

ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の 強震時挙動

宇佐美勉¹・才塚邦宏²・木曾英滋³・伊藤義人⁴

¹正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程(前期課程) (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工修 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部 (〒100-71 東京都千代田区大手町 2-6-3)

⁴正会員 工博 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

鋼製橋脚をモデル化した箱形断面片持柱の供試体を6体(3体:補剛断面, 3体:無補剛断面)製作してハイブリッド地震応答実験を行い, 実地震動が入力した場合の実鋼製橋脚の地震応答をモデル実験より求めた。この結果, 入力地震波として用いた土木研究所提案の3種の地震波(I,II,III種地盤)の内, I種地盤の地震波が実橋脚にとって最も危険な応答を生じさせること, 連続的に地震波を入力してもII,III種地盤では大きな損傷を与えないことを確認した。

Key Words : pseudo-dynamic test, buckling, ductility, steel bridge pier, earthquake response

1. 緒言

名古屋大学では, 鋼製橋脚を対象とした, 比較的薄肉の補剛または無補剛箱形断面を有する片持ち柱の単調載荷実験(静的実験), および繰り返し載荷実験(準静的実験)を平成元年度から過去5年間にわたって行い, 強度と変形能についての基礎的資料を蓄積してきた^{1)~4)}。また, 他の機関においても同様な研究が行われている^{5),6)}。

しかしながら, 準静的実験からは, 実際の地震動を受けたときの鋼製橋脚の挙動については何らの情報を得ることは出来ない。例えば, 準静的実験は, 通常供試体が破壊するまで繰り返し載荷を行うが, 実際の地震動で果たしてそのような状態に達するかどうかは不明である。

そこで, 本研究ではハイブリッド地震応答実験を行い, 実地震動を入力した場合の実鋼製橋脚の地震応答をモデル実験から求めることを試みた。ハイブリッド実験は実験装置と計算機をオンラインで結び, 複雑な復元力特性を持つ構造物の復元力を実験より取り入れて, 順次計算機で数値解析し, 構造物の応答を求める実験である^{7)~11)}。著者らは, 文献8)において, 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験について詳細な考察を行っており, 本研究はそこで提案した手法を用いて行うものである。ハイブリッド地震応答実験に関する既往の研究に関しては, 文献8)で詳しく述べているので, ここでは省略する。

入力地震動としては建設省土木研究所によって提案

されているLevel 1(弾性応答解析用)¹²⁾とLevel 2(地震時保有水平耐力照査用)¹³⁾を用いた。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

本研究においては, 無補剛箱形断面柱3体, 補剛箱形断面柱3体を供試体として製作し, 片持ち柱として実験を行った。使用した供試体の概要図をFig. 1に示す。実験供試体は, 全て板厚が6mmのSS400材で製作され, Fig. 1に示すように, 供試体両端部には端部治具に取り付けるための厚さ28mm(上部)と40mm(下部)の鋼板が溶接されており, 供試体最下部には, 局部座屈の発生を防止し, かつ剛域を確保するための三角リブがフランジとウェブの両面に取り付けられている。従って, 柱としての有効長さは, Fig. 1のhとなる。

Table 1に使用した供試体の測定寸法を示し, Table 2に供試体製作の鋼板から切り出したJIS5号試験片(各鋼板に対して3本)による引張試験結果の平均値を示す。なお, 補剛材にも, その供試体に用いた鋼材と同一のものをを用いた。Table 1中の幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は以下の式で表される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

ここで, b =フランジ板幅, t =フランジ板厚, σ_y =鋼材

Table 1 供試体実測値 (Fig. 1 参照)

Specimen	L (mm)	h (mm)	l_d (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	bs (mm)	ts (mm)	γ/γ^*	$\bar{\lambda}$	R_f	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)
U70-40H[A]	1351	1211	434	234	156	6.17	—	—	—	0.386	0.640	55.0	7.01
U70-40H[B]	1351	1212	434	235	156	6.08	—	—	—	0.386	0.653	54.4	7.03
U70-40H[C]	1351	1214	434	235	156	6.01	—	—	—	0.387	0.660	53.7	7.06
S45-25H	1352	1208	278	435	271	6.07	58.0	6.00	3	0.234	0.419	198	4.15
S30-25H	953	827	279	296	179	6.11	53.0	6.00	3	0.263	0.296	150	3.26
S30-50H	1751	1581	279	296	178	6.18	53.0	6.00	3	0.504	0.294	78.6	11.7

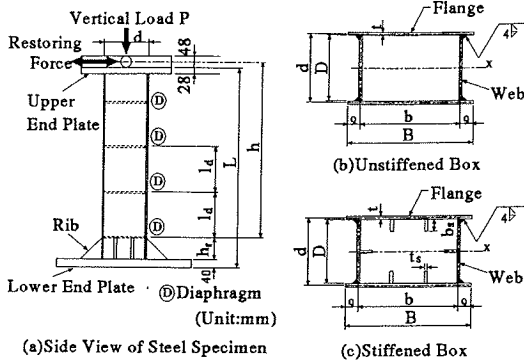


Fig. 1 実験供試体

の降伏応力, E =鋼材の弾性係数, μ =ポアソン比, k =板の座屈係数(無補剛板:4.0, 補剛板:36), K =有効座屈長係数(=2), h =部材長, r =断面2次半径である.

なお, Table 1 の供試体名で U のものは無補剛箱形断面, S のものは補剛箱形断面であることを, また, その後に続く数字は設計時の幅厚比および細長比パラメータを100倍した値を示している. 補剛箱形断面の γ はフランジの縦方向補剛材の剛比, γ^* は線形座屈解析から得られた縦方向補剛材の最適剛比である. また, H_{y0} , δ_{y0} は, それぞれ水平荷重のみが片持柱先端に作用したときの初期降伏水平荷重, およびそれに対応する水平変位で, 次式で定義される.

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (3)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (4)$$

ここに, M_y =降伏モーメント, h =部材長, EI =柱の曲げ剛度である.

(2) ハイブリッド地震応答実験手法

ハイブリッド地震応答実験は, 実橋脚を1質点系のモデルに置き換え, 実験より復元力 (Fig. 1 の水平反力) を測定し, それをコンピュータに取り込みながら, そのモデルに関する運動方程式を解いて実験を進めていく. 文献 8), 9) では, ハイブリッド地震応答実験を行う際に用いる手法として, 相似則を考慮して, 3つの

Table 2 材料定数

E	σ_y	ϵ_y	μ	E_{st}	ϵ_{st}	Δl
Test Specimen U70-40H[A] ~ [C], S45-25H						
203	245	0.121	0.276	3.46	1.37	38.3
Test Specimen S30-25H, S30-50H						
205	280	0.140	0.275	3.28	0.92	37.7

Notes:

E = Young's Modulus(GPa)

σ_y = Yield Stress(MPa)

ϵ_y = Yield Strain(%), μ = Poisson's Ratio

E_{st} = Strain-Hardening Modulus(GPa)

ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-Hardening(%)

Δl = Elongation(%)

異なる実験手法に分類を行い, 各手法を用いて実橋脚の弾性および弾塑性地震応答を求め結果を比較したが, 各手法による実験結果の差は無視できるほど小さかった. 従って, 本論文では用いたハイブリッド地震応答実験手法については議論をしないことにする. なお, 実橋脚と供試体の相似比は $S=8$ を想定した.

(3) 実験装置

実験装置については文献 8), 9) で詳しく説明してあるので, ここでは省略する.

(4) 入力地震波と軸力比

実験で使用した土木研究所作成の Level 2 地震波形(地盤種 I, II, III)を Fig. 2 に示す.

実験に際しては, Fig. 2 の地震波そのもの, また, 加速度を増幅したものを用いた. 各供試体に対する入力地震波を Table 3 に示す. なお, 実験では, 一度損傷を受けた供試体に再度 Level 2 地震波が入力した場合の挙動を検討するために, 地震波を連続的に数回入力した. 供試体に与える軸力比 P/P_y (P_y =全断面降伏軸力) は, 道路橋示方書¹²⁾に準じて求めた. ただし, 供試体のはり-柱としての強度式は, Appendix に示す, 2つの設計式(D.F.)のいずれかを用いた. また, 式中に現れる安全率(F.S.) ν の値は, 道路橋示方書の値 1.14 または 1.0 を用いた. 設計式および安全率の相違は, 軸

Table 3 入力地震波および入力パラメータ

Specimen	Input Ground Motion			D.F.	F.S.	P/P _y	T (sec)
	Sequence	G.Type	A _{max}				
U70-40H[A]	1	II	417.1	1	1.14	0.138	0.789
	2	III	442.9	1	1.14	0.118	0.731
	3	I	360.0	1	1.14	0.166	0.865
	4	I	410.0	1	1.14	0.166	0.893
	5	I	410.0	1	1.14	0.166	0.924
U70-40H[B]	1	III	442.9	1	1.14	0.118	0.731
	2	III	442.9	1	1.14	0.118	0.731
	3	III	442.9	1	1.14	0.118	0.731
	4	III	492.9	1	1.14	0.118	0.731
	5	III	492.9	1	1.14	0.118	0.736
	6	III	542.9	1	1.14	0.118	0.745
U70-40H[C]	1	II	417.1	1	1.14	0.138	0.789
	2	II	417.1	1	1.00	0.158	0.843
S45-25H	1	I	360.0	1	1.14	0.240	0.700
	2	III	442.9	2	1.14	0.217	0.675
	3	III	442.9	2	1.00	0.248	0.725
S30-25H	1	I	360.0	1	1.14	0.224	0.566
	2	I	360.0	2	1.14	0.273	0.623
	3	I	360.0	2	1.00	0.311	0.662
S30-50H	1	I	360.0	1	1.14	0.138	1.154

Note:
A_{max} = Maximum Acceleration (gal), D.F. = Design Formula (**Appendix**),
F.S. = Factor of Safety (**Appendix**), T = Natural Period of Real Bridge Pier

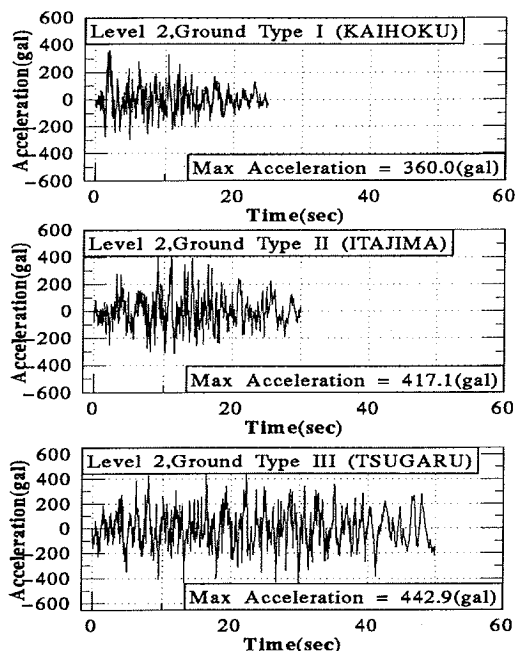


Fig. 2 入力地震波形
(土木研究所 Level 2 地震波)

力比の値にのみ影響をおよぼす。各供試体に対する軸力比の値を Table 3 に示す。表中、D.F.=1, F.S.=1.14 のときの軸力比は、現行道路橋示方書で設計された橋

Table 4 準静的実験による塑性率と最高水平荷重⁴⁾

Specimen	R _f	$\bar{\lambda}$	P/P _y	$\frac{\delta_m}{\delta_y}$	$\frac{H_{max}}{H_y}$
U70-40	0.704	0.406	0.2	2.61	1.65
S45-25	0.488	0.265	0.2	4.97	1.49
S30-25	0.300	0.261	0.2	13.6	2.03
S30-50	0.300	0.489	0.2	8.07	1.76

脚とほぼ同一の値となる。設計条件式(2)は、AISC¹⁴⁾の塑性設計に用いられる式であり、全塑性モーメントが期待できる断面に対する設計式であるため、これから求められる軸力比は設計条件式(1)よりも大きくなる。

実験と平行して行われる1自由度系振動解析モデルの質量、剛性、減衰係数は文献8)に示す方法で求めた。なお、減衰定数は、0.05と仮定している。Table 3の中のTは想定実橋脚(相似比=8)の固有周期である。

(5) 実験供試体の変形能について

今回実験に用いたものとはほぼ同一の幅厚比パラメータ、細長比パラメータを持つ供試体に対する準静的実験(3-cycle 実験)結果⁴⁾によれば、最高水平荷重 H_{max} に対応する変位 δ_m を用いて計算した塑性率 $\mu_m = \delta_m / \delta_y$ および H_{max}/H_y (δ_y , H_y については後述する)は、Table 4 のようである。

Table 1 の供試体と Table 4 の供試体名に H を付けたものが対応している。U70-40 供試体は実橋脚としては、かなりスレンダーなものであり、ダクティリティ

もかなり低い。S45-25 は柱の長さは短い、幅厚比が限界幅厚比（圧縮補剛板としての全断面降伏荷重が期待できる幅厚比）より少し大きいため、ダクティリティーはあまり高くない。それに対し、S30-25、S30-50 は幅厚比が小さいため、かなりのダクティリティーが期待できる部材である。なお、これらの実験はいずれも軸力比 P/P_y は 0.2 で行われており、今回の実験の軸力比よりも多少大きいことに注意すべきである。また、 H_y は後述のように、現行道路橋示方書¹²⁾の基準水平耐荷力（安全率 $\nu=1.0$ ）であるが、Table 4 から分かるように、現行の設計法における基準水平耐荷力は最高荷重に比べ、かなり小さくとられている。

3. 実験結果と考察

(1) 弾性域内での実験精度

Table 3 に示した、Level 2 地震波による実験に先立ち、Level 1 地震波による弾性応答実験を各供試体に対して行い、数値解析結果との比較により、実験精度を検証した。U70-40H シリーズの供試体についての結果は文献 8) に述べたが、最大応答変位の誤差は 3% 以内で一致し、周波数特性も精度良く一致した。従って、弾性域内での実験の精度は十分であると考えられる。

(2) 地震波の違いによる応答値の比較

同一寸法の供試体 U70-40H[A],[B],[C] には、それぞれ I, II, III 種地盤の地震波を入力して実験を行ったので、その結果を基に、地震波の違いによる応答値の比較を行う。ただし、U70-40H[A] に関しては、II 種地盤および III 種地盤の地震波を I 種地盤の地震波に先立って入力してあるが、2 回目の実験終了後の供試体には、座屈、残留変位などの損傷がほとんど見られなかったため、第 3 波目を無損傷の供試体に対して行う実験として評価してある。

Fig. 3 に I, II, III 種地盤の地震波入力時の時刻歴応答変位、および復元力履歴ループを示す。結果は Table 1 に示した H_{y0} , δ_{y0} によって無次元化してある。

I 種地盤の地震波では、地震動開始後、約 2 秒付近で 1 方向に片寄った大きい加速度があるために、非常に大きな応答変位が生じ、すぐに劣化域に達した。その後は、大きな加速度の入力がないので、最初に大きな変位が生じた方向と反対の方向に戻されることなく、1 方向に片寄った形で振動を繰り返す。そのために、実験終了時には大きな残留変位が生じた。II, III 種地盤の地震波では、I 種地盤のように大きく片寄った加速度はなく、ほぼ均等に振動するため、応答変位も片寄ることなく、残留変位もほとんど生じていない。

それぞれの地盤種の地震波を入力した場合の最大応

答変位 δ_{\max} および残留変位 δ_R を δ_{y0} で無次元化した値を比較すると、 $\delta_{\max}/\delta_{y0}$ は I, II, III 種地盤でそれぞれ 4.15, 2.38, 2.45 となり、II, III 種地盤はほぼ同じ値になっているのに対し、I 種地盤のみ、それらの約 1.7 倍の値になっている。 δ_R/δ_{y0} に関しては、II, III でそれぞれ 0.27, 0.07 と非常に小さな値になっているのに対し、I 種地盤では 1.94 と約 10 倍にもなっており、I 種地盤の地震波が大きな残留変位を生じさせやすい地震波であることが確認できる。

(3) 数値解析結果との比較

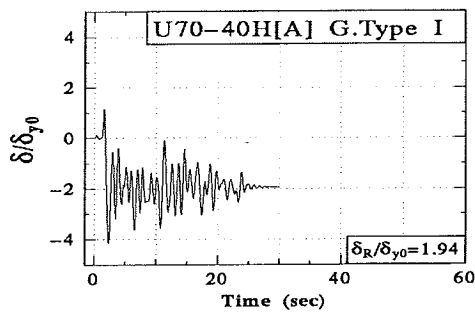
先に示した U70-40H[A] に対する I 種地盤地震波入力時の応答は、実際には 3 回目の地震波を入力した実験であったため、それまでの地震波によって損傷を受けている可能性があるため、ここでは、数値解析によって求めた応答との比較を行う。数値解析では、名古屋大学で開発された修正 3 パラメータモデルを復元力モデルとして用いた^{15),16)}。数値解析結果を Fig. 4 に示す。

Fig. 4 と先の Fig. 3 の波形を比較すると、非常に良く一致していることが分かる。最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_{y0}$ は 4.28 であり、先の実験結果との誤差は 10 % 以内に収まっており、残留変位 δ_R/δ_{y0} は 2.07 であり、これも実験結果との誤差は非常に小さい。よって、この数値解析結果は実験結果と非常に良く一致しているといえる。

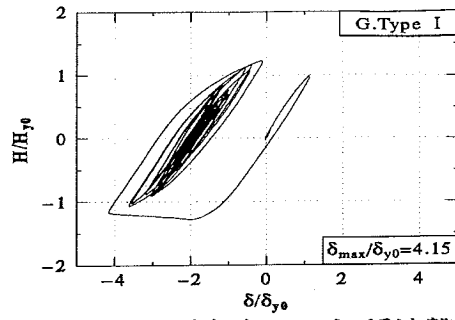
(4) 複数の地震動を受けた場合の応答—損傷の累積を考慮しない場合

Level 2 の地震動は極大地震であり、構造物の耐用年数の間にせいぜい 1, 2 度程度しか生じない地震動であると考えられるが、数回の地震動を与えて実験を行っているため、参考までに複数の地震による供試体の損傷の進展についても考察する。

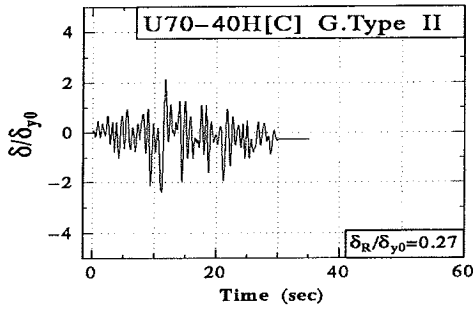
Fig. 5 に、S45-25H および S30-25H が 3 回ずつ地震動を受けたときの復元力特性の変化を示す。また、Table 5 は、実験における残留変位量 δ_R を柱長 h で無次元化した δ_R/h 、最大応答変位 δ_{\max} を降伏変位 δ_y で無次元化した δ_{\max}/δ_y 、累積吸収エネルギー（履歴ループの囲む面積） E_i を $E_e = H_y \cdot \delta_y/2$ で無次元化した E_i/E_e の値の各実験の終了時の値、および累積値を示したものである。ここで、 H_y は軸力を考慮した場合の降伏または不安定水平荷重（Appendix の設計条件式 (1) で $\nu=1.0$ とおいて求められる最小の水平荷重）、 δ_y は H_y に対応する水平変位を表す。また、 $\sum \delta_{\max}/\delta_y$ の値は、他の累積値のように各実験終了後の値を足し合わせたものではなく、前回までの実験での残留変位の累積値に、その実験での最大変位を加えた値になっている。なお、 E_e の値は供試体スケールで書いてある。同表中の最後の欄は、各実験終了後の供試体基部の損



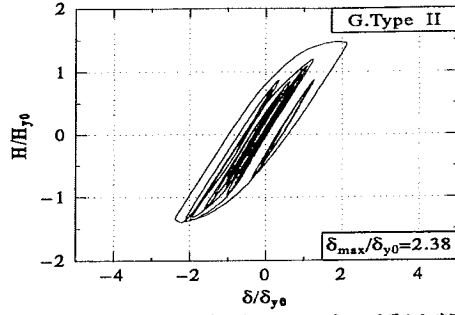
(a) 応答変位(I種地盤)



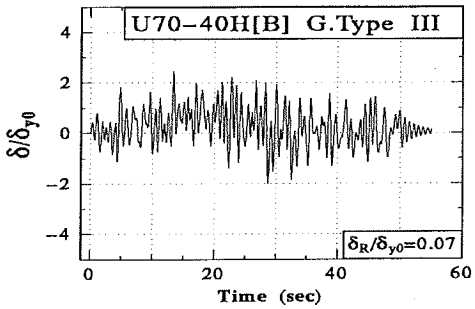
(b) 復元力履歴ループ(I種地盤)



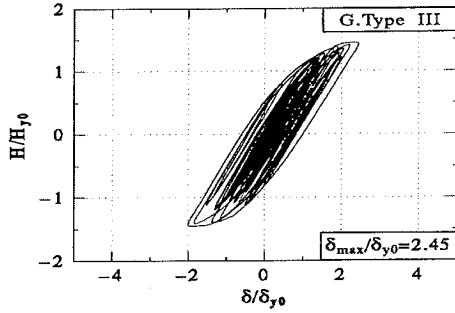
(c) 応答変位(II種地盤)



(d) 復元力履歴ループ(II種地盤)

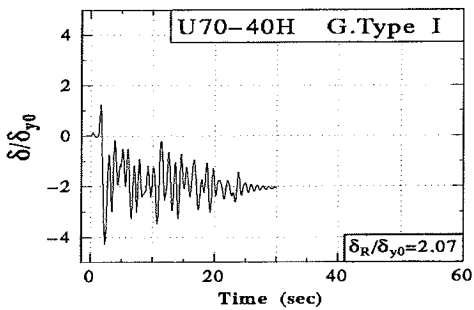


(e) 応答変位(III種地盤)

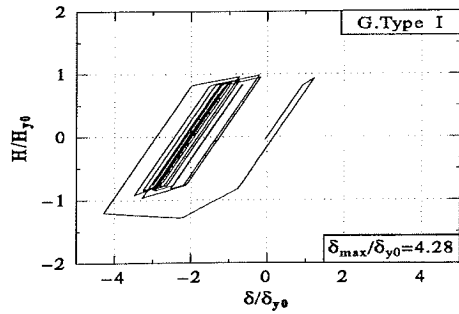


(f) 復元力履歴ループ(III種地盤)

Fig. 3 地盤種別の実験結果



(a) 応答変位(I種地盤)



(b) 復元力履歴ループ(I種地盤)

Fig. 4 数値解析シミュレーション結果

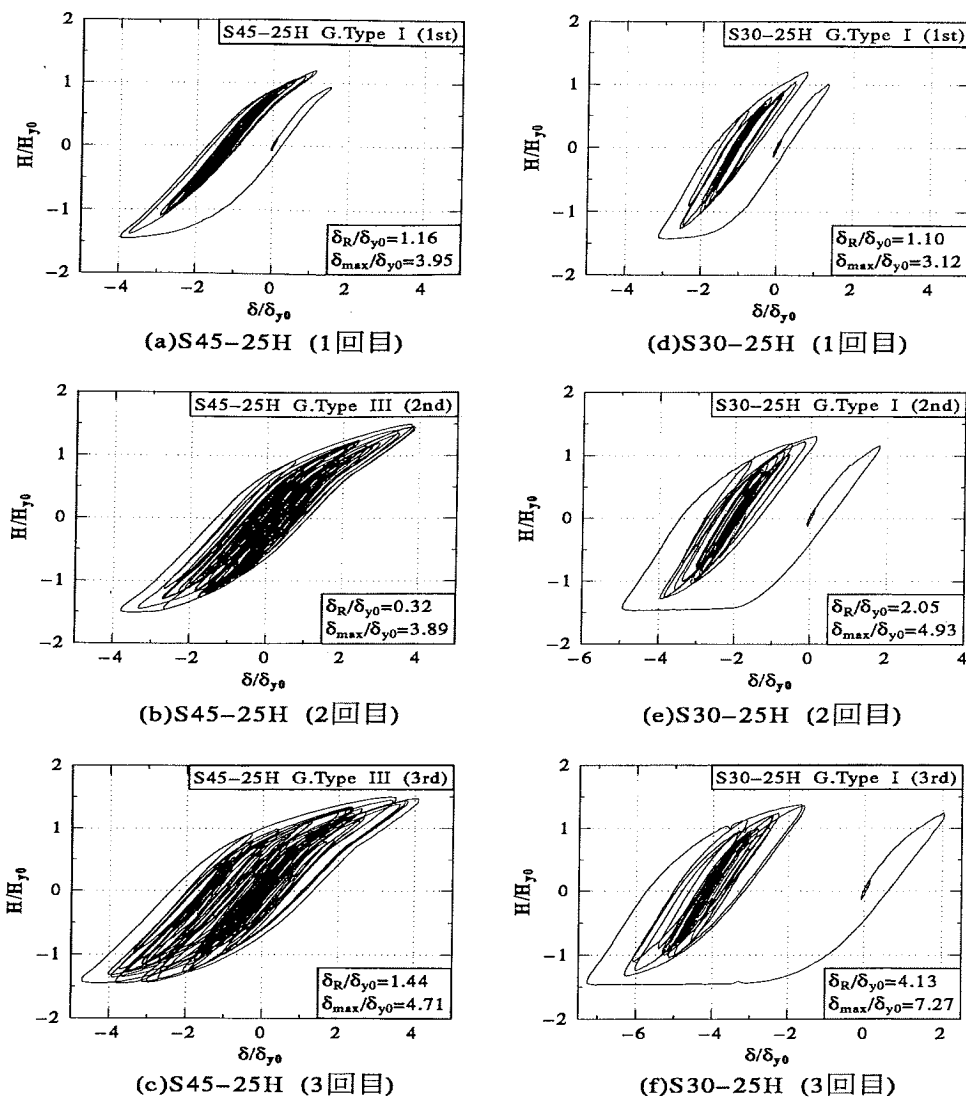


Fig. 5 補剛断面柱の復元力特性の変化

傷度 (局部座屈) の程度を示したもので、B1 は手で触れて座屈変形が分かる程度の軽微な損傷、B2 は目視により座屈変形が分かる大きな損傷を表す。なお、準静的実験で見られたようなクラックは、どの実験でも観察されなかった。

まず、各実験における応答値に関して、連続して地震波を入力した場合の累積を考慮しないで考察を行う。この場合の応答値は、Table 5 の Each Loading に示してある。

地震波の影響

地盤種別に見ると、II 種地盤の地震波は、U70-40H[A]、U70-40H[C] に対して 1 回目に入力している。応答値は同様の値になっているが、 E_i/E_e を他の実験と比較すると、I 種地盤よりも継続時間は長い地震波であるにも関わらず、II 種地盤を入力した場合が最も小さい値になっていることが分かる。

III 種地盤の地震波は U70-40H[B] に対して 6 回連続的に入力している。1, 2, 3 回の実験では、地震波の最大加速度はすべて同一のものを入力しているが、 δ_R/h と δ_{max}/δ_y に関しては、3 回の実験でほとんど増加が見られないことが分かる。 E_i/E_e については、各実験

Table 5 ハイブリッド実験による地震応答値

Specimen	Input Ground Motion			$\frac{H_y}{H_{y0}}$	E_e (kN · cm)	Each Loading			Cumulative Value			Degree of Buckling
	Sq.	G.T.	A_{max}			$\frac{\delta_R}{h}$	$\frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\frac{E_i}{E_e}$	$\sum \frac{\delta_R}{h}$	$\sum \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$	$\sum \frac{E_i}{E_e}$	
U70-40H[A]	1	II	417.1	0.86	13.0	0.001	2.72	25.0	0.001	2.72	25.0	N
	2	III	442.9	0.88	13.6	0.001	2.78	59.6	0.002	3.03	84.6	N
	3	I	360.0	0.83	12.2	0.011	5.37	34.3	0.013	5.81	118.9	B2
	4	I	410.0	0.83	12.2	0.032	8.90	50.2	0.045	11.8	169.1	B2
	5	I	410.0	0.83	12.2	0.063	14.2	36.6	0.109	24.4	205.7	B2
U70-40H[B]	1	III	442.9	0.88	13.6	0.000	2.99	57.9	0.000	2.99	57.9	N
	2	III	442.9	0.88	13.6	0.001	2.78	61.6	0.001	3.06	119.5	B1
	3	III	442.9	0.88	13.6	0.001	2.84	64.2	0.002	3.06	183.7	B1
	4	III	492.9	0.88	13.6	0.001	3.27	93.2	0.003	3.38	276.9	B1
	5	III	492.9	0.88	13.6	0.003	3.56	105.3	0.006	3.75	382.2	B2
	6	III	542.9	0.88	13.6	0.004	5.15	163.1	0.009	4.37	543.3	B2
U70-40H[C]	1	II	417.1	0.86	13.0	0.002	3.00	27.2	0.002	3.00	27.2	N
	2	II	417.1	0.84	12.4	0.001	3.56	39.7	0.002	3.74	70.0	B1
S45-25H	1	I	360.0	0.76	27.0	0.004	4.53	33.3	0.004	4.53	33.3	N
	2	III	442.9	0.78	28.6	0.001	4.32	116.8	0.005	5.50	150.1	N
	3	III	442.9	0.75	26.4	0.005	5.46	203.3	0.010	7.19	353.4	B1
S30-25H	1	I	360.0	0.78	15.6	0.004	3.72	27.8	0.004	3.72	27.8	N
	2	I	360.0	0.73	13.6	0.008	6.28	67.8	0.012	7.69	95.7	B1
	3	I	360.0	0.69	12.3	0.016	9.75	108.8	0.028	14.0	204.4	B2
S30-50H	1	I	360.0	0.86	32.7	0.011	4.13	20.7	0.011	4.13	20.7	B1

Note: Sq. = Load Sequence, G.T. = Ground Type, $H_y/H_{y0} = \delta_y/\delta_{y0}$, $E_e = H_y \cdot \delta_y/2$, Degree of Buckling: N = None, B1 = Slightly Buckled, B2 = Severely Buckled

終了毎に 5% 程度ずつ増加しているが、 δ_{max}/δ_y と併せて損傷の指標として考えると、ほとんど損傷はないといえる。U70-40H[A] の 2 回目の実験でも、III 種地盤を入力しているが、U70-40H[B] の 1 回目の実験値とほとんど同じ応答が得られており、II 種地盤入力による影響はほとんどないと考えられる。

I 種地盤の地震波は U70-40H[A] に入力されているが、その前に入力した II, III 種地盤の実験応答値と比較すると、 E_i/E_e については大きくは出ていないが、 δ_R/h では約 10 倍、 δ_{max}/δ_y では約 2 倍出ており、応答変位の損傷に与える影響が大きいことが伺える。また、この実験中に目で見て分かる局部座屈も発生した。

Fig. 5 に、複数の地震波を連続的に入力した場合の挙動の変化を、復元力履歴ループの変化によって示したが、連続して入力するに従い、履歴ループが大きくなっていくことが確認できる。特に、S30-25H では、I 種地盤の地震波を連続的に入力しており、Fig. 5(d), (e), (f) を見ると、すべてのグラフの横軸 (δ/δ_{y0}) がずれていっている。これは、I 種地盤の地震波が応答変位の増加に対して、大きく影響しているためである。

入力加速度の増幅の影響

次に、入力地震波の最大加速度の増幅の影響を考える。Table 5 に示したように、U70-40H[A] および U70-40H[B] の実験で入力加速度の増加を試みた。U70-40H[A] では、4, 5 回目の I 種地盤を入力した実験を、入力最大加速度を 50gal プラス (3 回目の実験の 1.1 倍) して行ったが、 δ_R/h は 3 回目の応答値の 2.9 倍、 δ_{max}/δ_y

Table 6 地震波の地盤種別の性質

G.T.	δ_R/h	δ_{max}/δ_y	E_i/E_e
I	Large	Large	Medium
II	Medium	Medium	Small
III	Medium	Medium	Large

Note: G.T. = Ground Type

は 1.7 倍、 E_i/E_e は 1.5 倍にも達した。さらに、5 回目の実験では座屈の進展により δ_{max}/δ_y は 4 回目の応答値の 1.6 倍にもなり、変位が計測不能となった。また、U70-40H[B] に対して III 種地盤を入力した実験の 4, 5 回目は、地震波の最大加速度を 50gal プラス (1,2,3 回目の実験の最大加速度の 1.1 倍) して行った。4 回目の実験終了後では δ_{max}/δ_y は 3 回目の実験値の 1.2 倍になっており、入力最大加速度の増加の比率とほぼ等しい増加をしていることが分かる。 E_i/E_e は 3 回目の実験値の 1.5 倍になっており、損傷度は増加していると考えられる。5 回目では、4 回目と入力地震波は同一であるにも関わらず、4 回目までの損傷の影響で δ_{max}/δ_y は 1.1 倍、 E_i/E_e は 1.1 倍になり、損傷がさらに 10% 程度大きくなっているといえる。6 回目の実験では 100gal プラス (1,2,3 回目の実験の最大加速度の 1.2 倍) して行ったが、3 回目の実験値と比較すると、 δ_{max}/δ_y は 1.8 倍にもなっており、4,5 回目の実験での損傷の増加の影響が出ていると考えられる。

以上のことをまとめると、入力地震波の地盤種別の性質として、Table 6 のようになる。

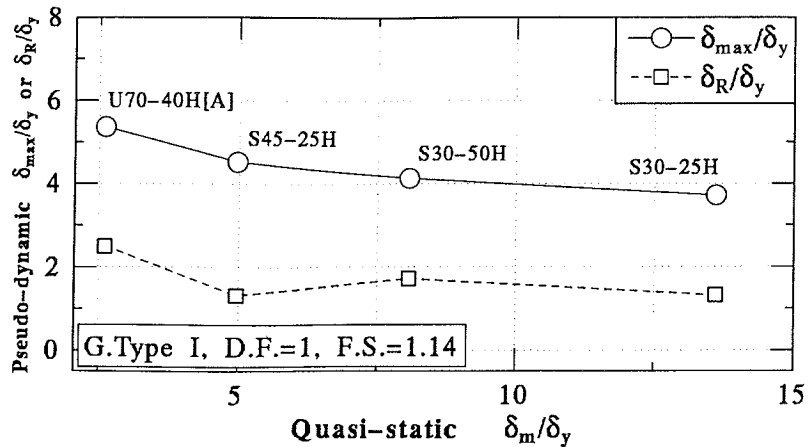


Fig. 6 塑性率とハイブリッド実験応答値の相関

設計条件式の影響

次に、設計条件式の変更の影響について考察するが、これは前述のように軸力比にのみ影響を及ぼす。各実験で用いた設計条件式とこの条件式より求めた軸力比は、Table 3 に示す。同一地震波に対する実験での設計条件式の変更 (Appendix の設計条件式 (1) から (2) への変更) は S30-25H の I 種地盤の実験で行った。1 回目の実験では軸力比は 0.224、2 回目の実験では 0.273 となり、2 回目の実験の軸力比は 1 回目の 1.2 倍の値になっているが、応答値を比較すると δ_R/h は 1.9 倍、 δ_{max}/δ_y は 1.7 倍、 E_i/E_e は 2.4 倍にもなっており、軸力比のわずかな増大が、非常に大きな応答の増幅となって現れることが分かる。

安全率の影響

安全率の変更 ($\nu=1.14$ から 1.0) により、軸力比 P/P_y が増大する。安全率の変更を行った実験は、S30-25H、S45-25H の 3 回目の実験であり、S30-25H に関しては、2, 3 回目の実験での軸力比の比率は 1.1 倍になっており、その結果、 δ_R/h 、 δ_{max}/δ_y 、 E_i/E_e の応答値の増大は、2.0 倍、1.6 倍、1.6 倍となっている。一方、S45-25H に対しては、軸力比の比率は 1.14 倍で、応答の増大率は、5.0 倍、1.3 倍、1.7 倍である。

設計条件式の変更、安全率の低減ともに軸力比の増大をもたらすが、軸力比のわずかな増大に対し、応答の大きな増幅を来すので、十分注意する必要がある。

塑性率と最大応答変位および残留変位の相関

Fig. 6 は、準静的実験から求められた塑性率 δ_m/δ_y と、ハイブリッド地震応答実験から求められた応答 δ_{max}/δ_y および δ_R/δ_y をプロットしたものである。地震波はすべて I 種地盤に対するものであり、設計条件

式は (1)、安全率は 1.14 に対するものである。この図より、 δ_m/δ_y と δ_{max}/δ_y および δ_R/δ_y には明確な相関が見られる。すなわち、塑性率が高いほど応答最大変位、残留変位が、より小さくなっている。これは、塑性率が高いほど、最大荷重 H_{max} と降伏荷重 H_y の比が大きくなることに起因する (Table 4 参照)。

(5) 複数の地震動を受けた場合の応答-損傷の累積を考慮した場合

ここでは損傷の累積を考慮するため、各実験毎に応答値を足し合わせた値を用いて比較を行う。これらの累積値は Table 5 の Cumulative Value の部分に示してある。また、Table 5 の応答値の内、 $\sum \delta_R/h$ を横軸に、 $\sum E_i/E_e$ を縦軸に取ったグラフを Fig. 7 に示す。Photo. 1 には、U70-40H[A], [B], [C](それぞれ I, III, II 種地盤の地震波を入力) の実験終了後の状況写真を示す。

Fig. 7 と Table 5 より、地盤種別の地震波による応答変位および残留変位は大きく異なっていることが分かる。III 種地盤の地震波を入力した場合 (供試体 U70-40H[B]) に関しては、累積残留変位はほぼ一定の割合 (前回実験の残留変位累積値の約 2 倍) で増加しており、6 回連続的に入力しても累積残留変位は柱長 h の 1/100 にも達していない。一方、I 種地盤の地震波を入力した場合 (供試体 U70-40H[A]) については、その挙動が顕著であり、残留変位および最大変位が大きく出ており、かなり危険な変位応答を生じさせる地震波であることがいえる。U70-40H[A] に関しては、前に述べた通り、実験の 1, 2 回目に行った II, III 種地盤の地震波の影響はほとんどないことが、Table 5 の $\sum \delta_R/h$ の各実験毎の増分比率からも分かる。II 種地盤の地震波を入力し

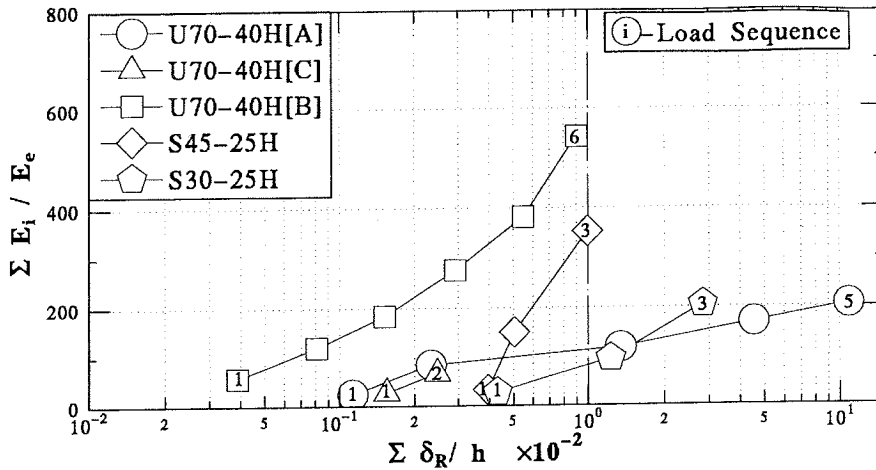


Fig. 7 累積残留変位—累積吸収エネルギー曲線

た場合(供試体 U70-40H[C])には、2 回しか地震波を入力しておらず、3 回目以降の挙動は明確ではないが、累積残留変位および各実験毎の残留変位などから推測すると、III 種地盤の地震波入力時と同様に、累積残留変位の増加は大きくないであろうと考えられる。Photo. 1 からも、I 種地盤用地震波が残留変位に対して与える影響が大きく、II, III 種地盤用地震波ではあまり影響はないことが確認できる。

また、S45-25H, S30-25H に関しては、1 回目の実験は共に I 種地盤を入力しており、Fig. 7 を見ても分かるように、ほぼ同一の値を示している。2 回目以降の実験に関しては S45-25H では III 種地盤を、S30-25H では I 種地盤を入力しているため、その違いが各点を結ぶ直線の傾きに明確に出ている。S45-25H は 2, 3 回目の実験での累積残留変位の増分は大きくなく、すべての実験が終了した後も累積残留変位は柱長 h の $1/100$ にも達していないが、 $\sum E_i/E_e$ の増分は S30-25H の値よりも大きく出ている。また、S30-25H は累積残留変位の増分はかなり大きく、 $\sum \delta_R/h$ は 2 回目の実験終了時で、すでに $1/100$ を超えている。逆に $\sum E_i/E_e$ に関しては、増加は大きくない。

以上のことより、3 種類の地盤種に対する Level 2 の地震波を、地震波の加速度、設計条件式および安全率を変化させて、連続的に入力した場合の応答をハイブリッド実験によって求めた結果、I 種地盤用地震波は変位応答が 1 方向に大きく片寄り、座屈発生後も座屈の進展を助長する橋脚にとっては危険な応答を示したが、II, III 種地盤用地震波の応答は両側に均等に振動し、座屈が発生してもそれを助長することはなく、逆に座屈の進展を妨げるものであることが分かった。

4. エネルギー—一定則の適用性の検討

道路橋示方書¹²⁾に規定されている地震時保有水平耐力の照査に関しては、Newmark によるエネルギー一定則が用いられている。エネルギー一定則とは、「弾性域を超える場合の構造物の挙動に関しては、弾塑性復元力特性を有する 1 質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ等しくなる」という考え方¹⁸⁾である。ここでは、このエネルギー一定則を利用して非線形応答変位を推定し、本実験のハイブリッド実験結果との比較を行い、エネルギー一定則の適用性について考察する。下記の誘導過程は、おおむね文献 17) に従っている。

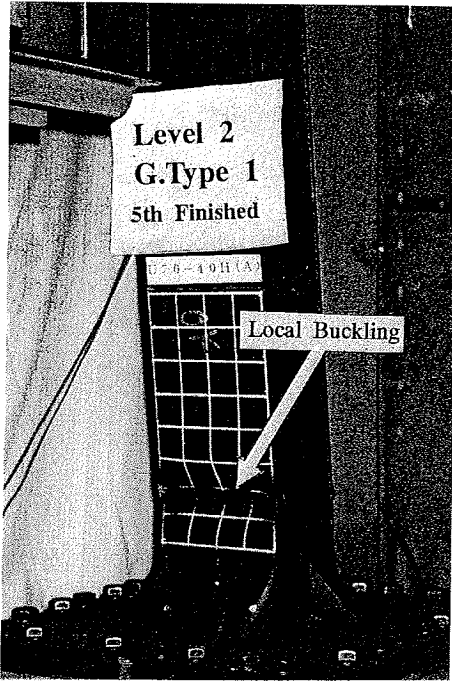
この推定法では、橋脚を 1 自由度系にモデル化して行う。まず、弾性応答を求めるために、想定実橋脚を 1 自由度系モデルに置き換えたときの弾性曲げ剛性 K および等価質量 M を文献 8) に示した方法で求め、これらの値から固有周期 T を、以下の式より算定する。本研究で用いた各供試体に対応する実橋脚の固有周期は Table 3 に示してある。

$$T = 2\pi\sqrt{M/K} \quad (5)$$

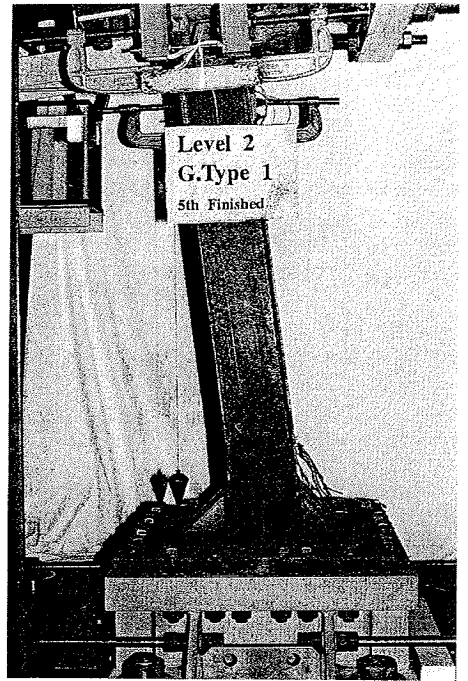
また、弾性エネルギー E_E は以下の式より求められる。

$$E_E = \frac{1}{2}K\delta_E^2 \quad (6)$$

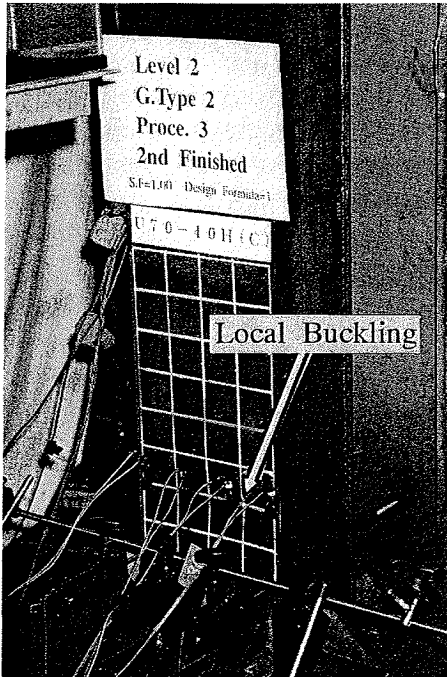
ここで、 δ_E は実橋脚の弾性最大応答変位であるが、実験的に求めることは不可能であるため、式 (5) より求められた固有周期を用い、それに対応する変位応答スペクトル S_D と等しく置く。 S_D はモデルの減衰定数に依存するが、本研究で用いた土木研究所の提案する地震



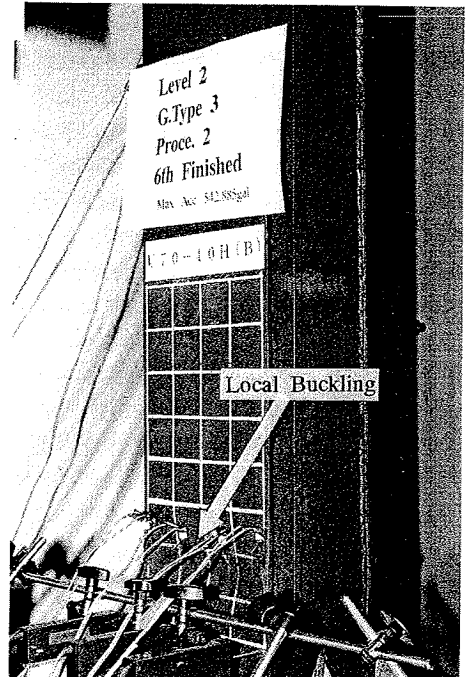
(a)G.Type I, All Tests Finished(1)



(b)G.Type I, All Tests Finished(2)



(c)G.Type II, All Tests Finished



(d)G.Type III, All Tests Finished

Photo. 1 U70-40H[A], [B], [C] の実験終了時の状況

Table 7 非線形応答変位の比較 (エネルギー一定則)

Specimen	G.T.	δ_E/δ_{y0}	$E_E/H_{y0}\delta_{y0}$	δ_{EL}/δ_{y0}	δ_{max}/δ_{y0}	δ_{EL}/δ_{max}
U70-40H[A]	I	2.37	2.96	3.00	4.15	0.723
U70-40H[B]	III	2.40	3.10	2.80	2.45	1.146
U70-40H[C]	II	2.38	3.08	2.75	2.38	1.155
S45-25H	I	2.63	2.97	3.01	3.95	0.765
S30-25H	I	2.55	2.90	2.73	3.12	0.873
S30-50H	I	2.64	3.56	3.27	3.44	0.950

Table 8 非線形応答変位の比較 (変位一定則)

Specimen	G.T.	δ_E/δ_{y0}	$E_E/H_{y0}\delta_{y0}$	δ_{EL}/δ_{y0}	δ_{max}/δ_{y0}	δ_E/δ_{max}
U70-40H[A]	I	2.37	2.96	2.37	4.15	0.571
U70-40H[B]	III	2.40	3.10	2.40	2.45	0.980
U70-40H[C]	II	2.38	3.08	2.38	2.38	1.000
S45-25H	I	2.63	2.97	2.63	3.95	0.666
S30-25H	I	2.55	2.90	2.55	3.12	0.817
S30-50H	I	2.64	3.56	2.64	3.44	0.767

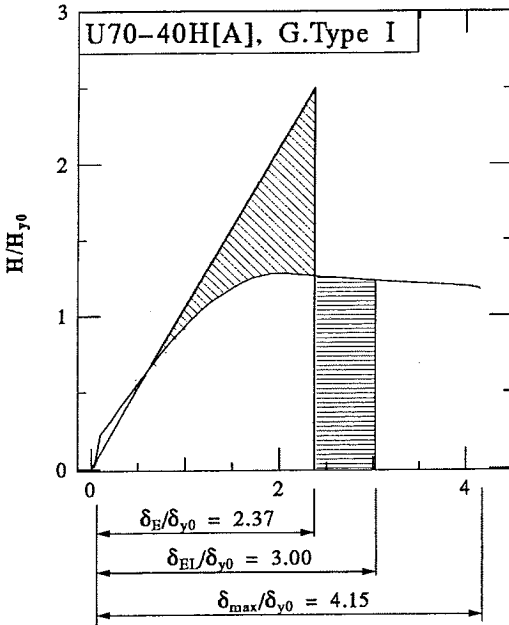


Fig. 8 エネルギー一定則の原理

波は、減衰定数 $\xi=0.05$ とした場合の加速度応答スペクトル特性が一致するように振幅特性を修正したものである。本実験では $\xi=0.05$ を用いた。従って、

$$\delta_E = S_D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_A \quad (7)$$

ここで、 S_A は加速度応答スペクトルである。

次に、エネルギー一定則より以下の式を用いて、非線形最大応答変位 δ_{EL} を推定する。

$$\int_0^{\delta_{EL}} H d\delta = E_E \quad (8)$$

ここで、 $\int H d\delta$ は実橋脚の弾塑性エネルギー、 E_E は式(6)の弾性エネルギーを表す。実橋脚の弾塑性エネルギーは、供試体モデルの $H-\delta$ 履歴曲線の包絡線と水平軸 (δ 軸) の囲む面積に、 S^3 (S :相似比) を乗じた量から求められる。

エネルギー一定則を用いた推定の例として、U70-40H[A] に対して I 種地盤の地震波を入力した場合の結果を Fig. 8 に示す。Fig. 8 では、弾性エネルギーと弾塑性エネルギーの共通する部分を差し引いた、斜線のハッチングの部分の面積と、横線のハッチングの部分の面積が等しくなっている。ただし、包絡線はハイブリッド実験の結果より得られたものを用いた。

Table 7 に、この方法で非線形応答変位を求める際に必要となる弾性最大応答変位 δ_E 、弾性ひずみエネルギー E_E 、この方法で推定された非線形応答変位 δ_{EL} 、ハイブリッド実験より得られた非線形最大応答変位 δ_{max} 、および推定変位と実験における最大応答変位の比 δ_{EL}/δ_{max} の値を示す。ただし、値はすべて H_{y0} 、 δ_{y0} を用いて無次元化してある。なお、Table 1 の H_{y0} 、 δ_{y0} は供試体の値であり、想定実橋脚の値は、それぞれ S^2 、 S を乗じて求められる。Table 7 より、エネルギー一定則を適用した推定値と、ハイブリッド実験より得られた最大応答変位は、比較的良く近似しているといえる。U70-40H[B],[C] の 2 つの実験に関しては推定値の方が 15% 程度過大評価されているが、その他の実験に関しては推定値の方が最大で 30% 程度の過小評価をされている

ことが分かる。

また、非線形応答の近似推定法としては、エネルギー一定則と並んで変位一定則がある。変位一定則は「弾塑性系の最大変形は、初期周期の等しい弾性系の最大変形とほぼ等しい」という考え方である¹⁸⁾。この推定法を用いて比較を行った結果を Table 8 に示す。ただし、弾性最大応答変位 δ_E の推定法はエネルギー一定則の場合と同様である。

Table 8 より、U70-40H[B], [C] に関してはエネルギー一定則を用いた推定値より、実験値に近い値が得られていることが分かる。しかし、その他の供試体に関しては、推定値が実験値より最大で40%の過小評価をしており、変位一定則を用いた推定値より、エネルギー一定則を用いた場合の推定値の方が良く近似しているといえる。

以上のことより、本研究におけるハイブリッド実験の非線形最大応答変位を推定する場合には、変位一定則を用いた推定値よりもエネルギー一定則を用いた推定値の方が、良い精度で実験値を表現しており、エネルギー一定則の適用性は高いといえる。

5. 結論

本研究では鋼箱形無補剛断面柱を3体と鋼箱形補剛断面柱を3体の合計6体の供試体を用いて、ハイブリッド地震応答実験を行い、実構造物に実地震動(土木研究所の地震時保有水平耐力照査用 Level 2 地震波)が入力した際の弾塑性応答を求めた。また、地震波を、地盤種、地震波の最大加速度および軸力比を変化させて連続的に入力し、複数の Level 2 地震波が入力した場合の挙動も求めた。

実験結果より、入力した地震波に関して、地盤種別および軸力比の変化によって、応答値に与える影響について考察を行い、連続的に地震波が入力した場合の構造物の挙動に関しても、損傷の累積を考慮する場合としない場合に分けて考察を行った。さらに、エネルギー一定則および変位一定則を用いて非線形応答変位の推定を行い、ハイブリッド実験で得られた最大応答変位との比較を行うことで、これらの適用性の検討を行った。

これらの結果をまとめると以下ようになる。

- 1) I種地盤用地震波は、橋脚を1方向に傾かせる危険な特性を有する地震波であるが、II, III種地盤用地震波は、両側に均等に振動する応答を示し、残留変位の残りにくい地震波であることが分かった。
- 2) エネルギー吸収の大きさを比較すると、II種地盤、I種地盤、III種地盤の順に大きくなり、I種地盤より地震波の継続時間の長いII種地盤の方が、小さ

くなっていることが分かった。

- 3) 実験では複数の Level 2 地震波を入力したが(最大でIII種地盤の地震波を6回)、実験の範囲内では、準静的実験で見られたような母材および溶接部のクラックはまったく生じなかった。
- 4) 損傷の累積を考慮しないで、地震波が連続的に入力した場合の構造物の挙動を考えると、II, III種地盤用地震波を入力した場合は、 δ_{\max}/δ_y , E_i/E_e の増加は大きくなく、損傷はあまりないと考えられる。I種地盤用地震波を入力した場合は E_i/E_e の増分より、 δ_{\max}/δ_y , δ_R/h の増分の方が大きく、変位による損傷に与える影響の方が大きいといえる。
- 5) 設計条件式または安全率を変化させ、軸力比をわずかに増大さすだけで、応答変位は大きく増大する。
- 6) 損傷の累積を考慮して、複数の地震動を受ける構造物の挙動を考えると、 $\sum E_i/E_e$ に関しては、ほぼ同一の比率で増加していくが、 $\sum \delta_R/h$ に関しては損傷が累積するため、実験回数が多くなるほど増分の比率が大きくなる。
- 7) Level 2 地震波と同規模の地震波が入力しても、今回実験した供試体のパラメータの範囲内では、1回の入力では橋脚の安全性は、U70-40H 供試体 ($R_f=0.7$, $\bar{\lambda}=0.4$) にI種地盤の地震波が作用した場合を除いて、確保できていると考えられる。
- 8) 塑性率があまり大きくないU70-40H 供試体がII, III種地盤用の地震波に対して安全であったのは、現行の設計法では設計基準強度が低く抑えられており、余剰耐力がかなり期待できるからである。
- 9) 準静的実験から求めた塑性率と、ハイブリッド実験から得た最大応答変位および残留変位の間には、相関関係があることが分かった (Fig. 6 参照)。
- 10) エネルギー一定則を用いた非線形応答変位の推定値と、ハイブリッド実験で得られた最大応答変位の比較より、推定値は最大で30%程度実験値を過小評価するが、良い近似がされていると考えられる。
- 11) 変位一定則を用いた非線形応答値の推定値は、ハイブリッド実験結果をかなり過小評価することが分かった。

謝辞：本研究は土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計ワーキンググループ(主査：宇佐美勉)からの研究費の補助を受けて行った。また、建設省土木研究所の川島一彦氏からは、標準地震波形(レベル1,2)の提供を受けた。ここに記して深く感謝の意を表します。

Appendix

本実験で用いた軸力比を算定する際に、使用する設

計条件式は以下のものである¹⁹⁾

設計条件式 (1)

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{0.85\nu M_0}{Q_B M_y (1 - \nu P/P_E)} \leq 1.0$$

$$\frac{\nu P}{P_y} + \frac{\nu M_0}{Q_B M_y} \leq 1.0$$

設計条件式 (2)

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{0.85\nu M_0}{M_p (1 - \nu P/P_E)} \leq 1.0$$

$$\frac{\nu P}{P_y} + \frac{0.85\nu M_0}{M_p} \leq 1.0 \quad \left(\frac{\nu P}{P_y} \geq 0.15 \right)$$

$$\frac{\nu M_0}{M_p} \leq 1.0 \quad \left(\frac{\nu P}{P_y} \leq 0.15 \right)$$

ここで、 ν :安全率、 P :軸力、 P_y :全断面降伏軸力、 P_u :有効座屈長を用いて計算した中心軸圧縮強度、 P_E :有効座屈長を用いて計算したオイラー座屈強度、 Q :局部座屈のある断面の圧縮強度低下率、 Q_B :局部座屈のある断面の曲げ強度低下率、 M_0 :部材基部の曲げモーメント(= $k_h h P$)、 k_h :設計水平震度である。なお、本実験に用いた供試体に対しては、 $Q = Q_B = 1.0$ である。

以上の各式において、計算された各数値を入力し、各式の条件を満たすような最大の軸力比(P/P_y)を求め、また、設計条件式の2あるいは3つの式の中で、最小の軸力比のものを選び、計算された供試体の P_y をかけて、実験時にかける軸力(P)を決定した。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰り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, pp.93-106, 1991.
- 2) 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り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 3) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993.

- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.99-108, 1995, 1.
- 5) Fukumoto, Y. and Lee, G.C. ed.: Stability and Ductility of Steel Structures Under Cyclic Loading, CRC Press, 1992.
- 6) Kawashima, K., Macrae, G.A., and Hasegawa, K.: The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Test, *Journal of Research, Public Works Research Institute*, Vol.29, 1992, 3.
- 7) 伯野元彦, 岡田恒雄, 高梨晃一, 土岐憲三, 池田尚治, 家村浩和, 片田敏行: ハイブリッド実験の応用マニュアル, 1990年3月.
- 8) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: 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) 伊藤義人, 木曾英滋, 才塚邦宏, 宇佐美勉: ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会 第49回年次学術講演会, 1994年9月.
- 10) 伯野元彦, 四俣正俊, 原 司: 計算機により制御された, はりの動的破壊実験, 土木学会論文報告集, No.171, pp.1-9, 1969年11月.
- 11) 家村浩和: ハイブリッド実験の発展, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.1-10, 1985年4月.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1990年2月.
- 13) 建設省土木研究所: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1992年3月.
- 14) 福本昤士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987年.
- 15) 伊藤 努: 地震時の鋼製橋脚の損傷度評価に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1992.
- 16) 寺田昌弘: 強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1993.
- 17) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994年1月.
- 18) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.133-135, 1981.
- 19) 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, pp.79-88, 1990.

(1994. 9. 14 受付)

PSEUDO-DYNAMIC TESTS OF STEEL BRIDGE PIER MODELS UNDER SEVERE EARTHQUAKE

Tsutomu USAMI, Kunihiro SAIZUKA, Eiji KISO and Yoshito ITOH

Pseudo-dynamic tests were performed using six cantilever steel box columns with or without longitudinal stiffeners in order to investigate the behavior of real steel bridge piers under severe earthquakes. Three different artificial earthquake motions of level 2 are used which have been developed by Public Works Research Institute in Japan.

Among the three types of ground motion, the type I ground motion is found to be the severest to the steel bridge piers though the maximum acceleration is the smallest.