

地盤変位が卓越する地震動に対する道路橋の耐震性に関する検討

近藤益央¹・運上茂樹²

¹ 正会員 建設省土木研究所 耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

² 正会員 工博 建設省土木研究所 耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

1. まえがき

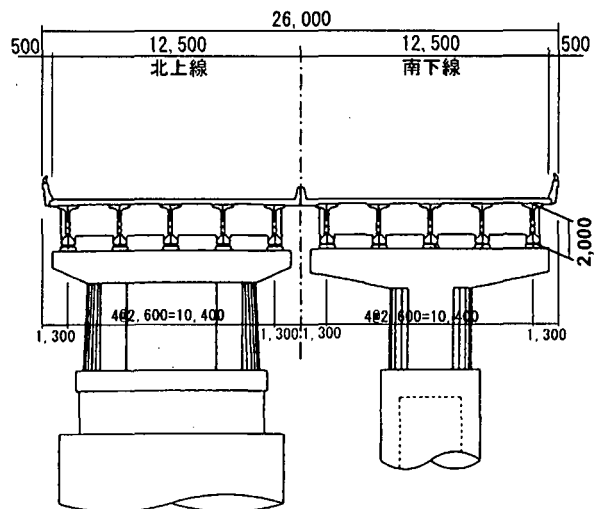
1999年9月21日に発生した台湾・集集地震では断層上に位置する土木構造物が大きな被害を受けた。我が国を含めた耐震設計基準においては、地震力に対して構造物の耐震性を評価する手法が採用されており、地震活動にともなう地盤変位を耐震設計に取り入れている事例は少ない。活断層の再現期間は一般に非常に長いものの、活動周期が長い活断層ほど断層変位は大きくなり、場合によっては地表面にも大きな断層変位が現れる事がある。1999年台湾で発生した集集地震では、地表面に現れた断層変位は最大で5~10m¹⁾にも達している。

そこで、本研究では集集地震により被害を受けた鳥溪橋に対して、周辺地盤で観測された断層変位を作用させ、新橋と旧橋とで異なった被害形態が発生している状況を再現し、地震による地盤変位が道路橋の耐震性に及ぼす影響に関する検討を行った結果を報告する。

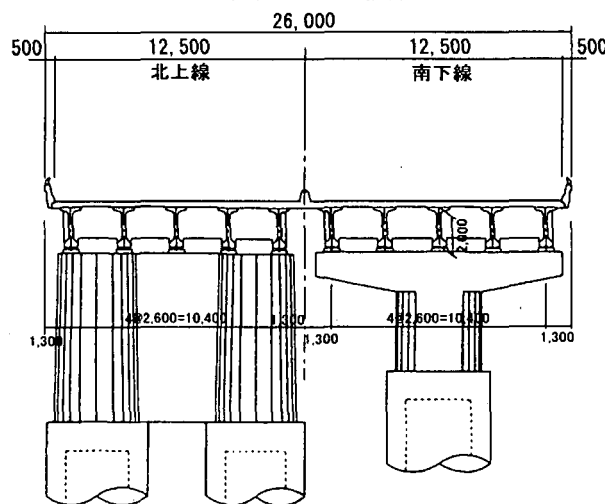
2. 鳥溪橋の諸元

鳥溪橋は台中市を南北に縦断する国道3号線上にあり、全橋長約624mの17径間の単純PC桁橋である。北上線(旧橋)の下部構造は1961年、下部構造は1981年に、南下線(新橋)は1982年に架橋されている。図-1に示すとおり、旧橋は壁式橋脚、新橋は小判形断面の橋脚を有している。鳥溪橋の配筋図は得られなかったが、被災した南下線の橋脚から軸方向鉄筋の径、間隔及び本数を橋軸直角方向はD22、10@300mm、半円部分はD22が6本配筋されていると推定される。また、南下線の帯鉄筋については、D13が300mmピッチで配筋されている²⁾ことが確認されているが、北上線の配筋状況が不明であることから、北上線及び南下線ともに無視することとした。橋脚のコンクリート強度については、設計強度が不明であるが川島ら²⁾及び幸左ら³⁾のシュミットハンマーによる測定結果から26.5MPa程度と推定される。

上部構造は、新橋・旧橋とも同一の構造形式を有しており、幅員12m、支間長30mと仮定して我が国のPC単純T桁の実績から上部構造重量を推定すると4.4MNとなった。一方、設計震度0.15を用いて震度法による照査を行うと、上部構造重量を4.1MNと仮定すると $\sigma_s = 282\text{MPa} > \sigma_{sa} = 265\text{MPa}$ となり、上部構造重量は4.1MNと推定される。



(a) P1・2橋脚



(b) P3橋脚

図-1 鳥溪橋横断面⁴⁾

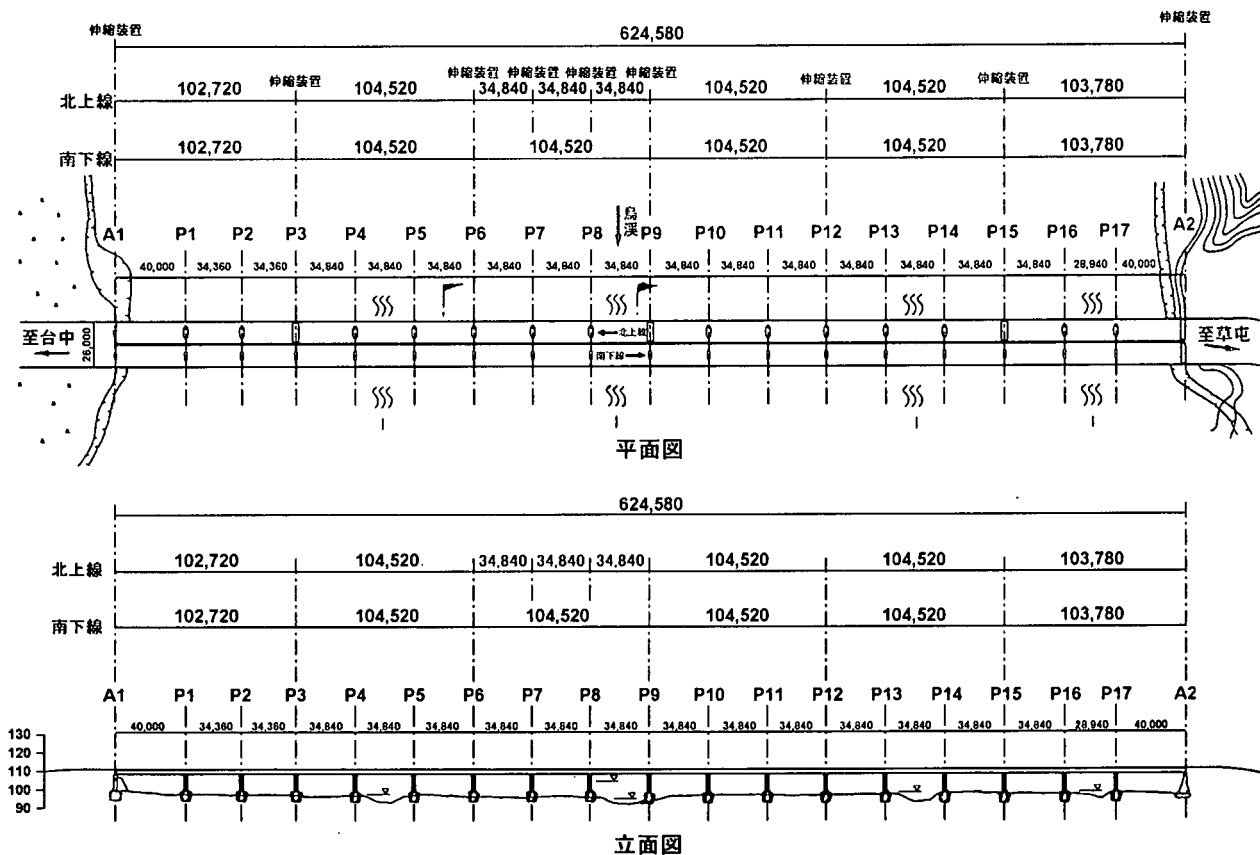


図-2 鳥溪橋一般図⁶⁾

桁は3径間が連続化されており、桁と桁を連結する区間の遊間はコンクリートと鉄筋によって床版部で一体化する連結シュー構造⁴⁾を有している。ただし、連結に使用されている鉄筋はD19が6本×4箇所=24本(写真から鉄筋径を推定)であり、鉄筋径、本数ともに落橋防止機能としては十分な量でない。桁かかり長については、これが正確にわかる図面が入手出来なかったが、写真から橋脚天端幅が約2mであることから、桁かかり長は1m程度と推定される。

伸縮装置には、鋼製フィンガーが設置されており、桁遊間は写真から100mm程度と推定される。また、支承は500mm×500mm、総厚30mmの5層積層ゴム支承が用いられており²⁾、アンカーバーを設置するための穴があるものの、アンカーバーが確認できなかったため、半固定支承であると推定される。橋軸直角方向にはせん断キーが設置されており、固定化が図られている。

3. 解析モデル

解析に当たっては、図-2に示したA1橋台からP6橋脚までの6径間のみをモデル化した。これは、断層がP2とP3橋脚の間に確認されており、主な被害発生箇所がこの区間に集中しているためである。橋脚は曲げの非線形性とせん断の非線形性を有する非線形弾性はりとし、桁はそれぞれ主桁ごとに格子構造としてモデル化した。曲げと

せん断の非線形性については相互作用はないものとして扱い、それぞれ独立の非線形性を考慮した。また、ゴム支承及びせん断キー、連結シュー構造に用いられている連結鉄筋は非線形性を考慮した非線形弾性バネとしてモデル化した。橋台部においては、桁が背面土内にめり込んだ形の被害が発生していることから、背面土の土圧を考慮してモデル化した。

今回の解析では、モデル化した新旧の6径間に断層変位を静的に載荷した。鳥溪橋にも断層変位のみではなく地震動の影響も加味すべきと思われるが、鳥溪橋近傍での強震観測記録が入手出来なかったこと、地震動と断層変位の位相などが不明であったことから、変位入力のみとして解析を行った。

ゴム支承の取り付け部に関しては、アンカーボルトやアンカーバーが確認できていないことから、半固定支承としてモデル化を行った。ゴム支承とコンクリート間の摩擦係数について、昭和48年4月の道路橋支承便覧に示されているゴムと補強板が分離している3種のゴム支承として0.40を用いた。また、桁の橋軸直角方向への移動制限装置であるせん断キーのせん断耐力は、式(1)の二羽らの式⁵⁾により求めた。これは、道路橋示方書V耐震設計編では、せん断支間比が3程度以下の場合にはディープビームの効果によりコンクリートが負担するせん断力が大きくなることが指摘されているが、地震力のような正負交番で繰り返して作用する場合には、ディープビームの効

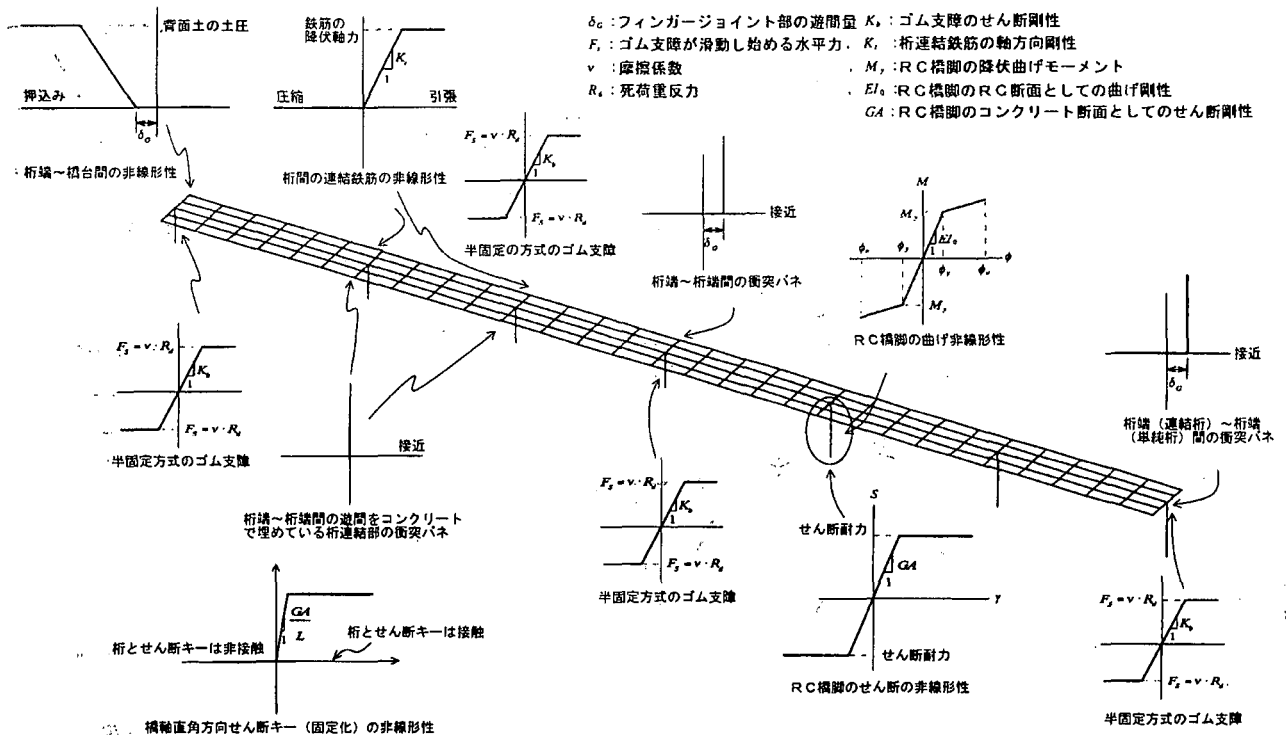


図-3 鳥浜橋のモデル化

果が明確でないため、せん断耐力の評価式にせん断支間比による割り増しを行っていない。従って、せん断キーのようにせん断支間比が小さい部材では、そのせん断耐力を過小評価してしまうことを想定したものである。

$$Sc = 0.94(\sigma_{ck})^{1/3} \left(\frac{d}{100}\right)^{1/4} (p_t)^{1/3} \left(0.75 + 1.4 \frac{d}{a}\right) bd \quad (1)$$

ここに、

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度

d : せん断耐力を算出する方向に直角な方向の断の有効高さ

b : せん断耐力を算出する方向に直角な方向の断面の幅

p_t : 軸方向引張鉄筋比

a : せん断スパン

4. 鳥浜橋の被災状況

鳥浜橋は、北上線の旧橋と南下線の新橋が平行に架橋されている。橋脚の形式は図-1に示したように北上線と南下線では異なっており、被害の形態も異なっている。北上線は写真-1に示すとおり、橋脚への被害がほとんどないものの、橋桁が落下する被害となっている。橋桁はA1からP3までは連続化が図られているが、連結に使用

された鉄筋が落橋防止に必要な鋼材量に至っていないため、鉄筋が破断(写真-4)して落橋に至ったものと考えられる。P3橋脚については橋脚基部においてコンクリート打継ぎ面と思われる箇所でも水平にクラックが発生しているが、機能上はほとんど問題ない程度と考えられる。これに対して南下線では、P1からP5の各橋脚が橋軸直角方向にせん断破壊(写真-2, 3)している。橋桁の落下はないものの、橋面は大きく傾斜しており、倒壊という事態には至っていないが、橋脚が大きくせん断破壊しており、道路構造としての機能は有していない。

断層位置より離れた位置においては、北上線に関してはほとんど被害がないが、南下線ではP13橋脚まで基礎の傾斜や橋脚にせん断ひび割れが確認される等の被害が確認されている。また、P10及びP11橋脚付近の地盤では液状化が確認されており、液状化が原因と考えられる橋脚の沈下や傾斜が確認されている²⁾。

北上線の桁連結部においては、写真-4に示すとおり落橋部においては桁端部が橋脚天端からせり出している状態がわかる。連結シュー構造が落橋防止機能を兼ね備えていれば、このような状態に置いても桁重量を保持出来るが、写真からもわかるとおり鉄筋径や本数も落橋防止としての機能させるためには少なすぎる。しかし、同じ連結構造を有している南下線では、橋脚のせん断破壊により変形が橋脚部に集中し、桁の落下が避けられたものと考えられる。

地表面に現れた断層の状況は、幸左らの調査では図-



写真-1 鳥浜橋の被害(北上線の桁落下)

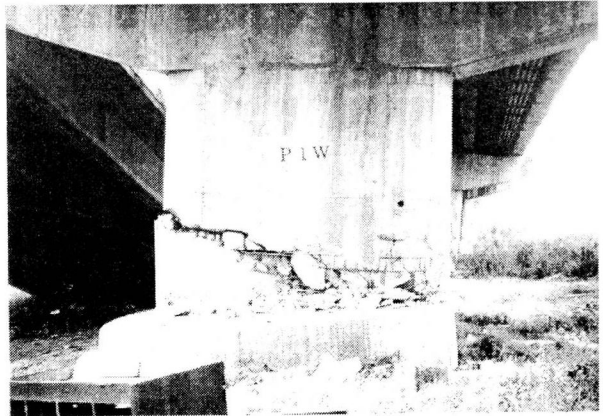


写真-3 橋脚の被災状況(南下線P1橋脚)



写真-2 鳥浜橋の被害(南下北)

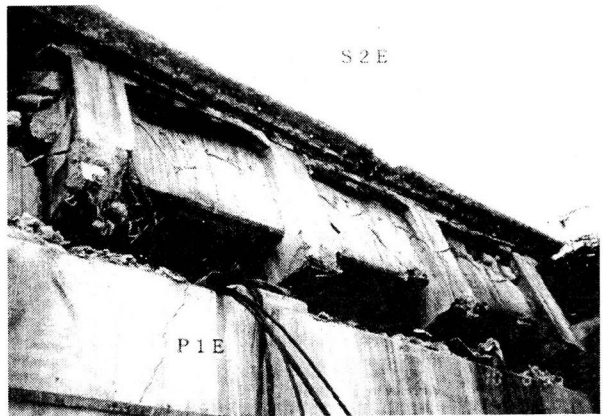


写真-4 桁連結部の状況

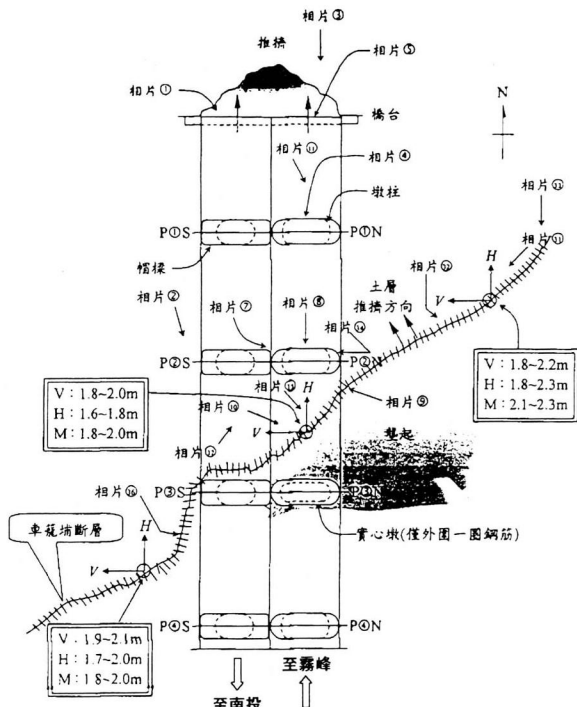


図-4 断層変位

5. 解析結果

図-4に示したとおり、断層変位は橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向ともに約2mであることから、A1橋台及びP1,P2橋脚を3方向同時に1mmずつ静的に载荷した。なお、橋軸方向の桁移動量が桁かかり長である1mを越えた段階で落橋が生じたとして、この段階で桁連結を解除して解析を継続させた。

表-1に北上線、表-2に南下線の断層変位にともなうイベント(現象)を、図-5に北上線、図-6に南下線の変形図を示す。図-5に示したように断層変位の増加に伴いスパン3が回転している。さらにスパン3を支持するP2橋脚とP3橋脚の支間が縮まり、スパン3がスパン2及び1を橋台方向に押し出している。北上線では、断層変位が増加しても橋脚躯体は降伏点にも達していないが、断層変位が278mmに達したとき、P2橋脚がせん断耐力に達する。断層変位を168mm载荷した時に桁と橋台が衝突し、断層変位が281mmに達した時には橋台パラペット及び背面地盤が降伏している。さらに断層変位を増加させると、断層変位が921mmに達した時にP2橋脚上でスパン2の桁が支承取り付け位置で、桁かかり長を越えた変形が発生して上部構造が落下する。さらに断層変位922mmに達するとP1橋脚上でもスパン1が同様の現

4に示すとおりである。車籠埔断層は南下線P3橋脚近傍から北上線P2橋脚方向に橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向ともに約2m移動しているものと推測される。

表-1 断層変位に伴うイベント (北上線)

断層変位 (mm)	イベントが生じた位置			イベント
	スパン	桁	橋台、橋脚	
7	スパン2とスパン3	東側外桁	-	連結鉄筋の降伏
9	スパン2とスパン3	東側中桁	-	連結鉄筋の降伏
13	スパン2とスパン3	中央桁	-	連結鉄筋の降伏
15	スパン3	東側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
22	スパン3	西側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
22	スパン2とスパン3	西側中桁	-	連結鉄筋の降伏
30	スパン3	東側中桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
33	スパン3	中央桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
35	スパン3	西側中桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
72	スパン3	東側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
81	スパン3とスパン4	東側外桁	-	桁と桁の衝突
95	スパン2	西側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
95	スパン3	西側外桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
98	スパン2	東側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
98	スパン2	東側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
97	スパン2	西側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
101	スパン1	東側外桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
101	スパン1	西側外桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
102	スパン1	東側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
102	スパン1	西側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
113	スパン2	中央桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
113	スパン2	西側中桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
114	スパン2	東側中桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
114	スパン2	東側中桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
114	スパン2	中央桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
115	スパン2	西側中桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
121	スパン3	西側中桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
121	スパン4	東側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
123	スパン1	東側中桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
123	スパン1	東側中桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
123	スパン1	中央桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
123	スパン1	中央桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
123	スパン1	西側中桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
123	スパン1	西側中桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
131	スパン3	中央桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
131	スパン4	西側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
137	スパン3	東側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
141	スパン3	東側中桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
168	スパン1	東側外桁	橋台	桁と橋台の衝突
168	スパン1	東側中桁	橋台	桁と橋台の衝突
168	スパン1	中央桁	橋台	桁と橋台の衝突
168	スパン1	西側中桁	橋台	桁と橋台の衝突
168	スパン1	西側外桁	橋台	桁と橋台の衝突
170	スパン4	東側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
170	スパン4	西側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
170	スパン5	東側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
170	スパン5	西側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
171	スパン5	東側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
171	スパン5	西側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
171	スパン6	東側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
171	スパン6	東側外桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
171	スパン6	西側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
171	スパン6	西側外桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
188	スパン4	東側中桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
189	スパン4	中央桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
189	スパン4	西側中桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
191	スパン4	東側中桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
191	スパン4	中央桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
191	スパン4	西側中桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
191	スパン5	東側中桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
191	スパン5	西側中桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン5	東側中桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン5	中央桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン5	西側中桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン6	東側中桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン6	東側中桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン6	中央桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン6	中央桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン6	西側中桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
192	スパン6	西側中桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
240	スパン8とスパン7(固定点)	東側外桁	-	桁と桁の衝突
240	スパン8とスパン7(固定点)	東側中桁	-	桁と桁の衝突
240	スパン8とスパン7(固定点)	中央桁	-	桁と桁の衝突
240	スパン8とスパン7(固定点)	西側中桁	-	桁と桁の衝突
240	スパン8とスパン7(固定点)	西側外桁	-	桁と桁の衝突
278	-	-	P2橋脚	橋軸直角方向のせん断破壊
281	スパン1	東側外桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
281	スパン1	東側中桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
281	スパン1	中央桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
281	スパン1	西側中桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
281	スパン1	西側外桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
698	スパン3	西側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
917	スパン2	西側外桁	P2橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
918	スパン2	西側中桁	P2橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
919	スパン2	中央桁	P2橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
920	スパン2	東側中桁	P2橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
921	スパン2	東側外桁	P2橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
922	スパン1	東側外桁	P1橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
922	スパン1	東側中桁	P1橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
922	スパン1	中央桁	P1橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
922	スパン1	西側中桁	P1橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m
922	スパン1	西側外桁	P1橋脚	橋脚天端からの桁の橋軸方向移動量が1m

象が発生して上部構造が落下する現象が再現された。その後、断層変位を2000mmまで増加させても、スパン3の桁が回転するのみで、橋脚の被害には進展しない。解析では断層変位278mmでP2橋脚がせん断破壊する結果となったが、実際にはせん断破壊しておらず、解析上考慮していない帯鉄筋等の影響があるものと考えられる。

表-2 断層変位に伴うイベント (南下線)

断層変位 (mm)	イベントが生じた位置			イベント
	スパン	桁	橋台、橋脚	
8	スパン2とスパン3	東側外桁	-	連結鉄筋の降伏
11	スパン2とスパン3	東側中桁	-	連結鉄筋の降伏
14	スパン2とスパン3	中央桁	-	連結鉄筋の降伏
20	スパン3	東側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
24	スパン2とスパン3	西側中桁	-	連結鉄筋の降伏
29	スパン3	西側外桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
37	スパン3	東側中桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
40	スパン3	中央桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
43	スパン3	西側中桁	P3橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
77	スパン3	東側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
84	スパン3とスパン4	東側外桁	-	桁と桁の衝突
103	スパン1	西側外桁	A1橋台上	橋軸方向の支承の降伏
103	スパン1	西側外桁	A1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
104	スパン2	西側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
104	スパン3	西側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
106	スパン2	東側外桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
114	-	-	P1橋脚	橋軸方向の曲げ降伏
114	スパン2	東側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
114	スパン2	西側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
123	-	-	P3橋脚	橋軸方向の曲げ降伏
127	スパン1	東側中桁	A1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
127	スパン2	西側中桁	A1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
128	スパン1	中央桁	A1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
128	スパン1	西側中桁	A1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
128	スパン2	東側中桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
128	スパン2	中央桁	P2橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
129	-	-	P2橋脚	橋軸方向の曲げ降伏
172	スパン1	東側外桁	橋台	桁と橋台の衝突
172	スパン1	東側中桁	橋台	桁と橋台の衝突
172	スパン1	中央桁	橋台	桁と橋台の衝突
172	スパン1	西側中桁	橋台	桁と橋台の衝突
173	スパン1	西側外桁	橋台	桁と橋台の衝突
177	スパン3	西側中桁	P2橋脚	橋軸直角方向のせん断破壊
180	-	-	P2橋脚	橋軸直角方向のせん断破壊
182	-	-	P4橋脚	橋軸方向の曲げ降伏
185	-	-	P5橋脚	橋軸方向の曲げ降伏
186	-	-	P6橋脚	橋軸方向の曲げ降伏
188	スパン5	東側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
188	スパン5	西側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
188	スパン6	東側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
188	スパン6	西側外桁	P5橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
187	スパン6	西側外桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
189	スパン6	東側外桁	P6橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
237	スパン8とスパン7(固定点)	東側外桁	-	桁と桁の衝突
237	スパン8とスパン7(固定点)	東側中桁	-	桁と桁の衝突
237	スパン8とスパン7(固定点)	中央桁	-	桁と桁の衝突
237	スパン8とスパン7(固定点)	西側中桁	-	桁と桁の衝突
237	スパン8とスパン7(固定点)	西側外桁	-	桁と桁の衝突
240	-	-	P3橋脚	橋軸直角方向のせん断破壊
244	スパン4	東側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
244	スパン5	東側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
261	スパン4とスパン5	西側外桁	-	連結鉄筋の降伏
263	スパン4とスパン5	西側中桁	-	連結鉄筋の降伏
265	スパン4とスパン5	中央桁	-	連結鉄筋の降伏
267	スパン5	西側外桁	P4橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
268	スパン4とスパン5	東側中桁	-	連結鉄筋の降伏
293	スパン3と4	東側中桁	-	桁と桁の衝突
303	スパン3と4	中央桁	-	桁と桁の衝突
310	-	-	P1橋脚	橋軸直角方向のせん断破壊
310	スパン1	西側外桁	P1橋脚上	橋軸方向の支承の降伏
311	スパン3と4	西側中桁	-	桁と桁の衝突
345	スパン1	西側外桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
350	スパン1	西側中桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
350	スパン1	西側外桁	P4橋脚	橋軸直角方向のせん断破壊
350	スパン1	西側中桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
355	スパン1	中央桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
361	スパン1	東側中桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏
366	スパン1	東側外桁	橋台	橋台バラベツおよび背面地面降伏

これに対して南下線では、断層変位114mmでP1橋脚が橋軸方向に曲げ降伏をむかえ、続いて断層変位123mm、129mmとP3、P2橋脚が橋軸方向に曲げ降伏に達する。断層変位が180mmになった時にP2橋脚が橋軸直角方向のせん断破壊に至る。その後、断層変位182mm、185mm、186mmでそれぞれP4、P5、P6橋脚が橋軸方向に曲げ降伏をむかえ、断層変位240mmでP3橋脚が橋軸直角方向にせん断破壊し、断層変位310mmでP1橋脚が同じく橋軸直角方向にせん断破壊に至る。南下線においては、断層変位が小さい時期から橋軸方向に曲げ降伏に達するため、断層変位の増加に伴って橋脚天端と桁がともに押し出されるようなかたちで変形している。また、さらに断層変位が増加した場合、スパン3では断層変位により桁が回転するために桁端部と橋脚天端でずれが生じるもの、それ以外では橋脚が橋軸直角方向にせん断破壊したことにより橋脚と桁の動きは一致している。

本解析では、断層変位のみを入力して行ったが、実際

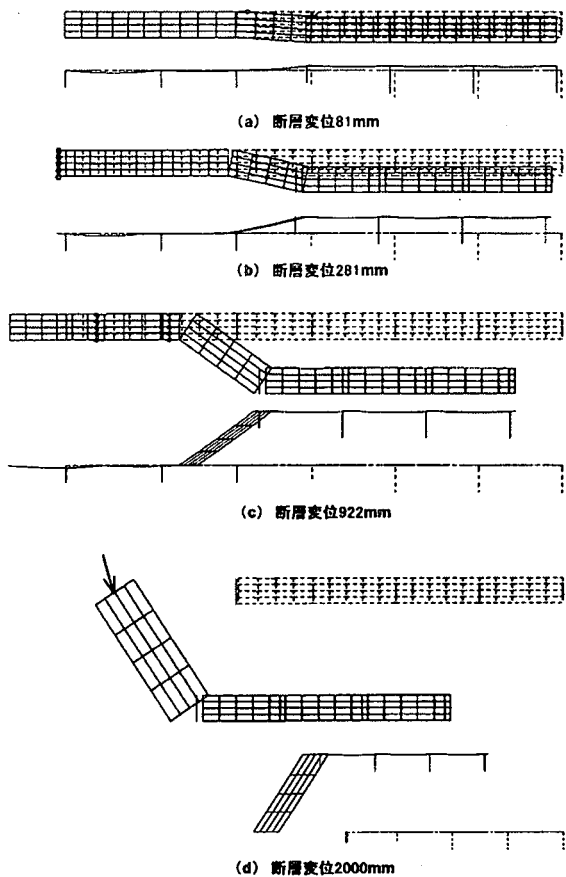


図-5 解析結果 (変形モード、北上線)

の被害形態を概ね再現できている。しかし、実際には地震動と断層変位が作用していることから、地震力が与える影響についても検討を行った。橋脚がせん断破壊する時の地震力を算出すると北上線が0.84、南下線が0.59となった。しかし、断層から離れた橋脚ではせん断破壊していないこと、桁のずれがほとんどないことから、地震力のゴム支承の摩擦係数と同じ0.4として橋軸方向に静的に作用させる、プッシュオーバー解析を北上線に対して行った。その結果、支承部で降伏に達するもののその変形量は断層変位によるものと比較すれば極端に小さい。また、P1~P3橋脚では橋脚の変形が小さく支承の変形が大きいのに対して、P4~P6橋脚では橋脚の変形がやや大きくなった。しかし、変形に与える地震動の影響は小さく、鳥溪橋の被害では断層変位の影響が極めて大きいことがわかった。

6. まとめ

今回の解析では、鳥溪橋を対象とした解析で被害パターンをシュミレートすることにより、道路橋の耐震設計に及ぼす断層変位の影響を検討する事を目的とした。本解析で、以下のことがわかった。

①断層変位のように地盤変位が卓越する地震に対して、

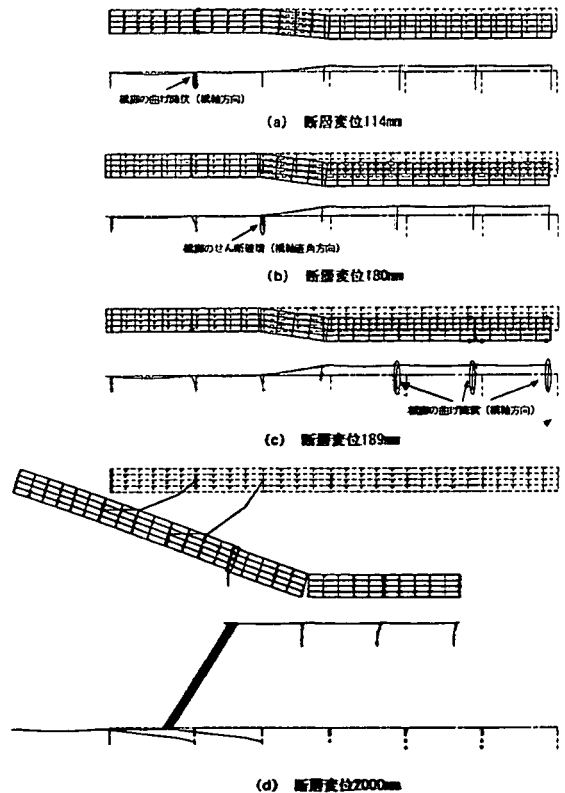


図-6 解析結果 (変形モード、南下線)

静的に変位を増分する解析で、概ね被害形態を再現出来ることがわかった。

②支承部の剛性が橋脚の剛性よりも大きな場合には、損傷が橋脚に発生するものの、断層変位に伴う変形は橋脚の変形で吸収されるために、上部構造の落下には至らないことがわかった。

参考文献

- 1)JSCE: The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan, Investigation into the Damage to Civil Engineering Structures, December 1999
- 2)川島、家村、庄司、岩田:1999年集集地震(台湾)における交通施設の被害と被害メカニズムに関する検討、東京工業大学、1998.11
- 3)幸左、森、沼田、大原:台湾地震による台中付近の橋梁被害概要、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集、1999.12
- 4)加藤、貞升、上野:石川PCゲタ高架橋に用いた連結シューの構造(付)その他二、三の使用例-(上)、橋梁と基礎、Vol.2, No.4, p.p.20-27, 1968
- 5)田辺、楢貝、梅原、二羽:コンクリート構造、朝倉書店
- 6)Y. Hsu, K. Kosa: 921 集集大地震橋 結構損壊模式探討-鳥溪橋