

テーパ鋼板を有する鋼製橋脚の強度と変形性能に関する研究

A Study on the Strength and Ductility of Steel Bridge Piers with Tapered Plates

塚本芳正†, 青木徹彦††, 鈴木森晶†††
Yoshimasa TSUKAMOTO, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Since Hyogoken-nanbu earthquake in 1995, many studies about strength and ductility of cantilever type steel bridge piers have been conducted. However, most of them have used constant thickness plates. When horizontal loads act on cantilever type steel bridge piers, bending moments of these piers become maximum at bottom of piers, and they show triangular distribution. Therefore, piers with uniform cross section in direction of height are not efficient. To use tapered plate can improve this inadequacy.

In this study, tapered plates are employed at bottom parts of cantilever type steel bridge piers, and seismic resistance performance of these piers are investigated by experimental and analytical method. From the investigation, a good seismic resistance performance in strength and ductility are obtained for steel bridge piers with tapered plates, comparing with constant thickness plates.

1. 序論

兵庫県南部地震以降, 単柱式鋼製橋脚の耐震性能に関する数多くの研究がなされてきたが, そのほとんどが補剛板に一定板厚鋼板を用いたものである^{1)~3)}.

単柱式鋼製橋脚に地震時の水平力が作用した場合, 曲げモーメントの分布は橋脚下端で最大となる三角形分布を示す. このような場合, 単柱式鋼製橋脚の補剛板に一定板厚鋼板を用いるのではなく, 曲げモーメントが大きく作用する橋脚基部にテーパ鋼板(板厚が一定割合で変化する鋼板)を用いれば, 応力分布を均等にでき, 変形性能が向上する. また, 曲げモーメントがあまり作用しない橋脚上部では, 従来よりも薄肉鋼板が使用でき, 全体鋼重を軽減することができる. 今日まで, テーパー鋼板を用いた鋼製橋脚を対象とした研究は行われているが, ごくわずかである^{4)~6)}.

本研究では, テーパー鋼板を有する鋼製橋脚を対象として, 実験的および解析的方法により, その耐震性能を明らかにする. 実験的方法では繰り返し載荷実験を行い, 解析的方法では薄肉シェル要素を用いた有限要素解析プログラムを開発し, 弾塑性有限変位解析を行う.

2. 実験計画および方法

2.1 実験供試体

本研究では, テーパー鋼板を有する鋼製橋脚の性能として, ① テーパー鋼板のセット位置による影響, ② テーパー比の影響, ③ 補剛材剛比の影響, ④ テーパーリブの影響, の4点に着目し, これらが耐震性能に及ぼす影響を調べる. 供試体寸法を表1, 供試体図を図1に示す.

上記①~④の各実験の内容を以下に示す.

- ① テーパー鋼板の板厚を, 外側に広げ内側をそろえる(記号 SET-EX: 図2(a)), 外側と内側に均等に広げ中央面を構造線に合わせる(SET-CN: 図2(b)), 内側に広げ外側をそろえる(SET-IN: 図2(c))の3パターンとした. 内側をそろえた場合(SET-EX)は補剛材(縦リブ), ダイアフラムなどを溶接する際の施工性に優れる. なお, 表1中の SET-EX', SET-CN'は供試体の都合上, 他の供試体と別の工場で製作した.
- ② テーパー部の寸法を同一とし, 供試体高さ h を変化させることにより, テーパー部の応力勾配を変化させる. これらを正勾配(記号 ALP08: 図3(a)), 適合勾配(ALP10: 図3(b)), 負勾配(ALP12, ALP15: 図3(c))とする. 本研究では, テーパー部の応力勾配を表すパラメータとしてテーパ比 α を式(1)のように定義する. ここで, g はテーパ一度であり, t_{TPU} , t_{TPL} をそれぞれ

† 愛知工業大学大学院建設システム工学専攻

†† 愛知工業大学土木工学科(豊田市)

††† 愛知工業大学土木工学科(豊田市)

テーパ部上端, 下端の板厚, h_{TP} をテーパ部の高さとした場合, 式(2)のように表される.

$$\alpha = \frac{g}{g_0}, \quad g = \frac{t_{TPL} - t_{TPU}}{h_{TP}} \quad (1), (2)$$

また, 外力モーメントによる応力がテーパ鋼板内で一定となるテーパ度を適合テーパ度とし g_0 で表す. テーパー比 α が 1 より小さい場合は正勾配, 1 の場合は適合勾配, 1 より大きい場合は負勾配となる.

③ 補剛材幅 b_s を変化させることにより, 補剛材剛比 γ と必要最小剛比 γ^* の比 γ/γ^* を変化させる. γ は補剛材の曲げ剛度と補剛板の曲げ剛度の比を表す. 理論上, γ が γ^* より小さい場合は補剛板の全体座屈, 大きい場合は補剛材間での局部座屈となる. 繰り返し荷重を受ける補剛板の場合, γ/γ^* は 3 程度が推奨されているため⁷⁾, 本研究では図 1 に示すように第 1 パネル中央高さを代表断面として計算した γ/γ^* の値が 2, 3, 4 程

度となるように b_s の寸法を設定した.

④ 補剛板に加えて, 補剛材にもテーパ鋼板を用いる. 補剛板のみにテーパ鋼板を用いると, 高さ方向に γ/γ^* の値が異なってくる. よって, γ/γ^* の小さいところで全体座屈, 大きいところで局部座屈を生じ, 塑性領域が均等に広がらないことも考えられる. しかし, 補剛材にもテーパ鋼板を用いることにより, 高さ方向の γ/γ^* の変動を小さくすることができ, より均等に塑性領域を広げることが期待できる.

このシリーズの実験では, まず RBTP22 と RBTP43 の実験を行ったところ, いずれもテーパ鋼板と一定板厚鋼板の境界付近で予期せぬ座屈が生じ, テーパー鋼板上ではほとんど変形を生じなかった. したがって, 中間である RBTP32 も同様な結果が予想されたため, この供試体に関してはテーパ鋼板上で座屈が生じるように, 写真 1 に示すようなリブ補強(写真 1(a): RBTP32-R)とフランジ補強(写真 1(b): RBTP32-F)を行った.

表 1 供試体寸法

標準寸法				
鋼種	SM490A	供試体高さ h (mm)	2343	
補剛板幅 b (mm)	450~458	補剛板板厚 t (mm)	6~10	
補剛材幅 b_s (mm)	75	補剛材板厚 t_s (mm)	9	
① テーパー鋼板のセット位置による影響				
供試体名	SET-EX SET-EX'	SET-CN'	SET-IN	
分類	外広がり	中央セット	内広がり	
標準寸法との違い	-	$b = 450 \sim 454$	$b = 450$	
② テーパー比の影響				
供試体名	ALP08	ALP10	ALP12	ALP15
分類	$\alpha = 0.8$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.2$	$\alpha = 1.5$
標準寸法との違い	$h = 1929$	-	$h = 2587$	$h = 2985$
③ 補剛材剛比の影響				
供試体名	GAM22	GAM32	GAM43	
分類	$\gamma/\gamma^* = 2.2$	$\gamma/\gamma^* = 3.2$	$\gamma/\gamma^* = 4.3$	
標準寸法との違い	$b_s = 65$	-	$b_s = 84$	
④ テーパーリブの影響				
供試体名	RBTP22	RBTP32-R RBTP32-F	RBTP43	
分類	$\gamma/\gamma^* = 2.2$	$\gamma/\gamma^* = 3.2$	$\gamma/\gamma^* = 4.3$	
標準寸法との違い	$b_s = 65$ $t_s = 6 \sim 10$	$t_s = 6 \sim 10$	$b_s = 84$ $t_s = 6 \sim 10$	

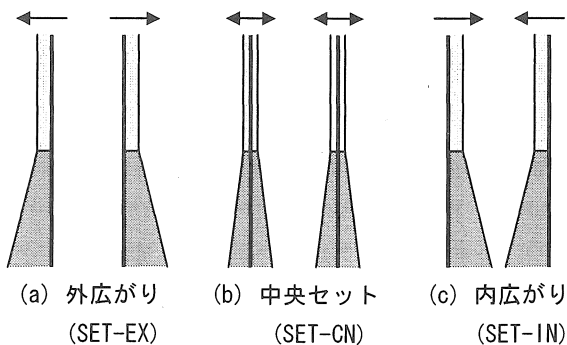


図 2 テーパー鋼板のセット位置

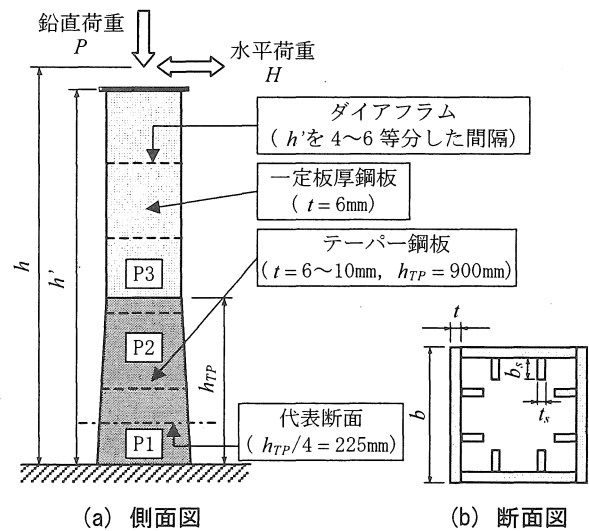


図 1 供試体図

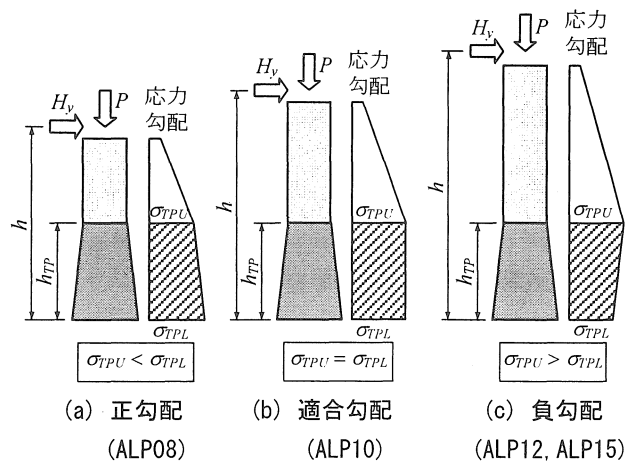


図 3 テーパー部の応力勾配

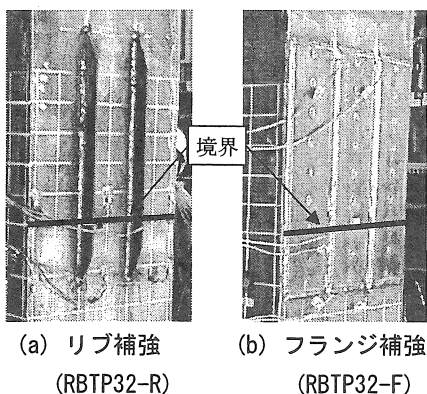


写真1 テーパーリブ供試体の補強方法

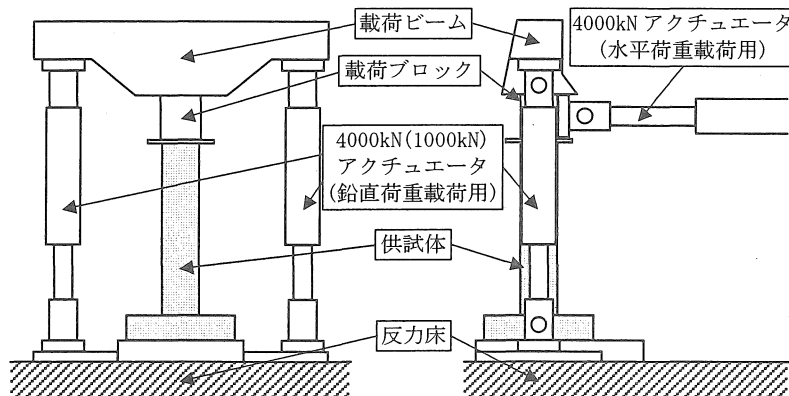


図4 荷重装置図

2.2 実験装置および荷重方法

荷重装置図を図4に示す。一定鉛直荷重 P は、降伏鉛直荷重 P_y の0.15倍に相当する荷重を荷重する。繰り返し水平荷重 H の荷重パターンは、降伏水平変位 δ_y を基準とし、正負に同量の水平変位 δ を与え漸増荷重を行う。

降伏水平変位 δ_y は、圧縮フランジ側テーパー部の補剛材上位置におけるひずみ値の平均値が、材料試験の結果から得られた降伏ひずみ ϵ_y に達したときの水平変位と定義する。また、このときの水平荷重を降伏水平荷重 H_y と定義する。なお、実験では標準寸法であるSET-EXの実験で定義した降伏水平変位 δ_y (=29.0mm)を基準とし、漸増荷重を行った。

3. 実験結果

3.1 テーパー鋼板のセット位置による影響(SETシリーズ)

図5に水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。縦軸は水平荷重 H 、横軸は水平変位 δ である。図6に図5の包絡線を示す。縦軸は水平荷重 H を降伏水平荷重 H_y で、また横軸は水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y で無次元化したものである。無次元化に用いた δ_y は各供試体とも29.0mm、また H_y はSET-EX(外広がり)とSET-IN(内広がり)は367kN(SET-EXの実験値)、SET-EX'(外広がり)とSET-CN'(中央セット)は380kN(SET-EX'の実験値)である。図5、図6より、SET-EX、SET-INは、4~5 δ_y で最大荷重に達し、その後も急激な荷重低下は見られない。これに対し、別工場で作製したSET-EX', SET-CN'は、最大荷重後の荷重低下が明確である。これは、写真2に示す座屈状況が示すように、SET-EX、SET-INは第1パネル(図1中のP1)で全体座屈、第2パネル(図2中のP2)で局部座屈(リブ間座屈)を生じ、テーパー部全体に塑性領域が広がったのに対し(写真2(a)参照)、SET-EX', SET-CN'はテーパー鋼板と一定板厚鋼板の境界付近に集中して座屈を

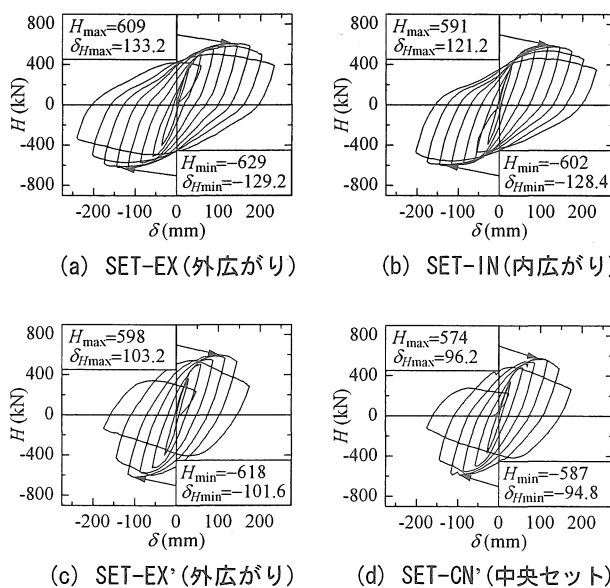


図5 水平荷重-水平変位履歴曲線(SET)

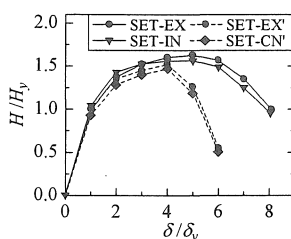


図6 包絡線(SET)

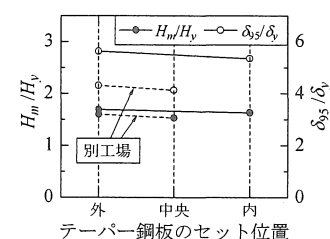


図7 最大荷重・塑性率(SET)

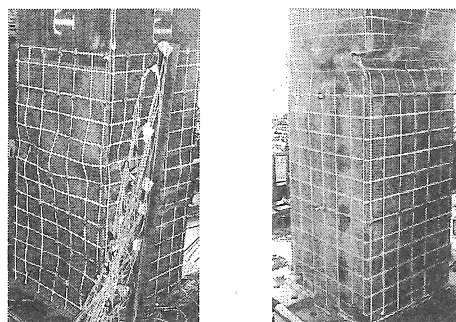


写真2 座屈状況

生じ, テーパー部ではほとんど座屈を生じなかった(写真 2(b)参照)ことが原因であると考えられる.

このような差が生じた理由として, 別の工場で製作した供試体は材質, 製作方法などが違っているためと考えられる. テーパー鋼板を用いる場合, テーパー部全体に塑性領域が広がらなければメリットが発揮されないため, 写真 2(b)に示す座屈形式では変形性能が十分ではない(図 5, 図 6 参照).

図 7 に最大荷重・塑性率の関係を示す. 左側の縦軸は最大水平荷重 H_m (H_{max} と H_{min} の絶対値の平均) を降伏水平荷重 H_y で無次元化したもの, 右側の縦軸は塑性率を表す. ここで, 塑性率は最大水平荷重を超えて水平荷重が最大水平荷重の 95% まで低下したときの変位 δ_{95} を降伏水平変位 δ_y で無次元化したものである. 横軸はテーパー鋼板のセット位置を示す.

同図より, 最大荷重・塑性率とも外広がりセットした場合 (SET-EX, SET-EX') の方が中央セット (SET-CN'), 内広がり (SET-IN) より, 4~5% 程度高い値を示した. 外広がりの場合, 内側の寸法がそろっているために, 補剛材やダイアフラムを溶接する際の施工性が優れている.

以上により, テーパー鋼板の板厚を外側に広げた方が, 力学的, 施工性の観点から見て有利であると考えられる.

3.2 テーパー比の影響 (ALP シリーズ)

図 8 に水平荷重-水平変位履歴曲線, 図 9 に図 8 の包絡線を示す. 無次元化に用いた δ_y, H_y を表 2 に示す. ただし, これらは実験時の $\delta_y (=29.0\text{mm}), H_y$ ではなく, 実験で得られたひずみ値をもとに定めた (2.2 節で示した方法に従った).

図 8, 図 9 より, テーパー部の応力勾配が適合勾配の供試体 ALP10 ($\alpha=1.0$) は, 正勾配の供試体 ALP08 ($\alpha=0.8$), 負勾配の供試体 ALP12 ($\alpha=1.2$), ALP15 ($\alpha=1.5$) と比較して最大荷重後の変形性能が大きい. ALP08 に関しては, これらの供試体の中で最も大きな荷重が作用したため(図 8 参照), 供試体下端に写真 3 に示すような非常に大きなクラックが生じ, 以後急激に荷重が低下した. クラックが生じなければ, 座屈による変形性能の低下は少ないものと思われる.

図 10 に最大荷重・塑性率の関係を示す. 横軸はテーパー比 α を示す. 同図より, 最大荷重は, テーパー比 α による関連性は見られず, 各供試体とも H_m/H_y は 1.6 前後の値を示した. 一方, 塑性率は, 適合勾配の供試体 ALP10 を基準として, 正勾配の供試体 ALP08 は約 14%, 負勾配の供試体 ALP12, ALP15 はそれぞれ約 35%, 約 33% 低い値を示した. 適合勾配と負勾配で大きな差が現れた理由としては, 負勾配はテーパー部上端に応力が集中しやすい

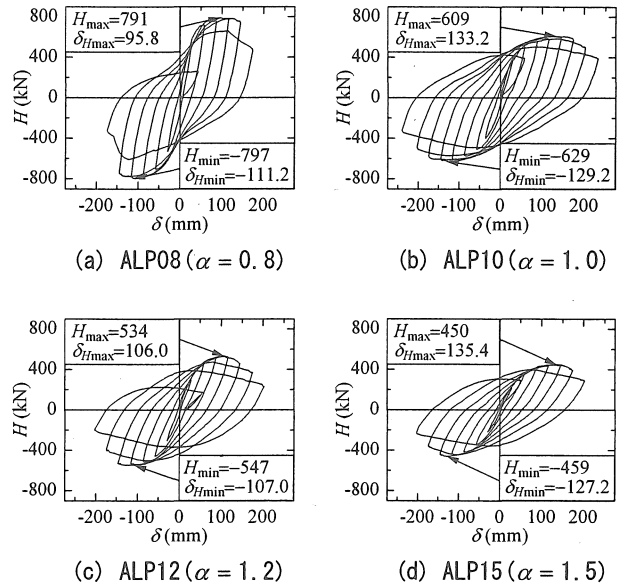


図 8 水平荷重-水平変位履歴曲線 (ALP)

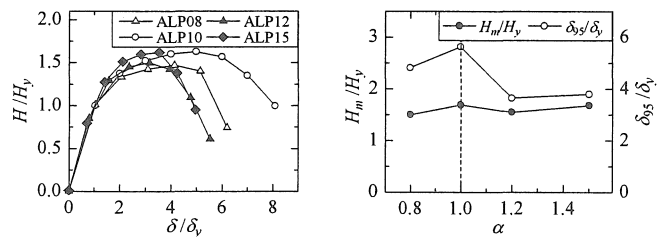


図 9 包絡線 (ALP)

図 10 最大荷重・塑性率 (ALP)

表 2 無次元化に用いた δ_y, H_y

供試体名	ALP08	ALP10	ALP12	ALP15
δ_y (mm)	28.1	29.0	36.7	40.9
H_y (kN)	529	367	348	271

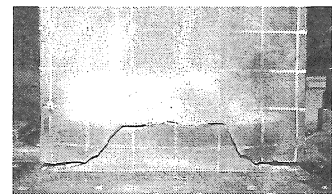
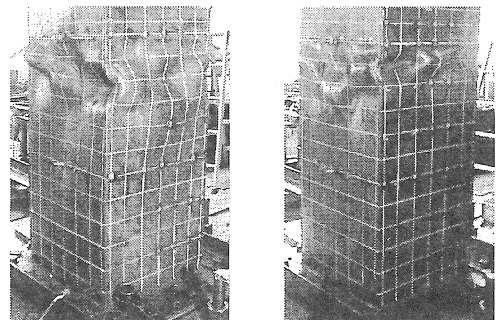


写真 3 正勾配供試体 (ALP08) の基部クラック状況



(a) ALP12

(b) ALP15

写真 4 負勾配供試体の座屈状況

ため(図3(c)参照), 座屈が写真4に示すように第2パネルに集中したことが考えられる. これらの値から判断すると, 塑性率に関してはテーパー部の応力勾配が適合勾配の場合が最も優れている. また, 適合勾配から外れた場合, 正勾配($\alpha < 1$)の方が負勾配($\alpha > 1$)より若干優れていると言える.

以上により, テーパー部の応力勾配を適合勾配から外した場合, 正勾配の方が負勾配よりも優れていることが分かった. しかし, いずれも適合勾配と比較して応力が一部に集中しやすいため, できる限り適合勾配に近づける構造にすることが望まれる.

3.3 補剛材剛比の影響(GAMシリーズ)

従来 of 一定板厚鋼板に対する研究により, 補剛材剛比と必要最小剛比の比 γ/γ^* を3以上にしても耐震性能の大きな向上は期待できないとされている⁷⁾. 本研究では, 高さ方向に γ/γ^* の異なるテーパー鋼板を有する鋼製橋脚を対象とし, 図1に示すように第1パネルのほぼ中央位置を代表断面として γ/γ^* を設定した.

図11に水平荷重-水平変位履歴曲線, 図12に図11の包絡線を示す. 無次元化に用いた δ_y は各供試体とも29.0mm, また H_y は GAM22($\gamma/\gamma^* = 2.2$), GAM32($\gamma/\gamma^* = 3.2$), GAM43($\gamma/\gamma^* = 4.3$)でそれぞれ, 376kN, 367kN, 367kNである.

図11, 図12より, GAM32とGAM43を比較すると, 最大荷重付近まではほぼ同様な挙動を示すが, 強度が大きいと予想される γ/γ^* の大きいGAM43の方が早期に荷重が低下している. これは, あるレベル以上の補剛材強度を用いても, 局部座屈がかえって弱点に集中するためと思われる.

図13に最大荷重・塑性率の関係を示す. 横軸は γ/γ^* を示す. 同図より, GAM22はGAM32と比較して最大荷重で約5%, 塑性率で約18%小さい値を示し, 3体中最も低い値を示した. 一方, GAM43とGAM32を比較すると, 最大荷重はほぼ同等であるが, 塑性率はGAM32の方が約10%高い値を示した. 前述のように, 補剛材を強くした方が, 逆に変形性能が劣るとい興味深い結果が得られた.

実験数が少ないが, この結果からは一定板厚鋼板について従来の研究で示されているように, γ/γ^* は3程度がテーパー鋼板に対しても適当であると言える.

3.4 テーパーリブの影響(RBTPシリーズ)

図14に水平荷重-水平変位履歴曲線, 図15に図14の包絡線を示す. 無次元化に用いた δ_y は各供試体とも29.0mm, また H_y は RBTP22($\gamma/\gamma^* = 2.2$), RBTP32-R($\gamma/\gamma^* = 3.2$),

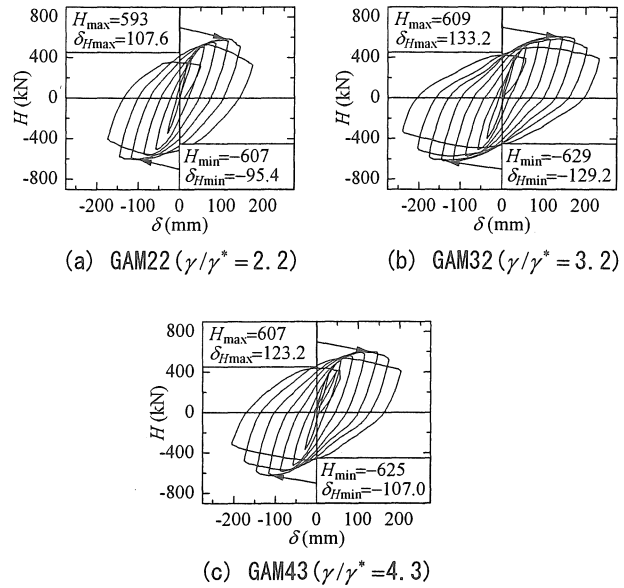


図11 水平荷重-水平変位履歴曲線(GAM)

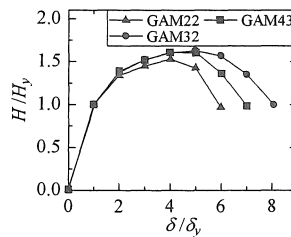


図12 包絡線(GAM)

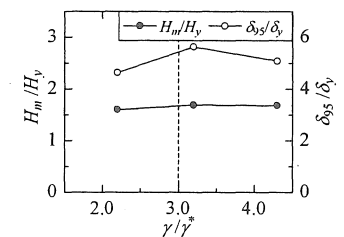


図13 最大荷重・塑性率(GAM)

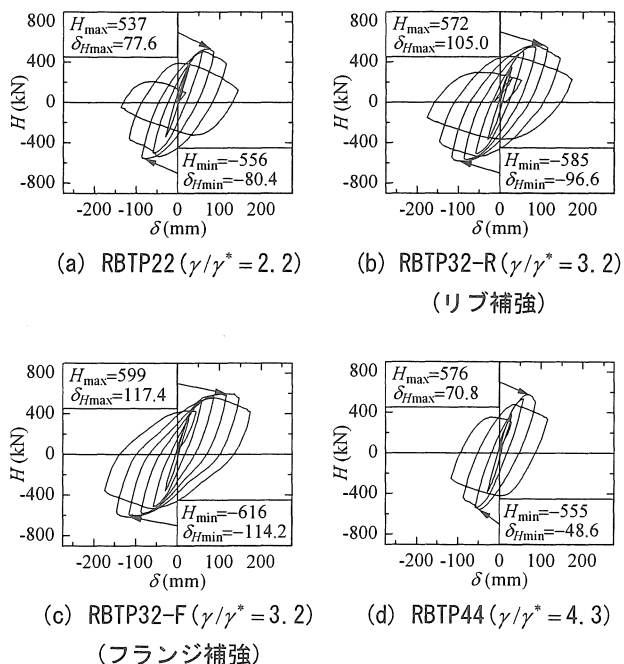


図14 水平荷重-水平変位履歴曲線(RBTP)

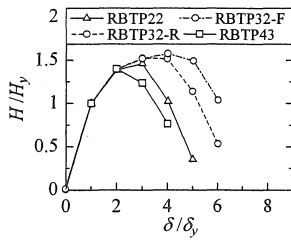


図 15 包絡線 (RBTP)

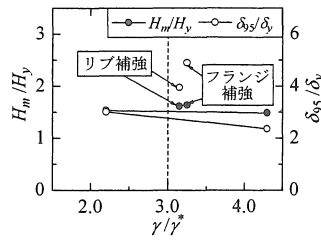


図 16 最大荷重・塑性率 (RBTP)

RBTP32-F ($\gamma/\gamma^* = 3.2$), RBTP43 ($\gamma/\gamma^* = 4.3$) でそれぞれ, 358kN, 359kN, 372kN, 383kN である。

図 14 (a), (d) および図 15 より, RBTP22 と RBTP43 に関しては, 最大荷重後の荷重低下が顕著である。これは, 2.1 節で述べたように, 今回の実験ではテーパ鋼板と一定板厚鋼板の境界付近で予期せぬ座屈が生じ, テーパー鋼板上でほとんど変形を生じなかったことが原因であると考えられる。このような現象が生じた理由としては, 補剛材にテーパ鋼板を用いたことにより, 相対的に供試体基部付近が強くなってしまったことが考えられる。本研究で用いた供試体は, テーパー部の寸法 (t, b, h_{TP} など) を SET-CN', SET-IN を除いて全て同一とし, 補剛材に一定板厚鋼板を用いた場合にテーパ部の応力勾配が適合勾配となるように設計されている。したがって, テーパー部の寸法を同一としたまま補剛材にもテーパ鋼板を用いると, 相対的に板厚の大きい部分が強くなるため, テーパー部の応力勾配が負勾配となる。したがって, 補剛材にテーパ鋼板を用いる場合は, そのテーパ度 (勾配) に応じて補剛材のテーパ度を小さくする必要がある。しかし, 補剛材にテーパ鋼板を適切に用いると, 2.1 節の④で示したように, 補剛板のみにテーパ鋼板を用いた場合と比べ, より均等に塑性領域を広げることが期待される。テーパ部の応力勾配が適合勾配となるように設計されたテーパリブの研究については, 今後解決すべき課題である。

図 16 に最大荷重・塑性率の関係を示す。横軸は γ/γ^* を示す。同図より, RBTP32-R (リブ補強) と RBTP32-F (フランジ補強) を比較すると, 最大荷重はほぼ同等であるが, 塑性率は RBTP32-F の方が約 24% 高い値を示した。補強した付近では, γ/γ^* の値が 7 程度でもともと補剛材は過剰であったため, この位置をさらに補剛材で補強しても変形性能の向上は期待できない。このため, フランジ補強の方がリブ補強と比べ効果があったと思われる。

4. 有限要素解析プログラムの開発

4.1 はじめに

有限要素解析プログラムの開発に関する研究は, 従来本

学構造研究室において行われており, 現在までに材料学的非線形と幾何学的非線形を同時に考慮したプログラムで, プッシュオーバー (単調荷重) 解析が可能などまで発展している^{8)~11)}。しかし今日では, 地震力による繰り返し荷重を受ける構造物を対象とした研究が精力的に行われているため, 本学構造研究室で開発した有限要素解析プログラムもこれらに対応できるものに発展させる必要があると思われる。また, 本研究で扱う補剛材とダイアフラムを有する鋼製橋脚は, 従来の研究で扱われたモデルと比べ複雑な形状であるため, 解析モデルを効率よく作成することも有限要素解析を行う際に重要な要素となってくる。

本研究では, 繰り返し荷重を可能にすることと, 解析モデルの入力データを半自動的に作成するソフト (解析モデルデータ作成ソフト) を開発すること目標とする。

4.2 有限要素基礎式の誘導^{8)~11)}

4.2.1 増分仮想仕事式

体積力を考慮しない仮想仕事の原理は次式で表される。

$$\iiint_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV - \iint_{S_\sigma} \bar{T}_i \delta u_i dS = 0 \quad (3)$$

ここで, σ_{ij} は応力テンソル, ε_{ij} はひずみテンソル, u_i は変位の x, y, z 軸方向の成分, S_σ は物体表面で外力を与える領域, \bar{T}_i は S_σ 上で与えられている単位面積当たりの外力の x, y, z 軸方向の成分, V は体積, S は表面積である。式 (3) に増分理論を適用する。

図 17 に示すように, ある荷重状態における物体の状態を Q_n とし, 次の荷重状態における物体の状態を Q_{n+1} とする。いま, Q_n 状態に対する解が得られたとする。この状態における S_σ 上の外力, S_u (物体表面で変位を与える領域) 上の変位 (x, y, z 軸方向の成分), 応力, ひずみ, 変位をそれぞれ $\bar{T}_i^{(n)}, \bar{u}_i^{(n)}, \sigma_{ij}^{(n)}, \varepsilon_{ij}^{(n)}, u_i^{(n)}$ とおく。そして, S_σ 上の外力増分 $\Delta \bar{T}_i$ あるいは S_u 上の変位増分 $\Delta \bar{u}_i$ によって応力増分 $\Delta \sigma_{ij}$, ひずみ増分 $\Delta \varepsilon_{ij}$, 変位増分 Δu_i が生じ, Q_{n+1} 状態になったとする。この状態における S_σ 上の外力, S_u 上の変位, 応力, ひずみ, 変位をそれぞれ $\bar{T}_i^{(n+1)}, \bar{u}_i^{(n+1)}, \sigma_{ij}^{(n+1)}, \varepsilon_{ij}^{(n+1)}, u_i^{(n+1)}$ とおく。増分理論によって導かれた, 有限要素定式化の基本となる増分仮想仕事式は, 次式のようになる。

$$\begin{aligned} & \iiint_V \Delta \sigma_{ij} \delta \Delta \varepsilon_{ij}^* dV + \iiint_V \sigma_{ij}^{(n)} \frac{1}{2} \delta (\Delta u_{k,j} \Delta u_{k,j}) dV \\ & = \iint_{S_\sigma} \Delta \bar{T}_i \delta \Delta u_i dS + R \end{aligned} \quad (4)$$

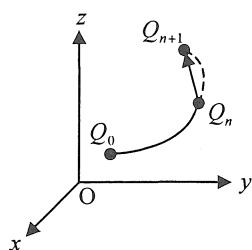


図 17 荷重状態

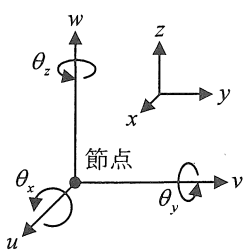


図 18 節点の自由度

ここで、 $\delta\Delta\varepsilon_{ij}^*$ は $\delta\Delta\varepsilon_{ij}$ 中の $\delta\Delta u_i$ に関する線形項のみを残したものである。また、

$$R = -\left(\iiint_V \sigma_{ij}^{(n)} \delta\Delta\varepsilon_{ij}^* dV - \iint_{S_e} \bar{T}_i^{(n)} \delta\Delta u_i dS\right) \quad (5)$$

である。

式(4)の左辺第1項である $\iiint_V \Delta\sigma_{ij} \delta\Delta\varepsilon_{ij}^* dV$ より通常の剛性マトリックス $[k]$ 、左辺第2項である $\iiint_V \sigma_{ij}^{(n)} \frac{1}{2} \delta(\Delta u_{k,i} \Delta u_{k,j}) dV$ より幾何学的剛性マトリックス(初期応力マトリックス) $[k_G]$ が導かれる。すなわち、

$$([k] + [k_G])\{\Delta u\}_n = \{\Delta \bar{f}\}_n + \{r\} \quad (6)$$

となる。ここで、 $\{\Delta u\}_n$ は節点変位増分、 $\{\Delta \bar{f}\}_n$ は式(4)の右辺第1項である $\iint_{S_e} \Delta \bar{T}_i \delta\Delta u_i dS$ より導かれる等価節点力増分、 $\{r\}$ は(4)の右辺第2項(式(5))である R より導かれる不釣りあい力である。式(6)は接線剛性方程式と呼ばれる。

4.2.2 シェル要素における剛性マトリックス

シェル要素とは、膜要素(u, v)と板曲げ要素(w, θ_x, θ_y)に面内回転変位 θ_z を加えたものである。ここで、 u, v は面内並進変位、 w は面外並進変位(たわみ)、 θ_x, θ_y は面外回転変位(たわみ角)である(図18参照)。シェル要素における剛性マトリックス $[k]$ は、膜要素に対応するもの($[k_{mm}]$)、板曲げ要素に対応するもの($[k_{mb}], [k_{bm}], [k_{bb}]$)、および面内回転変位に対応するもの($[k_{\phi\phi}]$)、で構成される。これらを、まとめて記述すると、

$$[k] = \begin{bmatrix} [k_{mm}] + [k_{\phi\phi}] & [k_{mb}] \\ [k_{bm}] & [k_{bb}] \end{bmatrix} \quad (7)$$

となる。ここで、

$$[k_{mm}] = \iiint_V [B_m]^T [D] [B_m] dV \quad (8)$$

$$[k_{\phi\phi}] = \iiint_V [B_\phi]^T [D] [B_\phi] dV \quad (9)$$

$$[k_{mb}] = \iiint_V (-z) [B_m]^T [D] [B_b] dV \quad (10)$$

$$= \left(\iiint_V (-z) [B_b]^T [D] [B_m] dV \right)^T = [k_{bm}]^T \quad (11)$$

$$[k_{bb}] = \iiint_V z^2 [B_b]^T [D] [B_b] dV$$

である。また、 $[D]$ は応力-ひずみマトリックス、 $[B]$ はBマトリックス(ひずみ-変位マトリックス)である。本研究では三角形のシェル要素を用いる。

4.3 解析内容

4.3.1 有限要素解析の手順

以下に、有限要素解析の手順を示す。

- ① 節点(節点座標、外力または変位)、要素(要素を構成する節点番号、材料定数番号、要素特性番号)、材料定数(ヤング係数、ポアソン比、単位体積重量、降伏応力、ひずみ硬化係数)、要素特性(シェル要素の場合は板厚)の各データを与える。
- ② 式(6)中の剛性マトリックス $[k] + [k_G]$ を要素ごとに作成し、これらを全体剛性マトリックスへ組み込む。また、すでに変位が与えられている場合は、対応する行・列を修正する。以上により、剛性方程式が完成する。
- ③ 剛性方程式(多元連立一次方程式)を解き、変位を求める。解法は、ガウスの消去法(バンドマトリックス法)を用いる。また、求められた変位と修正前の全体剛性マトリックスを用いて、各節点における外力を求める。
- ④ ③で求めた変位から各要素の応力・ひずみを求める。また、各節点における内力を求める。
- ⑤ ③、④で求めた外力と内力を用いて、不釣りあい力 $\{r\}$ を求める。
- ⑥ Newton-Raphson法を用いて、収束判定を行う。不釣りあい力 $\{r\}$ が十分小さくなるまで、②~⑥を繰り返す。
- ⑦ 各要素における相当応力 $\{\sigma\}$ ・後続降伏条件 $\{Y\}$ を求める。相当応力は、次式で表される Von Mises の相当応力(平面応力状態)を用いる¹²⁾

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad (12)$$

相当応力 $\{\bar{\sigma}\}$ が後続降伏条件 $\{Y\}$ に達したら塑性状態を表す。なお、後続降伏条件 $\{Y\}$ の初期値は鋼材の降伏応力 $\{\sigma_y\}$ であり、以後は硬化則に依存する。硬化則はバイリニア型の移動硬化則を用いる。また、繰り返し载荷における除荷域では、過去に後続降伏条件 $\{Y\}$ に達した場合であっても弾性状態に復帰するものとする。再び载荷して後続降伏条件 $\{Y\}$ に達したら塑性状態となる。弾性状態と塑性状態では、応力-ひずみマトリックス $[D]$ が異なる。

⑧ 所定の荷重に達したら、終了する。

本研究では、解析モデルデータ作成ソフトを Visual Basic, 有限要素解析プログラムを Fortran で作成した。上記、有限要素解析の流れを図 19 に示す。

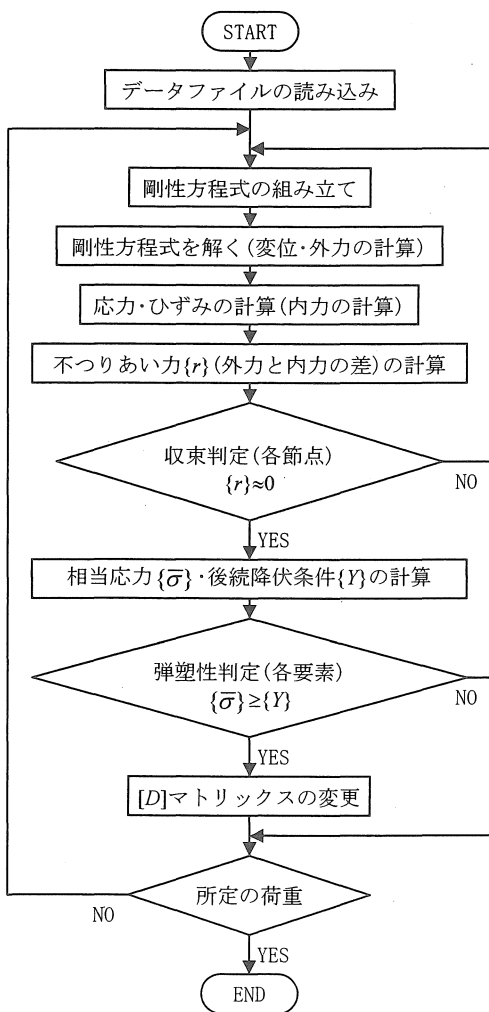


図 19 有限要素解析の流れ

4.3.2 解析対象

解析では、(1)実験結果との比較、(2)テーパ鋼板を用いた橋脚モデル(テーパ鋼板モデル)と一定板厚鋼板のみで構成された橋脚モデル(一定板厚鋼板モデル)の比較、を行う。(1)では板厚の中央面が構造線と一致している供試体である SET-CN^oの実験を対象とした解析を行い、実験結果との比較を行う。(2)では SET-CN^oを対象としたテーパ鋼板モデル(図 20(a):モデル名 TP-A)と、それと同重量の一定板厚鋼板モデルの比較を行う。一定板厚鋼板モデルは、テーパ部の板厚を一定とし、他は図 20(a)と同様なモデル(図 20(b):モデル名 CP1)、高さ方向の全板厚を一定としたモデル(図 20(c):モデル名 CP2)、の 2 通りである。

解析モデルは、本研究で開発した解析モデルデータ作成ソフトを用いて作成した。その画面上に解析モデルを表示させたものを図 21 に示す。

解析モデルのメッシュ分割図の詳細を図 22 に示す。構造の対称性を考慮して 2 分の 1 モデルとして解析を行う。分割数は、実験時の変形状況およびパソコンの性能などを考慮して決定した(節点数 729, 要素数 1367)。テーパ

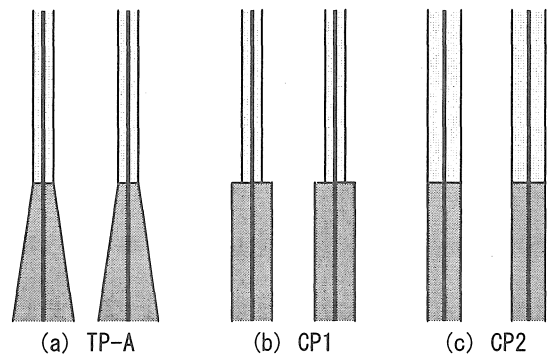


図 20 テーパー鋼板モデルと一定板厚鋼板モデル

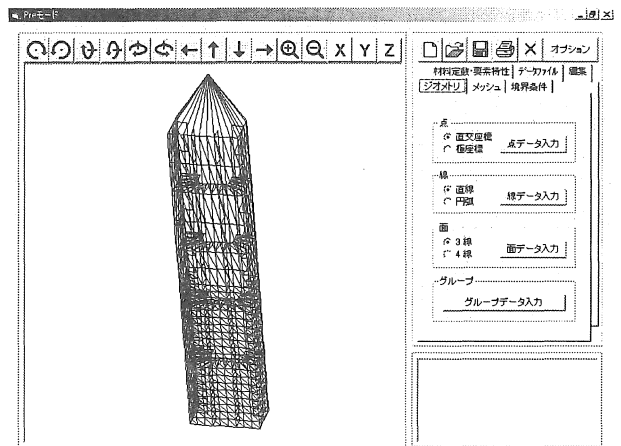


図 21 解析モデルデータ作成ソフトの画面

一部の板厚は図 23 に示すように、高さ方向に各要素の板厚を階段状に変化させて近似した。

拘束条件は、供試体基部の節点の全方向の自由度 (x, y, z 軸方向の並進自由度 u, v, w , および x, y, z 軸回りの回転自由度 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$) を拘束し、対称面 (2 分の 1 モデルの切断点) に位置する節点の直角方向の自由度 (x 軸方向の並進自由度 u , および y, z 軸回りの回転自由度 θ_y, θ_z) を拘束した¹³⁾。

荷重条件、載荷方法は実験と同様とした。

降伏条件は Von Mises の降伏条件、硬化則は移動硬化則、応力-ひずみ関係はバイリニア型の応力-ひずみ関係を用いた。バイリニア型の応力-ひずみ関係のひずみ硬化係数は、材料引張試験の結果から得られた応力-ひずみ関係の 5% 程度のひずみに対応する点と降伏点を結んだ直線の傾きとした¹³⁾ (図 24 参照)。

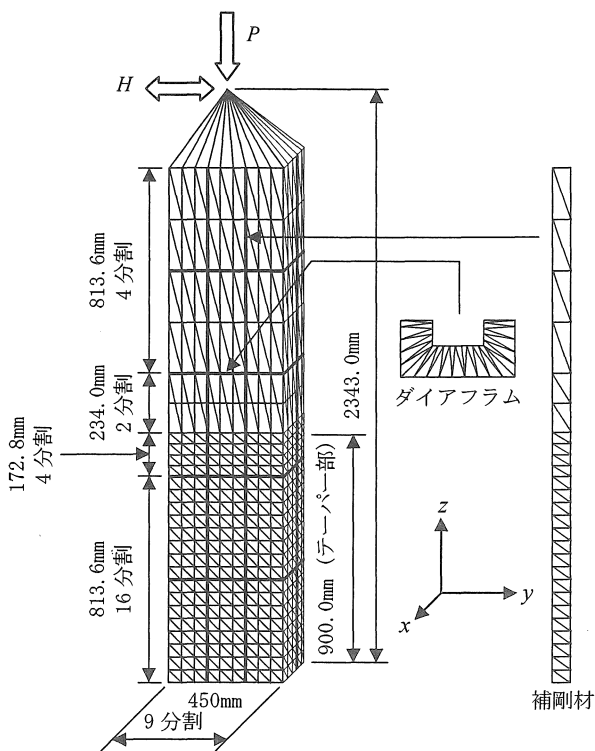


図 22 解析モデルのメッシュ分割図(各モデル共通)

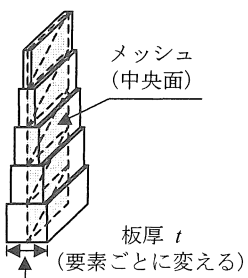


図 23 テーパー部詳細

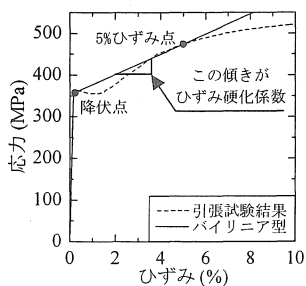


図 24 応力-ひずみ関係

4.4 解析結果

テーパ鋼板を有する鋼製橋脚の繰り返し載荷実験 (SET-CN¹⁾ の水平荷重-水平変位履歴曲線と、この実験を対象とした解析結果 (TP-A) の比較を図 25 に示す。

同図より、解析結果は初期剛性 k で約 53%, 最大荷重 H_m で約 7%, 最大荷重時の変位 δ_m で約 6% 実験値より大きい結果となった。初期剛性が高くなった理由は、初期たわみ、残留応力などの実験供試体に実際に存在する初期不整を考慮していなかったことが考えられる。最大荷重に関してはほぼ実験どおりの結果が得られた。

一定板厚鋼板モデル (CP1, CP2) の解析結果の水平荷重-水平変位履歴曲線を図 26 に示す。また、TP-A, CP1, CP2 を比較した包絡線を図 27 に示す。

図 26, 図 27 より、一定板厚鋼板モデル (CP1, CP2) はテーパ鋼板モデル (TP-A) と比較して、最大荷重でそれぞれ約 7% および約 36% 低下した。また、CP1 と CP2 を比較すると、明らかに CP1 の方が優れており、CP1 の挙動はむしろ TP-A の挙動に類似している。すなわち、応力の分散はテーパ鋼板に比べて起こりにくい、一定板厚鋼板を階段状に用いる場合でも、曲げモーメントが大きく作用する橋脚基部付近の断面を大きくすることで、全断面が等断面の橋脚と比較してある程度性能を高めることができると思われる。ただし、CP1 のような構造 (図 20 (b) 参照) では断面変化位置で不連続となり、実構造物では断面変化位置に応力が集中する。このため局部座屈が発生することが予想され、注意を払う必要がある。

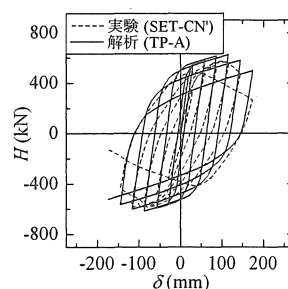


図 25 履歴曲線(実験結果との比較)

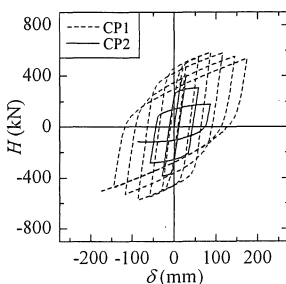


図 26 履歴曲線 (CP)

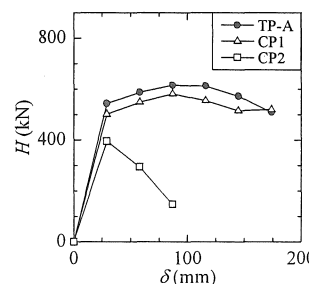


図 27 包絡線 (CP)

5. 結論

本研究では、橋脚基部にテーパ鋼板を有する鋼製橋脚を対象として、繰り返し載荷実験および有限要素解析を行った。以下に本研究で得られた結論をまとめる。

1. テーパー鋼板の板厚のセット方法は、外側に広げ内側をそろえる (SET-EX) のが、力学的、施工性の観点から有利であると考えられる。SET-EX の強度および変形性能は、ともに 4~5% 程度、他より高い結果となった。
2. テーパー部の応力勾配は適合勾配の場合が最も有利であるが、適合勾配から外した場合は正勾配の方が負勾配より優れている。
3. γ/γ^* は従来どおり 3 程度が適当であった。これは第 1 パネル内の中央位置で計算した値である。
4. テーパー鋼板と一定板厚鋼板の境界付近が弱点となる場合が多く、この位置での座屈はテーパ部全体で塑性領域が広がった場合と比較して性能が劣る。
5. 有限要素解析より、テーパ鋼板モデルは一定板厚鋼板モデルと比べ最大荷重が高い結果となった。したがって、橋脚基部に用いるテーパ鋼板は、橋脚の強度向上に有効であると考えられる。

謝辞：本研究は、本学耐震実験センター技術員の鈴木博氏、本学土木工学科の長瀬君、廣江君、前田君、山本君らの協力を得た。ここに感謝の意を表す。

参考文献

1) 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: 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), 1997. 4.
- 2) 鈴木森晶: 鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究, 1997. 1.
 - 3) 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.
 - 4) 上野谷実, 中村雅樹, 福本晴士, 山本定弘: 板厚テーパ箱形断面柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 鋼構造論文集, Vol. 9, No. 33, pp. 25-35, 2002. 3.
 - 5) 酒造敏廣, 川田真也: 部分テーパ付きはり一柱の弾塑性履歴性状に関する基礎的実験, 土木学会論文集, No. 647/I-51, pp. 331-342, 2000. 4.
 - 6) 野村和弘: 矩形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 愛知工業大学修士論文, 2001. 3.
 - 7) 宇佐美勉: ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, pp. 30-36, 1997. 6.
 - 8) 大橋直樹: 有限要素法による薄肉構造物の有限変位解析に関する基礎的研究, 愛知工業大学修士論文, 1989. 3.
 - 9) 篠田和典: 薄肉構造物の有限変位解析に関する基礎的研究, 愛知工業大学修士論文, 1993. 3.
 - 10) 国分尚司: 架設用鋼管継手の曲げ強度実験と有限要素解析, 愛知工業大学修士論文, 1996. 3.
 - 11) 田中智宏: 薄肉シェル要素を用いた非線形有限変位解析プログラムの開発, 愛知工業大学修士論文, 2000. 3.
 - 12) 後藤學: 実践有限要素法, コロナ社, 1995. 10.
 - 13) 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM マニュアル, 1998. 2.

(受理 平成15年 3月19日)