

船場センタービル鋼製立体ラーメン橋脚の耐震性評価 と支承逸脱および橋脚落下防止構造について

大阪管理部 調査設計課 長 沼 敏 彦
大阪建設局 建設企画部 設計課 西 岡 勉
大阪管理部 保全第一課 野 崎 悟

要 旨

船場センタービル上に設置されている鋼製立体ラーメン橋脚9基は橋軸方向に1～2径間、橋軸直角方向に2～4径間の立体ラーメン構造で、橋脚基部はビル上のピボット支承により支持されている。このような構造形式については、まだ明確な耐震補強法が確立されておらず、今回、動的解析を含めて橋脚の耐震性の評価および補強法を検討した。

今回の検討においては、レベル1地震（震度法）に対して弾性微小変位解析、レベル2地震（保耐法）に対しては非線形動的解析および弾塑性有限変位解析により評価した。また、ビル上でピボット支承を介して橋脚が設置されている特殊な立地条件から、落橋防止システムとして、大地震時にラーメン橋脚基部に発生する上揚力、水平力でピボット支承が損傷しても支承が脊座部から逸脱するのを防止する支承逸脱防止構造について検討した。

本稿は、これらの検討の結果を報告するものである。

キーワード：鋼製橋脚、立体ラーメン構造、レベル1地震、レベル2地震、耐震性評価、支承逸脱防止構造、落橋防止システム

まえがき

船場センタービル上の鋼製橋脚9基は昭和40年代中期に建設され、橋軸方向に1～2径間、橋軸直角方向に2～4径間の立体ラーメンであり、柱基部にピボット支承を設置することによりビルへ曲げモーメントを伝達しない構造が採用されている。橋脚形状の1例を図-1に示す。

鋼製ラーメン橋脚の耐震性の評価方法については研究途上にあり、現行の道路橋示方書¹⁾²⁾(以下、H8道示)にも明確な規定がない。ここではレベル1（震度法）地震に対して弾性微小変位解析、レベル2（保耐法）地震に対しては非線形動的解析および弾塑性有限変位解析を実施し、耐震性の評価を試みた。また、ビル上に橋脚が位置する立地

条件を考慮して地震時に橋脚基部に発生する上揚力、水平力に対してピボット支承が損傷し、脊座部から支承が逸脱するのを防止し、橋脚がビルから落下するのを防ぐ構造を検討した。

本稿は、これらの検討の一例として、東P143と東P144で構成される立体ラーメンの結果を報告するものである。

1. レベル1地震に対する耐震性

1-1 弾性微小変位解析

鋼製立体ラーメン橋脚のレベル1地震に対する耐震性を評価するため、断面に対して支配的となる軸力および曲げモーメントについて震度法レベルの発生力と部材の許容応力度を比較した。また、

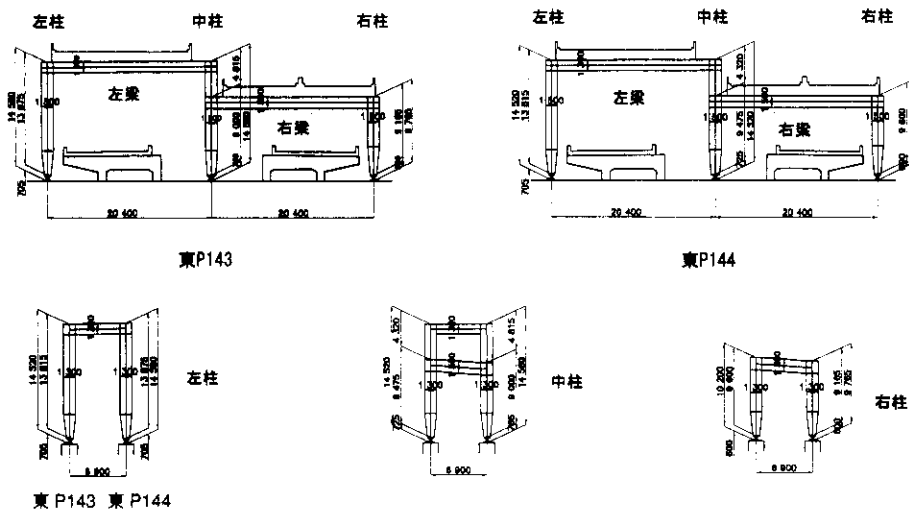


図-1 鋼製立体ラーメン橋脚の例

許容応力度を超えた場合の評価として非線形挙動に関する圧縮補剛板の座屈パラメータ、補剛材剛比³⁾を確認した。

レベル1地震の発生力は弾性微小変位解析を用いてH8道示の震度法の設計水平震度に相当する水平力を立体モデルに載荷して算出した。発生力に対する各部材の許容応力度の照査は軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の照査式^{1),4)}により行った。東P143-144の主な断面位置で上記照査で得られた安全率と圧縮補剛板の座屈パラメータ (R_F , R_R , R_L), 補剛材剛比 (γ/γ^*) を表-1に示す。左柱、中柱の柱上部において安全率が1を下回っている。これは建設時の鋼道路橋示方書(以下、S39道示)⁵⁾とH8道示における断面設計手法や解析手法の差異によると考えられる。また、座屈パラメータ、補剛材剛比がある制限値内であると補剛板、板パネル、縦補剛材の終局強度が降伏点を上回りかなりの塑性変形が生じるまで局部座屈の発生が抑えられる。表-1からこれらのパラメータが制限値内³⁾にない箇所がかなり存在することがわかった。以下に震度法レベルでも強度不足となる部材が発生する主要な原因である設計手法の差異について述べる。

1-2 建設時と現行の設計手法の差異

(1) 局部座屈の考慮

H8道示に示されるとおり圧縮補剛板は局部座屈を考慮して許容応力度を低減し、耐震設計上じ

表-1 安全率と圧縮補剛板パラメータ、補剛材剛比

部材	断面位置	安全率	圧縮補剛板パラメータ、補剛材剛比 ²⁾			
			R_F	R_R	R_L	γ/γ^*
		≥ 1.0	≤ 0.4 (制限値)	≤ 0.4 (制限値)	≤ 0.5 (制限値)	≥ 1.0 (制限値)
左柱	柱上部	0.85	0.94	0.67	0.76	0.45
	隅角部直下	1.96	0.67	0.22	0.76	0.05
中柱	柱上部	0.78	0.94	0.67	0.76	0.45
	隅角部直下	1.92	0.67	0.22	0.76	0.05
右柱	柱上部	1.05	0.94	0.67	0.76	0.45
	隅角部直下	1.96	0.65	0.21	0.76	0.05
左梁(橋軸直角方向)	左側	2.04	0.55	0.24	0.76	0.14
	中央	1.39	0.30	0.51	0.76	3.09
	右側	2.00	0.63	0.27	0.76	0.13
右梁(橋軸直角方向)	左側	2.50	0.35	0.30	0.76	0.30
	中央	2.56	0.35	0.33	0.76	0.93
	右側	2.38	0.35	0.22	0.76	0.11

ん性を期待する部材に対しては許容圧縮応力度が低減されないような剛性を圧縮補剛板が有するよう規定している。しかし、S39道示においてはこれらの規定が示されておらず、H8道示により照査した結果、断面の必要最小板厚・剛度は満足しているものの表-1に示すとおり座屈パラメータ (R_F , R_R , R_L), 補剛材剛比 (γ/γ^*) が制限値を満足していない部材があり、耐震設計上、じん性を十分確保できないため局部座屈を防ぐ目的で部分補強するか許容応力度を低減する必要がある。

(2) 解析手法

建設時における解析手法は死荷重および橋軸直角方向地震荷重に対して平面ラーメンの断面力、橋軸方向地震荷重に対しては平面ラーメンもしく

は立体ラーメンのうち大きい方の断面力を用いて断面を決定している。しかし、支持している2つ以上の上部構造の重量に差がある場合、例えば東P70-72に対して立体モデルを用いた解析結果によると、橋軸直角方向の地震荷重により面内曲げモーメントの30%程度の面外曲げモーメントが同時に発生する。H8道示では部材の2軸曲げの状態を考慮した安定の照査を行うが、S39道示では面内・面外を各々個別の挙動としてとらえており、面内・面外の断面力が同時に発生するような構造を考慮していない。

(3) 付加曲げモーメント (P- δ 効果) の考慮

軸圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材ではたわみ変形により付加曲げモーメント(以下、P- δ 効果)が発生する。H8道示では応力度、安定照査の中にこの影響を考慮し、許容応力度を低減する方法により部材の座屈に対する安全性を確認している。しかし、S39道示には付加曲げモーメントを考慮するような項目はなく、応力度の重ね合わせに対して、許容軸圧縮応力度または許容曲げ圧縮応力度との比較により座屈に対する安定照査を行っている。

2. レベル2地震動に対する耐震性

2-1 非線形動的解析

(1) 解析条件

鋼製ラーメン橋脚の場合、巨大地震時には局部座屈や塑性化する断面が複数箇所にも生じる可能性があるが、このように塑性ヒンジが複数発生する鋼製橋脚に対しては地震時保有水平耐力法が適用できない。そこで、鋼製立体ラーメン橋脚の地震時挙動を把握するために東P143-144橋脚を対象として非線形動的解析を実施した。

以下に解析条件を示す。

- ① 橋軸方向、橋軸直角方向の2方向について解析を行う。
- ② 動的解析に用いる入力地震波には第3種地盤のタイプII-1の標準波⁷⁾を用いる。
- ③ 復元力特性は部材の非線形性を考慮するた

めに鋼製橋脚の寸法制限補強の耐震性照査で用いられているトリリニア型のM- ϕ 関係³⁾を用いる。

- ④ 各部材に対する終局曲げモーメントは軸力変動の影響を考慮して評価する。
- ⑤ P- δ 効果を考慮する。
- ⑥ 隅角部は剛体とし、柱基部はピン結合とする。
- ⑦ 部材の減衰定数はすべて1%とする。
- ⑧ 荷重条件として現況死荷重以外に今後付加される可能性のある裏面板・床版補強鋼板等の荷重⁸⁾を考慮する。

(2) 発生曲げモーメントと終局曲げモーメントの比較

東P143の主要な断面について発生曲げモーメントと断面の圧縮側ひずみで規定される終局状態 (STATE II) の曲げモーメント (Mu_2)⁹⁾ の比較を表-2に、東P143-144の Mu_2 を超過した箇所を橋軸、橋軸直角方向地震荷重について図-2、3にそれぞれ示す。

橋軸方向では東P143,144とも中柱の柱上部位置で発生曲げモーメントが Mu_2 に達している。橋軸直角方向では東P143,144の中柱、右柱の柱上部、東P144の右梁左右部で Mu_2 に達している。

東P143-144は6本の柱の下端がヒンジ構造の9次の不静定構造物であり、塑性ヒンジが10箇所以上となった時に構造上不安定となり、終局状態

表-2 発生曲げモーメントと終局曲げモーメントの比較 (東P143)

部材	断面位置	橋軸方向			橋軸直角方向		
		発生曲げ M(10 ⁹ N・m)	STATE II の曲げ Mu2(10 ⁹ N・m)	比率 M/Mu2	発生曲げ M(10 ⁹ N・m)	STATE II の曲げ Mu2(10 ⁹ N・m)	比率 M/Mu2
左柱	柱上部	9.8	10.5	0.93	11.4	11.9	0.96
	隅角部直下	12.9	22.5	0.57	13.5	27.6	0.49
中柱	柱上部	11.7	10.2	1.15	12.0	11.9	1.01
	隅角部直下	15.4	26.3	0.59	19.4	30.0	0.65
右柱	柱上部	9.5	10.5	0.90	12.3	12.0	1.03
	隅角部直下	12.3	20.3	0.61	17.6	27.2	0.65
左梁(橋軸 直角方向)	左側	4.0	24.2	0.17	17.2	30.7	0.56
	中央	3.8	8.4	0.45	11.5	11.5	1.00
	右側	5.2	16.5	0.32	16.7	22.0	0.76
右梁(橋軸 直角方向)	左側	4.1	17.6	0.23	12.9	21.0	0.61
	中央	2.6	9.4	0.28	12.3	12.8	0.96
	右側	4.3	19.6	0.22	17.4	24.9	0.70

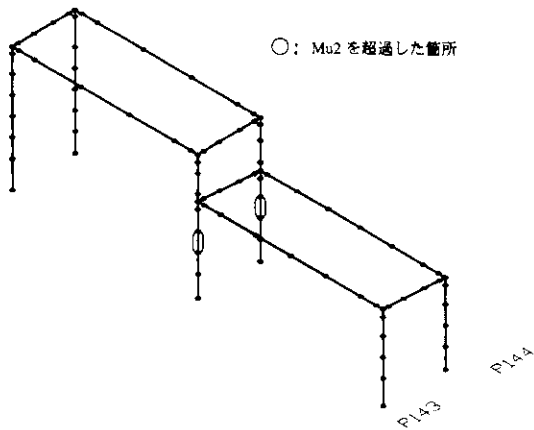


図-2 Mu2を超過した箇所（橋軸方向入力）

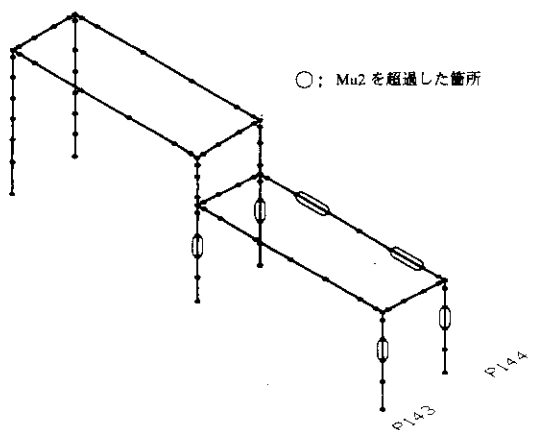


図-3 Mu2を超過した箇所（橋軸直角方向入力）

と判定することとする。解析結果においてMu2を超過した箇所を塑性ヒンジと考えると、橋軸方向の解析で2箇所、橋軸直角方向で6箇所の塑性ヒンジが発生する。各方向の解析で塑性ヒンジ数は不静定次数を超えるまでに達しておらず、構造物全体の崩壊には至らないものと判断される。

(3) P-δ効果と軸力変動の影響

P-δ効果の影響の有無による東P143の柱上部、隅角部直下の最大曲げモーメントの比較を表-3に、柱上端の最大加速度、最大変位の比較を表-4に示す。P-δ効果を考慮した場合と無視した場合でその差は6~7%以内であり、その影響は小さい。また、9基の橋脚の中でラーメン形状の縦横比から最も軸力変動が大きいと考えられる東P143-144で、東P143の左柱の軸力変動とその軸力を考慮した柱上部のMu2を表-5に示す。常時の軸力下でのMu2と軸力変動を考慮したMu2の差は大きくても5~6%であり、終局曲げ

表-3 P-δ効果による発生曲げモーメントの比較（東P143）

部材	断面位置	橋軸方向		
		最大曲げ① (P-δ考慮) (10 ⁶ N・m)	最大曲げ② (P-δ無視) (10 ⁶ N・m)	比率 ①/②
左柱	柱上部	14.7	14.3	1.03
	隅角部直下	10.4	10.5	0.99
中柱	柱上部	15.3	14.4	1.06
	隅角部直下	10.7	10.4	1.03
右柱	柱上部	13.1	13.0	1.01
	隅角部直下	9.8	9.8	1.01

表-4 P-δ効果による最大加速度、最大変位の比較（東P143）

部材	断面位置	橋軸方向			橋軸直角方向		
		最大加速度① (P-δ考慮) (gal)	最大加速度② (P-δ無視) (gal)	比率 ①/②	最大変位③ (P-δ考慮) (cm)	最大変位④ (P-δ無視) (cm)	比率 ③/④
左柱	柱上端	958	1,002	0.96	53	54	0.98
中柱	柱上端	683	666	1.03	28	28	1.00
右柱	柱上端	926	922	1.00	8	8	1.00

表-5 東P143左柱の軸力変動と柱上部断面の終局曲げモーメント

	軸力 (10 ⁶ N)	橋軸方向 (強軸)	橋軸直角方向 (弱軸)
		Mu2(10 ⁶ N・m)	Mu2(10 ⁶ N・m)
①常時	1.37	10.8	11.6
②地震時鉛直下向き	4.90	10.1	11.0
比率②/①	3.58	0.94	0.95
③地震時鉛直上向き	-1.96	10.8	11.6
比率③/①	-1.43	1.00	1.00

モーメントと軸力の相関の影響も小さい。

2-2 弾塑性有限変位解析

レベル1、2の水平地震力に対して鋼製立体ラーメンの塑性化の挙動、最大水平荷重を調べる目的で弾塑性有限変位解析を実施した。

(1) 解析条件

東P143-144を対象に実施した。解析モデルは上部構造の慣性力作用位置に水平力が作用する立体骨組構造とし、実際の断面である補剛箱桁断面に鋼材のひずみ硬化の影響を考慮した応力-ひずみ関係⁹⁾を適用する。柱基部の境界条件はピン結合とする。

鉛直力を作用させ、その鉛直力を一定に保ちながら水平荷重を漸増させる。水平荷重は震度法における設計水平震度 ($k_h=0.30$) を基本単位 ($\alpha=$

1.0)としてその荷重係数倍を載荷する。水平荷重の載荷方向はほぼ形状が対称な橋軸方向については1方向、橋軸直角方向については左右からの2方向とする。地震のような繰返し荷重では溶接による残留応力、初期たわみの影響は小さいためこの影響は考慮しない。

(2) 部材の塑性域の進展および最大水平荷重

①橋軸方向 (Y+方向)

震度法設計荷重に及ばない $\alpha=0.90$ 段階から中柱上部の断面で塑性域が見られ、その後、荷重増加が進むと左右両側の柱上部で塑性化が始まり、梁には塑性域が現れることなく最大荷重 ($\alpha=1.73$)となる。水平震度で $1.73 \times 0.30 = 0.5$ 相当である。最大荷重時の塑性化の箇所を図-4に示す。

②橋軸直角方向 (X+方向)

$\alpha=1.20$ の段階に右柱上部の断面で最初の塑性域が現れ、その後、中柱で塑性化が始まり、左梁の左側でも塑性域が進展し、最大荷重 ($\alpha=2.14$)となる。この間、左柱と右梁には塑性域は見られない。最大荷重時の塑性化の箇所を図-5に示す。

③橋軸直角方向 (X-方向)

X+方向と同様に $\alpha=1.20$ の段階に中柱の上部で最初の塑性域が現れる。その後、左柱で塑性化が始まり、右梁の右側でも塑性化し、最大荷重 ($\alpha=1.98$)となる。この間、X+方向とは逆に右柱と左梁には塑性域は見られず、ちょうど逆対称の挙動となる。最大荷重時の塑性化の箇所を図-6に示す。

(3) 解析結果

以上のとおり3方向の解析とも柱上部の断面で最初の塑性域が発生し、その後、その他の箇所に塑性域が進展する。その間に最初の塑性箇所は他の箇所とともに塑性化が進んでおり、柱上部の断面が最初に終局に達すると考えられる。

2-3 レベル2地震に対する耐震性の評価

鋼製立体ラーメン橋脚のレベル2地震に対する耐震性を評価するため2つの手法により解析を実施した。これらによると双方の結果とも柱・梁の隅角部から断面変化した次の断面位置で塑性化することがわかった。局部座屈を終局強度まで抑制

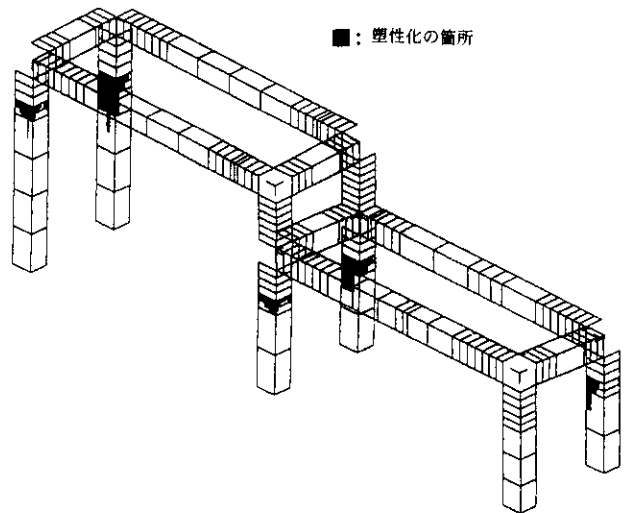


図-4 最大荷重時の塑性化の箇所(東P143-144, 橋軸方向, Y+)

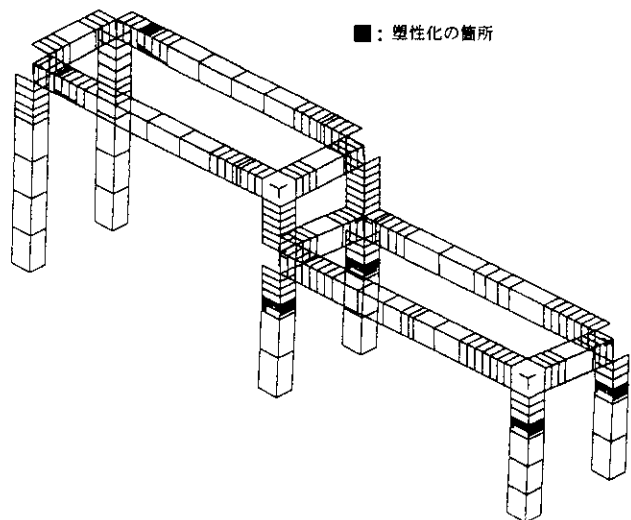


図-5 最大荷重時の塑性化の箇所(東P143-144, 橋軸直角方向, X+)

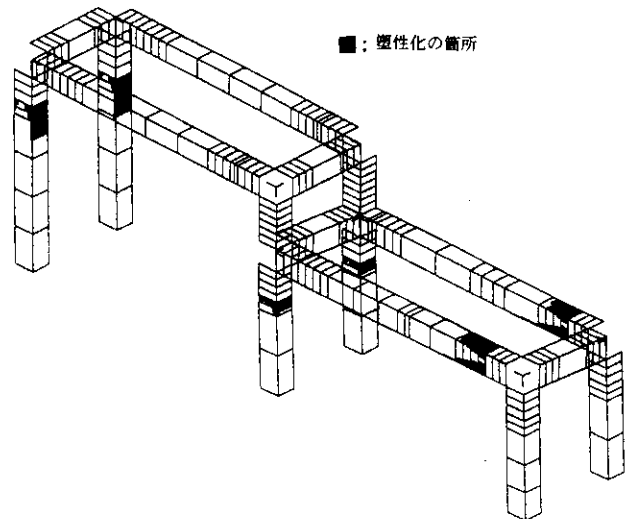


図-6 最大荷重時の塑性化の箇所(東P143-144, 橋軸直角方向, X-)

するパラメータの制限値を満足しない断面が存在し、レベル2地震時に局部座屈がそれらの断面で発生する可能性があるが、その影響を無視すれば、東P143-144は高次の不静定構造であることから塑性ヒンジが不静定次数以上発生しなければ構造全体の崩壊には至らないものと判断できる。

3. 支承逸脱防止構造

3-1 設置目的

レベル2地震に対する非線形動的解析は橋脚基部のピボット沓がピン機能を維持しているという仮定条件で実施している。しかし、動的解析での支承部に発生する上揚力、水平力は支承耐力を超過していることがわかった。

対象としている9基の鋼製立体ラーメン橋脚は船場センタービル上にじん性の期待できないピボット支承を介して支持されており、大地震時に支承部が破損すると橋脚がビル上から落下する可能性がある。そこで、応急の耐震対策として支承の沓座からの逸脱、橋脚の落下を防止する目的で支承逸脱防止構造の検討を行った。

3-2 設計手法

レベル1地震に対しては弾性微小変位解析を9基の橋脚すべてに対して実施し、解析より得られた橋脚基部の上揚力、水平力に対して支承本体のみの耐力で抵抗できるように支承構造を一部改良することで対応する。

レベル2地震に対しては支承と支承逸脱防止構造で橋脚基部の上揚力、水平力に対して抵抗するものとする。解析の対象橋脚は構造および形状よりグルーピングを行い代表として3基を選定した。代表橋脚に対して非線形動的解析により得られた反力を用いて、非線形動的解析を実施する。残りの橋脚6基については代表橋脚の弾性微小変位解析に対する非線形動的解析の反力の増加率で設計力を算出する。なお、東P143-144の非線形動的解析結果からP- δ 効果と軸力変動の影響は小さいので、これらの影響は考慮しない。

支承が破損した場合に、上記の設計地震力を用

いて支承逸脱防止構造単独で落橋防止が図れるよう設計すると、構造が大規模とならざるを得ない。船場センタービル上にはビル設備などが設置されており、空間の制約条件があり、大規模な構造は設置が困難である。

そこで、橋脚基部の上揚力、水平力に対して、支承本体を補完して抵抗する構造を採用することにした。ただし、この構造は常時におけるピボット支承の回転機能は阻害しない遊間を有するものとする。設計上は支承逸脱防止構造が支承と補完し合って機能することで、両構造を併せて道示に示されているタイプBの支承とみなすことができよう。なお、今回のようなラーメン構造では、水平力により支承反力が変わり、従来の落橋防止構造の考え方は適用し難い。

3-3 支承耐力

支承耐力は基本的に建設時の設計計算書に示される計算手法に基づき、道示の地震時における許容応力度の割増係数(1.5)を考慮して算出する。現況支承の耐力と弾性微小変位解析、非線形動的解析結果の比較を以下に示す。

(1) レベル1地震時の発生力との比較

発生する上揚力はピボット支承のセットボルト、カラープレート、アンカーボルト部材に対して耐力を超過していない。水平力に対してはセットボルトのせん断耐力が不足しており、せん断耐力/発生水平力の比で0.5~0.8程度である。

(2) レベル2地震時の発生力との比較

非線形動的解析を実施した3基の橋脚すべてにおいて上揚力、水平力が支承耐力を超過している。

上揚力に対して沓座部にアンカーフレームが設置されている橋脚はアンカーボルトの引張耐力が支承部材の中で最も弱く、支承部の耐力を支配している。アンカーボルトの引張耐力/発生断面力の比は0.25程度である。沓座部にアンカーフレームがなく、アンカーボルトのみが設置されている橋脚ではアンカーボルトの引抜き耐力が支承部の耐力を支配しており、引抜き耐力/発生断面力の比が0.2程度である。その他の支承部材は上揚力に対して0.5~0.9の耐力比となっている。

水平力に対しては上沓の突起の支圧耐力またはセットボルトのせん断耐力が支承部の耐力を支配しており、耐力比が0.2~0.3である。その他の支承部材は耐力比が0.5~0.9である。

3-4 支承の構造改良および支承逸脱防止構造の検討

レベル1地震の橋脚基部の水平力が支承と柱基部を連結しているセットボルトのせん断耐力を超過しているため、セットボルトを現況SS400から高強度の材質（強度区分10.9 JIS B1180）のボルトに交換する。これにより、支承単体でレベル1地震の橋脚基部の反力に抵抗できる。

レベル2地震時の支承逸脱防止構造についてPCケーブル連結・ゴム被覆チェーン連結・落下防止壁・鋼製ブラケットなどの構造を比較検討した。現場の空間上の制約が厳しく、大規模な構造の設置は困難であることから、小規模な構造とする必要がある。また、上揚力、水平力の双方に抵抗するためにPCケーブルのような連結構造が望ましく、レベル2地震時に支承から逸脱しない遊間を設定しなければならない。上記の条件からPCケーブル連結構造が最適であると判断した。図-7に支承逸脱防止構造を示す。

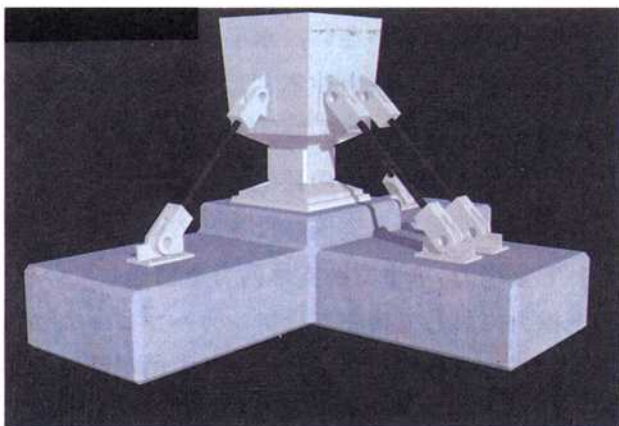


図-7 支承逸脱防止構造

4. 結論

鋼製立体ラーメン橋脚の耐震性の評価についてレベル1地震に対して弾性微小変位解析、レベル2地震に対して非線形動的解析および弾塑性有限

変位解析を実施した。

弾性微小変位解析で柱・梁部材の一部に耐力が不足する箇所があり、また、非線形動的解析および弾塑性有限変位解析で同様に一部の柱・梁の隅角部の隣接断面で塑性化する箇所があることが明らかとなった。局部座屈を終局強度まで抑制するパラメータの制限値を満足していない断面もあるが、この影響を無視すれば、構造物の不静定次数と塑性ヒンジ数の比較から橋脚全体としての安定性は確保されていると考えられる。

また、非線形動的解析結果から橋脚基部の上揚力、水平力がピボット支承の耐力を超過しており、大地震時に支承が破損する可能性がある。このことから、船場センタービル上に橋脚が位置していることから、支承が破損して沓座からはずれ、橋脚がビルから落下するのを防ぐ応急対策として、支承本体の耐力を補完する支承逸脱・橋脚落下防止構造を検討した。支承逸脱防止構造を設置することで最低限必要な安全性は確保されると言えるが、今後は部材補強も含めてさらに安全性を向上させるための検討が必要と思われる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，平成8年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，平成8年12月。
- 3) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案），平成9年3月。
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針，PART A一般構造物，昭和62年11月。
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，昭和39年6月。
- 6) 土木学会：鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），平成8年5月。
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する参考資料，平成9年3月。
- 8) 阪神高速道路公団：RC橋脚耐震補強設計・施工要領（案），平成9年7月。