

多方向地震動下での高架橋の耐震安全性照査に用いる 無充填鋼製橋脚柱の限界相関式に関する検討

海老澤 健正¹・奥村 徹²・後藤 芳顯³

¹正会員 修(工) 名古屋工業大学助教 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

²正会員 博(工) (株)地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3丁目5番13号)

³フェロー 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授 次世代耐震工学研究所(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

1. はじめに

レベル 2 地震動に対する鋼製橋脚の現在の耐震安全性照査¹⁾などは、高架橋システムの橋軸方向と橋軸直角方向に地震波の 1 方向水平成分を独立に入力して、非線形動的解析により算定される水平変位、曲率、またはひずみなどの幾何指標の応答値があらかじめ設定されている限界値以内になることを照査する方法がとられている。具体的な限界値²⁾としては、1 方向の振幅漸増型両振り繰り返し荷重が作用する橋脚の履歴曲線において、包絡線が最大荷重をとるときの各幾何指標の値として設定されている。

しかしながら、実際の地震動は 3 方向成分を持っており、3 成分を同時に考慮した照査を行うのがより実情に即している。特に、各地域での震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮したシナリオ型地震動を用いる場合には、地震動の 3 方向成分あるいは少なくとも水平 2 方向成分を同時入力して構造物の応答を算定して安全性の照査を行う必要がある。この場合の橋脚の安全照査を現行の照査法のように変位、ひずみ、または、曲率などの幾何学量を照査指標として用いると、照査指標の限界値は多方向地震動による載荷履歴に大きく影響され、ばらつくので、その限界値を一般的に設定することは非常に困難である。

そこで、著者らは鋼製橋脚柱頂部に作用する断面力 3 成分と断面モーメント 3 成分(図-1)に注目し、これらの力学成分で表した相関式で橋脚柱の安全限界状態を表すことを検討してきた³⁻⁷⁾。力学成分で橋脚の限界状態を表す最も大きな理由は多方向地震動入力下であっても限界状態が載荷履歴により影響を受けにくいからで

ある。すでに、著者らは橋脚柱頂部に作用する断面力成分、断面モーメント成分を用いて多方向地震動が入力する場合の柱の限界状態を表すいくつかの相関式を提案しているが、ここではまず、それぞれの相関式の特徴や適用範囲をまとめる。さらに、より汎用性のある相関式を提示するとともに、数値解析や加振実験と比較することで相関式の精度検討を行う。

2. 柱部材の限界状態と限界状態を表す相関式

現行の橋脚の耐震照査では一定の死荷重作用下の単一橋脚柱に対して 1 方向に漸増型両振りの繰り返し水平変位振幅を与えることで得られる履歴曲線の包絡線の荷重ピーク点を安全限界として設定されている。この点は履歴曲線の荷重ピーク点ともほぼ一致しており、力学的には橋脚が安定状態から不安定状態に移行する極限点に対応している。

多方向地震動など任意の地震動が高架橋システムに作用する場合の T 型橋脚、逆 L 型橋脚、ラーメン橋脚、ラーメン橋の橋脚などにおいては、図-1 に示すように一本の脚柱部を対象とすると、柱頂部の断面に 3 方向の並進の作用力成分に加えて 3 軸まわりのモーメント成分が同時に作用する単柱部材として一般的にモデル化をすることができる。この単柱部材は多方向地震荷重を受けるため水平 1 方向の加振を受ける場合のように水平荷重が最大値をとる場合を限界状態を規定することはできない。そこで、水平 1 方向載荷における水平荷重の最大点と力学的に等価である多方向載荷での限界状態として橋脚が安定状態から不安定状態に移行す

る極限点を限界状態として定義する²⁾⁷⁾。

橋脚内の単一の柱部材が限界状態に到達するとT型橋脚、逆L型橋脚などの静定な橋脚においては橋脚も限界状態に到達する。一方、不静定であるラーメン橋脚、ラーメン橋の橋脚においては単一の柱部材が限界状態に到達しても荷重の再配分により橋脚全体としては極限点に到達して不安定状態になるとは限らない。しかし、現行の耐震照査では、橋脚の限界状態を規定する場合に荷重の再配分の影響は考えられておらず、単一の柱部材が限界状態に到達すると橋脚全体も限界状態に到達したとする安全側の扱いがなされている。

3. 限界状態を規定する力学成分で表した相関式

水平2方向あるいは3方向地震動成分などの多方向地震動成分同時入力下における単一の橋脚柱の安全照査に用いる相関式を表-1にまとめる。単一橋脚柱の頂部には図-1に示したように、一般的には、断面力3成分(水平2成分(F_x, F_y)、鉛直1成分 F_z)および断面モー

メント3成分(曲げ2成分(M_x, M_y)、ねじり成分 M_z)が作用する。表-1にはこのような力学成分で表した4種類の相関式を挙げている。

① 式(表 1.1): 柱頂部に作用する力とモーメント 6 成分すべてを考慮した陽な相関式であり、最も汎用性がある。各力学成分の範囲についてについて事実上制限がない。今回提案する相関式である。

② 式(表 1.2): 柱頂部に作用する力とモーメント 5 成分に関する陽な相関式であるが、軸方向力の影響も相関式に陰に含まれている。ただし、軸力比の範囲については制限がある⁹⁾。

③ 式(附表 1.3): 柱頂部に作用する力の3成分 に対する相関式である⁹⁾。

④ 式(附表 1.4): 柱頂部に作用する水平力の2成分 に対する相関式であるが、軸方向力の影響も相関式に陰に含まれている。ただし、軸力比の範囲に制限がある。^{2),3)}

ここでは、これまでの著者らの検討により妥当性を検証した②から④の相関式を発展させて統合した最も汎用性のある①に示す力とモーメントの計 6 成分の相

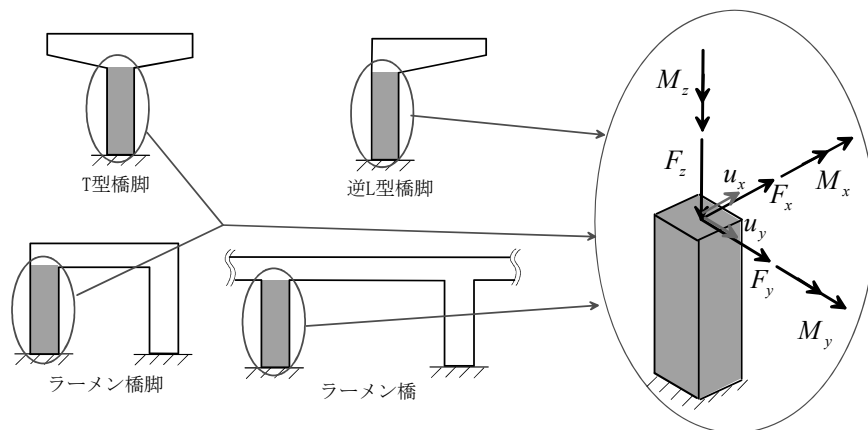


図-1 鋼製橋脚頂部に作用する復元力と復元モーメント

表-1 多方向地震動下での無充填鋼製橋脚の相関式

種別	相関式	適用範囲
①	$\left(\left \frac{F_x + M_y / h_x^{eq}}{F_{x,max}^0} \right ^\gamma + \left \frac{F_y - M_x / h_y^{eq}}{F_{y,max}^0} \right ^\gamma \right)^{\frac{\alpha}{\gamma}} + \left \frac{M_z}{M_{z,max}} \right ^\beta + \left \frac{F_z}{F_{z,max}} \right ^\eta \leq 1 \quad (\text{表 1.1})$	$0.3 \leq R_R \leq 0.65, \quad 0.4 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.75$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.55, \quad 0.5 \leq a/b \leq 1.0$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.7$
②	$\left(\left \frac{F_x + M_y / h_x^{eq}}{F_{x,max}} \right ^\gamma + \left \frac{F_y - M_x / h_y^{eq}}{F_{y,max}} \right ^\gamma \right)^{\frac{\alpha}{\gamma}} + \left \frac{M_z}{M_{z,max}} \right ^\beta \leq 1 \quad (\text{表 1.2})$	$0.3 \leq R_R \leq 0.65, \quad 0.4 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.75$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.55, \quad 0.5 \leq a/b \leq 1.0$ $0.075 \leq P/P_y \leq 0.3$
③	$\left(\left \frac{F_x}{F_{x,max}^0} \right ^\gamma + \left \frac{F_y}{F_{y,max}^0} \right ^\gamma \right)^{\frac{\alpha}{\gamma}} + \left \frac{F_z}{F_{z,max}} \right ^\eta \leq 1 \quad (\text{表 1.3})$	$0.3 \leq R_R \leq 0.65, \quad 0.4 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.75$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.55, \quad 0.5 \leq a/b \leq 1.0$ $0.0 \leq F_z/P_y \leq 0.9$
④	$\left \frac{F_x}{F_{x,max}} \right ^\gamma + \left \frac{F_y}{F_{y,max}} \right ^\gamma \leq 1 \quad (\text{表 1.4})$	$0.3 \leq R_R \leq 0.65, \quad 0.4 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.75$ $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.55, \quad 0.5 \leq a/b \leq 1.0$ $0.075 \leq P/P_y \leq 0.3$

関式を提案し、パラメータの同定および妥当性の検証を行った。なお、式(表 1.1), 式(表 1.2)に含まれる等価高さ h_x^{eq}, h_y^{eq} は作用モーメント M_y, M_x を等価な水平力成分に換算するための定数で、物理的には図-2 に示すように橋脚柱頂部の作用水平力 F_x と作用モーメント M_y による柱の曲げモーメントが橋脚頂部に $F_x + M_y / h_x^{eq}$ の水平力を与えた場合の曲げモーメントと等しくなる高さである⁴⁾。また、この高さは無充填鋼製橋脚柱に局部座屈が生じる位置にも対応している。

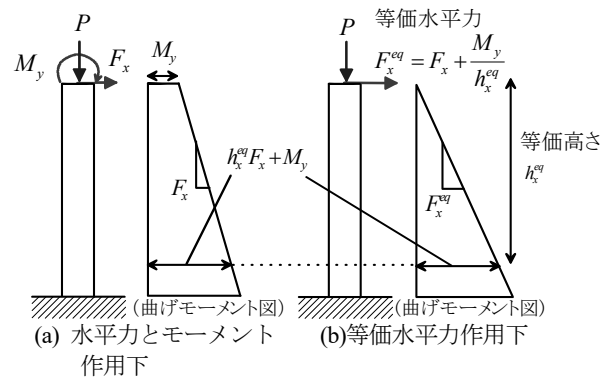


図-2 等価高さ

表-2 橋脚柱諸元(パラメータ同定)

a) 正方形断面橋脚柱

No.	鋼種	a (mm)	b (mm)	t (mm)	tr (mm)	hr (mm)	h (mm)	R_R	$\bar{\lambda}_s$	a/b	$\bar{\lambda}$	P/P	R_s	γ/γ^*	tr/t
1,16,17,18	SM490	2000	2000	16.5	16.5	172	10000	0.5	0.5	1	0.31	0.15,0.075, 0.22,0.3	0.66	1.24	1
6	SM490	2000	2000	16.5	16.5	209	10000	0.5	0.4	1	0.31	0.15	0.8	2.09	1
11	SM490	1000	2000	16.5	11.5	106	10000	0.5	0.5	0.5	0.31	0.15	0.58	1	0.7
12	SM490	1000	2000	16.5	8.2	117	10000	0.5	0.5	0.5	0.31	0.15	0.89	1	0.5
13	SM490	2000	2000	16.5	16.5	172	6550	0.5	0.5	1	0.2	0.15	0.66	1.24	1
14	SM490	2000	2000	16.5	16.5	172	13550	0.5	0.5	1	0.42	0.15	0.66	1.24	1
14_P*1)	SM490	2000	2000	16.5	16.5	172	13550	0.5	0.5	1	0.42	0.1,0.2,0.3,0.4, 0.5,0.6,0.7	0.66	1.24	1
S1_L021_P*1)	SM490	2000	2000	20.6	20.6	225	6550	0.4	0.35	1	0.21	0.075,0.15	0.69	1.62	1
S1_L032_P*1)	SM490	2000	2000	20.6	20.6	225	10000	0.4	0.35	1	0.32	0.075,0.15	0.69	1.62	1
S1_L043_P007 5	SM490	2000	2000	20.6	20.6	225	13550	0.4	0.35	1	0.43	0.075	0.69	1.62	1
S2_L021_P*1)	SM490	2000	2000	27.4	27.4	235	6550	0.3	0.33	1	0.21	0.075,0.15	0.54	1.02	1
S2_L032_P*1)	SM490	2000	2000	27.4	27.4	235	10000	0.3	0.33	1	0.32	0.075,0.15	0.54	1.02	1
S2_L044_P007 5	SM490	2000	2000	27.4	27.4	235	13550	0.3	0.33	1	0.44	0.075	0.54	1.02	1
S3_L040_P*1)	SM490	2500	2500	34.3	27.6	308	15338	0.3	0.32	1	0.40	0.1,0.133,0.3,0.5	0.70	1.01	0.8
S3_L050_P*1)	SM490	2500	2500	34.3	27.6	308	15338	0.3	0.32	1	0.50	0.1,0.15,0.2, 0.3,0.5	0.70	1.01	0.8

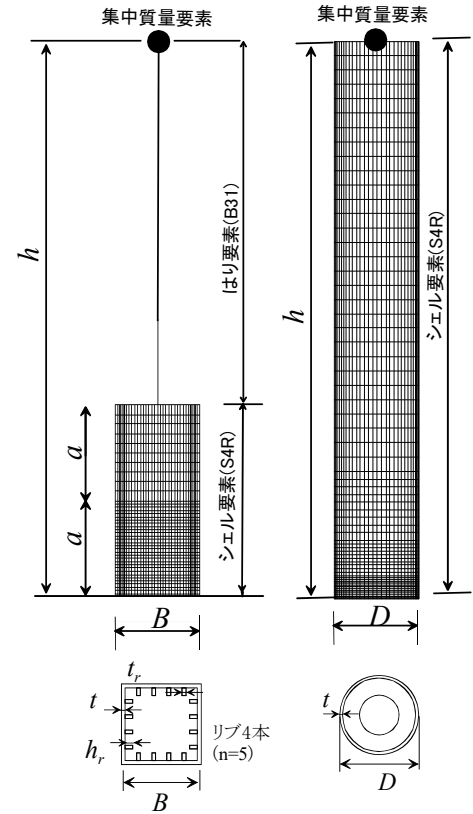
b) 円形断面橋脚柱

No.	鋼種	D (mm)	t (mm)	h (mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	P/Py
1,7	SM490	2000	41.24	8000	0.06	0.29	0.1,0.15
2,8	SM490	2000	31.09	8000	0.08	0.29	0.1,0.15
4,10	SM490	2000	41.24	11000	0.06	0.40	0.1,0.15
5,11,15	SM490	2000	31.09	11000	0.08	0.39	0.1,0.15, 0.2,0.3
13	SM490	2000	61.23	11000	0.04	0.40	0.15
19	SS400	2000	30.93	9310	0.06	0.29	0.15
21,22	SS400	2000	23.29	9310	0.08	0.29	0.1,0.2
23	SS400	2000	46.04	12800	0.04	0.40	0.15
19	SS400	2000	30.93	9310	0.06	0.29	0.15
5_P*1)	SM490	2000	31.09	11000	0.08	0.39	0.3,0.4,0.5, 0.6,0.7
13_L040_P*1)	SM490	2000	61.23	11000	0.04	0.40	0.3,0.5
13_L050_P*1)	SM490	2000	61.23	13750	0.04	0.50	0.1,0.3,0.5

1) 名称の「*」には軸力比の値が入る。

4. パラメータ同定

既往研究でのパラメトリックスタディに用いられている単一鋼製橋脚柱を参考に表-2 に示す円形断面橋脚柱(径厚比パラメータ $R_t = 0.04 \sim 0.08$, 細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.29 \sim 0.50$, 軸力比 $P/P_y = 0.10 \sim 0.70$)および正方形断面橋脚柱(幅厚比パラメータ $R_R = 0.3 \sim 0.5$, 補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 1.00 \sim 2.09$, $\bar{\lambda} = 0.20 \sim 0.50$, $P/P_y = 0.075 \sim 0.70$)をここでのパラメータ同定にも用いた。FE 解析でのモデルの概要を図-3 に、鋼材の三曲面モデルのパラメータを表-3 に示す。これらの橋脚柱を対象に Pushover 解析を実施して同定された限界状態での橋脚柱頂部での力学成分を基に相関式に用いるパラメータの予測式を最小二乗法により同定した。現在までの同定結果を表-4 に示すが、さらに、実験結果も含めたより多くのデータを用いて現在も同定作業を継続中であるので、このパラメータ値は今後更新される場合も有る。



a) 正方形断面橋脚柱 b) 円形断面橋脚柱

図-3 解析モデル

表-3 三曲面モデルのパラメータ

断面形状	鋼種	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ε_{yp}	f_b/σ_y	β	ρ	κ
正方形	SM490	206	0.3	315.5	584.1	0.0091	0.65	100	2	3
円形	SM490	206	0.3	315.5	584.1	0.0091	0.65	150	2	2
円形	SS400	206	0.3	235.3	494.8	0.0102	0.58	150	2	2

表-4 パラメータの推定式

正方形断面橋脚	円形断面橋脚
$\frac{F_{x,max}}{F_{x0}} = \left\{ \frac{12.629}{R_R^{0.029} \bar{\lambda}_s^{-0.017} (a/b)^{-0.008} \bar{\lambda}^{-0.021} (1+P/P_0)^{0.148}} - 11.598 \right\} \frac{1}{1-P/P_0}$ (表 4.1)	$\frac{F_{x,max}}{F_{x0}} = \left\{ \frac{147.051}{R_t^{0.0104} \bar{\lambda}^{-0.00182} (1+P/P_0)^{0.0148}} - 146.082 \right\} \frac{1}{1-(P/P_0)}$ (表 4.11)
$\frac{F_{z,max}}{P_0} = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \left(S - \sqrt{S^2 - 4Q\bar{\lambda}^2} \right)$ (表 4.2)	$\frac{F_{z,max}}{P_0} = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \left(S - \sqrt{S^2 - 4Q\bar{\lambda}^2} \right)$ (表 4.12)
$S = 1 + 0.089 \left(\sqrt{Q\bar{\lambda}^2} - 0.2 \right) + Q\bar{\lambda}^2$ (表 4.3)	$S = 1 + 0.089 \left(\sqrt{Q\bar{\lambda}^2} - 0.2 \right) + Q\bar{\lambda}^2$ (表 4.13)
$Q = \text{短柱の強度} / P_0$	$Q = \text{短柱の強度} / P_0$
$\frac{M_{z,max}}{M_{z0}} = \left\{ \frac{0.123}{R_R^{0.295} \bar{\lambda}_s^{0.978} (a/b)^{0.120} \bar{\lambda}^{0.403} (1+P/P_0)^{0.08}} + 1.064 \right\} \frac{1}{\sqrt{1-(P/P_0)^2}}$ (表 4.4)	$\frac{M_{z,max}}{M_{z0}} = \left\{ \frac{8.297}{R_t^{0.0664} \bar{\lambda}^{-0.0132} (1+P/P_0)^{0.237}} - 8.072 \right\} \frac{1}{\sqrt{1-(P/P_0)^2}}$ (表 4.14)
$\frac{h^{eq}}{h} = \frac{1.791}{R_R^{0.0217} \bar{\lambda}_s^{0.0679} (a/b)^{0.134} \bar{\lambda}^{-0.0088} (1+P/P_0)^{0.121}} - 0.923$ (表 4.5)	$\frac{h^{eq}}{h} = \frac{1.363}{R_t^{0.147} \bar{\lambda}^{0.00101} (1+P/P_0)^{0.0207}} - 0.0477$ (表 4.15)
$\alpha = 1$ (表 4.6)	$\alpha = 1$ (表 4.16)
$\beta = 1.867$ (表 4.7)	$\beta = 2.101$ (表 4.17)
$\gamma = \log 2 / \left\{ \log 2 / 2 - \log (F_{dia,max} / F_{x,max}) \right\}$ (表 4.8)	$\gamma = 2$ (表 4.18)
$\frac{F_{dia,max}}{F_0} = \left\{ \frac{1.197}{R_R^{1.20} \bar{\lambda}_s^{-0.285} (a/b)^{-0.713} \bar{\lambda}^{-0.521} (1+P/P_0)^{2.20}} - 0.169 \right\} \frac{1}{1-P/P_0}$ (表 4.9)	
$\eta = \frac{40.437}{R_R^{-0.00457} \bar{\lambda}_s^{0.00405} (a/b)^{0.000323} \bar{\lambda}^{-0.00831}} - 39.591$ (表 4.10)	$\eta = \frac{8.127}{R_t^{-0.0442} \bar{\lambda}^{0.0974}} - 6.869$ (表 4.19)

R_R : 幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}_s$: 補剛材細長比パラメータ, a/b 補剛板のアスペクト比, R_t : 径厚比パラメータ,

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ, P/P_y : 軸力比, $F_{dia,max}$: 対角方向載荷での水平力限界値

但し、式(表 4.5), (表 4.15)において $P/P_y \geq 0.3$ のときは $P/P_y = 0.3$ とする。

5. 動的解析による相関式の精度検証

限界状態を表す相関式の精度について既往研究で用いられた FE モデルによる動的応答解析^{2),3),6)}ならびに加振実験⁸⁾⁻¹⁰⁾の応答値との比較により検証を行う。

表-5 に対象とする橋脚柱の諸元を示す。表-5a), b) の橋脚の解析には、地震波として、1983 年日本海中部地震津軽大橋観測波(Tsugaru), 1995 年兵庫県南部地震 JRT, JMA 波, 1999 年台湾 Chichi 地震(CHY080), 2003 年十勝沖地震(HKD086), 2004 年新潟県中越地震(NIG019)の各観測波の水平 2 方向成分を用い、加速度拡大倍率を複数与えて計算した。加振実験では、入力波は相似則に基づき時間軸を調整した Tsugaru 波あるいは JRT 波を用い、表-5c) に示す橋脚柱模型に水平 1 方向成分あるいは水平 2 方向成分を入力した。極限点として定義される限界状態への到達については、橋脚柱が初めて不安定になる点ということで、時刻歴応答解析や加振実験による橋脚頂部の作用力、作用モーメント成分に関する仕事 2 次増分が初めて負になる点として同定した。

このようにして同定された橋脚柱の限界状態をもとに、限界状態を表す相関式の精度は次のように評価した。まず、図-4 に示すように橋脚頂部に作用する力とモーメントの成分の応答値 ($F_x^{eq}/F_{x,max} = (F_x + M_y/h_x^{eq})/F_{x,max}$, $F_y^{eq}/F_{y,max} = (F_y - M_x/h_y^{eq})/F_{y,max}$, $F_z/F_{z,max}$, $M_z/M_{z,max}$) を多次元空間での応答ベクトル $\vec{S}$ として表す。つぎに、限界

状態を予測する相関式(表-1)は多次元空間においては限界曲面を表すが、応答ベクトル $\vec{S}$ の正方向への延長線と限界曲面との交点の位置ベクトルを限界ベクトル $\vec{U}$ とする。限界曲面を表す相関式の精度は、時刻歴応答解析や加振実験において、橋脚が初めて不安定になる時刻までの $|\vec{S}|/|\vec{U}|$ の最大値を計算することで知ることができる。 $(|\vec{S}|/|\vec{U}|)_{max} = 1.0$ となれば、相関式の誤差が全くない場合であり、 $|\vec{S}|/|\vec{U}|$ の最大値が 1 に近い方が相関式の精度がよい。

ここでは、表-1 における 3 方向の力と 3 方向のモーメント成分による最も汎用的な限界状態を表す相関式(表 1.1)と、同様の力とモーメントの成分による相関式であるが軸力の範囲に制限のある式(表 1.2)の精度比較を行う。 $(|\vec{S}|/|\vec{U}|)_{max}$ の算定結果を時刻歴応答解析と

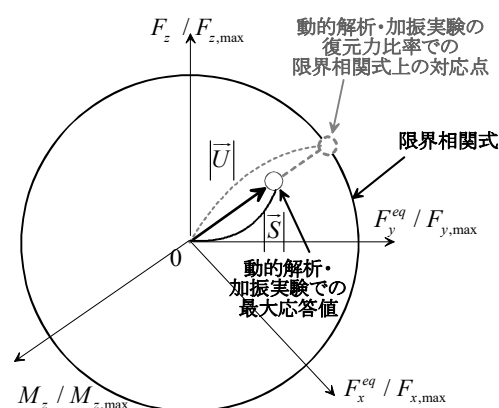


図-4 限界相関式の精度評価に用いる
応答ベクトル $\vec{S}$ と限界ベクトル $\vec{U}$

表-5 橋脚柱諸元(動的解析・加振実験)

a) 正方形断面橋脚柱(動的解析)

No.	鋼種	a(mm)	b(mm)	t(mm)	tr(mm)	hr(mm)	h(mm)	R_t	$\bar{\lambda}_s$	a/b	$\bar{\lambda}$	P/P	R_s	γ/γ^*	tr/t
A	SM490	2000	2000	16.5	16.5	172	10000	0.5	0.5	1	0.31	0.15	0.66	1.24	1
B	SM490	2000	2000	12.7	13.3	140	10000	0.65	0.68	1	0.31	0.15	0.66	1.24	1.05

b) 円形断面橋脚柱(動的解析)

No.	鋼種	D(mm)	t(mm)	h(mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	P/Py
A	SS400	2700	23	21890	0.11	0.50	0.10
B	SM490	2500	36	17584	0.09	0.51	0.12
C	SM490	2000	34	9200	0.07	0.32	0.10
D	SM490	1480	45	7710	0.04	0.36	0.10

c) 円形断面橋脚柱(加振実験)

No.	鋼種	D(mm)	t(mm)	h(mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	P/Py	入力地震動
E1	STK400	263	3.77	1777	0.10	0.51	0.09	Tsugaru LG×300%
E2	STK400	263	3.77	1777	0.10	0.51	0.09	Tsugaru LG+TR×225%
E3	STK400	262	3.34	1777	0.11	0.51	0.10	JRT NS+EW×100%
HLC_P1	STK490	311	4.99	1810	0.13	0.46	0.08	Tsugaru LG+TR×270%
HLC_P2	STK490	311	5.01	1810	0.13	0.46	0.12	Tsugaru LG+TR×270%
HLC_P3	STK490	311	4.93	1810	0.13	0.46	0.08	Tsugaru LG+TR×270%

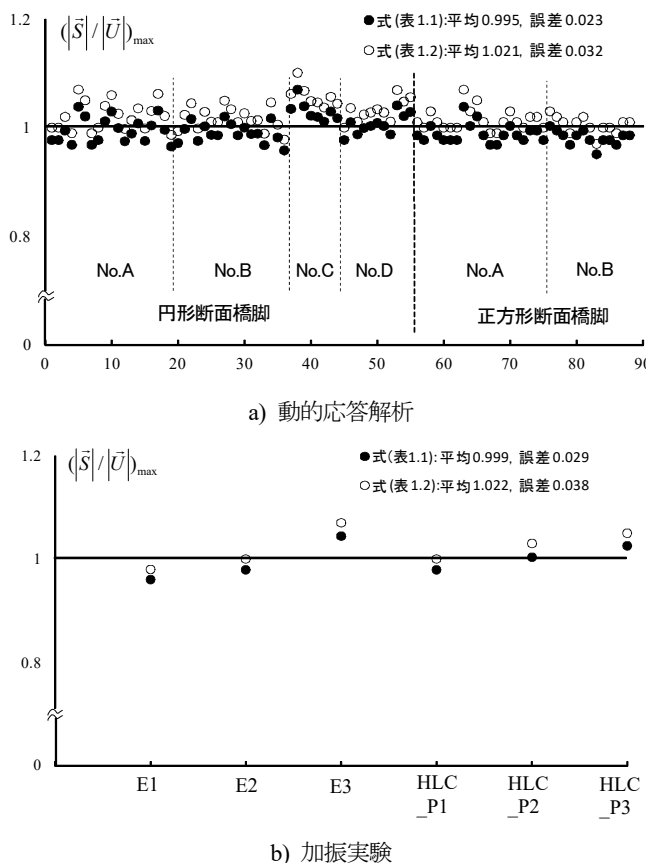


図-5 動的解析と加振実験による限界相関式の精度検証

加振実験に分けて図-5に示す。図-5で同じ橋脚について複数のデータがあるのは入力地震波の加速度拡大倍率を複数変化させて計算したからである。図-5より、 $(\bar{S}/|\bar{U}|)_{\max}$ の平均値と $(\bar{S}/|\bar{U}|)_{\max} = 1.0$ に対する誤差は式(表1.1)の相関式では、それぞれ0.996, 0.023(動的解析, 加振実験の全データを用いて計算した値), 一方、式(表1.2)の相関式では1.021, 0.033となった。これより、いずれの相関式も精度は良いが式(表1.1)の相関式は若干ではあるが限界状態を危険側に評価している。なお、ここでの検討モデルは、いずれも橋脚柱頂部の鉛直力 F_z やねじりモーメント M_z が支配的にならない場合であるので、今後これらの力学量が橋脚柱の限界状態への到達に支配的な影響を及ぼす場合についても検討する予定である。

6. まとめ

ここでは、多方向地震動を受ける無充填鋼製橋脚の応答の安全照査に用いる限界状態を規定するための橋脚柱頂部に作用する力とモーメントの計6成分を用いた汎用的な限界相関式を整備する過程を説明した。限界相関式に含まれるパラメータについてはシェル要素

を用いた複合非線形モデルによるPushover解析の極限点(最大荷重点)が相関式の限界状態と一致するように最適化を行った。この限界相関式の妥当性を検証するために、既往研究での動的応答解析や加振実験との比較を行った。今後、限界相関式の適用性も検討範囲をさらに広げ精度向上を計る。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 2) 後藤芳顕, 村木正幸, 海老澤健正: 2方向地震動を受ける円形断面鋼製橋脚の限界値と動的耐震照査法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.629-642, 2009.
- 3) 後藤芳顕, 小山亮介, 藤井雄介, 小畑誠: 2方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値, 土木学会論文集A, Vol.65, No.1, pp.61-80, 2009.
- 4) 後藤芳顕, 海老澤健正, 石川純平: 2方向水平力と2軸曲げを受ける鋼製橋脚の限界状態と連続高架橋の耐震安全性の検討, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.490-499, 2011.
- 5) 後藤芳顕, 海老澤健正: 3方向地震動を受ける正方形断面鋼製橋脚の限界状態の評価法, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.399-412, 2012.
- 6) M. Assad Alamiri, 後藤芳顕: 地震時に3方向の力の成分と3方向のモーメント成分が作用する円形断面鋼脚柱の終局限界状態の評価, 土木学会論文集A1, Vol.71, No.1, pp.20-36, 2015.
- 7) Yoshiaki Goto, Takemasa Ebisawa, Xilin Lu and Wensheng Lu: Ultimate State of Thin-Walled Circular Steel Columns Subjected to Biaxial Horizontal Forces and Biaxial Bending Moments Caused by Bidirectional Seismic Accelerations, Journal of Structural Engineering, Vol.141(4), 2015.
- 8) 後藤芳顕, 海老澤健正, 水野剛規, Nguyen Van Bach: 鋼製橋脚の地震時倒壊挙動とその予測, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.17, pp.439-446, 2014.
- 9) Nguyen Van Bach, 後藤芳顕, 海老澤健正, 本震で損傷した鋼製橋脚の余震による倒壊特性とケーブルによる倒壊防止の基礎的検討, 第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.18, pp.65-72, 2015.
- 10) Yoshiaki Goto, Takemasa Ebisawa, Makoto Obata, Jianzhong Li and Yan Xu: Ultimate Behavior of Steel and CFT Piers in Two-Span Continuous Elevated-Girder Bridge Models Tested by Shake-Table Excitations, journal of Bridge Engineering, Vol.22(5), 2017.