

鋼製ラケット型橋脚の耐震補強に関する一考察

A study on seismic reinforcement for racket -type steel pier

徳永法夫*、加賀山泰一**、吉村敏志***、吉川健二****

Norio Tokunaga、Taiichi Kagayama、Satoshi Yoshimura、Kenji Yoshikawa

- * 阪神高速道路公団 神戸第二建設部設計課長 (〒650-0004 神戸市中央区東川崎町 1-3-3)
- ** 阪神高速道路公団 保全施設部保全技術係長 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
- *** 阪神高速道路公団 神戸第二建設部 (〒650-0004 神戸市中央区東川崎町 1-3-3)
- **** 日本鉄塔工業株式会社 東京技術部 (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-6-27)

The authors report on the example of the seismic reinforcement design about the racket-type steel existing pier subjected to the earthquake level 2. First, the ultimate horizontal strength is verified and the reinforce method and range are determined according to the design manual for a single pillar by using the handy method that assumed two pillars of the upper part to one pillar. Next, the design is verified by the non-linear dynamic analysis that is performed to the models of single pillar and rigid frame. And the comparison about these results is examined.

Key Words : steel bridge pier, seismic reinforcement, non-linear dynamic analysis

1. はじめに

都市高速道路における高架橋の鋼製橋脚のうち緊急に耐震補強する必要のあるものについては、現在、各道路管理者により順次補強工事が実施されている。

既設鋼製橋脚の補強方針は、過去の共同研究の成果をもとに関係各機関により取りまとめられているが、^{1)~3)} いずれも単柱の橋脚を想定しているため、鋼製橋脚特有の複雑な形状の橋脚補強設計に際しては事前に検討すべき項目も多い。今回対象とした緊急鋼製橋脚補強工事の橋脚は、基数としては単柱形式が少数であり、ランプ桁を支持する枝梁も考慮すれば2層構造となる橋脚が多数を占めている。

本論文では、これらの橋脚のレベル2地震に対する補強設計について、2層構造橋脚の中からラーメン形式と単柱形式両方の構造的特性を有するラケット型橋脚の事例を取り上げる。まず、2層ラーメン構造に対する補強設計上の問題点を整理し、補強設計を効率的に進めるために採用した、補強工法と補強範囲を決定するための簡便法を提案する。つぎに、補強設計の照査を目的として実施した橋軸方向地震時の単柱ならびにラーメンモデルによる非線形動的解析結果に基づき、簡便法の妥当性、

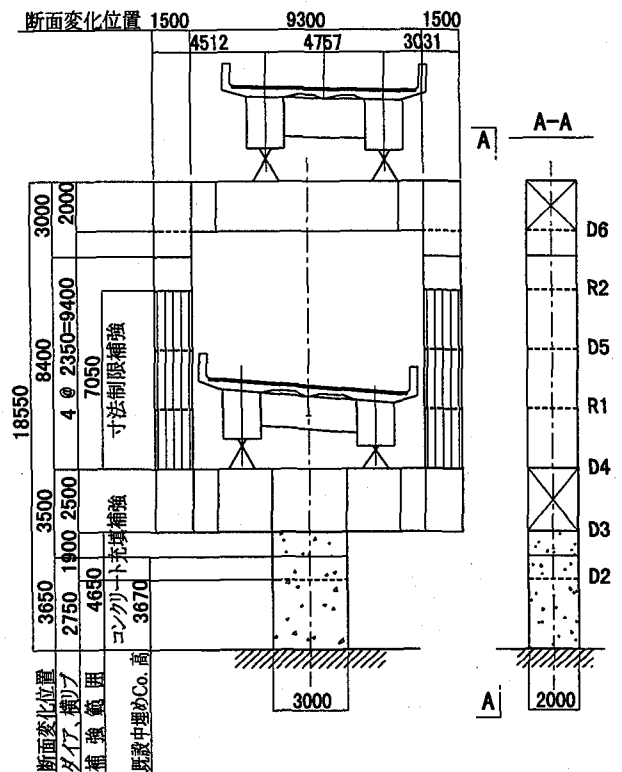


図-1 補強設計の対象橋脚

上層ラーメン柱の応答性状等について検討および考察する。

2. 補強対象橋脚の概要

補強設計の対象橋脚について竣工時の設計条件を表-1に、一般図を図-1に示す。

表-1 既設橋脚の設計条件

形式	2層ラケット型鋼製橋脚（角柱）
部材断面	補剛箱形断面
上部構造形式	3径間連続非合成箱桁
支承条件	上層：可動（PV-R）
	下層：可動（PV-R）
設計震度	1) 上部構造 橋軸方向 $kh=0.30$ 橋軸直角方向 $kh=0.30$ 可動支承の橋軸方向地震力 摩擦係数 $f=0.05$
	2) 橋脚 $kh=0.24$
主要鋼材	SM570, SM490Y, SS400, S10T
適用基準	道路橋示方書、平成2年2月

3. 簡便法による補強設計

3.1 単柱モデルへの置換

既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案）³⁾では、補強工法の選定は、最弱点となる断面（制御断面）をアンカー一定着部としないことを基本方針としている。これは、アンカー部の補強構造と施工が難しい点に配慮したものである。したがって、補強工法を決定するには、制御断面およびアンカー一定着部、各々から定まる保有水平耐力を比較する必要がある。

単柱形式以外の鋼製橋脚の保有水平耐力計算法としては、「土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計ワーキンググループ」で提案されている材料非線形ならびに幾何学的非線形性を考慮した解析方法⁴⁾があり、汎用 FEM コード以外にも利用可能なプログラム^{5)、6)}が整備されつつある。しかし、2層ラーメンの補強設計において、弾塑性有限変位解析により保有水平耐力を計算することについては以下の問題が残されている。

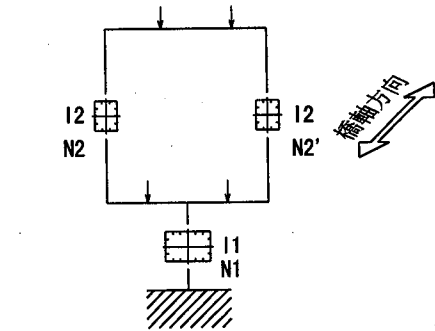
- 1) 保有水平耐力法の基本となっているエネルギー一定則が、2層構造のラーメン橋脚に適用できるのか十分な検討がなされていないため、最終的には非線形動的解析により耐震性能を確認する必要がある。

- 2) 上部工に作用する地震力の高さ方向の変化、すなわち漸増荷重の自由度の数について検討を要する。
- 3) 実務上、設計に要する時間および費用に制約がある。

このため、保有水平耐力の詳細な算定は省略し、図-2に示すようにラケット型橋脚を単柱モデルに置換する簡便法により補強工法および補強範囲を決定した後、補強後の耐力を非線形動的解析で確認することにした。

橋軸方向の照査については上層左右柱の断面構成が同じであるため、左右柱を合体した単一断面に置換し下層柱と連続した単柱モデルとして、設計要領に準じ、保有水平耐力の照査、補強工法の選定および補強範囲の決定を行った。ここで、左右柱の断面積、剛度および作用軸力は加算した。また、震度は慣性力の作用高さに関わらず一定と仮定した。

橋軸直角方向の照査については門型ラーメンを構成する上層部の照査は省略し、上層柱を剛体とした単柱モデルで下層柱のみ照査を行ったため、以下橋軸方向の補強設計についてのみ記述する。



I1, I2は剛度、N1, N2, N2'は軸力を示す。

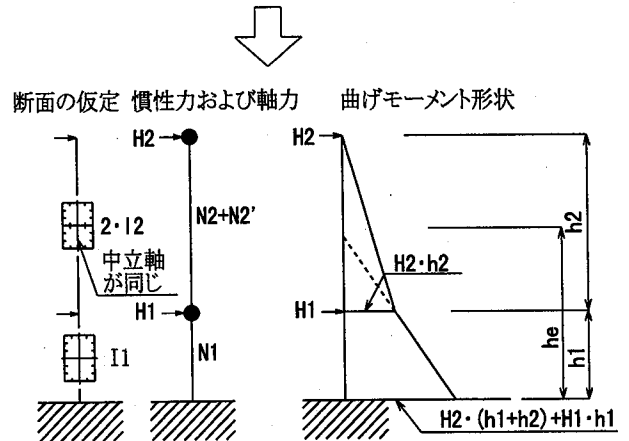


図-2 単柱モデルへの置換

3.2 既設橋脚の保有水平耐力

図-3に示すように、単柱モデルの上下層慣性力の比率を固定し、設計要領に準じ既設橋脚の保有水平耐力照査を行った。図-3で、H1、H2：慣性力、 h_e ：等価慣性力作用高を示す。等価慣性力作用高 h_e は、下層柱モーメント通過点の高さであり、次式で算出した。

$$h_e = \frac{H2 \cdot (h1+h2) + H1 \cdot h1}{H1+H2} \quad (式-1)$$

橋軸方向慣性力は可動支承に関する道示の規定に従い、上下層とも死荷重反力の1/2を考慮した。本橋脚は保有水平耐力の照査により補強が必要と判定された。

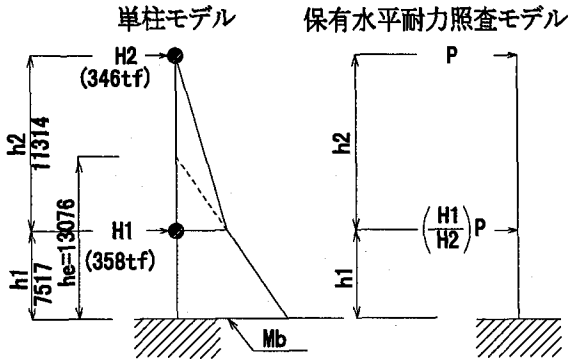


図-3 保有水平耐力照査モデル

3.3 補強工法および補強範囲の決定

$M_p^* < M_{u,anc} < M_{uc}$ の大小関係より鋼単独補強工法を採用した。ここで、 M_p^* : 鋼単独断面部の曲げ耐力 M_p から求まる基部の発生モーメント、 M_{uc} : コンクリート充填部の終局強度 (道路橋示方書・耐震設計編 10.2 により算出した安全率を考慮しない終局強度)、 $M_{u,anc}$: 複鉄筋モデルによるアンカー部の終局強度⁸⁾ である。 $M_{u,anc}$ の計算で仮定した、アンカーボルトおよびコンクリートの応力-ひずみ関係を図-4、図-5に示す。 M_p は鋼単独部の曲げ耐力であるが、補強工法の選定においては、全塑性モーメントで評価³⁾ している。抵抗断面力図を図-6に示す。

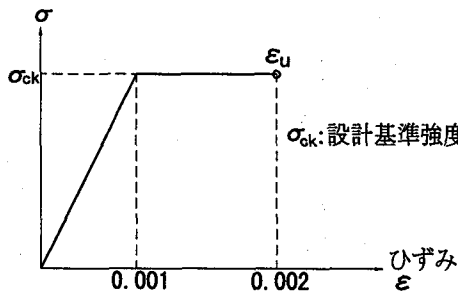


図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係

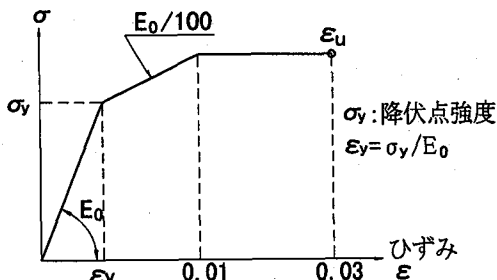


図-5 アンカーボルトの応力-ひずみ関係

2層構造に対する配慮として、断面力図におけるモーメント形状を下層慣性力作用位置で折れるものと仮定した。図-6でC.P.が制御断面を示す。本橋脚は下層慣性力作用位置より下部が制御断面となったため、等価慣性力作用位置とC.P.を結び基部のモーメントを算定した。上層柱の補強範囲は、C.P.を通過する仮定モーメント形状と局部座屈および軸力を考慮した抵抗モーメント M_{caly} との交点R.P.直上の横リブまでとした。

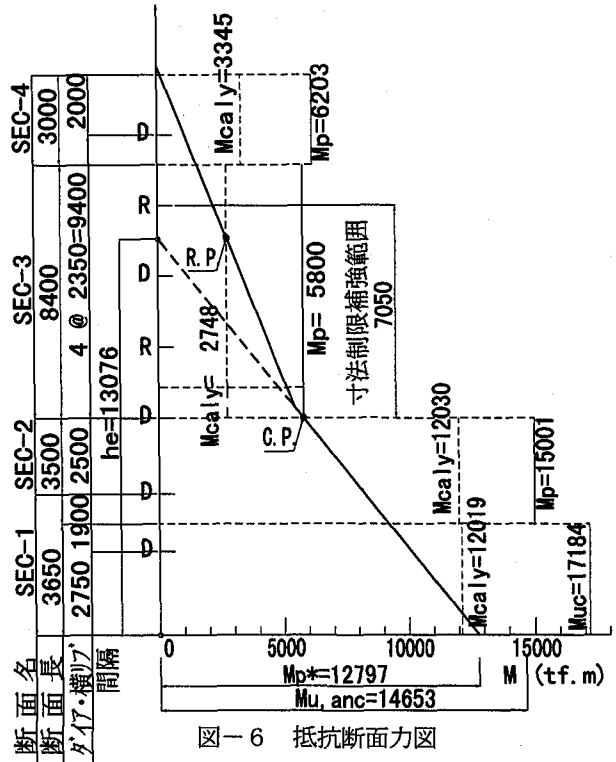


図-6 抵抗断面力図

3.4 補強設計

補強範囲内の上層柱補強については寸法制限補強とし、補剛板、板パネルおよび縦補剛材は、(式-2)の条件³⁾を満足するように設計した。具体的な補強構造を図-7に示す。既設リブ補強材および増設リブは、ダイヤフラムまたは水平補剛材位置で連続させない構造とし、補強後の断面剛性の評価は既設断面に対して行った。

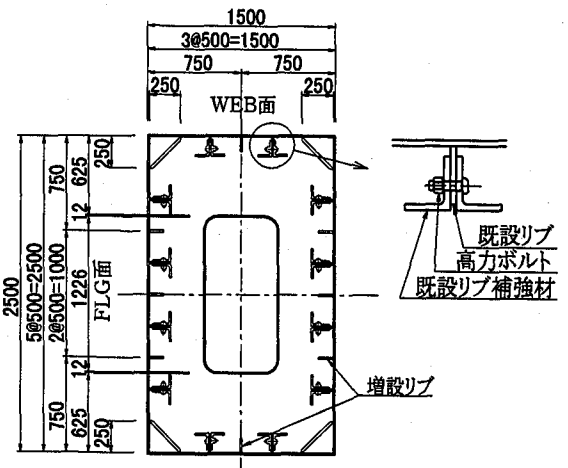


図-7 寸法制限補強構造

補剛板の幅厚比パラメータ $R_f \leq 0.4$
 板パネルの幅厚比パラメータ $R_r \leq 0.4$
 縦補剛材の幅厚比パラメータ $R_l \leq 0.5$
 縦補剛材比 $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ (式-2)

下層横梁については、上層柱基部の面外曲げモーメントを横梁のねじりモーメントとする簡便法によるねじりモーメントで照査すると耐力が大きく不足するため、動的解析の結果を目標値とし、降伏対応の弾性設計にて補強検討を行った。

3. 5 補強後の保有水平耐力

補強前および補強後の保有水平耐力照査結果を表-2に示す。表-2で、鋼単独部断面の座屈パラメータが(式-2)の条件を満たさない場合は、作用モーメントが M_{caly} に達した時点で耐力を失うものと仮定している。

対象橋脚は、簡便法により保有水平耐力ありと判定されたが、特殊形状の鋼製橋脚であることから非線形動的解析により耐震性を確認した。

表-2 保有水平耐力照査結果

項目	単位	補強前	補強後	
座屈パラメータ (SEC-3、腹板)	R_f	—	0.773	0.374
	R_r	—	0.778	0.397
	R_l	—	0.668	0.149
	γ/γ^*	—	1.015	1.135
降伏変位	δy	cm	12.80	16.80
終局変位	δu	cm	12.80	186.60
	$\delta u/\delta y$	—	1.00	11.11
許容塑性率	μa	—	1.00	6.04
降伏水平耐力	P_y	tf	245	326
終局水平耐力	P_u	tf	245	463
地震時保有水平耐力	P_a	tf	245	418
変位 (道示V解3.3.8式)	δ	cm	16.60	16.40
等価固有周期	T_{eq}	s	0.82	0.82
地震時保有水平耐力の設計に用いる設計水平震度	K_{hc}	—	1.50	1.50
等価設計水平震度 (道示V5.3.1式)	K_{he}		1.50	0.45
$K_{he} \cdot W$	$\leq P_a$ 判定	tf	568 【NG】	171 OK
橋脚の応答塑性率	μ_R	—	3.18	1.40
橋脚の残留変位	δ_R	cm	9.3	2.3
橋脚の許容残留変位	δ_{Ra}	cm	18.83	18.83
	$\geq \delta_R$ 判定		OK	OK

4. 単柱バネモデルによる非線形動的解析

4. 1 解析条件

使用プログラム TDAPⅢ
 数値積分法 Newmark β 法 ($\beta=0.25$)

収束制御法 Newton-Raphson 法
 積分時間刻み 0.002 秒
 減衰マトリックス Rayleigh 減衰 (振動モード毎の減衰定数はコンクリート充填部材:0.02、鋼単独部材:0.01として算出した。)
 幾何学的非線形性 考慮しない
 入力地震波 東神戸大橋観測波(Chanel-04)、最大加速度:326gal
 ポートアイランド観測波(N-S)、最大加速度:341gal

入力地震波は上記の2波とし、応答値が大きい方で照査した。これは、入力地震波が架橋地点で観測された強震記録であること、橋脚周辺の地盤が観測地点の地盤とほぼ同一であると判断できたことによる。

4. 2 解析モデル

非線形はり要素を使用して橋軸方向の2次元解析を行った。解析モデルを図-8に示す。解析精度に配慮し、節点は塑性化が予想される部材の部材長が1m以下となるように配置した。

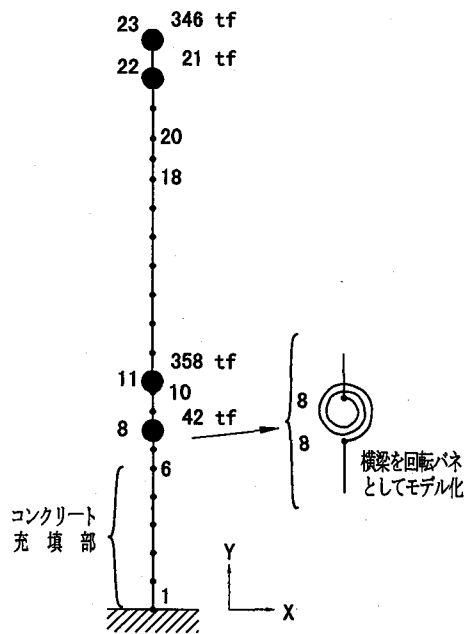


図-8 解析モデル (単柱バネモデル)

上部工慣性力は各々の作用位置に、横梁自重も同様に重心位置に質点を設け、脚柱自重は中埋めコンクリートを考慮した等分布質量として設定した。

柱部材は設計作業の便宜を考慮して全て非線形要素とし、非線形特性は脚柱断面毎に設定した。これは、寸法制限補強を行っても補強部材は不連続であり、断面の剛性が変化しないため、動的解析による脚柱の応答モーメ

ントが M_{caly} を上回った場合、その箇所を補強すれば動的解析の結果がそのまま使用できるからである。下層横梁は、純ねじり剛度のみ弾性回転バネとして次式で評価した。

$$K_r = \frac{2 \cdot G_s \cdot J}{L_b} \quad (式-3)$$

ここで、 K_r ：回転バネ定数、 G_s ：鋼材のせん断弾性係数、 J ：横梁断面の純ねじり定数、 L_b ：横梁部材長である。

非線形特性は、曲げ非線形モデルとし次のように設定した。解析モデルの要素特性を表-3に示す。

・コンクリート充填部：図-9参照

コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係は、道路橋示方書・耐震設計編⁷⁾ 10.2.1とし、この応力-ひずみ関係より計算した $M-\phi$ バイリニアモデルを設定した。ここで、 M_{uc} は安全率を見込まない強度である。

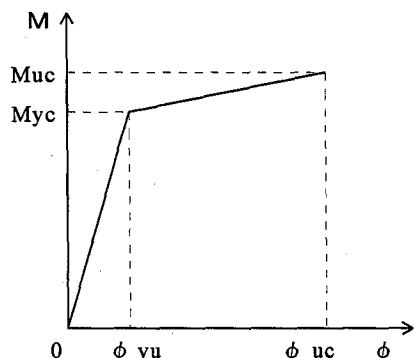


図-9 コンクリート充填部履歴特性

・鋼単独部：図-10参照

降伏時：側板引張縁降伏時 (STATE-I)

終局時：(STATE-II) を考慮した $M-\phi$ トリリニアモデル³⁾ を設定した。

$$\gamma/\gamma^* \geq 1.0 \Rightarrow \epsilon_u/\epsilon_y = 10$$

$$\gamma/\gamma^* \geq 3.0 \Rightarrow \epsilon_u/\epsilon_y = 20 \quad (式-4)$$

ここで、 ϵ_y ：降伏ひずみ、 ϵ_u ：終局ひずみである。鋼材の応力-ひずみ関係は完全バイリニア型とした。

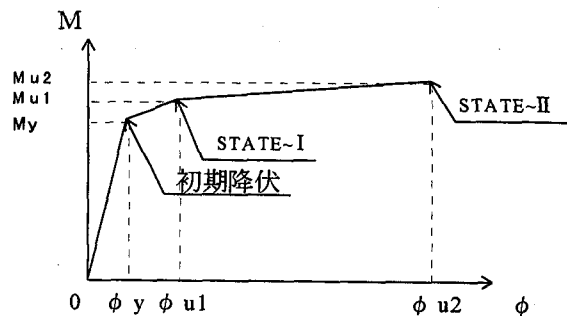


図-10 鋼単独部履歴特性

表-3 要素特性 (単柱バネモデル)

柱名	断面名	Φ_y (1/m)	Φ_{u1} (1/m)	Φ_{u2} (1/m)
下層柱	SEC-1	2.107E-03	3.812E-02	-----
	SEC-2	1.963E-05	2.709E-05	1.805E-04
上層左柱	SEC-3	1.556E-03	2.018E-03	1.476E-02
	SEC-4	1.575E-03	1.981E-03	1.493E-02
上層右柱	SEC-3	1.511E-03	2.143E-03	1.416E-02
	SEC-4	1.532E-03	2.102E-03	1.431E-02
柱名	断面名	M_y (tf·m)	M_{u1} (tf·m)	M_{u2} (tf·m)
下層柱	SEC-1	14,139	17,184	-----
	SEC-2	12,021	13,635	14,528
上層左柱	SEC-3	2,202	2,497	2,768
	SEC-4	2,534	2,821	3,102
上層右柱	SEC-3	2,137	2,509	2,748
	SEC-4	2,466	2,835	3,083

4.3 解析結果

最大応答値、残留変位、固有周期および減衰定数を表-4に、最大モーメントおよび最大応答変位の高さ方向の分布を、図-11、図-12に示す。図中、縦軸の番号は解析モデルの節点番号 (以下同様) を示す。上層柱基部は、図-11でハッチングしている箇所が一部塑性化しているが、全ての断面で応答モーメントは耐力以下となり補強後の耐震性が確認できた。

表-4 動的解析結果一覧 (単柱バネモデル)

入力地震波	東神戸	ポーアイ
基部応答モーメント(tf·m)	10834	10188
最大応答変位 (m)	0.326	0.330
残留変位 (m)	0.022	0.026
固有周期 (sec)	1次：0.993 2次：0.133	
減衰定数 (%)	1次：1.015 2次：1.565	

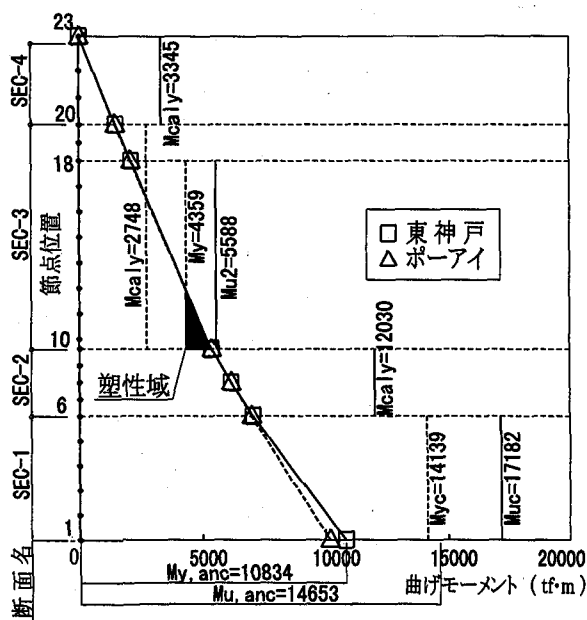


図-11 最大応答モーメント (単柱バネモデル)

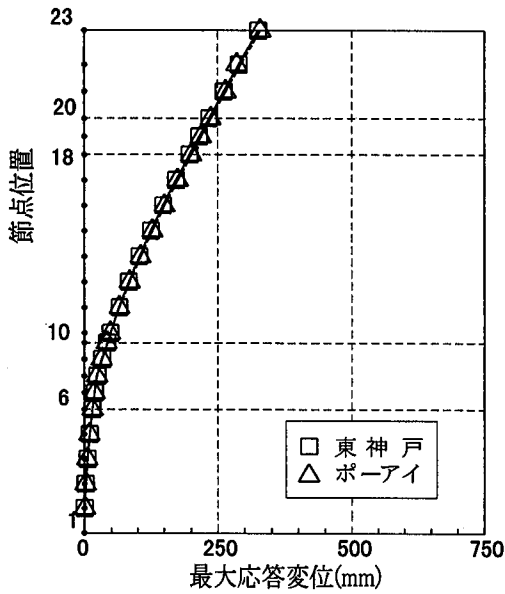


図-1 2 最大応答変位 (単柱バネモデル)

5. ラーメンモデルによる非線形動的解析

5. 1 解析モデル

単柱バネモデルによる動的解析の精度を確認するため、図-1 3 に示すラーメンモデルによる非線形動的解析を実施した。解析条件は単柱の場合と同じである。

上層柱の $M-\phi$ 計算時の上部工反力による作用軸力は、図-1 4 に示すように上層横梁を単純梁とした時の反力として簡易的に計算した。また、横梁のねじりモーメントに対する非線形特性は実験データ等の資料が入手できなかったため弾性部材として純ねじり剛度のみ考慮した。要素特性を表-5 に示す。上部工慣性力は主桁毎に質点を剛結し一体化し、面内変位成分は全て固定とした。

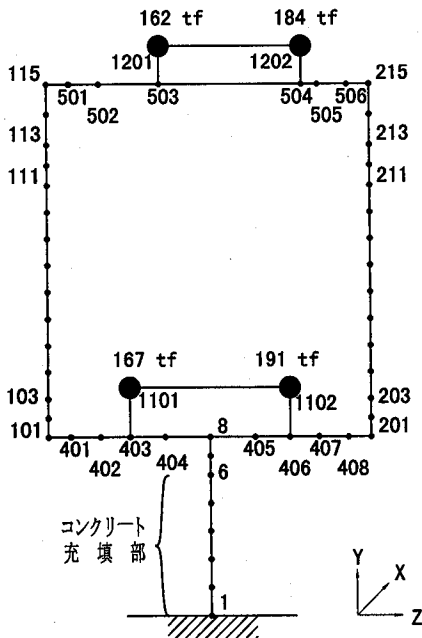
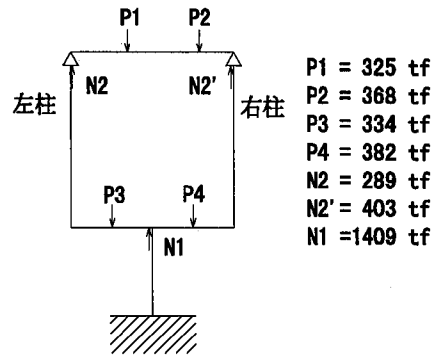


図-1 3 解析モデル (ラーメンモデル)



N1, N2, N2' は上部工反力による軸力
P1-4 は上部工の死荷重反力
(脚自重による軸力は別途加算した。)

図-1 4 上層柱の作用軸力

表-5 要素特性 (ラーメンモデル)

柱名	断面名	Φ_y (1/m)	Φ_{u1} (1/m)	ϕ_{u2} (1/m)
下層柱	SEC-1	2.107E-03	3.812E-02	-----
	SEC-2	1.963E-03	2.709E-03	1.805E-02
上層柱	SEC-3	1.541E-03	2.079E-03	1.465E-02
	SEC-4	1.554E-03	2.065E-03	1.472E-02
柱名	断面名	M_y (tf·m)	M_{u1} (tf·m)	M_{u2} (tf·m)
下層柱	SEC-1	14,139	17,184	-----
	SEC-2	12,021	13,635	14,528
上層柱	SEC-3	4,359	5,055	5,588
	SEC-4	5,000	5,724	6,271

5. 2 解析結果

最大応答値、残留変位、固有周期および減衰定数を表-6 に示す。単柱バネモデルと比較して、固有周期が 0.993 sec (表-4 参照) から 1.053 sec に変化し、応答モーメントが減少、応答変位が増加する傾向にある。

最大モーメントの高さ方向の変化を図-1 5 に示す。単柱バネモデルと同様、上層柱基部で一部塑性化しているが、応答モーメントは全ての断面で耐力以下となっている。応答変位を図-1 6 示す。上層右柱が左柱と比較して大きな応答値となる傾向にある。これは、上部工が右柱側に偏心して設置していることの影響であるものと考えられる。

表-6 動的解析結果一覧 (ラーメンモデル)

入力地震波	東神戸	ポーアイ
基部応答モーメント(tf·m)	8561	9307
最大応答変位 (m)	0.341	0.392
残留変位 (m)	0.008	0.045
固有周期 (sec)	1次 : 1.053 2次 : 0.546	
減衰定数 (%)	1次 : 1.295 2次 : 1.890	

したがって、この事例に限れば簡便法による補強工法の選定および補強範囲の決定は妥当であると判断できる。

表-7 補強範囲の比較

		単位: mm	
モデル名	入力地震波	左柱	右柱
ラーメンモデル	東神戸	5,040	4,950
	ポーアイ	5,520	5,120
単柱バネモデル	東神戸	5,670	
	ポーアイ	5,640	
簡便法	-----	5,970	

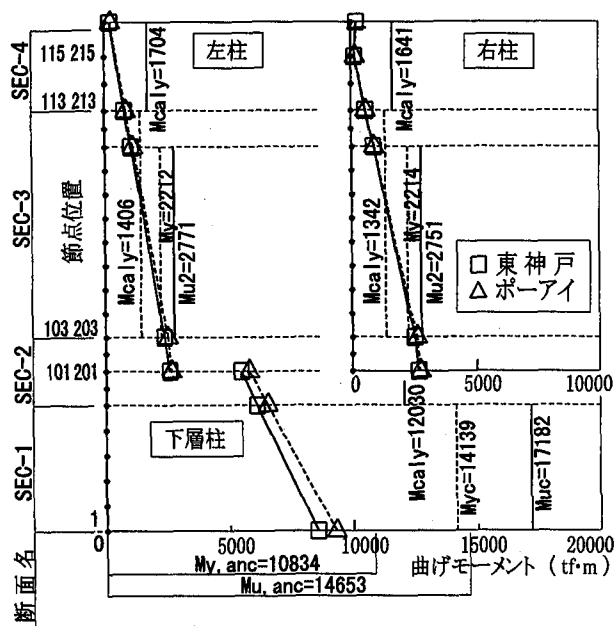


図-15 最大応答モーメント (ラーメンモデル)

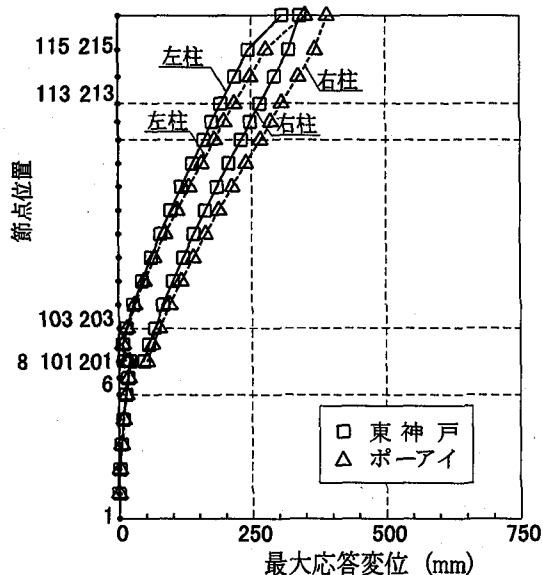


図-16 最大応答変位 (ラーメンモデル)

6. 動的解析結果による検討および考察

6.1 補強工法および補強範囲

動的解析による柱基部の応答モーメントは、図-11、図-15に示すように、単柱バネモデル、ラーメンモデルともアンカー耐力以下でありアンカー補強は不要である。また、寸法制限補強が必要となる範囲を動的解析(応答モーメントとMcaIyとの交点までの高さ、図-11、図-15参照)と簡便法(図-6参照)とで比較した結果を表-7に示すが、簡便法による補強範囲は5~16%安全側の結果を与えている。

6.2 上層左右柱の応答モーメントの比率

上層柱を2本の単柱としてモデル化する場合、上部工質量の左右柱への分担率を決定する必要がある。磯江他⁹⁾は質量を脚柱の曲げ剛性の比とした場合と死荷重重力の比とした場合の比較を行っているが、質量算出の簡易法の必要性を述べるに止めている。

簡便法および単柱バネモデルによる動的解析では、左右柱を単一断面に置換しているが、これは左右の断面構成が同じであり地震時に作用するモーメントも左右同じとなることを想定している。

本橋脚は、上層上部工が偏心して設置されているため、図-13のラーメンモデルに橋軸方向の静的震度1Gを載荷した弾性解析の場合、上層柱基部の曲げモーメントの比(左柱:右柱)は1:1.12となる。

しかし、ラーメンモデルによる動的解析では、上層柱基部の応答モーメントの比は表-8に示すように1:1.03~1.05となり左右均等に近い状態となっている。この傾向は、応答モーメントがMu1(図-10参照)を超えているポートアイランド観測波の方が顕著である。これは、片側の柱が塑性化した場合、弾性域にあるもう片方の柱に力が集中することが原因と思われる。

表-8 上層柱基部の応答モーメント

入力地震波	東神戸		ポーアイ	
	左	右	左	右
応答モーメント (tf·m)	2353	2479	2499	2568
左右の比率	1.00	1.05	1.00	1.03

単柱バネおよびラーメンモデルによる上層柱の応答モーメントの比較を図-17に示す。図-17でラーメンモデルのモーメントは比較のため左右柱の合計としているが、単柱バネモデルに対する比率は東神戸大橋観測波で90%、ポートアイランド観測波で94%となっている。よって、左右柱応答モーメントのアンバランスを考慮しても、単柱バネモデルは安全側の評価を与える。

以上の結果より、この事例に限れば、左右柱の剛度を加算した単柱モデルの仮定は妥当であると判断できる。

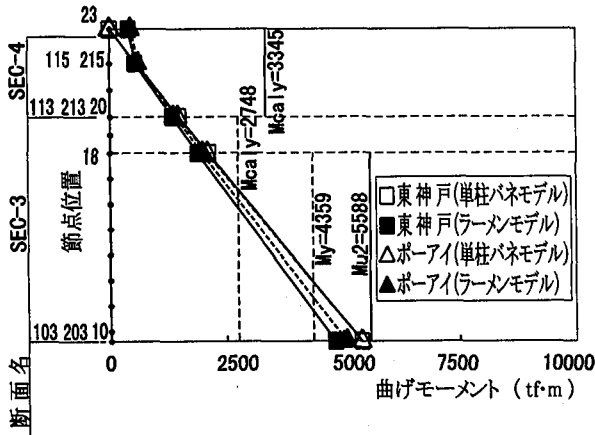


図-17 上層柱の応答モーメント

6.3 下層横梁のねじり剛度の影響

下層横梁の補強に対する影響を調べるため、単柱バネモデルの回転バネを剛とした場合の解析を行った。解析結果を表-9に、回転バネを考慮した場合との応答モーメントの比較を図-18に示す。下層横梁のねじり剛度を剛とすることにより1次固有周期が0.99sec(表-4参照)から0.83sec(表-9参照)に変化し、ポートアイランド観測波に対しては応答モーメントが単柱剛バネモデルでは全断面が弾性域にあり、応答性状の変化が特に著しいことが判る。したがって、ラケット型橋脚の場合、横梁のねじり剛度を無視できないことが判明した。

表-9 動的解析結果一覧(単柱剛バネモデル)

入力地震波	東神戸	ポーアイ
基部応答モーメント(tf·m)	11569	7357
最大応答変位 (m)	0.257	0.149
残留変位 (m)	0.048	0.000
固有周期 (sec)	1次: 0.830 2次: 0.131	
減衰定数 (%)	1次: 1.456 2次: 1.515	

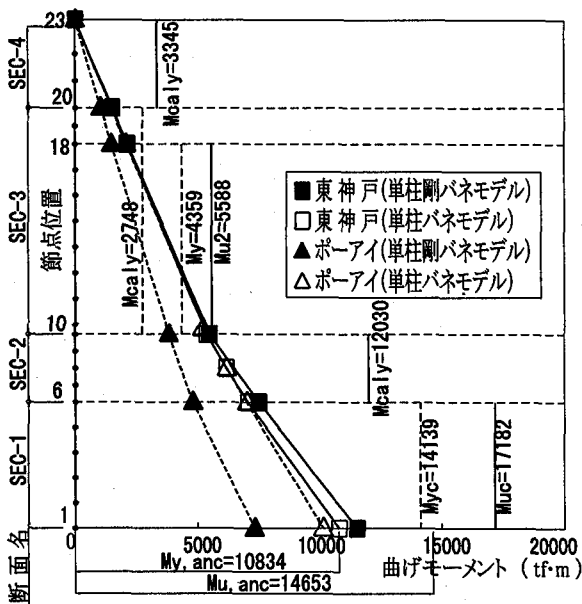


図-18 ねじり剛度の影響(応答モーメント)

6.4 高さ方向の応答加速度分布

図-13に示すラーメンモデルの最大応答加速度を、図-19に示す。上部工慣性力位置の最大応答加速度の平均値は、上層(節点番号:1201,1202)で1139 gal、下層(節点番号:1101,1102)で520 galと慣性力作用高さに応じて増加する傾向にある。

簡便法では高さ方向の震度を一定と仮定しているが、高さ方向で最大応答加速度が増加する傾向に対しての検討も必要となる。図-11に示す単柱バネモデルの最大応答モーメント(2波の平均)から計算した慣性力作用位置の震度を図-20に示す。ここで、上下層の震度k1、k2は、次式で計算した。

$$k2 = \frac{Md2}{h2 \cdot W2}$$

$$k1 = \frac{Md1 - k2 \cdot W2(h1 + h2)}{h1 \cdot W1}$$

(式-5)

上層震度/下層震度 = 2.29 > 1となり、この場合、等価慣性力の作用位置は上方に移動し、橋脚基部のモーメントを小さく評価することになる(図-21参照)。したがって、簡便法はアンカー定着部に対しては安全側の評価となっている。

構造物の高さ方向の震度変化については、建築構造物に対する規定¹⁰⁾があるが、鋼製橋脚のような曲げ変形構造物の振動特性に応じた高さ方向の震度分布は建築物と異なることが予想され、塑性ヒンジの発生によっても振動特性は変化する。震度分布を確立するには、モデルアナリシスおよび非線形動的解析のケーススタディを追加し、さらに詳細な検討を行う必要がある。

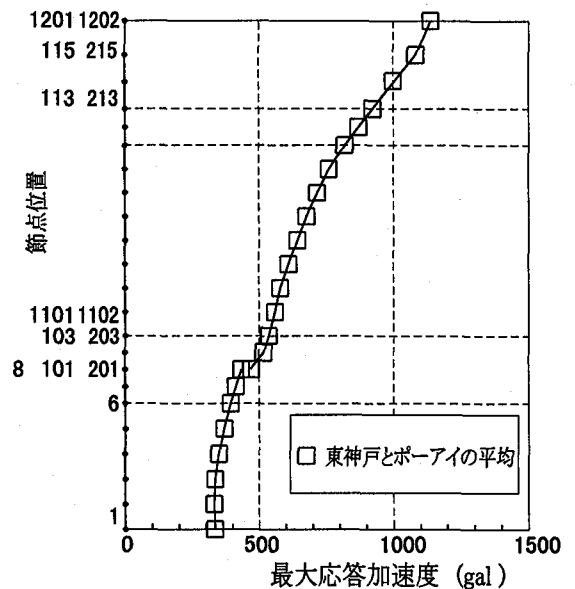


図-19 最大応答加速度(ラーメンモデル)

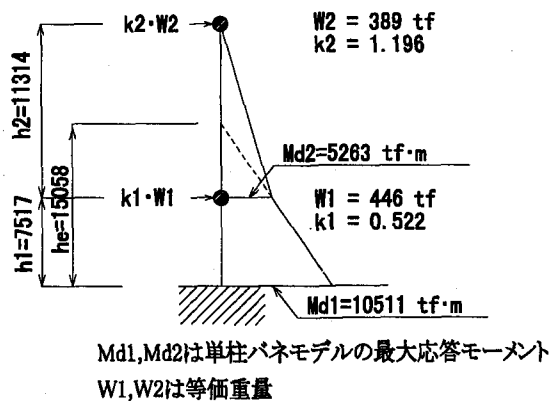


図-20 慣性力作用位置の震度 (単柱パネモデル)

7. まとめ

本論文では、2層ラーメン構造の鋼製橋脚の耐震補強に関してラケット型橋脚の事例をもとに、橋脚を単柱モデルに置換する簡便法を提案し、動的解析によりその妥当性を検討した。これらの検討で得られた結論をまとめると以下ようになる。

- 1) ラケット型橋脚を単柱モデルに置換した簡便法による補強工法および補強範囲の決定は、本事例の照査に限れば、安全側の評価となり妥当である。
- 2) 上層柱基部の応答モーメントの比は、左右柱の断面構成が同じ場合、左右均等に近づく。
- 3) 動的解析時、ラケット型橋脚では下層横梁のねじり剛度が橋脚の応答性状に与える影響は大きく、ねじり剛度を考慮する必要がある。
- 4) 2層構造橋脚の場合、慣性力作用高に応じて応答加速度は増加する傾向にあるが、高さ方向の震度分布に関しては、さらに詳細な検討が必要である。

今後、複雑な形状に特徴がある鋼製橋脚の補強設計を効率的に進めて行くためには、このような簡易な計算法、特に2層構造を対象にした2質点系構造に対する簡便法の整備が望まれる。

ラーメンモデル橋軸方向の動的解析では、横梁のねじりに対する非線形モデルを考慮せず弾性体として解析を実施したが、ラケット型橋脚では横梁を考慮することにより応答性状が変化することが判明した。したがって、非弾性域を考慮した横梁の復元力モデルを確立する必要があり、実験等によりデータを収集することが今後の課題である。

なお、本論文をまとめるにあたり貴重な御意見をいただいた大阪市立大学北田俊行先生には、深く感謝の意を表します。

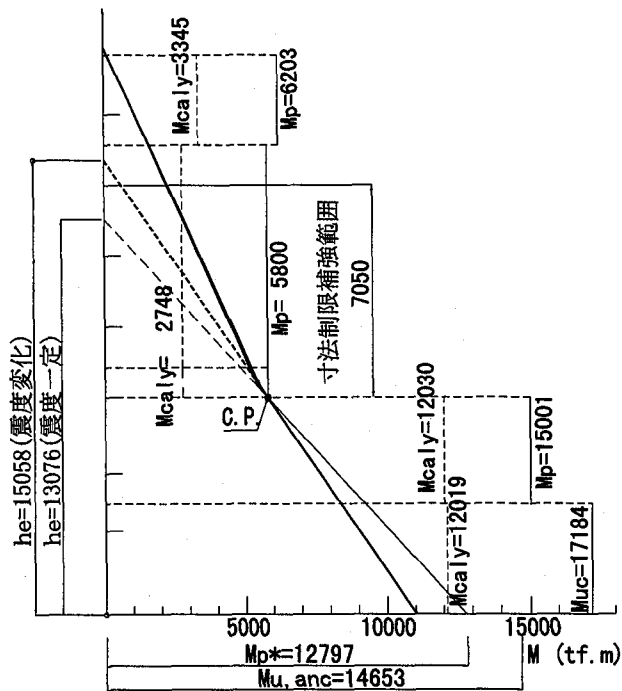


図-21 等価慣性力作用位置の変化

参考文献

- 1) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、平成9年8月
- 2) 小坂、半野、田嶋：既設鋼製橋脚の耐震補強に関する一手法、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、p9～p16、1997年5月
- 3) 北沢、堀江、西岡：阪神高速道路における鋼製橋脚の耐震設計、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、p17～p22、1997年5月
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐見勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、1996年7月
- 5) 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会：コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計、共立出版、1998年2月
- 6) 大田、野中：鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の解析法に関する検討、橋梁と基礎、p27～32、1998年4月
- 7) 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
- 8) 後藤、上條、藤原、小畑：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察、構造工学論文集、Vol.42A、1996年3月
- 9) 磯江、橋本、大南、森本、石毛：鋼製橋脚の耐震性評価方法に関する一考察、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、p261～p268、1997年5月
- 10) 日本建築センター出版部：建築物の構造規定、新洋社、平成6年9月

(1998年9月18日受付)