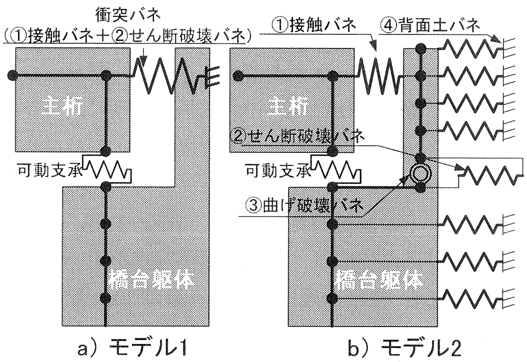
橋台の変形を考慮した桁衝突解析

九州工業大学工学部　正会員　Ph.D.　○ 幸左　賢二
九州工業大学工学部　宮薗　雅裕
パシフィックコンサルタンツ（株）　濱本　朋久
NEXCO 中央研究所 道路研究部　今村　壮宏

1. はじめに

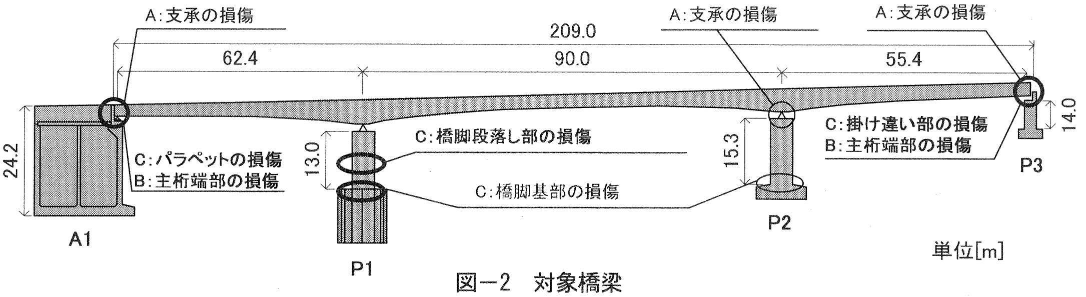
現在の橋梁の耐震設計においては，大地震時における主桁と橋台との衝突時の抵抗特性の定量的な評価が十分とはなっていないため，大きな桁遊間量を設定し衝突を考慮しない設計がなされている。そのため，主桁や橋脚の地震時水平変位が大きくなり，大規模な伸縮装置や橋脚，基礎の鉄筋量の増大が余儀なくされている。このような設計法に対して，主桁に生じる橋軸方向の水平変位を橋台により拘束し，橋脚の変形を低減する方法も考えられる。橋台の拘束効果を設計に取り入れる解析方法として，筆者ら[1]は，図－1 のモデル 1 に示すように橋台躯体を固定であると仮定し，パラペット基部の損傷状況から想定したせん断破壊バネを接触バネと合成し主桁端部に配置するモデルを作成し妥当性について検討を行ってきた。その結果，モデル 1 では，主桁の変位が拘束され，橋脚の損傷が低減されることが明らかとなっているが，橋台自体の挙動は不明確である。一方，橋台の変形を考慮した代表的参考文献[2]では，図－1 のモデル 2 に示すように，主桁と地震による変形を考慮した橋台との間に①接触バネを設置し，橋台パラペットの抵抗は②せん断破壊バネおよび③曲げ破壊バネを設置し，橋台背面土の抵抗は④背面土バネを設置している。ここで，①接触バネは主桁の軸方向剛性から算出し，④背面土バネはケーソン基礎の式により算出することが出来る。しかしながら，②せん断破壊バネ，③曲げ破壊バネは，橋台パラペットの破壊形態や抵抗特性が不明なため，具体的な算出方法が確立されていないのが現状である。本研究では，代表的参考文献のモデル 2 において，モデル化が不明確な橋台パラペットの抵抗に，筆者らが検討している橋台パラペットのせん断破壊バネを適用しモデルの改良を行った。そして，橋台部に設置した各種バネおよび P1 橋脚の応答結果を実損傷と比較することで，衝突現象が橋台の挙動に与える影響を評価した。



図－1　橋台抵抗モデル

2. 対象橋梁と被害概要

図－2 に対象橋梁の橋梁全体図と地震による損傷箇所を示す。本橋は橋長 209.0m，主桁重量 60.07MN の PC3 径間連続箱桁橋であり，中間支点部の桁高 5.0m，幅員 11.65m，支間長は 207.8m である。A1 橋台は上下線一



図－2　対象橋梁

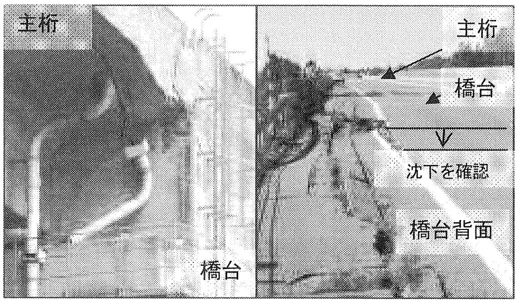
体構造であり，形状は高さ 24.2m，パラペット高さ 3.3m，パラペット厚さは 0.8m，8 室の隔壁を有する構造である。橋軸方向の支承条件は，P1 橋脚が固定のピン支承，その他の橋脚は可動ピンローラー支承である。

2.1 橋台の損傷状況

A1 橋台の損傷状況を**写真−1**，**図−3** に示す。A1 橋台は図に示すように上下線一体構造である。橋台パラペットには主桁端部が衝突したことで生じたひび割れや被りコンクリートの剥落が見られた。パラペット前面には，**写真−1a)**，**図−3a)** に示すように，パラペット左ウィング側に最大ひび割れ幅 8.0mm のひび割れ，パラペット基部および左ウィングとの隅角部に被りコンクリートの剥落が見られた。また，主桁がパラペットにめり込んでおり，現地の損傷写真を用いた画像解析によると，主桁の残留めり込み量は 30mm 程度であった。また，橋台背面では**写真 - 1b)** に示すように舗装の沈下，ウィングと背後取付け擁壁の間には**図−3** に示すように約 0.2m の目地開きが見られた。

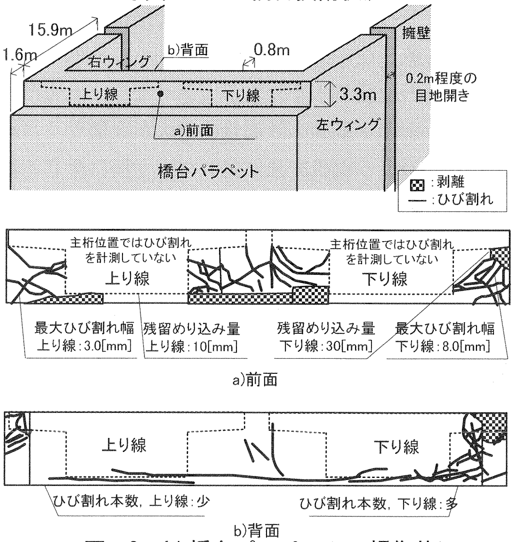
2.2 橋脚の損傷状況

P1 橋脚の形状および損傷状況を**図−4** に示す。断面は 4.5×7.0m の矩形断面であり，橋脚基部から 6.9m，8.1m の位置で軸方向鉄筋が 3 段から 1 段に急激に段落しされている。損傷状況は，**図−4** に示すように，橋脚中央部で斜めひび割れが確認され，橋脚基部では水平な曲げひび割れが確認されたが，被りコンクリートの剥落は見られなかった。ひび割れ状況から過去に実施された破壊形態と曲率分布に着目した実験結果 [3] を参考にして，基部の塑性率を考える。実験結果によると，橋脚高さや帯鉄筋比の違う何れの供試体においても，2δy 程度の変形時に水平ひび割れが生じていた。この中で，曲率を計測している大型供試体の曲率じん正率を参考に，本橋脚の曲率じん性率は 10 程度であると推測される。

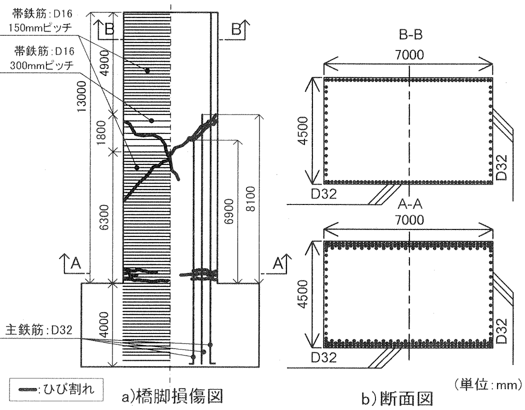


a) 衝突の痕跡　　　b) 橋台背面の損傷

写真−1　A1 橋台損傷状況



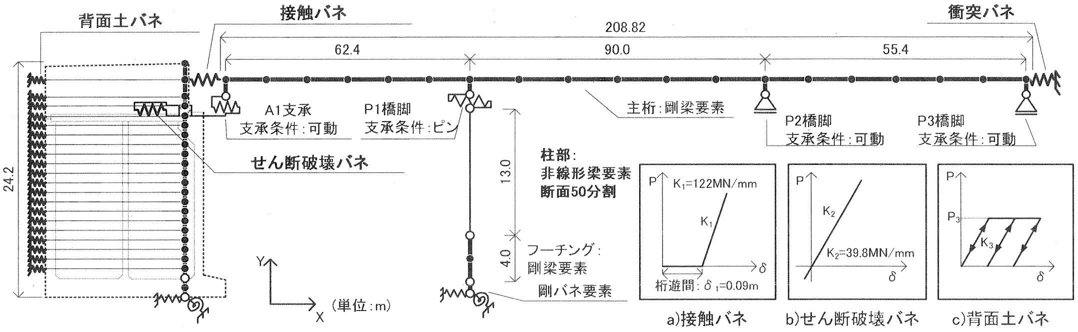
図−3　A1 橋台パラペットの損傷状況



図−4　P1 橋脚形状と損傷状況

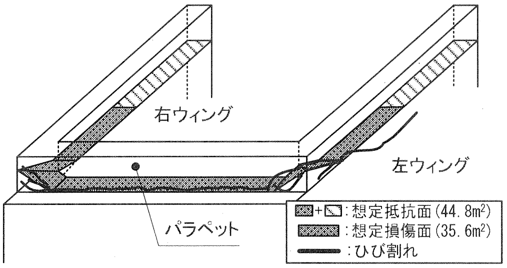
3. 解析モデル

解析モデルは**図−5** に示すように橋梁全体系の 2 次元フレームモデルを用いた。橋台部には，接触バネ，せん断破壊バネおよび背面土バネを設置した。接触バネは，桁が離れる方向では抵抗が無いものとし，**図−5a)** に示すように，桁と橋台の遊間量 0.09m を考慮して圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与え，初期剛性は主桁の軸方向剛性より k_1=122MN/mm とした。橋台パラペットのせん断破壊バネは，実被害がせん断損傷形であり，軽微な損傷であることから線形バネを用いた。

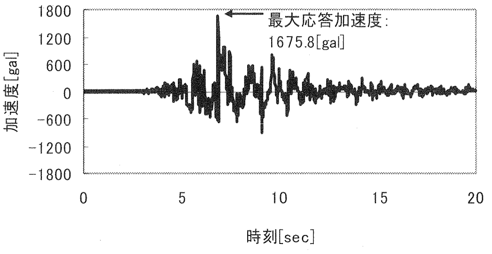


図－5　解析フレームモデルと各種バネモデル

バネ剛性は，既往の局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押抜きせん断実験結果[4)]を参考とした。ひび割れより想定したA1橋台の抵抗面積は**図－6**に示すように44.8m²であり，実験供試体の破壊面の570倍の面積を有している。バネ剛性は，破壊面積に比例すると考え実験により得られたP-δ関係を570倍し**図－5**b)に示すようにk_2 = 39.8MN/mmとした。橋台パラペットの曲げ破壊バネは，実被害がせん断損傷するメカニズムを推定し，十分に剛性の高いバネを配置している。背面土バネは，**図－5**c)に示すように，道路橋示方書Ⅳ編に規定されるケーソン基礎に準じた非線形のバネを1～2m間隔で23個配置した。P3橋脚側は，実被害において，突起部のせん断破壊にまで至っていないため，線形の衝突バネを配置している。また，A1橋台の衝突時の挙動とP1橋脚の損傷に着目するため，P3側は固定点に衝突バネを設置するモデル化を行った。



図－6　橋台の想定抵抗面および想定抵抗面積



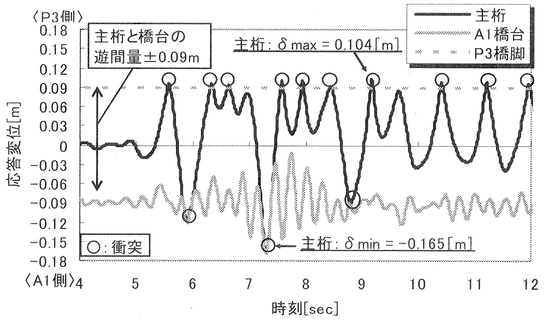
図－7　入力地震波形

橋台躯体，パラペットおよび主桁は剛梁要素，橋脚は弾塑性梁要素，支承および基礎部は線形バネ要素を用いた。橋脚の曲げ変形特性は道路橋示方書Ⅴ編に準じて決定し，復元力モデルには，ひび割れを考慮したTakedaモデル（剛性低下率＝0.4）を用いている。積分時間間隔は，衝突力の精度を向上させるため，Δt=1/20000秒とした。各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として，主桁および橋脚は2%，基礎は20%とし，橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いた。数値積分にはニューマークのβ法（β=1/4）を用いた。入力地震動は本橋近傍で観測された気象庁川口町川口(E-W)波形（**図－7**）を橋軸方向に入力した。

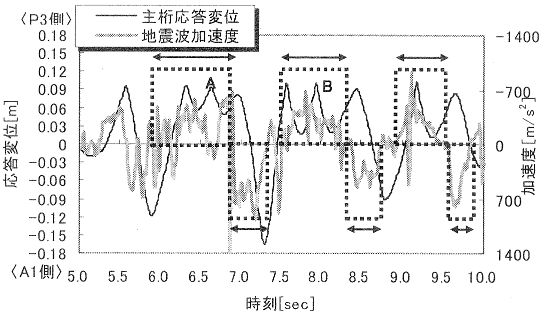
4. 解析結果

4.1 主桁と橋台の応答結果

主桁とA1橋台の時刻歴応答変位を**図－8**に示す。衝突発生位置を○印で示しており，A1橋台には3回，P3橋脚には10回衝突していることが分かる。主桁の最大応答変位はA1側に0.165m，P3側に0.104mであり，A1橋台自身が変形するためにA1橋台側の応答変位が大きくなった。なお，P3側に多く衝突している原因として地震波の影響が考えられる。**図－9**に主桁応答変位と地震波加速度の関係を示す。図より(A)6.3～7.0sec，(B)7.5～8.5sec時に連続してP3側に衝突しているが，このとき図中点線で示すようにP3側へ変形する力が働いている。また，正負の加速度の作用時間からもP3側への力が作用している時間が長い。以上のことから，地震波の影響でP3側への衝突回数が多くなったと考えられる。



図−8　主桁とA1橋台の時刻歴応答変位

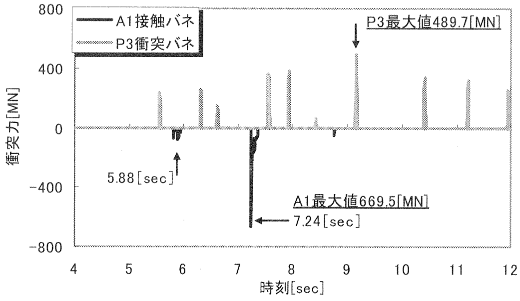


図−9　主桁応答変位と地震波加速度の関係

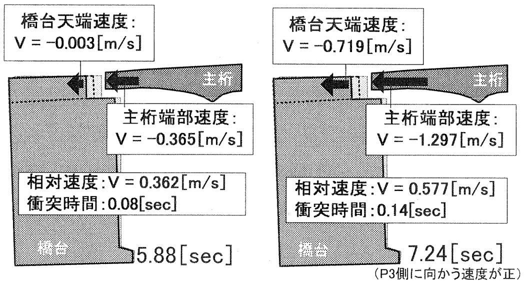
次に，橋台に設置した接触バネ，パラペットせん断破壊バネ，背面土バネの応答結果を**図−10〜13**に示す。**図−10**にA1橋台の接触バネおよびP3橋脚の衝突バネの時刻歴衝突力を示す。A1橋台側の衝突力に着目すると，1回目衝突時の衝突力84.2MN，2回目衝突時の衝突力669.5MNと衝突力が大きく異なっている。これは，**図−11**に示すように，1回目の衝突時は相対速度ΔV=−0.362m/s（A1橋台はV=−0.003m/s，主桁はV=−0.365m/s），衝突時間0.08secで衝突していることに対して，2回目の衝突は，相対速度ΔV=−0.577m/s（A1橋台V=−0.719m/s，主桁はV=−1.297m/s），衝突時間0.14secと相対速度と衝突時間に差が有るため衝突力に差が生じたものと考えられる。

橋台パラペット基部せん断破壊バネのP−δ関係を**図−12**に示す。パラペットには，最大で241.6MNのせん断力が生じ，0.006m程度のめり込みが見られた。既往の実験結果[4)]より，橋台パラペット部のせん断耐力を算出する。コンクリート負担分のせん断耐力は，A1橋台の想定抵抗面積 $A_c = 44.8m^2$（**図−6**参照）と実験結果より得られたコンクリートのせん断応力度 $\tau_{ca} = 4.22N/mm^2$ より189.2MNとなる。また，鉄筋負担分のせん断耐力は，想定抵抗面内に配置されている鉄筋の総断面積 $A_s = 0.115m^2$ と鉄筋強度 $\sigma_s = 440N/mm^2$ より50.7MNとなる。したがって，せん断耐力は239.9MN程度であると考えられる。また，実構造物では，ウィングの中央部までひび割れが生じているので，破壊面積を $A_s = 35.6m^2$，破壊面に配置されている鉄筋の総断面積を $0.093m^2$ と想定すると，178.5MNの作用力に対応している。解析で得られた作用力の最大値は241.6MNであり，実損傷よりもやや大きな作用せん断力となる。

次に，パラペットの背面に設置した背面土バネのP−δ関係を**図−13**に示す。背面土の応答結果は，背面土の反力の上限値7.4MNを超える力が作用し非線形状態

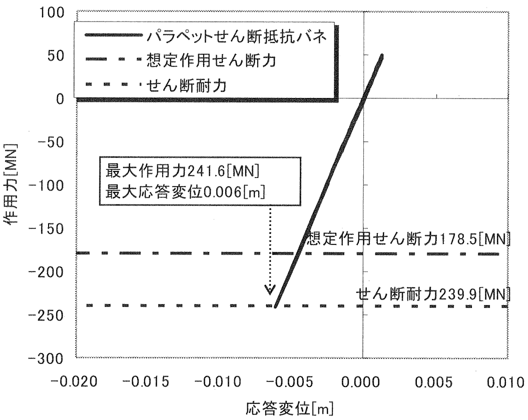


図−10　A1橋台，P3橋脚の衝突力

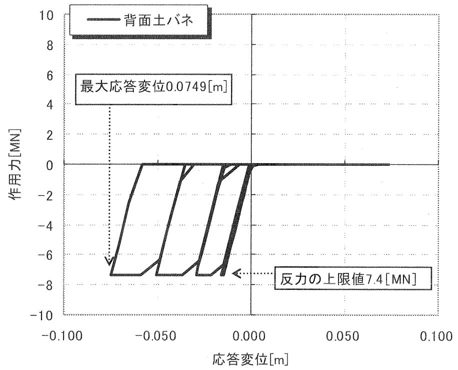


a）橋台一回目衝突　　b）橋台二回目衝突

図−11 衝突時の主桁と橋台の関係



図−12　パラペット基部せん断抵抗バネ P−δ関係

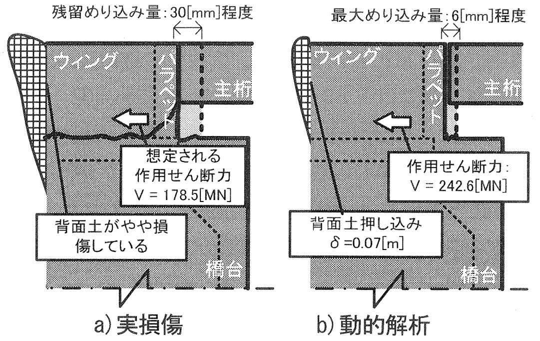


図－13　背面土バネのP－δ関係

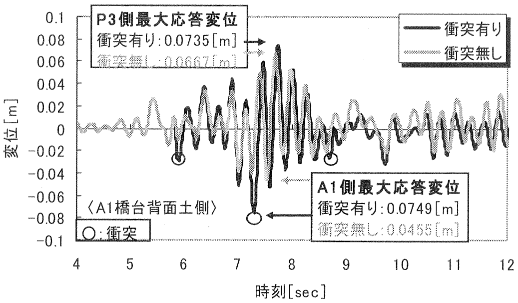
となっている。この時の最大めり込み量は0.075mであった。橋台背面土の最大耐力は，標準慣入試験によるN値を15，せん断抵抗角をφ = 35°，粘着力C = 0としてバネ反力の上限値は7.4MNと想定した。また，実構造物のパラペット背面土損傷では橋台背面舗装の沈下や，ウィングと擁壁の目地開きより非線形状態になっていると考えられる。解析結果は，背面土バネは**図－13** に示すように非線形状態となっており概ね一致した傾向となっている。

4.2 衝突が橋台に与える影響

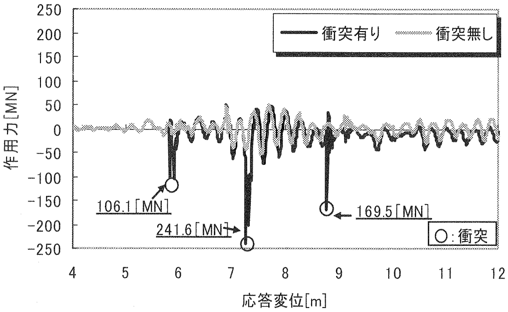
桁衝突時の橋台の挙動を比較するため，解析結果（衝突有り）と橋台の単独振動モデル（衝突無し）を比較する。**図－5** に示したA1橋台と主桁を結ぶ接触バネを取り除くことでA1橋台単独振動モデルとした。橋台パラペットの時刻歴応答変位比較を**図－15** に示す。最大応答変位を比較すると，A1橋台背面土側には，衝突有り0.0749m，衝突無し0.0455mでありA1橋台背面土側の応答変位にP3側よりも大きな差が生じた。これにより，主桁が衝突することでA1橋台が背面土側に押し込まれたことが分かる。橋台パラペット基部のせん断破壊バネの作用力比較を**図－16** に示す。図より，衝突時に大きなせん断力が作用しており，衝突時以外においても自重による慣性力によるせん断力が作用していることが分かる。橋台パラペットの背面土バネの応答比較を**図－17** に示す。衝突の有無によらず共に非線形状態となり背面土が押し込まれているが，衝突することによりさらに0.0294m背面土が押し込まれる結果が得られた。



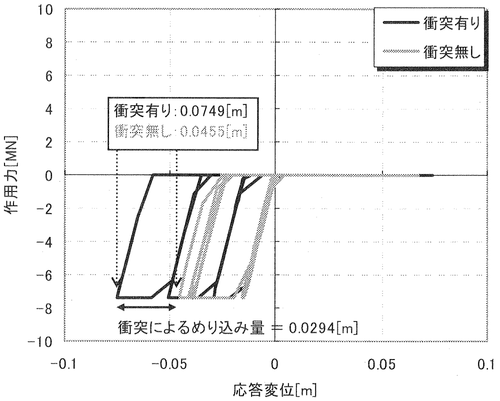
図－14　実損傷との比較



図－15　橋台パラペットの時刻歴応答変位比較



図－16　パラペットせん断抵抗バネ作用力比較



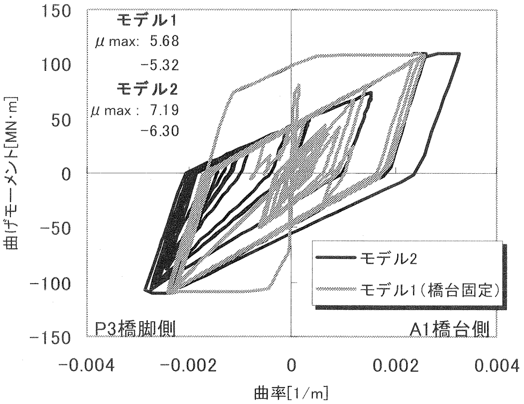
図－17　背面土抵抗バネ応答比較

4.3 P1橋脚の応答結果

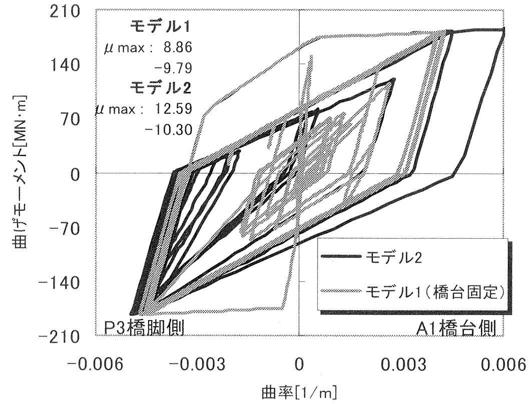
P1橋脚の段落し部，基部におけるM－φ履歴を**図－18，19** にそれぞれ示す。解析結果（モデル2）を既往

の橋台固定ケース(モデル1)と比較すると，モデル1は，段落し部基部ともに塑性化しており，曲率じん性率 μ_ϕ は段落し部では5.68，基部では9.79であった。一方，モデル2は，モデル1と同様に段落し部基部ともに塑性化しており，曲率じん性率は段落し部では7.19，基部では12.59とモデル1よりも大きな曲率が発生した。P1橋脚天端の最大応答変位を比較すると，モデル1は0.1035mであるのに対して，橋台自体が変形するモデル2は0.1649mと大きくなり，P1橋脚の塑性率も大きく発生したと考えられる。

実構造物と解析結果の比較を**図－20**に示す。段落し部は，実損傷では斜めひび割れが見られた。参考文献[5)]では，曲率じん性率3～7程度の変形が生じるとせん断耐力が低下するとされている。実損傷は，せん断ひび割れ幅が比較的小さいことから曲率じん性率としては5程度であると推察される。解析結果では，曲率じん性率は，モデル1は5.68，モデル2は7.19であった。基部では，水平な曲げひび割れが見られたことから，曲率じん性率は10程度であると考えられる。基部の曲率じん性率は，モデル1は9.79，モデル2は12.59であった。段落し部，基部ともにモデル2の曲率じん性率がやや大きいものの，実損傷と概ね一致する傾向が見られた。



図－18　P1橋脚段落し部M－φ関係

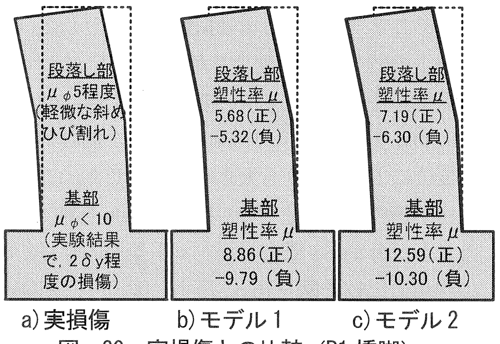


図－19　P1橋脚基部M－φ関係

5. まとめ

橋台の変形を考慮した橋台抵抗モデルを作成し地震応答解析を行った結果得られた知見を以下に示す。

1) 橋台の変形を考慮したモデル2は橋台自身に0.0749mの変形が生じるため，主桁の最大応答変位は0.1649mと，モデル1の最大応答変位0.1035mよりも大きく生じた。
2) P1橋脚の応答値は，モデル2では，曲率じん性率 μ_ϕ は段落し部で7.19，基部で12.59となり，モデル1よりも大きな値が生じており，橋台の変形の発生により曲率じん性率も大きな傾向となった。
3) モデル2では橋台の変形により，主桁の応答変位が59%程度，P1橋脚の曲率じん性率が27%程度増加する結果となるので，橋台の変形を考慮する必要がある。



図－20　実損傷との比較（P1橋脚）

参考文献

1) 濱本ら：新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察，構造工学論文集，Vol.52A，pp.431-440，2006.3
2) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2006.4
3) 星隈ら：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No669，V-50，pp.215-232，2001.2
4) 幸左ら：局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討，構造工学論文集，Vol.50A，pp.943-950，2004.3
5) M.J.N.Priestley，F.Seible，G.N.Calvi：SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES，1998.4