

# 梅町橋梁の設計施工

大阪第三建設部 設計課 南 莊 淳  
大阪第二建設部 設計課 吉 田 聰

## 要 約

梅町橋梁は、世界最大級のV脚を有する5径間連続ラーメン橋であるが、橋脚中心間隔が200mを越える長大橋梁であり、架橋地点も水路上であることから、設計施工に関しての種々の検討を行った。

設計では、本橋の本線線形が曲線を有しかつ幅員が大きく変化している非常に複雑な形状であることから、構造解析やV脚部の耐震設計、あるいは隅角部や脚基部の設計に留意した。また弾塑性有限変位解析による構造物全体の終局耐荷力の検討、V脚に着目した地震応答模型載荷実験も行った。

架設は、V脚の構造・寸法上から通常の工場仮組が出来ないので、別の場所で立体組立てし、3,500tf級のフローティングクレーンで吊り曳航して一括架設を行った。

## まえがき

湾岸線が、大阪港の北側で梅町水路を跨ぐ地点に、世界最大級の5径間連続V脚ラーメン橋である梅町橋梁が建設された。

周辺には、港大橋(トラス橋)、天保山大橋(斜張橋)、正蓮寺川橋梁(最大支間235mの鋼床版箱桁橋)、神崎川橋梁(ニールセンローゼ橋)、此花大橋(モノケーブル吊橋)など、さまざまなタイプの長大橋が建設されている。

これらの橋梁群との景観的なバランスを配慮し、必要な航路幅と桁下空間を確保するためこの形式が採用されたが、これにより橋脚中心間隔215mに対して、主桁中央支間は160mと短縮でき、さらに主桁とV脚が一体となったアーチ作用により合理

的な断面となったことから、比較的経済的な設計を行うことができた。

本報告は、梅町橋梁の上部工に着目し、その設計と施工の特色を述べるものである。

## 1 構造物の概要

上部工の主構造は、主桁とV脚からなる主構と、これに交わる横梁と横桁で構成されている。

主桁は鋼床版を有する平行な2本の曲線箱桁で、V脚と剛結されている。桁間部には縦桁を設けず、また床版張り出し部は幅員の変化に対して張り出し長を変化させ、その量が7mを越える範囲には側縦桁および方杖を設けた。さらに分配横桁は約20m間隔に設置した。

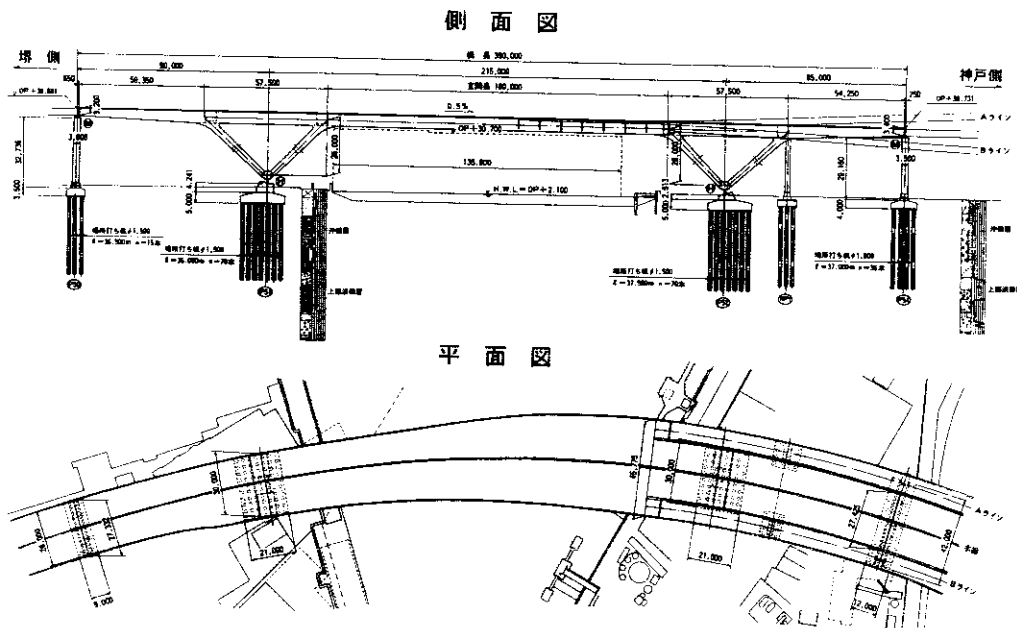
V脚は箱断面で、上部から基部に向かって断面形状が変化している。また主桁が曲線であるため、V桁の部材軸は同一平面上になく、基部で角度を持った配置となっている。

横梁はすべて箱断面であり、端支点およびV脚部の上、中基部に配置した。

下部工のうち基礎工は経済性および施工性から

すべて場所打ちコンクリート杭基礎を採用し、V脚基部の水平力を受ける中間橋脚は鉄筋コンクリート拱台、端橋脚については鋼製門型柱となっている。

本橋の構造諸元を表-1に、橋梁一般図を図-1に示す。



中間橋脚 (P51)

図-1 橋梁一般図

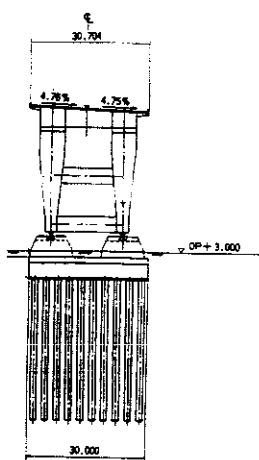


表-1 橋梁諸元

路線名	: 大阪府道高速湾岸線
道路規格	: 第2種第1級、設計速度80km/h (本線部)
規格	: 1等橋 (TL-20、TT-43)
上部工形式	: 曲線鋼床版2箱桁5径間連続V脚ラーメン橋
下部工形式	: 鋼製ラーメン橋脚 (端橋脚) 2基、RC拱台 (中間橋脚) 2基
基礎工形式	: RC場所打ち杭基礎 L=36.0~37.5m 4基
橋長	: 390m (道路中心線上)
航路限界	: 航路幅135m、桁下高標側op+31.3m、神戸側op-30.7m
橋脚中心間隔	: 90m+215m+85m
支間長	: 59.35m+57.50m+160.00m+57.50m+54.25m
幅員	: 27.332m (6車線) ~45.775m (拡幅部)
横断勾配	: 0.5%
横断勾配	: 3.08%~5.6% (片勾配)

## 2 架設工法

本橋の架設については、現地の地形的要因と工期的な制約から、中央径間とV脚部については大ブロック一括架設工法を採用した。

まずV脚部について工場で各主構面を組み立て、ヤード溶接した後、中間基地に搬送し、ここで立て起こして横梁および鋼床版等を取り付け大ブロックとした。さらにこの大ブロックを3,500tf級フローティングクレーンで架設地点まで吊り曳航し、

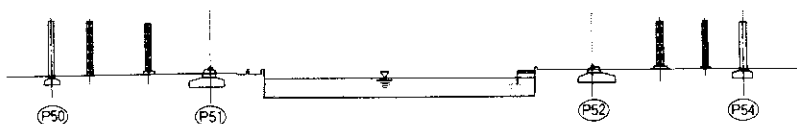
中間支承上に設置した。

次に側径間部をクレーンベント工法でブロック架設した後、最後に、やはり中間基地で地組み立てを行った中央径間大ブロックをフローティングクレーンで一括架設し、閉合した。その際大ブロックの閉合継手は、各種の誤差が集積されているので、200mmの調整代を設け、現地での実測値に基づいて連結板を製作した。

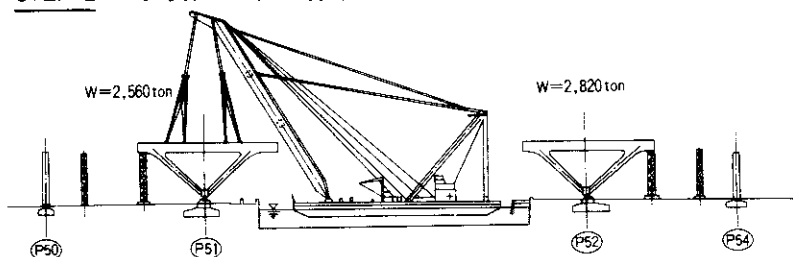
架設順序を図-2に示す。

### 現場架設順序図

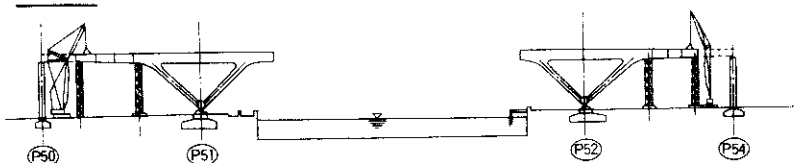
#### STEP-1 中間支店支承の掘付、架設ベントの設置



#### STEP-2 P52側、P51側V脚部の大ブロック架設



#### STEP-3 P50側、P54側側径間の単材架設



#### STEP-4 中央径間の大ブロック架設

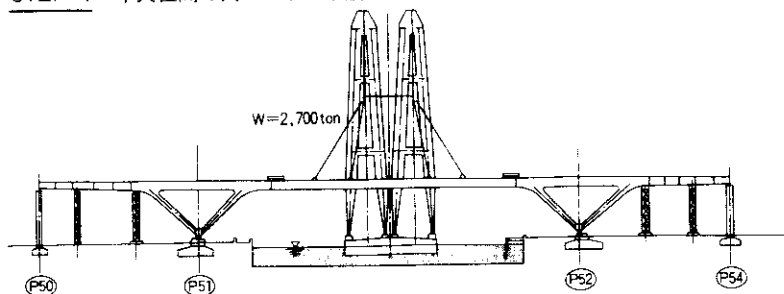


図-2 現場架設順序図

### 3 構造解析

#### 3-1 解析モデル

本橋は幅員の広い鋼床版曲線箱桁からなるV脚ラーメン橋であり、曲線でかつ高さを有するため、橋軸直角水平方向の荷重のみならず、死荷重や活荷重のような鉛直方向の荷重によっても橋面は水平方向に変形する。この水平方向の変形の影響によるV脚および端橋脚の断面力を正確に算出するためには、鋼床版の全体的な挙動を把握する必要があることから、図-3に示すように、2本の主桁と横桁からなる格子に仮想トラスを組み合わせ、鋼床版のせん断剛性を評価するモデルを作成した。

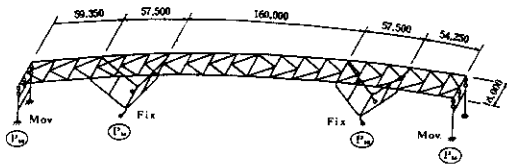


図-3 立体解析モデル

#### 3-2 設計荷重

上部工の代表的な設計荷重を表-2に示す。設計荷重は基本的に阪神高速道路公団設計基準

表-2 上部工の代表的な設計荷重

活荷重	: TL-20、TT-43
付帯荷重	: 付属設備などの重量50kgf/m <sup>2</sup> 、 検査車レール300kgf/m
支点移動	: 不等沈下 L/1000(L=支間長) 中間支点残留変位 側径間方向へ各25mm
温度荷重	: 温度変化±35℃、温度差(デッキと桁との間) 15℃
風荷重	: 設計基本風速 V=55m/s(湾岸部)
静的解析の設計水平震度	
基準震度	$k_0 = 0.24$ (4種地盤)
設計震度	$k_1 = 0.30$ (修正震度)
地震荷重=動的解析の加速応答スペクトル	
	道示スペクトル(道路橋示方書V)
	安治川スペクトル(安治川橋梁設計指針)(案)

によったが、本橋独自の荷重として、通常の付属設備に含まれない検査車レール荷重(300kgf/m)および、中間支点の水平反力が大きく地盤も軟弱な

ことから、地震時の残留変位を考慮して、側径間方向へ25mmの支点移動を考慮した。

#### 3-3 耐震設計

地震時におけるV脚への影響が大きいと予想されることから、耐震設計についても前述のモデルを用いて立体的な解析を行った。また静的解析に並行し、同一モデルを用いて平均応答スペクトル法による動的解析も行い、大きい方の値を用いて設計した。

動的応答解析による断面力は、任意の方向からの地震力を想定して、橋軸方向および橋軸直角方向の断面力を式(1)により合成した値とした。

$$[F] = \sqrt{[F_x]^2 + \frac{[F_y]^2}{2}} \quad (1)$$

ここで、

$F_x$ 、 $F_y$ : 橋軸方向または橋軸直角方向のいずれかの地震による断面力、ただし  $|F_x| > |F_y|$

### 4 部材の設計

#### 4-1 鋼床版および床組

鋼床版の横リブは、2.5m間隔を標準とした。

また縦リブは主としてUトラフリブを用い、幅員の変化する箇所では平リブを用いて調整した。

方杖は主桁の格点および中間ダイヤフラム位置に約10m間隔で設置した。

解析は格子モデルにより行い、桁間部、ブラケットの最大張出し部などの圧縮域となる範囲では、圧縮補剛板としての強度を確保した。

#### 4-2 主桁

主桁は2本の曲線箱桁で構成され、腹板間隔は6mで一定とした。桁高は両側径間では隣接桁にすり付けるように変化させたが、主径間では構造中心線上で5.5mとして、両主桁の下フランジをそろえた。

主桁には両端支点部およびV脚隅角部に横梁を設け、荷重分配横桁は約20m間隔に配置した。主桁の横桁および横梁位置にはダイヤフラムを設置し、主桁の断面形状保持の役割を持たせている。

また主桁の補剛設計では、横リブと垂直材からなるリングフレーム以外の垂直補剛材は設置せず、3段配置を原則とする水平補剛材により行った。

補剛材で囲まれる板の座屈強度の照査や補剛材の断面決定は道路橋示方書に準じて行い、不足する場合は水平補剛材を追加した。

#### 4-3 V脚部の柱および横梁

V脚部は主桁との隅角部、柱の中間部および基部に横梁を配し、橋軸直角方向に2層ラーメン構造となっている。

V脚柱は上下端が主桁および基部に結合され、その断面形状が部材軸方向に変化しているため有効座屈長が定めにくい。そこで軸圧縮力と2方向の曲げを受ける部材として安定照査を行った。

また、V脚横梁は橋軸直角方向の地震時曲げモーメントで断面が決定された。中でも上横梁およびV脚柱付け根については、動的応答解析による結果で設計されている。

#### 4-4 隅角部

主桁とV脚の交差する隅角部は、断面効率を良くすることなどの理由から、主桁の下フランジを連続させ、これとV脚のフランジとの交点上に鉛直にダイヤフラムを配置した。また景観上の配慮からフィレットの曲率を大きくするとともに、そのフランジ面に応力を分担しない化粧板を取り付けた。

隅角部についてはFEM解析により安全性を確認した。P52中央径間側に着目した解析モデルを図-4に示す。荷重ケースとしては、隅角部の断

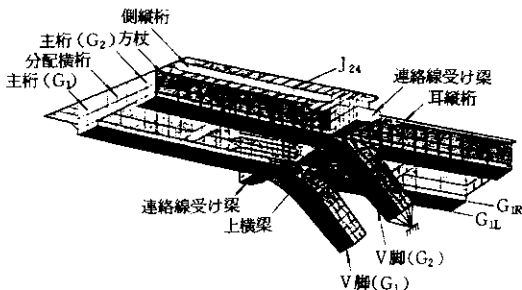


図-4 主桁側隅角部のFEMモデル

面決定に支配的なV脚柱の曲げモーメント最大時および橋軸直角方向地震時の2ケースとした。

解析の結果、腹板のフィレット部が有効に働くとともに、鋼床版の応力が腹板を通してV脚柱に確実に伝達されていることがわかった。

#### 4-5 V脚基部および支承部

中間支点は最大5300tfの鉛直反力および最大2300tfの水平反力を拱台コンクリートに伝達させるため、ピボット支承を採用し、図-5に示す

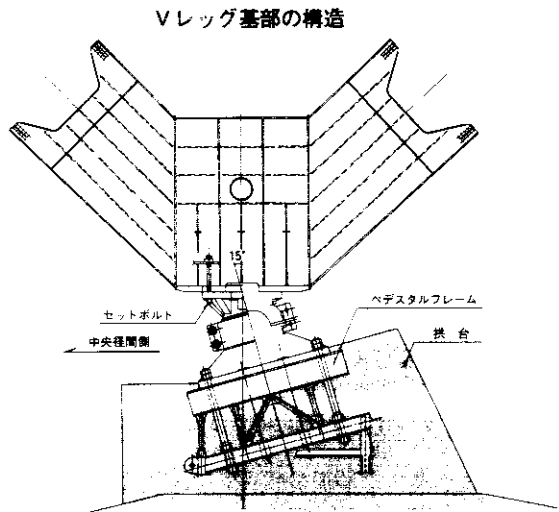


図-5 V脚基部の構造

ようなベDESTALフレームを設けた。

V脚基部の底板面には支承から鉛直反力、水平反力、および偏心曲げモーメントが作用している。基部底板は極厚鋼板(最大135mm、SM50Y C)で、鉛直反力に対して基部内に格子を設けた。これらの格子は1m間隔のダイヤフラムと、その間の0.5m間隔の小梁で構成されている。

断面計算では、上査から伝達される力の分散状態が問題となったため、簡易FEMにより荷重成分ごとに各部材の荷重分担率を求め、それにより

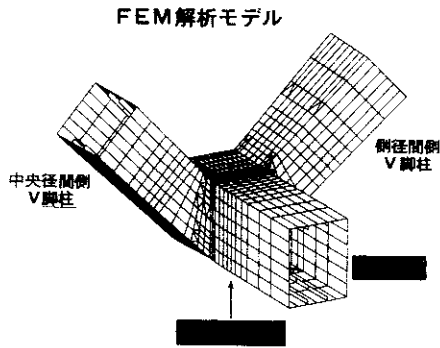


図-6 FEM解析モデル

6に示す解析モデルを用いて詳細FEM解析により応力照査を行い、安全性を確認した。

### 5 立体弾塑性有限変位解析による終局耐荷力の照査<sup>1)</sup>

#### 5-1 解析目的

本橋のような軸圧縮力と曲げモーメントが作用する構造物は、荷重の増加に対する部材断面の降伏の進展によって、終局状態で急激に耐荷力を失い座屈で破壊する可能性がある。そのため部材断面の設計照査だけでは構造全体系の強度を把握したことにはならないことから、立体モデルを用いた弾塑性有限変位解析により、V脚部を含む構造全体の終局状態の挙動を把握し、構造物の安全性を確認した。

#### 5-2 解析方法

本解析は幾何学的非線形性と材料非線形性の両者の影響を考慮したものであり、着目部材であるV脚、横梁、および主桁は弾塑性部材とした。

解析は各載荷ステップごとの断面力の増加に対して応力計算を行い、各セグメントについてVon-Misesの条件式により降伏の判定を行い、ある要素のなかの大部分のセグメントが降伏した状態をその部材の崩壊と定義した。さらに部材の崩壊によって構造系が不安定になり、全体剛性マトリックスの対角項に0または負の数値が現れた状態をも

って、構造物の終局状態と定義した。

載荷ケースは表-3に示す4ケースとした。

表-3 荷重の組合せと着目部位

荷重の組合せ	着目部位	載荷状態
鉛直方向の荷重 常時 $1.3 \times (D+SD) + \alpha L$	ケース1 V脚の軸圧縮力が最大の場 合	
	ケース2 V脚の曲げモーメントが最大の場 合	
	ケース3 主桁の支間中央の曲げモーメントが最大の場 合	
橋軸直角 水平方向の荷重 地震時 $1.3 \times (D+SD) + \alpha E_s$	ケース4 横梁の断面力が最大の場 合	

注) D: 死荷重 L: 活荷重  $\alpha$ : 終局時の荷重係数  
SD: 支点沈下  $E_s$ : 橋軸直角方向地震荷重

### 5-3 解析結果

解析結果を表-4に示す。

表-4 解析結果のまとめ

	鉛直荷重 $1.3 \times (D+SD) + \alpha L$			水平荷重 $1.3 \times (D+SD) + \alpha E_s$
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
終局時の荷重係数 $\alpha$	8.2	8.6	8.4	2.0
崩壊部位	主桁A	主桁A、B	主桁A、B、C	$P_{52}$ 中央径間側 中間横梁D

ケース1からケース3については、V脚よりも先に主桁の中央径間部断面が降伏して終局状態を迎えている。終局時の荷重係数は8以上であり、これを設計断面力と比較すると1.9倍以上確保されていることから、この構造物は十分な強度を有していると考えられる。また図-7に示すように、V脚についてもほぼ終局状態に近かったことがわかった。

ケース4の地震時は中間横梁の降伏で終局を迎えているが、脚柱の降伏は進展しておらず、荷重-変位関係もほぼ線形を保っていることから、中

間横梁の部分崩壊を示しているだけで、構造全体の耐荷力は保っていると考えられる。

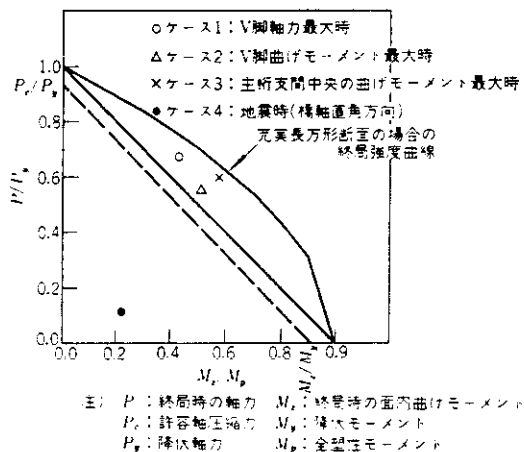


図-7 軸力と面内曲げモーメントの相関曲線

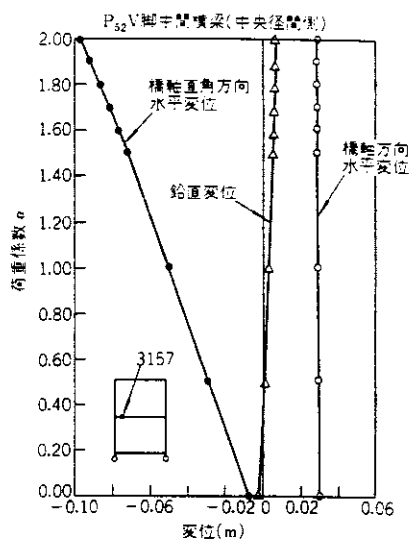


図-8 水平方向の荷重(ケース4)

## 6 橋脚の変形性能に関する実験<sup>2)</sup>

### 6-1 実験目的

本橋は主桁と橋脚が剛結されたラーメン構造の曲線橋であり、幅員の変化する非対称構造であることなどから、地震時における3次元的な振動性

状はかなり複雑になるため、断面設計に当たっては動的応答解析により照査を行ってきた。しかしながら、構造物の終局安全性を評価する上で被災時の塑性域における挙動を把握する必要があることから、今回V脚柱に着目し、縮尺模型を用いて軸力と水平力を変化させた動的応答実験を行い確認した。

### 6-2 実験方法

供試体は図-9に示すP52V脚基部付近の断面

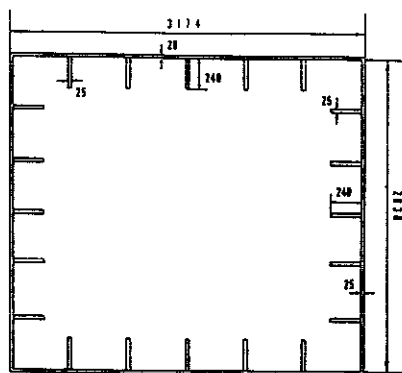


図-9 P52橋脚J3断面図

をモデルに選定し、その1/10.5の等断面(300mm×270mm)で長さ1800mmの部分模型を作成した。また補剛材については、道路橋示方書の必要剛度を満

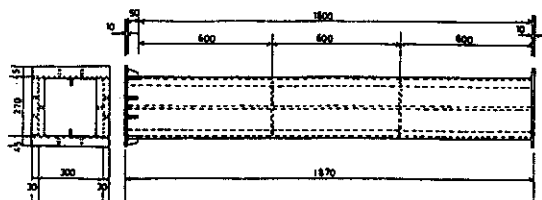


図-10 供試体(実橋モデル)

足し、かつ補剛材で囲まれた部分の縦横比を実橋に近似させたものを中心に、比較のため補剛材の配置等を変化させたものも作成した。

実験は載荷装置と計算機をオンライン化し、実際の地震波を入力したときに作用する断面力を応答解析で求めて供試体に載荷し、耐震安全性を確

認した。

変動軸力下で水平力を作用させるため、図-11

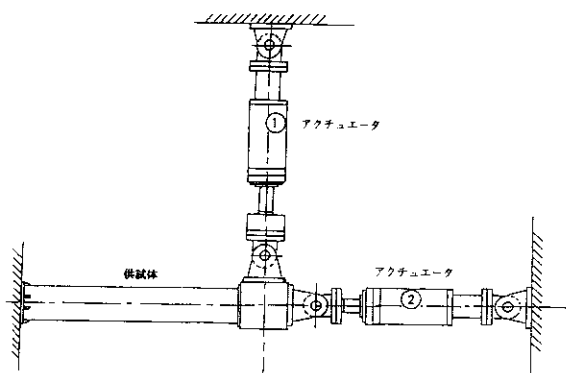


図-11 載荷装置

のような載荷装置を用いた。

### 6-3 実験結果

八戸地震記録の地震波形を用い、入力加速度を降伏加速度の $\gamma$ 倍として実験を行った結果、実橋を近似させたモデルでは、 $\gamma = 6$ 程度であれば、塑性域に入ったものの大きな塑性変形は発生していないことが確認できた。

### あとがき

梅町橋梁はV脚を有するラーメン橋としては世界最大級であり、軟弱地盤上に建設された数少ない事例であったが、設計施工において種々の検討を行い、無事完成させることができた。

しかしV脚基部に常時発生する水平反力が地盤に及ぼす影響など、今後引き続き調査を行い、<sup>37)</sup>設計の妥当性を検証していく必要があると考えられる。

なお、本橋の地震応答解析およびV脚の変形性能実験は、京都大学工学部土木工学教室耐震工学研究室において実施されたものであり、山田教授および家村助教授に心より感謝いたします。また本橋の設計施工に参画されたすべての皆さまにも深く感謝いたします。

### 参考文献

- 1) 浜田英一郎、尾上義博、大森邦雄：V脚ラーメン橋の終局強度に関する一考察、横河橋梁技報、第20号、1991年1月
- 2) Vレグラーメン橋橋脚の変形性能に関する調査研究報告書、平成元年3月、財団法人防災研究協会
- 3) 梅町橋梁橋脚水平変位測量業務報告書、平成2年3月、株式会社パスコ