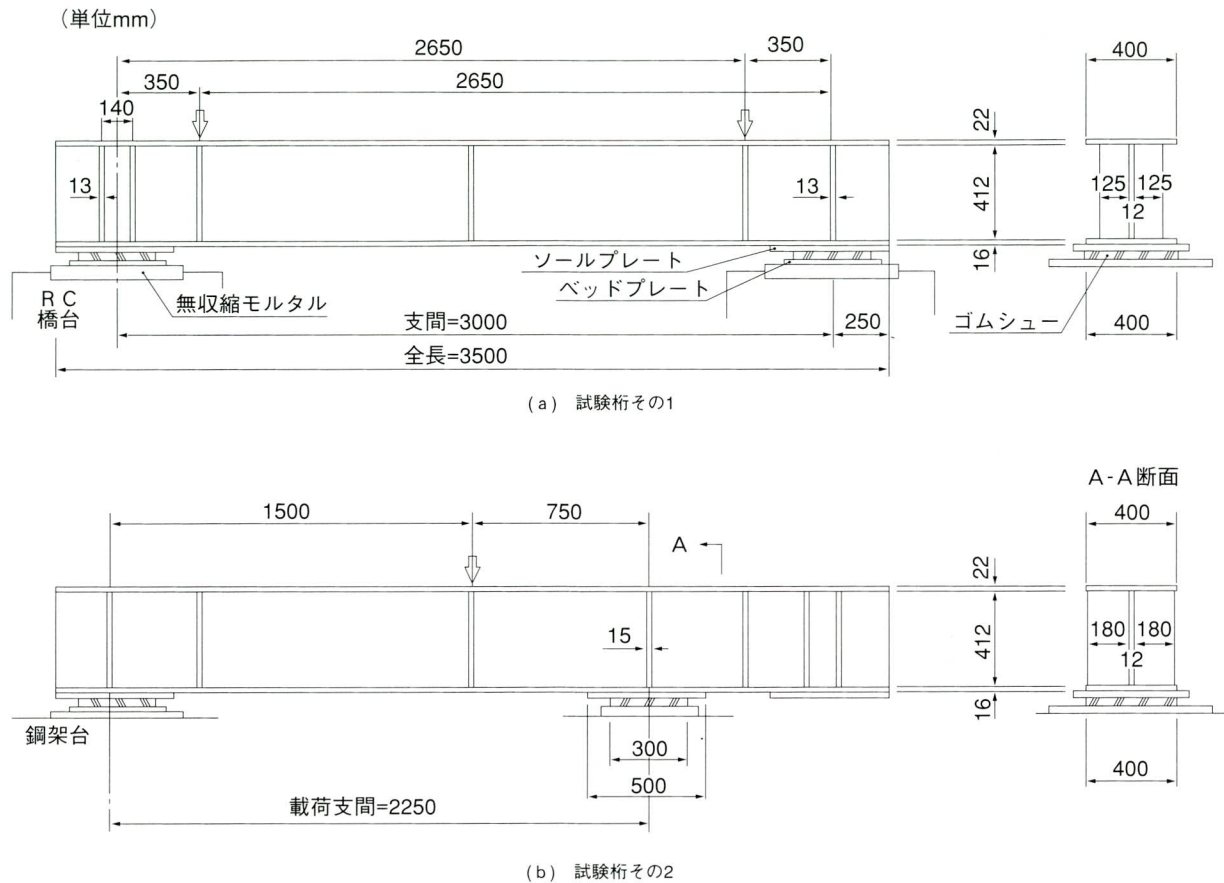


図-1 試験桁の概要

(2) ゴム支承部

ゴム支承部は、モデル桁と同構造形式・形状寸法の支承を使用した。

1) ゴムシュー本体

ゴムシュー寸法は30cm×40cm×37mm（ゴム層有効厚14mm×2層）の被服タイプのクロロプレンゴムシューを使用した。ゴム材料の主たる試験成績値を表-1に示す。

表-1 クロロプレンゴム材料試験成績表

試験項目	試験値	試験方法
静的せん断弾性率	8.2kgf/cm ²	JIS-K-6386-6
硬度	51度	JIS-K-6301-5
引張伸び(老化前)	620%	JIS-K-6301-3
引張伸び変化率	-11.3%	JIS-K-6301-3

2) 上下の鋼シュー

上シューはソールプレート方式で、厚さは「設計標準」³⁾に規定されているゴムシュー用の厚さ $t = 50\text{mm}$ (28+22

mmで対応)と、鋼シュー用の厚さ $t = 28\text{mm}$ の2種類とし、HTBボルトを用いて取り付け、交換して使用可能とした。上シュー下面には、ボルト頭がゴムシューに触らない様にザグりをいれている。

下シューは厚さ $t = 22\text{mm}$ のベッドプレート方式である。

3. 試験方法

試験は、試験桁両側支点到ゴムシューを配置し、1点荷の静的荷試験とした。荷位置は調査支点到の支承部にモデル桁と同じ最大設計反力 ($R = 88.3\text{tf}$)、および同じ支点到回転角が得られる位置とした(図-1参照)。

ひずみゲージを試験桁の支承部附近的端補剛材、腹板、下フランジに取り付け荷時の応力挙動を計測することとした。

また、ゴムシューとソールプレート間に、感圧紙を挿入し支圧力分布状況を確認することとした。

(1) 試験桁その1試験

試験桁その1の荷重試験は、JR東日本・東京工事事務所・亀戸試験室の試験機を使用して実施した。別途製作したRC橋台上に試験桁をセットし、ベッドプレート下に無収縮モルタルを注入して、架橋現場と同じ条件とした(図-1(a)参照)。

ひずみゲージ貼り付け個所を図-2に示す。

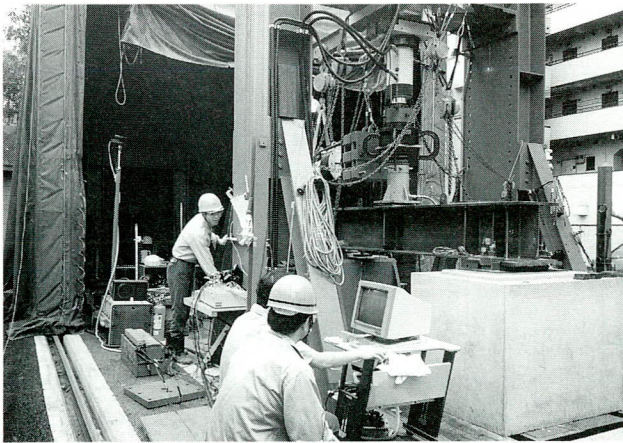


写真-1 試験状況(その1)

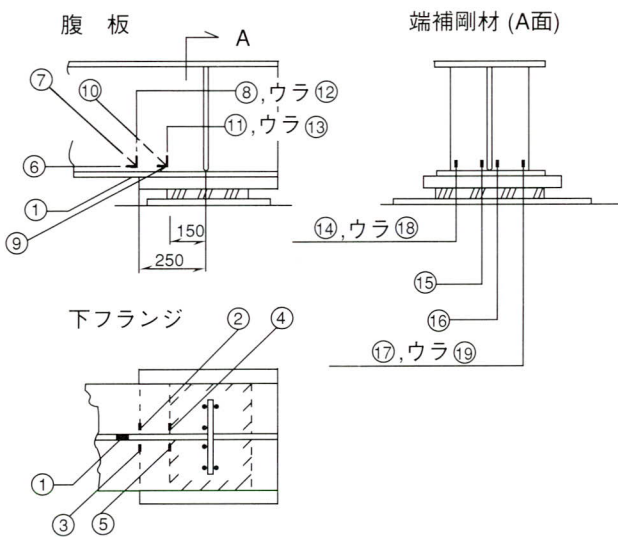


図-2 試験桁その1.ひずみ計測位置

(2) 試験桁その2試験

試験機の都合により、試験桁その2の荷重試験は宮地鐵工所千葉工場試験室のフレーム荷重試験機を使用し、鋼製台の上にベッドプレートを直接セットして荷重試験を実施した(図-1(b)参照)。

ひずみゲージ貼り付け個所を図-3に示す。

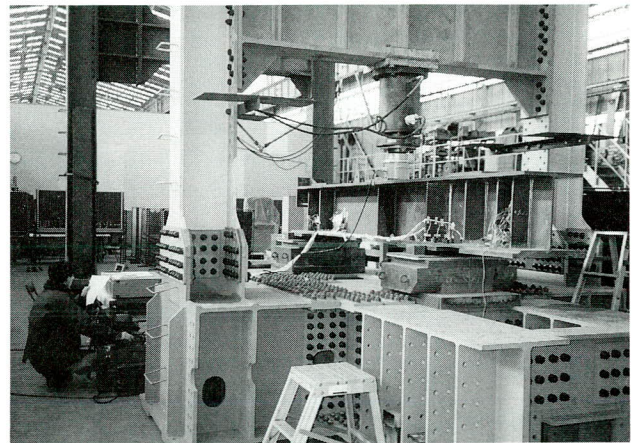


写真-2 試験状況(その2)

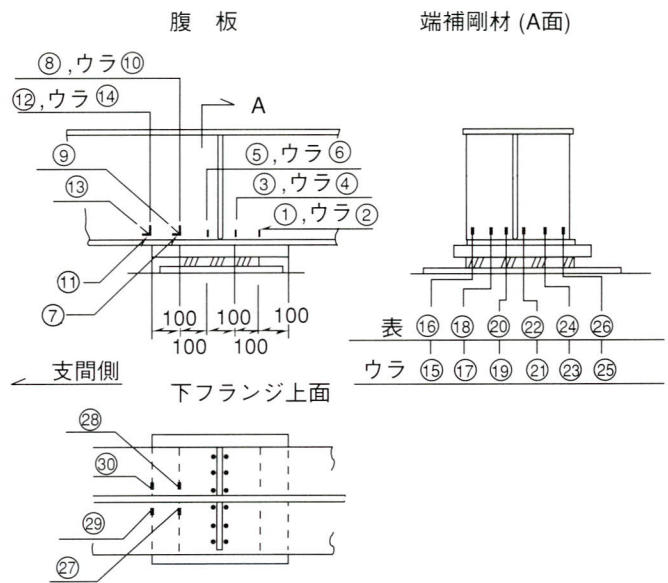


図-3 試験桁その2.ひずみ計測位置

4. 試験結果

(1) 試験体その1試験結果

試験体その1試験は、モデル桁の端補剛材寸法(2-pl. 135×13mm)を適用し一定にして、ソールプレート厚・端補剛材複数列・鋼シューとの比較を目的にしている。主要各点の荷重荷重100tf(支点反力約88.3tf相当)の場合の計測値(最大値)を比較して表-2に示す。

腹板下端および端補剛材外側下端に非常に大きいひずみが計測されている。端補剛材をフランジ外縁(ゴムシュー外縁)近くまで達する形状寸法にすれば、この集中応力は緩和されると考えられ、試験体その2の試験を実施した。

表一 2 載荷荷重100tf時の最大ひずみ計測値 (μ)

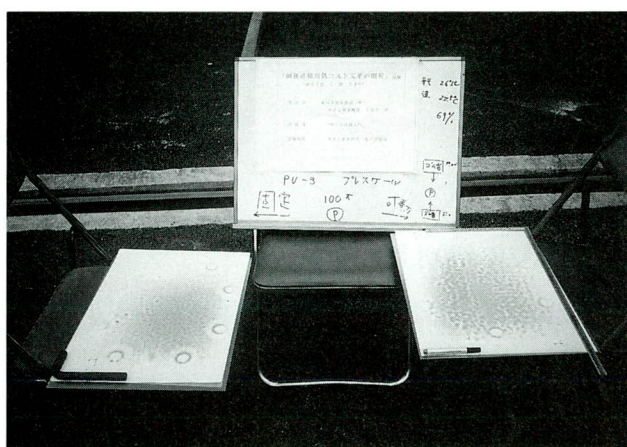
ひずみ計測箇所		試験種別	ソールプレート t=28mm	ソールプレート t=50mm	ソールプレート t=28mm (端補剛材複数)	ソールプレート t=28mm (鋼シュー使用)	
下フランジ下面 (橋軸方向)	ソールプレート前面	①	503	460	362	310	
	ソールプレート前面	②	-275	-296	-156*	-338	
下フランジ上面 (橋軸直角方向)	ソールプレート前面	③	-194	-240	-127*	-251	
	シュー前面	④	-515	-658	-82*	-498	
	シュー前面	⑤	-85	-266	-70*	204	
腹板下端	ソールプレート 前面	水平	⑥	267	284	1296*	-201
		45°	⑦	-937	-985	-1248*	-1257
		鉛直	⑧	-126	-234	-396*	-384
	シュー 前面	水平	⑨	179	212	339	456*
		45°	⑩	-938	-940	-3678*	-1442*
		鉛直	⑪	-360	-418	-718*	-1292*
端補剛材下端 外縁端部	⑭	-1347	-1098	-2475*	-1226		
	⑮	-1061	-966	-1370*	-1146		
	⑯	-3095*	-1710	-1778*	-1292		
	⑰	-1513*	-1088	-1150*	-1098		

注；*は部材が残留変形を生じていることを示す。

ゴムシュー面の支圧応力分布状態は、ソールプレートとゴムシュー間に感圧紙を挿入して確認している。

ソールプレート t = 28mm 使用における中央載荷荷重 100tf 時 (支点反力 50tf 時) のシュー面支圧分布状況を例として、感圧紙感圧状態を写真一 3 に表示する (写真中、左側固定支点は端補剛材 2-pl. 125×13、右側可動支点は端補剛材 4-pl. 125×13 使用)。

支圧分布は、楕円形状で中央部が大きく、幾分支間中央側に偏して分布している。また、最大支点反力時 (88.3 tf) の平均支圧応力度 (支点反力 / ゴムシュー面積) 以上の分布面積は 60~70% であり、鋼シュー使用の除き他の試験では殆ど同じであった。



写真一 3 感圧紙による支圧応力分布その 1

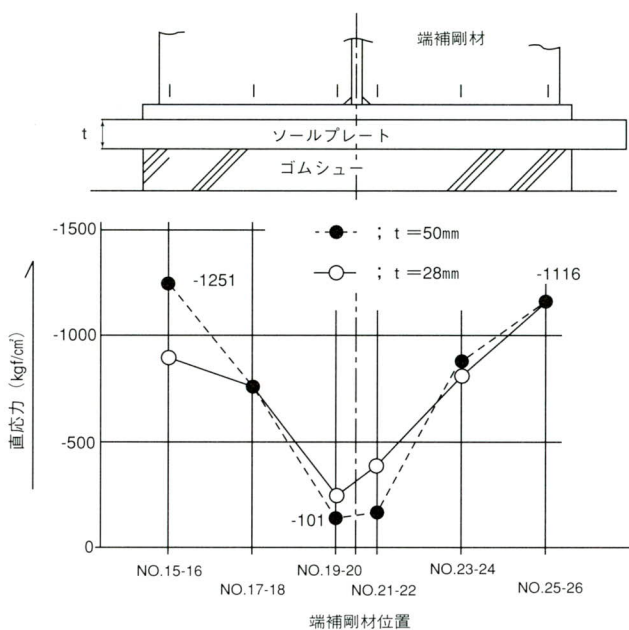
(2) 試験体その 2 試験結果

鋼桁支承部付近試験結果 (端補剛材形状寸法が 2-pl. 180×15mm の場合) をソールプレート t = 28, 50mm を比較して、載荷荷重 132tf (支点設計荷重 88tf に相当) 時の応力で

下記に示す。局部応力は表裏 2 枚のゲージ計測ひずみより、軸応力 (面内応力; kgf/cm²) に換算して表わしている。

1) 端補剛材下端部応力分布

端補剛材下端部応力分布は、図一 4 に示す様に端補剛材外側でかなり大きく、腹板寄りで小さい値を示している。



図一 4 端補剛材下端 直応力分布

ソールプレート t = 28mm (以下 t = 28mm で示す) の場合と比較して t = 50mm の場合の応力は、端補剛材外側端部が大きく、内側 (腹板寄り) で小さくなる傾向がある。ただし、その差は微小である。

2) 腹板下部直応力分布

腹板下部直応力分布は図一 5 に示す様に、ゴムシュー支間側端部直上 (NO.8-10) に集中する。その局部応力の値は、a) における端補剛材外側端部と殆ど同等の大きい値を示している。t = 50mm の場合の応力分布は、t = 28mm の場合と比較してゴムシュー支間側端部直上 (NO.8-10) の集中が大きく、中間部上では小さくなる傾向があるが、ゴムシュー直上部の平均応力として考えれば (加重平均すれば) ほぼ同じである。

また、上記個所の腹板下端部 45 度方向に大きい応力集中がみられた。この場合は、ゴムシュー支間側端部直上部 (NO.9) よりソールプレート支間側端部直上部 (NO.13) が大きくなっている (応力度が大きいのは、当該個所の水平せん断応力が影響している)。

試験体その 2 試験のゴムシュー支圧分布計測は、低圧

および、中圧感度の感圧紙2枚を同時使用した試験とした。支点反力88.3tf時の最高支圧応力度は中央部で146 kgf/cm²と、平均支圧応力の約2倍の値が観られた。

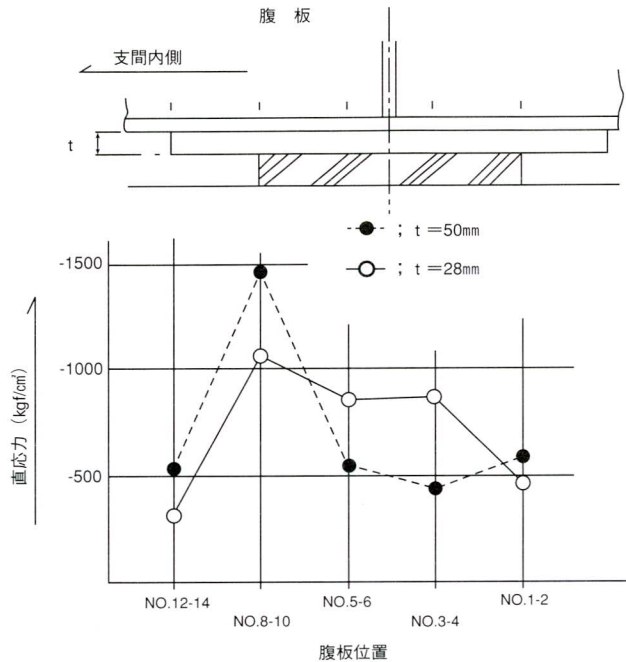


図-5 腹板下端 直応力分布

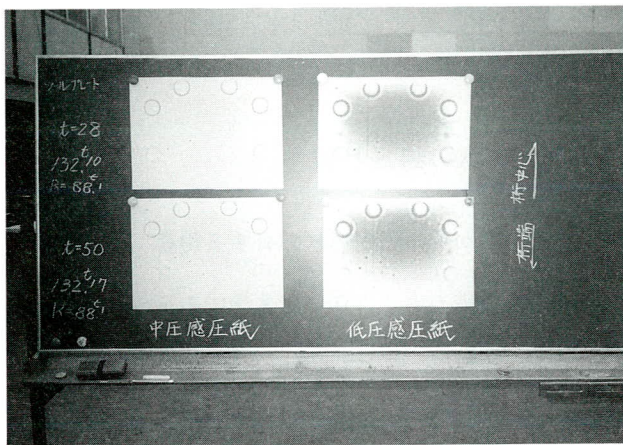


写真-4 感圧紙による支圧応力分布その2

5. 考察

このゴムシューを使用した鋼プレートゲージの試験結果から、下記事項が推察される。

(1) 端補剛材の形状寸法の影響

鋼桁端補剛材の脚長は、下フランジ外縁(ゴムシュー外側端部) 近く迄伸ばした構造の方が、鋼桁支承部付近の

応力集中度が小さい。端補剛材外端と下フランジ外縁との間隔が大きい場合は、鋼桁支承部付近各部の応力集中度が非常に大きくなる。

(2) ソールプレートの厚さ

ソールプレートの厚さ $t=28, 50\text{mm}$ 場合の鋼桁支承部付近の応力集中度は、殆ど同じで若干 $t=28\text{mm}$ の方がよい傾向がある(端補剛材の脚長を、下フランジ外縁近く迄伸ばした構造の場合)。

(3) 端補剛材と支点腹板部の支点反力分担割合

支点反力分担割合は、下記のように推定される。またこれは、ソールプレート幅縦横比になっている。

端補剛材	約 55 %
支点部腹板	約 45 %

6. あとがき

本試験を踏まえて、J R 東日本においては、ゴムシューを使用した田沢湖線の改良に伴う中小の鋼プレートゲージに、以下の構造を採用している。

- ①下フランジおよび端補剛材の幅はゴムシューの幅と同程度とし、有効断面積は端補剛材断面積の1.3倍をこえないものとする。
- ②ソールプレートは、上記 に示す構造細目を採用した場合、厚さを28mmとする。なお、防錆を考慮し、亜鉛メッキを施す。

本試験工事は、J R 東日本建設工事部構造技術センター、東北工事事務所の御指導の下に、J R 東日本東京工事事務所試験室、(株)BMC、東京ファブリック工業(株)等の関係者の皆様方に御協力頂きました。誌面を借りて深く感謝致します。

<参考文献>

- 1) 鉄道構造物等設計標準の手引き(鋼・合成構造物)
：東日本旅客鉄道会社・1995. 4
- 2) 菅野谷、工藤、荒：「ゴムシューを用いた鋼鉄道端の載荷試験」、土木学会第51回年次学術講演会、1996.8
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)
：運輸省鉄道局監修、1992.10

1996. 10. 31受付

各種橋脚断面形状の耐荷力の検討（その2）

Examination of Loads Withstood by Bridge Piers with Various Sectional Forms (Part 2)

能 登 宥 愿* 林 暢 彦**
Hiroyoshi NOTO Nobuhiko HAYASHI

Summary

Even in the field of steel bridge construction, technology has recently been changing more remarkably than ever. This technological innovation involves diverse areas, from planning to construction. Bridge design, in particular, is entering a new era when bridges are designed by harmonizing the designer's concept with the landscape considerations of local residents.

Bridge piers, which are parts of bridges in urban areas, and the main towers of long suspension bridges, regarded as symbols of the community, create strong visual impact. This paper discusses two issues with respect to bridge piers of differing sectional forms.

One is various sectional forms of bridge piers, the characteristics of the methods of manufacturing the piers, and evaluating the performance of piers with various sectional forms.

The other is the relationship between the sectional form of a bridge pier and the ductility due to load capacity under sustained load and repeated loading during earthquakes after buckling has occurred. A mechanical examination of this relationship is very important.

This paper presents a study on bridge piers with rectangular, octagonal, circular, rounded rectangular and trapezoidal sections.

1. まえがき

最近、設計者のデザインに対するコンセプトが、地域の人々の景観に対する要求と融和するかたちで、橋をデザインする時代に移行している。橋は都市部、海岸部、田園部、山間部等いろいろな場所に架けられるが、そこにはそれぞれが持つイメージがあり、橋の形、色彩を広い意味で周囲とマッチさせるデザインがなされる。

橋の一部を構成する市街地の橋脚、シンボリックな長大吊形式橋梁の主塔等は特に視覚的なポイントとなる。

柱の各種断面形状とその製作方法の主要な点は、鋼板の曲率の付け方、鋼板の組立方とその順序、溶接方法と品質の確認である。

力学的観点からは、柱の断面形状が持続荷重下の静的耐荷力および地震時の繰り返し荷重下の脆性的破壊に対するダクティリティの保有にどのように関与しているかを調べるのが重要である。

そこで、ここでは柱の断面に着目し、矩形、八角形、二隅円弧付き矩形（梁側二隅円弧コーナーと梁反対側二隅円弧コーナー）、四隅円弧付き矩形、円形、台形を選定する。但し、報告文（その1）¹⁾では前4断面を対象とし主に静的耐荷力（単調載荷による）を扱った。本論文で

は四隅円弧付き矩形、円形、台形断面の静的耐荷力および矩形、八角形、四隅円弧付き矩形断面のダクティリティ（繰り返し載荷による）について扱うものとする。

論文の構成は、最初に柱断面の景観面からの形状選定、次に各断面の製作、静的耐荷力、ダクティリティとする。

2. 断面形状の特長と製作

(1) 景観面からの断面形状の有する特長

橋は地域環境の中で目立つ構造物であり、特に橋脚はランドマーク的な役割が大きいこと、また配置的に横荷重に対して多大な抵抗力を必要とすることから、力学的に合理的でなおかつ景観的に優れた演出効果のある形状が選定されなければならない。

1) 四隅円弧付き矩形断面

矩形断面は基本的な形状で、鋼製橋脚が施工された当初から数多く用いられている。それだけかなり人の目に慣れた形状で信頼感・安定感があるが、近距離で目に触れる市街地では、直方体を基調とした構造物と共に重苦しさ、堅さを感じさせる。このような市街地の中での四隅に曲面を設けた柱は、通行者に親しみと安らぎを与

* 技術本部先行技術研究室長

**技術本部先行技術研究室

える。これは直平面と曲平面のバランス、曲平面の持つ柔らかさによるものと思われる。

2) 円形断面

橋脚断面の形状は昔から矩形とこの円形が最も多い。しかし、市街地の構造物は圧倒的に直角のコーナーを有する直線で構成されたものが多い。その構造物で囲まれた歩道を歩いている時、柔らかい曲面に出会うとほっとすることがある。これは曲面が持つ特性であると思われる。

3) 台形断面

台形断面は外側が狭い辺で絞込まれる形状となっているため、スレンダーでかつモダンなイメージを人々に抱かせる。また、光による陰影によってさらにその効果を助長している。

(2) 製作

ここでは製作技術の中で、各種断面形状の鋼板相互の溶接部の開先、断面変化の板厚逃げ、寸法押さえ、組立について述べる。

1) 四隅円弧付き矩形断面

大断面の脚は、直平面2面を上下2つの円弧コーナーク付きの浅い船底型の間にダイアフラムを介して組み立てる。基本的に板厚変化を外逃げとする。この場合は、断面寸法が一定であれば箱内のダイアフラムは同一寸法に製作することができる。但し製作の上からなかなか難しいが、外側に板厚変化することが嫌われる場合、例えば光の照射によって変化していることが目立ちそれ自身困るときは、内逃げにすることがある。これは近景で見る都市内の高架橋に稀にある。

角溶接はないが、その代わりに板同士の突き合わせ溶接がある。板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、K開先をとることが多い。

また柱の長手方向にキャンバーを付けることはほとんどないが、付ける場合は設計時点での配慮が必要である。

2) 円形断面

2枚の鋼板をローラーベンディングにより各々半円筒状の曲面をもたせる。片側の半円筒にダイアフラムを取り付け、もう一方の半円筒をかぶせる。縦リブは必要に応じ挿入するものとする。半円筒相互の溶接は板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、K開先をとることが多い。

3) 台形断面

断面構成は、直角ではない角度をもって配置されたウ

ェブの間にフランジを挟む形で角合わせをする。基本的に板厚変化を外逃げとする。この場合は、断面寸法が一定（等断面）であれば箱内のダイアフラムは同一寸法に製作することができる。但し例外的に、外側に板厚変化することが嫌われる場合、例えば光の照射によって変化していることが目立ちそれ自身困るときは、内逃げにすることがあるが、この場合ダイアフラム寸法は変化する。

これは近景で見られる都市内の高架橋に稀にある。

角溶接は板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、一般的に内側（挟まれる側）にくる板にK開先をとることが多い。

3. 構造解析

(1) 構造モデル

柱の断面形状は次の3タイプとする。

- ①四隅円弧付き矩形断面
- ②円形断面
- ③台形断面

構造モデルは今後の載荷実験を考慮し、L型梁付き柱とする。また荷重の載荷位置、支持位置は局所的な変形を避けるために剛性の高いシェルを使用した。

(図-1 参照)

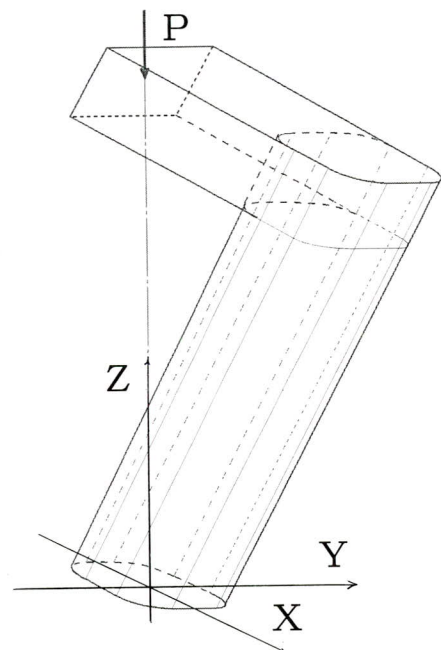


図-1 構造モデル

(2) 設計条件

- ①断面積一定（縦補剛材算入しない） $A=53.19\text{cm}^2$
フランジ，ウェブ厚 $t = 4.5\text{mm}$
- ②縦補剛材の有無と剛度
標準補剛材 pl 35×4.5 $I=6.43 > I_{re}=5.03\text{cm}^4$
補強補剛材 pl 55×6 $I=33.27 > I_{re}=6.26\text{cm}^4$
- ③幅厚比パラメータ：Rf

$$Rf = b/t \sqrt{\{(\sigma_y/E) (12 (1-\mu^2) / \pi^2 k)\}}$$

b：板幅，t：板厚， σ_y ：鋼材の降伏点，
E：ヤング係数， μ ：ポアソン比，
k：座屈係数（両端支持=4.0，補剛板=4n²）

細長比パラメータ： λ

$$\lambda = Kh/r \{1/\pi \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)}\}$$

K：有効座屈長係数（=2.0），

h：柱高，r：断面2次半径

⑤隅角部の補強

補強範囲は梁幅の1/2とし、板厚は次の通りとする。

ウェブのみ $tw=14\text{mm}$

ウェブ，フランジ共 $tw=14\text{mm}$ $tf=14\text{mm}$

⑥降伏時の荷重とそのときの変位 P_y ， δ_y の定義

$$P_y = \sigma_y / \{ (ab/c - az/c) / Z + (b/c) / A \}$$

A：断面積（=53.19cm²），Z：断面係数，

a：梁の長さ（=65.0cm），b：柱高（=130.0），

c：斜辺長（=145.0cm），

z：局部座屈の生じる位置（=25.0cm）

ここでは、 δ_y は応力の最大値が降伏点に達したときの荷重方向（Z方向）の変位を示す。

⑥荷重載荷

静的なZ方向の圧縮（部材がL型のため曲げと軸圧縮としての）荷重とする。

表一 幅厚比パラメータ

	補剛材	b	t	k	Rf
四隅円弧 付き矩形	無し	29.55	0.45	4	1.168
	有り	29.55	0.45	16	0.584
円形	無し	—	0.45	—	—
台形	無し	35.11	0.45	4	1.387
	有り	35.11	0.45	16	0.694

表一 2 細長比パラメータ

	r	K	h	λ
四隅円弧	12.065	2.0	130.0	0.232
円形	13.301	2.0	130.0	0.210
台形	13.150	2.0	130.0	0.213

(2) 解析条件

- ①弾塑性，大変形解析
- ②フォン・ミーゼスの降伏条件
- ③降伏応力はひずみ速度依存性を考慮しない
- ④加工硬化係数=0.0
- ⑤等方硬化則：単調荷重載荷
移動硬化則：繰り返し荷重載荷

(3) 解析結果

報告文（その1）では、縦補剛材の突出幅方向のメッシュ分割は1要素であったが、剛度の評価を確認するために、3分割した。モデルは矩形断面で隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材を有するもので、1要素のものをC4FWSY、3要素のものをC4FWSYTとし、荷重は単調載荷とした。

結果を比較すると、荷重—変位曲線は1要素の方が荷重が僅かに大きいほぼ同形状であり、値は次の通りである（括弧内は3要素を示す）。

$$P_{max} = 32.397 \text{ tf} \quad ; \quad Z \text{方向変位 } \delta = 7.4 \text{ mm} \\ (32.140) \quad (7.4)$$

$$P_e = 16.613 \text{ tf} \quad ; \quad \delta_e = 32.0 \text{ mm} \\ (16.204) \quad (32.0)$$

突出幅を3要素に分割すると最大耐荷力で0.8%、 $\delta=32.0\text{mm}$ の耐荷力で2.4%の減少である。このことから3要素に分割すれば多少剛度は低下するが、有意な差とはならないので、今回の解析は原則として突出幅を1要素にするものとする。

1) 単調載荷による静的耐荷力

四隅円弧付き矩形断面

a. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材無しモデル

・C4RFWSN

$$P_y = 22.674 \text{ tf} \quad ; \quad Z \text{方向変位 } \delta_y = 3.4 \text{ mm}$$

$$P_{max} = 29.86 \text{ tf} \quad ; \quad \delta = 5.7 \text{ mm}$$

$$20\text{mm変形時 } P_e = 18.03 \text{ tf} \quad ; \quad \delta_e = 20.1 \text{ mm}$$

荷重方向変位 $\delta=22.7\text{mm}$ のとき梁下端から275mm(支点から925mm)の位置で梁側フランジ幅全体が半波長でXの負の方向(梁の有る側)にコーナー部の位置を変えずに最大18mm位膨れ(フランジ幅の約1/18)、さらに隣接のウェブも膨れている。半波長の局部座屈は無補剛板の場合に生じ、座屈形状としては象の脚座屈の様相を呈している。ちなみにダイヤフラムは支点から500,1000mmの位置にある。(図-2 a 参照)

b. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材有りモデル

・C4RFWSY

$P_y=22.674\text{ tf}$: Z方向変位 $\delta_y=3.4\text{mm}$

$P_{\text{max}}=34.18\text{ tf}$: $\delta=8.2\text{mm}$

20mm変形時 $P_e=26.33\text{tf}$: $\delta_e=20.3\text{mm}$

荷重方向変位 $\delta=24.7\text{mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で梁側フランジがフランジ幅の全体の凹みを含めて中心線を対称に2つの半波長で最大24mm凹み、隣接するウェブは板幅中心まで膨らむ。これは縦リブが局部座屈を拘束していることによると思われる。(図-2 b 参照)

・C4RFWSYT (リブ突出を3要素に分割)

$P_y=22.674\text{ tf}$: Z方向変位 $\delta_y=3.4\text{mm}$

$P_{\text{max}}=33.91\text{tf}$: $\delta=8.3\text{mm}$

20mm変形時 $P_e=25.72\text{tf}$: $\delta_e=20.1\text{mm}$

荷重方向変位 $\delta=24.9\text{mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で梁側フランジがフランジ幅の全体の凹みを含めて中心線を対称に2つの半波長で最大25mm凹み、隣接するウェブは板幅中心まで膨らむ。これは縦リブが局部座屈を拘束していることによると思われる。

リブの突出幅を3要素に分割することにより、剛度が多少低くなり、ダイヤフラム間でリブの変形が僅か増加したと思われる。(図-3 参照)

c. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で所要の5倍の縦補剛材有りモデル

・C4RFW5SY

$P_y=22.674\text{ tf}$: Z方向変位 $\delta_y=3.4\text{mm}$

$P_{\text{max}}=35.65\text{tf}$: $\delta=9.0\text{mm}$

20mm変形時 $P_e=30.02\text{tf}$: $\delta_e=20.1\text{mm}$

荷重方向変位23.6mmのとき梁下端から250mm(支点から950mm)で梁側フランジがフランジ幅の中心線を対称に2つの半波長で最大11mm膨らみ隣接するウェブ

板幅中心まで膨らむ。本モデルは所要剛度の縦補剛材付きモデルと比べてフランジの中心線の局所的な凹みが少ないため、全体的な凹みとなっていない。(図-2 c 参照)

② 円形断面

直径Dを板厚で除した値 $D/t=83.6$ で、鋼管(SS400)が降伏点まで局部座屈を起こさないための最大径厚比は100である。

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材無しモデル

・CCFWSN

$P_y=21.415\text{ tf}$: Z方向変位 $\delta_y=3.1\text{mm}$

$P_{\text{max}}=31.98\text{ tf}$: $\delta=6.3\text{mm}$

20mm変形時 $P_e=20.90\text{ tf}$: $\delta_e=20.2\text{mm}$

荷重方向変位23.6mmのとき梁下端から250mm(支点から950mm)で梁側の円弧が最大14mm位膨らみ、軸方向は局所に限られ典型的な象の脚座屈現象を呈している。(図-2 d 参照)

③ 台形断面

a. 隅角部ウェブ・フランジ共補強で縦補剛材無しモデル

・CTFWSN

$P_y=22.999\text{ tf}$: Z方向変位 $\delta_y=3.7\text{mm}$

$P_{\text{max}}=26.39\text{tf}$: $\delta=4.3\text{mm}$

20mm変形時 $P_e=11.48\text{ tf}$: $\delta_e=20.3\text{mm}$

荷重方向変位23.6mmのとき梁下端から375mm(支点から875mm)の梁側フランジで最大30mm位鋭角のコーナーが弱点となるように全体的に凹んでいる。隣接するウェブは半波長で最大25mm位鈍角コーナーに向かって減少するように膨らんでいる。局部座屈する位置は他の断面形状の柱と比べて軸方向には梁下端から下に移動している。(図-2 e 参照)

b. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・CTFWSY

$P_y=22.999\text{tf}$: Z方向変位 $\delta_y=3.7\text{mm}$

$P_{\text{max}}=33.43\text{ tf}$: $\delta=6.7\text{mm}$

20mm変形時 $P_e=20.50\text{ tf}$: $\delta_e=20.0\text{mm}$

荷重方向変位 $\delta=24.5\text{mm}$ のとき梁下端から300mm(支点から900mm)で2つの半波長で最大27mm位膨らんでおり、無補剛断面に比べて縦補剛材で拘束されていることがよくわかる。縦補剛材を付けることにより、 P_{max} が27%上昇している。(図-2 f 参照)

c. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で所要の5倍の縦補剛材有りモデル

・CTFW5SY

$$P_y = 22.999 \text{ tf} \quad : \text{Z方向変位 } \delta_y = 3.6 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 34.30 \text{ tf} \quad : \quad \delta = 7.1 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm変形時 } P_e = 22.60 \text{ tf} \quad : \quad \delta_e = 20.1 \text{ mm}$$

荷重方向変位 $\delta = 28.3 \text{ mm}$ のとき梁下端から300mm (支点から900mm) で2つの半波長で最大25mm位膨らんでおり、無補剛断面に比べて縦補剛材で拘束されていることがよくわかる。縦補剛材の剛度を5倍にすることにより、 P_{\max} が3%上昇している。(図-2 g 参照)

2) 繰り返し载荷に対する耐荷力

繰り返し载荷を行う断面は報告文(その1)の矩形、八角形と今回対象の四隅円弧付き矩形断面とする。繰り返し荷重の履歴は圧縮側(プラス側)順次 $1\delta_y$, $2\delta_y$, $3\delta_y$ ・・・ $n\delta_y$ とし、引っ張り側(マイナス側)に $-1\delta_y$ を間に挟む、履歴1)にする。

但し、()内は単調载荷とする。

① 矩形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・C4FWSY

$$P_y = 22.234 \text{ tf} \quad : \text{Z方向変位 } \delta_y = 3.7 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 1.467 P_y = 32.61 \text{ tf} \quad : \quad \delta = 2.083 \delta_y = 7.3 \text{ mm} \quad (31.40) \quad (7.4)$$

$$20 \text{ mm変形時 } P_e = 21.62 \text{ tf} \quad : \quad \delta_e = 21.0 \text{ mm} \quad (20.01) \quad (20.5)$$

矩形断面の P_{\max} では、単調载荷も繰り返し载荷もほとんど有意差はないが、劣化域 $7\delta_y$ では繰り返し载荷の方が9%位大きい。(図-4 a 参照)

② 八角形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材無しモデル

・C8FWSN

$$P_y = 21.468 \text{ tf} \quad : \text{Z方向変位 } \delta_y = 3.4 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 1.522 P_y = 32.666 \text{ tf} \quad : \quad \delta = 2.321 \delta_y = 7.9 \text{ mm} \quad (31.579) \quad (7.6)$$

$$20 \text{ mm変形時 } P_e = 20.08 \text{ tf} \quad : \quad \delta = 20.5 \text{ mm} \quad (20.49) \quad (20.2)$$

本断面は局部座屈が生ずる範囲を最適メッシュ探索した。その結果報告文(その1)のメッシュをさらに2分割にすることが適当と判明したので、今回

は2分割することにした。

ひずみ硬化の影響で繰り返し载荷の最大耐荷力が単調载荷の3.5%増となるが、終局時にはほとんど有意な差はない。(図-4 b 参照)

③ 四隅円弧付き矩形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・C4RFWSY

$$P_y = 22.674 \text{ tf} \quad : \text{Z方向変位 } \delta_y = 3.4 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 1.545 P_y = 35.039 \text{ tf} \quad : \quad \delta = 2.314 \delta_y = 7.9 \text{ mm} \quad (34.180) \quad (8.2)$$

$$20 \text{ mm変形時 } P_e = 28.72 \text{ tf} \quad : \quad \delta_y = 20.6 \text{ mm} \quad (26.33) \quad (20.3)$$

ひずみ硬化の影響で繰り返し载荷の最大耐荷力が単調载荷の2.5%増、終局時には9%増になり、劣化勾配も多少ゆるくなる。但し、量的には僅かな差である。(図-4 c 参照)

④ 円形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

・CCFWSN

$$P_y = 21.415 \text{ tf} \quad : \text{Z方向変位 } \delta_y = 3.1 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 1.516 P_y = 32.463 \text{ tf} \quad : \quad \delta = 2.43 \delta_y = 7.5 \text{ mm} \quad (31.98) \quad (6.3)$$

$$20 \text{ mm変形時 } P_e = 21.114 \text{ tf} \quad : \quad \delta_y = 20.7 \text{ mm} \quad (20.90) \quad (20.2)$$

ひずみ硬化の影響で繰り返し载荷の最大耐荷力が単調载荷の1.5%増、終局時には1%増になるが量的には僅かな差である。(図-4 d 参照)

4. 考察

各種断面形状(断面積一定)の特性について単調载荷による静的耐荷力と繰り返し载荷によるダクティリティについて考察する。

静的な耐荷力は隅角部の補強方法(ウェブのみの場合とウェブ・フランジ共に補強の場合)ではあまり有意差はないので、すべてウェブ・フランジ共に補強断面とした。断面形状、縦方向の補剛材の有無では次のような特徴が明確になった。

補剛材無しの単調载荷の静的耐荷力(図-5 a 参照)では3段階にクラス分けできる。最も最大耐荷力の大きなグループである円形と八角形断面、最も最大耐荷力の

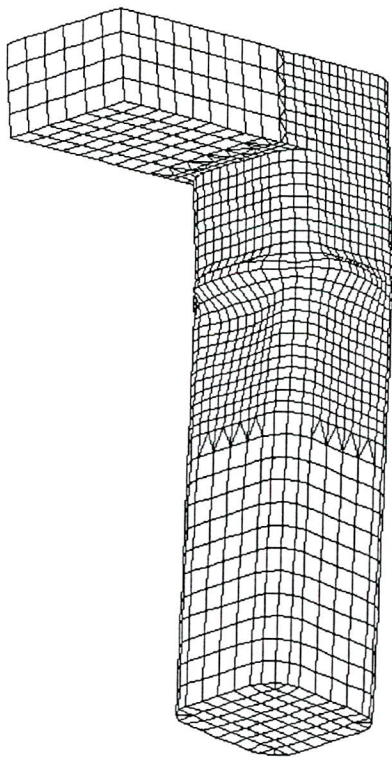


図-2 a C4RFWSNの変形

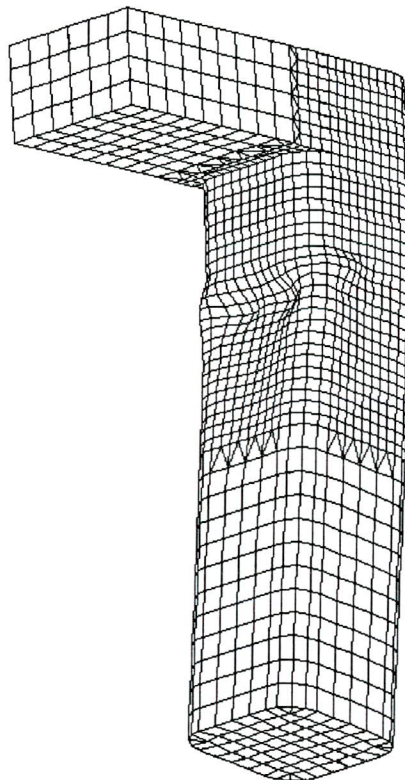


図-2 b C4RFWSYの変形

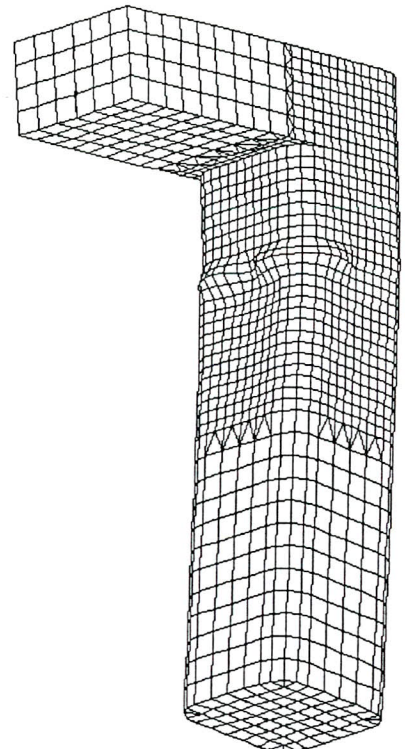


図-2 c C4RFW5SYの変形

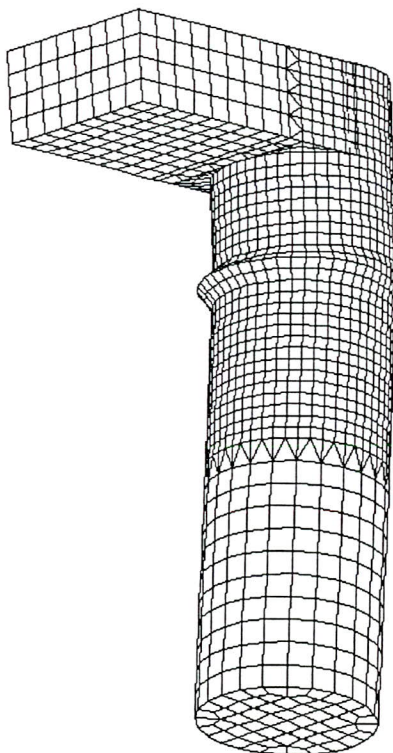


図-2 d CCFWSNの変形

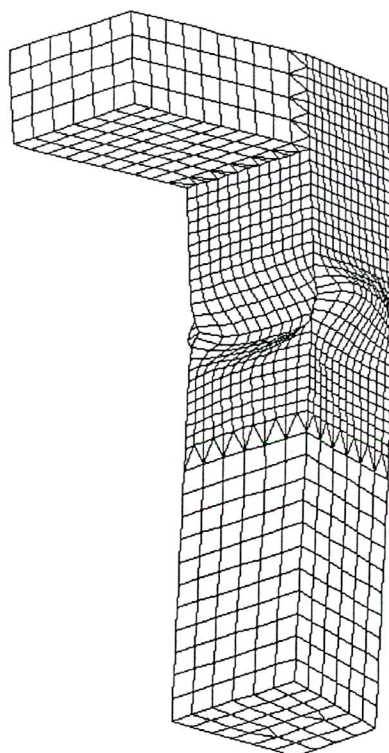


図-2 e CTFWSNの変形

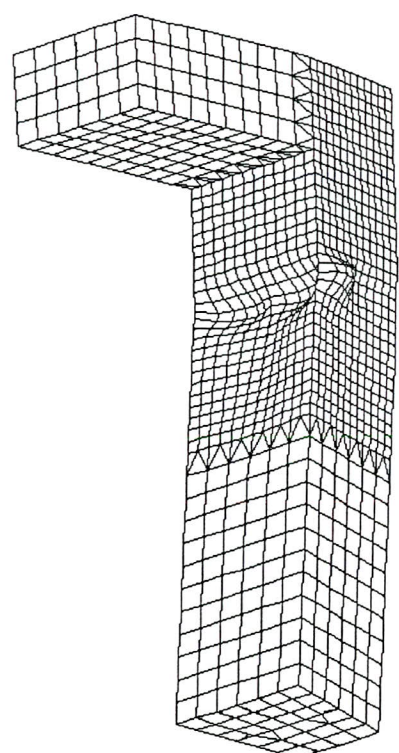


図-2 f CTFWSYの変形

小さなグループ矩形と台形断面，両者の中間にある四隅円弧付き断面の3種類である。多角形も一つの内角が135°位になると、円形断面と類似した特徴を示すと言える。

補剛材有りの単調載荷の静的耐荷力（図-5 b 参照）

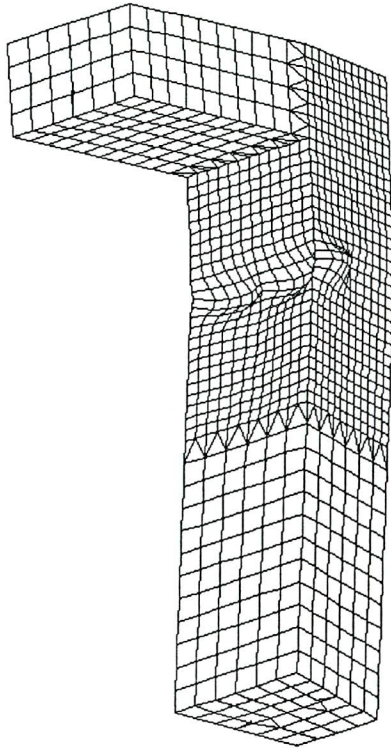


図-2 g CTFW 5 SYの変形

では四隅円弧付き矩形断面と矩形・台形断面に分けられる。四隅円弧付き矩形断面はコーナー部の円弧が円形断面の有する一部の機能を有しており座屈後の耐荷力が優れていることが分かる。

縦補剛材を5倍の剛性にする事は、どの断面形状も

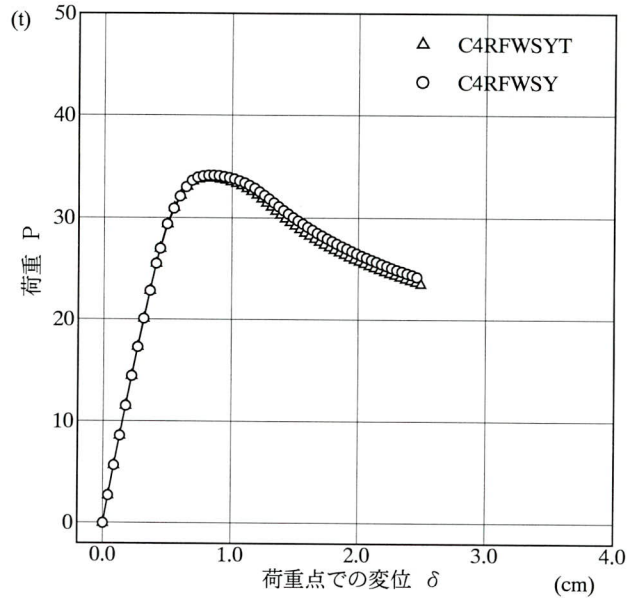


図-3 縦リブ突出幅の分割による荷重-変位

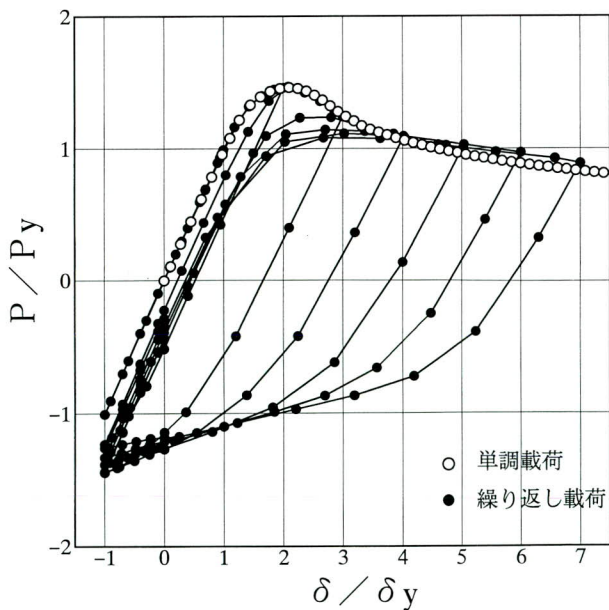


図-4 a 矩形断面(C4FWSY)の単調、繰り返し載荷の荷重-変位

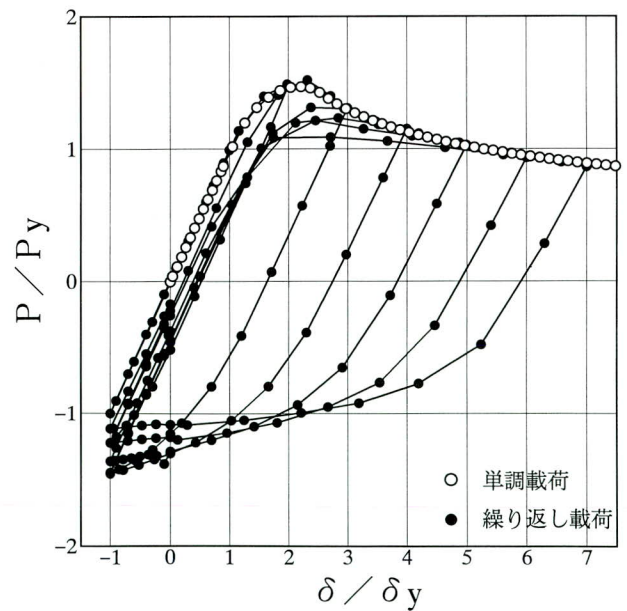


図-4 b 八角形断面(C8FWSN)の単調、繰り返し載荷の荷重-変位

一様に座屈後の耐荷力を上昇させる。

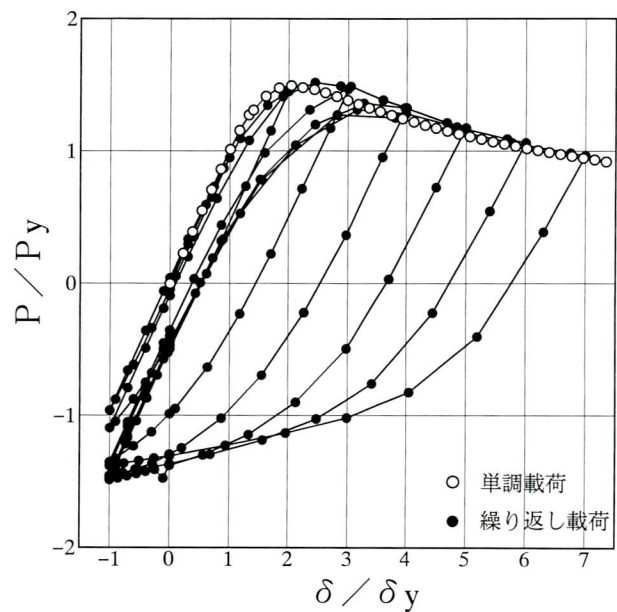
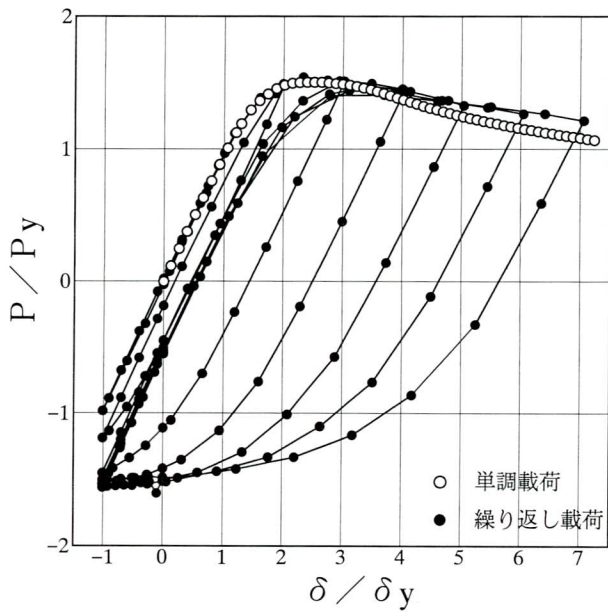
繰り返し載荷の荷重—変位曲線から座屈後の余剰耐荷力即ちダクティリティについて考察する。

補剛材有りの矩形断面と補剛材無しの八角形断面では、最大耐荷力は数%後の方が大きい、その後の劣化勾配はほぼ等しい。これは八角形断面の隣接する板が縦補剛材の役目を果たし、座屈後のエネルギー吸収能を良くしているからである。

八角形と円形断面では繰り返し載荷時の最大耐荷力はほとんど差はないが、劣化域の耐荷力は円形断面の方が多少大きめである。これからもわかるように多角形の理想が円形になるということである。

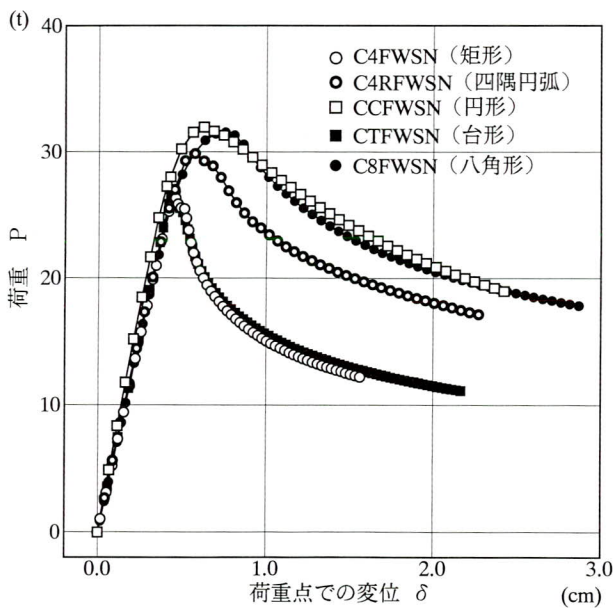
補剛材有りの矩形断面と四隅円弧付き矩形断面では、後者が最大耐荷力と共に座屈後のダクティリティに優れていることが図—4 a, 図—4 c から明白である。

単調載荷, 繰り返し載荷からの所見であるが、どの断

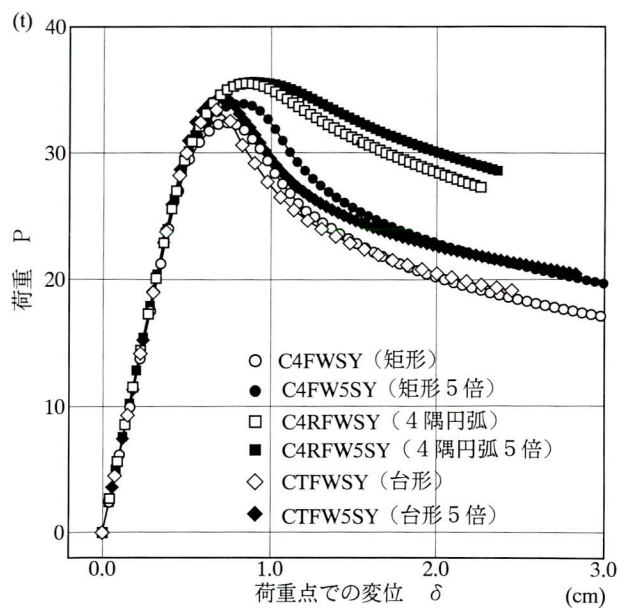


図—4 c 四隅円弧付き断面(C4RFWSY)の単調、繰り返し載荷の荷重—変位

図—4 d 円形断面(CCFWSN)の単調、繰り返し載荷の荷重—変位



図—5 a 補剛材無しの各種断面形状の荷重—変位



図—5 b 補剛材有りの各種断面の荷重—変位

面も縦補剛材の剛度を上げることは最大耐荷力の上昇よりもダクティリティの上昇により効果がある。

ダクティリティについては、補剛材の有無によって、また補剛材の剛度を上げた場合(必要剛度の5倍)、それなりに大きくなる。しかしそれよりも、断面形状に負うところの方が大きい。

5. まとめ

橋脚の4種類の柱断面形状の景観・製作および静的な耐荷力について述べる。

- ①鋼製橋脚は景観的に優れた形状を作り出すことができる。
- ②製作は、強度、精度の面で十分な管理が必要である。特に曲面形状を有する柱断面の曲げ方向に製作キャンバーを付けることは難しいので、設計時点に方法を考えておく必要がある。
- ③静的な耐荷力は柱の断面形状に大きく左右され、矩形に比べて八角形(補剛材無し)、円弧コーナー付きの断面はその値が大きい。
- ④補剛材の有無による耐荷力の差はあるが、その剛度を所要値の5倍位にしても大きな差はない。

⑤ダクティリティは断面形状によって大きな差がある。また補剛材の有無、さらにその剛度を上げたとき、それなりの効果はある。

6. あとがき

今回、前報告文で扱った2つの断面を含めて5つの断面形状の静的な耐荷力、ダクティリティを検討した。既に前報告文で4つの断面形状について検討を行っているので、全体で断面形状に対する特性がある程度つかめた。

今後地震波形入力による非線形時刻歴応答解析を行う予定である。

<参考文献>

- 1) 能登他；各種橋脚断面形状の耐荷力の検討(その1)
宮地技法 No.11 1995
- 2) 山田、青木、安藤；鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の終局強度実験、第49回年次学術講演概要集(1)、1994
- 3) 道路協会；道路橋示方書 鋼橋編 平成6年2月
1996. 10, 31受付

グラビア写真説明

大津大橋

大津大橋(受注時落合9号橋)は、国道151号の長野県飯田市と愛知県豊橋市を結ぶ道路勾配の最も急な区間にかけられた橋梁です。つづら折れの現道は、国道とは思えないほど狭くて急勾配な道です。冬季間は特に交通の難所になっていましたが、当橋梁を含めたバイパスを主体とする工事により、勾配の緩和と交通の円滑化がはかられました。架設作業は、現場地形の厳しさに加え、厳しい気候条件の中、逆ローゼ桁をケーブルクレーン架設で無事完了しました。

(粕谷)