

既設鋼鉄道橋の鋼製支承の水平耐力評価法に関する 実験および解析的研究

Experimental and analytical studies to evaluate the strength of casting steel - support
used in existing railway steel rigid frame piers

安原真人*, 藤橋秀雄**, 市川篤司***, 水谷太作****

Makoto Yasuhara, Hideo Fujihashi, Atusi Ichikawa, Taisaku Mizutani

- * 工修, 課長代理 JR 東海 建設工事部 (〒450 - 6101 愛知県名古屋市中村区名駅 1-1-4 JR セントラルタワース)
** 担当課長 JR 東海 建設工事部 (〒450 - 6101 愛知県名古屋市中村区名駅 1-1-4 JR セントラルタワース)
*** 工博, 主査 鉄道総合技術研究所 研究開発推進室 (〒185 - 8541 東京都国分寺市光町 2-8-39)
**** 工修, 課長 川崎製鉄株式会社 建材技術部技術室 (〒530 - 8353 大阪府大阪市北区堂島 1-6-20 アバンザ)

We studied the horizontal strength of a casting steel support used in the existing steel hinged support rigid frame piers of tokaido Shinkansen. In order to verify the influence of the direction of seismic load and elasto-plastic characteristics, we conducted 3D nonlinear FEM analysis and a monotonic loading test into three directions, longitudinal, cross and angle of 45 degrees. We also conducted seismic response analysis by using an accurate frame model of the real structure to investigate the load value and load direction at supports for large earthquakes.

Key Words : *Casting-steel support, Horizontal strength, Seismic-load-directions, Elasto-plastic characteristics, Monotonic loading test, Elasto-plastic FEM analysis*

1. はじめに

兵庫県南部地震では、鉄道鋼構造物の支承部の被害が顕著であった。特に鑄鉄を用いたものを中心に被害が多く見られたが、鑄鋼を用いた支承にも被害があった。

被災した支承の75%は、水平力を受け持つ移動制限装置(サイドブロック)の破断であり、鋼製支承の被災パターンの特徴的なものとなっている^{1) 2)}。

一方、鋼製支承の移動制限装置の耐力特性に関する研究は、宮城沖地震(1978年)により被災した東北新幹線のコンクリート桁支承について、載荷試験およびFEM解析を実施し、応力集中を考慮した耐力評価法の検討が行われている³⁾。この研究では、支承の耐力評価法として弾性理論から算出した式を基礎に、実験結果との整合をとるために、応力集中係数および形状係数を導入した評価式を提案している。この研究は主に橋軸直角方向に関するものであったが、兵庫県南部地震における移動制限装置の破断は、橋軸直角方向以外にも、地震力の橋軸方向の水平成分が寄与した状況を示すものもあった。道路ではBP支承について、橋軸および橋軸直角方向に実

験および解析的に耐力力を調査した事例がある^{4) 5)}。

東海道新幹線では、他の線路あるいは主要道路と交差する箇所に門型鋼製ヒンジラーメン橋脚を有する橋梁が用いられている。この種の橋梁について、地震被害を詳細に把握することは重要であり、地震応答解析の精度向上が望まれる。特に、桁支承の特性が橋梁全体挙動に与える影響は大きいと考えられ、支承の耐力力評価法の精度向上は重要である。

本研究は、橋梁の地震時挙動推定の精度向上を目的に、鑄鋼製桁支承の移動制限装置について、塑性域および荷重方向を考慮した実用的な水平耐力評価法を検討した。

検討方法は、撤去された実橋梁の支承を用いて、単調載荷実験を橋軸方向、橋軸直角方向、斜め45度方向に実施し、荷重変形、破壊面の状況、破壊経過を調査した。また、実験を補完するために、三次元弾塑性FEM解析を行ない、各荷重段階での歪み分布の状況を調査した。さらに、当該橋梁について詳細なフレームモデルによる大規模地震の応答解析を実施し、地震時の桁支承に作用する水平荷重の大きさおよび方向性についても調査した。

これらの調査に先行して各種材料試験を実施し、現行

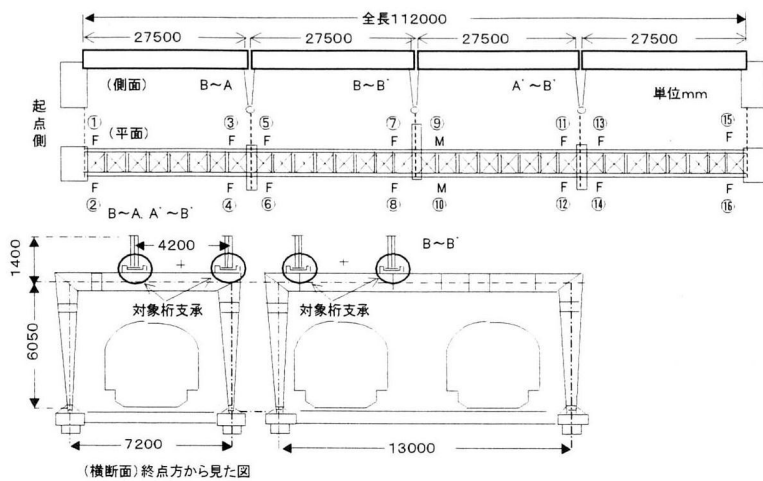


図-1 桁支承を採取した橋梁



写真-1 供試体

の材料基準との比較も行った。これらの結果から、橋軸方向および橋軸直角方向の桁支承水平耐荷力を、塑性域を考慮した応力分布から簡易に評価する方法を提案した。

2. 桁支承の概要

桁支承を採取した橋梁は、全長 112m の開床式鋼下路単純桁形式 (27.5m×4 連) で、起点方および終点方にそれぞれ壁式 RC 橋台、RC 橋台間に 4 基の門型鋼製ヒンジラーメン橋脚を有する構造である (図-1)。

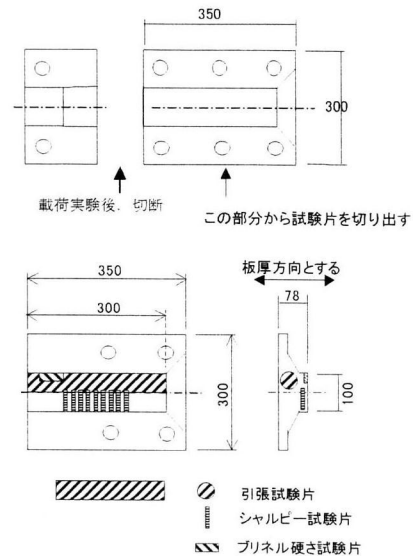
実験対象の支承は SC46 を用いた線支承である (写真-1)。これらの支承は、震度 0.2 の地震の影響による応力が許容応力を上回らないように設計されている。

3. 材料特性

対象とした支承は、鋳鋼 (SC46) を用いて 38 年前に製作されたものであり、現在同種の支承に用いられる材料との相違を明確にするために各種材料試験を実施した。

3.1 試験項目

試験項目は、機械的性質 (引張、硬さ、衝撃抵抗、破壊靱性)、化学成分、顕微鏡組織である。



桁支承部(SC46)の材質試験
引張・硬さ・衝撃・化学成分・顕微鏡組織
引張試験片: JIS14A号 (直径14mm) * 3本
シャルピー試験片: JIS4号試験片 * 9本 (3本 * 3試験温度)

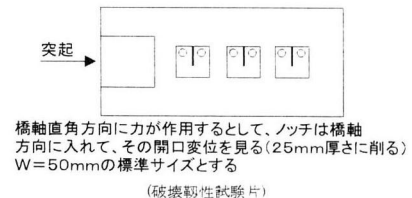


図-2 材料試験片採取位置

3.2 試験片採取位置

図-2 に試験片採取位置および製作方法を示す。

3.3 試験結果

(1) 機械的性質

① 引張試験

試験は JIS14A 号試験片で行った。表-1 に試験結果を示す。設計図書から材料は当時の SC46 であることが明らかになっているが、同表には JIS5101 に示す SC450、SC480 の値も示した。

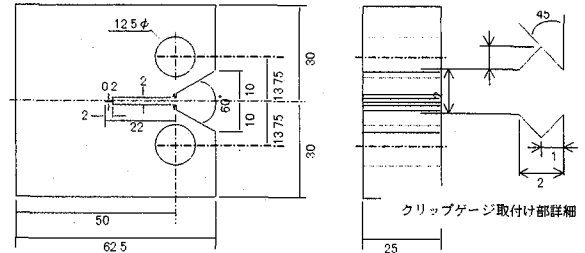
降伏点については SC480 の規格を 2 割以上、引張強さについては SC480 の規格を 1 割以上上回る結果となった。しかし、伸びの値は大きくばらついており、3 本中 2 本は SC450 の規格下限を 4 ~ 5 割程度下回っている。ばらつきの原因は、破断位置が 3 試験片で一定していない点が挙げられる。規格を満足した一本はほぼ中央で、伸びの最低値約 11% を示したものは中央から大きく外れた位置で、約 14% を示したものはその中間で破断した。破断位置の不安定要因として組織の不均一が影響している可能性が考えられるが、この点については後述する。また、絞り値は 3 本全てが両鋼種の規格値を下回っている。絞り値低下の原因は、非金属介在物による影響やミクロ組織の不均一が影響すると考えられているが、この点についても後述する。

表-1 材料試験結果

番 号	引張試験				シャルピー衝撃試験					
	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び GL=(%)	絞り (%)	吸収エネルギー(J)			脆性破面率(%)		
					20℃	0℃	-10℃	20℃	0℃	-10℃
試験片1	308.07	536.85	10.99	16.41	30.400615	13.72931	17.65197	80	90	90
試験片2	307.10	549.20	20.34	22.81	40.207265	20.593965	13.72931	70	90	90
試験片3	305.47	549.20	14.41	19.00	36.284605	24.516625	11.76798	75	90	90
JIS SC450	225以上	450以上	19以上	30以上	—					
JIS SC480	245以上	480以上	17以上	25以上						

表-2 CT 試験条件

試験片	载荷速度	試験温度
	mm/sec	
C1	0.01	-20
C2	0.01	0
C3	0.01	20
C4	0.25	-20
C5	0.25	0
C6	0.25	20
C7	10	-20
C8	10	0
C9	10	20



* 疲労ノッチは2mm入れる。

図-3 1CT 試験片形状

② 硬さ試験

ブリネル硬さは145であった。道路橋示方書に硬さの必要値としてSC450について125以上が示されているが、試験結果はそれを上まっていた。

③ シャルピー衝撃試験

表-1に試験結果を示す。衝撃値については、JISの保証外の特性であるが、SCW材の規格値27J(0℃)に対して若干低めである。

④ 破壊靱性試験

破壊靱性試験としてコンパクトテンション試験(CT試験)を行った。準拠した規格は「ASTM E-399-90 ANNEX 7」(急速負荷での平面歪の破壊靱性に対する特別な要求)である。

本試験に当っては、試験片製作時にあらかじめ所定の機械ノッチを入れておき、さらに所定の疲労ノッチを入れ、各種条件に基づき引張試験を行った。

試験条件として試験温度は-20℃、0℃、20℃の3種類、歪速度は地震時に想定される動的負荷を考慮し、0.001/sec(準静的)、0.2/sec、8/secの3種類をパラメータとした。これら歪速度に対応する载荷速度は、顕微鏡写真によるSC46の結晶粒の大きさが55μmであると判断し、文献⁶⁾に準じて決定した。载荷速度はそれぞれ、0.01mm/sec、0.25mm/sec、10mm/secとした。

表-2に試験条件、図-3に試験片形状、写真-2に試験後の破面を示す。

試験における限界荷重とき裂開口部の塑性変位、試験後の破面から読み取った初期き裂長さ、さらに素材の降伏点を用いて、「BS7448: Part 1: 1991」により限界CTODを求めた^{6) 7)}。その結果、限界CTODは試験温度および载荷速度に影響を受けるが試験条件の範囲では0.07~0.466mmとなった。別途行った、SM41およびSS41の限界CTODは同条件でそれぞれ0.868~1.523

mmおよび0.05~0.898となったことから、SC46は建設当時の圧延材よりも切欠き靱性に劣る。

図-4(a)に試験温度と限界CTODの関係を示す。図から、载荷速度一定で試験温度が高くなるほど限界CTODは増加することがわかる。また、図-4(b)に载荷速度と限界CTODの関係を示すが、試験温度一定で载荷速度が増加すると限界CTODは減少する傾向がある。

(2) 化学成分

表-3に材料の化学成分の分析結果を示す。C、P、Sの成分は、JIS5101のSC450およびSC480を満足する。

(3) 顕微鏡組織

写真-3に組織の顕微鏡写真を示す。全体は熱処理(焼ならし: normalizing)を施した組織である。しかし、部分的に鋳造のままの組織が残存した不均一な組織となっている。熱処理が不十分な部分は、ウイドマンステッテン・フェライトの針状組織がフェライト、パーライトの結晶粒を貫通しているのが特徴⁸⁾で、硬度が局部的に高くなっていると思われる。このような組織の不均一性が、伸びや絞りなどの機械的性質に各種の影響を及ぼしているものと考えられる。

4. 単調载荷実験

桁鋼製支承の移動制限装置の耐荷力特性を把握するために、単調载荷実験を行った。

4.1 実験パラメータ

実験は、载荷方向をパラメータとし、橋軸方向、橋軸直角方向、斜め45度方向の3方向で実施した。

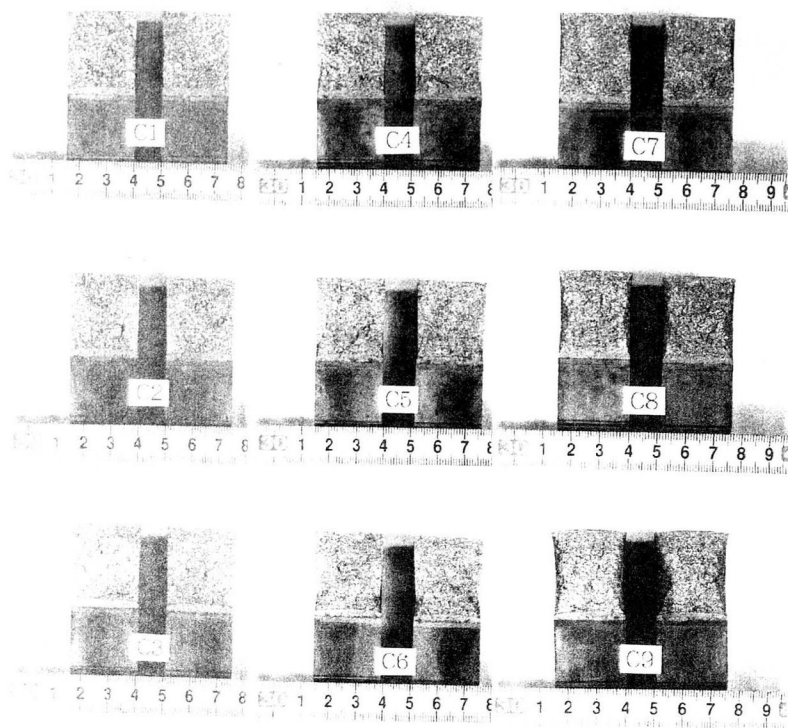


写真-2 CT 試験片の破面状況

表-3 化学成分試験結果

材 質	化学成分(%)				
	C	Si	Mn	P	S
材料試験(SC46)	0.31	0.29	0.73	0.021	0.006
JISG5101(SC450)	0.35以下	-	-	0.04以下	0.04以下
JISG5101(SC480)	0.40以下	-	-	0.04以下	0.04以下

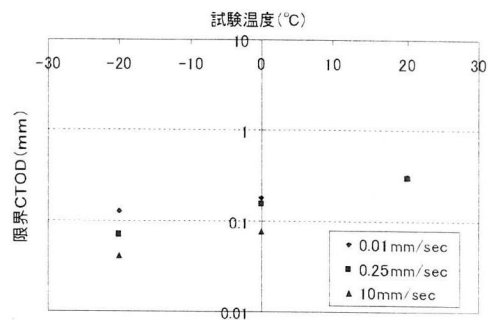


図-4(a) 試験温度と限界 CTOD (SC46)

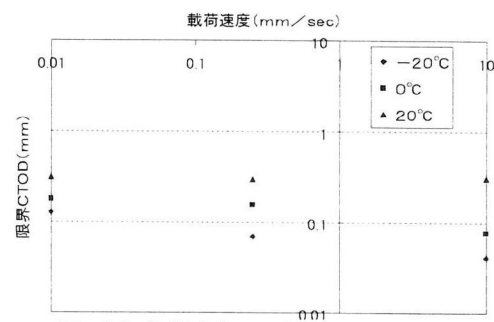


図-4(b) 荷重速度と限界 CTOD (SC46)

注1) 荷重速度0.01mm/secで試験温度+20°Cの場合は安定破壊を伴う不安定破壊開始点で評価したCTOD(δ_a)

注2) その他は全て脆性不安定破壊開始点で評価したCTOD(δ_c)

60 倍

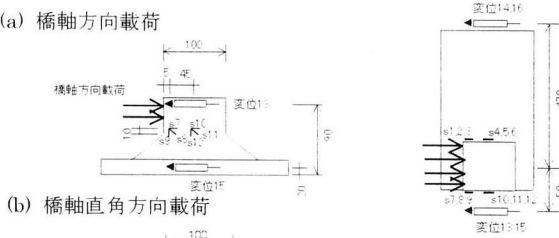


240 倍

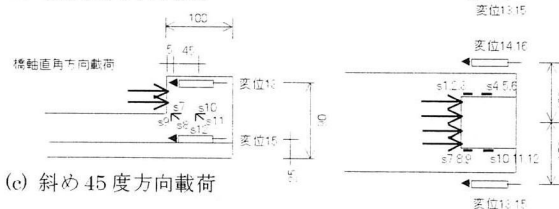


写真-3 顕微鏡組織写真 白：フェライト 黒：パーライト

(a) 橋軸方向荷重



(b) 橋軸直角方向荷重



(c) 斜め45度方向荷重

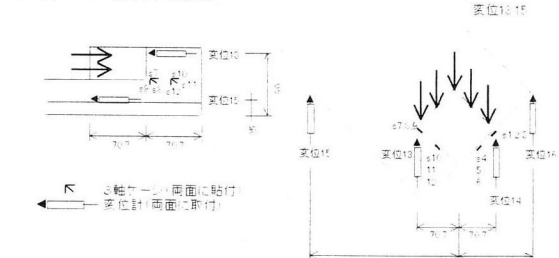


図-5 荷重実験装置

4.2 荷重装置

荷重治具を利用して移動制限装置の突起に確実に力が伝達されるように荷重した。荷重装置および荷重治具の概要を図-5に示す。荷重治具は実際の荷重状態を再現するため、桁ソールプレートを模擬した構造とした。

4.3 測定方法

図-6に測定装置の配置を示す。測定項目は荷重、変位および移動制限装置の突起付け根部の歪である。

図-6 測定装置の配置

4.4 実験結果

(1) 破壊状況

写真-4に破壊の状況を示す。橋軸方向載荷では載荷面突起部付け根の一段下の断面急拡大部を起点として、斜め方向に長さ約50mmのき裂が生じた。橋軸直角方向載荷では載荷面側の突起部付け根を起点としてほぼ突起部付け根全線から、ボルト孔中心付近まで約50mm水平に、ボルト孔中心付近を過ぎて、斜め方向に約60mm亀裂が進展した。斜め45度方向載荷では載荷点角部を引き千切るように始まり、橋軸直角方向載荷と同様に、破面はねじ孔中心付近まで水平に長さ約100mmのき裂が生じた。これに加えて、本試験では斜めに荷重が片よっているため、片側約30mmの箇所から斜め方向にき裂が進展している。中央部ではボルト孔を越えて、斜め方向に載荷側と反対側角部付近までき裂が進展した。

これらの破壊状況は支承の形状が多少異なるものの実際の地震での損傷状況と類似している^{1)~3)}。

(2) 荷重変位

図-7に、載荷点の荷重と変位の関係について、各供試体の比較を示す。

橋軸方向載荷では1010kNまではほぼ線形を呈するが、1010kNを過ぎると急激に変位が増大する。その後、荷重が漸増し、2000kNで急激に荷重が降下し破壊した。

橋軸直角方向載荷では1100kNまでは弾性変形を呈し、1100kNを越える荷重域では徐々に塑性域に入り最高荷重1820kNを示したあと徐々に荷重が降下し、変形が8mmに達した時に急激に荷重が降下して破壊した。

移動制限装置の設計では、1連分の桁自重と列車荷重にかかる水平地震力に対して、橋軸方向では固定支点の支承2つ（移動制限装置4つ）、橋軸直角方向では固定および可動支点の支承4つ（移動制限装置4つ）で受け持ち、その耐力は両方向ともほぼ等しくなるが、本実験でもほぼ同程度の耐力であった。

斜め45度方向載荷では1000kN付近が弾性限界荷重であり、1000kNを越えると塑性域に入り、2200kNで最高荷重となり、その後徐々に荷重が降下するが、17mm程度変形したところで荷重が急激に降下して破壊した。

(3) 破面調査

破壊形態および破壊の進展状況を把握するために破面を詳細に調査した。

写真-5には各供試体の破面写真とミクロ写真撮影位置を示した。写真-6には、各供試体のミクロ写真を示す。ミクロ写真は走査型電子顕微鏡（JSM-560：日本電子（株）製）を用いて撮影した。撮影点数は、各供試体について破壊の前期、中期、後期に当る箇所3点とした。

① 延性破面領域と脆性破面領域の確認

橋軸方向載荷では、ミクロ写真から、破面は全面にわたって脆性破面の特徴を示すへき開が見られる。

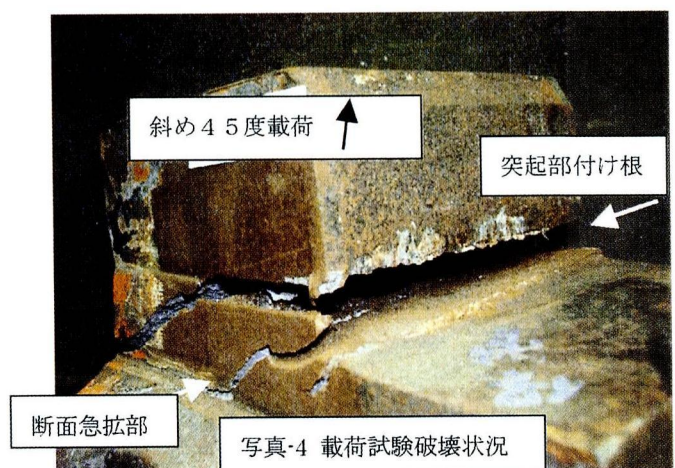
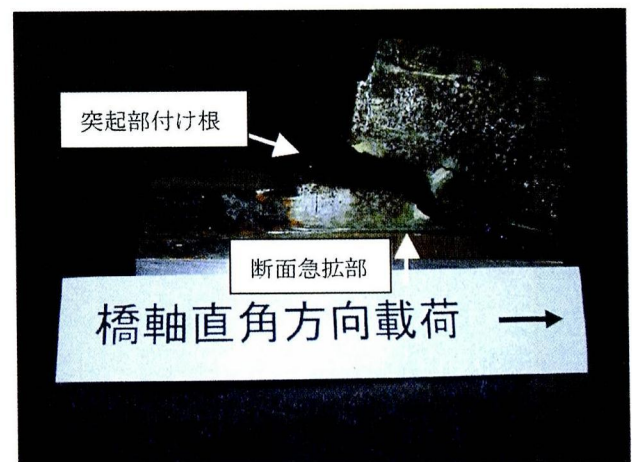
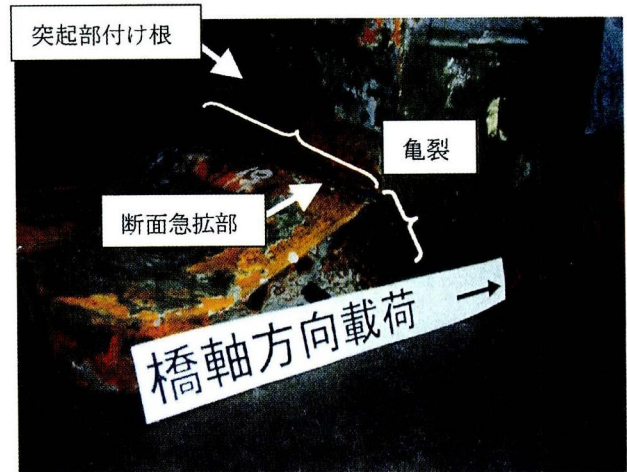


写真-4 載荷試験破壊状況

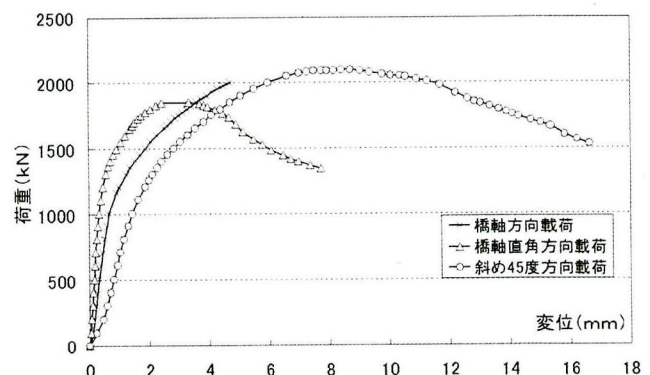


図-7 載荷試験結果（荷重変位）

橋軸直角方向載荷では、水平破面については、ミクロ写真（a 点）から延性破面の特徴を示す伸長形ディンプルが見られることがわかる。斜めせん断破面については、ミクロ写真（c 点）には脆性破面の特徴を示すへき開が見られる。この中間の破面（ボルト孔の横方向位置）についても、ミクロ写真（b 点）から、脆性破面の特徴を示すへき開が見られる。これらの破面観察から水平破面は延性破面領域、斜めせん断破面は脆性破面領域であると考えられる。斜め 45 度方向載荷では、水平破面については、ミクロ写真（a 点）から延性破面の特徴を示すせん断による伸長形ディンプルが見られる。斜めせん断破面は、ミクロ写真（c 点）から脆性破面の特徴を示すへき開が見られることがわかる。この中間の破面（ボルト孔の横方向位置）については、ミクロ写真（b 点）には、脆性破面の特徴を示すへき開が見られる。これらの破面観察から橋軸直角方向と同様に、水平破面は延性破面領域、斜めせん断破面は脆性破面領域と考えられる。

② き裂の起点の確認

橋軸方向載荷におけるき裂の起点は載荷面側突起部付け根の一段下の断面急拡大部であり、ほぼ急拡大部全線から斜め方向にせん断破壊している。ただし、どの点から破壊が始まったかは特定できなかった。

橋軸直角方向載荷におけるき裂の起点は、載荷面側の突起部付け根で、ほぼ突起部付け根全線から水平方向に破壊している。この場合も、どの点から破壊が始まった

かは特定できなかった。斜め 45 度方向載荷におけるき裂の起点は、載荷点角部である。破壊は載荷点角部を引き千切るように始まり、橋軸直角方向と同様に水平方向に進展した。

③ 破壊過程の推定

橋軸方向載荷では、破面全面が脆性破面であることから、突起部がある程度変形した後、最大荷重点付近で脆性破壊したものと考えられる。したがって、ミクロ写真の撮影箇所を破壊の前期、中期、後期にあたる箇所としたが、当該載荷の場合は、3ヶ所とも荷重 - 変位曲線においては最大荷重点近傍にあたると考えられる。

橋軸直角方向載荷では、水平にボルト孔中心付近まで（長さ約 50mm）延性的に、続いて斜め方向に（長さ約 60mm）脆性的に破壊したものと考えられる。ミクロ写真の撮影箇所の内、延性破断面領域(a 点)は、荷重 - 変位曲線において最大荷重付近、脆性破断面領域(b 点)(c 点)は最終破断位置近傍にあたると考えられる。

斜め 45 度方向載荷では、水平にボルト孔中心付近まで（長さ約 100mm）延性的に、これに続いてボルト孔中心付近を越えて、斜め方向に載荷側と反対側角部付近まで脆性的に破壊した。橋軸直角方向と同様に、ミクロ写真の撮影箇所の内、延性破断面領域(a 点)は、荷重 - 変位曲線において最大荷重付近、脆性破断面領域(b 点)(c 点)は最終破断位置近傍にあたると考えられる。

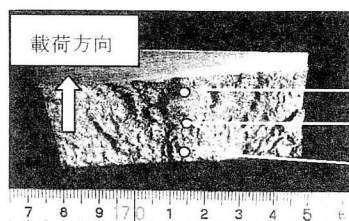


写真-5 (a) 破面写真（橋軸方向）



写真-6 (a) ミクロ写真（橋軸方向）

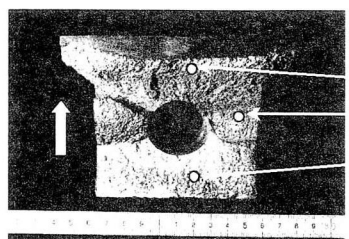


写真-5 (b) 破面写真（橋軸直角方向）

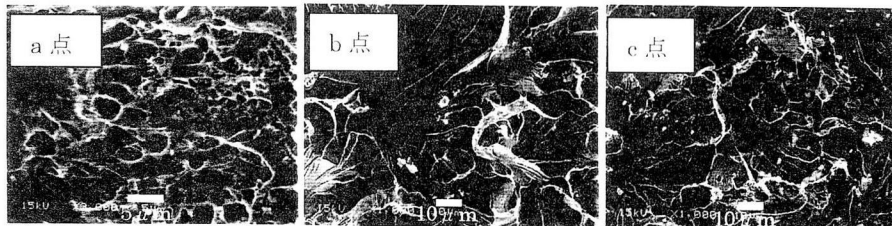


写真-6 (b) ミクロ写真（橋軸直角方向）

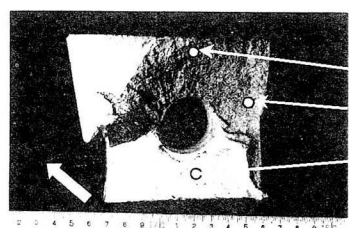


写真-5 (c) 破面写真（斜め 45 度方向）

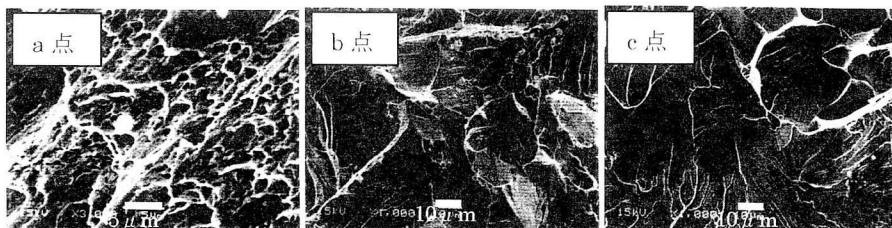


写真-6 (c) ミクロ写真（斜め 45 度方向）

(4) エネルギー吸収特性

図-8 に各供試体のエネルギー吸収量を示す。これは、それぞれの荷重-変位曲線において、脆性破壊するまでの領域の面積を求めて算出した。これによると斜め 45 度方向載荷が最もエネルギー吸収が大きく、続いて橋軸直角方向、全面的に脆性破壊した橋軸方向はエネルギー吸収量が最も低くなった。斜め 45 度の変形が大きく、エネルギー吸収性能が大きくなったのは、移動制限装置の角部の潰れによる変形が影響しているものと考えられる。

5. 解析による検討

実験の補完として、各荷重段階での歪み分布の状況について検討するために、三次元弾塑性 FEM 解析を行った。解析には、汎用 FEM 解析コード「MARC」を用いた。

また、骨組みモデルによる弾塑性地震応答解析を行ない、実橋梁における地震時の桁支承に作用する水平荷重および方向性についても調査した。

5.1 三次元弾塑性 FEM 解析

(1) 解析条件

① 解析モデル

解析モデルを図-9 に示す。使用した要素は、解析精度、収束性、計算の安定性および結果整理の容易さを勘案して、20 節点立体アイソパラメトリック要素 (MARC 要素 21) を用いた。節点は 3 自由度とし、境界部分は自由度を低減した。特に応力集中箇所である突起付け根 R 部については、1 つの要素内で応力が大きく変化しないように配慮する必要がある、解析結果がほぼ収束すると判断できるメッシュ深さ (0.6mm 以下) とした。また、自重は無視した。

② 境界条件

実験では高力ボルト 8 本による摩擦接合で載荷治具に締結されている。この部分は、支承底面が全ての自由度に対して固定 (完全固定) されている条件で解析を行った。その他は実験での条件と同じとした。

③ 載荷条件

解析は橋軸方向および橋軸直角方向について行ない、弾性域で実験での降伏荷重を 10 分割、塑性域では実験での塑性変位を 10 分割した程度で漸増させた。

載荷治具の当り面の寸法は 45mm 厚であるが、移動制限装置の高さは 43mm (橋軸方向接触面は 33mm) であるので、移動制限装置全高に対して一様分布の載荷とした。移動制限装置の変形が進むと、高さ方向に一様な載荷荷重が作用していない可能性が高いが、この点は無視した。荷重の方向は初期形状に対する水平方向とし、載荷面の変形、治具変形による荷重傾斜も無視している。

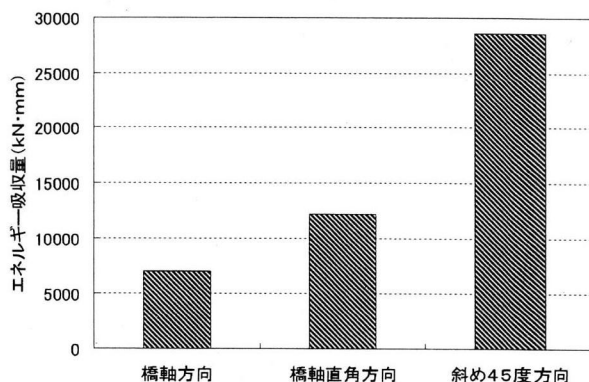


図-8 エネルギー吸収量の比較

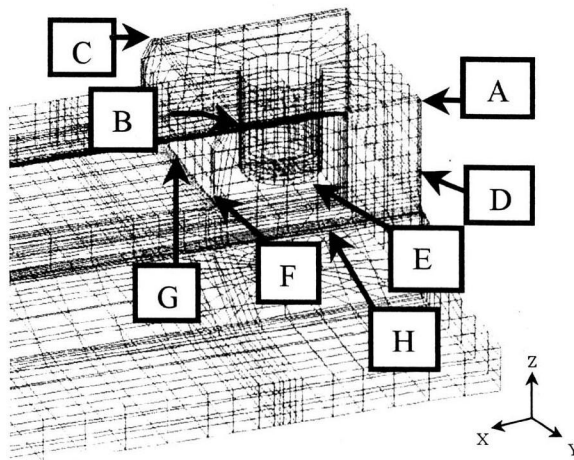


図-9 三次元弾塑性 FEM 解析モデル

④ 材料特性

材料特性には引張試験により得られた応力-歪関係を曲線近似して用いた。ポアソン比を 0.3、降伏条件にミーゼスを適用し、降伏以降の特性はプラントル-ロイスの応力歪み関係式を用い、支承の解析に先立って材料引張試験を FEM でシミュレーションしてその妥当性を確認した。なお、単調載荷なので、等方硬化則を適用した。

(2) 解析結果

① 実験結果との比較

図-10 に橋軸および橋軸直角方向の荷重-変位を実験との比較で示す。変位は実験で測定した突起部の端部の値である。どちらの載荷方向も 1100kN 程度において降伏域に達することがわかる。実験においても橋軸方向載荷で 1010kN、橋軸直角方向載荷では 1100 kN 程度で降伏域に達し、解析と実験ではほぼ一致している。しかし、降伏点変位については、橋軸方向載荷では 0.5mm 程度、橋軸直角方向載荷で 0.2mm 程度解析値が小さくなる。この差は、実験においてはボルトによる摩擦接合、解析においては完全固定としているため、実験における剛体変位が要因と考えられる。

図-11 に橋軸方向載荷における歪の測定値と解析結果との比較を示した。この図では歪の小さな領域および歪の発生方向は比較的合っているが、歪の大きな領域では

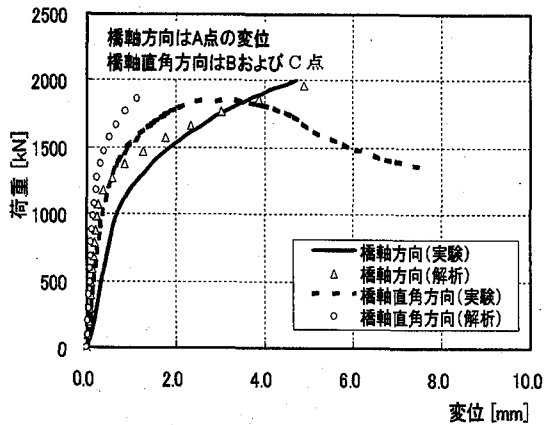


図-10 解析結果の比較 (荷重-変位)

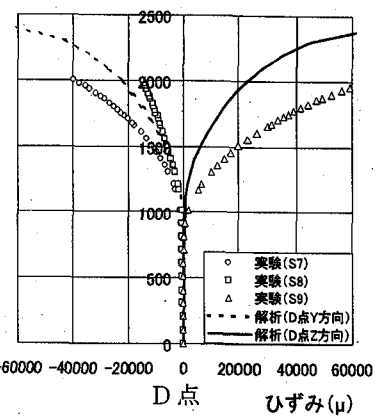
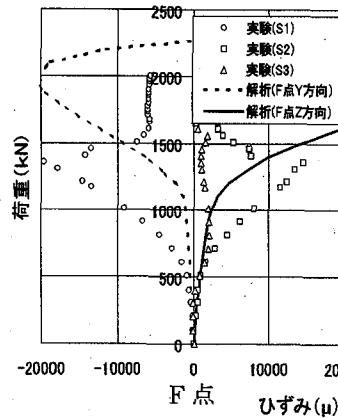


図-11 解析結果の比較 (歪: 橋軸方向)

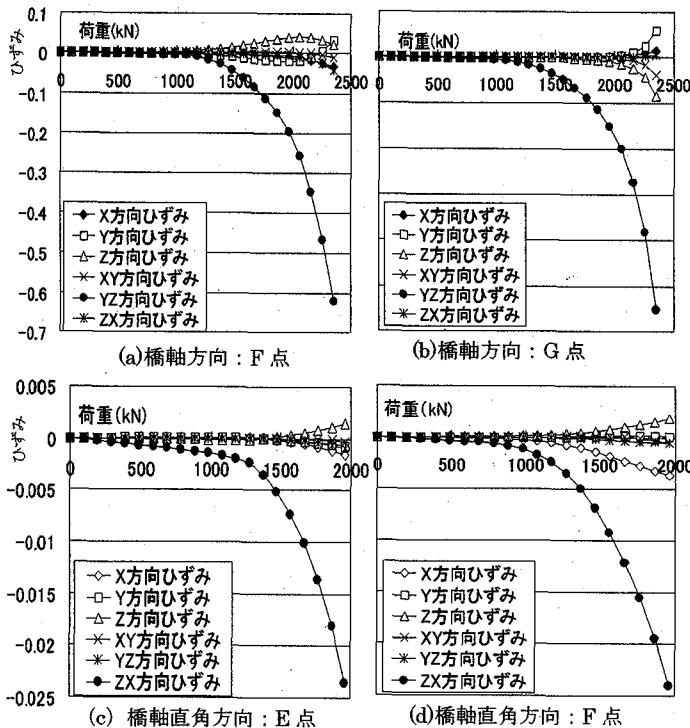


図-12 歪成分比較

測定値と合わない。このことは、測定値に荷重方向の変形のほか、ポアソン比によるゲージ面外の変形の影響があるためと考えられる。

② 歪成分

図-12 に突起付け根 R 部を通る平面について、解析における荷重歪関係を歪成分の比較で示す。

橋軸方向荷重における着目点は、図-9 に示す F 点、G 点で、曲げによる歪み (Z 方向) と荷重方向の圧縮歪み (Y 方向) およびねじれの影響により ZX 方向のせん断歪みも多少出てくるものの、荷重方向のせん断歪み (YZ 方向) が圧倒的に卓越している。

橋軸直角方向荷重での着目点は、図-9 に示す E 点、F 点で、曲げによる歪み (Z 方向) と荷重方向の圧縮歪み (X 方向) も多少出てくるものの、せん断歪み (ZX 方向) が圧倒的に卓越していることがわかる。

③ 歪分布

② で述べたように、橋軸方向荷重および橋軸直角方向荷重において、歪成分のうち荷重方向のせん断歪が圧倒的に卓越している。このことから、突起付け根平面のせん断歪みについて分布状況を調査した。

図-13 に橋軸方向降伏荷重時 (1100kN) のせん断歪み (YZ 方向) 分布を示す。平面 (突起付け根) における歪分布図を見ると、この時点でボルト孔から荷重側のかんりの部分がせん断降伏歪 (0.00175) に達している。また、左右が非対称な構造に荷重する形となり、捩じられる変形が生じていること、図の左側に存在する突起付け根 R 部において応力集中が発生し、非荷重面であるにも係らず、この R 部から塑性化が進行していること、ボルト孔近傍に大きな歪が発生していることが窺える。側面における立面での歪分布図からは、突起付け根 R 部に応力集中を伴う大きな歪が発生し、突起付け根 R 部に沿ってほぼ水平に高歪領域が進展していることが窺える。一方、中心軸立面での歪分布図では、突起付け根の一段下にある断面急拡大部で歪が大きくなっており、この点からボルト孔底部に向かって高歪領域が進展している。

これから、破壊形態を推定すると、突起付け根部平面の両側面側から歪が大きくなって行き、ボルト孔部及び荷重面の下部から進展した高歪領域につながる形で破壊してゆく状況が想定される。これより、曲げよりも捩じりを伴うせん断での変形が支配的となっていることが窺える。また、突起付け根部の一段下にある断面急拡大部での歪集中度が大きくなっており、この点からボルト孔底部にき裂が生じたことも実験結果と概ね合致する。

図-14 に橋軸直角方向降伏時 (1100kN) のせん断歪み (ZX 方向) 分布を示す。平面 (突起付け根部) における歪分布図を見ると、ボルト孔から荷重側がほぼ降伏歪に達している。この時点からボルト孔の存在によって断面欠損している部分に応力の再配分が行われ、変位の増加が著しくなり、荷重変位曲線に見られる塑性化の現象を裏付けている。中心軸立面における歪分布図では、ボルト孔前面に若干の弾性域が残っているが、側面における立面歪分布図ではやや大きい値となっている。ボルト

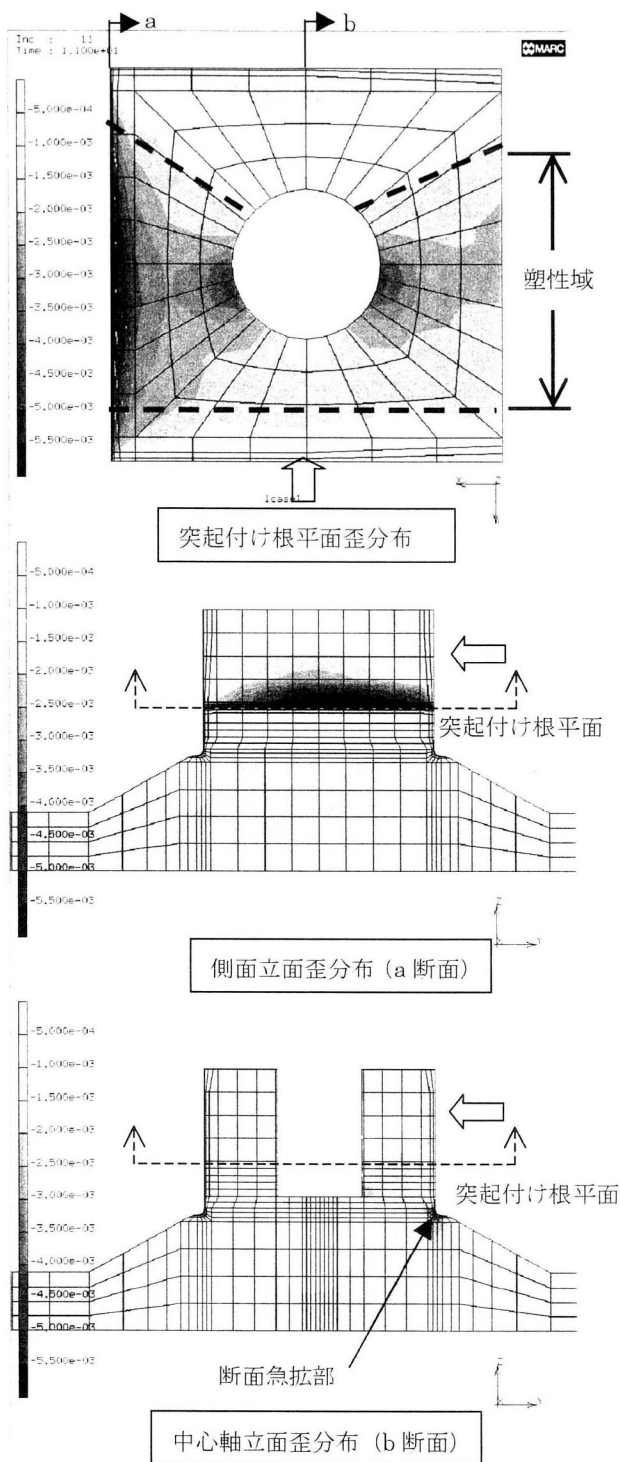


図-13 橋軸方向荷重せん断歪み (YZ) 分布図

孔の変形によって応力が緩和される傾向にあるものと思われる。

5.2 骨組みモデルによる弾塑性地震応答解析

(1) 解析条件

地震時に移動制限装置に作用する力の応答値を算定するため、汎用 FEM 解析コード「ABAQUS」を用いて、図-1 に示す鋼製ヒンジラーメン橋脚を有する橋梁の三次元フレーム弾塑性地震応答解析を行った。

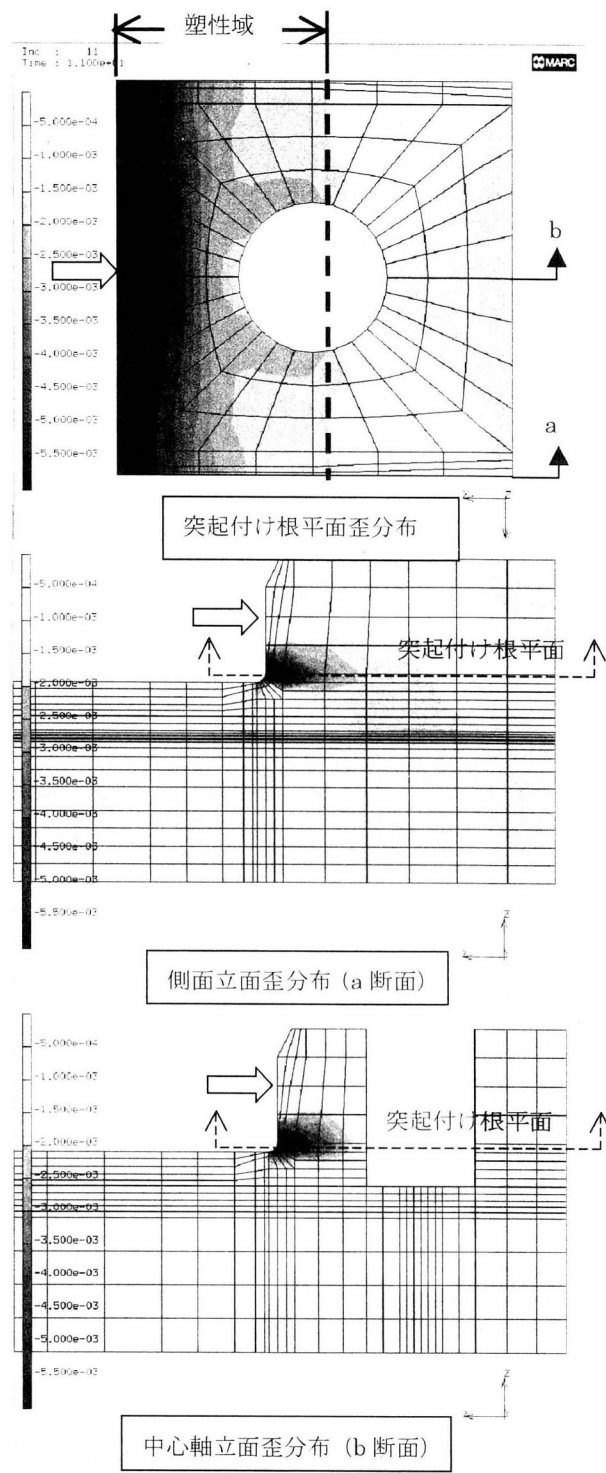


図-14 橋軸直角方向荷重せん断歪み (ZX) 分布図

① 部材特性およびモデル化

図-15 に解析モデルを示す。4 径間の橋梁を骨組み多質点系立体モデルとし、ねじりを含む三次元の橋梁全体の挙動を考慮できるようにした。

下路プレートガーダーの主桁、横桁、斜材、縦桁を梁要素で表し、主桁と横桁、横桁と斜材などは剛体要素でつないだ。歩道は質量のみを主桁に加えた。斜材は SS400 を、他は SM400 として弾性特性を設定した。

ラーメン橋脚は基部ほど断面が縮小されているため、

橋脚部分を幾つかのほりに分割し、断面寸法をそれぞれのほり要素の端と端の平均を用いて、断面特性を表現した。また、橋脚の一部にはコンクリートが充填されているため、累加方式で断面二次モーメントを考慮した。鋼材はSM400Aとした。柱コンクリート充填部直上については、別途室内交番載荷試験の結果およびFEM解析の結果から、図-16に示すような塑性ヒンジ（局部座屈）が発生し、破壊する結果となったため、この部分に実験結果を考慮した回転塑性バネを設定した⁹⁾。RC橋台は梁でモデル化し、文献¹⁰⁾で非線型性を考慮した。なお、基礎における地盤バネは考慮に入っていない。

支承は桁固定支承、桁可動支承、脚部ピボットシュアがある。本研究では、橋梁全体の挙動を把握するために、それぞれの支承が損傷する前後の挙動をできる限り忠実に再現できるように支承モデルを工夫した。すなわち、桁支承については、図-17に示すように、橋軸および直角方向にトラス要素を設置し、その要素へ図-18のような非線形特性を与える。その場合、移動制限装置に耐力以上の力が加わった時点で、挙動を動摩擦による挙動に変化させるようにした。図-18のF2およびF3は別途行った振動実験による結果¹¹⁾を、F1については「4.単調載

荷実験」結果の降伏点荷重を用いた。ピボットは鉛直方向と回転が拘束されておらず、死荷重以上の力が加わった時に浮き上がると考えられる。よって、最初は弾性的に挙動し、地震動により死荷重以上の力が上方に加わった場合に、変位が拘束されない状態として図-18に示す特性を設定した。回転抵抗についても別に行ったピボットの回転挙動試験結果を用いた。

② 入力地震波

兵庫県南部地震（JR 鷹取駅）で観測された地震波の東西成分を橋軸方向に、南北方向を橋軸直角方向に、鉛直成分を鉛直方向に0.01秒ごとに10秒間入力した。

③ その他

本解析では列車荷重を載荷していない。また、レールの影響も無視している。

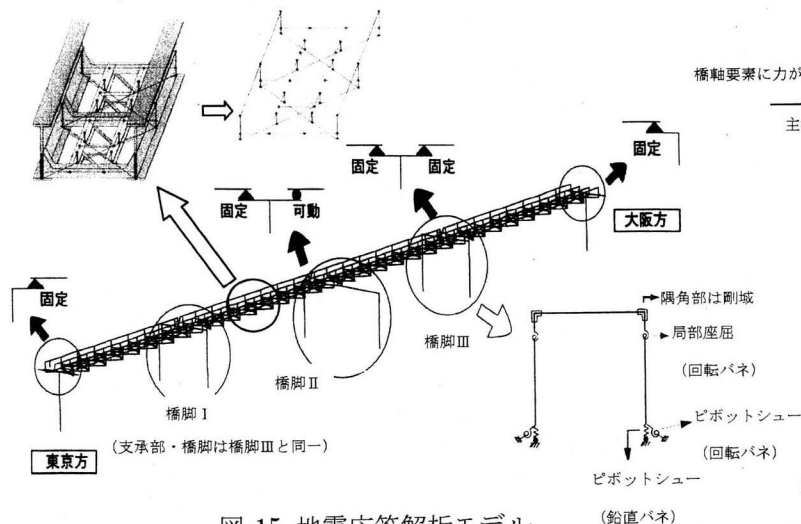


図-15 地震応答解析モデル

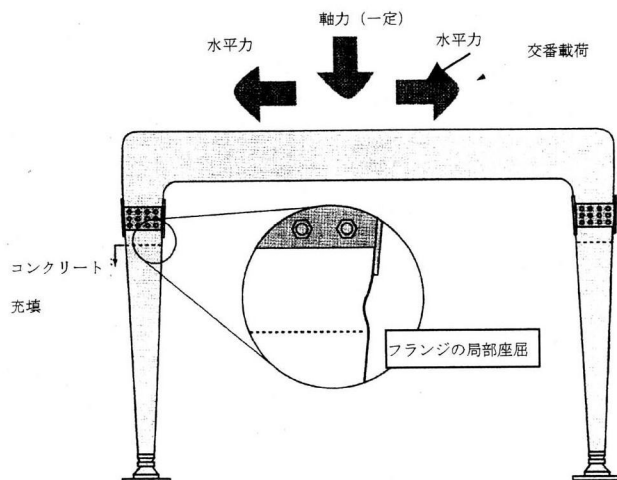


図-16 鋼製ラーメン橋脚実験破壊状況

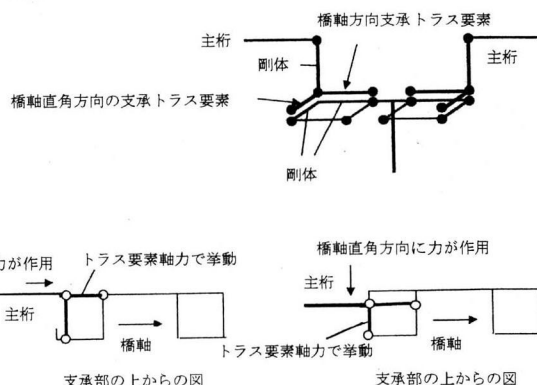


図-17 桁支承モデル

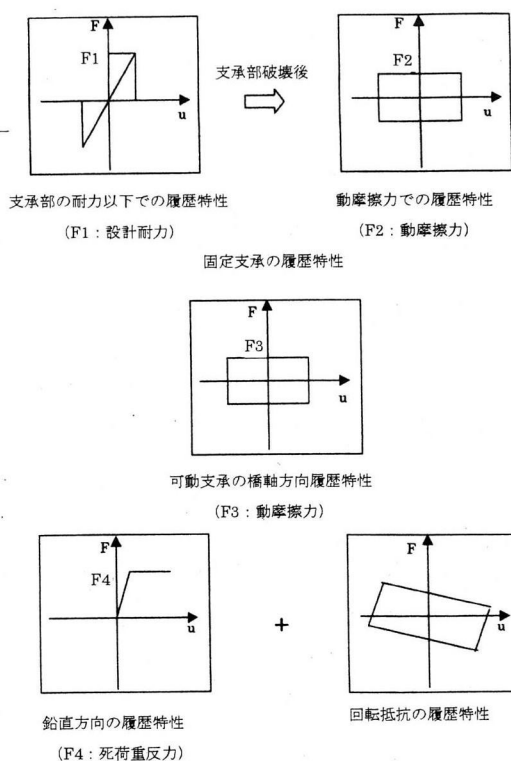


図-18 支承の非線型特性

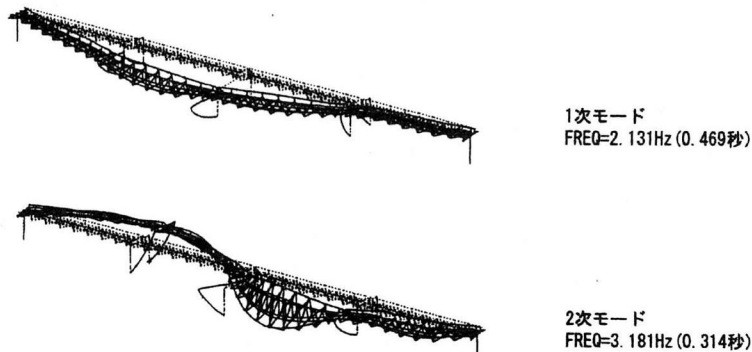


図-19 橋梁振動モード

表-4 支承の破壊順序

損傷箇所	損傷時間
②	2.360秒
⑮	2.368秒
⑯	2.376秒
①	2.384秒
⑬	2.520秒
④	2.608秒
③	2.624秒
⑫	2.646秒
⑥	2.787秒
⑭	3.117秒
⑤	5.796秒

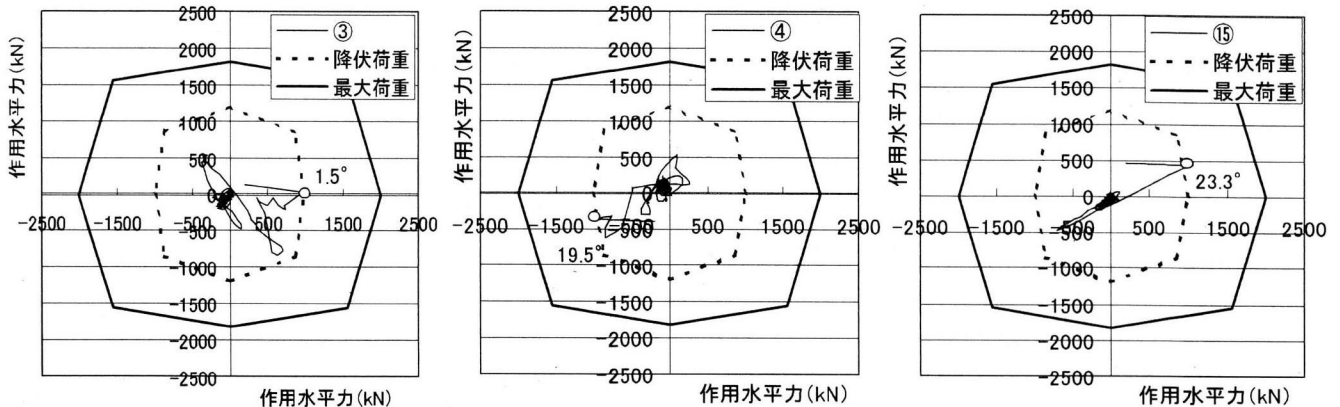


図-20 桁支承における地震作用方向 ※番号は図-1 に示す支承位置

※縦軸：橋軸直角方向，横軸：橋軸方向

(2) 解析結果

① 振動モード

図-19 に振動モードを示す。一次および二次の低次のモードは橋軸直角方向の変形が主体となった。

② 桁支承の破壊状況

橋軸方向は、図-1 に示す⑦⑧⑨⑩⑪の支承以外は全て破壊した。表-4 に破壊の進展状況を示す。破壊は最初に RC 橋台上の支承部が壊れ、徐々に中央に進展する。一方、直角方向は破壊に至らなかった。ここで破壊とは、実験での荷重 - 変位関係において線形を呈する限界で、橋軸方向では 1010kN、橋軸直角方向では 1100kN、斜め 45 度方向では 1000kN の荷重に達した時点（以降、降伏荷重という）を示す。

③ 地震により桁支承に作用する力の方向

図-20 に地震により支承に作用する力の方向ベクトルを時刻歴で示した。図には、橋軸方向、橋軸直角方斜め 45 度方向について、それぞれ降伏荷重および最大荷重（実験の荷重 - 変位関係における荷重の最大値）を直線で結んだ 8 角形も示した。即ち、これら 8 角形は桁支承に対して多方向に作用する地震力のそれぞれ降伏荷重条件および最大荷重条件を示している。図からは本解析において、橋軸方向への作用力が顕著であることがわかり、降伏時には橋軸方向に対して 1.5°～23.3° の範囲で地震による力が作用する。これは、図-19 の振動モードから変形は主に橋軸直角方向に出ることも考慮すると、地震

時には桁が水平横方向にたわみ、その反力として支承橋軸方向に付加荷重が加わるためと考えられる。検討した橋梁の桁は単線用開床式下路桁であることから、水平横方向に対して一般に剛性が低いことも要因と考えられる。

6. 塑性域を考慮した桁支承耐力の簡易評価法の検討

桁支承の耐力は、降伏荷重あるいは最大荷重の 2 つが考えられる。最大荷重は 4.4(3)③で述べたように、き裂を伴う破壊開始時点と考えられ、その時点の耐力を決めるには、き裂発生箇所の限界歪を定義しなければならない。しかし、このき裂発生限界歪およびその進展は、文献¹²⁾および 3.3(1)④によると鑄鋼の場合、温度および載荷速度により影響を受ける。また、既設の支承は材質が不均一である可能性が大きく (3.3(3))、それが破壊時点の限界歪に影響することが明らかとなった (3.3(1)④)。したがって、最大荷重は様々な要因の影響を受けると考えられ、その評価は容易でない。そこで、新設支承の設計および既設支承の評価に用いる耐力として、ここで降伏荷重を考えその評価法を検討する。

5.1(2)②から降伏荷重を決定するのは主に突起付け根平面の載荷方向のせん断成分である。

また、図-13、14 より降伏時点では断面の約 50% の領域がせん断降伏歪みに達する。このことから、簡易な耐力評価方法として、降伏時のせん断応力分布を図-21 のように、断面の 50% をせん断降伏応力、それ以外をせん

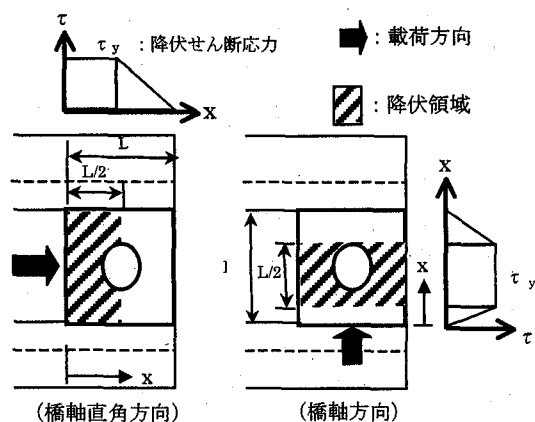


図-21 降伏時のせん断応力分布の仮定

断応力 0 まで直線低減する台形の応力分布と仮定した。これによりせん断耐力を算出すると、どちらの方向も約 1130kN となる。実験において、橋軸方向が 1010kN、橋軸直角方向が 1100kN となることから、本実験と同様の形状および材質のものであれば 10% 程度の誤差で推定できることとなる。しかし、精度については形状や材料特性の違い等を含めて、さらに検討をする必要がある。

7. 結論

(1) 材料試験

- 1) JIS5101 に示す SC450, SC480 の値に対して、降伏点と引張強さは規格を満足しているが、伸びは規格下限値以下のものもあり、ばらついている
- 2) 衝撃値は JIS に規格はないが、SCW 材の規格値に対しては若干低めである。
- 3) SC46 の限界 CTOD は 0.007~0.466mm となり、試験温度が高くなるほど限界 CTOD 増加し、荷重速度が増加するほど限界 CTOD は減少する。また、SM41, SS41 と比較すると靱性に劣る。
- 4) 全体は熱処理（焼ならし：normalizing）を施した組織であるが、部分的に鑄造のままの組織が残存した不均一な組織となっている。

(2) 荷重実験

- 1) 橋軸方向荷重では、荷重面側の突起付け根部より一段下の断面急拡大部から斜め方向に脆性的な破壊が生じた。斜め方向に生じたき裂の破面ミクロ写真からき裂が脆性的に生じたものであることがわかり、荷重はき裂発生後に降下したものと考えられる。
- 2) 橋軸直角方向荷重では、最大荷重付近で荷重面側の突起付け根からボルト孔中心まで水平に 50mm 延性的な破壊が生じ、その後荷重が急落する時点で斜め方向に脆性的な破壊が発生した。
- 3) 斜め 45 度方向荷重では、最大荷重付近で荷重点角部を引きち切るように変形し、突起付け根からボルト孔中心まで水平に 100mm 延性的な破壊が生じ、その後荷重の急落時点で斜め方向に脆性的な破壊が生じた。

(3) FEM 解析

FEM 解析では、歪の主成分が荷重方向のせん断歪みであること、また、せん断歪分布状況から降伏荷重を決定しているのは突起付け根平面であることがわかった。

(4) 地震応答解析

地震応答解析をおこなった結果、桁支承の破壊は RC 橋台から順に橋梁中央に進行すること、橋梁の低次モードは橋軸直角方向の変形が主であること、桁支承に作用する荷重は橋軸方向が主であることがわかった。但し、これは特定の地震波を特定の方向に入力して得た結果であり、他の地震波についても検討を要する。

(5) 支承耐力の簡易評価法

桁支承移動制限装置の降伏荷重を水平耐力とし、簡易評価法として突起付け根平面に対して、台形のせん断応力分布を仮定し、せん断力を算出する方法を提案した。

参考文献

- 1) 安原, 市川, 村田, 杉本, 川井: 鋼鉄道橋支承部の損傷と復旧, 橋梁と基礎 pp65-68 1996.8
- 2) 財) 鉄道総合技術研究所: 兵庫県南部地震鉄道被害報告書, 鉄道総研報告 (特別第 4 号) 1996.4
- 3) 町田: 桁式コンクリート鉄道橋支承部の耐震設計に関する研究, 鉄道技術研究所報告 No.1175 1981.3
- 4) 長谷川ほか: 既設鋼製支承 (BP-A) の水平耐荷力に関する実験的研究, 第 57 回土木学会年次学術講演会 I-399, 2002.9
- 5) 長谷川ほか: 既設鋼製支承 (BP-A) の水平耐荷力に関する解析的研究, 第 57 回土木学会年次学術講演会 I-400, 2002.9
- 6) 岡下, 大南, 道場, 山本, 富松, 丹治, 三木: 兵庫県南部地震による神戸港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討, 土木学会論文集 No.591/I-43 pp243-261 1998.4
- 7) 矢川元基: 破壊力学 (理論・解析から工学応用まで) 10.破壊靱性試験と破壊靱性データ, 培風館
- 8) 日本金属学会: 金属組織写真集 (鉄鋼材料編), 1979.3
- 9) 鎌田ほか: 多径間既設鉄道橋の耐震評価, 第 56 回土木学会年次学術講演会 I-A132, 2001.10
- 10) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計) 平成 11 年 10 月
- 11) 安原, 藤橋, 伊藤, 市川: 多径間既設鉄道橋梁の耐震評価および耐震性能向上に関する研究, 鉄道技術連合シンポジウム講演論文集 pp703-704 2001.12
- 12) 栄藤, 三原, 三木: 兵庫県南部地震により鑄鋼管ラーメン橋脚に生じた脆性破壊の原因調査, 土木学会論文集 No.591/I-43 pp263-272 1998.4

(2002年9月13日受付)