

鋼鉄道橋用の線支承の地震時復元力モデルに 関する基礎的検討

中原正人¹・池田学¹・永井紘作²・豊岡亮洋³

¹正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造（〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 工修 小金井市（元（財）鉄道総合技術研究所）（〒184-8504東京都小金井市本町6-6-3）

³正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 耐震構造（〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

過去の地震時の鋼構造物の被害の多くは支承部で生じている。1995年の兵庫県南部地震においても、鋼製の支承に比較的多くの損傷が生じていた^{1),2)}。特に鑄鉄製の線支承で被害が多く発生しており、山陽新幹線の被災地域内の合成桁では鑄鉄製線支承の約1割に損傷が生じていた。その損傷部位としては、移動制限装置であるサイドブロックやアンカーボルトの損傷が75%以上占めており、次いでソールプレートの損傷が多く生じていた。

鋼製支承に関する検討は、1978年宮城県沖地震での被害を契機として、町田³⁾がコンクリート桁用の鑄鉄製および鑄鋼製支承を対象に、載荷実験やFEM解析等を行い、支承部の補強方法等を提案している。最近では、安原ら⁴⁾が鑄鋼製の支承を対象に載荷実験やFEM解析による検討を行い、その耐力の評価方法を提案しているものの、鋼鉄道橋用の鑄鉄製を含む鋼製支承の地震時挙動に関する検討は非常に少ない。一方、道路橋の鋼製支承に関する検討は、ピン支承、ローラー支承、BP沓などを対象に行われている^{5),6)}が、鑄鉄製の線支承を対象とした検討はほとんど行われていない。そのため、鑄鉄製の線支承の耐力や地震時の解析に用いる復元力特性に関しては、不明な点が多く残されている。また、ソールプレートに関しては、被害事例は多くあるものの、今まで検討が行われてこなかったのが現状である。

既設の鋼鉄道橋には鑄鉄製の線支承が多く用いられており、その耐震性能の評価を行う上では、弱点となりうる支承部を精度良くモデル化する必要がある。本論文では、鑄鉄製の線支承やソールプレートに着目した載荷実験およびFEM解析を実施し、地震時の復元力モデルについて提案を行った。さらに、提案した復元力モデルを用いて2質点ばねマスモデ

ルによる非線形時刻歴応答解析を実施し、解析結果から、支承部の耐力特性が構造物の地震時の応答に与える影響について基礎的な傾向を把握した。

2. 鑄鉄製線支承およびソールプレートの載荷実験

(1)実験概要

既存の鑄鉄製の線支承およびソールプレートの耐力特性と復元力モデルを設定するために、図-1に示すような載荷装置を用いて載荷実験を行った。線支承は撤去された実橋梁のものをを用い、ソールプレートは新たに製作した。線支承を固定するために底面にアンカー鉄筋を溶接しRC製の台に埋め込んだ。なお、本実験では線支承のサイドブロックのみの耐力や地震時挙動に着目するためアンカーボルトは設置していない。載荷方法は、上部工反力として鉛直荷重を保持した状態で水平荷重を載荷した。載荷方向は、ソールプレートは橋軸方向、線支承は橋軸直角方向に対して行い、ソールプレートの載荷実験後に線支承の載荷実験を行った。測定は、水平荷重・載荷点の荷重と載荷梁の変位、ソールプレートおよび線支承のひずみ、変位等について行った。

実験供試体の諸元一覧を表-1、表-2および供試体形状を図-2、図-3に示す。表-1はソールプレートの供試体諸元を示しており、SP1は固定用、SP2からSP6は可動用のソールプレートを想定している。可動支承用のソールプレートのうち、SP2を標準形状とし、SP3～SP5はソールプレートと線支承の当り方の相違による影響を把握するために、ソールプレートの設置、つめ形状および遊間を変更している。SP6は幅L1sを標準形状SP2の50mmに対して30mm、遊間は30mmに対して6mmとしている。載荷方法は、SP1は耐力の測定を主目的として変位制御により

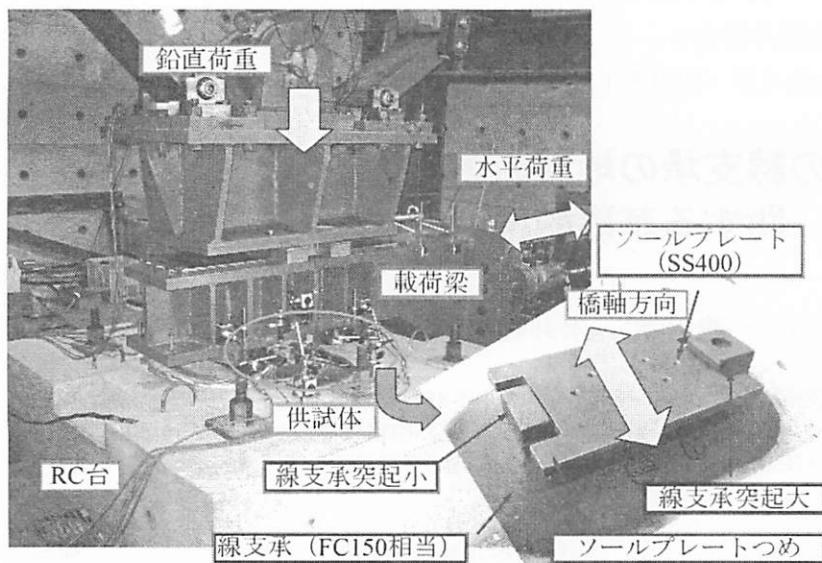


図-1 载荷実験概要

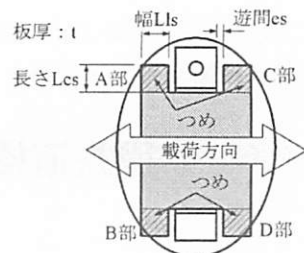


図-2 ソールプレートの供試体形状

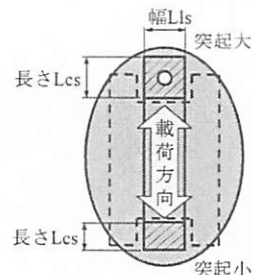


図-3 線支承の供試体形状

表-1 ソールプレートの供試体諸元一覧 (SS400)

供試体 No.	Lls×Lcs ×t (mm)	遊間 es (mm)	備 考
SP1	50×50 ×22	2	固定用, 単調载荷
SP2	50×50 ×22	30	可動用, 交番载荷
SP3	50×50 ×22	8	可動用, 交番载荷 施工誤差 (回転) 注1)
SP4	50(46) ×50×22	8 (12)	可動用, 交番载荷, A部: Lls=46mm
SP5	50(48) ×50×22	8 (10)	可動用, 交番载荷, A,C部: Lls=48mm
SP6	30×50 ×22	6	可動用, 交番载荷

注1) 線支承中心線に対してソールプレートを2°回転して配置している。

注2) () 内はSP4のA部, SP5のA,C部の寸法を示している (図-2参照)。

表-2 線支承の供試体諸元一覧 (FC150相当)

供試体 No.	Lls×Lcs	備 考
SB1	突起小: 100×50	荷重単調増加
SB2	突起大: 100×100	正負交番载荷

単調载荷を行った。SP2～SP6は変形性能の測定を主目的として交番载荷を行った。载荷履歴は設計引張降伏強度から算出した降伏変位を基準として2mmずつ変位を増加する方法とし、繰り返し回数は1回とした。载荷は荷重が最大点を超え、降伏荷重程度に低下するまで行った。

表-2は線支承の供試体諸元を示している。SB1, 2とも供試体形状は同じであり、アンカーボルト用孔

表-3 ソールプレートの材料引張試験結果

試験片 No.	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
規格値	—	400以上	21%以上
SP1	268.9	420.6	40.0
SP2	276.1	424.7	38.0
SP3	276.7	423.8	39.8
SP4	269.3	411.4	39.8
SP5	276.5	425.2	40.1
SP6	268.0	430.4	38.2

表-4 線支承の材料引張試験結果

試験片 No.	引張強さ (N/mm ²)
規格値	80以上 注)
SB1	121.5

注)規格値は、JIS G 5501の実体強度用供試材の機械的性質 (FC150, 鋳造品の肉厚80mm以上150mm未満) より設定した。なお、FC250の場合は155 N/mm²以上である。

があるサイドブロック (突起大) と孔がないサイドブロック (突起小) がある。载荷方法はソールプレートと同様の目的で、SB1は単調载荷, SB2は交番载荷としており、SB1は変位制御により突起大側および突起小側にそれぞれの方向に単調载荷を行った。SB2の载荷履歴は150kNを基準として50kNずつ荷重を増加する方法とし、繰り返し回数は1回とした。

(2)材料試験結果

実験に用いたソールプレートおよび線支承から材料試験片を採取し、材料試験 (引張試験およびシャルピー衝撃試験) を行った。引張試験は JIS4号試

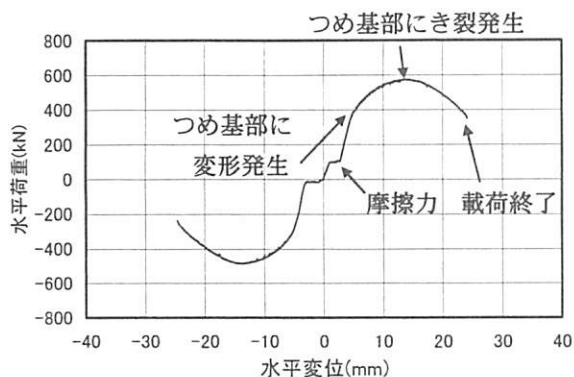


図-4 SP1 荷重－変位関係

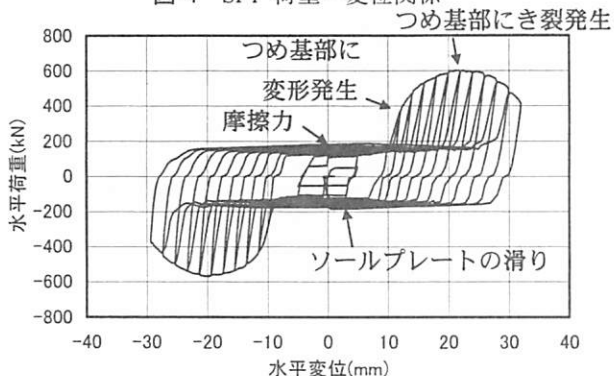


図-5 SP3 荷重－変位関係

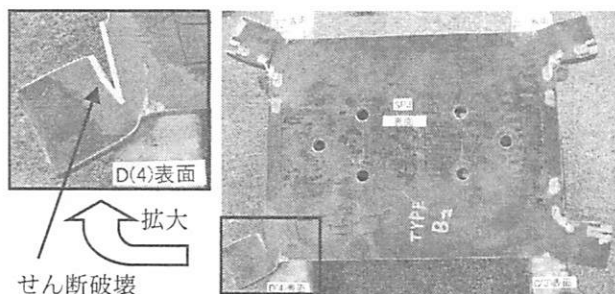


表-5 ソールプレートの最大荷重（実験結果）

供試体 No.	最大荷重 (kN)		供試体 No.	最大荷重 (kN)	
	正側	負側		正側	負側
SP1	572.0	486.5	SP4	559.0	525.5
SP2	637.9	621.2	SP5	570.1	561.7
SP3	601.7	571.9	SP6	414.1	400.2

注) 表中の値は、摩擦力を含めた値を示している。

験片を用い、ソールプレートの各供試体および線支承SB1から3片ずつ採取して行った。表-3にソールプレート、表-4に線支承の材料引張試験結果を示す。ソールプレートについては、すべての供試体において、引張強さおよび伸びが規格値を上回った。一方、線支承については材質が不明であったが、従来、鋼鉄道橋の線支承の材料としてはFC150とFC250が用いられており、材料試験結果から線支承の使用材質はFC150相当であると判断した。また、シャルピー衝撃試験より、それぞれの材料について所定のシャ

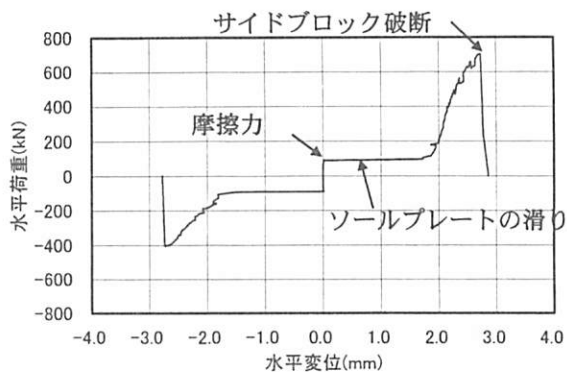


図-7 SB1 荷重－変位関係

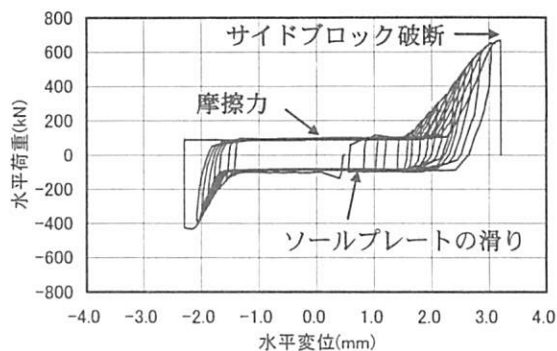
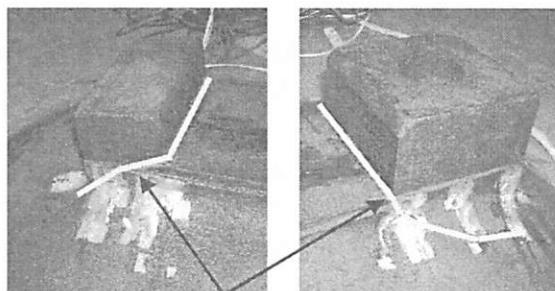


図-8 SB2 荷重－変位関係



(a)突起小 (b)突起大

図-9 SB2の破壊状態

表-6 線支承の最大荷重（実験結果）

供試体 No.	最大荷重 (kN)	
	突起大	突起小
SB1	703.8	406.7
SB2	666.7	435.5

注) 表中の値は、摩擦力を含めた値を示している。

ルビー吸収エネルギーがあることを確認した。

(3) 載荷実験結果

a) ソールプレート

図-4にSP1、図-5にSP3の荷重－変位関係および図-6にSP3の破壊状態を示す。

SP1においては、上部工反力による摩擦力の影響を把握するために、正側に載荷する場合は鉛直荷重（500kN）を載荷し、負側の場合は無載荷としている。これより、摩擦力は約100kNであることが分

かった。

図-4および図-5の荷重－変位関係は同様の傾向をしており、以下の通りであった。荷重を増加していくと摩擦力に相当する荷重に達するとソールプレートが滑り出し、荷重が一定のまま変位が遊間に相当する値まで増加する。その後は、ソールプレートの降伏荷重（折れ点）まではほぼ線形を呈して荷重と変位が増加し、その後は徐々に塑性域に入り、最大荷重に達した後に荷重が緩やかに低下した。上記の傾向は他の供試体においても同様であった。また、供試体のき裂発生状況を確認すると、ソールプレートのつめは図-6に示すようにせん断破壊（SP2の一部は曲げ破壊）していたが、最大荷重到達後も脆性的な破壊をしないでエネルギーを吸収する十分な変形性能があることが確認できた。

表-5に各供試体の最大荷重を示す。SP2の値が他の供試体に比べて若干大きな値をしているが、これはSP2は遊間が他の供試体と比べて大きいとため載荷実験の進行に伴ってソールプレートのつめが線支承のサイドブロックに少し斜めに当たるようになり、荷重が一様に作用せずに曲げが加わったことが原因と考えられる。また、SP3～SP5の結果から、今回の形状ではソールプレートと線支承の当り方の相違が最大荷重および破壊形態に与える影響は小さかった。

b)線支承

図-7にSB1、図-8にSB2の荷重－変位関係を示す。

線支承においては、ソールプレートと線支承が当たるまではソールプレートと同様であるが、その後は、ほぼ線形に荷重と変位が増加し、最大荷重に達すると急激に荷重が低下する脆性的な破壊形態を示した。図-9にSB2の破壊状態を示す。線支承の突起の破断面は、突起大、突起小とも荷重載荷面側の付け根から荷重載荷面の反対側の付け根を結ぶ面であった。これは、SB1も同様であった。表-6に各供試体の最大荷重を示す。

以上の結果より、ソールプレートは粘りのある破壊形態であるため、以降の「3.」において地震時復元力モデルの検討を行う。

3. 地震時復元力モデルの検討

(1)ソールプレートの耐荷力特性の検討

ソールプレートは、実験結果から図-10に示すようにモデル化できると考えられる。以下に各点の評価方法を検討する。

a)摩擦力

摩擦力（ H_F ）は実験結果より約100kNであったが、上部工反力（500kN）に設計で用いられる鋼と铸铁

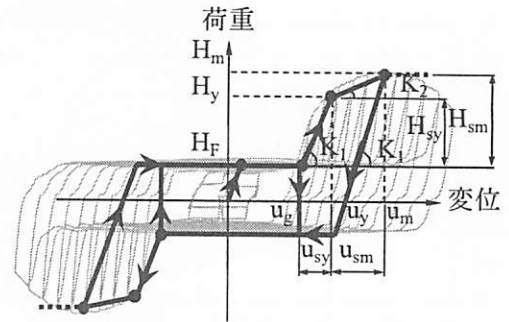


図-10 ソールプレートのモデル化

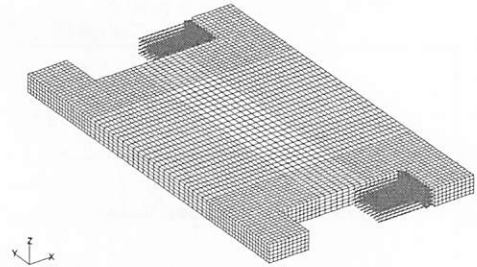


図-11 FEM解析モデル

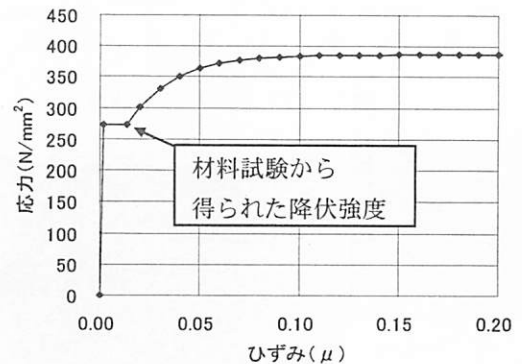


図-12 鋼材の応力－ひずみ関係

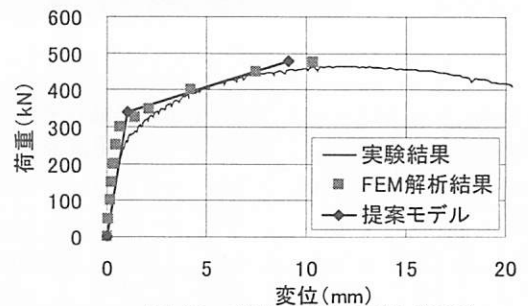


図-13 荷重－変位関係（SP1）

の摩擦係数0.20⁷⁾を乗じた値（500×0.20＝100kN）と一致しており、同方法によって算定できると考えられる。また、荷重が摩擦力より増加し始める点の変位（ u_g ）は、ソールプレートのつめと線支承のサイドブロックの遊間とする。

b)ソールプレートのつめの骨格線

実験結果を補完するためにソールプレートのつめの挙動に着目してFEM解析を実施する。以下にFEM解析の概要を示す。

①解析モデルを図-11に示す。ソールプレートのモデル化は、8節点アイソパラメトリック要素を用

表-7 ソールプレートの骨格線の検討結果

	載荷実験			FEM解析	
	SP1	SP3	SP6	SP1	実構造物
降伏荷重 H_{sy} (kN)	341	352	205	341	535
最大荷重 H_{sm} (kN)	472	502	314	475	750
降伏変位 u_{sy} (mm)	1.01	1.04	0.6	1.01	1.58
最大変位 u_{sm} (mm)	11.6	13.1	12.7	10.3	15.4
初期剛性 K_1 (kN/mm)	338	338	342	338	338
第二剛性 K_2 (kN/mm)	12	12	9	14	16
剛性比 K_2/K_1	0.04	0.04	0.03	0.04	0.05
荷重比 H_{sm}/H_{sy}	1.3	1.5	1.5	1.4	1.4

注)最大荷重と最大変位は、載荷実験の場合は実験結果、FEM解析の場合は解析結果を示しており、それ以外は論文にある方法等による計算結果を示している。実構造物は、表-1に示す $Lls \times Lcs \times t$ が $90 \text{ mm} \times 52 \text{ mm} \times 22 \text{ mm}$ のものを対象としている。

い、メッシュサイズは5mm程度とした。解析には、汎用FEM解析ソフトABAQUSを用いた。

②固定条件は、載荷試験と同様の条件となるようにボルト位置で固定し、供試体を固定する載荷治具等を考慮して設定した。

③載荷方向は実験と同様に橋軸方向を対象とした。荷重は、ソールプレートのつめ部に一様分布の荷重を単調に載荷した。また、荷重載荷面の形状保持のために載荷面上には剛な板要素を設置し、板要素を介して荷重を載荷した。

④材料条件は、文献8)に準じて図-12に示すように降伏棚とひずみ硬化域を有する応力-ひずみ曲線として設定した。なお、降伏強度は材料試験より得られた値としている。弾性係数およびポアソン比は、それぞれ $200 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$ 、 0.30 を用いた。降伏条件にミーゼスを適用し、単調載荷のため等方硬化則を適用した。

供試体SP1の荷重-変位関係とFEM解析結果を図-13に示す。図中には提案する骨格線も示している。試験結果、解析結果ともに300kN付近で降伏し、それ以降変位が急増している。また、最大荷重もほぼ一致している。しかしながら、降伏変位については解析結果の方が小さくなっている。これは、解析では完全固定としているが、試験においてはボルトによる摩擦接合により固定されていること等による影響が考えられる。以上よりFEM解析結果は実験結果を概ね評価できていると考えられる。

ソールプレートの骨格線の検討結果を表-7に示す。降伏荷重 (H_{sy}) は、実験ではせん断破壊性状を示したことから、ソールプレートのつめの断面積に、材料引張試験から得られる引張降伏強度を用いたミーゼスの降伏応力に基づくせん断降伏強度を乗じて算定できると考えられる。また、降伏変位 (u_{sy}) は、ソールプレートのつめを下端固定の片持梁としてせん断剛性から算定されるせん断変形量をもとに

算定する。ただし、実際は荷重が載荷される反対側は自由な状態となっており、固定条件による差が生じることが想定される。そこで、降伏変位は $u_{sy} = \alpha \cdot u_{sy0}$ で算定することとし、 u_{sy0} は上述の片持梁で算定される変位とする。 α は表-8に示すように片持梁で算定した場合の剛性と、SP1のFEM解析結果および実験結果の初期剛性との比を求めると、5~12程度となっている。より詳細な検討が必要であるが、ここでは、この結果より $\alpha=10$ と設定する。

表-8 初期剛性比の検討結果 (SP1)

	荷重 (kN)	変位 (mm)	剛性 (kN/mm)	初期剛性比
片持梁	341	0.1	3410	-
FEM解析結果	200	0.3	667	5.1
実験結果	202	0.7	289	11.8

注) 初期剛性は荷重200kN付近の結果を用いて算定する。

最大荷重 (H_{sm}) は、実験およびFEM解析結果における最大荷重と上述の降伏荷重との比を求めると表-7に示すように1.3~1.5倍となっていることから、ここでは、降伏荷重の1.4倍として算定する。また、最大変位 (u_{sm}) は、第二剛性 K_2 を用いて $u_{sm} = u_{sy} + (H_{sm} - H_{sy}) \cdot K_2$ で算定することとする。 K_2 は $\beta \cdot K_1$ (K_1 は初期剛性) で算定し、 β は第二剛性と初期剛性の比として、実験およびFEM解析結果から求めると表-7に示すように0.03~0.05となっていることから、ここでは、 $\beta=0.05$ と設定する。

以上のように設定した骨格線は、図-13に提案モデルとして示すように降伏荷重が若干大きくなるがFEM解析および実験結果を概ね評価できていると考えられる。また、実構造物を対象に行ったFEM解析結果と比較しても概ね評価できることを確認している。

(2)復元力特性の設定

表-9 解析条件および解析パラメータ

解析ケース		Case1	Case2
上部工反力 R		2000 kN	
重量	上部工 W_u	4000 kN	2000 kN
	下部工 W_l	3350 kN	5350 kN
遊間 u_g		0mm	
下部工	降伏震度 K_{hy}	0.2~0.8 (0.1ピッチ)	
	固有周期 T(sec)	0.5~1.2 (0.1ピッチ)	
支承部	耐力 $\kappa \cdot K_{hy} \cdot W_u$	支承耐力/下部工降伏耐力比 κ : 0.1~1.3 (0.1ピッチ) , 2.0	
入力地震波		耐震設計標準 ²⁾ L2地震 G3地盤 スペクトルII	

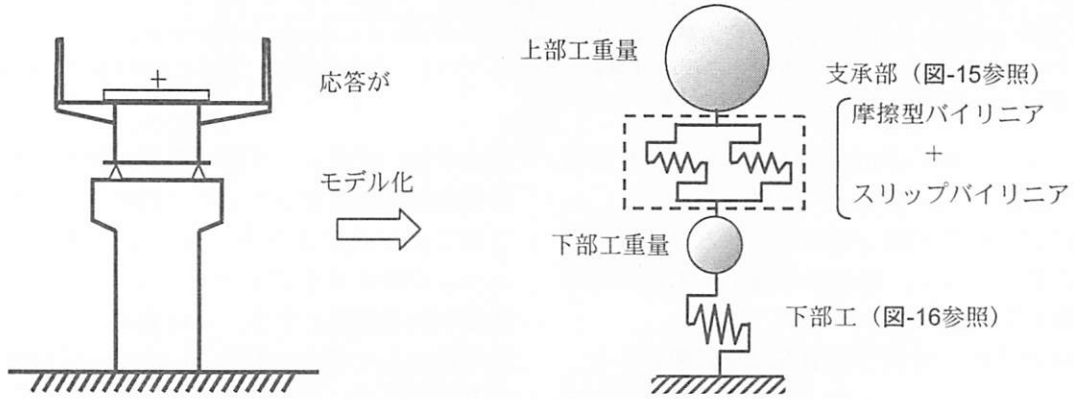


図-14 2質点ばねマスモデルの概要

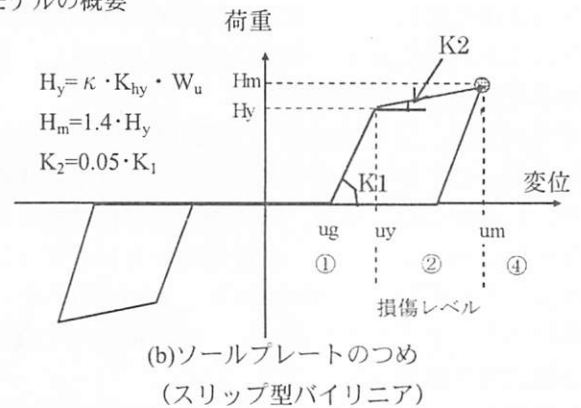
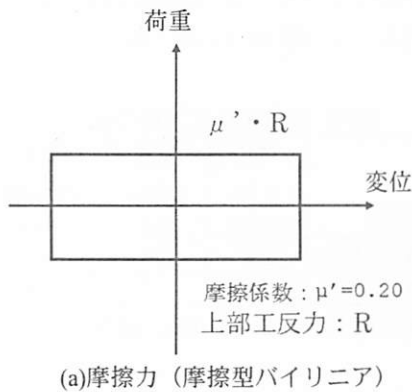


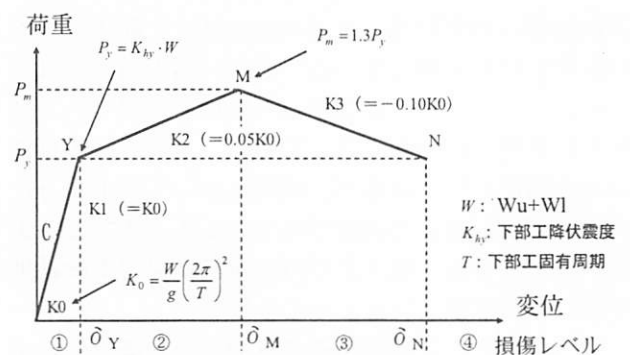
図-15 支承部の非線形特性

SP3の実験結果 (図-5) より, ソールプレートのつめと線支承のサイドブロックが当たる (変位が遊間に達する) までの挙動は, 摩擦力に達すると滑り出す挙動を示したことから, 摩擦型パイリニアで評価できると考えられる. ソールプレートのつめと線支承のサイドブロックが当たってからは, 荷重が除荷された後に再び同方向に載荷される場合は前回除荷されたときの変位に到達してから荷重が増加する挙動を示したことから, スリップ型パイリニアで評価できると考えられる. なお, 除荷後の剛性は初期剛性 (K_1) と同じとする.

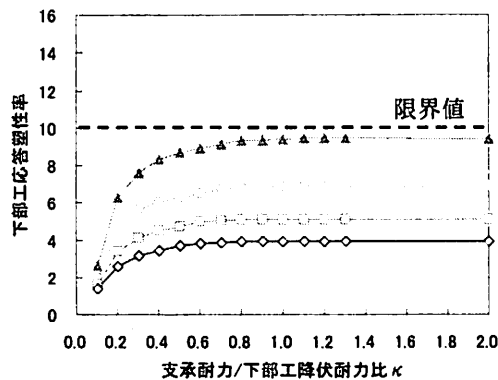
4. 2 質点モデルによる時刻歴応答解析

(1) 解析モデルおよび解析パラメータ

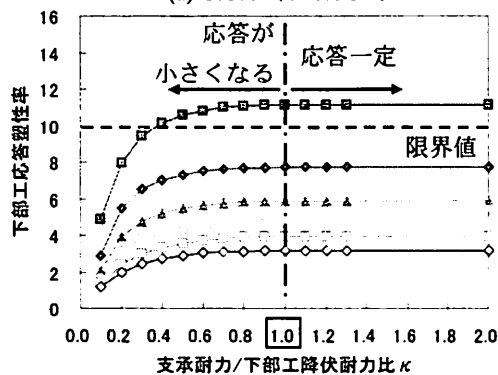
大規模地震時における既設鋼橋の損傷の程度を検討するために, 橋軸方向に着目して下部工の降伏震



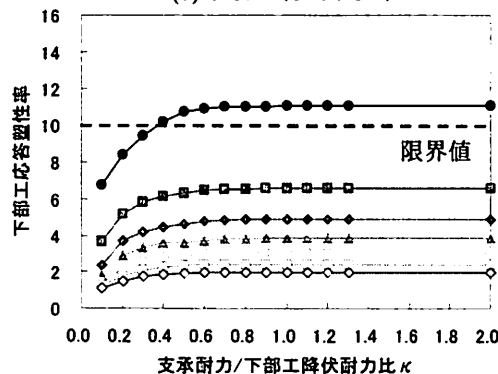
度, 固有周期および支承耐力と下部工降伏耐力の比等をパラメータとした非線形時刻歴応答解析を行った. 解析に用いたパラメータを表-9に示す. また, 図-14に本解析で用いたモデルの概要を示す. 解析モデルは橋脚 (下部工) と桁 (上部工) を質点で表現し, 支承部や下部工の非線形特性をばね要素でモ



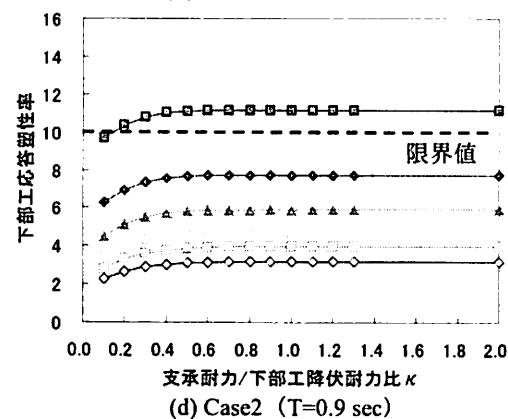
(a) Case1 ($T=0.6$ sec)



(b) Case1 ($T=0.9$ sec)

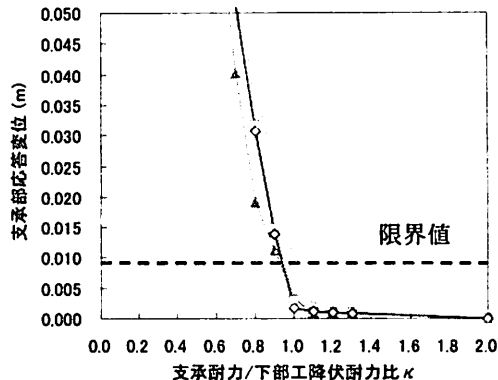


(c) Case1 ($T=1.2$ sec)

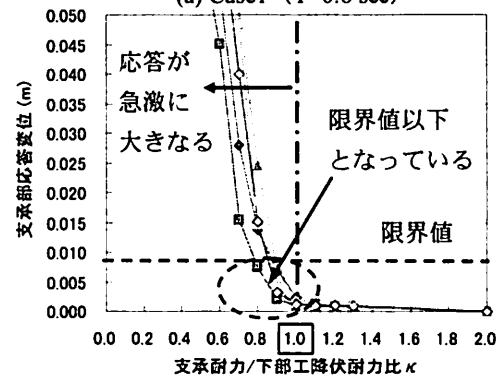


(d) Case2 ($T=0.9$ sec)

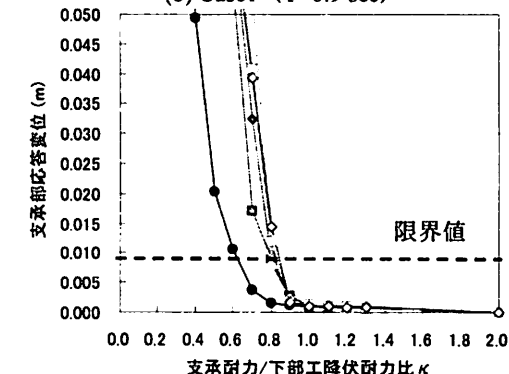
図-17 下部工の応答塑性率



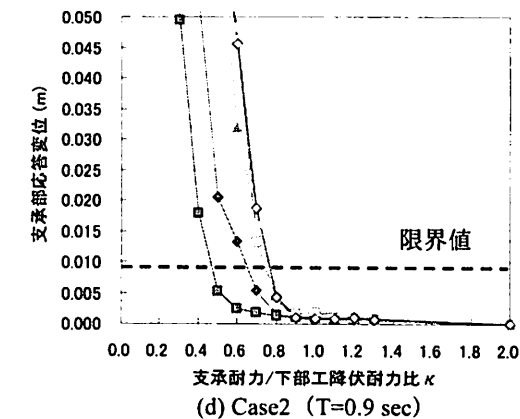
(a) Case1 ($T=0.6$ sec)



(b) Case1 ($T=0.9$ sec)



(c) Case1 ($T=1.2$ sec)



(d) Case2 ($T=0.9$ sec)

図-18 支承部の応答変位

デル化した2質点ばねマスモデルとした。支承部は摩擦力の影響とソールプレートのつめの影響を考慮したばね要素を並列に設置し、ばね要素の非線形特性は、前者は荷重の上限値をソールプレートと線支承の摩擦力、変位の上限値を遊間とする摩擦型バイリニア(図-15(a))とする。後者は降伏点および最大荷

重点を通るスリップ型バイリニアとし、上部工重量 W_u 、支承耐力/下部工降伏耐力比 κ （以下耐力比）、下部工降伏震度 K_{hy} および降伏変位 u_y を用いて設定する(図-15(b))。なお、降伏変位は実験およびFEM解析結果から判断して、本解析においては1mmと設定した。下部工の非線形特性は、降伏および最大を通

るトリリニアモデルとし、上部工+下部工重量 W 、降伏震度 K_{hy} および固有周期 T を用いて設定する(図-16)。復元力モデルは剛性低下を考慮した武田モデルを用いた。減衰については、ひずみエネルギー比例減衰で評価し、下部工の減衰定数は2%とした。入力地震波は耐震設計標準⁹⁾のL2地震動G3地盤用スペクトルⅡを用いた。

(2)解析結果

解析結果として、Case1における固有周期0.6、0.9、1.2secおよびCase2における0.9secの下部工の応答塑性率および支承部の応答変位を図-17、図-18に示す。なお、図中には各応答の限界値を図-15、図-16に示す損傷レベル④未満として設定した限界値の線も併せて示している。これらの図より、応答値は以下のような傾向があることが確認できる。また、Case1およびCase2とも応答値の傾向は同じであった。

- ・耐力比が1.0より小さい場合、支承部の応答変位は急激に大きくなり、下部工の応答塑性率は小さくなる。これは、支承部が塑性化すると支承の応答が支配的になっているためであると考えられる。
- ・耐力比が1.0より小さい場合でも、その比が0.8～0.9程度であれば支承部の応答変位は限界値以下となる場合がある。
- ・耐力比が1.0以上の場合、下部工の降伏震度によらず、下部工の応答塑性率はほとんど変わらない。これより、支承部がある程度の耐力を有している場合は下部工に与える影響は小さく、支承耐力は下部工降伏耐力以上有していればよいと考えられる。

5. 結論

既存の鋼鉄道橋用の鋳鉄製線支承およびソールプレートの載荷実験結果より、粘りのある破壊形態を示したソールプレートについて、地震時の復元力モデルの提案を行った。また、提案したモデルを用いて、構造物を2質点ばねマスモデルにモデル化し、支承耐力と下部工降伏耐力の比（以下耐力比）等をパラメータとした非線形時刻歴応答解析を行い、パラメータが構造物の地震時の応答に与える影響について基礎的な傾向を把握した。本検討により得られた結論を以下に示す。

- 1)ソールプレートの耐荷力特性は実験結果より摩擦力とソールプレートのつめの影響を考慮してモデル化できる。また、復元力モデルは摩擦力については摩擦型バイリニア、ソールプレートのつめの耐力についてはスリップ型バイリニアによりモデル化できる。

- 2)パラメータ解析結果より、以下の傾向が確認できた。
 - ・耐力比が1.0より小さい場合、支承部の応答変位は急激に大きくなり、下部工の応答塑性率は小さくなる。

・耐力比が1.0より小さい場合でも、その比が0.8～0.9程度であれば支承部の応答変位は限界値以下となる場合がある。

・耐力比が1.0以上の場合、下部工の降伏震度によらず、下部工の応答塑性率はほとんど変わらない。

- 3)パラメータ解析結果より、支承部が下部工降伏耐力程度の耐力を有している場合は下部工の応答に与える影響は小さいことから、支承耐力は下部工降伏耐力以上有していればよいと考えられる。

今後は、解析結果をより精査し、地震時の挙動の傾向をつかむとともに、ソールプレートのつめの骨格線の再評価を行い、より汎用性のある復元力モデルの構築を目的に検討を進めていく予定である。

謝辞

実験を行うにあたり、鋳鉄製の線支承の提供にご協力頂いた東京急行電鉄株式会社、撤去・搬送にご協力頂いた東日本旅客鉄道株式会社、ならびに載荷実験および材料試験においてご協力頂いた株式会社TESSの関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1)鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害報告書、鉄道総研報告（特別第4号）、1996.4
- 2)安原真人他：鋼鉄道橋支承部の損傷と復旧、橋梁と基礎、pp.65-68、1996.8
- 3)町田富士夫：桁式コンクリート鉄道橋支承部の耐震設計に関する研究：鉄道技術研究報告、No.1175、1981.3
- 4)安原真人他：既設鋼鉄道橋の鋼製支承の水平耐力評価法に関する実験および解析的研究、構造工学論文集、Vol.49A、pp.633-644、2003.3
- 5)藤野陽三他：金属支承に関連した兵庫県南部地震における道路橋の被害分析と終局水平挙動に関する実験的検討、第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.191-197、2000.1
- 6)大塚久哲他：兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察、鋼構造論文集、第7巻第28号、pp.19-31、2000.12
- 7)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）、2000.7
- 8)土木学会：鋼・合成構造標準示方書（総則編・構造計画編・設計編）、2007.3
- 9)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）、1999.10