

9. 台湾地震の被害分析

9.1 まえがき

1999年9月21日、台湾の中央部集集で発生したM7.6の大地震では、台中県、南投県を中心に橋梁にも甚大な被害が発生した。そこで、これらの被害を生じた橋梁の損傷メカニズムを明らかにするために、“地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計法の開発に関する研究小委員会”では“台湾地震による橋梁被害研究分科会”を設置し検討を進めている。分科会は15名の研究者よりなり、各委員が対象橋梁を分担し、解析を進めている。本報告は、分科会における解析橋梁のなかで、著者らが関係するグループによる損傷メカニズムの検討状況を中間報告するものである。

9.2 被害の概要

図-9.1に調査橋梁損傷位置図を示す。現地調査は橋梁の他、トンネル構造についても実施しているが、ここでは橋梁の被害に限定して説明を加える。台湾地震による橋梁被害の特徴としては、次の3つに分類することができる。

①当該地点付近に断層ずれは観測されず、地震動により橋脚に大きな損傷や落橋が生じたと考えられる。

東豊大橋・平林橋・長庚大橋・集鹿大橋など

②当該地点付近に断層ずれが観測されたが、橋梁自身には大きなひび割れや座屈などの損傷は認められない。

稗豊橋・石岡ダム通路橋など

③当該地点付近に断層ずれが観測されるとともに、橋梁自身にも大きなひび割れや座屈などの損傷が認められる。

名竹大橋・烏溪大橋・一江橋・石圍橋など

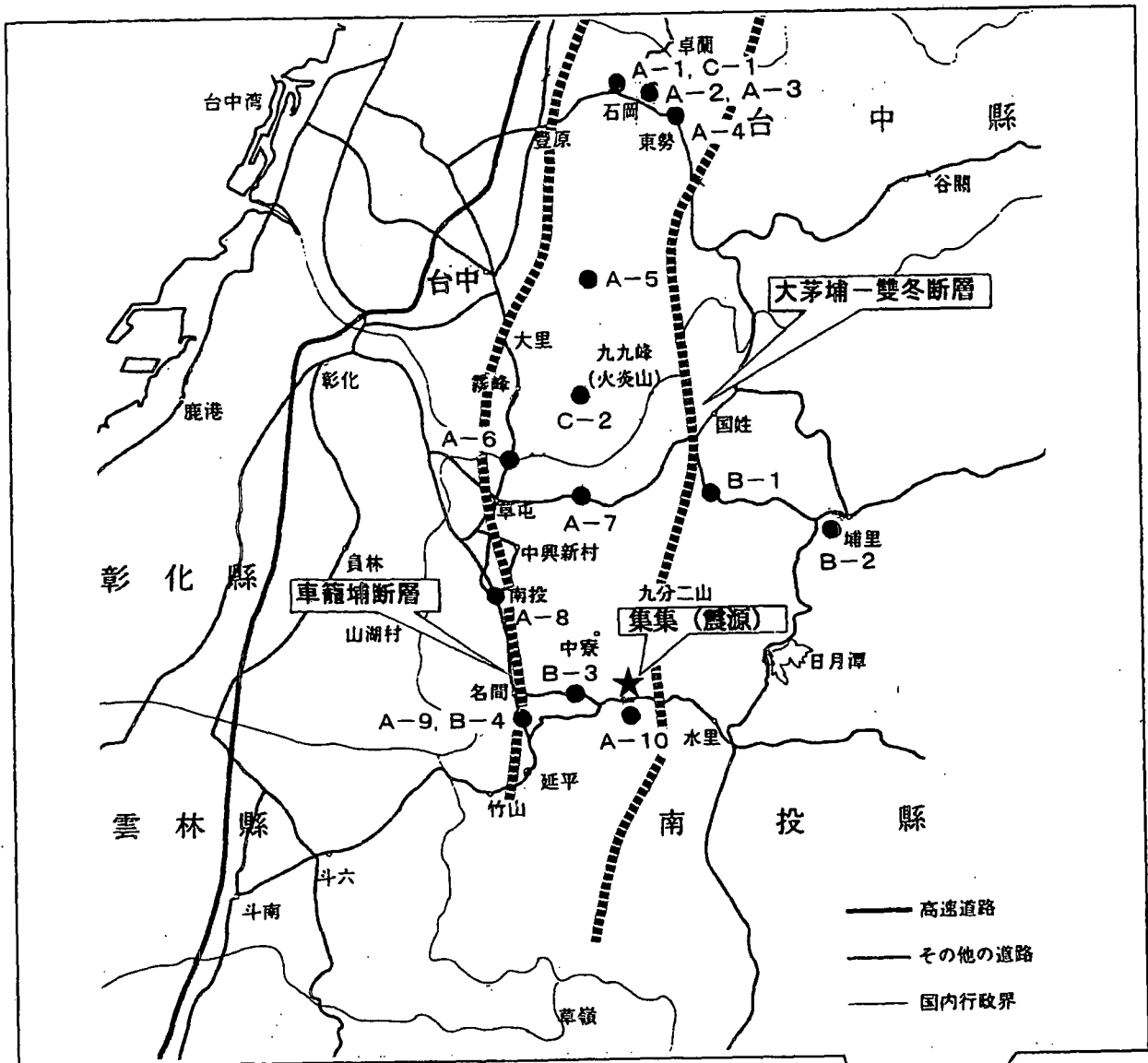
①は断層による局所的な現象でなく、地震による揺れにより損傷が発生したと考えられる。これに対して②、③は断層による局所な現象と考えられるが、②が断層による地盤の相対的なずれが構造物損傷の原因であるのに対して、③では地盤の相対的なずればかりでなく、地震動も損傷に影響した可能性がある。

上記は、現地で著者らが直接確認した橋梁であるが、その他にも表-9.1に示すように文献1)には調査橋梁981橋のうち26橋で大きな被害が報告されている。

9.3 烏溪橋の損傷分析

1) 損傷状況

被害の大きかった橋梁の一つである烏溪橋は台中市南部を流れる大肚溪（烏溪）にある支間長30～40mのPC単純桁であるが、床版部は連結構造となっている可能性もある。図-9.2に烏溪橋の損傷状況を示す。東側の旧橋は1960年頃に竣工し、1983年に隣接して西側に新橋を構築している。旧橋は約3x9mの小判型断面である。新橋は約2x6mの壁式橋脚であり、橋脚を支持する基礎は直径6mのケーソン基礎となっている。旧橋はA1～A3径間が落橋に至っている



記号	名称
A-1	稗豊橋
A-2	長庚橋
A-3	石圍橋
A-4	東豊大橋
A-5	一江橋
A-6	烏溪橋
A-7	平林橋
A-8	猫羅溪橋
A-9	名竹大橋
A-10	集鹿大橋
B-1	観音隧道
B-2	五龍隧道
B-3	新集集隧道
B-4	水路カルバート
C-1	石岡ダム
C-2	九九峰

A : 橋梁

B : トンネル

C : その他

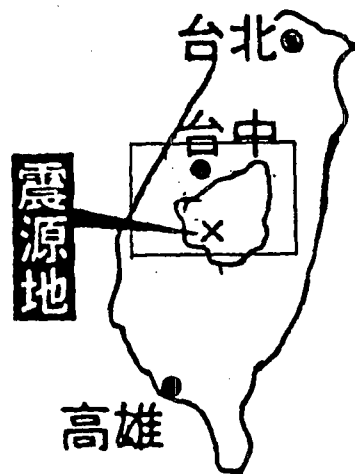


図-9.1 調査対象位置図

表-9.1 主な橋梁被害一覧

Name	Route	Year	Span (m)	Length (m)	Damaged mode
Shi-wei	Provincial 3	1994	25	75	collapse
Chang-geng	local	1987	25	300	collapse
Dong-feng	Provincial 3	1962/1988	26	572	girder/column
Pi-feng	local	1991	25	300	collapse
E-jian	County 129	1972	11	264	collapse
Wu-shi	Provincial 3	1981/1983	34.7	624	collapse/column
Mao-loh-shi	Provincial 3	1999	40 ~ 70	500	column
Ming-tsu	Provincial 3	1990	25	700	collapse
Ji-lu	local	1999	150	300	pylon/bearing
Tong-tou	County 149	1980	40	160	collapse
Guang-long	local	1986	28	56	deck/abutment
Guan-de	local	1977	20	60	collapse
Bei-keng	County 129	1959	5.7	5.7	deck/abutment
Long-an	County 129	1986	35	280	column
Cheng-feng	County 136	1986	25.6	184	column/abutment
Yan-feng	Provincial 14	1984	35	455	column
Pu-ji	Provincial 16	1979	35	105	pier cap
Hsing-shi-nan	County 127	1994	50	500	column/bearing
Yan-ping	Provincial 3	1986	13	78	abutment
Hsin-yi	Provincial 21	1981	29	180	column
Long-men	Tou 53	1982	40	480	collapse
Li-yu	Tou 53	1988	39	546	bearing
Ping-lin	Tou 6	1969	25	500	collapse/column
Mo-keng No.1	Provincial 16	1996	14.6	14.6	abutment
Mo-keng No.2	Provincial 16	1996	40	40	abutment
Da-feng	Chung 105	1992			deck

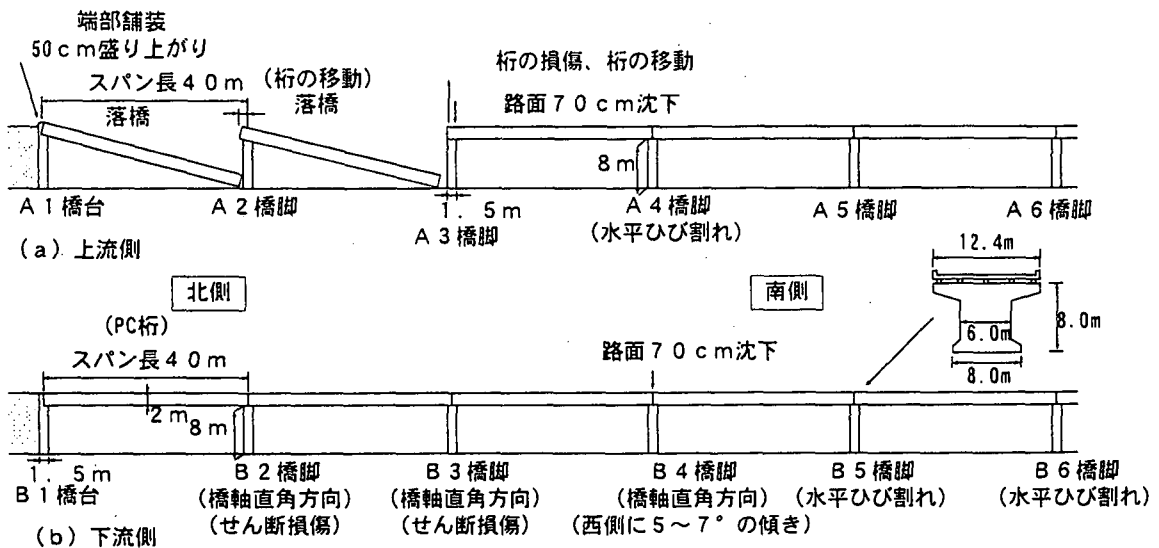


図-9.2 烏溪橋の損傷状況

のに対し、新橋は橋脚が大きくせん断破壊しているが落橋には至っていない。A3～A4間を約45度の角度で断層が横切っており、A4側の地盤が相対的に2m隆起している。水平方向にはA4側の地盤が西方向および北方向に2m移動している。また、周辺の地震観測記録より架橋地点の地表面最大加速度を推定すると400～500gal程度と考えられる。

2) 上流側橋梁の損傷メカニズム

図-9.2に示すように、上流側では端部桁が2連落橋するとともに橋台の端部舗装が50cm程度盛り上がっていた。また、A3橋脚上では、桁端部に衝突と思われる損傷が見られた。

図-9.3に示すように橋軸方向の橋脚間移動量を測量結果と当初設計図の比較により求めると、上流側ではA3～A4橋脚のみが1.2m縮まっている。

また、台湾側で測定された橋脚付近の地盤の変化によると、A3～A4およびB3～B4橋脚間を断層が横切っており、橋軸、橋軸直角および鉛直方向にそれぞれ2m程度移動していると報告されている。上流側のA3～A4橋脚間の移動量1.2mは、地盤の橋軸方向の移動量1.6～1.8mに対応していると考えられる。

以上の測定結果を基にすると上流側の損傷メカニズムは以下と推定される。

- ①A3～A4橋脚間における地盤の縮みによりA3桁(A3～A4間の桁)が橋軸北側方向に押し出される。
- ②A3桁がA2桁(A2～A3間の桁)と衝突しA2桁を押し出し、同様にA1桁を押し出す。その結果A1桁端部が橋台と衝突し、橋台が損傷するとともに橋梁舗装面が膨れ上がる。
- ③北側端部A1桁(A1～A2間の桁)では、移動量が50cmに達し、桁かかり長を超えて、落橋に至る。
- ④同様にA2桁の移動が大きく落橋に至る。

ここで、注目すべきことは、断層を横切る橋梁ばかりでなく、隣接桁が被害を受けていることである。同様の結果は、図-9.4に示すようにトルコ地震でも観察され、断層を横切る橋梁が落橋するとともに、隣接桁も玉突きと思われる現象で落橋している。

3) 下流側橋梁の損傷メカニズム

下流側の橋脚は、図-9.5に示すようにB2およびB3の壁式橋脚が橋軸直角方向に大きくせん断損傷しており、ひび割れは貫通していた。B4橋脚では橋脚自体は大きな損傷は認められないものの、基礎部にはせん断損傷が生じ、下流側に5～7°傾いており、路面には70cm程度の沈下が認められた。また、B5、B6橋脚には曲げタイプの水平ひび割れが橋脚中間部で認められた。この部分は、コンクリートの打ち継ぎ目である可能性がある。

現地調査結果を図-9.6に示すが、B4、B5橋脚天端はほとんど移動していないものの橋脚基礎は西および北西方向に2m程度移動している。シュミットハンマーテストではコンクリート強度は29MPa以上は確保されており壁式橋脚のため主鉄筋比が少ないようではあったが、特に品質的な問題は見いだせなかった。B3橋脚を例に取り配筋状況を説明すると、断面は6.0x2.0mの壁式であり、主鉄筋はD22が20cmピッチ、帯鉄筋はD13が30cmピッチで配筋されていた。せん断損傷角度は水平方向に対して20°であった。主鉄筋がせん断面で破断しているものも認められたが、これは主鉄筋比が0.3%程度と非常に小さいために、ひび割れが集中して発生することおよびせん断損傷によるずれが生じたためと考えられる。

上段：橋脚間変化量 中段：地震後橋脚間距離
 下段：設計図上橋脚間距離

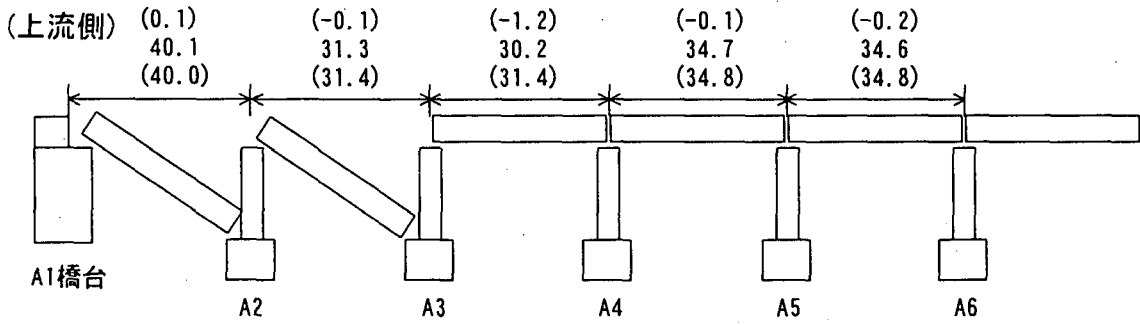


図-9.3 橋脚間移動量

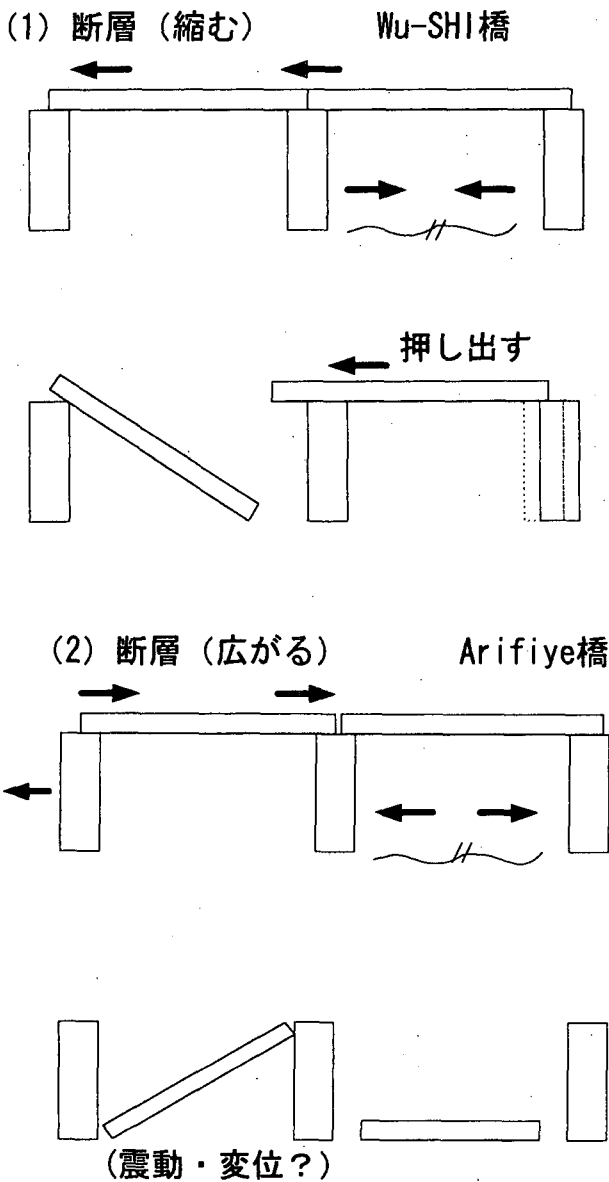


図-9.4 橋梁被害模式図

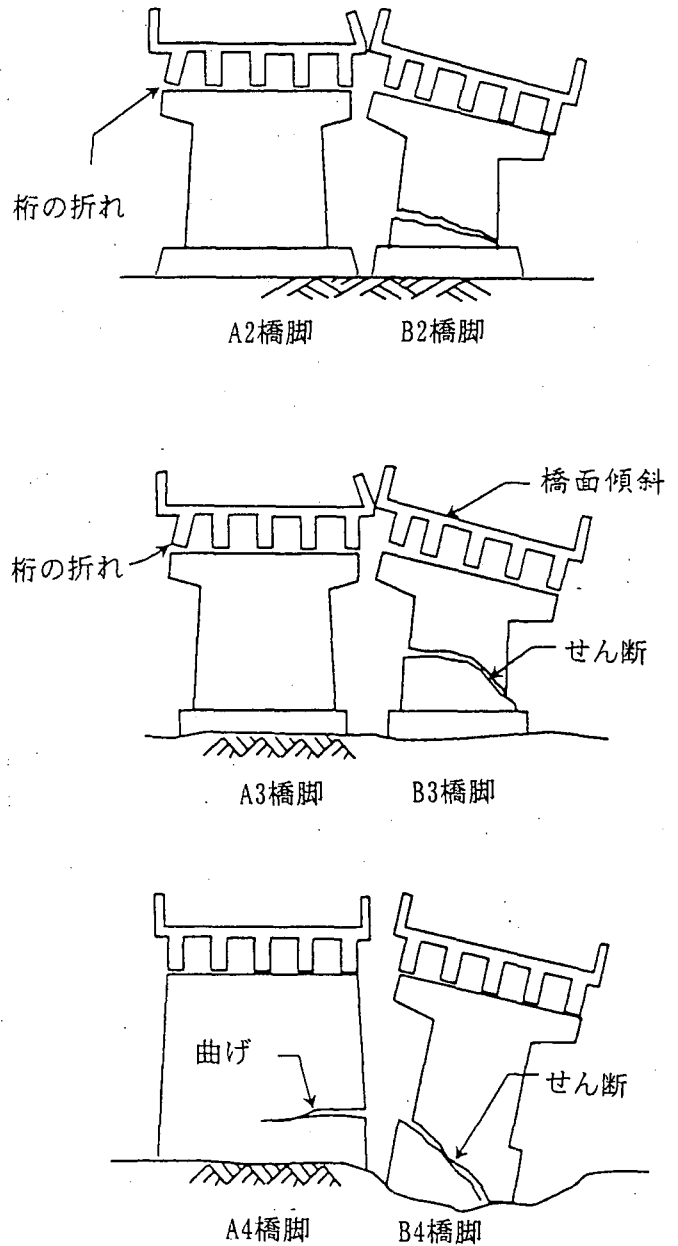


図-9.5 橋脚損傷図

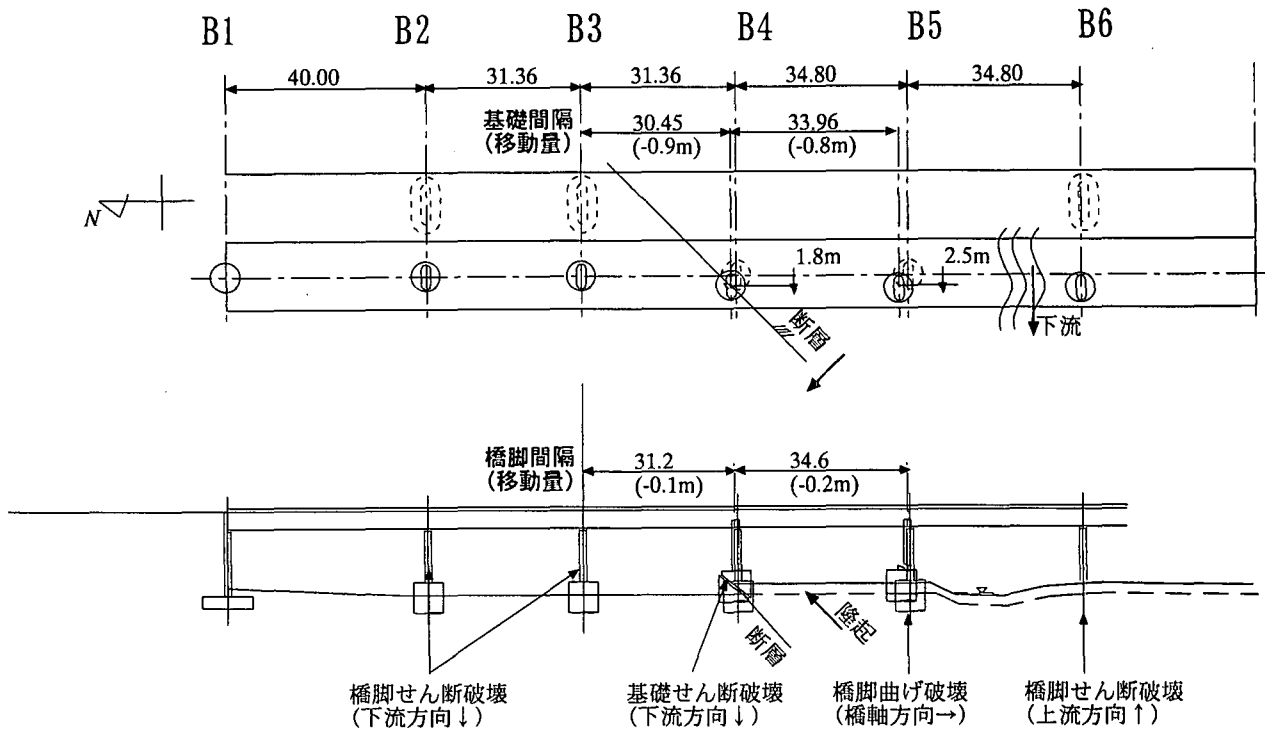


図-9.6 下流側橋脚移動量

以上の測定結果からは、B2、B3橋脚の損傷原因としては大きな橋軸直角方向の水平力あるいは直角方向への地盤の移動に伴う橋脚変形によるせん断損傷の2種類が考えられる。仮に地震動による損傷として現行道路橋示方書により保有水平力照査を行うと、図-9.7に示すように橋軸直角方向降伏耐力が500tf（降伏モーメント3500tf・m）、終局曲げ耐力が640tf（終局モーメント4500tf・m）、せん断耐力が315tfとなっている。これを躯体重量728tfで割ると等価水平震度は0.45程度となる。これは、阪神大震災における阪神高速道路3号神戸線の損傷橋脚の等価水平震度が0.41程度であったものとはほぼ対応した値となっている。壁式橋脚のせん断耐力は複雑であると考えられるが、通常の計算手法ではせん断耐力は比較的小さい値となっている。

一方、地盤の変形に伴いB4、B5橋脚が移動したことによりB2、B3橋脚がせん断損傷したと想定する。上部構造が単純桁であることから、通常は桁は自由に回転し橋脚に水平力は作用しない。桁が大きな抵抗を示すためには、桁の橋軸方向遊間の減少により桁間が密着することにより連続桁状となること、直角方向のせん断キーの抵抗が大きいこと、および支笮の抵抗が大きなものであることが必要である。現在これらの要因については変形モデルを用いて検討中である。

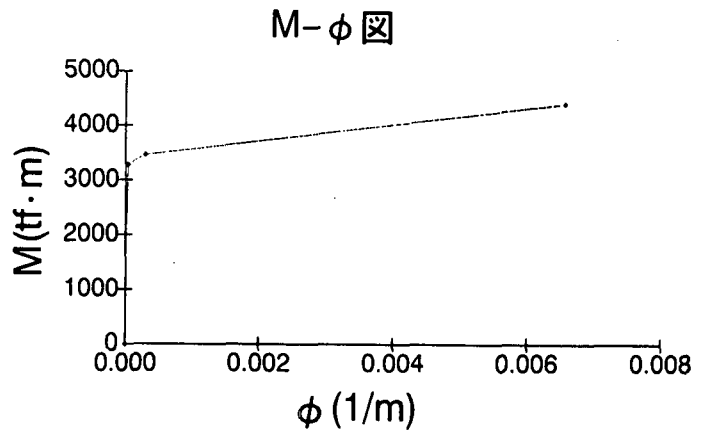


図-9.7 橋軸直角方向モーメント-曲率関係

9.4 石圍橋の損傷分析

1) 損傷状況

本橋は省道3号線上にあり、大甲溪の支流を渡河する上下線分離3車線の3径間単純曲線橋である(1994年9月竣工)。損傷状況写真を図-9.8に示すが、上部構造はRC5主桁、桁長は24~25m、幅員は11.75mでゴム支査で支持されている。橋脚はRC小判型で、断面は3.9m×1.5~1.8m、高さは柱下端から橋脚天端まで9m程度である。橋脚断面を図-9.9に示す。図-9.10に被害状況を示すが、斜角が55度から85度まで変化している。東勢方面線ではD2とD3の北側の桁端部がそれぞれP1とP2より落橋している。また、卓欄方面線でもD3北側けた端部がP2より落橋している。東勢方面線、卓欄方面線ともA2橋台上では、桁が衝突し、ゴム支査が沓座からずれ落ち、サイドブロックも損傷している。また、東勢方面線のP1橋脚には大きな損傷は見られず、A1橋台側に0.9°傾斜している。P2橋脚自体に大きな損傷は見られないが、基礎が大きく回転しており、P1側に10.3°程度、東側(橋軸直角方向側)に4.8°傾斜している。

一方、卓欄方面線のP1橋脚は高さ2m付近で東西方向にせん断および曲げひび割れが生じ、北側基部ではコンクリートの剥離が生じている。さらに、A1橋台側に2.2°傾斜している。P2橋脚自体には大きな損傷は見られないが、基礎が大きく回転しており、P1側に7.6°、東側に3.4°傾斜している。本橋周辺では、右岸側(A2側)の川岸で大きな斜面崩壊が生じており、断層の影響を受けているとも報告されている²⁾。

2) 損傷メカニズム

図-9.10には、下部構造間距離と桁長の測量結果を合わせて示しているが、両方面線で落橋に至ったD3を支持するP2とA2間の距離が、東勢方面線は25.0m、卓欄方面線は24.4mで、いずれの路線も桁長の24.0mよりも長くなったため、落橋に至ったと考えられる。しかし、東勢方面線で落橋したD2については、D2を支持するP1とP2間の距離が22.3mで、桁長の24.0mよりも短くなっているにも関わらず落橋に至っている。D3の落橋は右岸側の大規模な斜面崩壊から裏付けられる地盤変状や桁の振動によってP2基礎が回転を生じ、北側に大きく変位したことが主原因と考えられる。このことは、P2橋脚の回転による橋脚天端の水平変位が、東勢方面線で1.64m(回転角10.3°)、卓欄方面線で1.2m(回転角7.6°)であり、地震前のP2~A2間の支間長24.0mにこれらの回転変位を各々加えると、地震後の測量結果による支間長(東勢方面線:25.8m、卓欄方面線:24.3m)にほぼ一致するから、地盤移動は生じていない。

東勢方面線でP1とP2間の距離が桁長よりも短くなっているにも関わらず落橋に至ったD2については、図-9.11に示すように、D3の落橋の前に、地震動による桁の慣性力が南側(A2側)に作用し、桁かかり長の不足などからD2が落橋したのではないかと推測される。地震動による慣性力を受けたことは、卓欄方面線のP1橋脚基部に曲げおよびせん断ひび割れやコンクリートの剥離といった損傷を生じていることやA1、A2橋台パラペット部に桁衝突の痕跡があることから裏付けられる。

なお、卓欄方面線のD2が落橋に至らなかった理由としては、卓欄方面線のA1橋台部において、桁が北側(A1橋台側)に40cm程度めり込んで路面が盛り上がっていることや、P1橋脚に損傷が生じたことにより、これらの箇所地震エネルギーが吸収され、東勢方面線に比べて相対的に地震応答が小さかった可能性があることが考えられる。



図-9.8 損傷状況写真

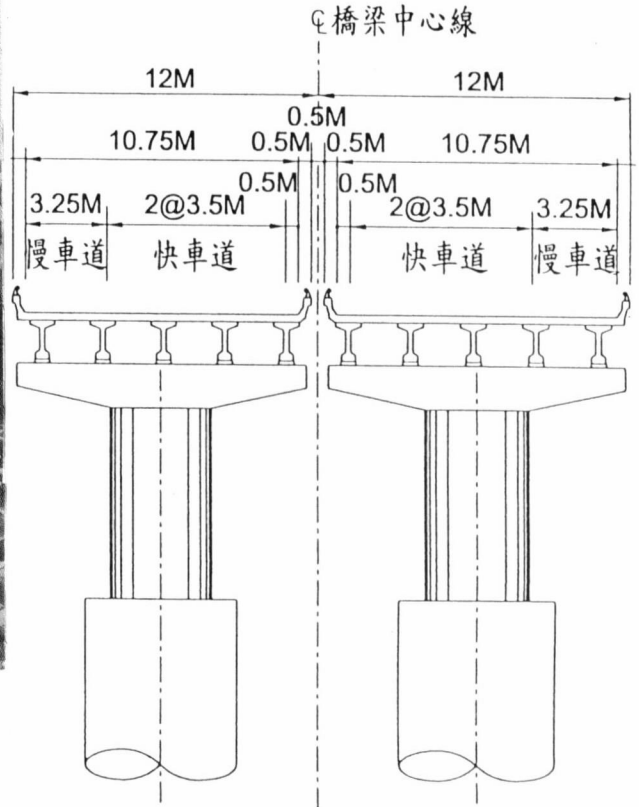


図-9.9 橋脚断面

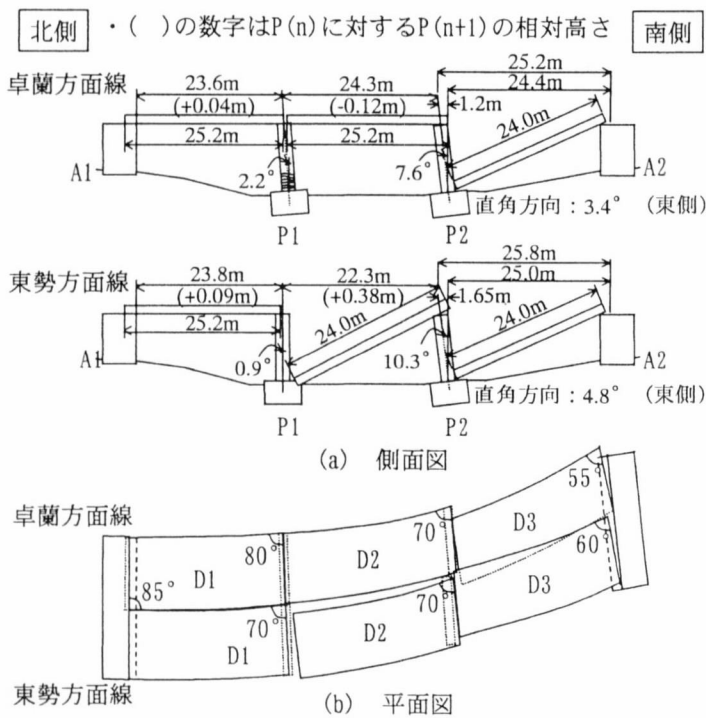


図-9.10 被害状況および測量結果

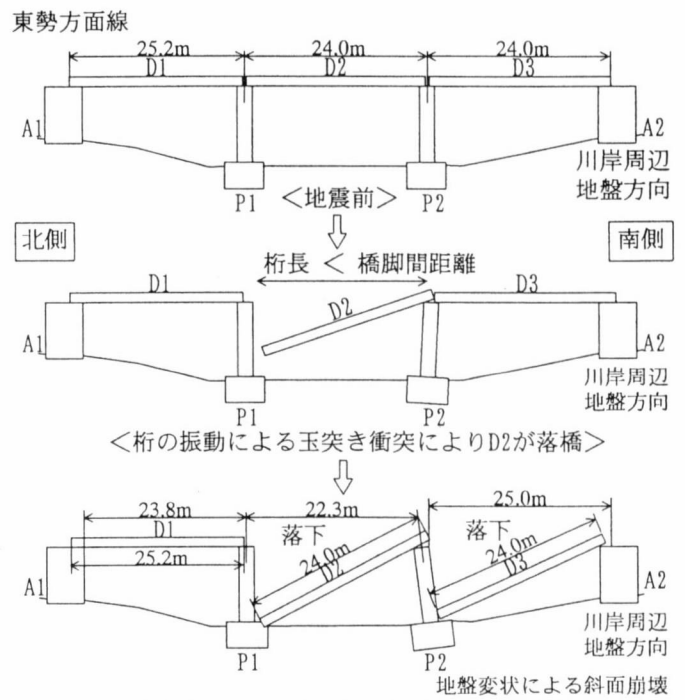


図-9.11 落橋メカニズムの推定

9.5 長康大橋の損傷分析

1) 損傷状況

本橋は石岡ダムの東約1kmに位置し、大甲溪にかかる11径間の単純桁の橋梁である。桁はいずれも径間長34.7m、幅員13.1m、桁高2.2mの5主桁PC桁である。橋脚はRCで、断面は5.0m×2.0m、高さは5～8mである。現地状況から基礎は直径6mのケーソンとなっている。

損傷状況は図-9.12に示すように、橋脚には特に損傷は認められないが、左岸側D2桁(A2～A3間)、D3桁(A3～A4間)が落橋している。現地では明瞭な断層線は認められず、このような比較的小さな桁の移動によって落橋に至った要因としては、単純桁であることに加えて、橋軸方向の桁かかり長が短いことや橋軸方向の落橋防止構造が存在しないことも挙げられる。なお、橋軸直角方向には移動を制限する鉄筋コンクリート製のブロックがあり、直角方向の移動を制限している。

現地における測量によりA2、A3橋脚が橋脚高さ5mの位置より回転していると仮定し橋脚の傾きを補正して、橋脚間距離を求めるとA7～A2橋脚間距離はそれぞれ34.9、34.8、35.0、34.8、34.5mと桁長34.7mにほぼ対応している。このように、橋脚自身は移動していないが、A3橋脚、A2橋脚はそれぞれ8.9°、12.9°傾いており、A4～A3橋脚間で約80cm、A3～A2橋脚間で40cm橋脚天端間は橋脚基礎間より広がっている。

次に、桁遊間中心と橋脚中心の距離から、桁の移動量を推定すると、A7橋脚上で30cm、A6橋脚上で30cm、A5橋脚上で50cm、A4橋脚上で70cm、それぞれ南側に移動している。このことは、A7橋脚より南側では、橋脚自身は移動していないにも関わらず、それぞれの桁が移動したことを示している。また、落橋桁反対側の右岸付近の桁でも、桁同士がぶつかり合い、桁端部が損傷するとともに、桁遊間がない状態となっていた。このことから、大きな桁移動を生じた水平力は、北側から南側に卓越していたと推定される。

2) 損傷メカニズム

損傷状況から推定される損傷メカニズムは以下のとおりである。図-9.13に模式図を示す。

- ①右岸側より左岸側（北より南）に大きな水平力が生じた。
- ②これに伴い、右岸側桁が順次押し出され、桁同士が玉突き現象を生じた。
- ③そのため、D6桁から順次南側に押し出され、D3桁、D2桁は70cm南側に押し出されて落橋に至った。D3桁の移動に伴い、A3橋脚は8.9°傾き、同様にD2桁の移動によりA2橋脚も12.9°傾いた。

D1桁の押し出しによりA1橋台も損傷し舗装面が盛り上がったと思われるが、現地調査の時点（地震度1週間）では、すでに補修工事が実施されており、損傷状況は不明であった。橋脚形状は11径間ともほぼ同一であったが、図-9.14に示す落橋桁近傍のA4橋脚を対象に応力照査を実施した。形状は直接定規による寸法測定から推定している。また、鉄筋配筋は、図面を参考に、コンクリート強度270kgf/cm²、主鉄筋はD35が12.5cmピッチ、帯鉄筋はD16が30cmピッチに、中間帯鉄筋が6本配筋されていると仮定した。

落橋した橋軸方向の照査結果を示す。基部断面ではひび割れ発生モーメントは1102tf・m、降伏モーメントは3566tf・mとなっており、設計作用荷重はひび割れ発生モーメント以下となっている。

また、同様に現行の道路橋示書によると基部のせん断耐力は600.4tfとなり、これを上部工重量(685tf)、橋脚重量(189tf)より等価水平震度換算すると等価せん断震度は0.69、等価降伏震度は0.82となり非常に大きな値となっている。このように長庚大橋の橋脚は我が国の昭和55年道路橋示方書は十分満足できるレベルの設計となっている。

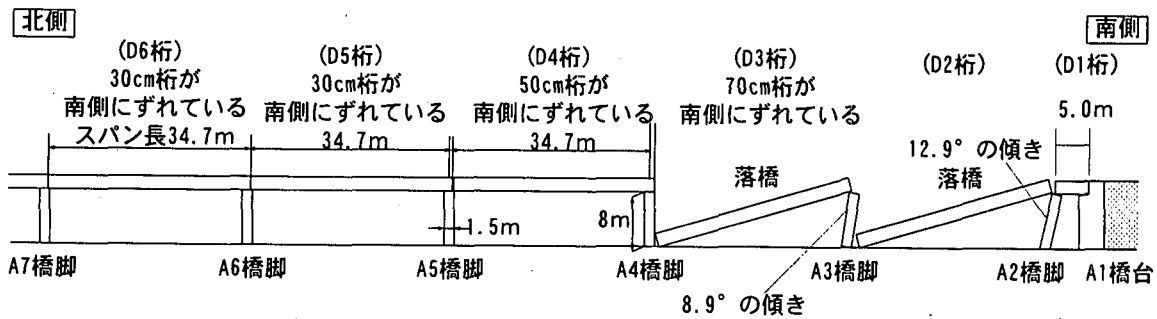


図-9.12 長庚大橋損傷状況

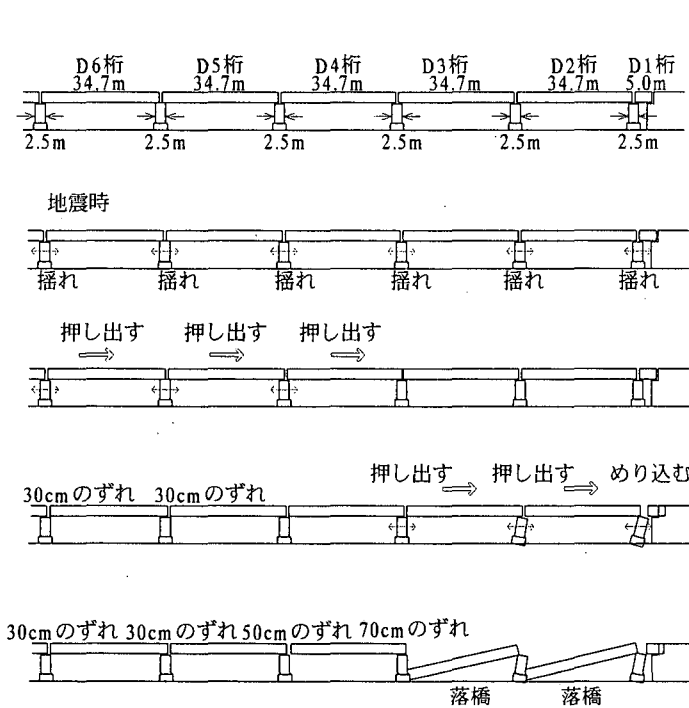


図-9.13 損傷模式図

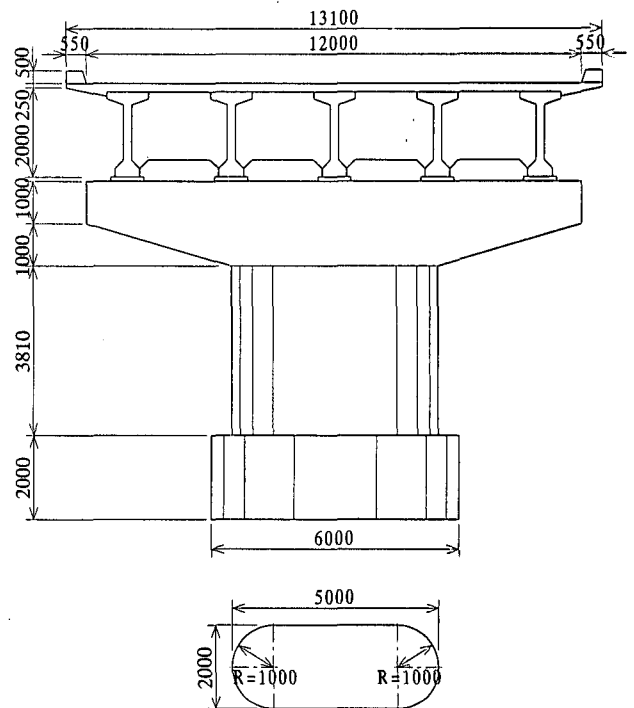


図-9.14 橋脚形状図

9.6 集鹿大橋

1) 損傷状況

本橋は震源地集集のすぐ南に位置し、濁水溪にかかるPC2径間斜張橋であり、地震発生時施工中であった。上部構造の主桁円弧線形2室1主箱桁で、桁高2.75m、全幅員24.0m、支間割2@120m=240mである。また、主塔は3.0x4.0~6.0mの中空菱形変断面RC柱で高さ58m、斜材は片側17段の並列ケーブル1面吊り2組である。下部構造の主塔部橋脚は6.0x6.3mの楕円型RC柱、基礎は杭基礎である。

損傷状況を図-9.15に示す。上部構造の損傷が大きく、主塔基部の東西面のかぶりコンクリートが橋軸直角方向にかなり剥離しており、鉄筋が露出している。また、両主桁端のアプローチ橋との取り合い部において桁間が衝突した形跡があり、橋軸直角方向に桁が移動している。更に、この下のラーメン橋脚の上梁部にはせん断ひび割れが発生している。これらのことから、上部構造が大きく橋軸直角方向に揺動したと推測される。一方、主桁と主塔の剛結部においては、主桁コンクリートが剥落しており、特に南側は軸方向鉄筋が座屈している。このことから、主桁の橋軸方向にもかなり大きな地震力が作用したと考えられる。ただし、図-9.16、-9.17に示すように主桁の主塔近傍断面が架設用クレーン設置のために切り欠かれているため、この影響による損傷も考えられる。

また、斜材の多数において定着部のソケットと防震ゴムの抜け出しが見られ、南東側の上から11段目斜材においては定着部からの抜け出しがあったと思われる。これらのことから、斜材に大きな振動と引張力が生じたと推測される。このように定着体の抜け出しの原因としては、文献3)によると架設のjacking pipeによりアンカー定着体が損傷し、アンカーが抜け出てしまったと報告されている。

2) 設計の考え方

ゾーン種別から0.23G、構造物係数から1.2を乗じて0.28の設計水平震度に対して許容応力度設計している。また、動的応答解析によると橋軸方向では11次の固有周期0.463秒、有効質量43%と4次の固有周期1.0秒有効質量24%が支配的である。橋軸直角方向では8次の固有周期0.577秒、有効質量55%と1次の固有周期2.3秒、有効質量8.5%が支配的であったと報告されている。

以上より損傷の主因は、建設地点に近い南投県名間で最大水平加速度984gal(EW)、最大鉛直加速度335galが観測されており、設計上の想定よりはるかに大きな地震力が作用したと考えられる。また、架設中であり、部分的な断面欠損があったことも誘因としては考えられる。

9.7 あとがき

現在までの分科会での検討の中で、代表的損傷事例について中間報告した。現在、2001年3月を目途に、上記の橋梁を含む約10橋の橋梁について各委員が検討中であり、最終的には報告書として取りまとめ、別途報告する予定である。

参考文献

- 1) Kuo-chun chang, Dri-Wei chang, Meng-Hao tsai, and Yu-Chi Sung, seismic Performance of Highway Bridges, Earthquake Engineering and Engineering Seismology Vol.2 No.1, 2000.3.
- 2) 川島一彦, 家村浩和, 岩田秀治, 阿部雅人, 庄司学, 高橋良和, 1999年台湾・集集地震による橋梁の被害, 橋梁と基礎, 2000. 4.
- 3) James C Tai, and Yie-Yih Liou, " retrofit of Ji-Lu Cable Stayed Bridge After 921 Chi-Chi Earthquake", The Second International Workshop on Mitigation of Seismic effects on Transportation Structures, 2000.9.
- 4) 九州工業大学, 1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書, 2000. 4.
- 5) 田崎賢治, 藤井康男, 佐藤峰生, 鈴木直人, 台湾大地震(1999年9月21日)による3橋梁の被害調査と損傷メカニズムの推定, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 1, pp. 565~570, 2000. 6.
- 6) 幸左賢二, 山口栄輝, 永瀬英生, 廣岡明彦, 台湾大地震によるRC橋脚被害調査, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 1, pp. 559~564, 2000. 6.
- 7) 幸左賢二, 山口栄輝, 田崎賢治, 鈴木直人, 台湾大地震による橋梁の特殊被害分析, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2000. 10.

(執筆者：幸左賢二)

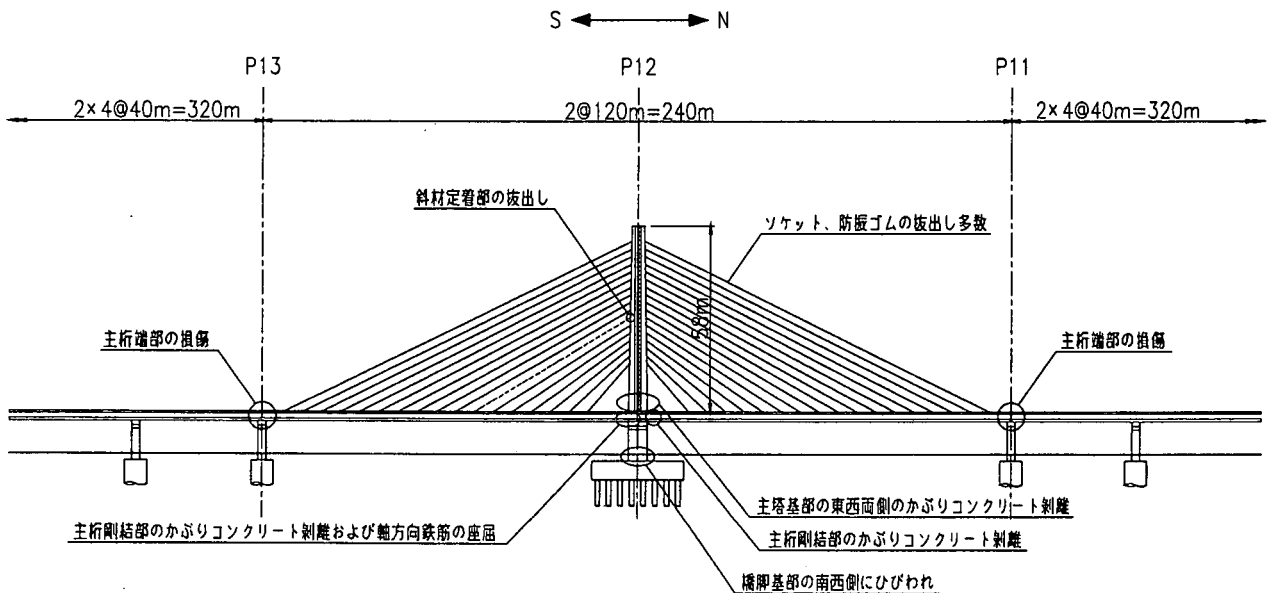


図-9.15 集鹿大橋の被害

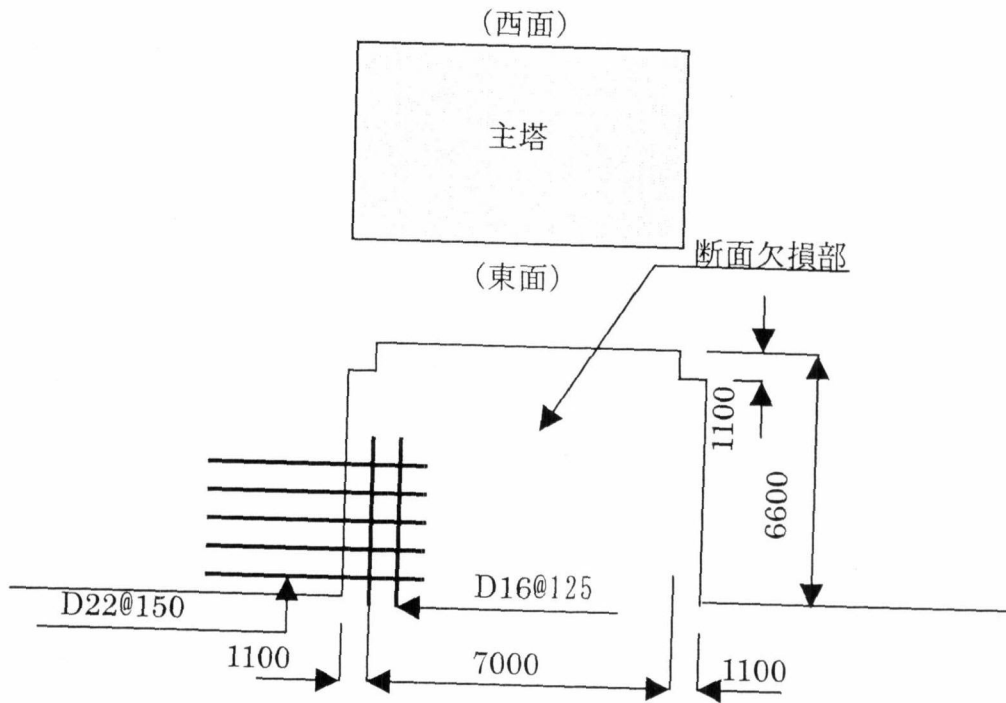


図-9.16 床版欠損部の形状

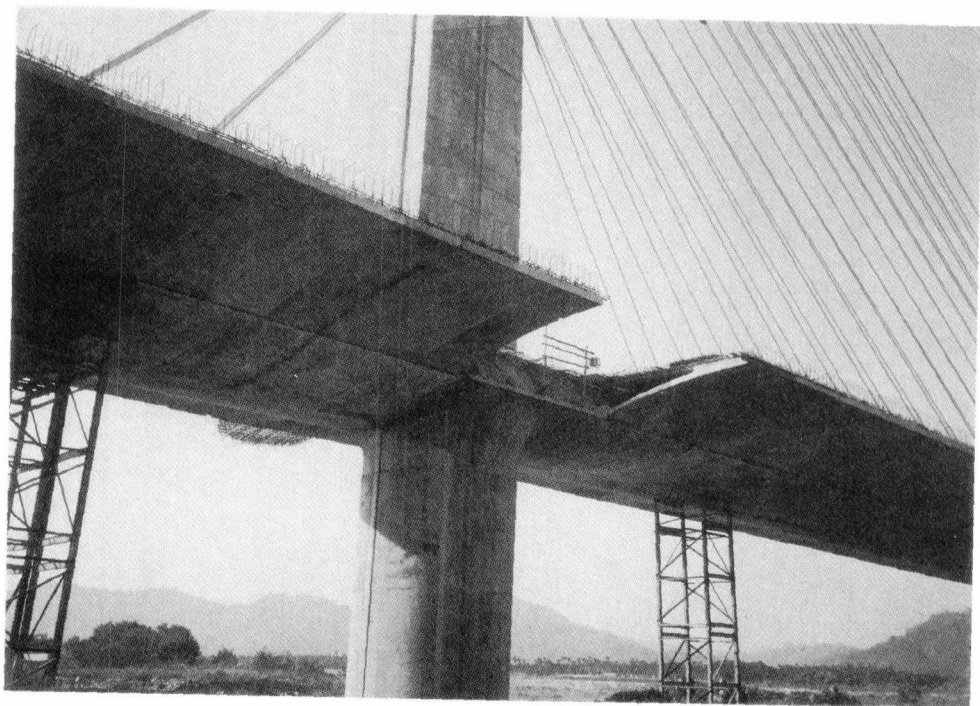


図-9.17 主塔部および床版欠損部