

3. 4 「動的解析とモデル化」ワーキンググループの研究成果

第4 WGでは、鋼橋の耐震検討を行う際に用いる動的解析に関して、より適切な手法の選択やモデル化等について考えた。WGメンバーは、日常業務の中で定常的に動的解析を行っている場合が多く、その中では下記の様な問題点、疑問点が持たれている。

①動的解析のモデル化に関する話題

- ・動的解析の際の、部材の非線形特性の取り扱いについて検討する必要がある。
- ・入力地震波に地域特性を入れることを考えたい。
- ・曲線橋の解析を平面モデルで行う場合に、振動方向の取り扱いについて検討したい。
- ・地震波作成の方法について考えたい。
- ・動的解析における適切なモデル化の検討を行いたい。モデルとして、分散支承を持つ直線橋を考え、たとえば支承のばね定数の設定などに着目して、いくつか解析して検討し、モデルの対象を曲線橋へ拡大することを試みたい。
- ・1層ラーメンで軸力変動を考慮したモデルを取り扱いたい。
- ・非線形部材や塑性ヒンジの位置など、設計者の考え方により異なった結果となるため、どのような基準で判断すべきか考えておく必要がある。
- ・動的解析のモデル化の際に、基礎のばね条件の入れ方が問題になるため、検討したい。
- ・2方向地震動の取扱いが問題になることがあり、検討したい。

②動的解析結果の取扱いに関する話題

- ・解析のモデル化の違いにより、結果が大きく異なる場合があり、例題解析をして、その程度を見極める必要がある。
- ・動的解析で求められた応答値の評価方法について考えたい。また、その解説書のようなものができればより良いと思われる。
- ・どのような解析方法で行ったら正しい評価につながるのか、見極めたい。また、実験値との比較も行ないたい。
- ・解析結果の評価の際に、変形性能も考慮していくようにしたい。
- ・モデルを設定して、保耐照査と動的解析の比較を行い、その安全性を検討したい。
- ・動的解析の結果から得られる桁の移動量の値が大きく、これを設計に反映すると桁遊間を変更する必要がある。場合によっては桁長、支間長も変更する必要がある。あるいは下部工天端高さの変更や下部工形状の変更が必要になる。こうした場合に、動的解析の結果をどのように取り扱うべきなのか適切な判断を行えるようにしたい。
- ・動的解析の結果が正しいのかどうか、適切な検証方法を導きたい。
- ・支間長、ゴム支承の非線形性、橋脚形状や鉄筋量などの影響が動的解析結果に与える影響が大きい。また、同じ構造物においても、入力波形の違いにより応答値が大きく異なる場合がある。計算結果が不適切な場合、こうした因子の変更をすることになるが、非線形解析であるため、結果の予測が非常に困難で、適切な結果が得られるために数多くの試行錯誤が必要になる。
- ・鋼製橋脚やアーチの隅角部では大きな応力が生じることがあり、断面性能アップでは対応できない場合、非常に困難であるため、検討したい。
- ・タイプBのゴム支承を用いた橋梁では、動的解析の結果、移動量が大きくなった場合に、分散支承では対応しきれず、免震支承を用いた分散設計により対応することがある。道示では、免震支承を用いた分散設計では減衰による震度の低減は行わないとされており、これは等価剛性

を用い、支承の減衰は通常のゴム支承の値（2～4%）として動的解析することになると思われる。しかしこれでは分散支承を用いた場合と大差ないため、①等価剛性、等価減衰定数を用いる、②免震支承の履歴（ k_1 、 k_2 ）を考慮（減衰は0）、として対処することがあるが、これは免震設計と同等と考えられる。いずれの方法で行うべきか、あるいは他の方法によるべきかよくわからないので検討したい。

- ・保有水平耐力計算で耐力不足になるものを動的解析を行うことで満足させるというのは安全性に問題はないのか、あるいは保有水平耐力法が過剰設計になっているのではないのか、再考したい。

③客先への説明に関する話題

- ・設計時に、保有水平耐力法と動的解析の両方の結果を求められることが多くなっており、結果的にかなり安全側の設計となってしまうため、両者の比較をして、どのように取り扱って行ったらよいのか考えるべきである。また、なるべく設計を迅速に行うためにも、不必要な動的解析を行わなくても良いようにする方策を考えたい。
- ・発注者側への動的解析に対する説明を積極的に行い理解を深めてもらう必要がある。

これらの点を解決すべく、WGとしての活動を行ってきたが、話題が多岐に渡っており、集約することが困難であった。

ここでは、メンバーの経験した事例をいくつか採り上げ、同様の問題を抱える方々への参考資料を呈することで活動成果のとりまとめとした。

業務概要：

鋼上路式アーチ橋の設計資料とするために、レベル1での静的解析とレベル2での動的解析の比較を支間長を変えて行った。

設計仮定：

平面線形を直線とし、縦断勾配はないと仮定し、支間長と支点条件を変化させた。図-1に解析モデルの骨組図を示す。

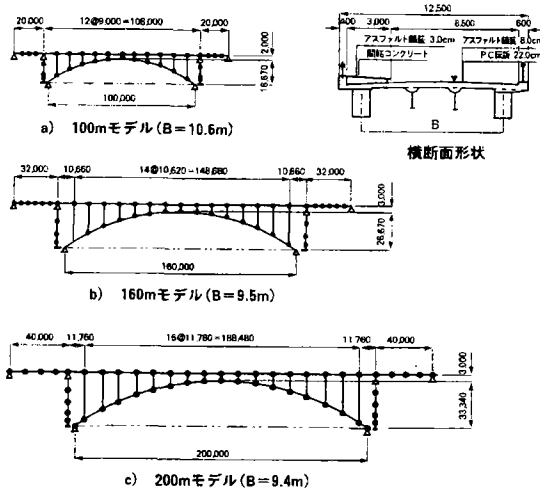


図-1 解析モデル骨組図

また、表-1に解析ケース一覧を示す。

表-1 解析ケース一覧

解析ケース	アーチ支間長	橋軸方向水平変位の拘束		動的解析の適用	荷重の組み合わせ	備 考
		橋台部	橋脚部			
100A	100m	Move	Move	×	D+L+I+W+EQ1	震度法レベルの地震動を考慮。
100B			Fix	○	D+EQ2	大規模地震動を考慮。
100C		Fix	Move	○	D+EQ2	大規模地震動を考慮。
160A	160m	Move	Fix	×	D+L+I+W+EQ1	震度法レベルの地震動を考慮。
160B			Fix	○	D+EQ2	大規模地震動を考慮。
160C		Fix	Move	○	D+EQ2	大規模地震動を考慮。
200A	200m	Move	Fix	×	D+L+I+W+EQ1	震度法レベルの地震動を考慮。
200B			Fix	○	D+EQ2	大規模地震動を考慮。
200C		Fix	Move	○	D+EQ2	大規模地震動を考慮。

※橋台部の拘束は片側のみとし、橋脚頂部の拘束は両側拘束とする。

支間長は3種類とした。それぞれケースAではレベル2の静的解析とし橋台部は可動、ケースBは同じく動的解析、ケースCは片方の橋台部で橋軸水平方向水平変位を拘束して動的解析を行った。表-2に部材剛度を示す。

表-2 部材剛度一覧

解析ケース	部 材	断面積 A[m ²]	断面二次モーメント		ねじり定数 J [m ⁴]	せん断断面積 As [m ²]
			I _{内側} [m ⁴]	I _{外側} [m ⁴]		
100A, B, C	アーチチブ	0.174	0.045	4.890	0.027	0.019
	補剛桁	0.099	0.060	7.052	0.006	0.337
	支 柱	0.060	---	1.674	---	0.007
	RC橋脚	31.30	16.3	406.9	56.9	31.3
160A, B, C	アーチチブ	0.434	0.157	9.800	0.127	0.022
	補剛桁	0.188	0.095	8.509	0.075	0.336
	支 柱	0.061	---	1.381	---	0.006
	RC橋脚	60.50	109.3	811.4	147.1	43.8
200A, B, C	アーチチブ	0.452	0.188	9.989	0.186	0.015
	補剛桁	0.257	0.178	9.944	0.119	0.336
	支 柱	0.061	---	1.352	---	0.006
	RC橋脚	83.80	273.5	1,146.6	293.7	56.3

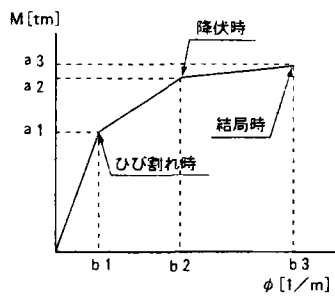
※断面二次モーメントの添字は、それぞれ主構面内および主構面外を示す。

※RC橋脚部材のヤング率は、 $E_c = 2.5 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ とする。

地盤種別は第I種地盤と仮定し、入力地震動として道示Vに基づく3波形を用いその平均値をもって動的解析結果とした。入力地震動はタイプIIとし、作用方向は橋軸方向および橋軸直角方

向についてそれぞれ検討した。

解析方法は直接積分法による時刻歴応答解析とし、数値積分はNewmark- β ($\beta = 1/4$) 法によった。構造減衰はひずみエネルギー比例減衰としてモード毎の減衰定数を算出したうえで減衰マトリックスを作成した。鋼部材の減衰定数は $h=0.03$ 、RC橋脚は $h=0.02$ とした。鋼部材は線形部材とし、RC部材は図-2に示すような材料非線形条件とした。解析はDYNA2Eを用いた。



計算ケース	M [tfm]			ϕ [1/m]			
	a 1	a 2	a 3	b 1	b 2	b 3	
100B, C	橋軸方向	3,372	7,986	8,039	7.87E-5	9.93E-4	3.92E-2
	橋軸直角方向	16,081	28,317	42,486	1.57E-5	1.86E-4	4.01E-3
160B, C	橋軸方向	11,161	30,418	33,898	4.35E-5	5.53E-5	3.38E-2
	橋軸直角方向	29,826	67,557	95,338	1.56E-5	1.93E-4	7.71E-3
200B, C	橋軸方向	18,171	72,886	91,783	2.83E-5	4.17E-4	1.72E-2
	橋軸直角方向	36,573	130,489	191,210	1.36E-5	1.96E-4	6.77E-3

図-2 RC橋脚基部の材料非線形の入力値

解析結果：

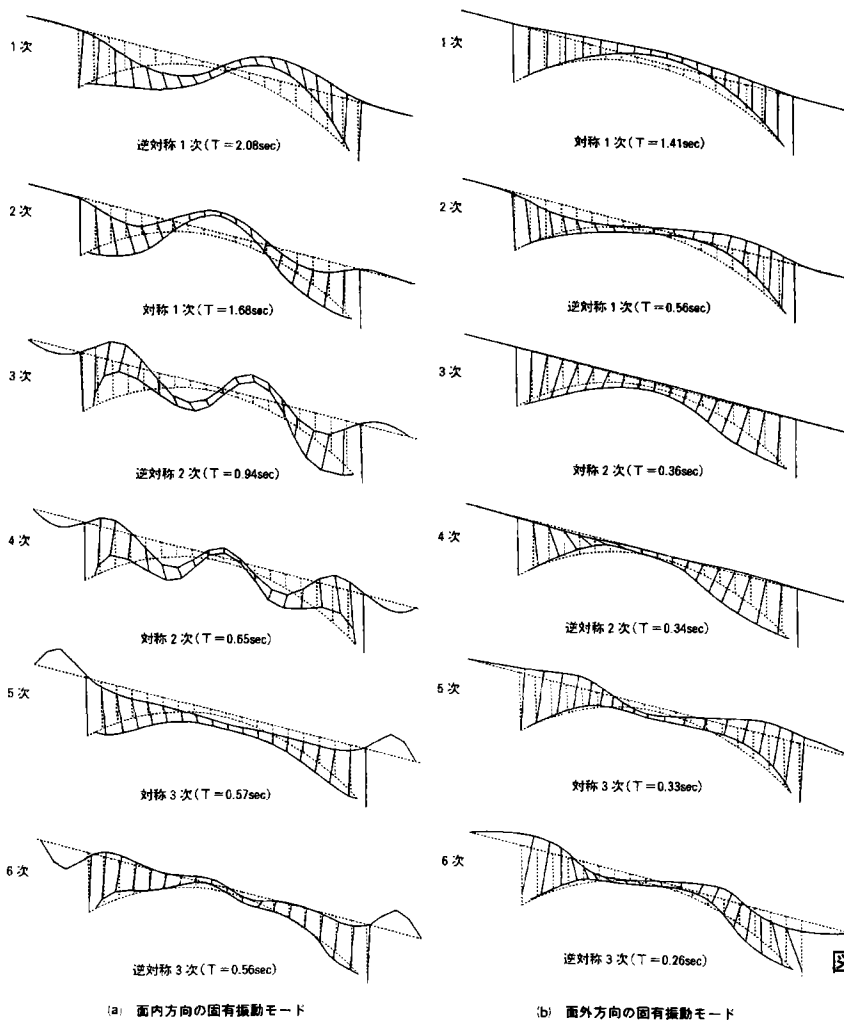


図-3 固有振動モード図 (200Bモデル)

上路式アーチ橋で生じる固有振動モードを、支間200mのケースを例として図に示す。上路式アーチ橋では、静的に地震動を作用させると逆対称一次モードに近い変形を生じるが、動的解析を行うと、それ以外のモードが応答に影響を与える可能性が出てくることが分かる。また、アーチ支間が長くなると固有周期が長くなり、高次モードの影響を受けやすくなる。

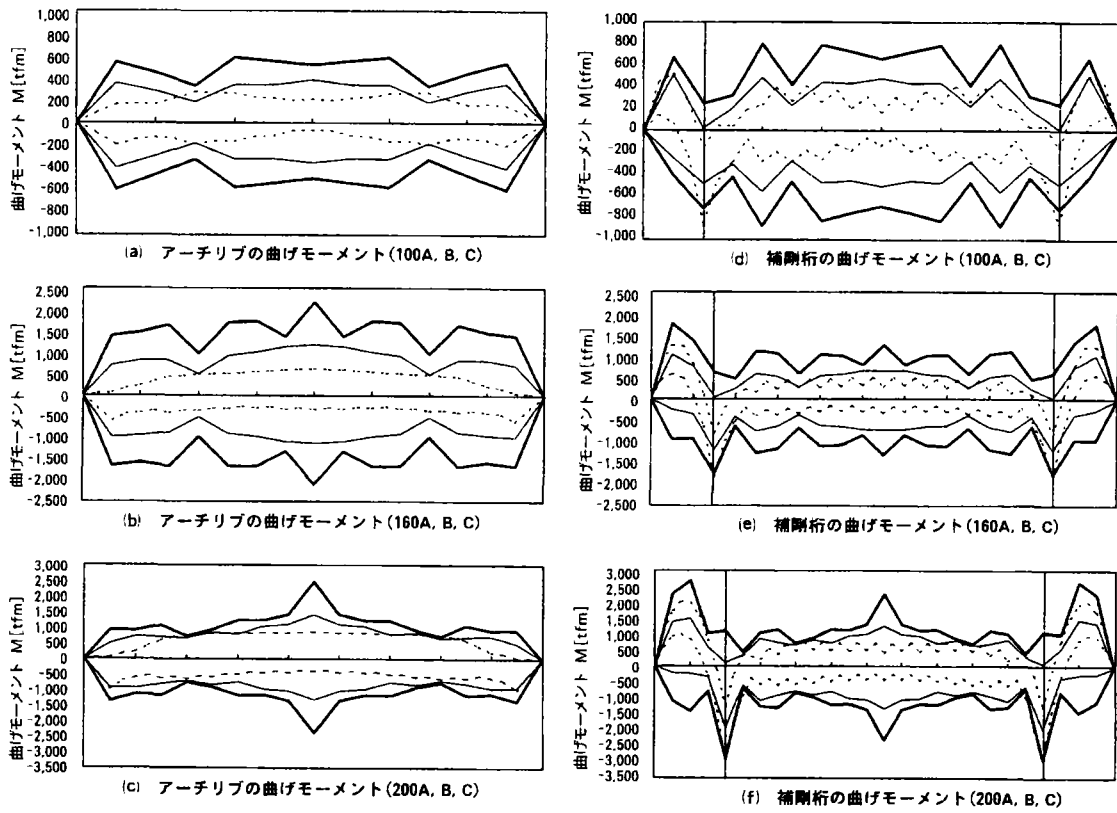


図-4 アーチリブの曲げモーメント

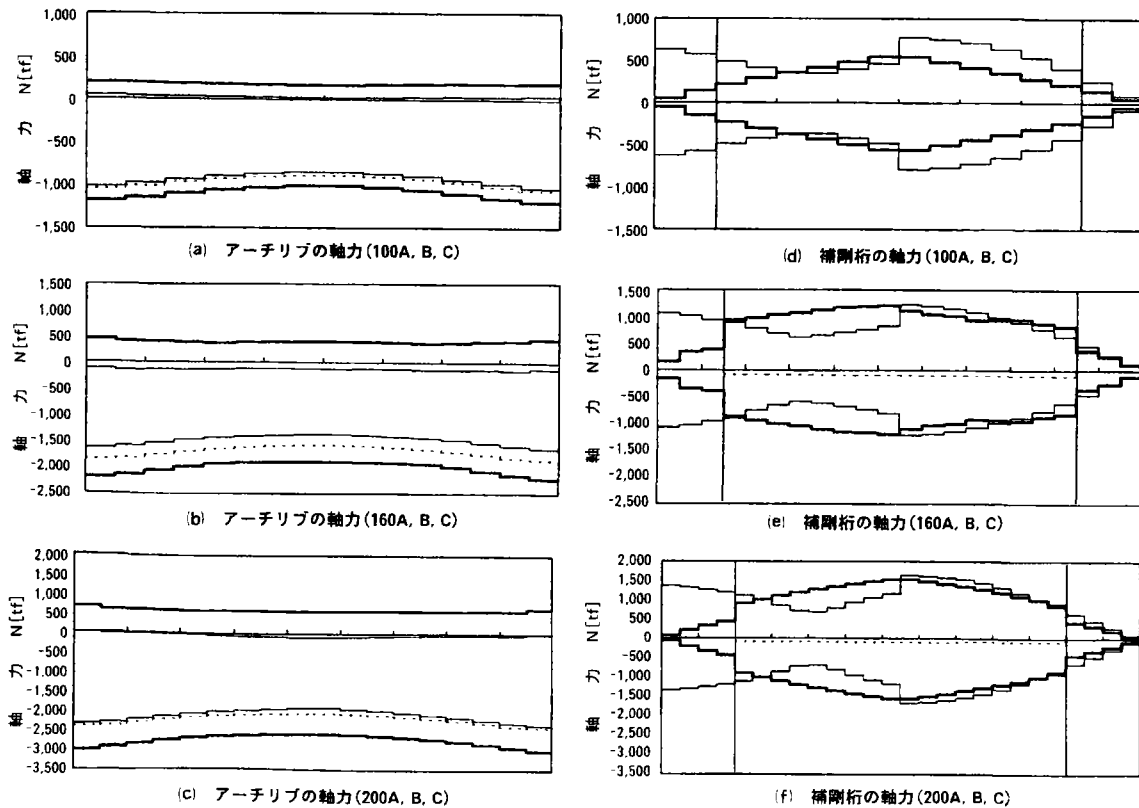


図-5 軸力図 (----: ケースA, ——: ケースB, —: ケースC)

一般に活荷重偏載による主構面内の曲げモーメント分布は、アーチクラウン部およびアーチ支間の1/4, 3/4点付近において最大となる(ケースA)。ところが動的解析を行った場合には、橋軸方向地震時における曲げモーメントは図-4(a)~(c)に示すようにクラウン部のほかにアーチ支間の1/8, 3/8, 5/8, 7/8点付近で大きくなり、1/4, 3/4点付近では逆に曲げモーメントが小さくなる(ケースB, C)。これは、1次のみならず2次以降の逆対称変形モードが支配的となることによるものと考えられる。

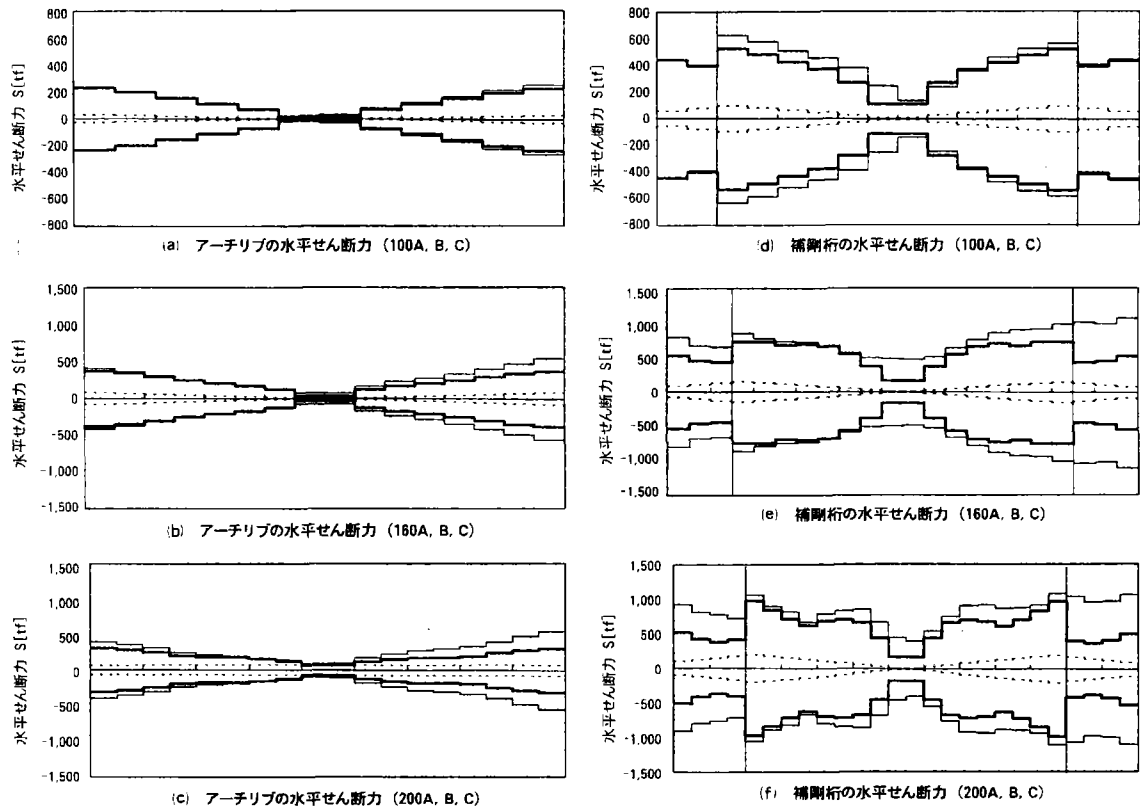


図-6 橋軸直角方向地震時の水平せん断力図(---: ケースA, —: ケースB, - - : ケースC)

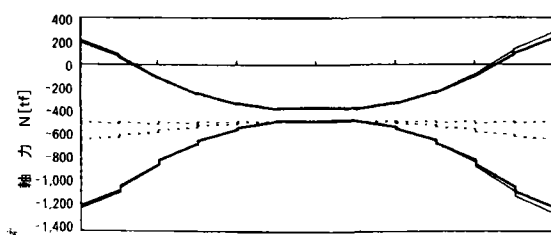


図-7 橋軸直角方向地震時のアーチリブの軸力図(---: ケースA, —: ケースB, - - : ケースC)

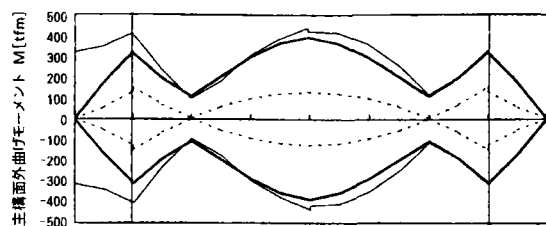


図-8 橋軸直角方向地震時の補剛桁の曲げモーメント図(---: ケースA, —: ケースB, - - : ケースC)

図-5(a)~(c)に橋軸方向地震時における軸力の分布を示すが、各ケースとも同様の分布を示し、大規模地震動による増加傾向も曲げモーメントほど顕著ではない。橋脚上にて水平方向変位を拘束した場合(ケースB)の軸力はケースAに比べて大きいところで約1.3倍となるが、補剛桁端支点で水平方向変位を拘束した場合(ケースC)には常時の値を下まわることが軸力図よりうかがえる。これは曲げモーメントと同様に、補剛桁に対する水平方向変位の拘束力の強弱がその要因と考えられる。

橋軸直角方向の地震動による軸力の分布を、アーチ支間長100mの場合を例として図-7に示す。軸力はアーチリブ基部で最大となり、支間中央に向かって減少する。この傾向は、アーチ支間長が160m, 200mの場合にも同様に見られる。

補剛桁の断面力（橋軸方向地震時）：主構面内における補剛桁の常時（活荷重偏載時）の曲げモーメントは、RC橋脚および支柱位置を弾性支承とした連続梁的な分布となる。しかし橋軸方向地震時には、全体的に支柱を介しアーチリブと一体となって変形するため、図-4(d)～(f)に示すように橋脚間（アーチ径間部）の曲げモーメントはアーチリブと同様の分布となり、クラウン部またはアーチ支間長の1/8、3/8、5/8、7/8点付近において最大となる。また側径間部については、ケースB、CともRC橋脚上または側径間中央部付近において曲げの最大を示し、ケースAと同様の分布が見られる。側径間部では、ケースAに比べ、さほどの増加は見られないが、アーチ径間部においてはクラウン部付近を中心としてかなりの増加が生じる。また、軸力については図-5(a)～(c)に示す。常時には影響の小さかった軸力がアーチ支間長が100mの場合で600～800tf、200mの場合には1500tfも生じるため、断面設計時には曲げモーメントの増分以上に断面アップが必要となる。

補剛桁の断面力（橋軸直角方向地震時）：橋軸直角方向地震時は、補剛桁とRC床版とを1つの合成部材と仮定して解析しているが、この場合には面外剛性がアーチリブに比べて大きくなるため、アーチリブに作用する慣性力が補剛桁側に遷移し、面外曲げモーメントが大きくなる。図-8は、アーチ支間長100mの場合の例である。震度法においては、橋軸直角方向の地震により部材断面が決定するケースはほとんどないが、大規模地震動を考慮した場合には、この合成断面としての照査により補剛桁断面が決定することもある。また、アーチ支間長が160m、200mの場合についても同様のことが言える。

表-3 面内、面外モードの固有周期、刺激係数および有効質量比(200Bモデルの場合)

面		内		外		面		外			
次数	モード形状	固有周期 [sec]	刺激係数		有効質量比		次数	モード形状	固有周期 [sec]	刺激係数	有効質量比
			橋軸方向	鉛直方向	橋軸方向	鉛直方向					
1	逆対称1次	2.08	14.5	0.0	0.12	0.00	1	対称1次	1.41	20.4	0.25
2	対称1次	1.68	0.0	1.2	0.00	0.00	2	逆対称1次	0.56	0.0	0.00
3	逆対称2次	0.94	-11.2	0.0	0.07	0.00	3	対称2次	0.36	-1.0	0.00
4	対称2次	0.65	0.0	-10.9	0.00	0.07	4	逆対称2次	0.34	0.0	0.00
5	対称3次	0.57	0.0	-8.0	0.00	0.04	5	対称3次	0.33	21.1	0.26
6	逆対称3次	0.56	15.5	0.0	0.14	0.00	6	逆対称3次	0.26	0.0	0.00
7	逆対称4次	0.52	-23.5	0.0	0.32	0.00	7	対称4次	0.23	-17.2	0.17
8	対称4次	0.51	0.0	-18.6	0.00	0.20	8	対称5次	0.21	8.5	0.04
9	逆対称5次	0.40	-7.2	0.0	0.03	0.00	9	逆対称4次	0.20	0.0	0.00
10	対称5次	0.31	0.0	5.2	0.00	0.02	10	対称6次	0.17	-0.6	0.00

表-3において、面内の場合には刺激係数および有効質量比の値は逆対称モードで大きくなり、対称モードで小さくなる傾向がある。しかし、面外においては、刺激係数および有効質量比の値は、対称モードにおいて大きくなり、逆対称モードではほぼ0となる。また、対称モードのみに着目すれば、1次以外のモードによる影響も大きいことが分かる。これは、200B以外のモデルについても同様である。

耐震設計上の留意点：

アーチクラウン部：橋軸方向に地震動が作用する場合、橋面工の死荷重を伴った補剛桁が水平方向に変位することにより、アーチリブ・補剛桁ともクラウン部における曲げモーメントが大きくなり、特に支間長が長い方がその傾向が顕著である。対処法としては、以下の点が考えられる。

- ①補剛桁の水平方向変位を拘束する。
- ②補剛桁とアーチリブとの軸心間距離を小さくし、クラウン部の高さをできるだけ低くする。
- ③死荷重を軽くする。

支承条件：上路式アーチ橋の補剛桁の橋軸方向水平変位に関する支承条件としては、

- ①橋軸方向水平変位拘束なし。
- ②中間支点(RC橋脚上)にて橋軸方向水平変位を拘束。
- ③端支点(橋台部)にて橋軸方向水平変位を拘束。

が考えられる。3.2.1、3.2.2に示すように耐震設計上は条件③が有効である。ただし、この条件が採用されるためには、橋台が強固でなければならない。

参考図書：(社)日本道路協会：道路橋示方書V，平成8年12月

国井，古野，白水：鋼上路式アーチ橋の地震時動的性状と耐震設計について，横河ブリッジグループ技報 No.28，1999年1月

業務概要：レベル2地震動に対する曲線立体ラーメン橋の非線形地震応答特性を解析的に検討するとともに、曲線立体ラーメン橋の耐震設計法（耐震性照査法）を検討する。

課題：立体ラーメン橋であることと、上部構造の線形が曲線であることより、地震動の影響によって橋脚に生じる軸力は、時々刻々と変化し、曲げモーメントも水平1方向の曲げモーメントが卓越するのではなく水平2方向の曲げモーメントが同時に大きな応答を示す2軸曲げ状態となる。さらに、各着目量の地震応答が最も大きくなる地震動の入力方向が着目する量毎に異なるため、地震動の最悪方向を一つに確定できない。

検討内容：（図-1参照）

（1）軸力変動と2軸曲げを考慮した解析手法について

軸力変動と2軸曲げを受ける部材の非線形動的解析は、3次元ファイバーモデルと、1軸での復元力特性を金属塑性論に基づき軸力変動と2軸曲げ状態に拡張した $N-M_y-M_z$ モデル（以後、3軸相関モデルと呼ぶ。）の2つがよく用いられる。本業務では、平成7年兵庫県南部地震を契機に精力的に進められてきた鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験結果に基づいて、鋼製橋脚の非線形特性と許容値を設定することから、曲げモーメント-曲率関係を解析モデルに与えることができる3軸相関モデルを用いて非線形動的解析を実施するものとした。対象橋梁に与える軸力変動と2軸曲げ相互作用の影響は、“軸力変動無視、2軸曲げ相互作用無視の解析”、“軸力変動無視、2軸曲げ相互作用考慮の解析”、“軸力変動考慮、2軸曲げ相互作用の解析”の3つを比較することにより評価した。なお、3軸相関モデルを用いて多くのケースを解析する前に、3軸相関モデルがファイバーモデルと遜色ないことを確認するために、3次元ファイバーモデルと3軸相関モデルによる非線形動的解析の比較も実施している。

（2）地震動の入力方向は、 0° 、 30° 、 45° 、 60° 、 90° 、 120° 、 135° 、 150° 、 180° の9方向と変化させることにより、各着目量毎に応答が最大となる入力方向（最悪方向）を評価した。

検討結果：

（1）解析手法について

- 1) 3軸相関モデルから得られる橋脚の応答断面力は、3次元ファイバーモデルとほぼ同様な値となっており、応答曲率はファイバーモデルに比較すると安全側（大きめ）の値となる傾向にある（図-2参照）。
- 2) 対象橋梁については、橋脚に作用する軸力変動の影響が実用上無視できるほど小さくなり、2軸曲げの相互作用を無視した解析は、相互作用を考慮した解析よりも大きな応答を与える傾向にある。このため、対象橋梁については、軸力変動無視、2軸曲げ相互作用無視の解析結果を用いても十分に安全側に評価できるものと考えられる。
- 3) 鋼製橋脚の2軸曲げが作用したときに、どのような復元力特性が得られるかという実証的な研究はまだ少ないため、極端に不経済とならない範囲で、2)のような安全側の応答値を用いて、耐震設計を行っていくことが望ましいと考えられる。

（2）曲線橋の耐震性照査法について

- 1) 各橋脚ごと、軸力が変動する範囲において、降伏曲げモーメントと許容曲げモーメントが大きく変化しないことを確認する。軸力変動の影響が無視できない場合は、その影響を考慮して非線形動的解析を実施する。
- 2) 各時刻に生じる軸力が断面に作用したときの降伏曲げモーメント $M_y(t, N(t))$ と許容曲げモーメント $M_a(t, N(t))$ を求めて、2軸曲げを考慮した応答曲げモーメント $(|M(t)| = \sqrt{M_y^2(t) + M_z^2(t)})$ と比較する。着目する断面が最も危険な状態となるのは、応答曲げモーメントと各時刻の許容曲げモーメントの比 $|M(t)|/M_a(t, N(t))$ が最大となる時刻である。これを、全ての入力方向に対して検討する。

今後の問題点（疑問点）：橋脚のねじれに対する照査方法、2次曲げ状態における鋼断面の許容損傷レベル（例えば、許容圧縮ひずみ等）の評価方法

解析コード：TDAPⅢ(ファイバーモデル)，RESP-3T/B（3軸相関モデル）

解析手法：非線形時刻歴応答解析（直接積分法）

積分手法：Newmarkの β 法（ $\beta=1/4$ ）

入力地震動：道路橋示方書標準加速度波形（タイプⅠ，タイプⅡ）

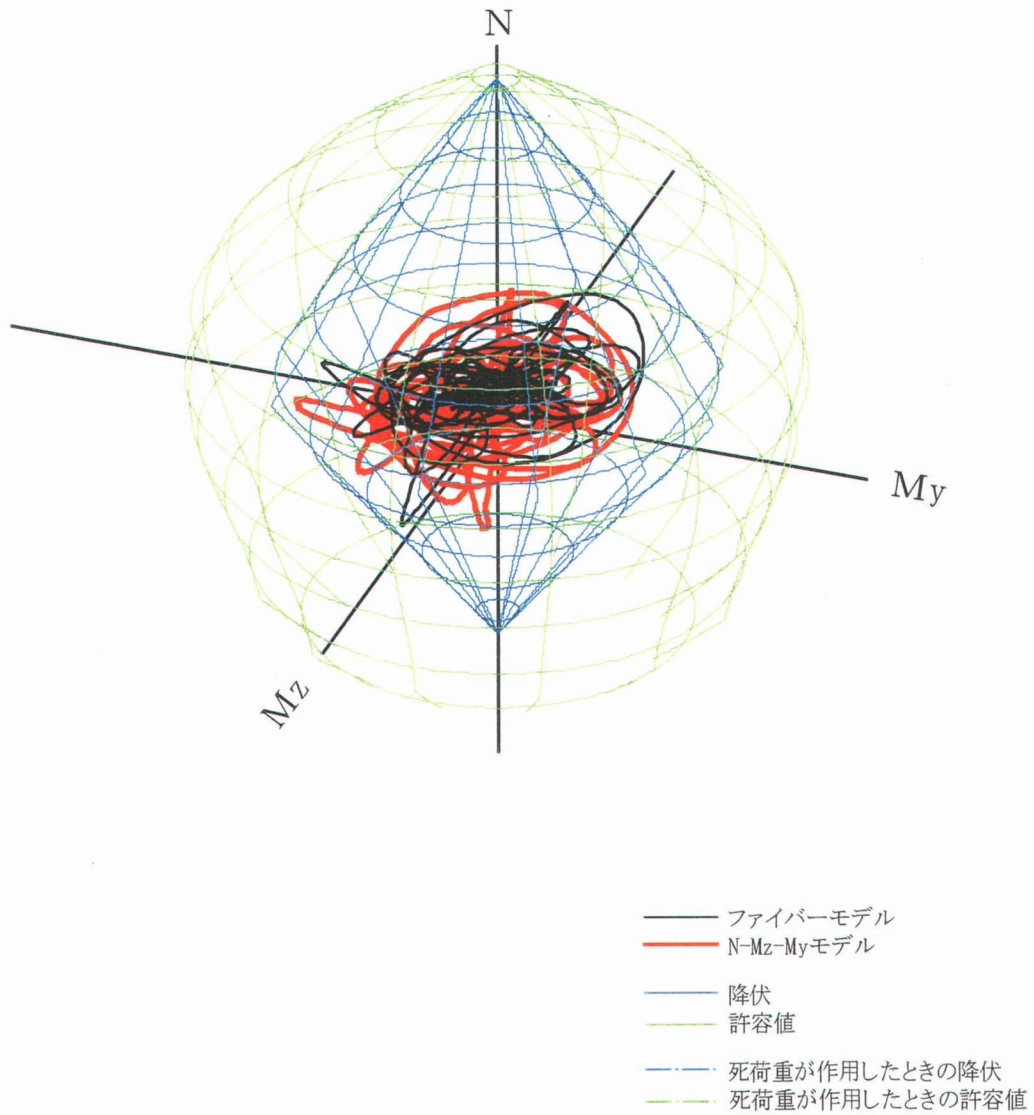


図-2 N-My-Mzモデルとファイバーモデルによる非線形応答の比較

(1) 軸力N-曲げモーメントMy-Mzの相関

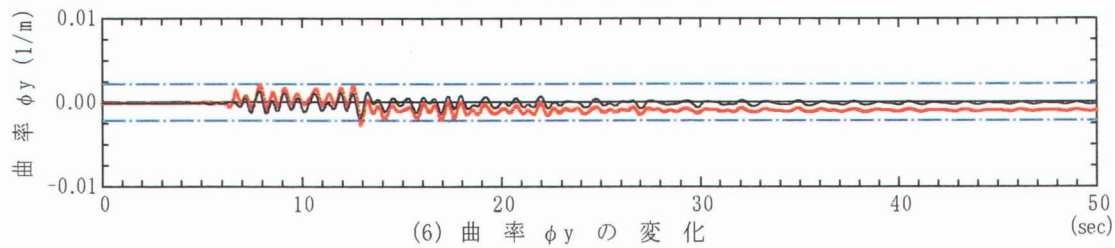
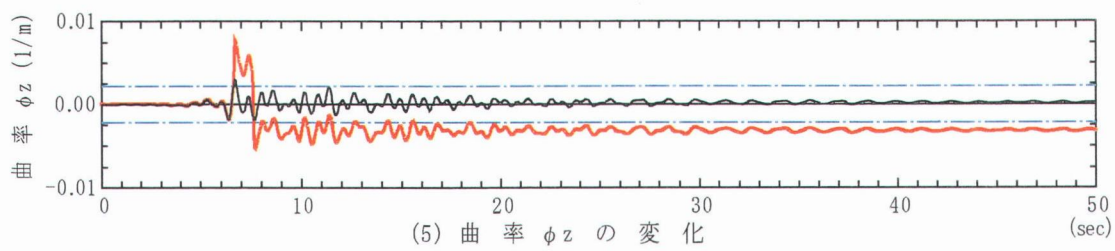
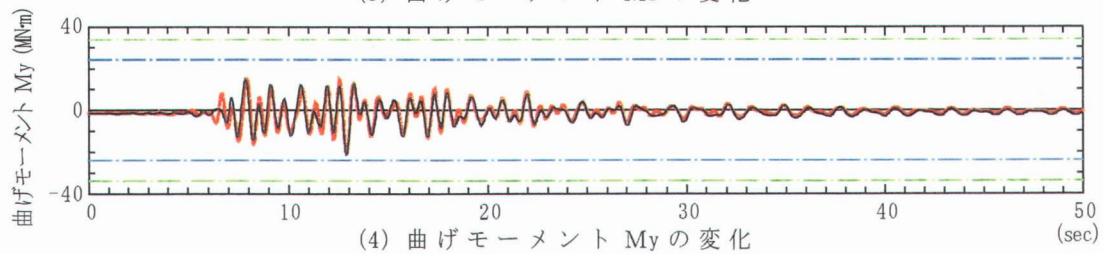
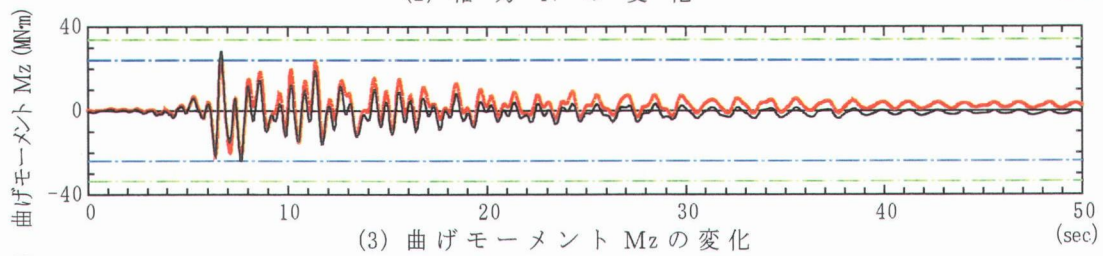
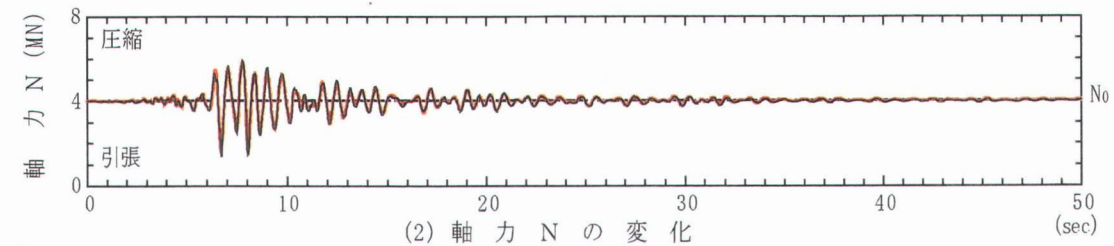


図-2 N-My-Mzモデルとファイバーモデルによる非線形応答の比較
 < P1橋脚基部(コンクリート充填断面) >
 < 標準加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1がX軸方向に作用した場合 >

業務概要：

本橋は7径間連続PC箱桁橋(橋長494m)の1橋脚に上下線2橋を支持する構造である。当初、分散支承で非線形動的解析を行った結果、桁遊間400mmに対し、上部工変位が620mm発生した。それに加え下部工耐力が許容値を満足しない結果となり、分散支承構造は成立しない結論が得られたため、分散支承に代えてエネルギー吸収能力に優れる免震支承(LRB)を用いた非線形動的解析を行った。

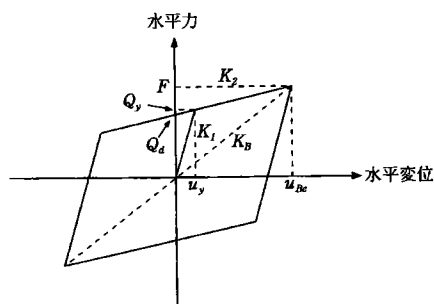
設計仮定：

- (1) 解析モデルは、立体骨組モデル(BEAM要素)として解析を行う。
- (2) 非線形時刻歴応答解析法は、ニューマーク β 法による直接積分法による。
- (3) A1, A2橋台は、解析上橋軸方向は可動、直角方向は固定とする。
- (4) P1~P6橋脚は非線形性を考慮し復元力履歴特性にはトリリニア型の修正武田型を使用する。
- (5) 主桁、フーチング、基礎ばねは線形部材として解析を行う。
- (6) 地盤種別はII種地盤であり、地域区分はAであるので、補正係数は1.0とする。
- (7) 地震加速度方向は、橋軸方向および直角方向2方向とする。本橋は 4° 斜角がついているため斜角方向に加振する。
- (8) 解析結果はそれぞれの地震動タイプ3波形結果の平均とする。
- (9) 質量は多質点系で定義する。
- (10) P1~P6橋脚は免震支承(LRB)で支持されたRC橋脚である。
- (11) 免震支承の収束

道路橋示方書 V耐震設計編8.4.5免震支承の動的特性において、「免震支承の等価剛性は有効設計変位に対応する免震支承の等価剛性が設計値に対し10%以内に収まるように設計しなければならない」と規定されている。

非線形動的解析においては、免震支承の変位と水平力の関係をバイリニア曲線で定義しているため、等価剛性は使用していない。免震支承の特性をバイリニア曲線で定義した場合の仮定値と解析値との比をいくりにするかとの基準類は現在の段階のところ存在しない。

免震支承は、大規模地震時において必ず免震支承は2次勾配のところまで達する。ばね定数 K_1 に比較し、 K_2 は K_1 の1/6.5のばね定数であるため、2次勾配の箇所において変位は急激に増加する。すなわち、水平力の増減に対し、変位は敏感であると考えられる。等価剛性が設計値に対し10%を満足するためには、バイリニアで定義した場合、更なる精度が求められる。ここにおける非線形動的解析においては、仮定変位と解析変位との比を5%以内とすることによって上記の精度を満足するものとする。



- K_B : 免震支承の等価剛性
 Q_d : 免震支承の降伏荷重
 u_{Be} : 免震装置の有効設計変位
 K_1, K_2 : 免震支承の1次, 2次剛性

図-1 免震支承の履歴

- (12) プログラムはCRCソリューションズのDYNA2Eを使用した。

設計手順：

- ①各部材の減衰定数からひずみエネルギー比例減衰を固有値解析より求め、レーリー減衰係数を算出する。
- ②橋軸方向、及び直角方向ともバイリニアで定義された水平ばね定数 K1, K2 を考慮し、鉛直方向に対しては鉛直ばねの影響は無視する。水平ばね定数は発生変位によってばね定数が異なるため、仮定変位と解析結果変位が 5%以内になるまで収束させる。

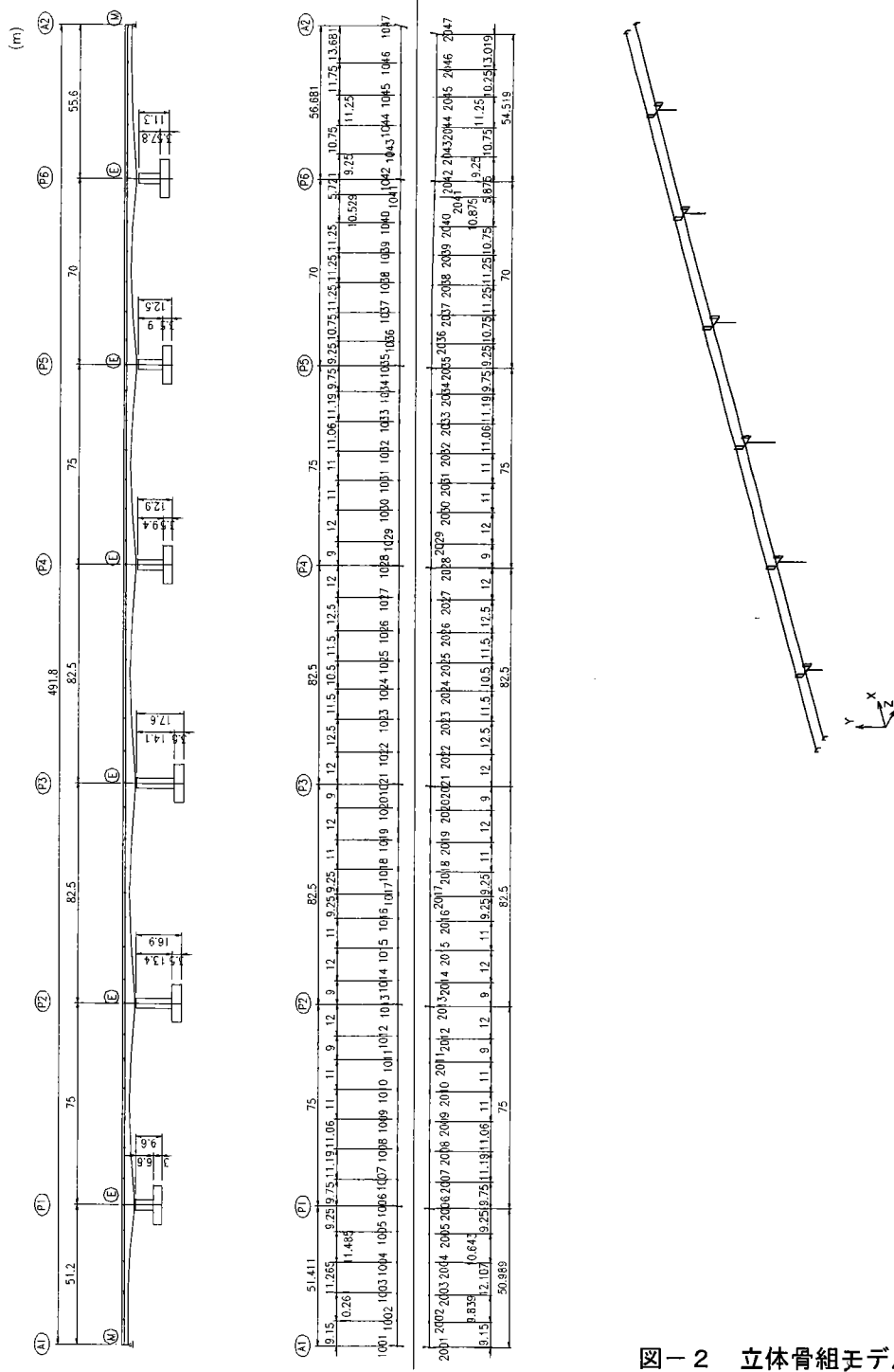


図-2 立体骨組モデル

橋脚格点：

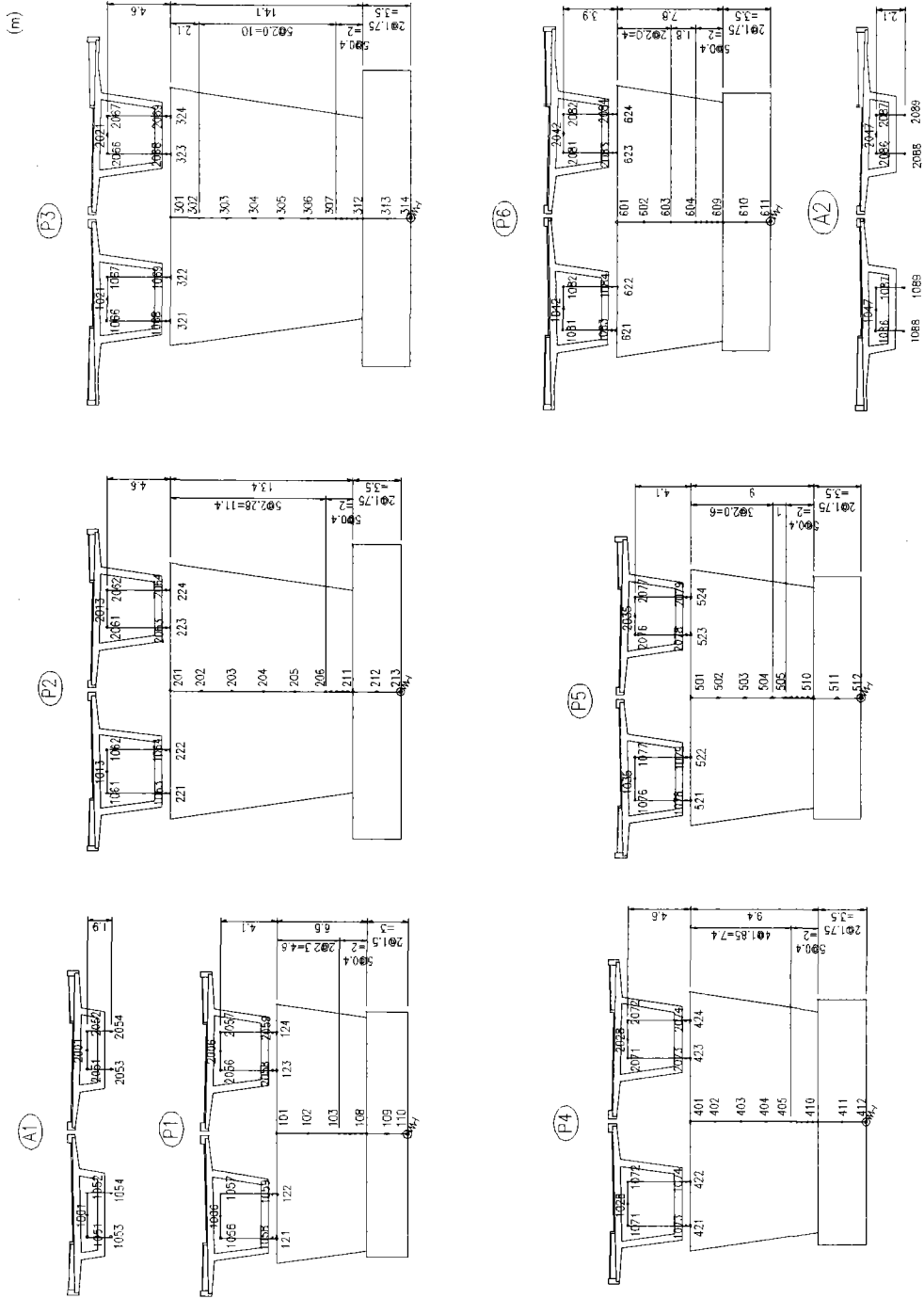


图-3 橋脚格点

照査方法：

(1) 残留変位に対する照査

残留変位が許容残留変位以下であることを照査した。

(2) 許容塑性率に対する照査

橋脚部において、地震によって生じる曲率が許容塑性率 ϕ_a 以下になることを照査した。
許容回転角 ϕ_a は、次式により算出した。

$$\phi_a = \phi_{yo} + \frac{\phi_u - \phi_{yo}}{\alpha}$$

ここに

ϕ_u : 終局時の曲率 (1/m)

ϕ_{yo} : 初降伏時の曲率 (1/m)

α : 安全係数でタイプ I の地震動に対する場合 $\alpha=6.0$ (3.0)

タイプ II の地震動に対する場合 $\alpha=3.0$ (1.5)

α の () は分散支承の場合を示す

(3) せん断耐力の照査

P1~P6 橋脚の柱基部が許容せん断耐力を満足することを照査した。

(4) 塑性化を許さない部材

P1~P6 橋脚の塑性ヒンジを想定している以外の部材は初降伏曲率 ϕ_{yo} 以下であることを照査した。

解析結果：
橋軸方向

		上部工	P 1	P 3	P 6
最大変位 (mm)	タイプ I	152	11	46	16
	タイプ II	360	18	80	26
最大加速度 (gal)	タイプ I	373	608	611	629
	タイプ II	534	878	1177	953

		P 1	P 3	P 6
橋脚基部 せん断力 (kN)	タイプ I	17825	19613	17485
	許容値	53498	61779	90964
	タイプ II	21642	27046	22883
	許容値	55644	64376	92786
支承水平 変位 (mm)	タイプ I	139	106	135
	タイプ II	339	285	333
支承水平 反力 (kN)	タイプ I	4274	4160	4122
	タイプ II	6189	6088	6138

橋脚基部曲率の照査 x0.001

		P 1	P 3	P 6
ϕ_{yo} (1/m)		0.594	0.685	0.608
タイプ I	ϕ_u (1/m)	15.625	10.220	16.881
	解析値	0.124	0.458	0.192
	ϕ_a (1/m)	3.099	2.274	3.320
タイプ II	ϕ_u (1/m)	26.540	19.340	30.406
	解析値	0.661	1.036	0.680
	ϕ_a (1/m)	9.243	6.903	10.541

$$\phi_a = \phi_{yo} + (\phi_u - \phi_{yo}) / \alpha$$

α : 安全係数 タイプ I = 6.0, タイプ II = 3.0

塑性化を許さない部材の照査 x0.001

		P 1	P 3	P 6
タイプ I	解析値	0.056	0.298	0.074
	ϕ_a (1/m)	0.594	0.685	0.608
タイプ II	解析値	0.412	0.568	0.418
	ϕ_a (1/m)	0.594	0.685	0.608

$$\phi_a = \phi_{yo} \text{ 塑性ヒンジ直上}$$

橋軸直角方向

		上部工	P 1	P 3	P 6
最大変位 (mm)	タイプ I	157	7	18	8
	タイプ II	447	10	28	12
最大加速度 (gal)	タイプ I	438	451	561	453
	タイプ II	957	815	1007	813

		P 1	P 3	P 6
橋脚基部 せん断力 (kN)	タイプ I	14032	22874	13697
	許容値	68041	76920	90964
	タイプ II	21316	32031	21460
	許容値	69727	78939	92786
支承水平 変位 (mm)	タイプ I	51	133	34
	タイプ II	142	392	95
支承水平 反力 (kN)	タイプ I	2743	4511	2291
	タイプ II	4260	7597	3657

橋脚基部曲率の照査 x0.001

		P 1	P 3	P 6
ϕ_{yo} (1/m)		0.127	0.170	0.126
タイプ I	ϕ_u (1/m)	2.985	1.849	2.919
	解析値	0.003	0.015	0.004
	ϕ_a (1/m)	0.604	0.450	0.592
タイプ II	ϕ_u (1/m)	6.015	3.965	6.339
	解析値	0.005	0.065	0.005
	ϕ_a (1/m)	2.090	1.435	2.197

$$\phi_a = \phi_{yo} + (\phi_u - \phi_{yo}) / \alpha$$

α : 安全係数 タイプ I = 6.0, タイプ II = 3.0

塑性化を許さない部材の照査 x0.001

		P 1	P 3	P 6
タイプ I	解析値	0.003	0.009	0.003
	ϕ_a (1/m)	0.127	0.170	0.126
タイプ II	解析値	0.004	0.014	0.004
	ϕ_a (1/m)	0.127	0.170	0.126

$$\phi_a = \phi_{yo} \text{ 塑性ヒンジ直上}$$

結果考察：

(1) 橋軸方向

- 1) 残留変位は、最大 5mm であり許容値内に収まる。
- 2) 上部工最大水平変位はタイプ I で 153mm、タイプ II で 360mm 生じ、遊間の余裕量 30mm を加えると 390mm となり、桁遊間 400mm を満足する。
橋脚天端においては P3 橋脚において、タイプ I で 46mm、タイプ II で 80mm である。
- 3) 上部工の最大加速度はタイプ I で 375gal、タイプ II で 550gal 程度になる。
- 4) 柱基部に生じるせん断力は、せん断耐力の 1/2 以下しか生じない。十分に耐力がある。
- 5) 支承の最大変位は、タイプ I で 130mm、タイプ II で 330mm 程度になる。
- 6) 橋脚基部の塑性ヒンジ領域における曲率は、許容値を十分満足する。
- 7) 塑性ヒンジ領域より上方の橋脚の塑性化を許さない部材についても満足している。

(2) 直角方向

- 1) 残留変位は、1mm 以下であり残留変位は生じない。
- 2) 上部工最大水平変位はタイプ I で 157mm、タイプ II で 450mm 程度である。
橋脚天端においては P 3 橋脚において、タイプ I で 18mm、タイプ II で 28mm である。
- 3) 上部工の最大加速度はタイプ I で 440gal、タイプ II で 960gal 程度になる。
- 4) 柱基部に生じるせん断力は、せん断耐力の 1/2 以下しか生じない。十分に耐力がある。
- 5) 支承の最大変位は、タイプ I で 133mm、タイプ II で 390mm 程度になる。
- 6) 橋脚基部の塑性ヒンジ領域における曲率は、許容値を十分満足する。
- 7) 塑性ヒンジ領域より上方の橋脚の塑性化を許さない部材についても満足している。

免震支承にすることによって、分散支承と比較し上部工変位、等価設計震度、断面力等が大幅に改善し、耐震性能が向上した。

参考図書：

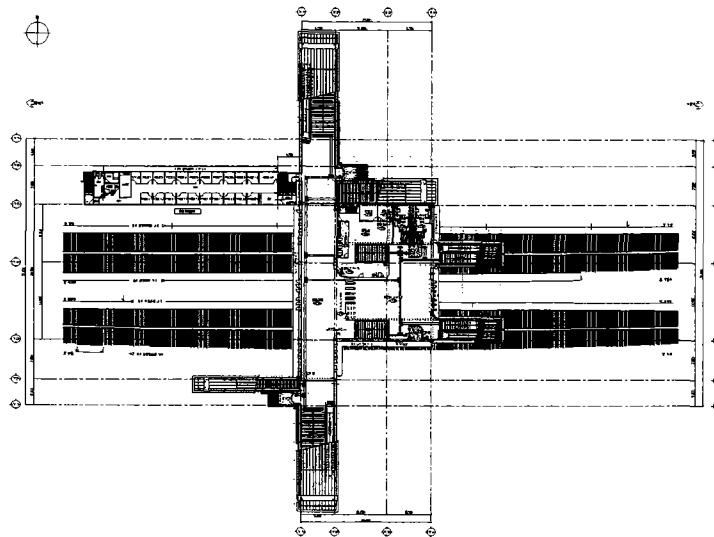
- 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震編 平成 8 年 12 月
日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 平成 10 年 3 月
(財) 国土開発技術センター：道路橋免震設計法ガイドライン (案) 平成 3 年 3 月

業務概要：

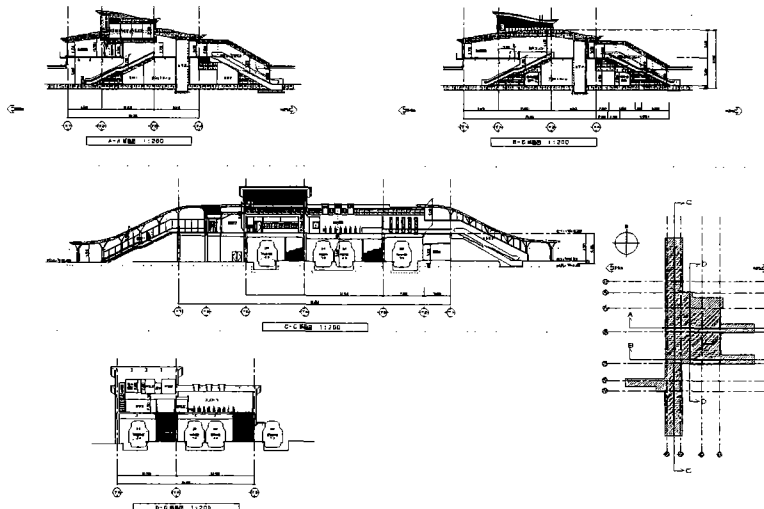
建築物と自由通路が一体となった不整形構造物に対して3次元動的解析を行い、その耐震性能を評価した。

仮定：

本検討は、自由通路部が耐震設計上安全であることを、道路橋示方書によりレベル2地震動に対して確認したものである。検討構造物である自由通路部は、図-1に示すように隣接する駅施設部と一体構造となっている。したがって、解析モデルは、自由通路部と駅施設部を一体構造とした3次元モデルとした。本検討で用いる解析モデルを図-2に示す。解析プログラムは、CRCソリューションズのDYNA2Eを使用した。



(a) 平面図



(b) 横断面，側面図

図-1 自由通路部と駅施設部の概要図

参考図書：

日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編 平成8年12月

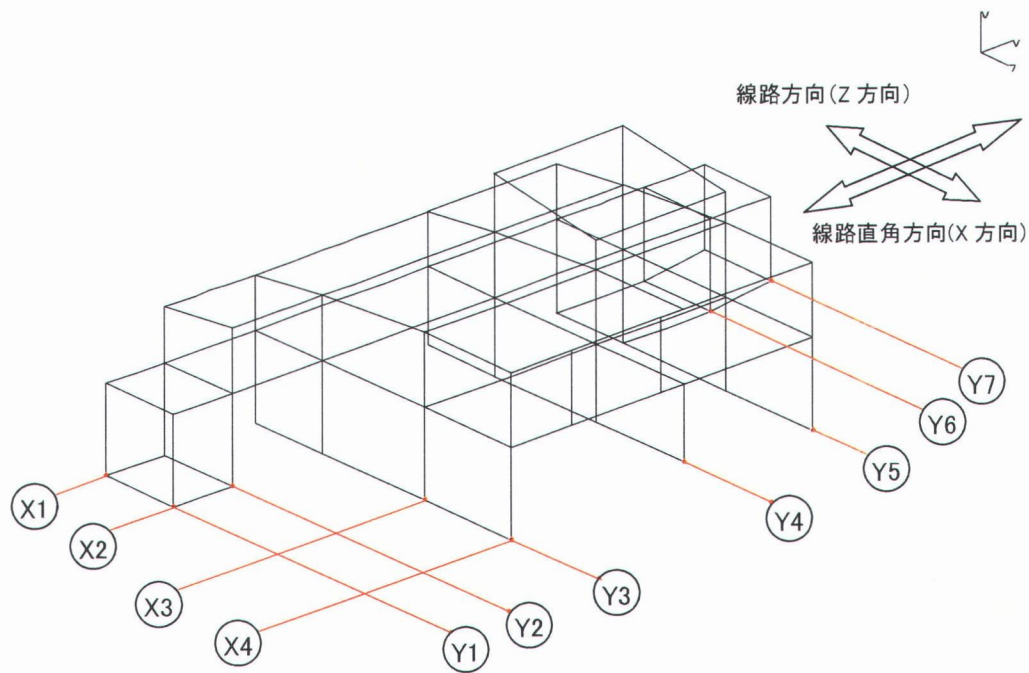


図-2 自由通路部と駅施設部の3次元骨組モデル

設計手順：
 (1) 評価手順
 本検討の検討内容及び作業の流れを図-3に示す

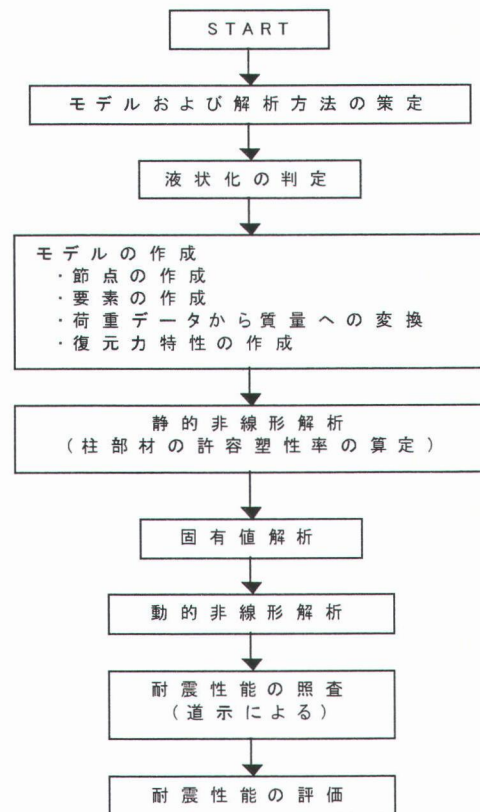


図-3 耐震性能の評価検討フロー

(2) 評価手法

部材の評価は以下に示すとおりとする。

a) 柱部材評価方法

柱については道示で塑性率がタイプ1であれば4、タイプ2であれば5まで許容されている。ただし、これは荷重～変位 (P- δ) の関係であり、今回のモデルは曲げモーメント～曲率の関係 (M- ϕ) で評価するため、静的非線形解析 (PushOver 解析) を実施し、P- δ 上で制限値に至ったときの ϕ の制限値を設定した。手順を図-4 に示す。

b) 地中梁部材評価方法

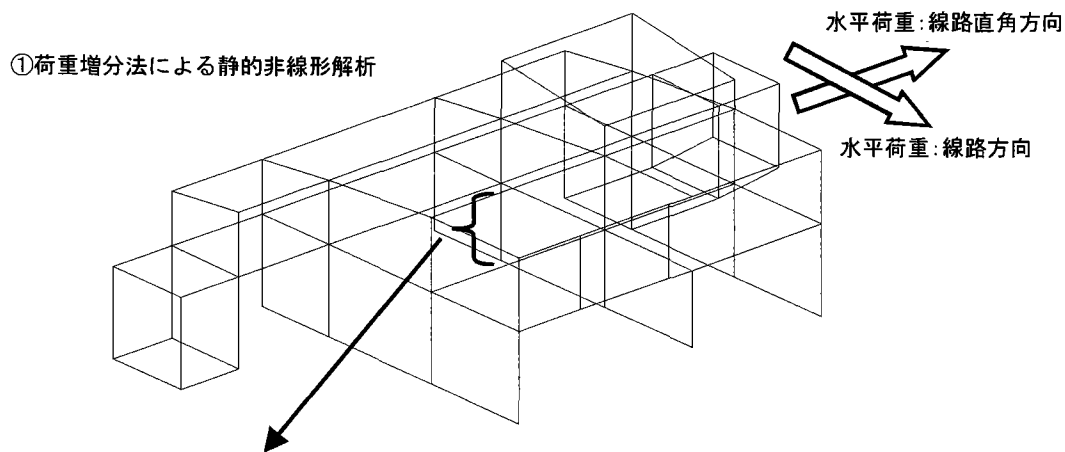
設計断面耐力以内であることを照査する。

c) 杭頭の評価方法

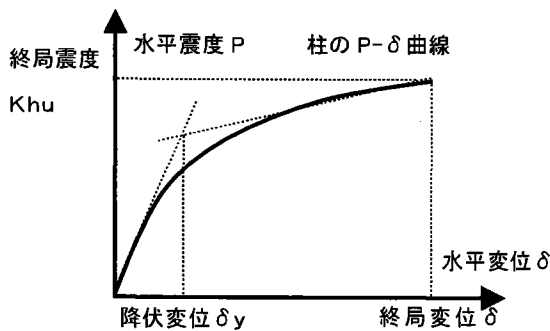
ばねに生じる反力が降伏支持力および降伏耐力以内であることを照査する。

d) 上床梁部材の評価方法

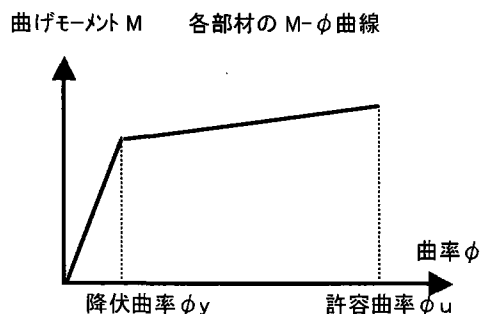
曲率の塑性率が許容塑性率以内であることを照査する。



②P- δ 曲線から終局震度 K_{hu} を求める。



③終局震度 K_{hu} での各部材の応答曲率を求め、許容塑性率を求める。



$$\text{許容塑性率} = \frac{\text{許容曲率 } \phi_u}{\text{降伏曲率 } \phi}$$

図-4 終局震度および許容塑性率の算出方法

結果の概要：

(1) 固有値解析について

線路直角方向に卓越する振動モードは、全体の1次モードであり 1.52Hz である。線路方向に卓越する振動モードは、全体の2次モードであり 1.76Hz である。図-5 に振動モード図を示す。

(2) 柱部材について

柱部材の照査は、静的非線形解析で求めた柱の P-δ 関係で塑性率 4 および 5 に相当する曲率の制限値（許容塑性率）の値と動的解析の柱部材の最大塑性率との比較によるものとした。比較の結果、すべての柱が許容塑性率以内に納まることを確認した。

(3) 地中梁および杭について

地中梁および杭の照査は、最大応力を抽出し、断面の曲げおよびせん断応力度照査を行った。応力度は降伏応力以下となるようにした。照査結果から、地中梁、杭とも断面の変更は必要ないものの、鉄筋本数を増やす必要がある箇所が生じた。

(4) 上床梁について

上床梁については、降伏を許すこととして、動的解析の結果と許容塑性率との比較で照査した。その結果、当初の部材強度では不足するため、部材の材質を SM490 に変更した。それにより塑性率は最大位置でも 3 以内に納まり、許容塑性率を満足する結果となった。以上の検討の結果、変更が必要となった部材を図-6 に示す。

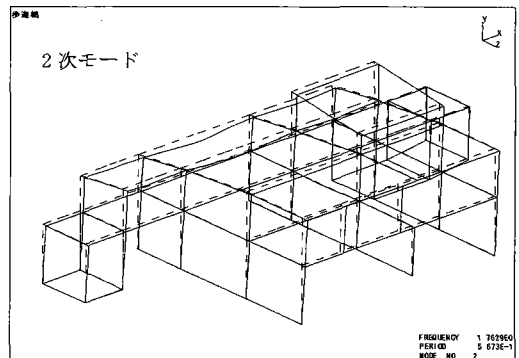
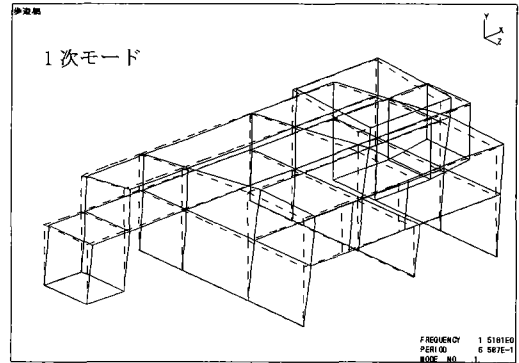


図-5 固有振動モード

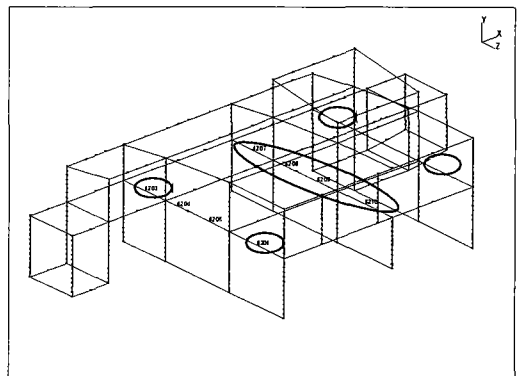


図-6 変更が必要となった部材

業務概要：

本橋は合成床版を有する鋼3径間連続箱桁橋である。床版は上下線それぞれ分離されており横桁は支点上のみ配置されている1BOX構造である。Iセクションで構成される横桁は、平面格子解析による常時(D+L)の主桁作用により断面決定されることとなるが、耐震性についての検証が必要となり非線形動的解析を行った。

設計仮定：

- | | |
|--------------|----------------------------------------------|
| (1) 使用プログラム | : TDAPIII Ver2.11 |
| (2) 解析手法 | : 直接積分法 |
| (3) 積分間隔 (秒) | : 0.002 (標準加速度波形の時間間隔を5分割) |
| (4) 積分手法 | : Newmark β 法, $\beta=0.25$ |
| (5) 反復計算手法 | : Newton法 |
| (6) 支承形式 | : 免震構造 (トリリニア型モデル) |
| (7) 重要度区分 | : B種 |
| (8) 地域区分 | : C地域 |
| (9) 地盤種別 | : I種地盤 |
| (10) 適用要素 | : ファイバー要素 (鋼製橋脚)
: 非線形3次元梁要素 (上部構造, RC橋脚) |

【鋼製橋脚】 : ファイバー要素

・鋼材

応力度-ひずみ関係はひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとする。

2次勾配は $E/100$ とする。履歴特性は移動硬化則とする

・充填コンクリート

応力度-ひずみ曲線は、図-2のように設定をする。

コンクリートの破壊は、鋼板による拘束効果があるため、1.1%以上生じないと仮定する。

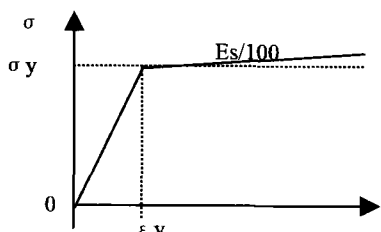


図-1 鋼材の応力-ひずみ関係

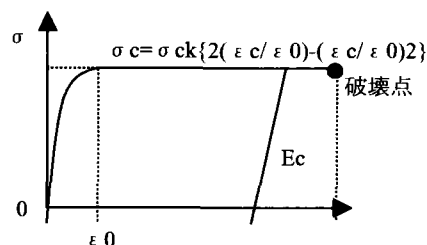


図-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

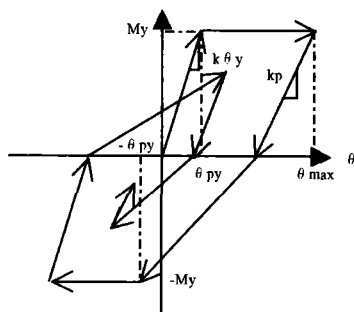
【RC橋脚】 : $M\theta$ (塑性ヒンジ部)

図-3 RC橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメント～回転角関係

ひび割れ点を無視した剛性低下型の武田モデル
武田モデルの骨格曲線は、完全弾塑性型とし、解析モデルでは、2次剛性比を $K2/k_{py}=10E-5$ とする。

$$k_p = k_{py} \left| \frac{\theta_{max}}{\theta_{py}} \right|^{-\alpha}$$

照査方法：

- ① 格子解析により断面決定された横桁断面について、動的解析により得られた断面力に対して応力照査を行うものとする。ただし横桁の断面力が卓越することが想定される橋軸直角方向に対して照査を行うこととする。許容応力度の割増し係数は 1.5 を考慮する。

・骨組図

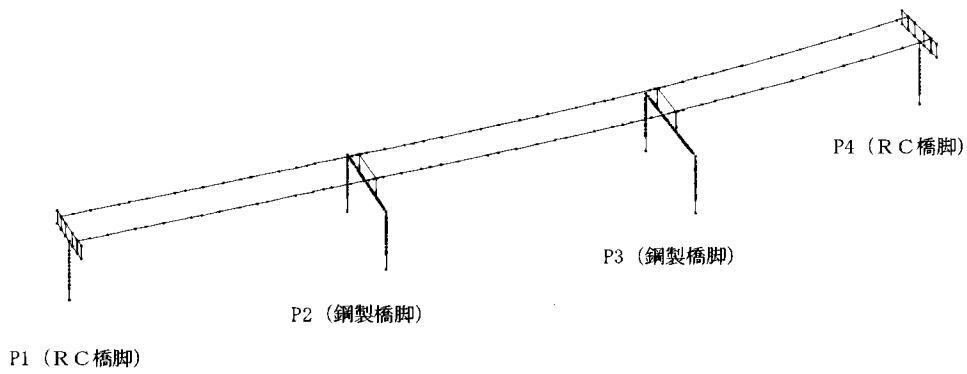


図-4 骨組図

・上部工断面

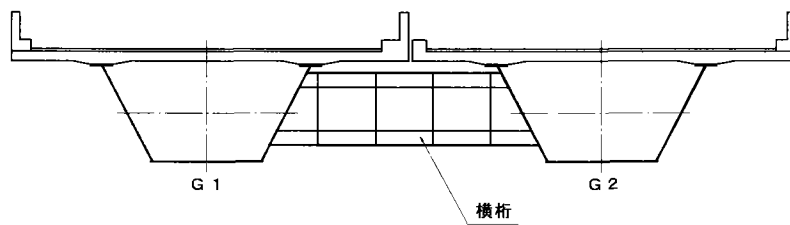


図-5 上部工断面図

解析結果：

- 動的解析による結果（3波平均）

横桁部材断面力（橋軸直角方向）

		曲げモーメント(kN・m)		せん断力(kN)
		G 1 桁	G 2 桁	
P1	TYPE I max	496	780	125
	TYPE I min	-697	-425	110
	TYPE II max	439	724	114
	TYPE II min	-708	-426	111
P2	TYPE I max	3941	9127	1281
	TYPE I min	-9381	-4519	1363
	TYPE II max	2142	7356	931
	TYPE II min	-8269	-3245	1129
P3	TYPE I max	6197	10319	1619
	TYPE I min	-8040	-2972	1079
	TYPE II max	4433	8766	1294
	TYPE II min	-6956	-1887	867
P4	TYPE I max	129	542	66
	TYPE I min	-1320	-894	217
	TYPE II max	106	521	61
	TYPE II min	-1341	-923	222

横桁部材断面力（橋軸方向）

		曲げモーメント(kN・m)		せん断力(kN)
		G 1 桁	G 2 桁	
P1	TYPE I max	-126	158	3
	TYPE I min	-168	115	5
	TYPE II max	-125	158	3
	TYPE II min	-167	116	5
P2	TYPE I max	-2999	2217	78
	TYPE I min	-3451	1744	166
	TYPE II max	-3018	2176	83
	TYPE II min	-3419	1803	157
P3	TYPE I max	-1109	3683	252
	TYPE I min	-1797	3019	120
	TYPE II max	-1188	3581	234
	TYPE II min	-1727	3077	132
P4	TYPE I max	-508	-96	59
	TYPE I min	-759	-338	107
	TYPE II max	-495	-82	57
	TYPE II min	-757	-340	108

応力照査：

・横桁断面

1. 端支点横桁 (P1・P4)

1) 横桁断面

(SM490Y)		A (mm ²)		固定点間距離 l=	6700 mm
2 -U. FLG	450 x 22	19800			
1 -WEB	2000 x 10	20000			
		39800 mm ²			

2) 応力度照査 (常時)

曲げモーメント	M=	3926 kN・m			
せん断力	S=	622 kN			
σ_c =		-149 N/mm ²	\leq	$\sigma_{ca} = 158$ N/mm ²	O. K
τ =		31 N/mm ²	\leq	$\tau_a = 120$ N/mm ²	O. K
合成応力度		0.55	\leq	1.2	O. K

3) 応力度照査 (地震時 ; レベル 2 地震動)

曲げモーメント	M=	1341 kN・m			
せん断力	S=	222 kN			
σ_c =		-51 N/mm ²	\leq	$1.5 \sigma_{ca} = 237$ N/mm ²	O. K
τ =		11 N/mm ²	\leq	$1.5 \tau_a = 180$ N/mm ²	O. K
合成応力度		0.03	\leq	1.2	O. K

2. 中間支点横桁 (P2・P3)

1) 横桁断面

(SM490Y)		A (mm ²)		固定点間距離 l=	6700 mm
2 -U. FLG	500 x 25	25000			
1 -WEB	2000 x 10	20000			
		45000 mm ²			

2) 応力度照査 (常時)

曲げモーメント	M=	5029 kN・m			
せん断力	S=	993 kN			
σ_c =		-160 N/mm ²	\leq	$\sigma_{ca} = 165$ N/mm ²	O. K
τ =		50 N/mm ²	\leq	$\tau_a = 120$ N/mm ²	O. K
合成応力度		0.72	\leq	1.2	O. K

3) 応力度照査 (地震時 ; レベル 2 地震動)

曲げモーメント	M=	10319 kN・m			
せん断力	S=	1619 kN			
σ_c =		328 N/mm ²	$>$	$1.5 \sigma_{ca} = 247$ N/mm ²	OUT!
τ =		81 N/mm ²	\leq	$1.5 \tau_a = 180$ N/mm ²	O. K
合成応力度		1.23	$>$	1.2	OUT!

結果の概要：

(1) 端支点横桁

- 1) 動的解析の断面力は格子解析の断面力に比べ、格段に小さい値となった。動的解析では橋脚モデルが評価されていることから門型ラーメン橋脚に作用力が集中するのに対し、端支点側はT型橋脚であるためその影響が顕著となることが考えられる。
- 2) 応力照査では許容値内となり、許容値に対して十分満足する。

(2) 中間支点横桁

- 1) 端支点横桁でも述べたように中間支点横桁は門型ラーメン橋脚の剛性が高いため作用力が集中することとなり、横桁断面力は常時に比べ大きくなる。
- 2) 断面力が大きくアップしたことにより、応力照査では許容値内に収まらなくなった。

許容値を越えていることから耐震性向上のため、横桁の断面をアップする必要がある。方法としてフランジ断面を 500 x 25 から 570 x 30 に変更することにより応力度が許容値内に収まり、耐震性の評価および改善を図ることが可能となった。

$\sigma_c =$	254 N/mm ²	$\leq 1.5 \sigma_{ca} = 258$ N/mm ²	0. K
$\tau =$	81 N/mm ²	$\leq 1.5 \tau_a = 180$ N/mm ²	0. K
合成応力度	0.81	≤ 1.2	0. K

今後の課題：

- (1) 横桁部材には面外剛性を評価していないため、橋軸方向の地震作用力に対して断面力は発生しないが、実際は横桁の取付け位置には面外力が発生しており検証する必要がある。
- (2) 横桁部材解析モデル評価方法（ファイバーモデル）
- (3) 横桁の耐震性を向上させるディテールの考案

参考図書：

道路橋示方書・同解説 V耐震編 平成14年3月（日本道路協会）
道路橋の耐震設計に関する資料 平成10年1月（日本道路協会）