

縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性評価

Earthquake Resistance Evaluation of Circular Steel Bridge Piers with Longitudinal Stiffeners

岡本 隆¹⁾、水谷慎吾²⁾、長山秀昭³⁾、原 茂樹⁴⁾、半野久光⁵⁾、田嶋仁志⁶⁾

Takashi OKAMOTO, Shingo MIZUTANI, Hideaki NAGAYAMA,

Shigeki HARA, Hisamitsu HANNO and Hitoshi TAJIMA

- 1) 工博, NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 部長 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)
- 2) 工修, NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 土木チーム 主任研究員 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)
- 3) 工修, NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 土木チーム チーム主査 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)
- 4) 工修, NKK 鋼構造本部 橋梁建設部 橋梁設計室 室長 (〒230-0045 横浜市鶴見区末広町 2-1)
- 5) 首都高速道路公団 東京建設局 建設第二部 設計第二課 課長 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-6-2)
- 6) 工博, 首都高速道路公団 東京建設局 建設第一部 設計第一課 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-6-2)

In this study, pseudo-dynamic tests were carried out to evaluate the behavior of circular steel bridge piers with longitudinal stiffeners under seismic loading. Lateral cyclic loading tests were also conducted focusing on the effect of longitudinal stiffeners, observation highlighted improvement in strength, ductility and energy absorption capacity. In addition to these tests, non-linear dynamic analyses were executed by applying bilinear model and the Evolutionary-Degrading Hysteretic Model. These analyses results were found to be in good agreement with the tests results.

Key Words: Stiffening Circular Section, Pseudo-dynamic Test, Non-linear Dynamic analysis

キーワード: 縦リブ補強円形断面、ハイブリッド地震応答実験、非線形動的応答解析

1. はじめに

円形断面鋼製橋脚の耐震補強方法としては、①コンクリート充填補強、②隙間あけ鋼板巻き立て補強(橋脚本体の周囲に鋼板を巻き立てる構造)、③縦リブ補強(橋脚内面に縦リブを増設する構造)が提案されている^{1), 2)}。首都高速道路公団(以下、首都公団)の鋼製橋脚は、補強範囲にマンホールが設置されていることが多いこと、また、建築限界の制限によらないで橋脚内側から施工可能であることから「縦リブ補強」が多くなっている²⁾。

この縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性に関する研究としては、田嶋ら^{3), 4)}が補剛板の幅厚比や必要とする補剛材の大きさ、その座屈挙動についてFEM解析、水平繰返し載荷実験により検討している。また、井浦ら^{5), 6)}は水平繰返し載荷実験結果を整理し、最大荷重の推定式を提案している。一方、山口ら⁷⁾は縦リブ補強による最大応答変位への影響について報告しているが、地震時挙動についての研究は少ない。

本研究では、文献[2]に準じて縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚を対象として、ハイブリッド地震応答実験によりその地震時挙動を確認すると共に、バイリニアモデル²⁾、進行性劣化履歴モデル(E-Dモデル)^{8), 9)}を用いた非線形地震応答解析結果と実験結果を比較し、それらの適用性を検討した。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

実験供試体としては、縦リブの補強効果を確認するための水平繰返し載荷実験の供試体と、地震時挙動を確認するための実験供試体を準備した。

水平繰返し載荷実験の目的は、縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性向上の効果(耐力上昇、靱性の向上、エネルギー吸収量の増加)を確認すること、また、非線形動的応答解析に必要な入力パラメータを得ることであり、無補強(No. 1 供試体)と縦リブ補強(No. 2 供試体)の2体の供試体を準備した。また、ハイブリッド地震応答実験においては、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤における地震時挙動を検討するために、2体の供試体(No. 3 供試体とNo. 4 供試体)を準備した。供試体の一覧を表-1に示す。

供試体は実橋脚の1/3スケールを想定し、文献[2]に準じて設計した。それによれば無補強断面の径厚比パラメータ R_t が0.11以上を補強の対象としていること、また、首都高速の円形断面鋼製橋脚170脚を抽出した調査によると、その60%以上が $0.06 \leq R_t \leq 0.12$ の範囲に納まっていたことから、薄肉で耐震性に劣ると考えられる $R_t=0.12$ を想定して供試体を設計した。なお、 R_t は実測降伏強度を用いて算出した。

表-1 供試体一覧

供試体	断面	実験	想定地盤種別
No.1	無補強	繰返し載荷実験	Ⅱ種地盤
No.2	縦リブ補強	繰返し載荷実験	Ⅱ種地盤
No.3	縦リブ補強	ハイブリッド地震応答実験	Ⅱ種地盤
No.4	縦リブ補強	ハイブリッド地震応答実験	Ⅲ種地盤

縦リブの大きさは縦リブ補強円形断面を展開し、縦寸法はシェルの弾性座屈長($1.72\sqrt{R \cdot t_s}$)の3倍とした補剛板を想定して、以下の制限値を満足するように決められており²⁾、それを満足するように供試体を設計した(図-1 参照)。なお、 R は半径を、 t_s は縦リブを含めた断面積が等価な無補剛円形断面の板厚を示す。

補剛板： $R_F \leq 0.4$

縦リブ(自由突出板)： $R_h \leq 0.5$

円筒板パネル： $R_R \leq 0.7$

なお、 R_F 、 R_h 、 R_R は道路橋示方書¹⁰⁾に示される幅厚比パラメータであり、 R_R の制限により縦リブ本数 n (8 本以上) が決定され(ここでは、 $n=8$ とした)、 R_F および R_h の制限により縦リブの断面が決定される。

細長比パラメータ λ は、上記調査によると 70% 以上が $0.1 < \lambda < 0.4$ の範囲に納まっている。鋼製橋脚の変形性能は λ の関数となることが知られており^{11), 12)}、例えば、葛らの研究¹³⁾によれば、円形断面の場合の変形性能は $\sqrt{\lambda}$ に反比例することが報告されている。このため、 λ は上記範囲の中で一番塑性率が小さいと考えられる $\lambda = 0.4$ を想定して設計した。

供試体の概要図を図-2 に、また断面諸元を表-2 に示す。なお、表-2 に示すパラメータは 2.5 節に示す材料試験結果に基づいて算出した。断面は、外径 $\phi = 609.6\text{mm}$ 、板厚 $t = 7.9\text{mm}$ 、縦リブの高さ $b_s = 60\text{mm}$ 、縦リブ板厚 $t_s = 9\text{mm}$ であり、高さ h は $h = 3081\text{mm}$ である。鋼種は、鋼管を STK400、縦リブを SM490 とした。文献[2]では縦リブの材質は母材と同等を原則としているが、STK400 の実測降伏強度は加工硬化の影響により公称値より高くなることから、供試体の縦リブには SM490 を使用して降伏強度が同程度となるように鋼種を選定した。一方、供試体の縦リブは実構造物と同様にダイヤフラムにスカーラップを設けてその中を通した。供試体の外径が小さく内部に入った溶接は不可能であったため、座屈に対して影響が無いと考えられる位置(基部から 900mm)において鋼管を切断し、縦リブを内面に溶接した後、鋼管を突合せ溶接した。

表-2 には断面諸元の他に文献[2]に示されている保有水平耐力の算出結果も合わせて示した。No. 3 供試体(Ⅱ種地盤、 $K_h = 0.25$)の地震時作用外力 P は $P = 44.6\text{tonf}$ (437.3kN) であり、保有水平耐力 $P_u = 43.1\text{tonf}$ (422.6kN) 以内に納まらず、判定が NG となった。また、No. 4 供試体(Ⅲ種地盤、 $K_h = 0.3$)の地震時作用外力は $P = 29.8\text{tonf}$

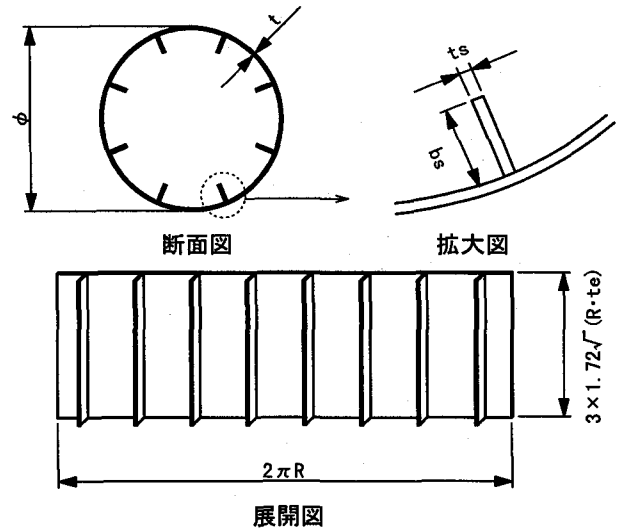


図-1 縦リブ補強円形断面

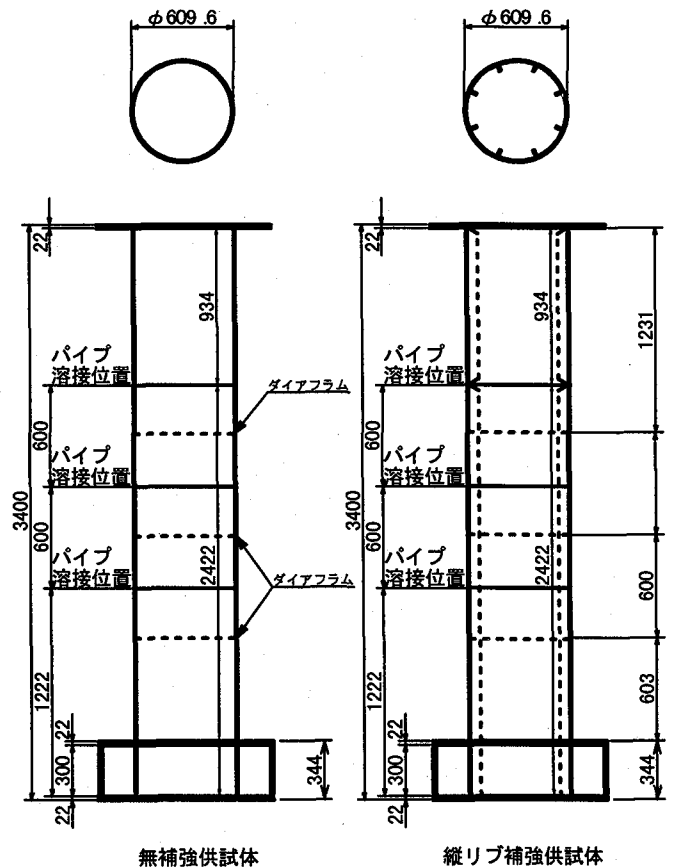


図-2 供試体概要図

表-2 断面諸元

構造諸元および構造パラメータ	No.1	No.2	No.3	No.4
断面寸法 ϕ (mm) $\times$ t (mm)	609.6 $\times$ 7.9	609.6 $\times$ 7.9	609.6 $\times$ 7.9	609.6 $\times$ 7.9
縦リブ寸法 b_s (mm) $\times$ t_s (mm)	—	60 $\times$ 9.0	60 $\times$ 9.0	60 $\times$ 9.0
供試体高さh (mm)	3081	3081	3081	3081
鋼管鋼種	STK400	STK400	STK400	STK400
縦リブ鋼種	—	SM490	SM490	SM490
鋼管降伏強度 σ_y (kgf/cm ² (N/mm ²))	4180 (410)	3840 (376)	3800 (373)	3510 (344)
縦リブ降伏強度 σ_y (kgf/cm ² (N/mm ²))	—	3450 (338)	3450 (338)	3500 (343)
径厚比パラメータ R_t	0.128	0.119	0.119	0.112
幅厚比パラメータ R_R (≤ 0.7)	—	0.698	0.696	0.688
幅厚比パラメータ R_F (≤ 0.4)	—	0.232	0.231	0.216
リブ幅厚比パラメータ R_h (≤ 0.5)	—	0.478	0.476	0.448
細長比パラメータ λ	0.412	0.397	0.395	0.379
断面積 A (cm ²)	147.2	186.3	186.1	183.1
断面二次モーメント $I \times 10^4$ (cm ⁴)	6.64	8.33	8.33	8.20
断面係数 $W \times 10^3$ (cm ³)	2.18	2.74	2.74	2.70
鉛直力比 N/N_y (縦リブを含まない)	0.115	0.115	0.115	0.100
鉛直力 N (tonf (kN))	70.8 (694)	63.8 (625)	63.2 (619)	49.3 (483)
降伏荷重 P_y (tonf (kN))	26.2 (257)	31.1 (305)	30.8 (302)	28.3 (277)
降伏曲げ変形 δ_{yb} (mm)	18.3	17.3	17.2	16.0
降伏剪断変形 δ_{ys} (mm)	1.4	2.2	2.2	2.0
理論降伏変位 δ_{yT} (mm)	19.7	19.5	19.4	18.1
実測降伏変位 δ_{yM} (mm)	25.1	29.1	26.9	26.2
質量 m (tonf $\cdot$ sec ² /cm (kN $\cdot$ sec ² /m))	—	—	0.0645 (63.2)	0.0503 (49.3)
理論剛性 k_T (tonf/cm (kN/mm))	13.3 (13.0)	15.9 (15.6)	15.9 (15.6)	15.6 (15.3)
固有周期 T_p (sec)	—	—	0.69	0.62
許容塑性率 μ_a	5	5	5	5
実験内容	cyclic	cyclic	pseudo	pseudo
地盤種別	Ⅱ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
入力地震波	—	—	修正JR鷹取NS	修正東神戸大橋
震度法設計水平震度 k_h	0.25	0.25	0.25	0.3
保耐法設計水平震度 k_{hco}	—	—	1.75	1.5
等価水平震度 k_{he}	—	—	0.71	0.61
作用外力 (tonf (kN))	—	—	44.6 (437)	29.8 (292)
地震時保有水平耐力 P_u (tonf (kN)) ($=1.4P_y$)	36.7 (360)	43.5 (427)	43.1 (423)	39.6 (388)
地震時保有水平耐力による判定	—	—	NG	OK

(備考) 構造パラメータは実測材料強度を用いて算出

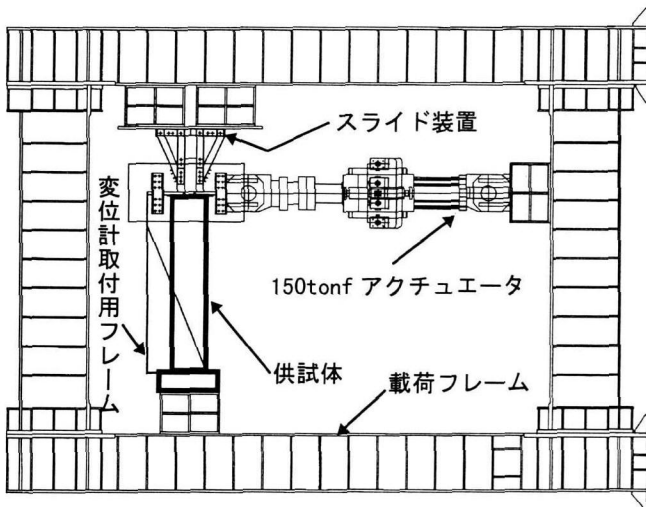


図-3 荷重状況概念図

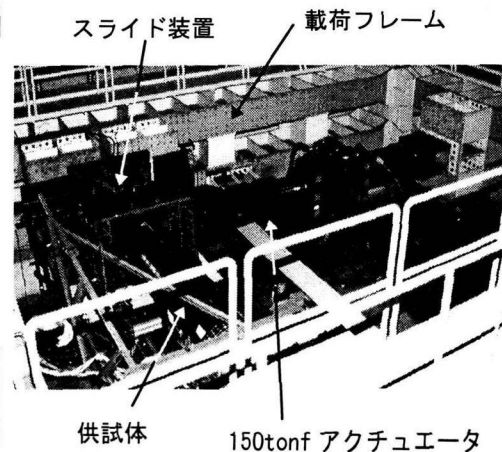


写真-1 荷重状況

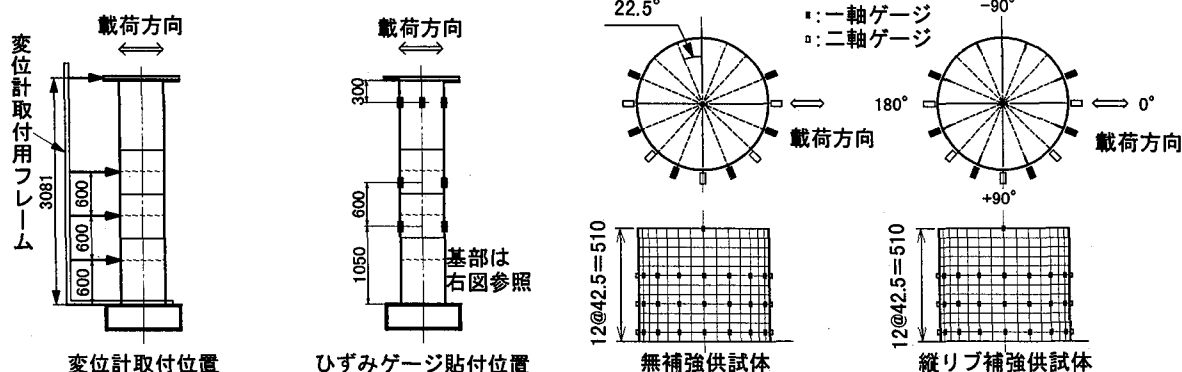


図-4 変位計およびゲージの取付位置

(292.4kN)と保有水平耐力 $P_u=39.6\text{tonf}$ (388.3kN)以内に納まっている。

2.2 実験装置

実験載荷装置および供試体のセット状況を図-3 および写真-1に示す。供試体は横置きにした状態でPC鋼棒により載荷フレームに固定した。供試体は横置き状態であるため、載荷面外のモーメントが発生しないように載荷板の下部にテフロン板を貼付した受け台を配置した。上部構造重量を想定した一定鉛直力は、載荷板を介して油圧ジャッキにより載荷した。水平力は載荷フレームに固定した150tonfアクチュエータにより載荷した。

2.3 変位およびひずみの計測

供試体の変形モードを確認するために、図-4に示すように、供試体高さ方向に変位計を配置した。このとき、載荷フレームの変形を除いた変位を得るために、供試体基部に固定した変位計取付け用フレームからの相対変位を測定した。また、降伏荷重時の歪みの確認と、座屈発生時の歪みを得るために、試験供試体基部を中心に歪みゲージを配置した。なお、一定鉛直力の載荷を確認するために、供試体上部の周方向4箇所に歪みゲージを配置した。

2.4 座屈変形観察用のメッシュ記入

座屈変形を確認するためのメッシュを断面の周方向全面に記入した。メッシュは、周方向は座屈の節となる縦リブ間隔の1/2 (22.5°ピッチ)とし、軸方向は弾性座屈理論に基づくシェルの局部座屈の半波長の1/2 (42.5mmピッチ)としたほぼ正方形である。

2.5 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-3に示す。一般に、鋼管では曲げ加工による加工硬化により降伏強度が上昇しているため、供試体母管の材料強度は曲げ加工後の鋼管軸方向から製作した3体の材料試験結果による平均値を用いた。また、縦リブに使用した鋼材は圧延ロール方向を管軸に一致させた。

2.6 載荷点水平変位の補正

供試体は載荷フレームに固定されているため、計測変位には載荷フレームの変形が含まれる。このため、事前にフレームが載荷荷重に比例して変形することを確認し、フレームに発生するこの弾性変形を式(1)に示すように載荷荷重 P に比例する形で補正した。

$$\delta_T = \delta_m - P \left(\frac{1}{k_m} - \frac{1}{k_T} \right) \quad \dots (1)$$

ここに、 δ_T :補正後変位、 δ_m :実測変位、 k_m :載荷フレームの変形を含む実測剛性、および k_T :理論剛性である。なお、この理論剛性はFEM解析により算出した。補正方法の妥当性は、降伏荷重を作用させたときに基部に降伏歪み、また、降伏変位が発生していることにより確認した。

3. 水平繰返し載荷実験

3.1 載荷方法

実験は、上部構造重量を想定した一定鉛直力を載荷した後、繰返し水平力を載荷した。作用させる鉛直力比 N/N_y

表-3 材料試験結果

供試体名	鋼種	公称板厚 (mm)	試験体の 採取方向	板厚(mm)	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
No.1	STK400	7.9	管軸方向	7.80	425	410	478	30.8
No.2	STK400	7.9	管軸方向	7.68	393	376	470	35.4
No.3	STK400	7.9	管軸方向	7.67	391	373	473	36.5
No.4	STK400	7.9	管軸方向	7.46	358	344	446	36.7
縦リブ	SM490	9.0	ロール方向	8.99	355	343	519	39.7

は、細長比パラメータに依存する柱の安定照査式と断面強度式¹⁴⁾からの算定と、円形鋼製橋脚の調査結果から決定した。ここで、鉛直力比を算定する場合に必要な設計水平震度 K_h は $K_h=0.25$ (Ⅱ種地盤相当) とし、 $N/N_y=0.115$ (補強構造を対象としているため、縦リブの断面積を除いている) と決定した。なお、細長比パラメータと同様な調査によると、鉛直力比は全体の約80%が $0.05 < N/N_y < 0.15$ に入っており、本実験で与えている鉛直力比はその中間値となっている。

水平繰返し載荷実験における基本水平変位は、降伏水平荷重 P_y を供試体に作用させたときの変位 δ_{ym} とした。 P_y は縦リブを含んだ断面剛性を計算して求めた。水平力載荷は変位制御で行い、図-5の載荷サイクルの概念図に示すように、 δ_{ym} の整数倍を片振幅として、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。載荷は、 $0 \rightarrow +n \delta_{ym} \rightarrow -n \delta_{ym} \rightarrow 0$ を1サイクルとした。

3.2 実験結果

無補剛円形断面である No.1 供試体と、縦リブ補強円形断面である No.2 供試体の水平繰返し載荷実験の荷重-変位履歴曲線を図-6に示す。この図は、2.6節に示す方法で、載荷荷重に比例する載荷フレームの変形による影響を除外した後に、降伏荷重 P_y 、降伏変位 δ_y で無次元化して示している。この図から判るように最大荷重は、No.1 供試体では $1.22P_y$ (32.0tonf)、No.2 供試体では $1.52P_y$ (47.2tonf) であり、耐力の上昇は約48%であった。

また、変形能についてみれば、無補強供試体では $2.2 \delta_y$ まで荷重が増加し、その後繰返しとともに荷重が劣化して $3.5 \delta_y$ には降伏荷重 P_y 以下まで劣化した。最大荷重時変位を超えてその97%まで荷重が劣化したときの変位 δ_{97} は $\delta_{97}=2.34 \delta_y$ であった。一方、縦リブ補強供試体では、 $3.7 \delta_y$ 程度までは荷重が増加し、その後徐々に荷重が低下し、 $9 \delta_y$ において P_y 以下まで低下した。 $\delta_{97}=4.54 \delta_y$ であり、靱性が約 $2.2 \delta_y$ 程度向上した。文献[4]には、縦リブを付けた補強断面の変形性能の上昇は通常の利用範囲では R_t によらず一定で δ_{97}/δ_y の値に対して $1.5 \sim 2.0$ 程度であると報告されており、本実験結果も同程度の変形性能の向上がみられた。

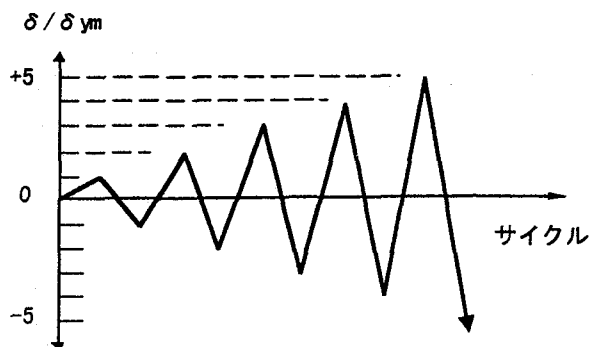
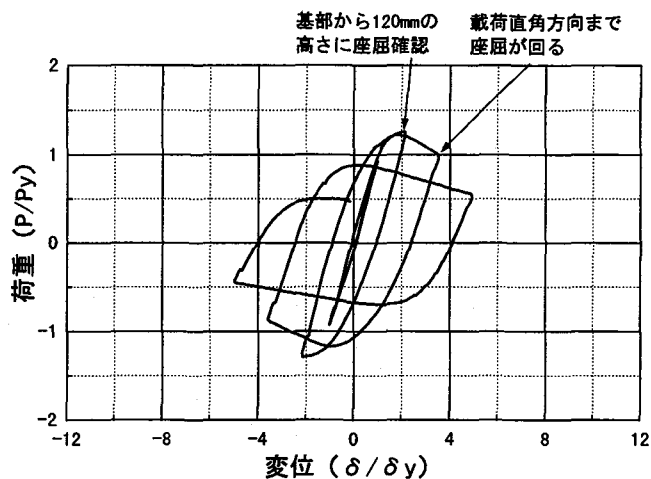
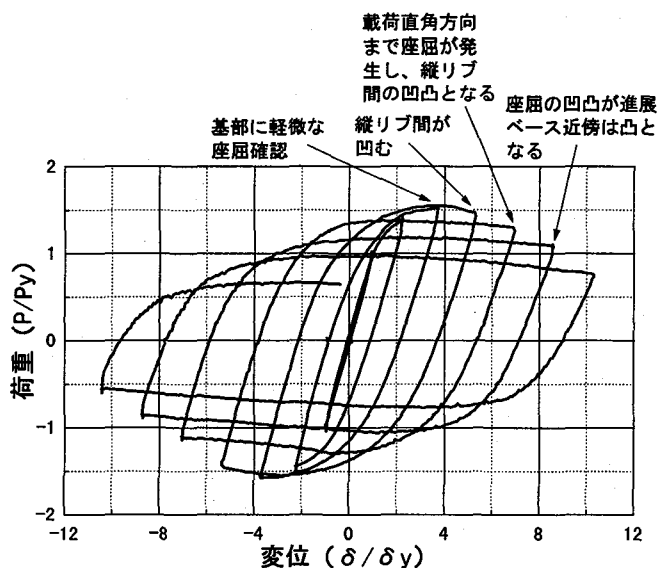


図-5 載荷サイクル



(1) No.1 供試体



(2) No.2 供試体

図-6 荷重-変位履歴曲線

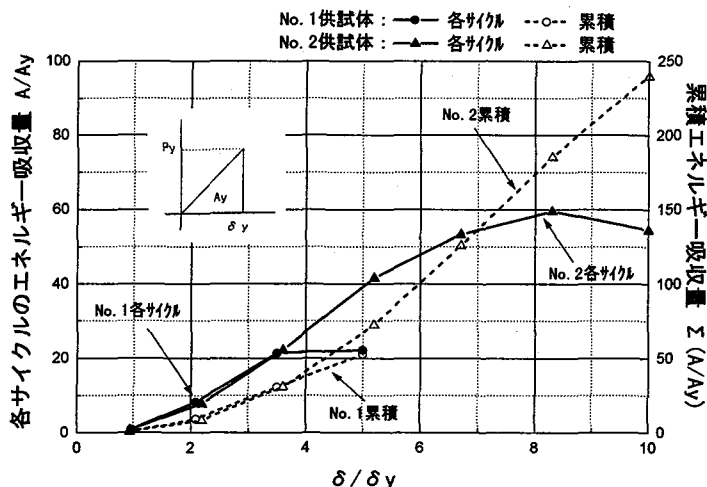


図-7 エネルギー吸収量

各サイクルでのエネルギー吸収量 A/A_y と累積エネルギー吸収量 $\Sigma(A/A_y)$ を図-7 に示す。図は、エネルギー吸収量 A を各供試体の弾性エネルギー吸収量 $A_y = (P_y \cdot \delta_y)/2$ で無次元化して示している。図-7 より、両供試体のエネルギー吸収量は $3.5 \delta_y$ まではほぼ一致しているが、その後両者の差が広がっている。最大荷重時の変位を超えて荷重がその 97% まで劣化するまでの累積エネルギー吸収量 A_{97}/A_y は、No. 1 供試体で $A_{97}/A_y = 13$ 、No. 2 供試体で $A_{97}/A_y = 55$ であり、縦リブ補強によりエネルギー吸収量が 4.2 倍となっている。

No. 1、No. 2 供試体の各サイクルでの座屈モードのスケッチを図-8、9 に示す。両図ともに載荷位置を中心とした $\pm 67.5^\circ$ 分の展開図を左に、載荷軸線上の変形モードを右に示している。なお、図-8 と図-9 における左側の図は座屈変形前のメッシュを基にその部分の変形状態を描き、右側の図には型取ゲージによる載荷軸線上の座屈変形後の変形モードを描いている。無補強供試体 (No. 1、図-8) では、2 サイクル目において基部から約 130mm の高さに局部座屈を確認し、3 サイクル目に全周に亘って凸む象足座屈へと進展した。縦リブ補強供試体 (No. 2、図-9) では、3 サイクル目において基部から約 85mm の高さに縦リブを節とした軽微な凸状の局部座屈が認められ、4 サイクル目にはその直上 (基部から約 170mm の高さ) が凹む座屈モードとなり、局部座屈が供試体の高さ方向に広がっていることが判る。5 サイクル目においては前サイクルの基部の凸みが確認できないほど 170mm の位置の凹みが進展し、縦リブを節とし上下に凹凸が観察された。さらに 6 サイクル目にはこの局部座屈が全周に亘って進展した。4 サイクル目 ($5 \delta_y$) から座屈変形が大きくなっており、これは載荷軸線上の基部から 170mm の位置に貼付した歪みゲージの歪み-変位履歴曲線 (図-10) において、 $5 \delta_y$ 時に歪みが急伸しており、これからも座屈の進展が確認できる。

また、各供試体の最終の座屈モードを写真-2 に示す。無補強供試体では基部から約 120mm の位置を中心として狭い範囲で座屈しているのに対し、縦リブ補強供試体では基部が凸み、約 170mm の位置が凹んでおり、座屈範囲が広がっていることが判る。これらの座屈モードは、図-11 に示す事前に実施した FEM 解析によるモードと良く一致する。図-12 に両供試体の 3 サイクルおよび 4 サイクル時の変形モード図を 3 サイクル時の載荷点変位で無次元化して示す。両供試体の変形モードに大きな差は無いものの、縦リブ補強供試体 (No. 2) の場合の変形が若干小さくなっている。これはリブ補強により座屈範囲が広がったことに起因すると考えられる。

4. ハイブリッド地震応答実験¹⁵⁾

4.1 載荷方法と入力地震波

載荷装置は、水平繰返し載荷実験と同一であり、地震応答変位をコンピュータ制御してアクチュエータに与えた。このとき、荷重に比例する載荷フレームの弾性変形は逐次補正した。また、鉛直力比は地盤種別を想定して設計水平震度 K_h を決定し、柱の安定照査式と断面強度式¹⁴⁾から算定した。

首都高速道路は、主にⅡ種地盤とⅢ種地盤上に建設されているため、ハイブリッド地震応答実験に入力する地震としては、Ⅱ種地盤と、Ⅲ種地盤の地震波を入力することとし、前述のように No. 3 供試体 (Ⅱ種地盤) では $K_h = 0.25$ 、 $N/N_y = 0.115$ 、No. 4 供試体 (Ⅲ種地盤) では $K_h = 0.3$ 、 $N/N_y = 0.1$ とした。

実験に入力する地震動については、道路橋示方書¹⁾においては 3 波形程度の入力地震動に対する動的解析結果の平均値を用いて耐震性を照査すると述べられており、道路橋の耐震設計に関する資料¹⁶⁾にはそれぞれの地盤種別に対して 3 種類の地震波が示されている。ここでは、供試体の数に制限があるため、ハイブリッド地震応答実験に先立ちこの 3 種類の地震波に対する動的応答解析を実施して地震波を選定した。この動的応答解析においては、文献[2]に示されているバイリニアの復元力モデルとし、文献[16]に記載されているⅡ種地盤、Ⅲ種地盤各 3 波の地震波を用いた。なお、この解析方法に関しては、後述の 5 章に詳細を示す。

地震波の選定においては、最大応答変位と残留変位に着目した。事前に実施したバイリニアモデルによる動的応答解析結果を表-4 に示す。Ⅱ種地盤では、JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分 (以下、JRT-NS) を入力した場合の最大応答変位は $4.65 \delta_y$ で対象 3 地震波中最大であり、残留変位は 2 番目の大きさの $0.66 \delta_y$ であった。残留変位についてみれば、JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分を入力した場合に、 $0.97 \delta_y$ と最大となるが、最大応答変位は、 $3.73 \delta_y$ と最小となった。このため、ここでは、残留変位は比較すると若干小さい値であるが、応答変位が最大となる JRT-NS を選択した。Ⅲ種地盤では、東神戸大橋周辺地盤上 (以下、HKB) を入力した場合、最大応答変位は、 $3.18 \delta_y$ と対象 3 地震波中 2 番目の大きさであり、残留変位は $0.95 \delta_y$ と最大であった。一方、神戸ポートアイランド NS 成分 (以下、KPI-NS) を入力した場合には、最大応答変位が $3.31 \delta_y$ と最大となるが、残留変位が非常に小さく $0.03 \delta_y$ と最小の値となった。HKB と KPI-NS を入力した場合の応答変位の差は 4% 程度とほとんど無いため、ここでは、応答変位と残留変位が共に大きい HKB を用いることとした。

4.2 実験結果

Ⅱ種地盤の地震波を入力した No. 3 供試体と、Ⅲ種地盤の地震波を入力した No. 4 供試体のハイブリッド地震応答実験の荷重-変位履歴曲線と変位の時刻歴曲線を

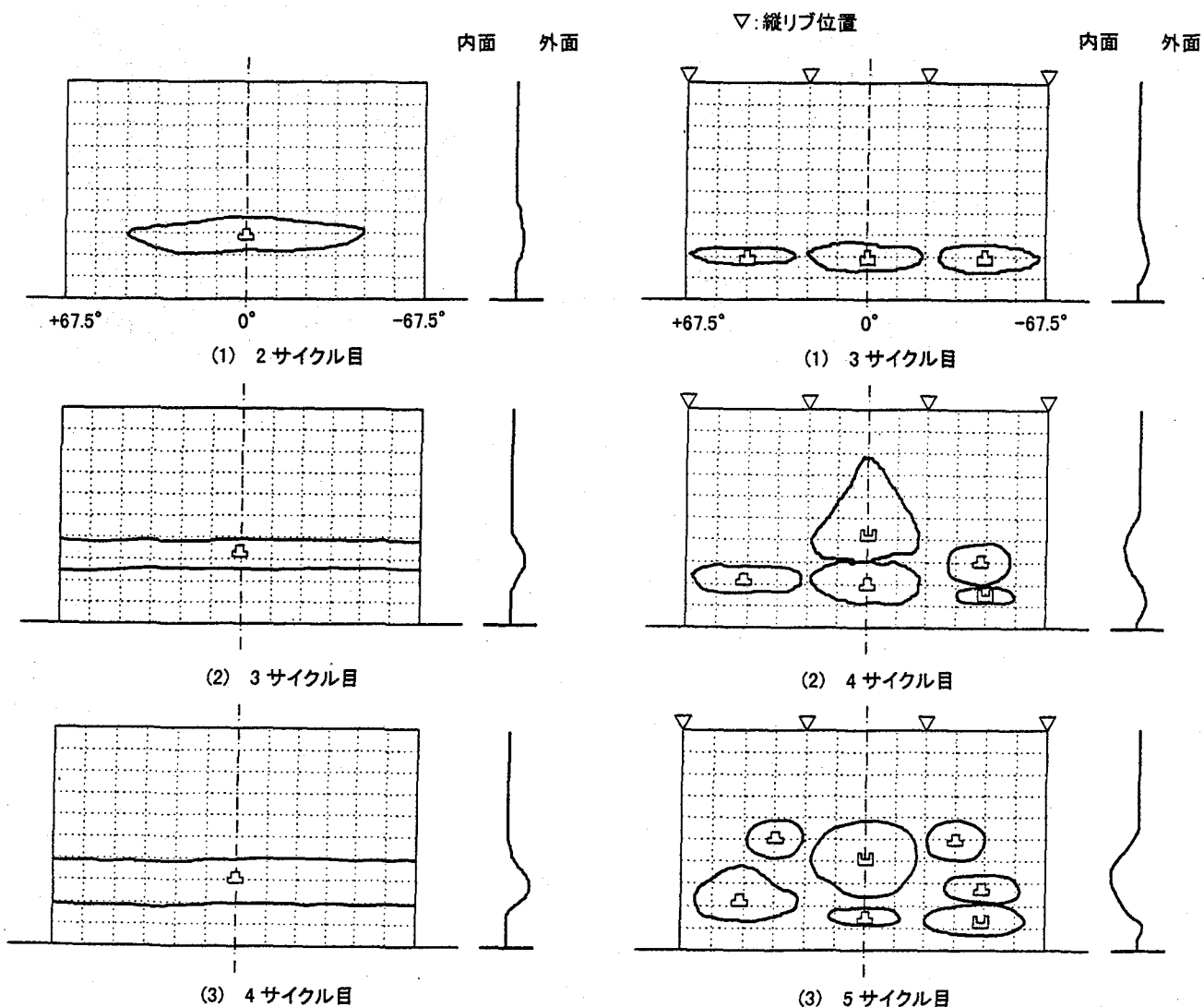
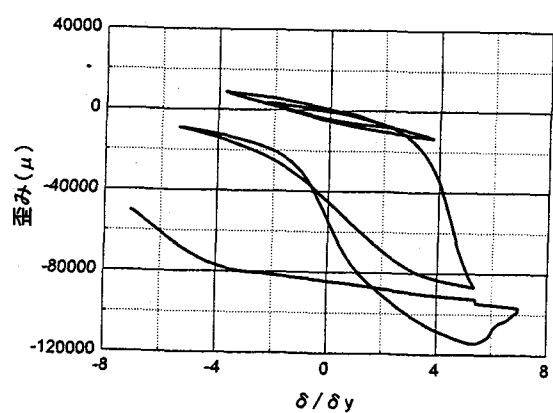
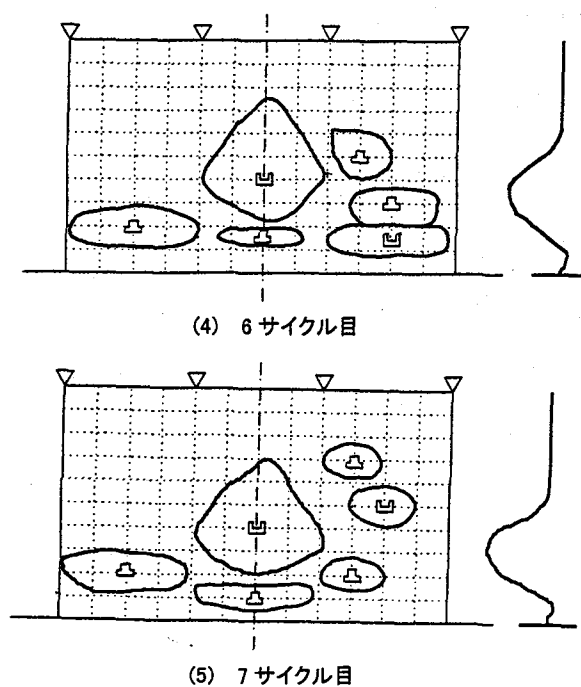


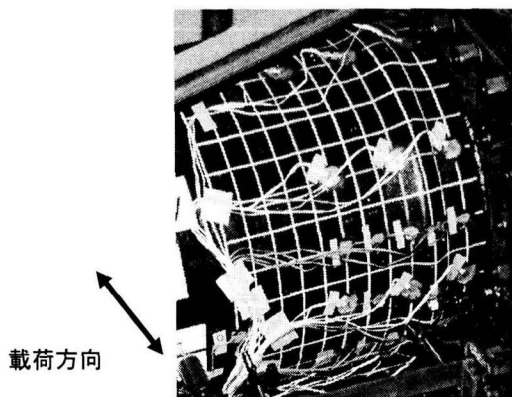
図-8 No. 1 供試体の座屈進展状況



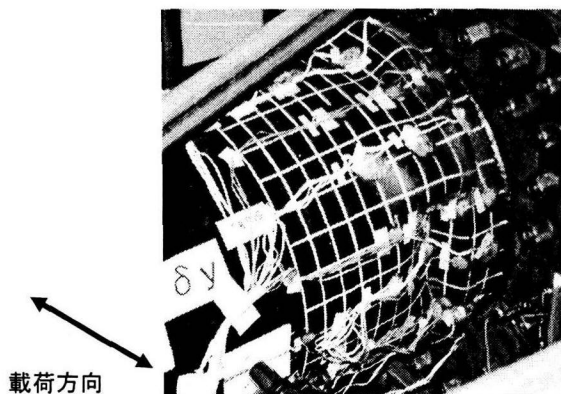
No. 10 歪み-変位履歴曲線



No. 9 No. 2 供試体の座屈進展状況

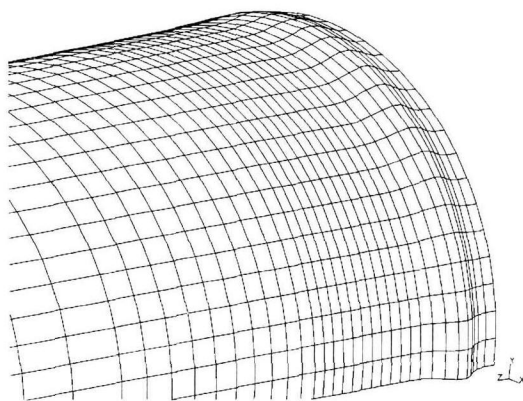


(1) No. 1 供試体

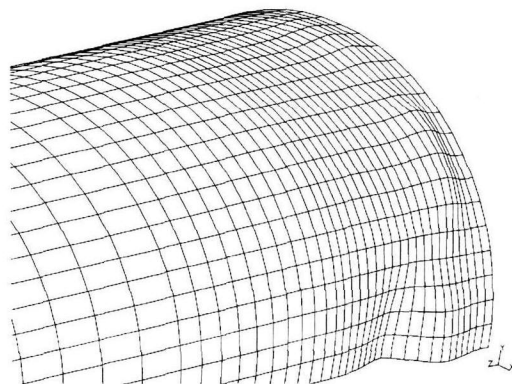


(2) No. 2 供試体

写真-2 各供試体の座屈変形



(1) No. 1 供試体



(2) No. 2 供試体

図-11 FEM 解析による変形モード

図-13 に、結果一覧を表-5 に示す。なお、図は降伏荷重 P_y 、降伏変位 δ_y で無次元化して示している。

応答変位、残留変位とも JRT-NS を入力した No. 3 供試体の場合が大きく、 $\delta_{\max} = 4.65 \delta_y$ 、 $\delta_R/h = 1/519$ であった。これらの値は最大応答変位と残留変位の許容値 ($\delta_{\max} \leq 5 \delta_y$ 、 $\delta_R/h \leq 1/100$) を満足している。また、最大耐力はいずれの地震波を入力した場合も設計耐力 ($1.4P_y$) 以上を有していることが判る。

No. 3 供試体では 6 秒近傍で応答変位が最大となり、強度が 5% 程度劣化し、それ以降の応答変位は $\pm 2 \delta_y$ 以下であった。地震波入力後の供試体の座屈状況は手で触れて判る程度の軽微なものであった。一方、No. 4 供試体では 7 秒近傍で応答変位が最大となり、強度劣化や局部座屈はほとんど観察されなかった。

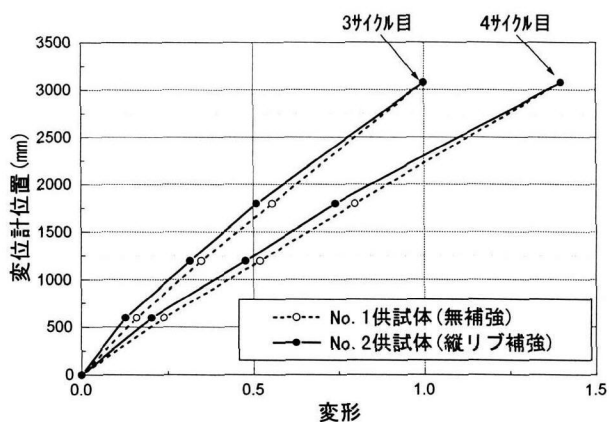


図-12 変形モード

5. 動的応答解析

5.1 バイリニアモデル

ここでは、バイリニアの復元力モデルを用いて動的応答解析を実施した結果について述べる。文献[2]には、 (δ_y, P_y) で折れ曲がり、 $(5 \delta_y, 1.4P_y)$ に向かう復元力モ

デル(図-14)が示されている。この解析結果をハイブリッド地震応答実験結果と比較して図-15 に示す。本バイリニアの復元力モデルを用いて解析した結果、最大応答変位までは変位の時刻歴曲線がほぼ一致した。実験では、最大荷重以降の除荷域での剛性が弾性剛性より小さい

表-4 バイリニアモデルによる動的応答解析結果

供試体	地震波	最大応答変位 $ \delta_{\max} /\delta_y$	残留変位 $ \delta_R /\delta_y$	残留変位 $ \delta_R /h$
No.3	JR西日本鷹取駅-NS成分	4.65	0.66	1/237
	JR西日本鷹取駅-EW成分	3.73	0.97	1/161
	大阪ガス葺合供給所	4.61	0.43	1/364
	平均	4.33	0.69	1/227
No.4	東神戸大橋	3.18	0.95	1/166
	神戸ポートアイランド-NS成分	3.31	0.03	1/5261
	神戸ポートアイランド-EW成分	2.90	0.76	1/208
	平均	3.13	0.58	1/272

表-5 ハイブリッド地震応答実験結果一覧

地震波	$\delta_{\max}(\text{mm})$	$\delta_{\max}/\delta_y$	$\delta_R(\text{mm})$	δ_R/h	Pmax(kN)	Pmax/Py
JRT-NS	90.0	4.65	7.3	1/519	473.3	1.57
HKB	57.2	3.16	5.7	1/666	414.5	1.48

ため、解析結果は揺れ戻り量が小さい。しかし、それ以降の応答変位の時刻歴波形はよく一致しており、揺れ戻りの差の分だけ残留変位にずれが生じている。最大応答変位また応答波形はハイブリッド地震応答実験結果を良くシミュレートできているといえる。

5.2 進行性劣化履歴モデル(E-Dモデル)

バイリニアの復元力モデルにおいては、降伏後の変位に応じて耐力は単調に増加するが、実際には、耐力には最大値が有り、その荷重以降、変位に応じて減少していく。この挙動を表現する復元力モデルとして進行性劣化履歴モデル(E-Dモデル)^{8),9)}があり、ここではその適用性について述べる。

E-Dモデルは時々刻々変化する損傷度指標Dにより強度劣化や剛性低下を表現する復元力モデルである。主な入力データは、式(2)で表される損傷度指標Dを構成するパラメータ β 、Cと、単調載荷において最大荷重を超えて降伏荷重まで劣化するまでの塑性率 μ_n である。

損傷度指標Dは、弾性域ではD=0であり、降伏以降、変形や繰返しにより損傷が増加していき、荷重-変位履歴曲線において最大荷重を超えて降伏荷重まで劣化したときにD=1(破壊点)となる。

$$D = (1 - \beta) \sum_{j=1}^N \left(\frac{\delta_{\max,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^C + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{H_y (\delta_u - \delta_y)} \right)^C \quad \dots (2)$$

式(2)の第1項は応答変位による損傷度評価項であり、第2項は履歴吸収エネルギーによる損傷度評価項である。

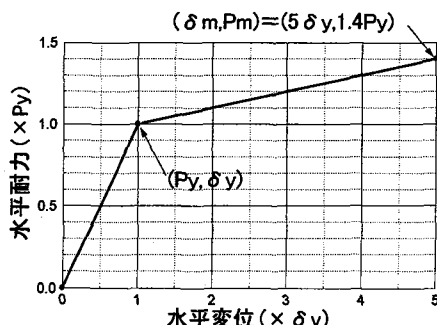


図-14 バイリニアの復元力モデル

著者らは無補剛円形断面鋼製橋脚に対しては、 $\beta=0.11$ 、 $C=2.0$ を用いることにより精度良くシミュレートできることを確認している¹⁷⁾。パラメータ β は主に応答変位による損傷を支配するパラメータであり、他のパラメータと比較して応答結果に敏感ではなく、縦リブの有無で変更せず、無補強断面の場合と同じ値($\beta=0.11$)とした。また、パラメータCは主に繰返しによる損傷を支配するパラメータであり、縦リブ補強により繰返しによる強度劣化が小さいため、無補強の場合の値($C=2.0$)よりも大きな値($C=2.5$)を設定した。

塑性率 μ_n に関しては、文献[4]に縦リブ補強円形断面橋脚の水平繰返し載荷と単調載荷の解析結果が示されており、 μ_n は水平繰返し載荷の塑性率 μ_c の2.1倍程度と読み取れる。文献[2]の制限値をほぼ満足している縦リブ補強円形断面供試体であるM23供試体($R_t=0.11$ 、 $\lambda=0.35$)の μ_c は $\mu_c=7.5$ であった⁴⁾。この供試体に上記 μ_c の2.1倍を適用し $\mu_n=16$ として、M23供試体の水平繰返し載荷実験結果をシミュレートした結果を図-16に示す。この図から良く一致していることが判る。

本実験において、No.2供試体の μ_c は $\mu_c=9$ であることが水平繰返し載荷実験から得られており、 μ_n は $\mu_n=19$ と仮定し、No.2供試体の水平繰返し載荷実験をシミュレートした。その結果を図-17に示すが、この場合も劣化挙動などを良くシミュレートできている。

本パラメータによる動的応答解析結果をハイブリッド地震応答実験結果とともに図-13に、解析結果一覧を表-6に示す。JRT-NSを入力したNo.3供試体のシミュレーション結果は $\delta_{\max}=4.08\delta_y$ 、 $\delta_R/h=1/261$ であった。E-Dモデルは降伏荷重まで直線的に除荷勾配で戻り、その損傷度により剛性を決定していくモデルであり、劣化域までハイブリッド地震応答実験結果と良い一致を示す。HKBを入力したNo.4供試体においては、 $\delta_{\max}=2.77\delta_y$ 、 $\delta_R/h=1/292$ であり荷重の低下が見られないため、バイリニアモデルに近い履歴曲線を描くが、この場合も良い一致を示す。

6. まとめ

円形断面鋼製橋脚の耐震補強方法の一つである、縦リ

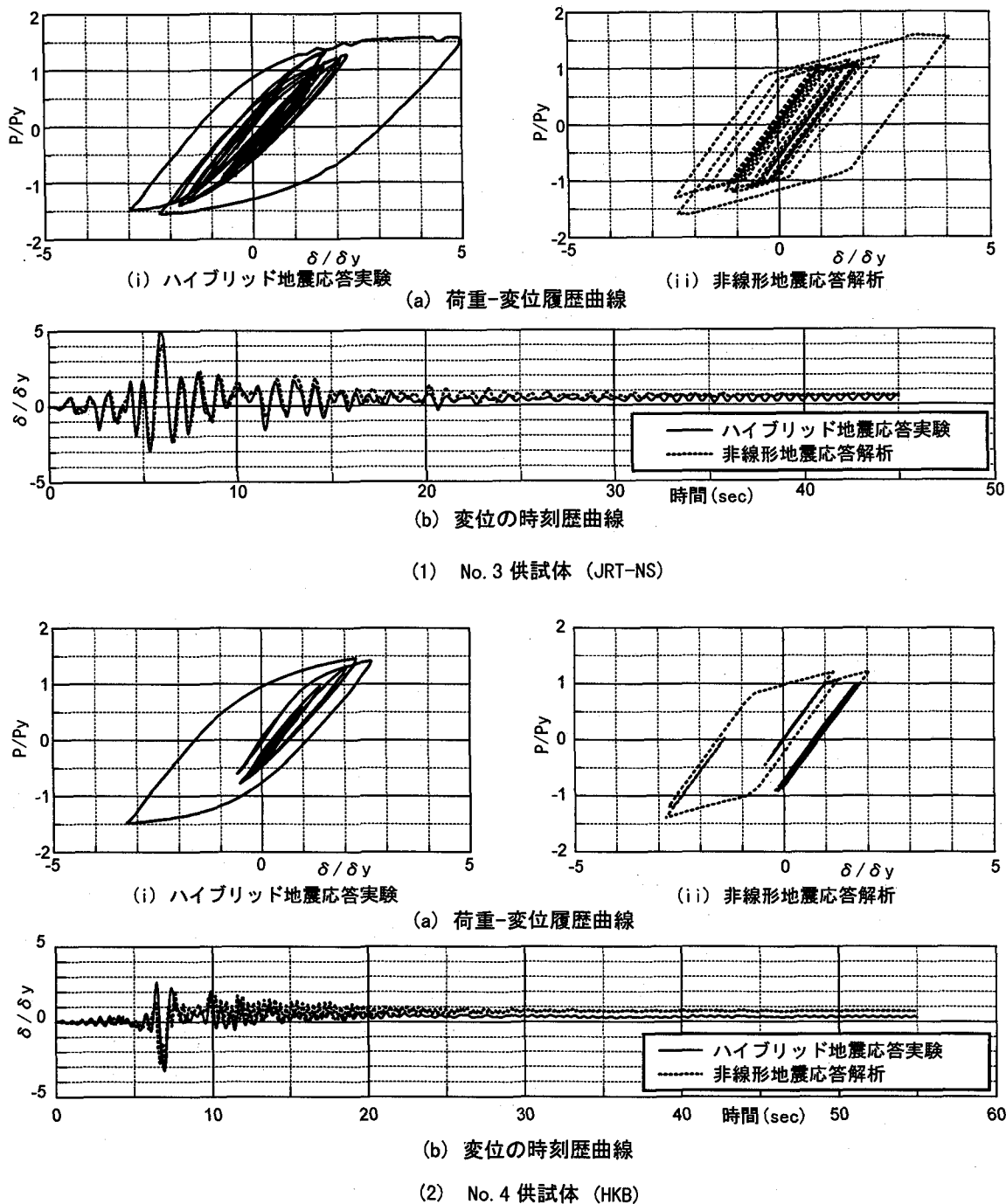


図-13 ハイブリッド地震応答実験と E-D モデルによる非線形地震応答解析の比較

ブ補強についてその耐震性能を検討した。縦リブ形状は文献[2]を満足するように決定した。水平繰返し載荷実験においては、縦リブの有無をパラメータとして2体の供試体(No. 1 供試体、No. 2 供試体)を準備してその違いについて比較検討した。ハイブリッド地震応答実験では、首都圏の高速道路が建設されることが多いⅡ種地盤(No. 3 供試体)とⅢ種地盤(No. 4 供試体)における兵庫県南部地震の地震波を適用してその耐震性を検討した。また、動的応答解析では、文献[2]に記載されているバイリニアの復元力モデルの妥当性の検討と、進行性劣化履歴モデル

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ように要約できる。

(1) 水平繰返し載荷実験

- $R_t=0.11$ 程度の円形断面鋼製橋脚を、文献[2]を満足するような縦リブで補強することにより、塑性率が約 $2.2 \delta_y$ 向上する。
- 最大荷重は、No. 1 供試体では $1.22P_y$ (32.0tonf)、No. 2 供試体では $1.52P_y$ (47.2tonf) であり、縦リブ補強による耐力の上昇は約 48%であった。

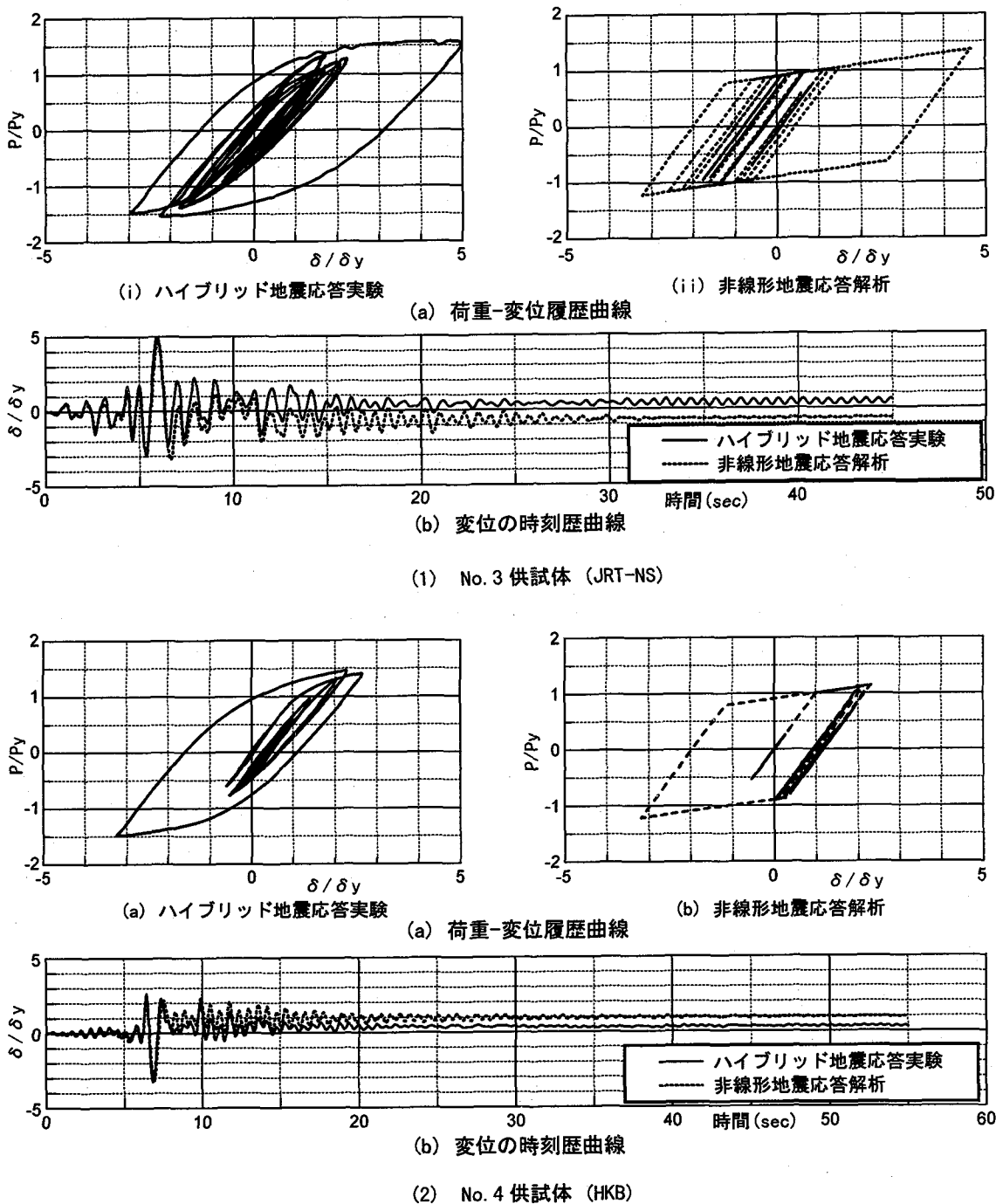


図-15 ハイブリッド地震応答実験とバイリニアモデルによる非線形地震応答解析の比較

(2) ハイブリッド地震応答実験

- ・首都圏の高速道路が建設されることが多い、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤の地震波に対しては、最大応答変位は $5\delta_y$ 以下であり、耐力の大きな低下は生じない。
- ・残留変位は最大でも $\delta_R/h = 1/519$ であり、許容残留変位 $\delta_R/h = 1/100$ 以内である。
- ・局部座屈は触れて判る程度の軽微なものであり、水平繰返し載荷実験での最大荷重時 ($4\delta_y$) 程度の損傷である。

(3) 動的応答解析

- ・縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の動的応答は、残留

変位が若干異なるものの、文献[2]に記載されているバイリニアの復元力モデルでほぼ良くシミュレートできることが確認できた。

- ・文献[2]に基づく縦リブ補強円形断面橋脚の動的応答解析を、E-D モデルにより実施する際には、応答変位による損傷および繰返しによる損傷を支配するパラメータ β および C は、それぞれ $\beta = 0.11$ 、 $C = 2.5$ とし、単調載荷の塑性率 μ_m は $\mu_m = 16 \sim 19$ の範囲を設定することにより、ハイブリッド地震応答実験を精度良くシミュレートすることが可能であることを確認した。

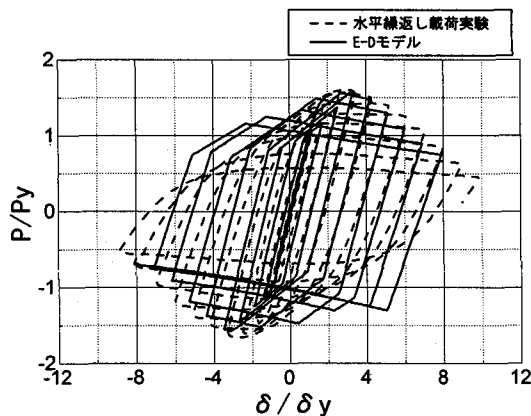


図-16 M23 供試体のシミュレーション

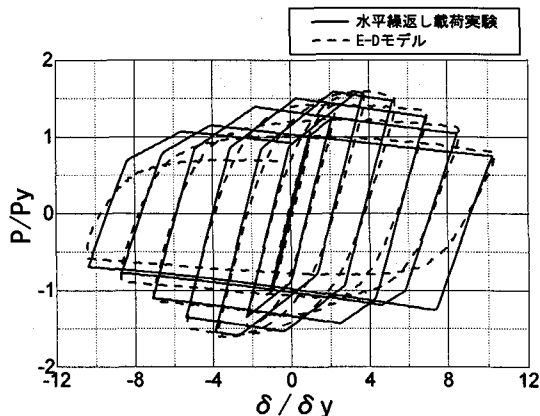


図-17 No. 2 供試体のシミュレーション

表-6 E-D モデルによる動的応答解析結果

地震波	$\delta_{\max}(\text{mm})$	$\delta_{\max}/\delta_y$	$\delta_R(\text{mm})$	δ_R/h	$P_{\max}(\text{tonf})$	$P_{\max}/P_y$
JRT-NS	79.0	4.08	11.8	1/261	48.7	1.58
HKB	50.1	2.77	13.0	1/292	34.0	1.20

<謝辞>

E-D モデルの動的応答解析を実施するにあたり、名古屋大学の宇佐美教授にご指導を頂きました。ここに記して謝意を表します。

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.12.
- 2) 山崎和夫・半野久光・田嶋仁志・船本浩二：首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強(下)―円形鋼製橋脚一，橋梁と基礎 Vol.33, No.7, pp.24-27, 1999.7.
- 3) 田嶋仁志・半野久光・久保田強・池田茂・寺尾圭史：縦リブを有する円形鋼製橋脚の繰返し載荷実験，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.
- 4) 半野久光・田嶋仁志・池田茂・岡本隆・水谷慎吾：縦リブを有する円形鋼製橋脚の変形性能，構造工学論文集 Vol.45A, pp.207-214, 1999.3.
- 5) 井浦雅司・熊谷洋司・小牧理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究，土木学会論文集 No.556/I-38, pp.107-118, 1997.1.
- 6) 井浦雅司・熊谷洋司・小牧理：繰返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究，土木学会論文集 No.598/I-44, pp.125-135, 1998.7.
- 7) 山口岳・渡辺英一・古田均・杉浦那征・宇都宮智昭・南莊淳：円形断面鋼製橋脚柱の合理的耐震設計法に関する基礎的研究，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，第I部門，pp.356-357, 1993.9.
- 8) Tsutomu Usami, Satish Kumar: Inelastic Seismic Design Verification Method for Steel Bridge Piers Using a Damage Index Based Hysteretic Model,

Engineering Structures, Vol.20, Nos 4-6, pp.472-480, 1998.

- 9) Satish Kumar, Tsutomu Usami: An Evolutionary-degrading Hysteretic Model for Thin-walled Steel Structures, Engineering Structures, Vol.18, No.7, pp.504-514, 1996.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，1996.12.
- 11) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.37A, 1991.3.
- 12) 中村聖三・安波博通・小林洋一・中川知和・水谷慎吾：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，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.331-338, 1997.5.
- 13) 葛漠彬・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) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集 Vol.36A, 1990.3.
- 15) 才塚邦宏・宇佐美勉・木曾英滋・伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集 Vol.41A, pp.277-288, 1995.3.
- 16) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 17) Satish Kumar, Shingo Mizutani, Takashi Okamoto: Circular Steel Tubes under Cyclic Loading, SDSS'97, pp.251-258, 1997.7.

(1999年9月17日受付)