

—— 多径間連続ループランプの挙動と設計 ——

神戸建設部 設計課 水元 義久
同部 同課 北沢 正彦
保全施設部 保全技術課 関本 宏

要 約

兵庫県道高速大阪西宮線の武庫川出路には、周辺の土地利用、立地環境などの制約条件と環境要因の発生抑制に配慮して、多径間連続ループ桁形式を採用することとしている。このような特殊な橋梁形式の採用にあたっては、設計上の諸問題に対処するため種々の検討が必要となる。

そこで、種々の検討を重ねたところ、負反力、たわみおよびねじりの検討によって、桁を7径間連続とし、端支点を除く全ての中間支点を1点支とすることにより、負反力と変形を抑制することが判明した。また、温度上昇による変位はループ中心より放射状に発生する。このため、温度応力は多径間連続桁の各橋脚で等分に分担されることが確認された。さらに、支承は、反力分散効果および端支点部の負反力の処理方法を配慮して鋼製杏を採用している。

この構造物の耐震検討では、修正震度法と立体骨組の動的応答解析結果を対比し、前者の方法にて設計して十分な安全性が確保されていることが確認されたので、その成果を報告する。

まえがき

武庫川出路は、既に供用中の兵庫県道高速大阪西宮線の神戸方面行の出路として、尼崎東出路～芦屋出路間に計画されている。

この出路は、周辺の土地利用の関係から狭隘な空間に設置される。このため、出路の摺付けに必要な距離を確保するため、曲線半径の小さなループ橋の構造となっている。また、その縦断勾配は7%となる。加えて、国道43号線沿線の住居に接近する厳しい立地環境となる。これらの制約条件と環境要因の発生抑制に配慮して、ジョイントのない多径間連続桁形式を採用することとしている。

このような曲線半径の小さい連続ループ橋構造の検討には、①連続桁としての負反力、②曲線桁としてのねじりモーメント、および③ねじりモーメントによる負反力について、支点条件に適合した構造的な配慮が要求される。

また、温度応力については、桁の伸縮がループ全体の伸縮につながり、橋脚高さが変化することにより剛度差を生じ、ループ部全体系の一様な変化・挙動とはならないことが考えられる。

さらに、橋脚高さが異なる連続桁橋では橋脚の固有振動特性が異なる。したがって、橋脚間およ

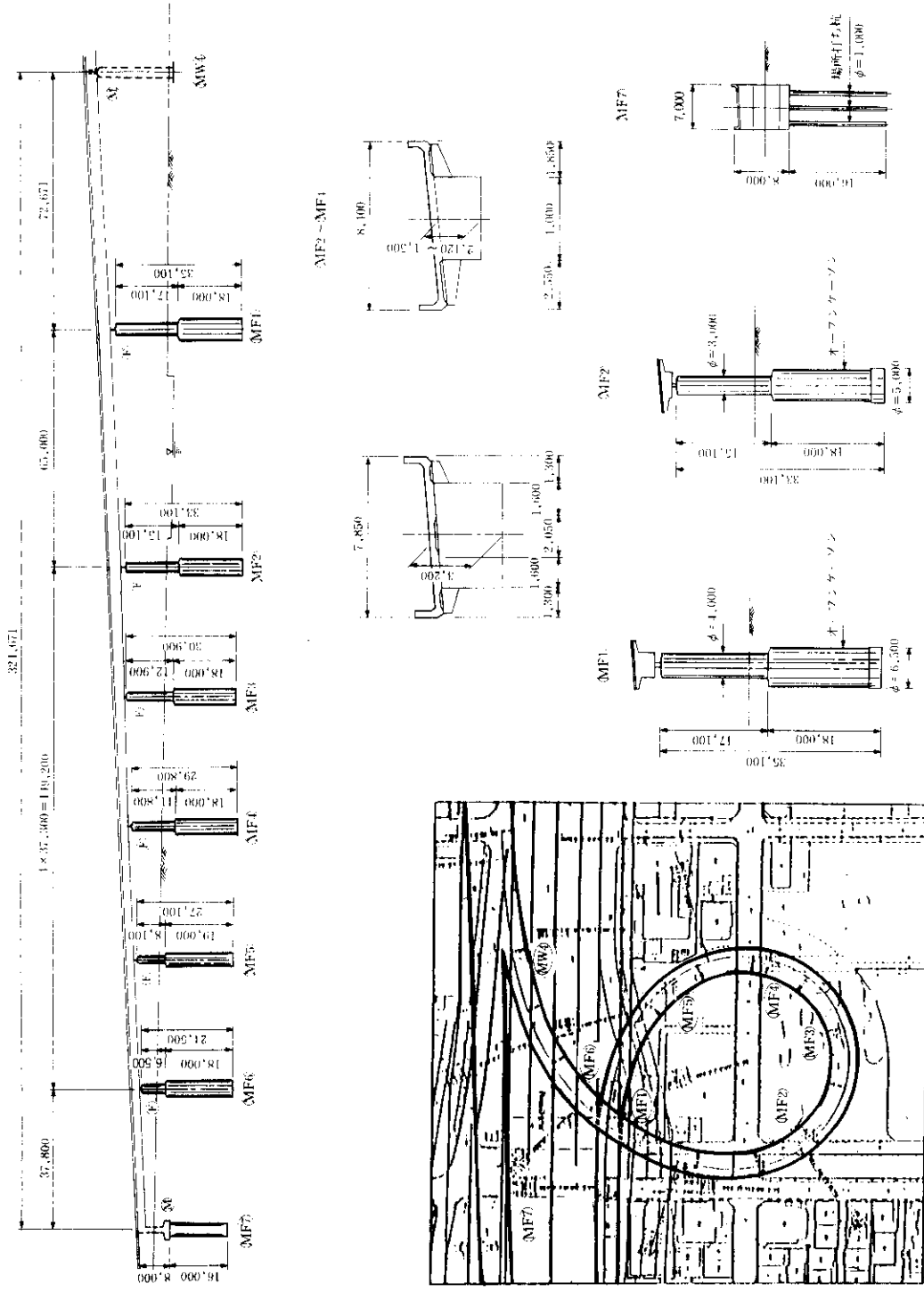


図 - 1 多径間の連続曲线橋（武庫川出路）（一般図）（単位：mm）

び上部工との振動の連成作用などにより、震動法で想定しているような1自由度系のモードとは異った振動特性を形成する。このため、耐震設計上、震度法による静的解析だけでは安全性・合理性の確認を欠くことが考えられる。

このような設計上の諸問題に対処するため、各種の検討を行ない、ジョイントのない多径間連続ループ橋の詳細設計を実施したのでここに報告する。

1 多径間連続曲線橋の検討

1-1 設計概要

武庫川出路の一般図を図-1に示す。多径間連続曲線橋の設計概要は次のとおりである。

上部工形式：7径間連続非合成曲線箱桁

下部工形式：RC単柱橋脚、逆T式橋台

基礎工形式：オープンケーソン基礎、場所打ち杭基礎

支間長：72.7 + 65.0 + 4 × 37.3 + 37.8
= 324.7m

幅員：7.0~8.4m

縦断勾配：5.7~7.3%

横断勾配：8.0~10.0%

曲率半径：35.0~85.5m

1-2 負反力およびたわみの検討

曲率半径の小さい曲線橋では、沓を1点沓とするか、2点沓とするかによって桁全体の安定性が左右される。また、1点沓の場合には架設時を含めて、発生するねじりモーメントに対しての安全性の確保が重要な要因となる。さらに、橋脚位置の制約から、端部の2径間は他の径間より長支間となっており、反力の大きさ等が定量的に構造上のバランスを確保しうるかどうかが検討することが必要である。このため、連続径間数と沓の数を変えた場合の負反力およびたわみ特性を検討し、その成果を表-1に示す。

ただし、この検討においては、安全性の確保上、桁端部では2点沓の設置を条件として検討している。また、活荷重条件は、反力およびたわみが不利と

なるように載荷している。ケース1とケース2を比較すると、ケース2の方が桁の曲げ剛性による連続効果が現出しており、負反力発生箇所およびたわみ量ともに減少している。また、ケース2とケース3を比較すると、ケース3の方が大きな負反力の発生する箇所(④)がなくなり、たわみの増え方もほとんど顕著なものとはならない。これは桁のねじり剛性のほか、曲げ剛性も大きく寄与しているものと考えられる。

ただし、たわみ量はケース3の方が数mm程度ではあるが、若干増加している。これは2点沓の箇所を1点沓としたために、桁のねじれによるたわみ量が増加したものと考えられる。

1-3 ねじりの検討

曲線橋によるねじりに対し、1点沓にすることの影響がどの程度となるかについて活荷重を幅員方向に満載させて検討している。ねじりたわみが最大となる位置を表-2に示す。

たわみ差が最大となる位置は、MF1~MF2間で、そのたわみ差 $\delta = 20.3\text{mm}$ である。この値を横断勾配で表現すると現在の $i = 8.0\%$ が $i = 8.5\%$ 程度に増加することに相当する。

一方、応力的な検証として、最大ねじりたわみを発生させるねじりモーメント $M_T = 1,820\text{tm}$ を付加した場合の部材断面について検討している。この結果、主桁の腹板厚 $t = 12\text{mm}$ (材質SM50Y)を変更する必要なく十分な安全性が確認されている。

これらの検討より、桁を7径間連続とし、端支点を除く全ての中間支点を1点沓とすることにより、負反力を抑制して、変形の小さな構造形式が採用できることが明らかにされたものである。

1-4 温度応力の検討

橋脚の高低差が顕著な場合の連続桁の温度応力は、一般的に橋脚高が低く、橋脚剛度の大きな端橋脚に集中する傾向にある。この傾向は本検討においても同様であるが、連続桁が1回りのループ形状をしているため、温度上昇による変位は、図-2に示すように、ループ中心より放射状に発生する。したがって、通常考えられるような端部の橋脚へ

表-1 負反力およびたわみ表 (単位: mm)

ケース	径間連続 (その1) 案	径間連続 (その2) 案	径間連続 (その3) 案
2 径間 + 5 径間 案	7 径間連続 (その1) 案	7 径間連続 (その2) 案	7 径間連続 (その3) 案
2 点着 (5ヶ所)	2 点着 (4ヶ所)	2 点着 (2ヶ所)	2 点着 (2ヶ所)
1 " (1 ")	1 " (4 ")	1 " (4 ")	1 " (6 ")

径反力	MW3					MF1					MF2					MF3					MF4					MF5					MF6					MF7				
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝	㉞	㉟					
115.0	35.0	115.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0						
47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0						
68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0						

径反力	MW3					MF1					MF2					MF3					MF4					MF5					MF6					MF7				
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝	㉞	㉟					
96.0	35.0	96.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0						
40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0						
68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0						

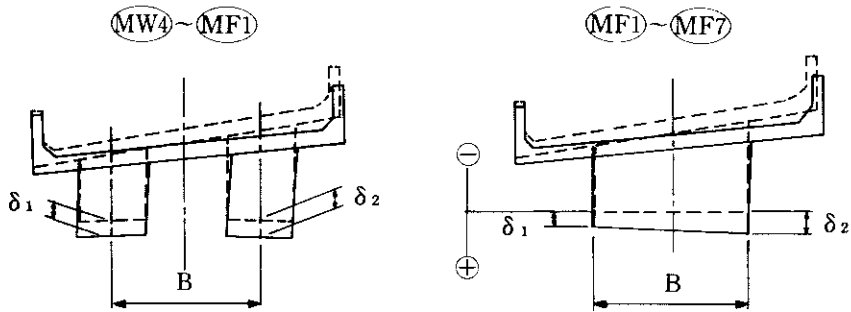
径反力	MW3					MF1					MF2					MF3					MF4					MF5					MF6					MF7				
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝	㉞	㉟					
96.0	35.0	96.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0						
40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0						
68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0						

径反力	MW3					MF1					MF2					MF3					MF4					MF5					MF6					MF7				
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝	㉞	㉟					
96.0	35.0	96.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0	62.0						
40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0						
68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0	68.0						

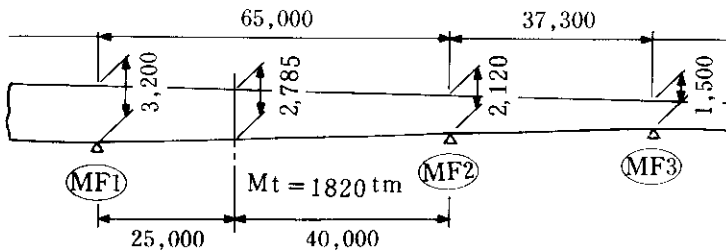
表-2 ねじりたわみの検討

(単位: mm)

	B(m)	δ_{1mm}	δ_{2mm}	たわみ差(mm)	δ_{1min}	δ_{2min}	たわみ差(min)	許容たわみ
MW4 ~ MF1	3.059	92.3	108.5	16.2	-43.9	-51.3	7.4	<145.0 ok
MF1 ~ MF2	4.052	69.8	90.1	20.3	-51.1	-71.2	20.1	<130.0 "
MF2 ~ MF3	3.600	32.6	47.3	14.7	-24.0	-41.3	17.3	< 69.0 "
MW3 ~ MF4	"	39.7	52.1	12.4	-22.0	-33.2	11.2	< 69.0 "
WF4 ~ MF5	"	37.1	50.6	13.5	-20.5	-32.9	12.4	< 69.0 "
MF5 ~ MF6	"	33.8	42.3	8.5	-21.9	-29.1	7.2	< 69.0 "
MF6 ~ MF7	3.160	37.2	39.2	2.0	-16.1	-15.8	0.3	< 69.0 "



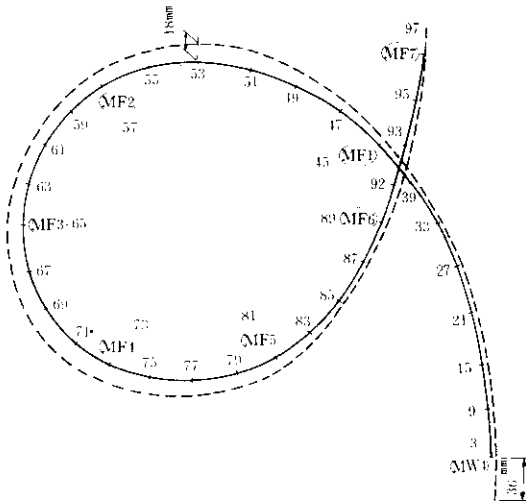
$$\text{相対たわみ差 } T = |\delta_1| - |\delta_2|$$



ねじりモーメントの最大となる位置

の温度応力のしわ寄せはおこらず、多径間連続桁を採用しても温度応力は、各橋脚にほとんど等分に分担されることになる。

実際、荷重の組合せによる温度応力の作用は、温度応力が最大となるMF6橋脚にあっても、最大水平力は $H_{max} = 261.2t$ (D + EQ + T) であり、温度応力のみ値 $H_T = 63.3t$ (D + L + T) は全応力の24.0%を占めているだけで、特に温度応力により断面が支配されるような箇所はない。ここで採用しているようなループ橋は、温度応力に対して構造上むしろ有利な条件となることが判かる。



T = + 35 °C

—— 変形前
 - - - - 変形後

基礎工パネ 10k 時の変位図

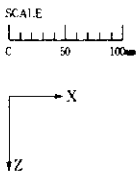


図-2 温度応力による変位図

1-5 支承の検討

多径間連続形式を採用すると、上部工反力の分散機構が複雑になる。また、ループ形式であることから、桁の移動方向、回転方向が一様でなく負反力が発生する要素となる。したがって、これらの挙動と発生反力に対して、適切に対応できる支承形式を選定することが必要である。

最近、反力分散用支承としてゴム沓（リング沓）を採用する傾向にある。そこで、このゴム沓の使用が適切であるかどうかを確認するため、修正震度法による立体解析により、図-3に示す3ケースについて比較検討している。

検討結果によれば、いずれのケースも橋脚基盤における水平力の分担率には大差がない。一般的には、橋脚高の低いMF5あるいはMF6付近に応力集中が発生する例が多いが、この場合にはMF1で応力集中が発生している。これはMW4~MF2間の支間長が他の支間長と比較して1.7~2.0倍となっていることに起因しているものと考えられる。

そこで、このMF1への地震力の集中を回避すべく、MF1およびMF2のゴム厚を相当厚くし、荷重がMF3~MF6方向に分散し易くすることを試みたが、その分散率に余り大きな変化はみられない。

ゴム沓は全方向に移動可能であり、ゴム厚の変形により移動量の吸収が可能となる特性がある。しかしながら、この構造においては、反力分散効果あまり期待できないこと、および端支点部に発生する負反力の処理方法に適切な方法が見当たらないこと等により、鋼製沓を採用することとしている。

2 耐震設計

静的解析で用いられる修正震度法では、橋梁全体を1基の下部構造とそれが支持している上部構造を単位とする構造系に分割して、それぞれの構造系ごとに固有周期を算出している。しかしながら、この構造のように曲率半径の小さなループ橋で、立体的に支えられ、かつ橋脚高さに変化する橋梁では、自由度振動では表わせない複合挙動を示すことが考えられる。このため、立体的、かつ動的な

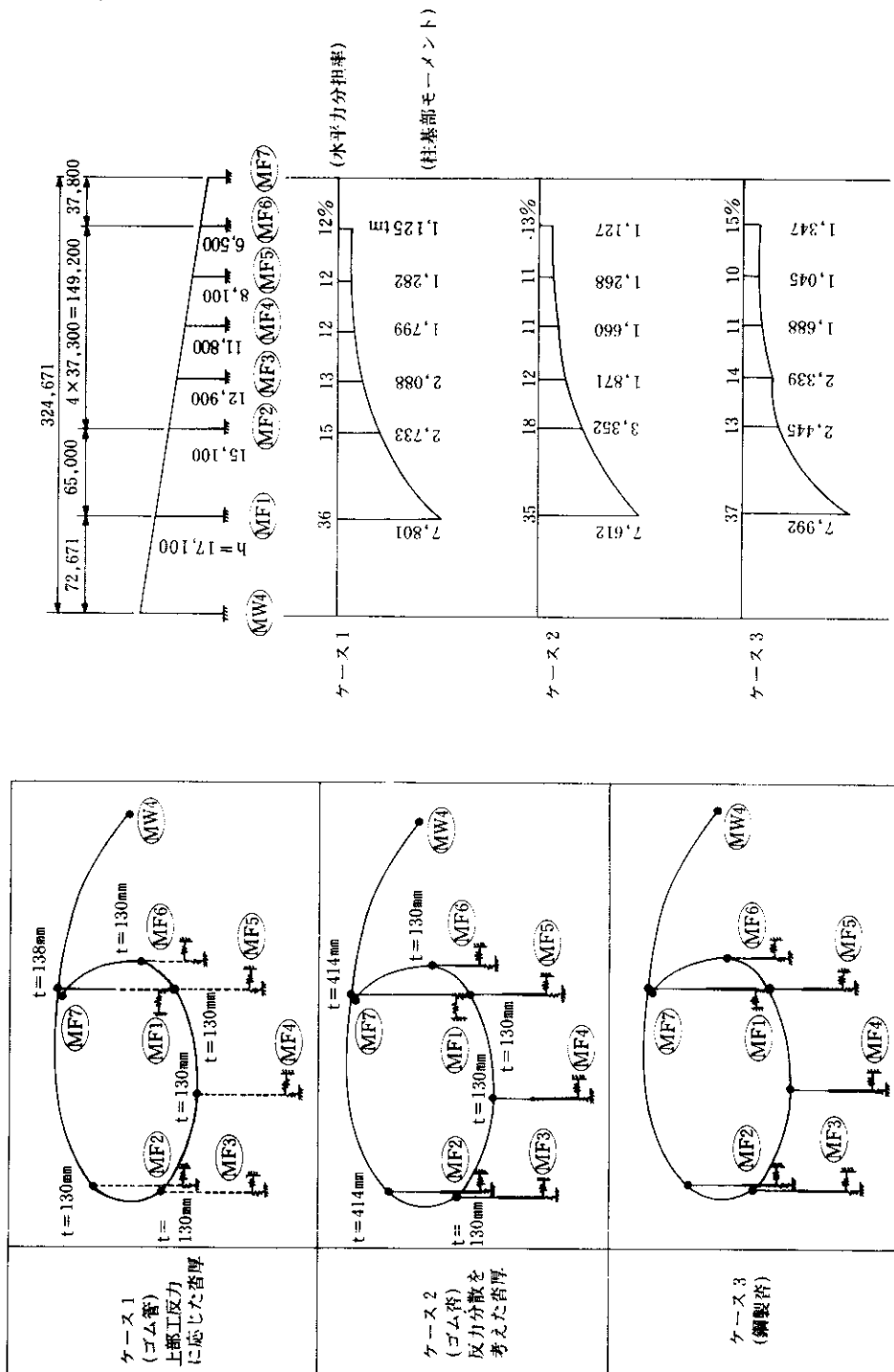


図 - 3 反力分散比較図

耐震照査による安全性の確認が必要と考えられる。

ここでは、道示に示された修正震度法と立体骨組とした動的応答解析結果を対比し、結果的に前者の方法にて設計して十分な安全性が確保されていることを確認している。

2-1 動的応答解析

動的応答解析の主な条件は次のとおりである。

- ① 解析モデルは、図-4に示すような全体系立体モデルにより、多質点系骨組構造物（ランプト・マス系）と考える。

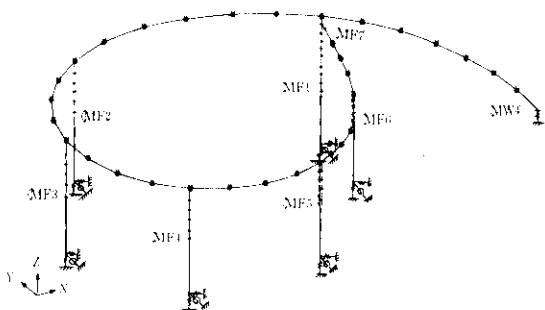


図-4 動的応答解析モデル骨組図

- ② 地震入力は水平方向のみ考慮し、鉛直方向を無視する。
- ③ 解析を行う方向は、静的解析と同様に変位が最も大きくなると考えられる可動沓（端部）の可動方向（接線方向）を目安とし、MW4側とMF7側の2つが概ね直交することからX方向（EQ0°）およびY方向（EQ90°）に設定する。
- ④ 解析方法はモード解析による応答スペクトル法とする。
- ⑤ 応答スペクトルは、阪神地域の地震環境、地盤種別等に配慮して、図-5に示す応答スペクトルを採用する。

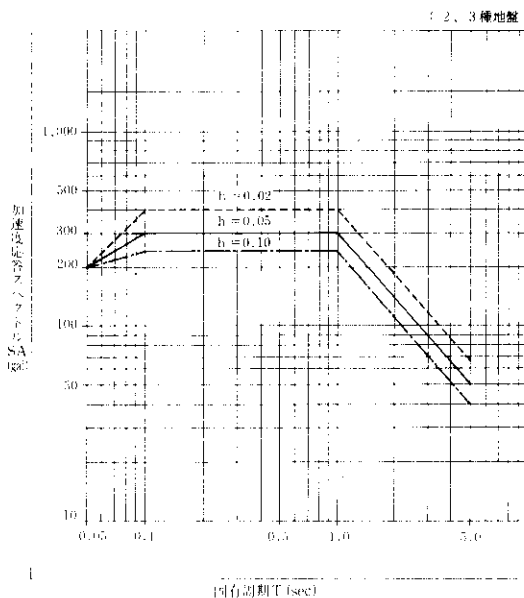
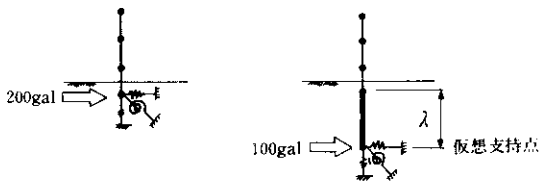


図-5 応答スペクトル図

このスペクトルは100年期待値として求められた応答スペクトルを、長周期領域で東神戸大橋の設計スペクトルと整合し、短周期領域では地表の加速度100年期待値がほぼ200galとなるようすり付け修正している。また、中間領域はフラットに設定することとし、100年期待値スペクトルが1種から4種地盤に移るにしたがって、そのピーク位置が右方向へ移行する傾向を反映して地盤種別毎に定めている。

- ⑥ 減衰定数は設計基準にしたがい次の値を用いている。
 - 上部構造 $h = 0.02$
 - 下部構造 $h = 0.05$
 - 基礎構造 $h = 0.10$
- ⑦ 解析精度は有効質量の95%が確保できることを目標として、固有モードの次数（13次）を決定している。

- ⑧ 最大応答値は、CQC法（完全2次結合法）により算出している。一般的にはRMS法（2乗和の平方根法）が主流となっているが、この方法は各モード間の固有周期が接近しているような場合、お互いが連成し合い過大な値を与える場合があることからCQC法によることとしている。
- ⑨ 地震動の入力位置は、基礎の仮想支持点位置とする。地表での入力の場合に比較して入力位置による応答スペクトルの影響は、小さいものと判断したものである。仮想支持点位置は、図-6に示すように、道示による基礎のバネを回転中心位置が等価となる集中バネに置き換えた時の位置としている。



モデル1 (直接基礎、杭基礎 etc) モデル2 (今回モデル) (ケーソン基礎、杭基礎 etc)

図-6 基礎モデル図

2-2 動的応答解析結果と静的解析結果の比較

2-2-1 固有周期および固有モード

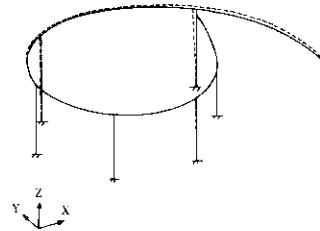
動的応答解析と静的解析によるループ橋の固有周期と有効質量の比較結果を表-3に示す。固有モードは、1次、2次、5次モードが卓越している。そのモード図を図-7に示す。

いずれも橋脚の面外への振動1次モードであり、周期は1.23~0.51secである。一方、静的解析の場合の各橋脚の固有周期は、脚の高さによって0.94~0.34secとなり、MF1橋脚がその前後の桁と一緒に揺れるような1次モードは卓越していない。また、予想された橋脚の2次モードも支配的なものとはならない。

2-2-2 応答加速度

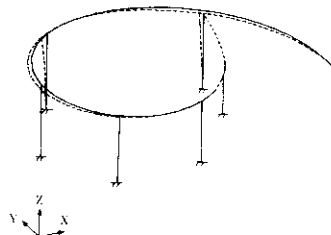
入力の基本加速度は、静的解析で180gal、動的応答解析で200galであるが、その差はさほど大きな問題にはならないものと考えられる。応答加速度の算出結果を図-8に示す。静的解析では、補正係数βが最大となることから、MF1~MF3橋脚に

1) 1次モード



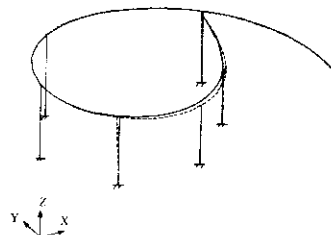
円振動数
 $\omega = 5.0883 \text{ rad/sec}$ $M = 17.94 \%$
 $T = 1.2348 \text{ sec}$ $SUM = 17.94 \%$

2) 2次モード



$\omega = 7.7734 \text{ rad/sec}$ $M = 45.38 \%$
 $T = 0.8083 \text{ sec}$ $SUM = 63.38 \%$

3) 5次モード



$\omega = 12.3918 \text{ rad/sec}$ $M = 19.58 \%$
 $T = 0.5070 \text{ sec}$ $SUM = 88.82 \%$

図-7 支配的なモード図

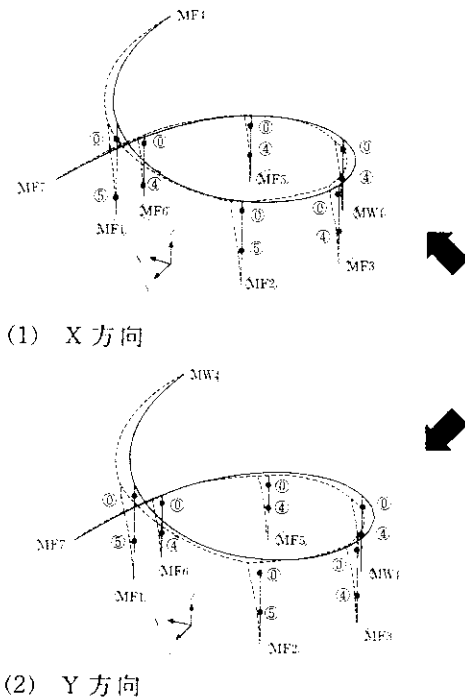
表-3 固有周期の比較

動的解析の場合			静的解析の場合		
モード次数	固有周期	有効質量		面内	面外
No. 1	1.23 sec	18 %			
2	0.81	45	MF 1	sec 0.73	sec 0.94
3	0.66	2	MF 2	0.71	0.84
4	0.54	4			
5	0.51	20	MF 3	0.67	0.63
6	0.41	3			
7	0.30	0	MF 4	0.63	0.58
8	0.26	0			
9	0.22	2	MF 5	0.59	0.48
10	0.17	0			
11	0.16	0	MF 6	0.28	0.34
12	0.15	0			
13	0.14	0			

220gal相当の地震荷重を柱および桁に作用させていることになる。また、動的解析では、柱では基部で概ね150gal、天端で350gal、平均で250galを作用させていることになる。これは上部工と橋脚の動きが卓越し、応答スペクトルで見れば、その中間的な値が現出しているものと理解される。

2-2-3 断面力の比較検討

静的解析および動的応答解析により算出された最大断面力の比較を図-9に示す。当然ながら柱の軸力には大きな差は見られない。また、水平力あるいは曲げモーメントには値に多少の違いが見られるものの、その性状は基本的に同じ傾向を示しているものと推定される。ただし、X方向地震時のMF2~MF3橋脚における動的応答解析による応答量は、静的解析の値より若干大きめとなっている。そこで、その安全性を評価するために耐荷力の照査を行っている。これにより、静的設計による断面の破壊抵抗曲げモーメントと上記の作用力との



		質点	①	②	③	④	⑤	平均値	
X 方向 (EQ 0°)	MF 1	加速度	371.4	321.2	273.2	227.6	185.0	146.4	254.1
	MF 2	加速度	510.4	430.6	355.6	287.6	228.6	181.8	332.4
	MF 3	加速度	441.0	361.2	286.4	221.8	173.2		296.7
	MF 4	加速度	357.0	289.4	226.4	172.8	134.6		236.0
	MF 5	加速度	267.6	232.4	199.0	169.2	145.4		202.7
	MF 6	加速度	232.6	206.6	181.8	159.4	140.8		184.2
Y 方向 (EQ 90°)	MF 1	加速度	367.4	317.0	268.4	221.8	178.8	140.8	249.0
	MF 2	加速度	375.0	312.6	253.4	200.0	155.2	121.6	236.3
	MF 3	加速度	378.2	308.2	242.6	186.4	145.0		252.1
	MF 4	加速度	321.4	258.2	199.6	150.8	116.6		209.3
	MF 5	加速度	274.6	237.8	203.0	172.2	147.8		207.1
	MF 6	加速度	304.2	269.8	237.2	207.8	183.4		240.4

図-8 応答加速度図

対比から、終局時安全率は1.0~1.6の値を得ている。

2-2-4 変位置の検討

静的解析に比べ、動的応答解析の応答変位量は、図-10に示すように、1.2~1.4倍となっている。しかし、その最大値は橋脚高が最大(H=17.1m)となるMF1橋脚においても $\delta_{max} = 105\text{mm}$ であり、断面決定にあたって特に問題となる量ではないと考えられる。

2-3 耐震設計法

以上の検討結果より、このループ橋の耐震設計には、静的解析を適用して設計しても十分な安全

性が確保されているものと判断される。この理由は、主として橋脚の1次モードが動的応答値に寄与しており、修正震度法で想定しているものときわめて類似したものとなっているからである。したがって、このループ橋の耐震設計は静的解析によって実施することとしている。

2-4 構造細目

景観上の配慮で重要な要素となる排水管は、スリットを設けたRC円柱橋脚に埋め込み形を採用している。

したがって、RC脚は凹部が生じ、この部分の柱主筋とそのフープ筋の配筋法に工夫を施している。すなわち、耐震性能上、凹形フープ筋は適切

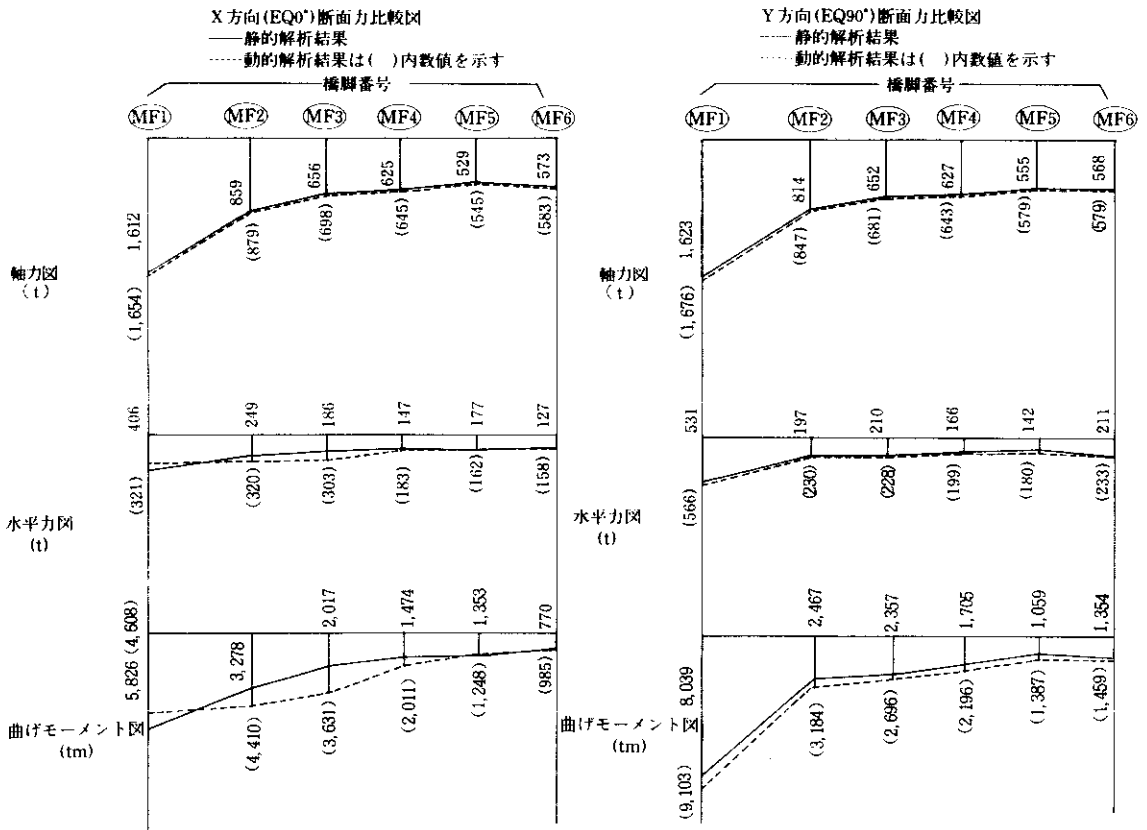


図-9 断面力比較図

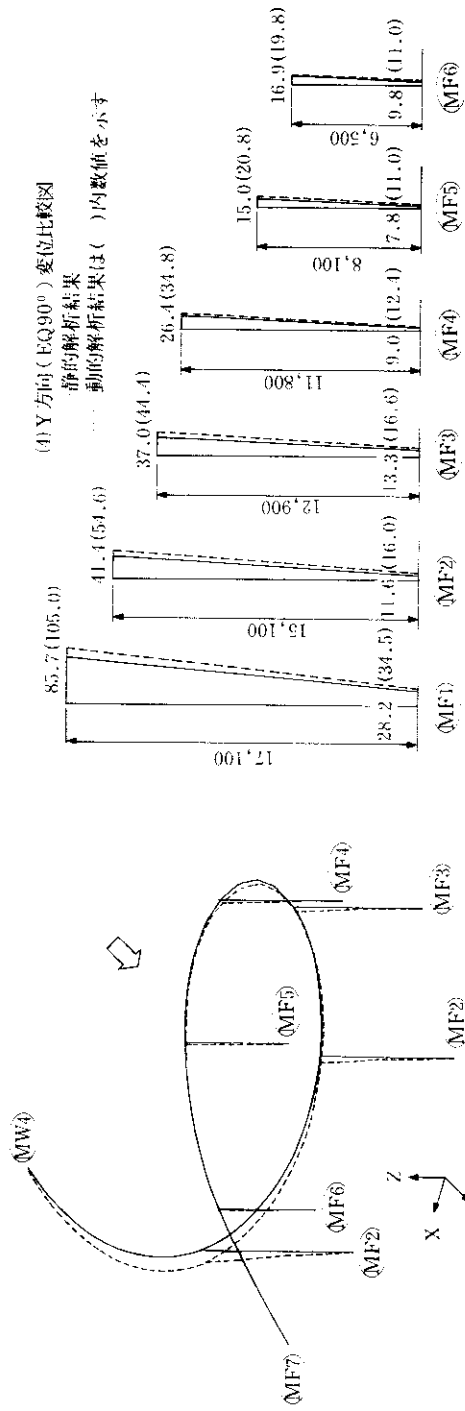
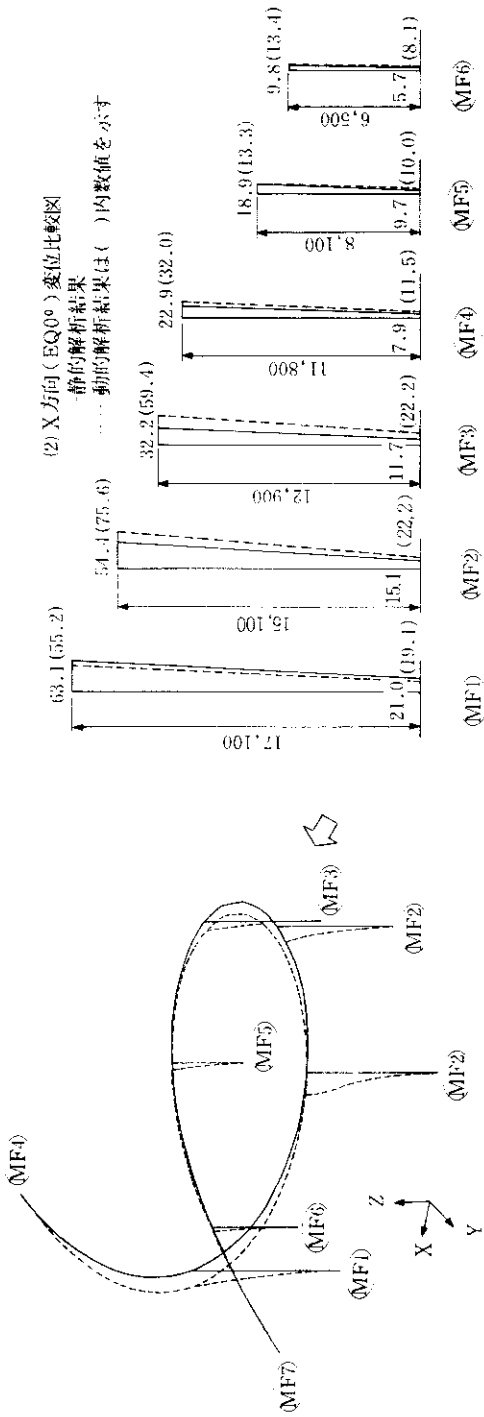


図-10 算出された変位量の比較図

でないと考えられる。橋脚の配筋状況を図-11に示す。基本的に円形のフープ筋を用いてじん性を高めるものとし、フープ筋の内部の主筋のみ有効として設計している。

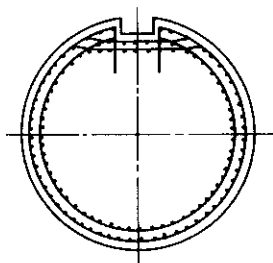


図-11 橋脚配筋図

3 基礎形式の選定

この橋梁の基礎工形式としては、周辺環境との調和および掘削・沈下の容易性と経済性の検討から、円形オープンケーソンを採用することとしている。また、円形オープンケーソンであれば、360°方向に同一耐力を有しているので、ループ橋上部工からの複雑な作用力に対し適しているといえる。

4 景観上の配慮

橋脚の形状は、1点沓を採用したことにより、梁の不要な構造とすることができ、開放的な桁下空間を確保することができる。この桁下空間の確保により、高架構造による構造物が持つ遠圧感が排除でき、景観上有効な配慮につながるものと考えられる。また、桁高の変化も縦断勾配に対して、滑らかな変化をかもし出すように下フランジ高さに工夫をこらしている。

あとがき

周辺住民への環境対策を図るという意味も含め、1回り連続のループランプの設計に取り組んだものである。ループランプの設計上解決されるべき種々の要因について検討し、その妥当性を確認したものである。

この橋梁形式の今後の課題としては、上部工架設時の仮設精度確保の難しさがある。設計時に問題となった温度変化に対する桁の挙動に十分配慮し、架設時の温度管理を入念に行う必要があると考えられる。

本報告が今後のこの種の構造における設計に役立てば幸いである。