

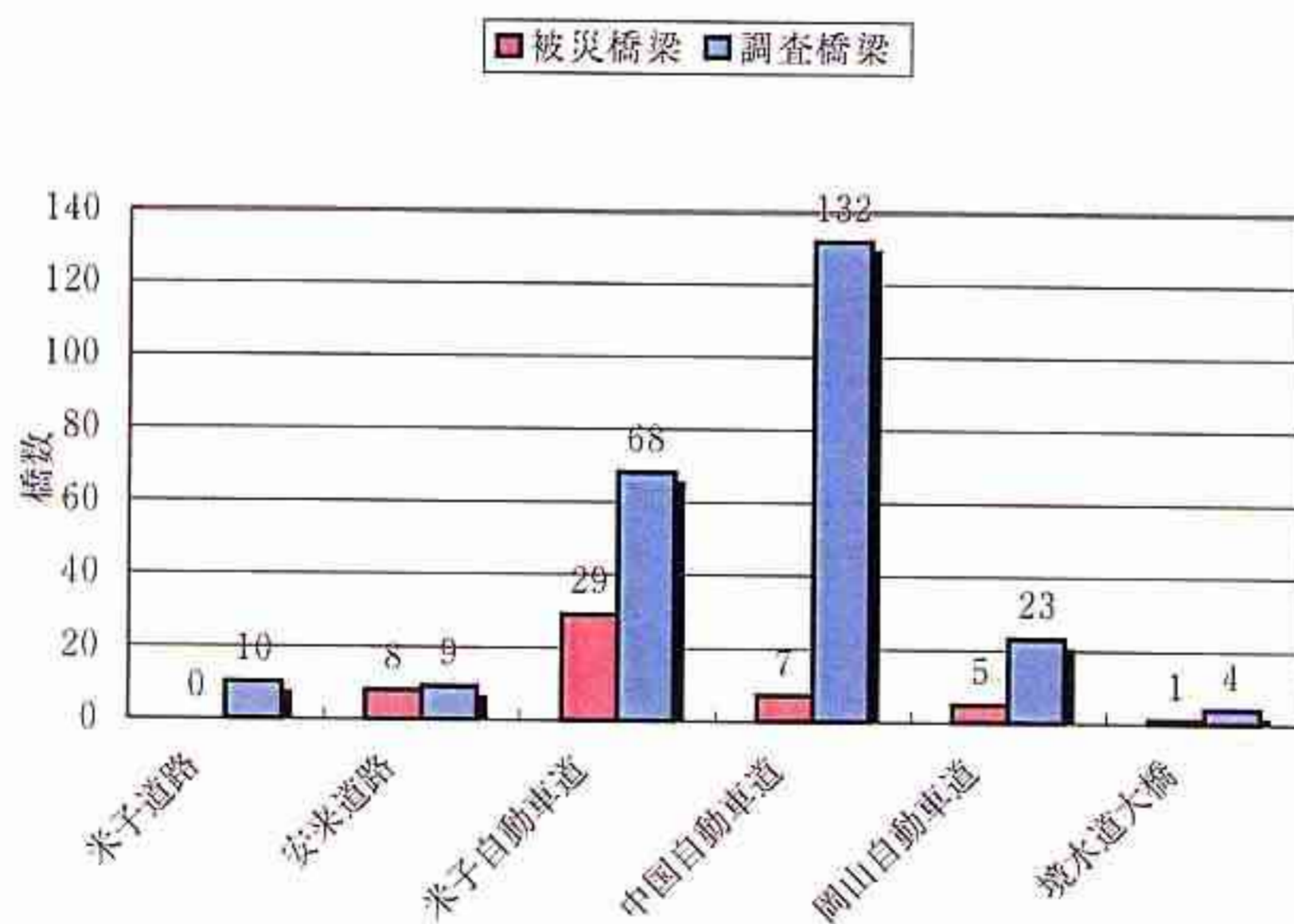
4.1. 橋梁

4.1.1 被害の概要

特別点検結果による被災橋梁数を表4-2に示す。今回地震による被害は調査橋梁中50橋に発生しており、全体の被災率は20%である。道路別に見ると安来道路、米子自動車道で被災率が高い。当路線域は多くが最大加速度300～800galであったと推定される。中国自動車道では北房IC～新見IC間で最大加速度300～550galが推定されているが、他路線に比較して被災率5%と低く、被害内容も軽微であった。

表4-2 調査橋梁数と被災橋梁数

区 分	対 象 区 間	調査橋梁数	被害橋梁数	被 災 率
米子道路	米子東IC～淀江大山IC	10	0	0%
安来道路	米子西IC～安来IC	9	8	89%
米子自動車道	落合JCT～米子IC	68	29	43%
中国自動車道	津山IC～庄原IC	132	7	5%
岡山自動車道	賀陽IC～北房JCT	23	5	22%
境水道大橋	美保関～境港	4	1	25%
合 計		246	50	20%



(1) 路線別被害状況

道路別に被害の概要を以下にまとめる。

(なお、被災ランクの定義、損傷状況写真及び損傷箇所一覧は資料編 2. 「被災ランクと損傷箇所」に示す。)

【米子自動車道】

28 橋に被害が生じており、その内 22 橋が支承部に損傷を生じている。他路線に比較し、1 橋梁内での損傷箇所数も多い。支承部の損傷形態ではアンカーボルト、セットボルトのゆるみ(被災ランク C)が大多数であるが、大江川橋のセットボルト破断、沓座コンクリートの破壊(被災ランク A)、清山川橋の上沓ストッパの破断(被災ランク A)等の被害が大きい。また、佐川橋、大江川橋では地震発生時に上部工と橋台に過大な相対変移が生じたことにより、壁高欄及び地覆内の通信ケーブルを断線している。

【中国自動車道】

7 橋に被害が生じているが、支承部の被害は報告されていない。被災ランク的にも D が趨勢である。各橋梁の損傷形態は、伸縮装置後打材、地覆等のジョイント近傍のコンクリート部材のひびわれ、剥離等、総じて軽微である。1 橋に落橋防止装置アンカー部のコンクリート剥離(ランク C)を認める。

【岡山自動車道】

5 橋に被害が生じており、被災ランクでは C、D が各半数である。4 橋が支承部に損傷を生じているが、損傷形態は、アンカーボルトのゆるみ等の局所的な発生に留まっている。有漢高架橋では、B P 沓 1 基にサイドブロック基部の亀裂発生(被災ランク C)が見られた。

【安来道路】

9 橋中 8 橋に被害が生じている。橋梁被災率は 5 路線中最も高いが、被災ランク的には門生高架橋を除き、ランク D が多い。支承部損傷は 2 橋に見られ、セットボルトのゆるみ、サイドブロックの変形、破損等が門生高架橋(被災ランク B)に著しい。それ以外の損傷では、橋台裏込め土の沈下による段差等、伸縮装置周辺の変状が 4 件と最も多い。2 橋にジョイント部壁高欄のコンクリート剥離が報告されており、内 1 箇所内部の通信管路に破損が生じている。

【境水道大橋】

主体を成すプラットラス橋梁部の被害は報告されていない。地上部の 1 橋で、伸縮装置の段差が報告されている。

【米子道路】

橋梁 10 橋等の構造物が存在するが、特に被害は報告されていない。

(2) 損傷の形態

以下に各損傷部位の代表的な損傷形態を述べる。

【支承】

損傷形態はアンカーボルトナットのゆるみが圧倒的に多く、被災ランクではCが多い。その他、セットボルト、サイドブロック取付ボルトのゆるみも散見される。一部で、アンカーボルトナットの抜け、セットボルトの破断、サイドブロックの変形・破損、杓座コンクリートの破損等、ランクAに該当する損傷が見られる。

【伸縮装置】

損傷形態は主に、後打材に発生したひびわれ・剥離、アスファルト舗装との境界に発生した段差・間隙である。

【落橋防止装置】

発生件数は少なく、桁連結ボルトのゆるみ、下部工アンカー部のコンクリート剥離が見られる。

【橋台背面】

橋台裏込め土の沈下により、橋梁部と土工部の境界に段差が発生するケースが散見された。

【周辺土工】

橋梁周囲の土工部に発生した損傷である。下部工埋め戻し土の亀裂発生、橋台周囲の盛土ブロック積みの目地開き・裏込め土の沈下、橋台ウイング部取付の排水溝の目地開き、側道部に発生した路面亀裂等、多岐に渡る。

【管路工】

壁高欄内、地覆内の各種通信ケーブルの破損・断線である。発生箇所は何れも橋台上ジョイント部で、上下部工の揺れに対する挙動差によるものと思われる。第6章に詳述する。

【その他】

ジョイント部で地覆のひびわれ・剥離、伸縮目地切れ、壁高欄のコンクリート剥離等が見られた。主桁、床版等の主部材も含まれているが、被害件数も少なく、損傷形態もコンクリートのごく表面的な剥離等、局部的かつ軽微なものであった。

(3) 損傷橋梁の概要

次に、地震と橋梁被害の関係を被害を受けた代表的な橋梁6橋の地震諸元と被害の概要を示す。

【大江川橋梁】

最大加速度(833gal)、S I (70m/sec) 値共に今回の地震で最高であった。

地盤はI種地盤である。橋梁構造は、橋脚高さが高く、径間長も長い比較的長周期(約1secの固有値)構造物であった。3章の加速度応答スペクトルに照らすと、I種地盤の新見、江府でのスペクトルから、1g以下の応答値であると想定される。

支承被害の最も大きな橋梁で、3径間連続鋼板桁の桁端部(A1、P3)の支承(ピン及びピンローラー沓)は全沓にわたってランクAの被害を受けた。章4-2.で詳述するが、上沓の傷の箇所とピンカバーの変形により上揚力と橋軸・直角方向の作用力を受けたものと想定される。当時の設計基準(昭和55道路橋示方書)では、設計水平震度($k_h =$)0.24、鉛直($k_v =$)0.1となっており、A1橋台部で設計水平反力86ton/沓、上揚力4.8ton/沓以上の力が作用したと思われる。約0.24gの設計値に対して、これ以上の地震動及び応答値が発生したことは間違いない。橋脚上(P1、P2)の支承は、共に橋軸可動、直角は橋脚高が高く被害が小さかったと想定される。

【清山川橋】

最大加速度、S I 値共に今回の地震で2番目に大きかった。架設位置も大江川橋に約1.5kmと近い。2径間連続の非合成鋼桁で、中央唯一の橋脚が40mと非常に高くスレンダーであるのが特徴である。固有周期も大江川橋に近い(約1sec)。橋脚位置はI種地盤であるが、橋台位置は、15m深さの深礎杭となっている。

やはり、支承部に被害を受けた。橋脚上はBPAのヒンジ支承となっているが、固定となっているA2橋台のBPA支承が上沓破損であった。(A1橋台は可動で被害なし)橋脚上の支承も水平方向は固定であるが、橋脚がスレンダーで橋軸方向はA2固定点に荷重が集中したものと考えられる。支承の設計水平震度は、やはり($k_h =$)0.24、鉛直($k_v =$)0.1であり、地震動の最大加速度(810gal)及び応答値より支承の設計耐力不足は明らかである。

【別所川橋】

被害橋梁の中では、最大加速度は5番目に大きかったが、S I 値では最高値であった。河川部の上部工2連(PCポステンとRC中空床版)は、I種地盤の直接基礎、他の1連(RC中空床版)がII種地盤のRC場所打ち杭基礎となっている。固有値は収集できな

ったが、河川部の橋脚は高く、PCもしくはPCの上部工で比較的長周期構造物と考えられる。

被害を受けたのは、伸縮装置部と壁高欄部で衝突による段差やズレがあるが、何れも上部工3連の桁端部の可動部（可動又は可動+可動）であるP2、P3、A2位置であった。被害ランクもCで比較的軽微であった。支承構造はPCポステン連続桁部が鋼製のBP支承であるが、その他2連のRC中空床版桁部はゴム支承であり、被害の報告はなかった。

【門生高架橋】

本橋のみは安来道路の橋梁であり、ここにあげた橋梁の中では最も震央距離が遠い（14.5 km）。しかし、最大加速度は612gal、SI値51m/secと比較的大きな地震動値となっている。7径間連続鋼板桁形式であり、多径間の分散支承を早い時期に採用された構造が特徴的である。橋脚高さはそれほど高くない一般的な高架形式で、固有値も先の橋梁より短い0.5sec程度の一般的な橋梁である。場所打ち杭基礎を持つ橋脚でII種地盤である。3章の加速度応答スペクトルから1g程度の応答値であったと想定される。

被害状況は、橋体部では支承に被害を受け、桁との連結ボルトの緩みとサイトブロックの変形と破損であり、その他橋台横の裏込めの沈下が確認された。安来道路の橋梁のうち唯一被害ランクでB判定がでていますが、対象となった損傷サイトブロックは、設計水平震度による強度を期待したのもではなく、破損した位置にノッチをいれ、異常時には破損する設計思想であったと推定される。（ $k_h=0.21$ 、 $k_v=0.1$ ）したがってこの判定は、正しくは「C」判定であり、被害ランクは高いものではないといえる。ただし、均等に力を受ける分散脊でほとんど全てが軽微でも被害を受けたことは、今後の設計に注意を喚起するものと考えられる。

【白水川橋】

被害橋梁の中では、最も震源に近い（5.7 km）米子自動車道の橋梁である。しかし最大加速度は505gal、SI値44m/secとそれほど大きくない地震動値となっている。支間長75mのPC5径間連続箱桁、橋脚高さも70mを超える長大橋であり、固有周期も1.0sec弱となっている。4基の橋脚のうち、高さの高い中央2基の橋脚は柱頭部剛結のラーメン構造で、他の2基の橋脚は支承で桁を支持している。

被害は、全可動の支承のうちA2橋台支承のみでアンカーボルトのナットの緩みとサイトブロックの変形、沓座モルタルの剥離であった。上部工で唯一床版張出部の剥離もあった。（ $k_h=0.24$ 、 $k_v=0.1$ ）

【佐川橋】

米子自動車道の他の被害橋梁と同様な震央距離にある橋梁である。白水川橋と同程度の地震動値で、最大加速度は 499gal、S I 値 39m/sec となっている。橋梁構造は、比較的径間長の短い（18m）RC 中空床版の 5 径間と 6 径間連続の 2 連の上部工で、大径 2 本の深礎杭基礎の壁式橋脚で支持されている。1 連目の支承形式は、中間橋脚上は全てメナーゼヒンジとしているが、2 連目の支承では、低い橋脚上を同様にメナーゼヒンジとしているが、比較的高い（20m）橋脚上は可動支承を使用しているのが特徴である。

被害は、この 2 連間の橋脚上 P 5 位置の伸縮装置の段差と壁高欄埋設の管路断線とコンクリート剥離であった。異なる上部工の振動性状の相違によるものと考えられる。

4.1.2. 主な橋梁の被害状況

ここでは、今回の地震により被害を受けた代表的な橋梁について被災状況を整理する。今回の地震では「4-1-1. 被害の概要」に示すように軽微ではあるが支承部の被害が特徴的で被害数も多いことから、支承部に代表的な被害を受けたつぎの橋梁を選定した。

1. 大江川橋（米子自動車道）

2. 門生高架橋（安来道路）

[1] 大江川橋（米子自動車道 K P 56.098～56.462）

大江川橋は、米子自動車道 K P 56.098～56.462 に位置し、3径間連続非合成鈹桁部と3径間連続デッキトラスからなる6径間、橋長363.5m、幅員9.5の橋梁である。設計上の適用基準は昭和55年2月道路橋示方書・同解説である。下部構造は、橋台が逆T式橋台（場所打ち杭基礎・深礎杭基礎）、橋脚はT型橋脚、I断面柱橋脚（場所打ち杭基礎・直接基礎・深礎杭基礎）より成り立っている。

本橋は、今回の地震によって支承部に大きな被害が発生しており、被災ランクもAであった。

以下に橋梁諸元、表4-3 損傷形態の種類を示す。

また、一般図・損傷発生位置図を図4-2に示す。

【橋台諸元】

	橋 長	363.5m
	幅 員	0.7+1.5+3.5+3.5+1.0+0.7（有効幅員9.5m）
	桁 長	108.050+255.000
	道路規格	第1種第3級B規格
	設計荷重	TL-20、TT-43
上 部 工	構造形式	3径間連続非合成鈹桁（橋長108.50 支間3@35.70）
		3径間連続デッキトラス（橋長255.0 支間84.60+85.00+84.35）
	斜 角	A1：∠85°43'57" A2：∠R
	線 形	曲線橋
		横断勾配 3.00%～2.473%
		縦断勾配 2.75%片勾配
	地震係数	水平震度 Kh=0.19 鉛直震度 Kv=±0
	床版コンクリート	圧縮強度 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
床版鉄筋	材質SD35 許容引張応力度 $\sigma_{sa}=1400\text{kgf/cm}^2$	
適用示方書	昭和55年2月 道路橋示方書・同解説	
下 部 工	橋 台	逆T式橋台（場所打ち杭基礎・深礎杭基礎）
	橋 脚	P1～P3：T型橋脚（場所打ち杭基礎・直接基礎）
P4, P5：I断面柱橋脚（直接基礎・深礎杭基礎）		

表 4-3 損傷形態の種類

部材名	損傷位置	損傷内容	被災ランク
壁高欄	A 1 橋台 (上り線側)	ジョイント部側面の剥離	D
地 覆	A 1 橋台 (上・下線側)	ジョイント部の剥離	D
伸縮装置	A 1 橋台部	フェースプレートの重なりきず	D
支 承	A 1 橋台部	セットボルトの破断	A
		サイドキャップの変形	D
		上沓のボルトきず	D
	P 2 橋脚部	セットボルトのゆるみ	C
	P 3 橋脚部	アンカーボルトナットの抜け	B
		沓座コンクリートの破壊	A
	P 4 橋脚部	セットボルトのゆるみ	C
	P 5 橋脚部	セットボルトのゆるみ	C
A 2 橋台部	セットボルトのゆるみ	C	
そ の 他	A 1 橋台部	光通信ケーブルの破断	C
	P 2 橋脚部近傍	排水管の破断	D

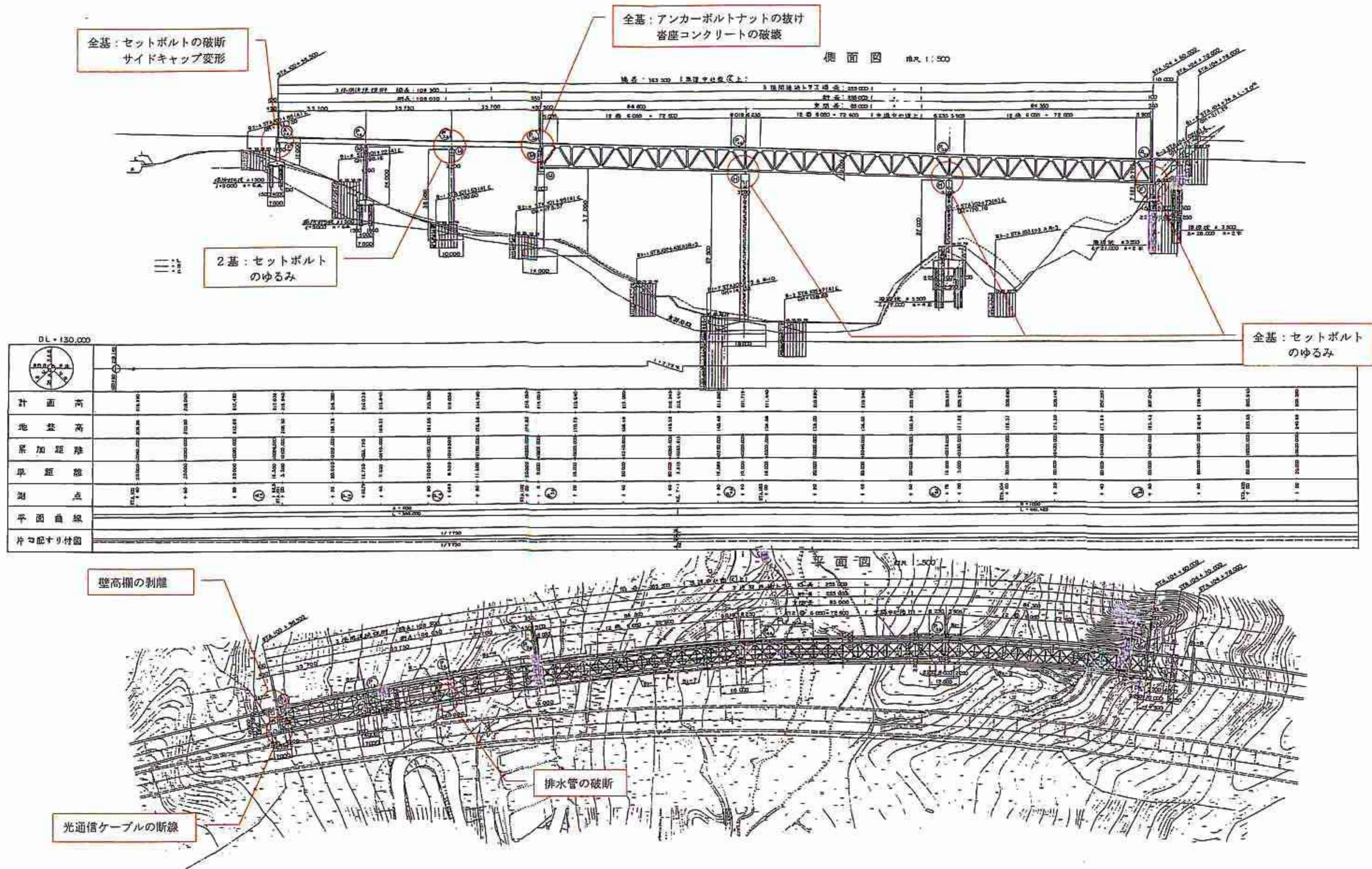


図4-2 一般図・損傷位置図

地震による上部工の被害は支承部に集中して発生しているが、異なる2形式の上部工構造体により損傷程度の格差が見られる。被災ランクに着目すると、1～3径間を構成している3径間連続鈹桁部の支承部では被災ランクAの損傷が見られるが、一方の4～6径間を構成するデッキトラス部では被災ランクCに留まっている。以下にそれぞれの損傷形態をまとめる。

【第1連：3径間連続非合成鈹桁部】

連続桁端部（A1橋台上：固定ピン及びP3橋脚上：可動ローラー）での支承部損傷が著しい。

A1橋台部の支承型式を図4-3に示す。A1部では全沓においてセットボルト全数の破断と、サイドキャップ全数の変形が生じた（写真4-1）。破損したセットボルト（写真4-2）を観察すると、変形しており、ねじ山の摩滅・つぶれも見られ、強い力により引き抜かれたことが伺える。また、写真4-3に示すように上沓にはセットボルトによるものと思われるきずが見られ、地震発生時に上部工のアップリフトが生じたことは明らかである。また、写真4-3からはソールプレートと上沓の当たり面に不整合が生じていることがわかる（シム挿入で補修）。図4-4に損傷原因の推定模式図を示す。

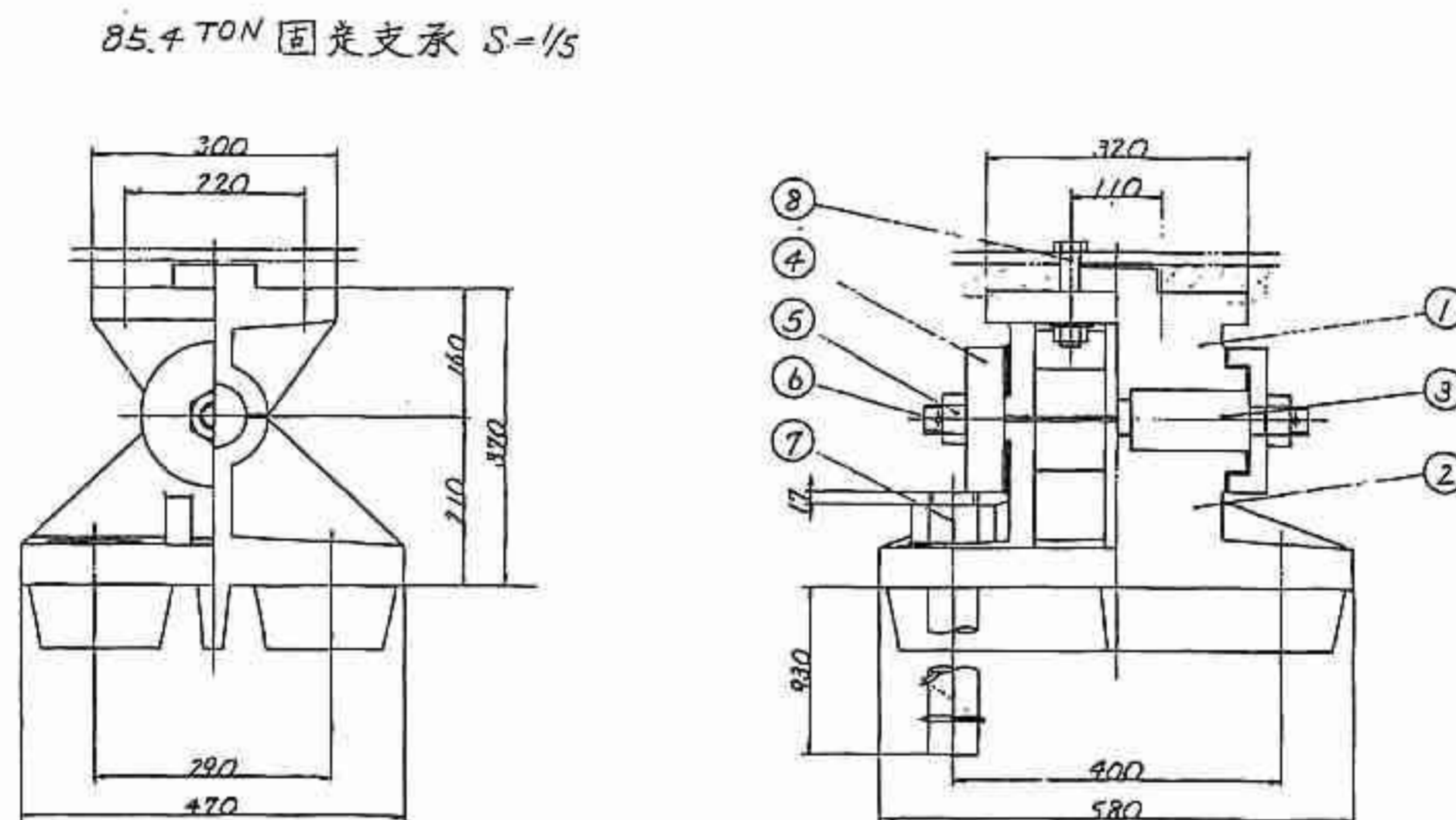


図4-3 A1橋台部支承型式



写真 4-1
セットボルトの破断
写真は復旧時の模様



写真 4-2
破損したセットボルト



写真 4-3
上沓のボルトきず

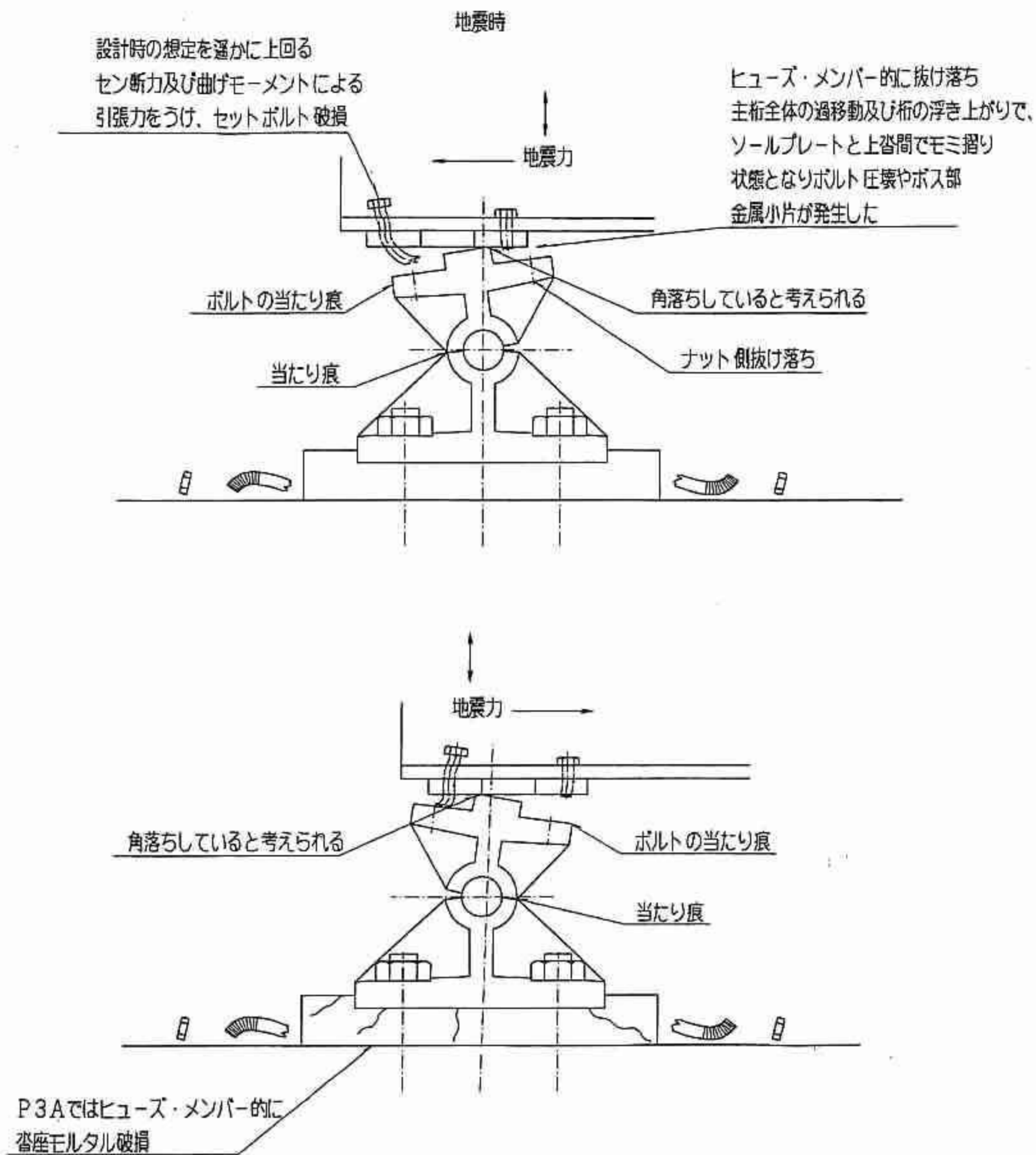


図 4-4 支承の損傷原因推定模式図

A 1 橋台、P 3 橋脚以外では、P 2 橋脚上でピンローラー沓 2 基にセットボルトのゆるみが生じた。

P3橋脚部の支承型式を図4-5に示す。ピンローラー沓により支持されているが、支承全数にアンカーボルトナットの抜け(写真4-4)、沓座コンクリートの破壊(写真4-5)が生じている。アンカーボルトナットの抜けは全沓に共通し、共にA1側の2本で発生しており、地震による橋軸方向への押し、あるいは引きの挙動があったと思われる。

86.1 TON 可動支承 S=1/10

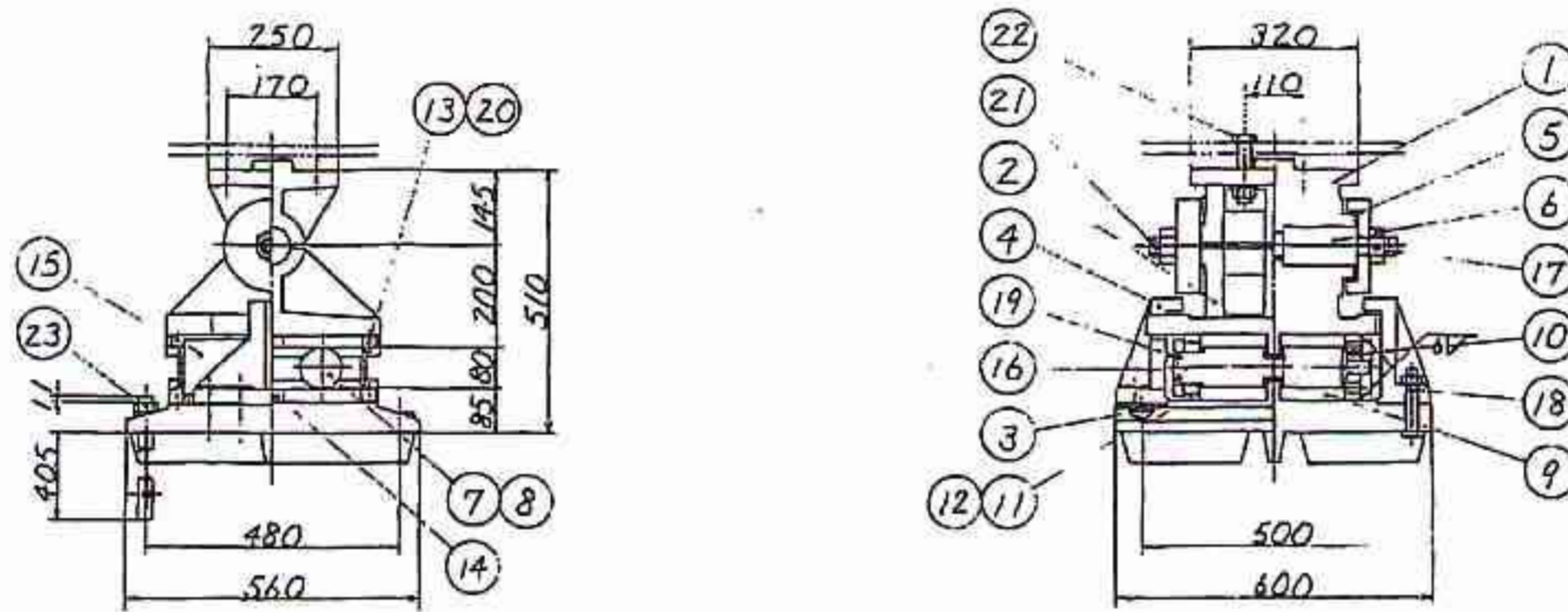


図4-5 P3橋脚部支承型式

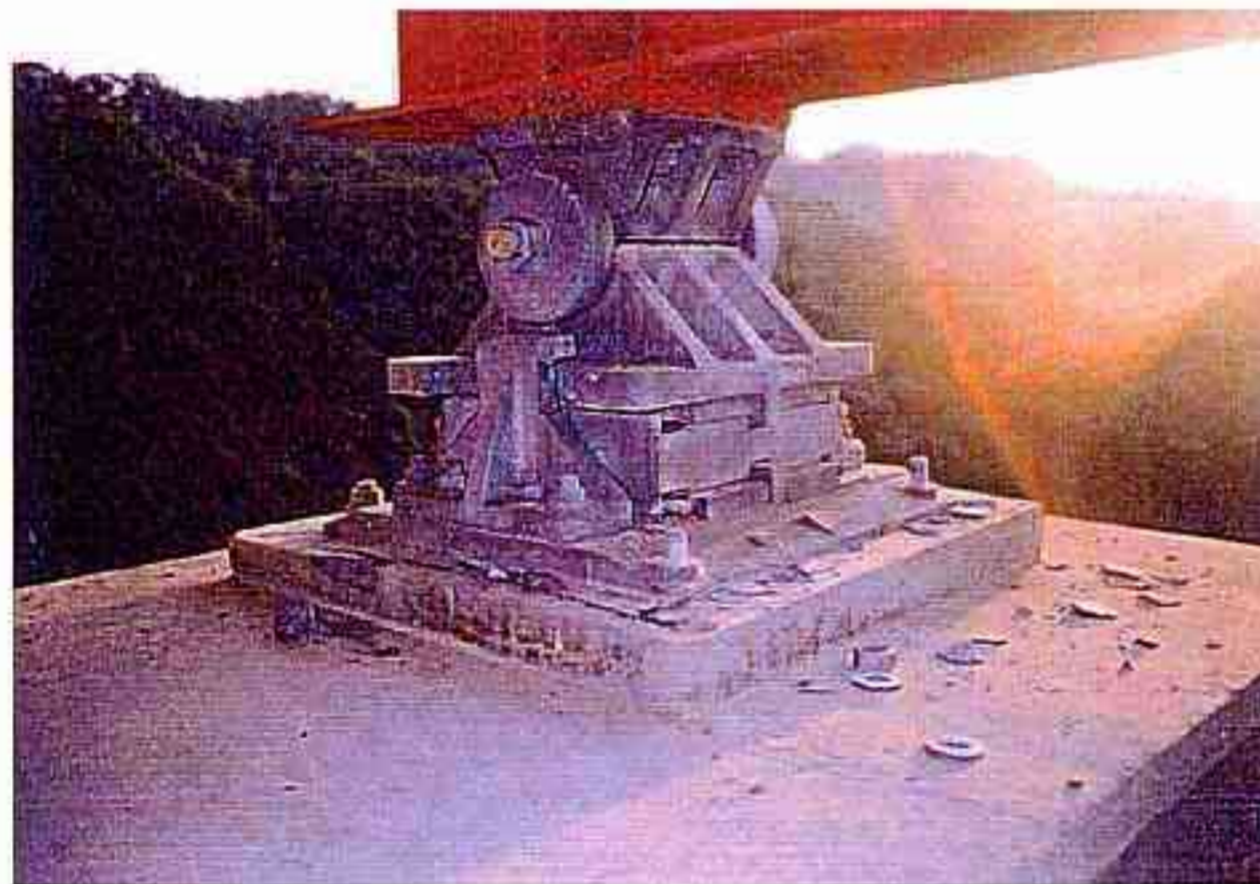


写真4-4

アンカーボルトナットの抜け



写真4-5

沓座コンクリートの破壊
注) アンカーボルトナットは復旧によるもの

【第2連：3径間連続デッキトラス部】

デッキトラス部はピン沓・ピンローラー沓により支持されている。中間支点部（ピン：ヒンジ固定）であるP4橋脚、P5橋脚、固定端のA2橋台部で、全沓にセットボルトのゆるみが生じている（写真4-6）が、可動部のP3橋脚上のローラー沓では見られなかった。P3橋脚上のピンローラー沓に残った移動痕跡によると、地震による上部工移動量はA1側に80mm、A2側に35mmであったと推定されるが、移動制限装置の許容範囲内（橋軸方向に各125mm）であった。



写真4-6

セットボルトのゆるみ
(P5G1)

【その他の損傷】

A1橋台ジョイント部では、橋台側面の壁高欄部に剥離（写真4-7）が生じており、付近の地覆部にも剥離が認められることから、上部工と橋台部の衝突による損傷と推定される。また、A1部では上部工のアップリフトに起因すると思われる通信管路の断線が生じている。P2橋脚近傍で取付排水管の破断が見られる。（写真4-10）



写真4-7

A1橋台壁高欄の剥離

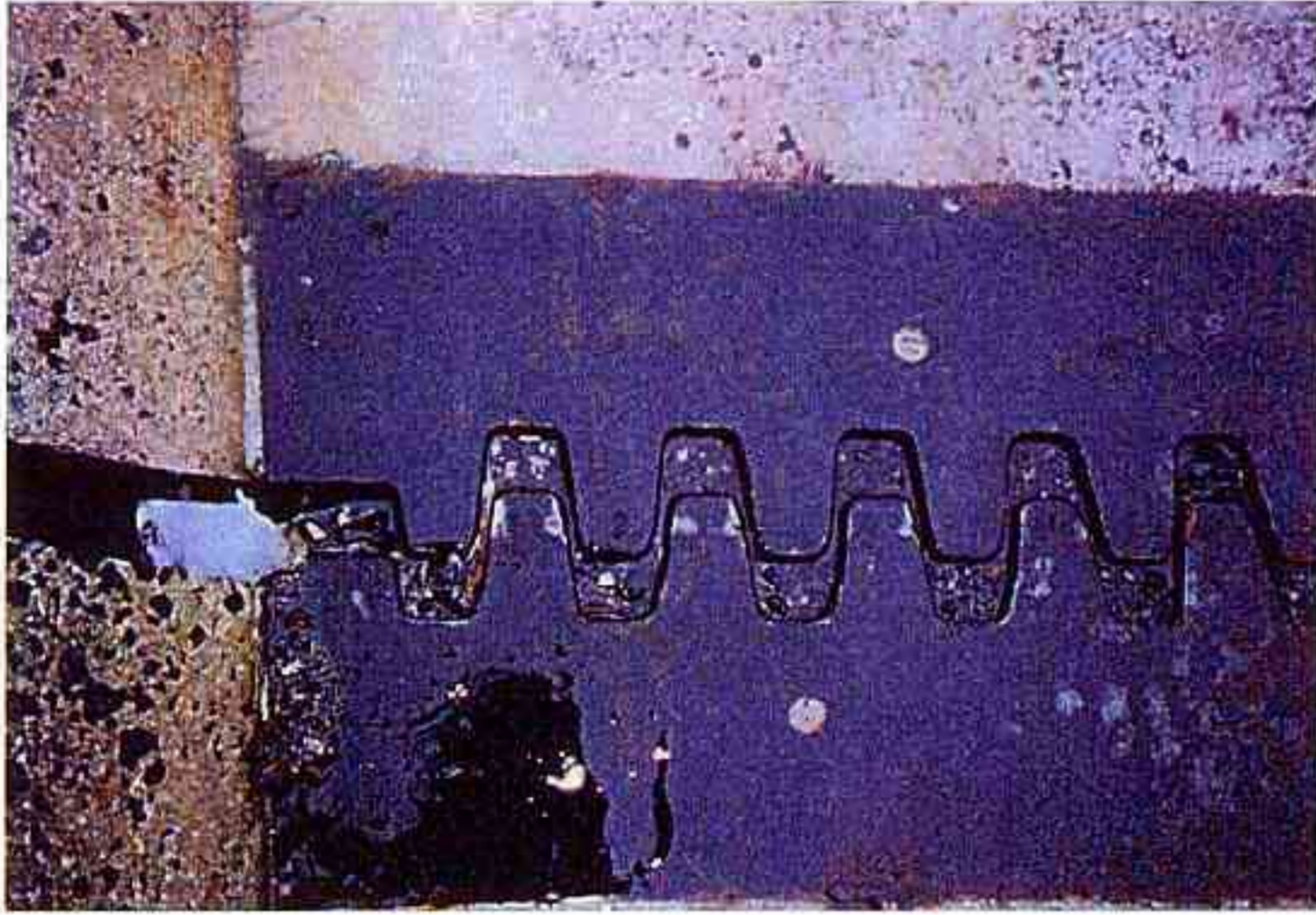


写真 4-8

A 1 橋台伸縮装置
フェースプレートの重なり
きず



写真 4-9

A 1 橋台 下り線側
地覆部の剥離



写真 4-10

P 2 橋脚近傍
排水管の破断

[2] 門生高架橋（安来道路 K P 307.703～307.928）

門生高架橋は、一般有料自動車道安来道路K P 307.703～307.928 に位置する、橋長 225.0 m、幅員 10.0mの7径間連続非合成鈹桁橋である。設計上の適用基準は、平成6年2月道路橋示方書、平成2年道路橋示方書、耐震設計復旧仕様（日本道路協会）、平成7年鋼道路橋設計ガイドライン（案）によっている。

本橋は、水平力分散型ゴム支承が用いられているが、今回の地震により多数に損傷が発生している。主な損傷形態はセットボルトのゆるみ、サイドブロックの変形、破損であり、被災ランクではB～Cである。

橋梁諸元を以下に示す。また、図4-6に一般図とともに損傷発生位置を示す。

【橋台諸元】

道路規格	第1種、第2級	
形式	7径間連続非合成鈹桁橋	
活荷重	B活荷重	
橋長	225.000m（道路中心線上）	
桁長	224.600m（道路中心線上）	
支間長	30.400+37.000+31.000+31.500+31.500+31.500+30.900 （道路中心線上）	
幅員	有効幅員	10.000m
	全幅	11.050m
設計速度	100km/h	
斜角	A1～A2 90° 00' 0"	
線形	曲線橋 R=1500m 横断勾配 3.00%片勾配 縦断勾配 0.510891%片勾配	
設計水平震度	Kh=0.17（P1、A2） Kh=0.21（A1、P2、P3、P4、P5、P6）	
床版コンクリート	24N/mm ²	
床版鉄筋	材質 SD295A	
主要材質	SS400・SM490Y・S10T	
適用示方書	道路橋示方書Ⅰ、Ⅱ、Ⅳ（平成6年2月 日本道路協会） 道路橋示方書Ⅴ（平成2年2月 日本道路協会） 耐震設計復旧仕様（日本道路協会） 鋼道路橋設計ガイドライン（案）（平成7年10月）	

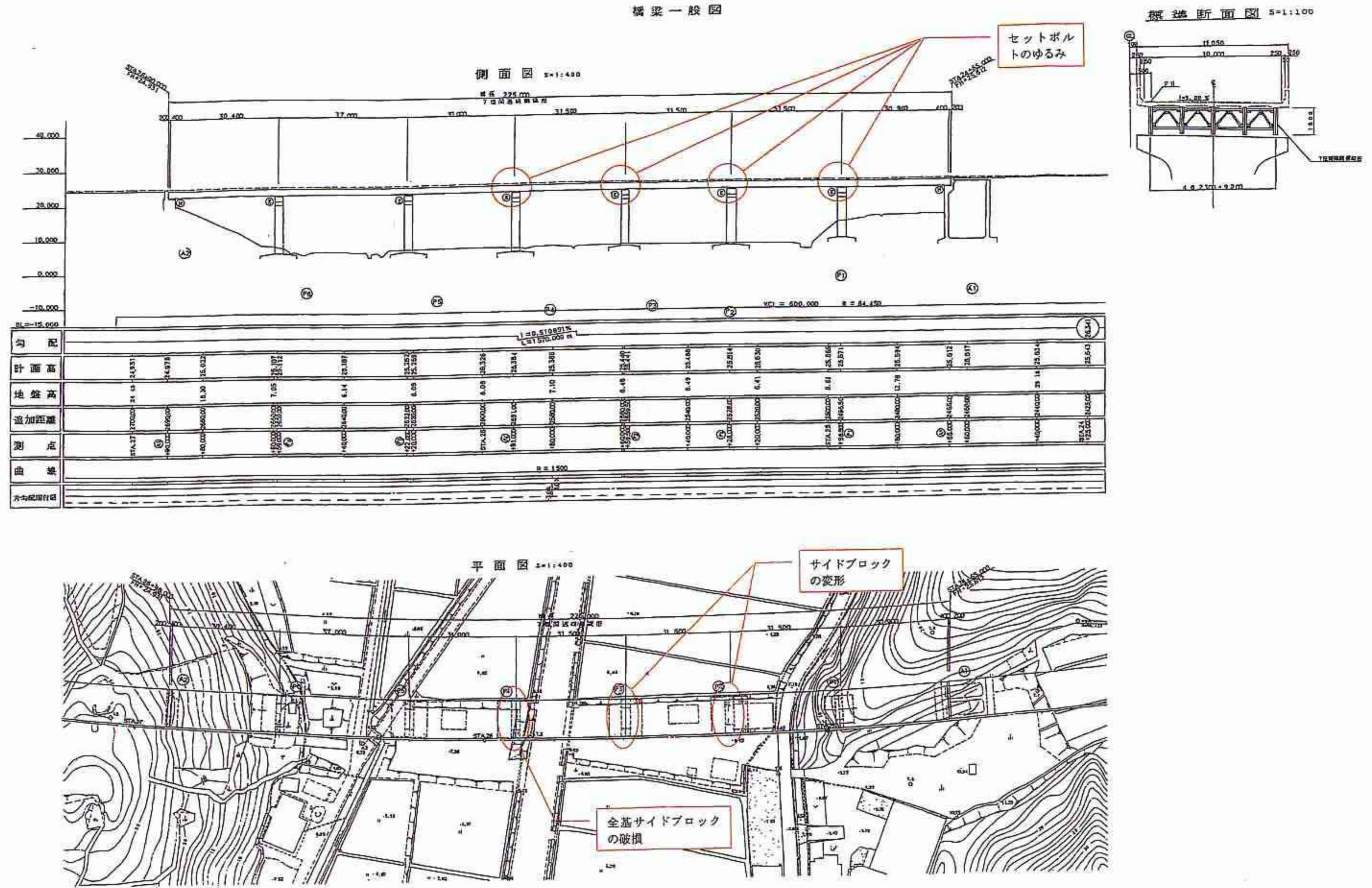


図4-6 一般図・損傷位置図

被害報告の最も多く見られたP2～P4に配置された支承の型式を図4-7に示す。今回の地震では、P1～P5橋脚の全沓にセットボルトのゆるみ（写4-11）が発生した。また、P2～P5橋脚ではサイドブロックに損傷を生じている。多くは橋軸直角方向に傾倒するなどの変形（写4-12）であるが、P4橋脚では全沓で、サイドブロック取付ボルトの抜けによる、下沓とサイドブロックの分離・破損（写4-13）が生じた。これらの損傷形態から鑑みて、本橋では橋軸直角方向の揺れが卓越したものと思われる。この支承の設計年次は道示耐震編改定前で、直角方向の水平力に対して荷重を支持する強度を持たず、サイドブロックはノッチを設け積極的に壊す設計をしたものと思われる（落下防止の板バネ付）。この意味では、損傷ランクは該当しない。

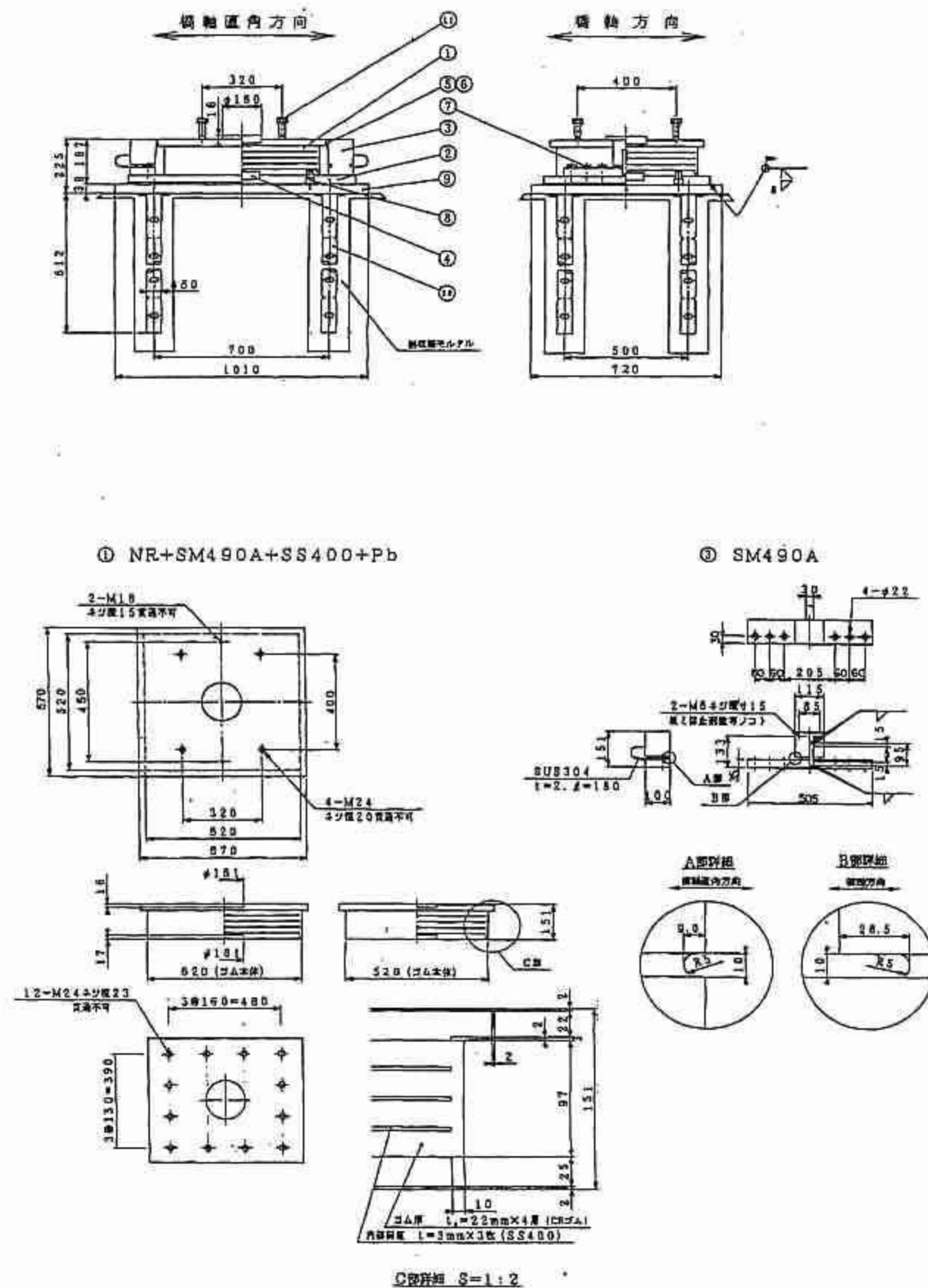


図4-7 ゴム支承型式

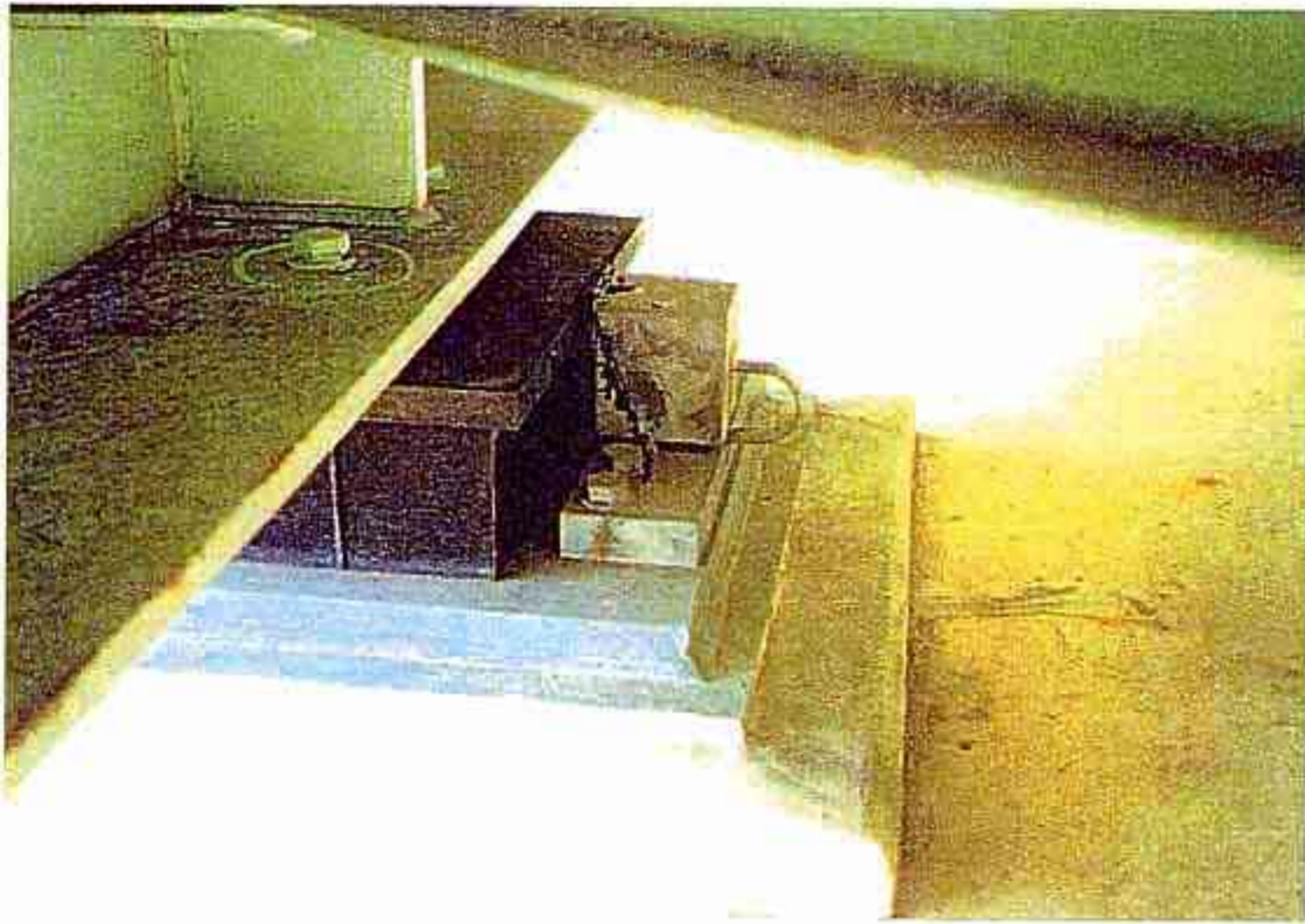


写真 4-11
セットボルトのゆるみ



写真 4-12
サイドブロックの変形
(橋軸直角方向への傾倒)



写真 4-13
サイドブロックの破損

P4橋脚では、分離・破損したサイドブロックが橋脚より落下する事例が見られたが、幸い二次災害に至ることはなかった（写4-14、写4-15）。



写真 4-14
耳桁部支承のサイドブ
ロックが破損し、橋脚外
へ落下した

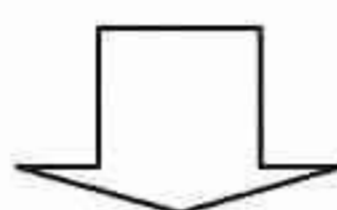


写真 4-12
地表の落下位置