

木曽川橋の耐震設計について

小松秀樹¹・本荘清司²・岡本裕昭³・右近八郎⁴・山野辺慎一⁵

¹ 日本道路公団 名古屋建設局四日市工事事務所（〒510-0832 愛知県四日市市伊倉 1-2-14）

² 正会員 工修 関西国際空港株式会社 交通管理部（〒549-0001 大阪府泉佐野市泉州空港北）

³ 正会員 工修 鹿島建設株式会社 土木設計本部（〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30）

⁴ 正会員 工修 鹿島建設株式会社 情報システム部（〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30）

⁵ 正会員 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1）

1. まえがき

第二名神高速道路は、名古屋市から神戸市に至る総延長約 170km の高規格幹線道路であり、そのうち木曽三川の河口部付近に建設される橋梁は、橋長 1km の橋梁として計画されている。その整備に当たっては事業費の増大が予想されることから、新技術・新工法の導入などによる経費削減、省力化、工期短縮が必要となっている。

上記課題を満足するため種々の検討の結果、木曽川橋（橋長 1,145m）、揖斐川橋（橋長 1,397m）は、各々 5 径間および 6 径間の PC・鋼複合連続エクストラードズド橋として建設中である。図-1 に木曽川橋の一般図を示す。

この 2 橋は非常に重要な構造物であること、特殊な形状を有する長大橋となること、軟弱な地盤上に建設されることなどから、現行の設計基準では十分かつ合理的な設計が難しい状態にある。また、兵庫県南部地震以降、土木構造物の設計においても建設地域付近に存在する活断層が特定できる場合には、これを考慮した検討の必要性が指摘されている。

本検討は、木曽川橋、揖斐川橋を対象にし、PC・鋼複合連続エクストラードズド橋における構造特性、地形、地質、地盤条件、既往の震災経験を考慮の上、木曽川橋を代表例として解析を行い、木曽川橋、揖斐川橋の耐震安全性について、種々の問題点を整理し、耐震設計法を確立することを目的として実施された。

2. 耐震設計の概要

耐震設計の概要は、以下の通りである。検討の全体フローを図-2 に示す。

(1) 設計用基準地震動の評価

評価地点に与える影響の大きい地震を複数特定し、断層モデルに基づき地震動を評価して本橋架橋地点の工学的

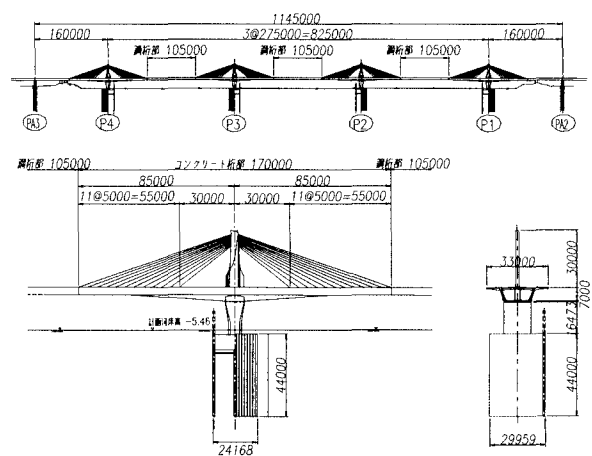


図-1 木曽川橋一般図

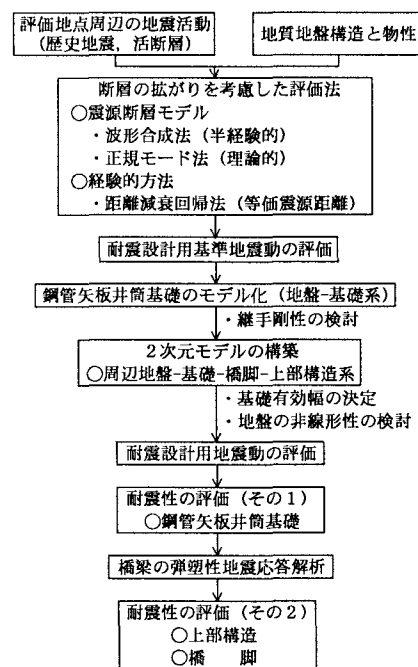


図-2 検討の全体フロー

的基盤における設計用基準地震動を策定した。地震動評価においては、震源断層の拡がりを考慮できる方法とし

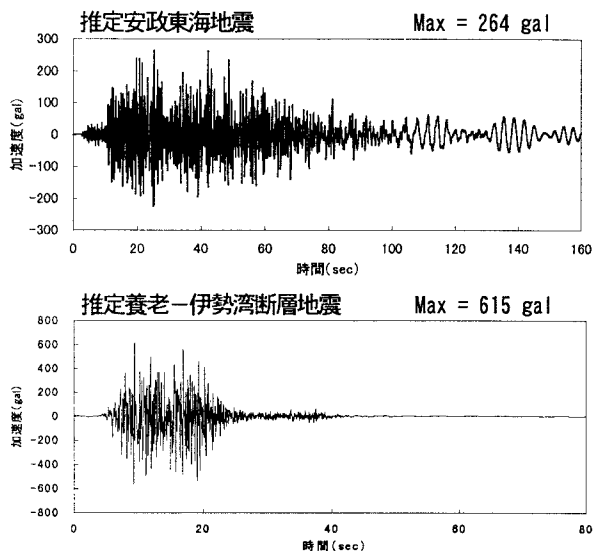


図-3 耐震設計用基準地震動

表-1 地盤物性値

土層	標高(m)	層厚(m)	代表N値	Vs (m/s)	γ_1 (t/m ³)	ν	G_0 (kgf/cm ²)	ひずみ依存のタイプ
1	-8.7	1.2	0	50	1.6	0.495	41	線形
2	-15.1	6.4	4	140	1.7	0.495	347	Type-04
3	-41.2	26.1	2~3	152	1.65	0.495	393	Type-04
4	-50.8	9.6	32	224	1.8	0.490	921	Type-06
5	-59.9	9.1		436	2.0	0.474	3877	Type-09
6	-63.8	3.9	79	436	2.0	0.474	3880	Type-09
7	-67.7	3.9	28	312	1.8	0.481	1788	Type-09
8	-91.5	23.8	13	287	1.7	0.481	1428	Type-11
9	-96.3	4.8	30	347	2.0	0.476	2457	Type-11
10	-108.0	11.7		556	2.1	0.458	6624	線形

て、波形合成法、等価震源距離を用いた距離減衰回帰式、正規モード法を用いた。

検討の結果、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動および内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動として、それぞれ推定安政東海地震、推定養老-伊勢湾断層地震の二つの地震動を本橋に対する設計用基準地震動と評価した。推定安政東海地震および推定養老-伊勢湾断層地震の加速度波形を、図-3に示す。

なお、この設計用基準地震動の評価については、参考文献1)を参照されたい。

(2) 2次元全体系解析による耐震設計地震動の算出

上記検討で得られた二つの地震動を入力とした周辺地盤-基礎-橋脚-上部構造からなる2次元全体系モデルの動的相互作用解析を行い、橋軸方向と橋軸直角方向のそれぞれについて基礎天端における地震動を求め、これを橋脚・上部構造に対する耐震設計用地震動とした。

2次元全体系モデルは橋軸方向と橋軸直角方向のそれぞれに対して作成し、その際、地盤の剛性、鋼管矢板井筒基礎のモデル化、および地盤の有効幅について検討した。

(3) 耐震性の検討

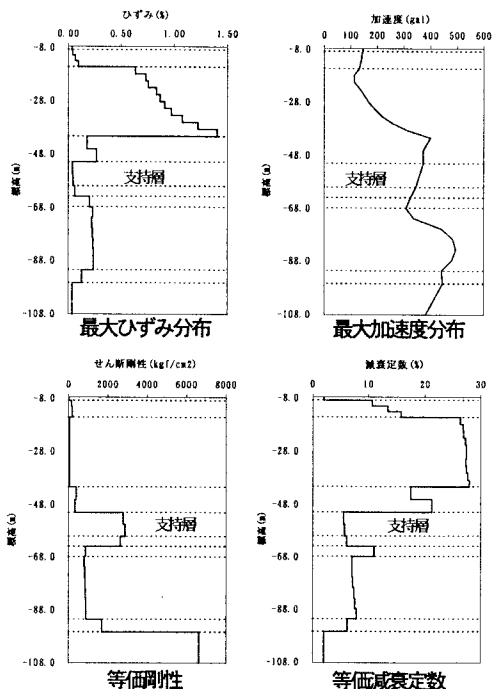


図-4 等価線形解析結果(推定養老-伊勢湾断層地震)

上記検討で得られた耐震設計地震動を入力とした橋梁の弾塑性応答解析を行い、得られた最大断面力、最大変位等について評価し、橋脚、支承、上部構造の耐震安全性を照査した。基礎については、2次元全体系モデルの動的相互作用解析における基礎の応答から鋼管矢板井筒基礎の耐震安全性を照査した。

また、別途液状化解析を行い、表層地盤の液状化が耐震設計用地震動に与える影響について検討した。

本報告では上記のうち、(2) 2次元全体系解析による耐震設計地震動の算出および(3)耐震性の検討について報告を行う。

3. 2次元全体系解析による耐震設計地震動の算出

(1) 地盤の剛性

地盤の剛性については、推定安政東海地震および推定養老-伊勢湾断層地震に対し、1次元重複反射理論による等価線形解析(SHAKE)を行い、地盤定数を求めた。地盤の基礎データについては、橋脚位置でのボーリングデータ、計画設計で用いた地盤データを用いた。また、各層における剛性および減衰定数のひずみ依存性は、原のモデル²⁾(1985)を適用した。なお、具体的な $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線、 $h \sim \gamma$ 曲線は、近傍での地質調査結果から得られた曲線を採用し、せん断弾性波速度(V_s)に応じて初期せん断剛性も見直した。表-1に地盤物性値を示す。

図-4に推定養老-伊勢湾断層地震での、最大ひずみ分布、最大加速度分布、等価剛性、等価減衰定数を示す。

等価線形解析の結果では、推定安政東海地震および推

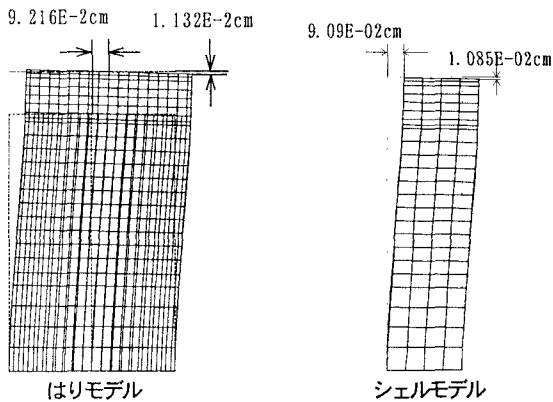


図-5 鋼管矢板井筒基礎のモデル化に関する解析結果

表-2 解析結果の比較(cm)

継ぎ手の剛性	はりモデル		シェルモデル		差(%)	
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
健全な場合	9.22E-2	1.13E-2	9.09E-2	1.08E-2	-1.4	-4.2
健全でない場合	2.78E-1	1.13E-2	3.05E-1	1.08E-2	+9.7	-4.3

定養老-伊勢湾断層地震ともに、支持層面以下では塑性化が小さく、支持層面以上で塑性化が大きくなっている。その結果、特に推定養老-伊勢湾断層地震では、基礎位置で最大約615galであった入力加速度が、自由地盤表面で約150galと大きく低減している。この傾向は推定安政東海地震でも同様であり、支持層面(TP-50.0m付近)以上で塑性化が大きく、自由地盤表面で加速度応答が低減している。

(2) 鋼管矢板井筒基礎のモデル化

鋼管矢板井筒基礎は、鋼管をはり要素で、継手をバネ要素でモデル化することが可能であるが³⁾、地盤-基礎-橋梁系の全体解析においては、各鋼管の挙動よりも基礎全体の挙動が問題となるため、等価なシェル要素を用いる方が妥当であると考えられる。

そこで、この等価なシェル要素の剛性を評価するため、頂版と鋼管のみを考慮したモデルについて、はり要素+バネ要素による解析と、シェル要素による解析の比較を行った。比較は、基礎天端中央に水平荷重を載荷した場合の、載荷点の水平変位で行った。

はり要素による解析では、頂版コンクリートにソリッド要素を、鋼管部にはり要素、継手部には連続的なバネをモデル化するため、面内剛性のみを有する膜要素を適用し、シェル要素による解析では、頂版コンクリートにソリッド要素を、鋼管部にシェル要素を適用した。

鋼管矢板の継手の剛性が健全な場合について、はりモデルの解析結果およびシェルモデルの解析結果を図-5に示す。また、表-2に載荷点での水平変位と、基礎端部での鉛直変位の比較を示す。

モデル化の違いや総自由度の違いを考慮すれば、両モデルでよい一致を示しており、等価なシェル要素によるモデル化は妥当であった。よって、以降の検討では、鋼

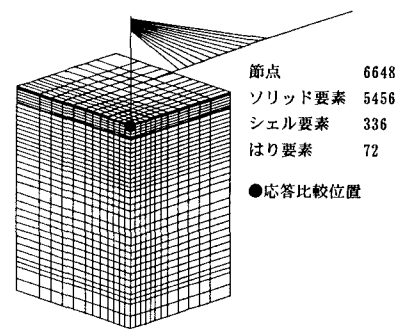


図-6 3次元モデル

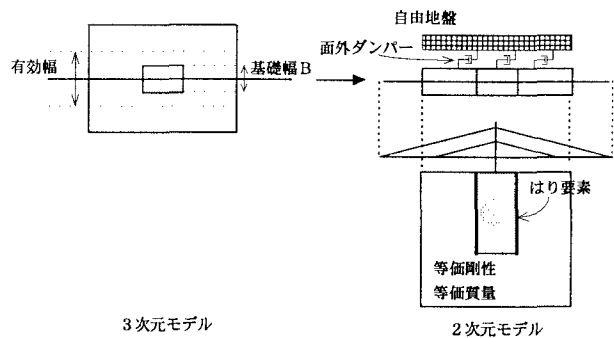


図-7 地盤有効幅と面外ダンパ

管矢板井筒基礎の解析モデルとして、等価なシェル要素を採用した。

(3) 2次元全体系モデルにおける地盤の有効幅

2次元全体系モデルによる地盤-基礎-橋梁系の動的解析を行う際の地盤の有効幅について検討した。検討手順は、1橋脚分を解析対象として、3次元モデルによる動的解析と、地盤の有効幅をパラメータとした2次元モデルによる動的解析を行い、両者を比較検討した。加振方向は橋軸方向とし、鋼管矢板の継手の健全な状態で解析を行った。比較項目は橋脚下端位置での加速度伝達関数とした。また、継手の健全度による継手剛性の有無についても検討を行った。

a) 3次元モデルによる動的解析

3次元モデルによる動的解析では、1橋脚を取り出し、地盤をソリッド要素、鋼管矢板井筒基礎の頂版コンクリートをソリッド要素、鋼管矢板をシェル要素でモデル化し、橋脚より上の橋梁部分については、はり要素でモデル化した。図-6に解析モデルを示す。また、地盤の解析対象範囲は、橋軸方向は基礎の橋軸方向幅の5倍程度(130m)、橋軸直角方向についても同様に基礎の橋軸直角方向幅の5倍程度(150m)、深さ方向は基礎の深さの2倍程度(100m)とした。

b) 2次元モデルによる動的解析

2次元モデルによる動的解析で用いた解析モデルは、基本的に3次元解析モデルを平面に投影したものとし、橋梁部分については3次元解析モデルと同じとした。

図-7に有効幅の概念を示す。この図の様に有効幅B

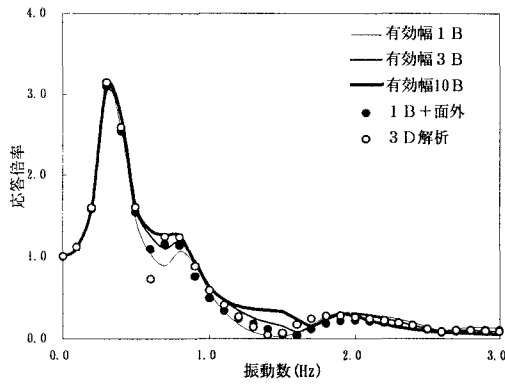


図-8 加速度伝達関数の比較(橋脚下端)

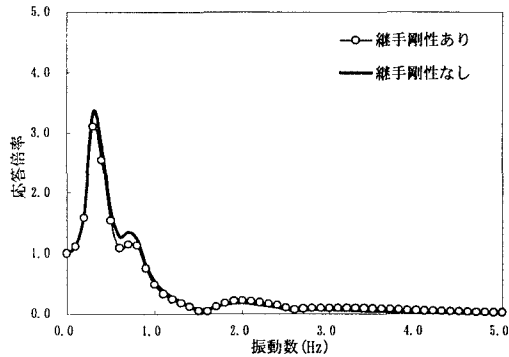


図-9 加速度伝達関数の比較(橋脚下端)

を設定したときの物性値は、幅Bの間の平均的な物性値を用いた。解析ケースは、基礎幅をBとして有効幅1B、3B、10Bの3ケースと、面外ダンパを設置したケースとして1B+面外ダンパの合計4ケースとした。

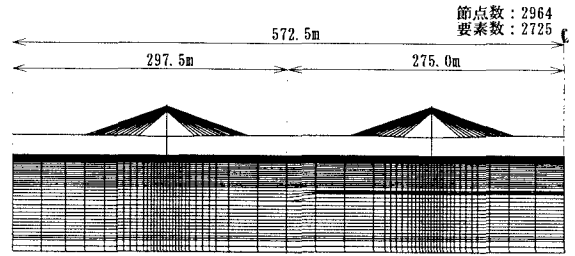
c) 有効幅の設定

地盤一構造物の動的相互作用では、一般に有効幅が小さいほど橋梁部分の振動特性が卓越し、有効幅が大きくなるにつれ地盤の振動特性が卓越してくる。図-8に2次元解析と3次元解析の比較を示す。図-8は、地盤の有効幅をパラメータとして表示している。

地盤の有効幅や面外ダンパを種々変化させた結果、3次元解析と最も近い挙動を示すのは1B+面外ダンパのケースであることが確認された。そこで、以降の検討では、1B+面外ダンパのモデルを2次元モデルとして採用した。

d) 継手の健全度

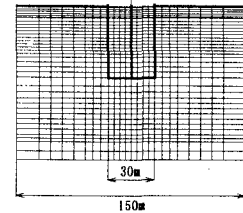
継手の健全度による継手剛性の有無について検討を行った。ここでは、継手が降伏した場合を「継手剛性なし」としている。解析モデルとして、上記の1B+面外ダンパのモデルを使用し、橋脚下端位置での加速度伝達関数を比較した。図-9に示すように、継手剛性の有無による周波数伝達関数の差はほとんどない。このことから、基礎の挙動は地盤の挙動に支配されており、継手の剛性にはほとんど影響されないものと言える。継手剛性の有無に関しては、耐震検討では工学的に有意な差は見られないが、以降の検討では、安全側の値として応答値の若



橋軸方向

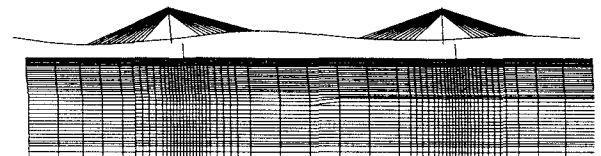
要素数：904

節点数：1124

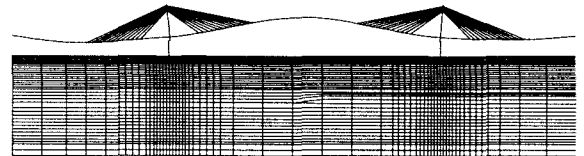


橋軸直角方向

図-10 2次元全体系解析モデル

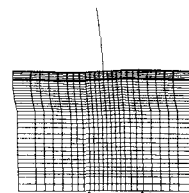


1次モード (T=2.88sec, f=0.347Hz, $\beta=-4.00$)



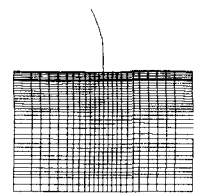
2次モード (T=2.63sec, f=0.380Hz, $\beta=1.81$)

橋軸方向



1次モード

(T=2.36sec, f=0.424Hz, $\beta=-2.78$)



4次モード

(T=1.03sec, f=0.973Hz, $\beta=11.79$)

橋軸直角方向

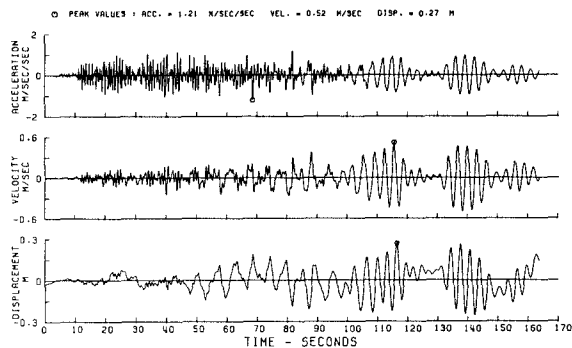
図-11 固有振動モード図

干大きな、継手剛性なしの場合について検討を行った。

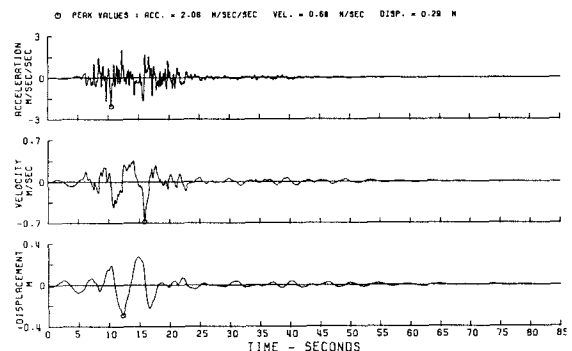
(4) 2次元全体系解析

推定安政東海地震および推定養老一伊勢湾断層地震のそれぞれに対して、橋軸方向および橋軸直角方向の地震応答解析を行った。解析モデルを図-10に、主要な固有振動モードを図-11に示す。

図-12に、推定安政東海地震および推定養老一伊勢湾断層地震による基礎天端の応答波形を示す。また、表-3および表-4に、それぞれの地震による主要点の加速度および変位応答の最大値を示す。



推定安政東海地震 (橋軸方向)



推定養老一伊勢湾断層地震 (橋軸方向)

図-12 基礎天端 (P4橋脚) の応答波形

表-3 最大応答値(推定安政東海地震)

解析ケース	橋軸方向 P4橋脚	橋軸方向 P3橋脚	直角方向
着目点			
支持層加速度 (gal)	172.8	169.2	166.9
基礎天端加速度 (gal)	121.1	113.8	99.6
橋脚天端加速度 (gal)	146.5	136.6	152.6
支持層変位 (m)	0.074	0.078	0.078
基礎天端変位 (m)	0.198	0.196	0.184
橋脚天端変位 (m)	0.242	0.234	0.209

表-4 最大応答値(推定養老一伊勢湾断層地震)

解析ケース	橋軸方向 P4橋脚	橋軸方向 P3橋脚	直角方向
着目点			
支持層加速度 (gal)	310.0	294.3	288.4
基礎天端加速度 (gal)	207.2	195.6	142.5
橋脚天端加速度 (gal)	273.9	261.6	193.3
支持層変位 (m)	0.136	0.140	0.139
基礎天端変位 (m)	0.228	0.226	0.216
橋脚天端変位 (m)	0.247	0.244	0.232

4. 耐震性の検討

(1) 基礎の耐震検討

a) 概要および方法

現行の道路橋示方書IV下部構造編では、地震時保有水平耐力法として基礎周辺地盤をバネでモデル化し、上部構造の荷重を基礎天端に静的に作用させて基礎の応答を求めることになっているが、今回のように、軟弱な地盤中に基礎があって、地盤自体の振動(変形)に伴って基礎が大きく変形して、その影響が無視できない場合や、橋梁と周辺地盤との動的相互作用の影響が無視できない場

表-5 鋼管矢板基礎における地震時保有水平耐力法

	道路橋示方書の方法	今回の方法	備考
地震動	地震時保有水平耐力法用水平震度	震源断層モデルや経験的方法を用いて求めた地震動	橋の使用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動
応答算出法	上部工からの荷重を基礎天端に作用させる静的解析	周辺地盤を含めた橋梁全体系の動的解析(等価線形)	
周辺地盤のモデル化	弾塑性型のパネ(6種類の地盤抵抗)	質量、剛性(剛性低下を考慮)を考慮したFEMモデル	
基礎本体のモデル化	1本の柱状体基礎本体のM~φ関係は線形	シェル(側面)とはり(前後面)を組み合わせたモデル	
検討項目検討基準		<ul style="list-style-type: none"> ①鋼管矢板先端の地盤反力<極限支持力 ②鋼管矢板の応力度 < 降伏応力度 ・1/4の鋼管矢板が①②の状態になるが、 ・①の状態の鋼管矢板と浮上りを生じた鋼管矢板の合計が6割に達する場合 → 応答塑性率 < 4 ・基礎天端 水平変位 < 40cm 回転角 < 0.025rad 	降伏を超えた場合、エネルギー一定則を用いて応答塑性率を算出

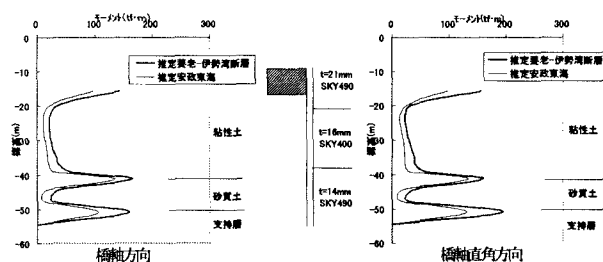


図-13 鋼管矢板の最大モーメント分布

合には、道路橋示方書の方法をそのまま適用するのは難しいと考えられる。

そこで、本橋の鋼管矢板井筒基礎の耐震安全性の検討に当たっては、前章に示した2次元全体系モデルを用いた周辺地盤を含めた橋梁全体系の動的解析結果から基礎の応答を求め、安全性についての検討項目および判定基準については、道路橋示方書IV下部構造編の地震時保有水平耐力法に従うことにした。表-5に今回の検討手法をまとめた。

b) 検討結果

まず、地震時の基礎底面の地盤反力の照査を行った。水平地震力による地盤反力の増分として、鋼管矢板先端の軸力の増分を求め、これに常時の地盤反力を足し合わせ、極限支持力以下であることを照査した。照査の結果、鋼管矢板先端の地盤の極限支持力 $R_u = 905 \text{ tf/本}$ に対し、地震時の鋼管矢板先端の反力の最大値は $R = 693 \text{ tf/本}$ となり、基礎底面の地盤は降伏しないことが確認された。

次に、鋼管矢板の応力度の照査を行った。図-13に鋼管矢板に発生する曲げモーメントの最大値の分布を示す。動的解析による応答断面力と常時の断面力を足し合わせて、応力度の照査を行った結果、鋼管矢板の深部で降伏応力 $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ を上回る応力 $\sigma = 3111 \text{ kgf/cm}^2$ が生じていたが、エネルギー一定則による応答塑性率は1.56で、一般に用いられている基礎の許容塑性率4.0を大きく下回った。

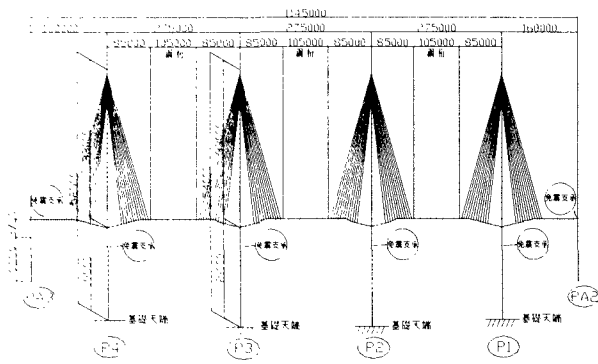


図-14 3次元フレームモデル

表-6 各部材の減衰定数

部	材	減衰定数(h)
主桁	PC桁	3%
	鋼桁	2%
斜材	材	2%
主塔	塔	3%
橋脚	脚	2%

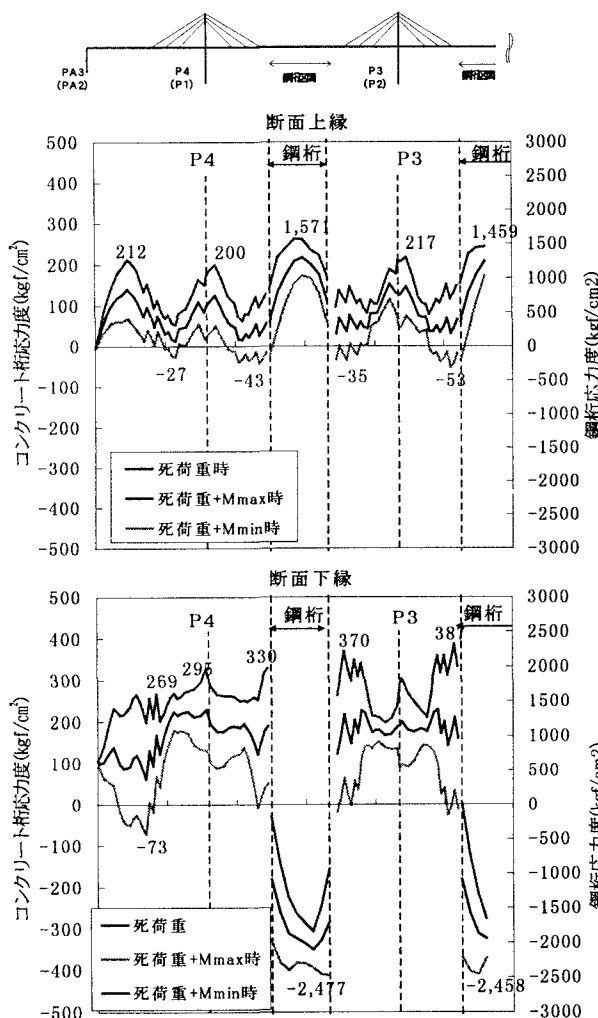


図-15 主桁応力度分布(推定養老-伊勢湾断層地震)

最後に、基礎の天端と下端の相対変位を照査した結果、許容変位40cmに対し、解析で得られた変位は最大13.75cmであり、十分安全であると判断された。

表-7 PC桁最大応力度(kgf/cm²) (橋軸方向)

	上縁		下縁	
	圧縮	引張	圧縮	引張
推定安政東海	228	-47	384	-60
推定養老-伊勢湾	217	-53	387	-73

表-8 鋼桁最大縁応力度(kgf/cm²) (橋軸方向)

		最大応力度	許容応力度	備考
推定安政東海	上縁(圧縮)	1629	2100×1.5=3150	SM490Y
	下縁(引張)	2516	2600×1.5=3900	SM570Y
推定養老-伊勢湾	上縁(圧縮)	1571	2100×1.5=3150	SM490Y
	下縁(引張)	2477	2600×1.5=3900	SM570Y

(2) 橋脚および上部構造の耐震検討

a) 概要

3. (4)項で得られた基礎天端における応答値を耐震設計用地震動とし、これを3次元フレームモデルに入力して非線形動的応答解析を行い、各部材の耐震安全性を検討した。

b) 解析条件

解析モデルは3次元フレームモデルとした。図-14に解析モデルを示す。

部材モデルとしては、主桁および斜材は線形部材としてモデル化し、主塔および橋脚は非線形部材としてモデル化した。この非線形部材のM-φ関係の骨格曲線はトリリニアでモデル化し、履歴則には武藤モデルを使用した。また、免震支承は橋軸方向および鉛直軸まわりのみ非線形性を考慮したバネ要素とし、免震マニュアル⁵⁾に従ったパイリニアモデルとした。

基礎および地盤は、入力する地震動が基礎および地盤の影響を考慮した多点変位入力であるため、基礎・地盤はモデル化を行わず、橋脚下端に直接地震波を入力した。

また、各部材の減衰定数は道示V耐震設計編を参考にし、表-6に示す値を用いた。

c) 橋軸方向の検討結果

図-15に推定養老-伊勢湾断層地震を入力した場合の主桁の応力度分布を示す。

PC桁に発生する最大応力度を表-7に示す。圧縮応力度については、最大でも設計基準強度600kgf/cm²の65%程度であり、多少の塑性化は生じると考えられるが、十分な耐荷能力を有しているものと考えられる。また、引張応力が発生するのは、側径間および中央径間の中央付近で、断面寸法が小さく、導入プレストレス量が少ない区間である。

鋼桁の最大発生縁応力度を表-8に示す。鋼桁の縁応力度はいずれも許容応力度以下である。

主塔および橋脚に作用する曲げモーメントはいずれも降伏点以下であり、十分な耐荷性能を有していた。

支承に生じる相対変位は、中間橋脚で最大12cm(せん断ひずみγ=21%)、端橋脚で最大13cm(γ=18%)であり、

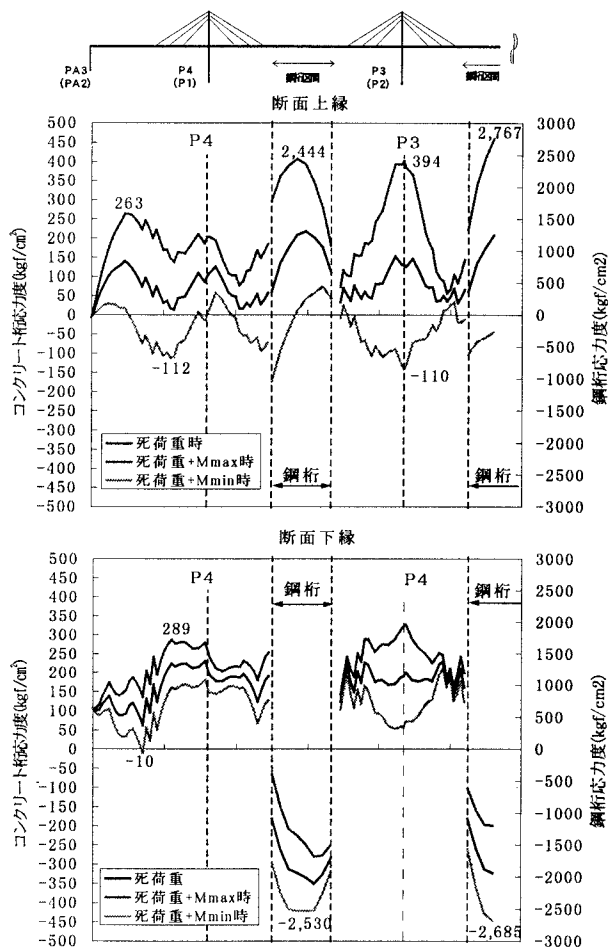


図-16 主桁応力度分布(推定養老-伊勢湾断層地震)

表-9 PC桁最大応力度(kgf/cm²) (橋軸直角方向)

	上縁		下縁	
	圧縮	引張	圧縮	引張
推定安政東海	503	-198	343	-11
推定養老-伊勢湾	394	-112	289	-10

表-10 鋼桁最大応力度(kgf/cm²) (橋軸直角方向)

	最大応力度	許容応力度	備考
推定安政東海	上縁(圧縮)	2100×1.5=3150	SM490Y
	下縁(引張)	2600×1.5=3900	SM570Y
推定養老-伊勢湾	上縁(圧縮)	2100×1.5=3150	SM490Y
	下縁(引張)	2600×1.5=3900	SM570Y

積層ゴムの許容せん断ひずみ($\gamma=250\%$)およびストッパーの可動量に対して、十分に余裕があった。

また、斜材の張力についても、いずれも許容値(0.6Pu)以下であった。

d) 橋軸直角方向の検討結果

図-16 に推定養老-伊勢湾断層地震を入力した場合の主桁の応力度分布を示す。また、PC桁に発生する最大応力度を表-9に示す。PC桁部に関して最大発生応力度は圧縮で503kgf/cm²、引張で198kgf/cm²であった。橋軸直角方向地震時の曲げ応力度から平面保持を仮定して引張応力が発生する領域を推定した結果、大きな引張応力が生じる領域の大部分が張出床版であり、張出床版

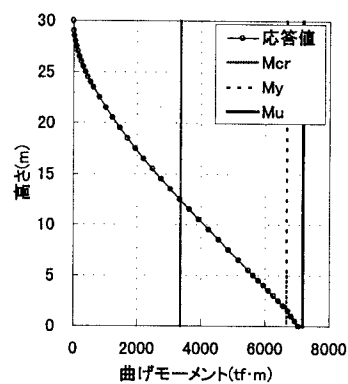


図-17 P3主塔基部断面力分布(推定安政東海地震)

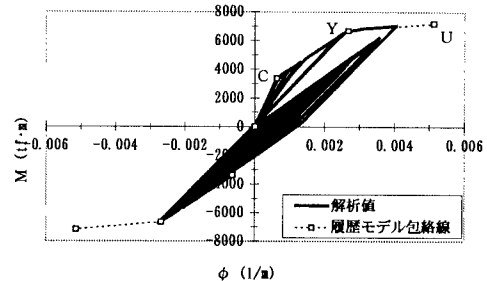


図-18 P3主塔基部M-φ曲線(推定安政東海地震)

の引張応力度を許容するならば問題ないと思われる。同様に大きな圧縮応力度が生じるのも、張出床版の先端部であり、著しい損傷は受けないものと思われる。鋼桁の最大発生応力度を表-10に示す。推定安政東海地震入力時に圧縮側で許容応力度を若干越えたが、抵抗断面を改善することで対処できると思われる。

主塔および橋脚に作用する曲げモーメントについては、推定安政東海地震の入力に対し、図-17に示すように、P3主塔基部で終局点近くまでの応答を示した。図-18に、P3主塔基部での曲げモーメント-曲率の履歴曲線を示す。

主塔基部の断面力は、終局には至らないものの降伏点を大きく越える応答を示している。主塔は耐震性能上、最も重要な部材であり、構造物の重要度を考慮した耐震安全性および地震後の修復施工性の観点から、より高い耐荷能力となるように主塔断面の見直しを行った。その結果、主塔基部に発生する断面力を、降伏点を少し越える程度(塑性率1.20)に抑えることが出来た。

(3) 液状化の影響

対象地点の表層約10mはN値10以下の飽和シルト質砂層であり、地震時に液状化が予想された。そこで表層地盤の液状化が耐震設計用地震動に与える影響について検討するため、別途、地盤の液状化解析(有効応力解析)を行った。解析の結果、推定養老-伊勢湾断層地震と推定安政東海地震のいずれの地震動においても液状化の発生が認められた。しかし、基礎天端における加速度応答スペクトルを有効応力解析によるものと全応力解析による

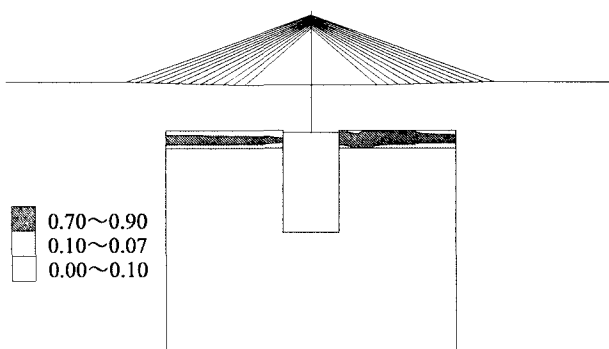


図-19 過剰間隙水圧の分布(推定養老-伊勢湾断層地震)

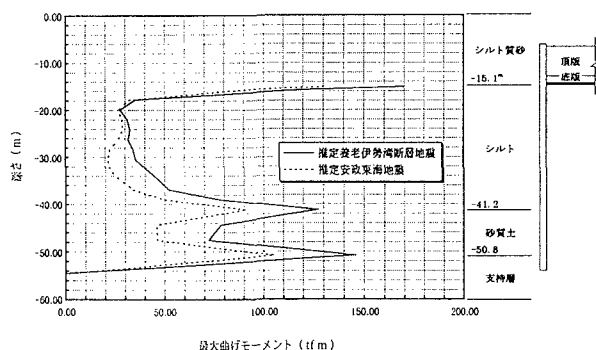


図-20 鋼管矢板の最大曲げモーメント分布

もので比較した結果、橋に対して影響する長周期成分においては、有効応力解析によるスペクトルの方が小さく、全応力解析による基礎天端の地震動を用いて耐震性を検討すれば安全側となることを確認した。図-19 および図-20 に検討結果の例として、過剰間隙水圧の分布および鋼管矢板の最大曲げモーメント分布の、全応力解析と有効応力解析の比較を示す。

5. 検討結果

まず、過去および将来を通じ本橋に最も影響を及ぼす地震動を本橋の「耐震設計用基準地震動」と定義し、本橋周辺の歴史地震や活断層を調べ、震源断層の拡がりや考慮できる地震動評価手法などにより、「推定安政東海地震」および「推定養老-伊勢湾断層地震」の二つを架橋地点の工学的基盤の仮想地表面における地震動の形で求めた。

次に、この二つの耐震設計用基準地震動を入力とした周辺地盤-基礎-橋脚-上部構造からなる2次元全体系モデルの動的相互作用解析(全応力解析)を行い、基礎天端における地震動を「耐震設計用地震動」として求めた。その際、地盤の特性、基礎の特性、および地盤と基礎との動的相互作用を考慮した。

最後に、この耐震設計用地震動を入力とした、橋脚-上部構造からなる3次元フレームモデルの弾塑性地震応答解析により各部材の耐震安全性を照査した。その結果、

いずれの部材にも著しい損傷が生じることはないことが確認できた。なお、液状化解析の結果、表層約10mはいずれの地震動においても液状化することが認められたが、基礎天端における地震動や基礎の鋼管の応力度に対しては、全応力解析が安全側の評価となっていることを確認した。

なお、本橋の施工に際しては、本検討結果を踏まえ、主塔基部断面の見直しを行った。

6. あとがき

本報告は、第二名神高速道路の三重県内、木曾三川の河口付近に架橋される橋梁のうち、木曾川橋および揖斐川橋の耐震性を評価すべく検討を行ったものである。これらの橋梁は希にみる長大橋であるとともに、世界ではじめてのPC・鋼連続エクストラード形式で計画された。そして、その架橋地点は非常に軟弱な地盤条件であること、また過去に数回の大規模地震を経験していることから、構造物の耐震性能を評価するにあたっては、詳細かつ合理的な検討が必要とされた。ここで得られた検討結果は、木曾三川橋のみに限った成果にとどまらず、耐震設計法におけるより進歩的な研究の基礎資料となれば幸いである。

謝辞：本検討の実施にあたり、第二名神高速道路木曾三川橋の設計施工に関する技術検討 耐震設計委員会(委員長 京都大学大学院工学研究科長 土岐憲三教授)のご指導を賜りました。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 小松秀樹、酒井秀昭、水口和之、池浦友則、大保直人：木曾三川橋の耐震設計におけるレベル2地震動の算出、第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、投稿中
- 2) 原 昭夫：土と地盤の動的性質、構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム、日本建築学会、pp. 21-31、1985。
- 3) (社)日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説、昭和59年2月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I~V編、平成8年12月
- 5) (財)土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案)、平成4年12月