



土木研究所資料

第1201号

平戸大橋の耐震性に関する調査報告

昭和52年3月

建設省土木研究所

ま え が き

本報告は平戸大橋の耐震性を検討するために実施した上、下部構造全体系に対する橋軸方向および橋軸直角方向の地震応答解析の結果をとりまとめたものである。

昭和52年3月

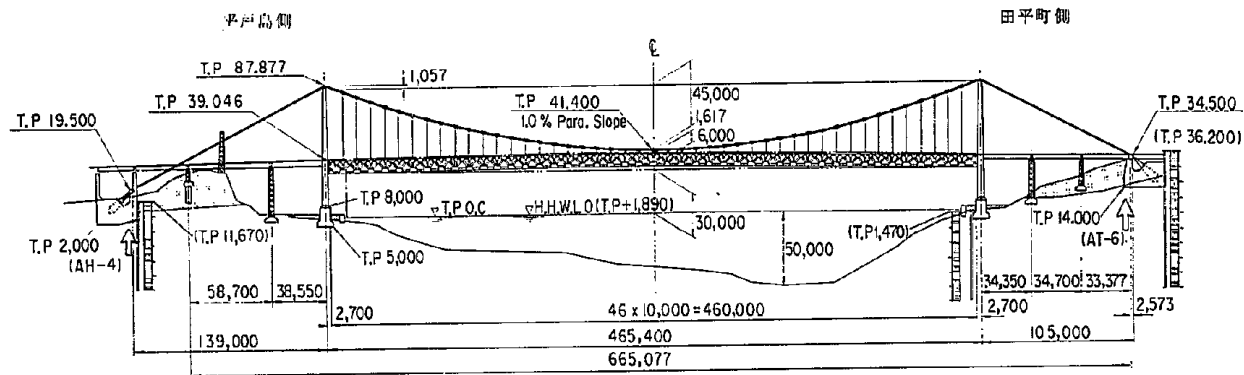
地震防災部 耐震研究室 室長 栗林 栄一
研究員 川島 一彦
技官 宮田 忠明

目 次

1. 概 要	1
2. 耐震計算に用いる地盤定数	3
2.1 地盤条件の概要	3
2.2 地盤調査およびその結果	3
2.3 耐震計算に用いる地盤の変形係数	7
3. 耐震計算に用いる地震動	13
4. 上、下部構造全体系の地震応答解析	19
4.1 解析モデル	19
(1) 下部工のモデル	19
(2) 上部工のモデル	20
4.2 解 析 法	21
4.3 解 析 結 果	22
4.4 地震時安全性の検討	22
5. 結 論	41
参 考 文 献	42

1. 概 要

平戸大橋（図-1）の耐震設計は、本州四国連絡橋耐震設計指針（1967）に準拠して応答を考慮した修正震度法に基づいて行なわれている^[1]。本編はこの耐震設計計算の結果を補足・検証するために実施した上、下部構造全体系に対する橋軸方向および橋軸に直交する方向に作用する地震による応答解析の結果を示し、平戸大橋の耐震安全性に関する検討の結果を示すものである。



注) ↑印は、PS校刷実施位置である。

図-1 平戸大橋一般図 [3]

2. 耐震計算に用いる地盤定数

2.1 地盤条件の概要⁽³⁾

平戸大橋架橋地点付近の地質は、新第三紀系の堆積岩類を基盤とし、それをおおう火山岩類によって構成されている。すなわち、平戸側では、図-2に示すように新第三紀層をおおってローム質マトリックスとかなり変質した玄武岩質砕屑岩が分布し、田平側では図-3に示すように火山灰質ロームないし火山灰から成る比較的均質な玄武岩礫混入をほとんど認めない凝灰岩と平戸側に認められる火山砕屑岩およびこれにシート状に散在する玄武岩溶岩が第三紀層をおおっている。以上のような、平戸側および田平側の地層区分の一覧を表-1に示す。

表-1 田平町側および平戸島側の地層区分⁽³⁾

地層区分	田 平 町 側				平 戸 島 側			
	ビ ア ー		ア ン カ ー		ビ ア ー		ア ン カ ー	
①	砂岩	頁岩をはさむ	泥流	未 固 結 状 (粘 性 土)	頁岩		頁岩	
②	頁岩	砂岩をはさむ	泥流	固 結 状 (凝 灰 岩)	砂岩	頁岩をはさむ	砂岩	頁岩と互層砂岩主体
③	砂岩	頁岩をはさむ		玄武岩シート状にはさむ(ランダム)	頁岩	砂岩と互層頁岩主体	頁岩	砂岩をはさむ
④	頁岩		砂岩	頁岩をはさむ	砂岩	頁岩と互層砂岩主体	砂岩	
⑤	—		頁岩	砂岩をはさむ	頁岩		砂岩	頁岩と互層砂岩主体
⑥	—		砂岩		—		—	
⑦	—		頁岩	砂岩と互層頁岩主体	—		—	

2.2 地盤調査およびその結果

平戸大橋の下部構造物設置位置における地盤の工学的な諸特性および地盤定数の推定を行なうために、孔内載荷試験(プレシオメータ試験)、平板載荷試験、コアサンプルによる一軸圧縮試験、弾性波探査試験が実施された。これらの各種試験法により得られた結果の相互の相関関係については、参考文献(3)を参照されたい。ここでは、主として、上記の調査法によって求められた地盤の変形係数の値を地層別および標高別に分類し、それぞれに対して標本の平均値および標準偏差を整理した。これらの結果を表-2(プレシオメーターによる変形係数)、表-3(平板載荷試験による変形係数)、表-4(コアサンプルの一軸圧縮試験による変形係数)、表-5(弾性波探査試験による変形係数)にそれぞれ示す。また、プレシオメーターから得られた地層別の変形係数の分散の度合をヒストグラムで示したのが図-4である。

表-2.1 プレシオメータによる地盤の変形係数〔田平町側〕

(a) 地層別変形係数

田平町側ビアー				田平町側アンカー			
地層区分	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差	地層区分	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差
①	26	635	569	①	—	—	—
②	17	2622	1670	②	19	872	536
③	18	1342	619	③	70	1946	1459
④	6	9179	2147	④	14	1632	1146
				⑤	30	2656	1510
				⑥	2	1840	160
				⑦	4	5854	2616

(b) 掘高別変形係数

田平町側ビアー				田平町側アンカー			
掘高区分(H)	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差	掘高区分(H)	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差
1 +0.0~-10.0	12	438	130	1 +20.0~-+10.0	24	1042	562
2 -10.0~-20.0	22	681	176	2 +10.0~-+0.0	42	2017	1444
3 -20.0~-30.0	14	2608	1812	3 ±0.0~-10.0	23	2227	1654
4 -30.0~-40.0	14	1881	479	4 -10.0~-20.0	19	1976	1199
5 -40.0~-50.0	10	1250	1013	5 -20.0~-30.0	17	2796	1776
6 -50.0~-60.0	4	5480	2587	6 -30.0~-40.0	6	2068	847
				7 -40.0~-50.0	3	7148	1556

表-2.2 プレシオメータによる地盤の変形係数〔平戸島側〕

(a) 地層別変形係数

平戸島側ビアー				平戸島側アンカー			
地層区分	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差	地層区分	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差
①	2	1848	58	①	6	2851	1613
②	17	1561	1026	②	41	2754	1970
③	19	4020	1344	③	24	3002	984
④	13	1874	1155	④	19	1333	659
⑤	3	4136	1909	⑤	23	1508	982

(b) 掘高別変形係数

平戸島側ビアー				平戸島側アンカー			
掘高区分(H)	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差	掘高区分(H)	データ数	変形係数 E_p (kg/cm ²)	標準偏差
1 ±0.0~-10.0	7	1397	261	1 +10.0~-+0.0	10	1802	856
2 -10.0~-20.0	10	1729	1179	2 ±0.0~-10.0	23	2732	2160
3 -20.0~-30.0	10	2906	403	3 -10.0~-20.0	20	3213	1805
4 -30.0~-40.0	10	4516	385	4 -20.0~-30.0	19	3042	758
5 -40.0~-50.0	10	2307	500	5 -30.0~-40.0	17	1330	619
6 -50.0~-60.0	6	2221	623	6 -40.0~-50.0	12	1993	1002
				7 -50.0~-60.0	7	1523	957
				8 -60.0~-70.0	4	519	386
				9 -70.0~-80.0	3	1153	528

表-3 平板載荷試験による地盤の変形係数〔田平側アンカレイジ〕

(a) 地層別変形係数

地層 区分	データ 数	変形係数 E (kg/cm^2)		摘 要	No	標高区分 (H)	データ 数	変形係数 E (kg/cm^2)	
		平均値	標準偏差					平均値	標準偏差
①	0	—	—		1	+20.0~+15.0	8	3718	1600
②	8	3718	1600		2	+15.0~+10.0	2	6432	2144
③	6	5326	1472		3	+10.0~+ 5.0	4	4772	188
④	0	—	—		4	+ 5.0~± 0.0	0	—	—
⑤	0	—	—		5	± 0.0~- 5.0	0	—	—
⑥	0	—	—		6	- 5.0~-10.0	0	—	—
⑦	0	—	—		7	-10.0~-15.0	0	—	—

(b) 標高別変形係数

標高区分 (M)	地層 区分	深 度 ・ 変 形 特 性			摘 要
		P _H (kg/cm ²)	P _L (kg/cm ²)	E _L (kg/cm ²)	
+ 19.17	②	1 5.2 0	1 9.7 5	2 6 8 0	
		—	—	4 2 8 8	
		—	—	2 0 4 2	
		9.55	1 2.3 5	2 0 0 0	
+ 17.07		3 4.0 0	—	5 7 1 0	
		—	—	6 1 2 6	
		3 5.0 0	4 2.5 0	2 1 4 4	
		2 8.2 0	—	4 7 6 5	
+ 13.67	③	—	—	8 5 7 6	
		3 8.9 0		4 2 8 8	
+ 9.47		—	—	4 7 6 5	
		—	—	4 7 6 5	
		—	—	5 0 4 5	
		—	—	4 5 1 4	

表-4 コアサンプル軸圧縮試験による地盤の変形係数および圧縮強度

(a) 変形係数 (田平側)

田 平 側 ビ ア ー				田 平 側 ア ン カ ー					
地層 区分	デー タ 数	変形係数 E(kg/cm ²)		摘 要	地層 区分	デー タ 数	変形係数 E(kg/cm ²)		摘 要
		平 均 値	標 準 偏 差				平 均 値	標 準 偏 差	
①	22	4130	14089		①	3	35	7.5	
②	6	4512	1227		②	11	2987	9204	
③	1			(1207)	③	2			
④	0				④	0			
					⑤	0			
					⑥	0			
					⑦	0			

(b) 変形係数 (平戸側)

平 戸 側 ピ ア -					平 戸 側 ア ン カ ー				
地層 区分	デー タ 数	変形係数 E(kg/cm ²)		摘 要	地層 区分	デー タ 数	変形係数 E(kg/cm ²)		摘 要
		平均値	標準偏差				平均値	標準偏差	
①	0				①	1			
②	8	30,125	7,210		②	8	129,000	71,500	
③	9	178,843	151,150		③	1			
④	4	261,714	93,000		④	0			
⑤	0				⑤	0			

(c) 一軸圧縮強度 (田平側)

田 平 側 ピ ア ー				摘 要	田 平 側 ア ン カ ー				摘 要
地層 区分	デー タ 一 数	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)			地層 区分	デー タ 一 数	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)		
		平均値	標準偏差				平均値	標準偏差	
①	22	4.92	5.93		①	3	0.63	0.25	
②	6	42.79	4.66	(14.55)	②	11	21.31	15.42	
③	1				③	8	183.91	243.0	
④	0				④	0			
					⑤	0			
					⑥	0			
					⑦	0			

(d) 一軸圧縮強度 (平戸側)

平戸側ピア-				摘 要	平戸側アンカー				摘 要
地層 区分	データ 一 数	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)			地層 区分	データ 一 数	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)		
		平均値	標準偏差				平均値	標準偏差	
①	0				①	1			(69.1)
②	8	15.90	4.18		②	9	78.13	38.82	
③	4	150.85	58.29		③	1			(110.1)
④	4	147.05	57.86		④	0			
⑤	0				⑤	0			

表-5 弾性波探査試験結果による地盤の変形係数

田 平 側 ア ン カ ー (A T - 6) ※					平 戸 側 ア ン カ ー (A H - 4) ※				
地層 区分	地 質	個 数	平 均 値	標 準 偏 差	地層 区分	地 質	個 数	平 均 値	標 準 偏 差
①	泥 流 (未固結)	1	4500 ^{1/m²}		①	頁 岩	3	34800 ^{1/m²}	20400
②	泥 流 (固 結)	4	11900	6400	②	砂 岩	5	48000	33800
③	火山礫 層 岩	4	55300	15500	③	頁 岩	2	19500	7500
④	砂 岩	2	9400	13000					
⑤	頁 岩	1	36300						

※弾性波試験の実施位置は図-1参照

2.3 耐震計算に用いる地盤の変形係数

上記の各種試験法で推定された地盤の変形係数の標本平均値の比較をしたのが表-6である。これらの中で、プレシオメーターの変形係数 E_p と平板载荷試験の変形係数 E_L の間には比較的良好な相関が得られており、おおむね次式で与えられる^[3]。

$$E_L = 2.5 E_p \dots\dots\dots (1)$$

耐震計算に用いる地盤の変形係数は弾性波探査の結果をもとに推定する方法が最近次第に用いられるようになってきており、特に砂質地盤に対しては室内実験により求めた地盤の堅さも現場で実測された地盤の堅さの対応も良いことから、このような方法が実用化され始めている。しかしながら、表-6に示した弾性波探査により推定された地盤の変形係数は地盤に生じるせん断ひずみが凡そ 10^{-6} 程度の小さい場合の値と言われており^[11]、実際の地震によって地盤に生じるせん断ひずみのレベルを考慮すれば、表に示した値よりも小さくなると考えられること、弾性波探査による変形係数がプレシオメーターのように密に実施されていないこと等を考慮して、本耐震計算ではプレシオメーターの結果に基づいた地盤の変形係数を使用することとした。

表-6 各種試験法による地盤の変形係数の比較〔標本平均値、単位 t/m^2 〕

地層 区分	田 平			町 岡			平 戸			島 側		
	プレシオ メーター	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	プレシオ メーター	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	プレシオ メーター	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	プレシオ メーター	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験
①	8350		41300			380	4500	18420		28510		34800
②	26220		45120	8720	37180	69870	11900	15610	301250	27540	1290000	48000
③	13420			19460	93260		55300	40200		1708430	32020	
④	51790			16320			9400	18740	2617110	13330		
⑤				26560			36300	41360		15080		
⑥				18400								
⑦				58540								

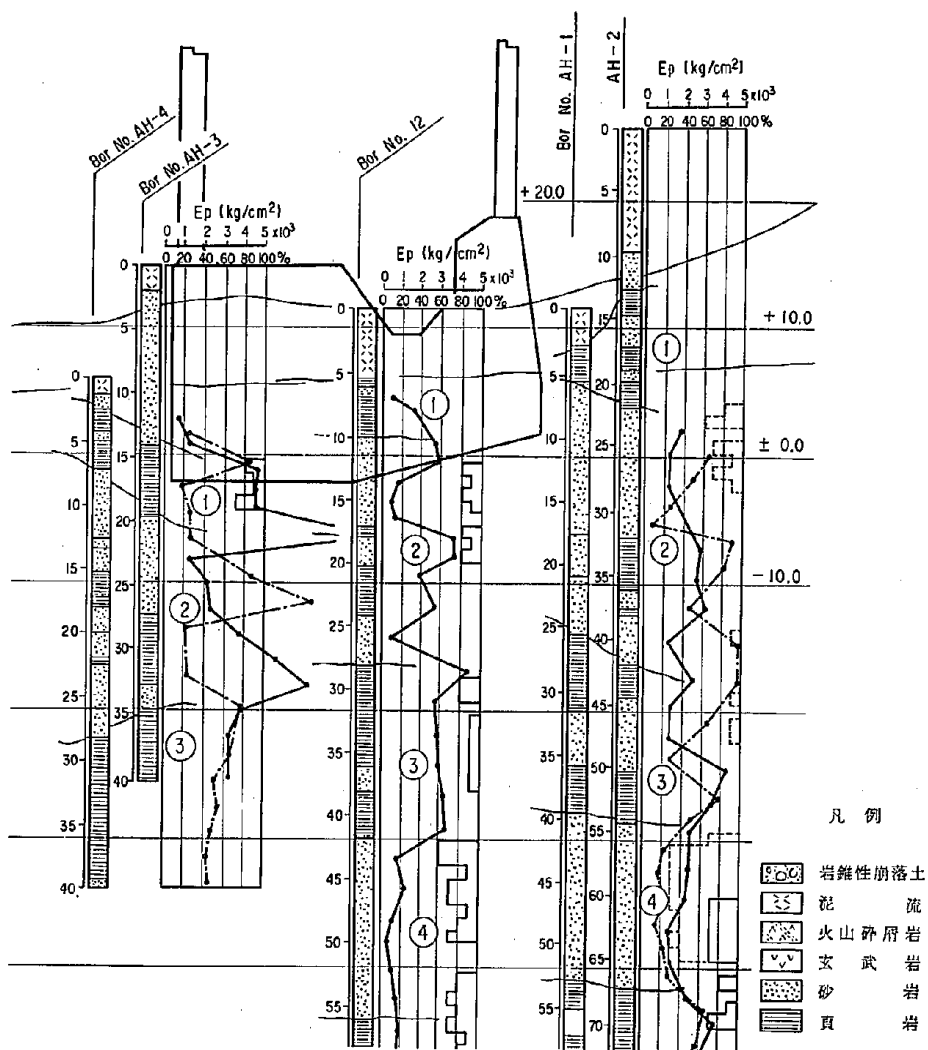


図-2.1 平戸側地盤断面図〔アンカレイジ付近〕①

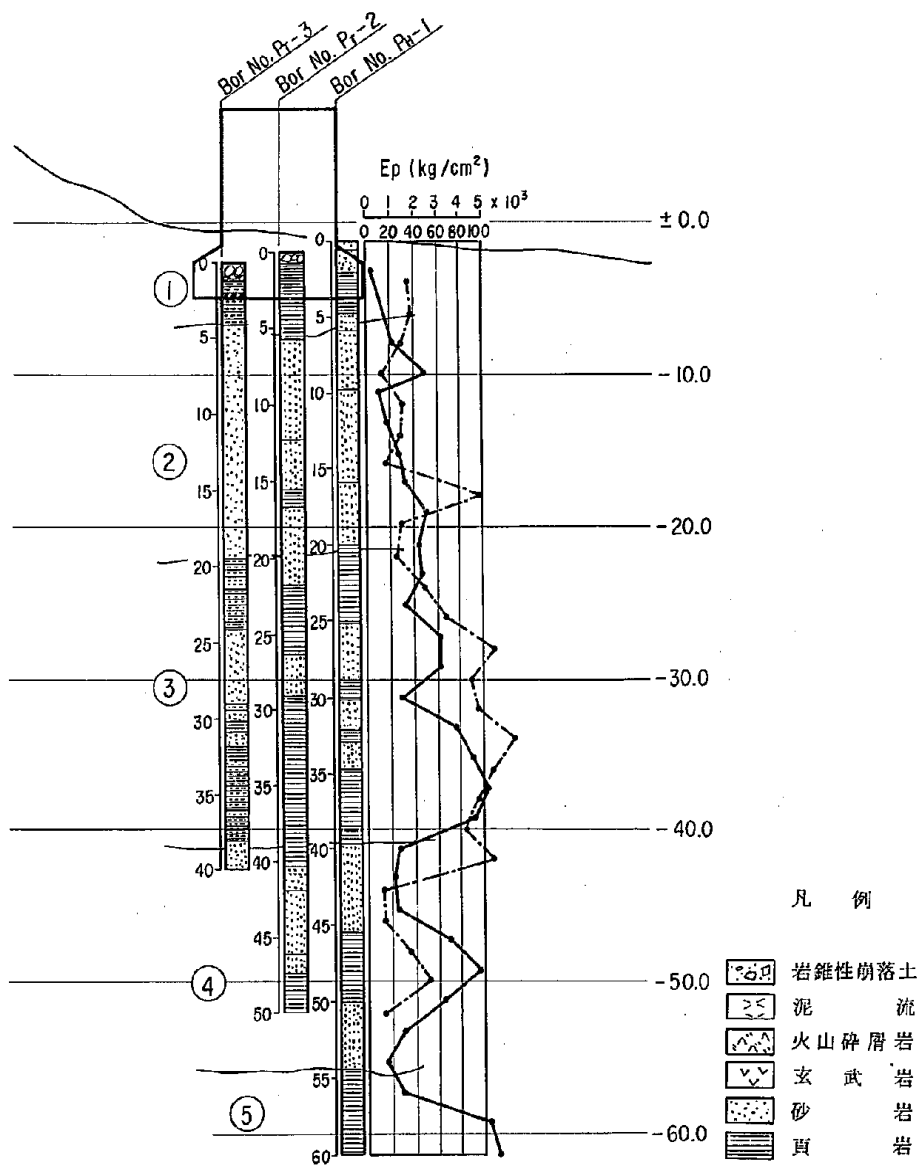


图 - 2.2 平戸御地盤断面図〔主塔橋脚付近〕(I)

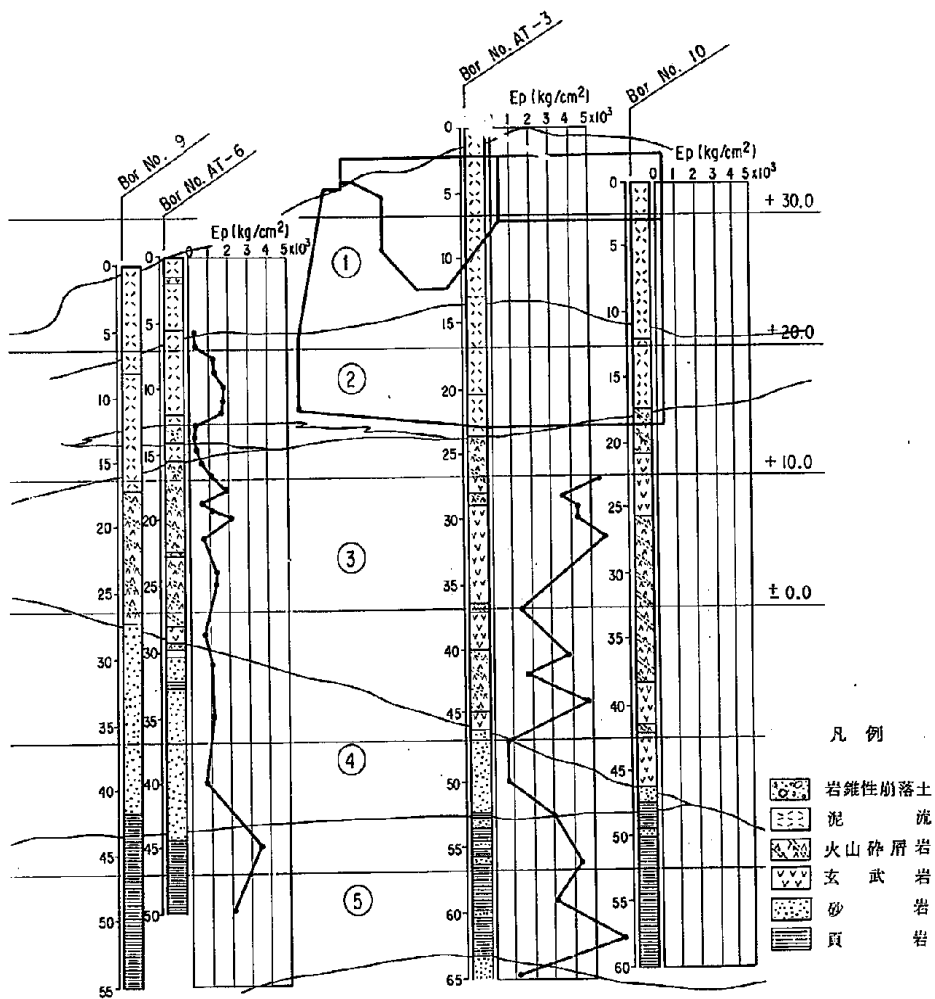


図-3.1 田平側地盤断面図〔アンカレイジ付近〕①

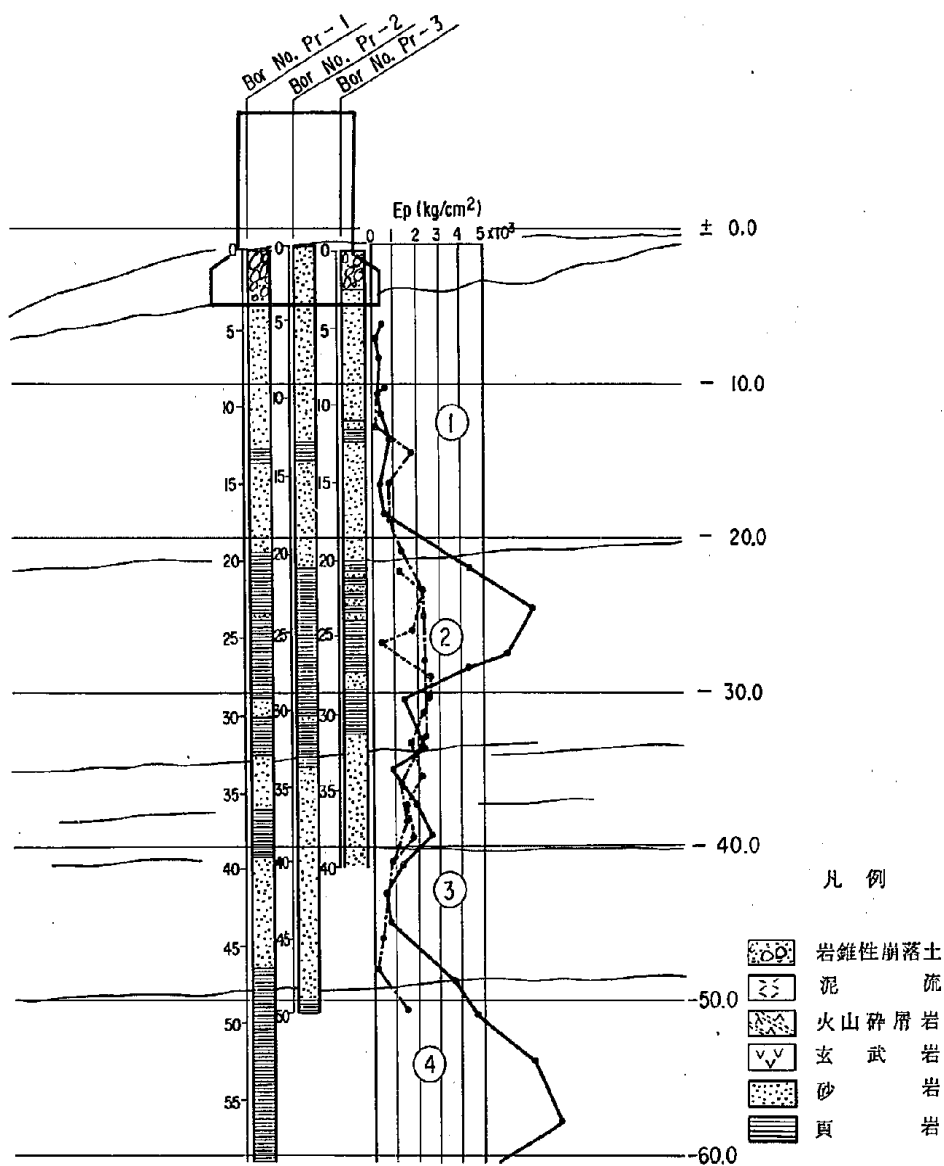
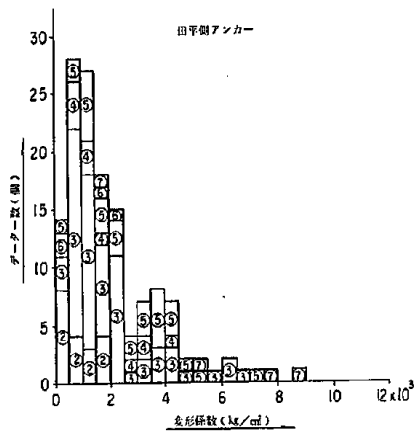
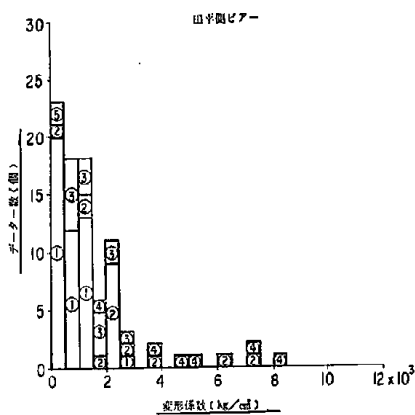
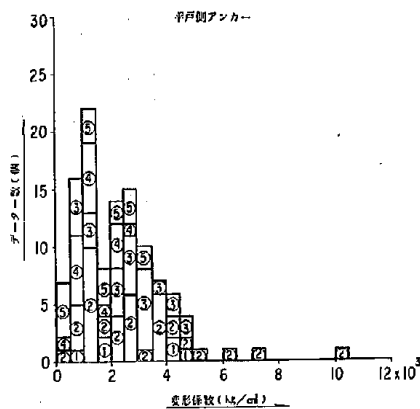
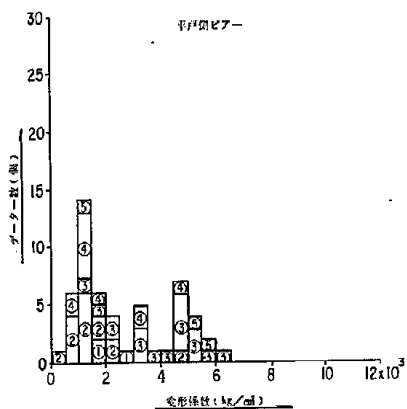


圖 - 3.2 田平側地盤断面圖〔主塔橋脚付近〕(1)



(a) 田 平 側



(b) 平 戸 側

図-4 ヒストグラムで表わしたプレシオメータによる地盤の変形係数(地層別データ)のばらつき

3. 耐震計算に用いる地震動

土木構造物の耐震設計において想定する地震動を工学的な設計の立場から決定する際に考慮すべき事項としては、地震動の強度、周期特性、継続時間、および、構造物の固有振動周期、減衰特性などが挙げられる。地震の発生した場所から架橋地点までの距離が遠ければ地震動の強度は一般に低下し、反対に近ければ地震動の強度は強くなる。図-5はこのような関係の1例を示したものである^[10]。したがって、比較的小規模な地震であって、架橋地点から遠方で発生したような地震は構造物の耐震設計上考慮する必要はないであろうし、一方、大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても、なお、構造物に相当の影響を与えるため、耐震設計上考慮する必要があるであろう。地震動をこのような地震の規模と震央から架橋地点までの距離によって分類すると、概念的には図-6に示す斜線の上側に相当する規模と震央距離を有する地震動が耐震設計上考慮する必要がある地震動であると言うことができよう^{[6][7][8][9]}。ちなみに、現在までに建設もしくは建設が計画されている大規模な土木構造物のうち長大吊橋の地震応答解析において選定された地震動は図-7に示す関係にある^{[8][9]}。

吊橋は高次の不静定構造物であり、低次の振動モードから高次の振動モードまで広い範囲に固有周期が存在するのが普通である。構造系全体が揺れるような振動モードは数秒のオーダーの周期を持ち、このような振動モードは補剛トラス、吊ケーブル等の振動応答に対して影響が大きであろうし、主塔や堅固な基礎地盤上に設置された下部構造物等に対しては、0.5~2秒程度の中程度の周期を持つ振動モードの影響が大きであろう。したがって、地震応答解析において2種類以上の地震動を考慮するならば、上述した点を相互補充するものである事が望ましい。

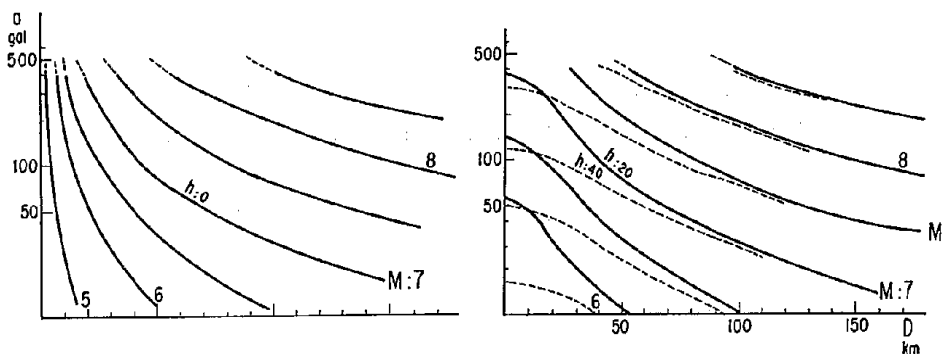
上述した理由により、平戸大橋の地震応答計算に用いる地震動として、表-7に示すように平均応答スペ

表-7 地震応答解析に用いた地震動

地震名	発生年月日	記録地	M	震央距離 (km)	継続時間 (秒)	最大加速 度(ガル)	計算に使用した最 大加速度(ガル)	備 考
根室半島沖地震	1973.6.17	静内橋 (地下40m)	7.4	305	12	45	150	
日向灘沖地震	1968.4.1	板島橋	7.5	104	40	186	150	地表面の地震動が基 盤面の地震動に変換
平均応答スペクトル曲線(建設省土木研究所 1970、岩盤)							150	

クトル曲線(建設省土木研究所、岩盤、1970年)、1968年4月の日向灘沖地震による愛媛県板島橋付近の地盤表面で記録された地震動加速波形^[13]、1973年6月の根室半島沖地震によって北海動静内橋付近の地盤の地下40mで記録された加速度波形を選定した。板島橋での記録は土木研究所平均応答スペクトル曲線(1970年)作成に使用された加速度記録の1つであり、比較的軟質な地盤の表面で記録された加速度記録である。一方、平戸大橋の主塔橋脚基礎およびアンカーは堅固な第三紀層に属する地盤中に設置されており、板島橋での記録がとれた地盤とは条件を異にしている。そのため、板島橋の地表面での地震動加速度記録を一度、地表面から約20m下に存在する比較的良好な砂礫層よりなる地盤面(耐震設計上の

基盤面)における地震動記録に変換し、この記録を改めて平戸大橋の主塔橋脚基礎およびアンカーの耐震計算上の基盤面における地震動記録であると仮定して、平戸大橋下部構造物位置の地震動記録に変換するという手続きをとった⁽¹⁾⁽²⁾。この際、平戸大橋の周辺地盤は前述のように堅固な第3紀層より成っているので、耐震計算上の基盤面を基礎構造位置ととることができた。このようにして計算された平戸大橋架橋地点の地震動記録をもとの板島橋付近の地表面上の加速度記録と比較すると、図-8のようになり、これを絶対加速度応答スペクトルと比較すると図-10のようになる。次に、静内橋の地下40mで記録された地震動記録は図-9に示すように、比較的長周期の成分が卓越している。この記録は砂礫層からなる比較的堅い地盤で得られるものであるので、そのまま平戸大橋の耐震設計上の基盤面の地震動記録として使用された。図-11は以上の平均応答スペクトル、板島橋の地震動記録、静内橋の地震動記録の絶対応答加速度スペクトルを相互に比較したものである。板島橋の記録は中程度の固有周期の構造物に対して、静内橋の記録は比較的長い固有周期の構造物に対してそれぞれ卓越することがわかる。平均応答スペクトルは、おおむね両者の平均的な応答を示している。基盤面における地震動の強度は150ガルとし、関門橋と同程度の地震動入力となるようにした。



Variation of Maximum Acceleration with Earthquake Magnitude and Epicentral Distance.

a; Maximum acceleration in gal

D; Epicentral distance in kilometer

h; Focal depth in kilometer

Left; a D curves for h=0, or a hypocentral distance curves

Right; solid curves, a D for h=20, dashed curves, a D for h=40

図-5 地震動の最大加速度に及ぼすマグニチュードと震央距離の影響の1例(勝又[10]による)

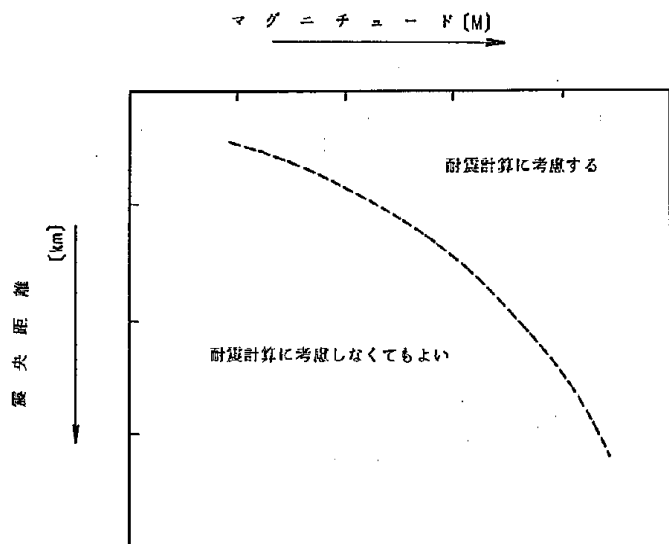


図-6 耐震計算に考慮する地震動の概念図②

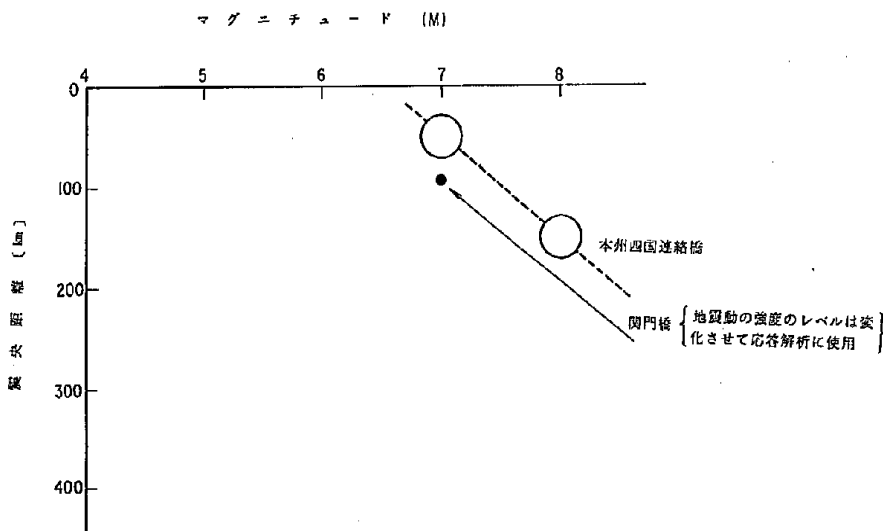
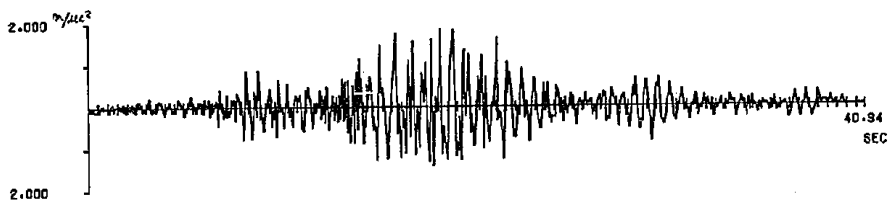
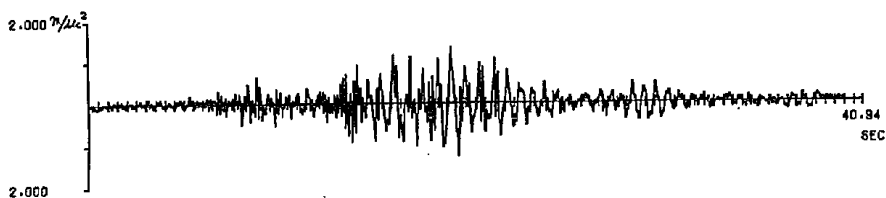


図-7 現在までに建設もしくは建設が予定されている
大規模吊橋の地震応答解析に想定された地震動②



(a) 地表面地震動加速度



(b) 基盤地震動加速度

図-8 板島橋における地表面および基盤地震動加速度 ⑭

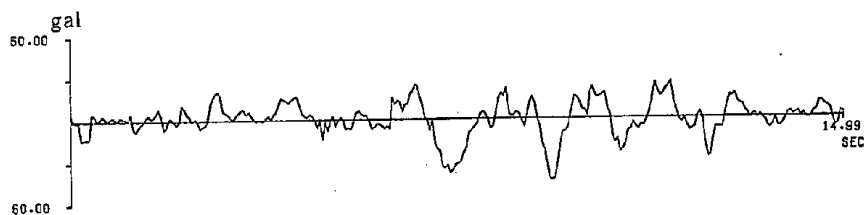


図-9 静内橋地下40mの地盤中で記録された地震動記録 ⑭

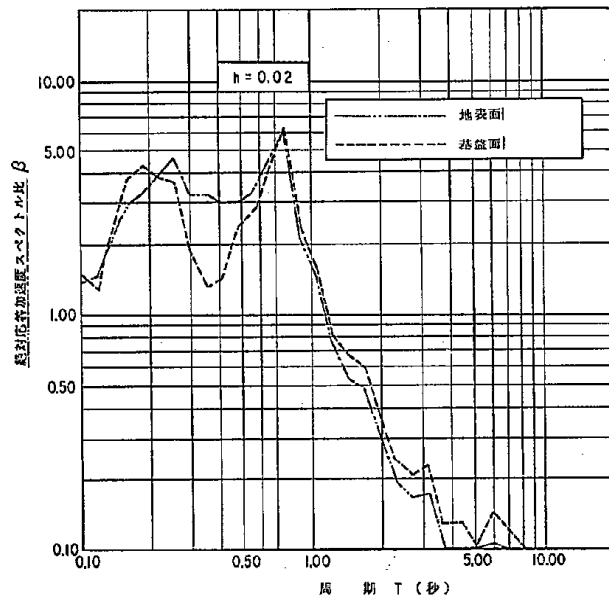


図-1 0.1 板島橋における地表面およびそれより計算された
基盤面の地震動記録の絶対応答スペクトル曲線の
比較 (減衰定数 $h = 0.02$ の場合)

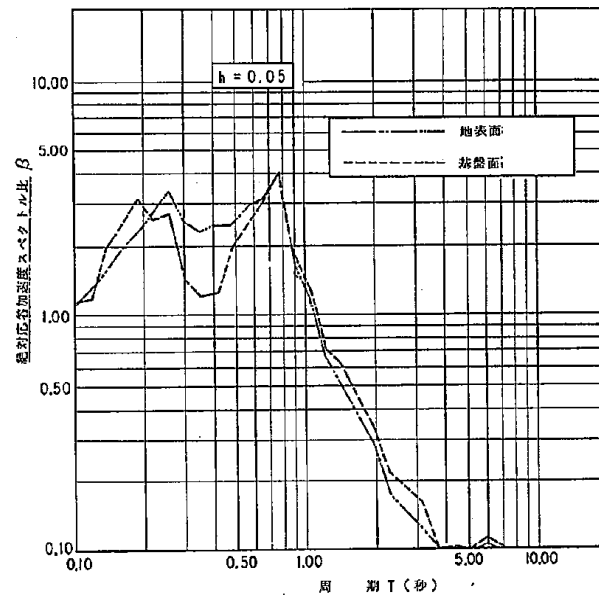


図-1 0.2 板島橋における地表面およびそれより計算された
基盤面の地震動記録の絶対応答加速度スペクトル
曲線の比較 (減衰定数 $h = 0.05$ の場合)

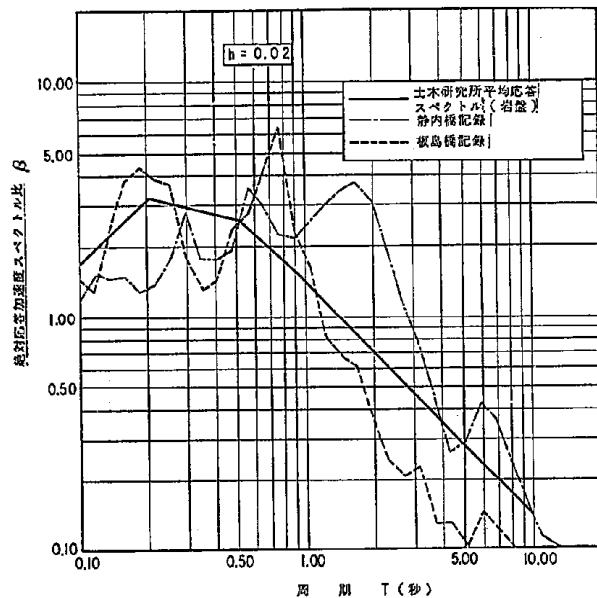


図-1.1.1 地震応答解析に使用した地震動の絶対応答スペクトル曲線の比較 (減衰定数 $h = 0.02$ の場合)

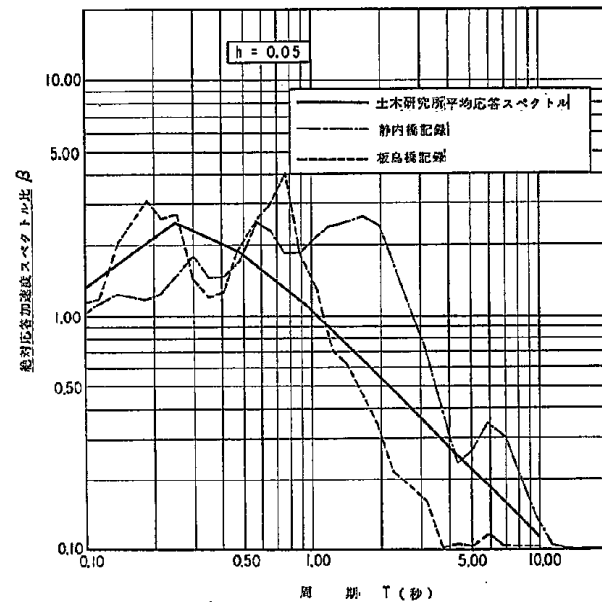


図-1.1.2 地震応答解析に使用した地震動の絶対応答スペクトル曲線の比較 (減衰定数 $h = 0.05$ の場合)

4. 上下部構造全体系の地震応答解析

4.1 解析モデル

(1) 下部工のモデル化

平戸側、田平側の塔橋脚およびアンカレイジは、図-12に示すように、併進および回転の2自由度を有する剛体基礎力学モデルによってモデル化した^[8]。計算で仮定した基礎モデルの寸法諸元は表-8に示す通りであり、基礎モデルを保持する併進運動に抵抗するばね K_1 および回転運動に抵抗するばね K_2 は、それぞれ次式によって決定した。

表-8 地震応答計算で仮定した下部構造の諸元

	平戸島側 アンカレイジ	平戸島側 タワーピアー	田平町側 タワーピアー	田平町側 アンカレイジ
h_g (m)	9.92	5.98	5.98	10.29
h_o (m)	19.84	11.96	11.96	20.58
a (m)	31.0	12.0	12.0	31.0
b (m)	29.0	21.5	21.5	32.0

記号は図-12参照

$$K_1 = K_S \cdot a \cdot b$$

$$K_2 = K_R \cdot b \quad (\text{橋軸方向のモデル}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$K'_2 = K'_R \cdot a \quad (\text{橋軸に直交方向のモデル})$$

ここに、 a 、 b は図-12に示した下部構造の長さおよび幅であり、 K_S 、 K_V 、 K_R 、 K'_R はそれぞれ、下部構造周辺地盤の単位面積当りの水平方向せん断ばね定数、および鉛直方向せん断ばね定数、単位奥行当りの橋軸方向の回転ばね定数、および橋軸に直交する方向の回転ばね定数である。 K_S 、 K_R 、 K'_R は K_V に基づいて次式により算定した。

$$K_S \approx \frac{1}{3} K_V$$

$$K_R = K_V I_z \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$K'_R = K_V I_x$$

ここで、 I_z 、 I_x はそれぞれ、 Z 軸（橋軸に直交する方向）まわり、および X 軸（橋軸方向）まわりの単位奥行あたりの断面2次モーメントであり、 K_V は道路橋下部構造設計指針ケーソン基礎（日本道路協会）^[5]に準拠して算定した。このようにして、(2)、(3)式によって算定されたばね定数を表-9に示す。下部構

表-9 地震応答解析で使したばね定数

	平戸島側 アンカーレイジ	平戸島側 タワーピア	田平町側 タワーピア	田平町側 アンカーレイジ
K_V (t/m ²)	4.535×10^3	4.845×10^3	1.670×10^3	1.384×10^3
K_S (t/m ²)	1.512×10^3	1.615×10^3	0.557×10^3	0.461×10^3
K_R (t·m/m·rad)	1.126×10^7	6.977×10^5	2.405×10^5	3.436×10^6
K_R' (t·m/m·rad)	9.217×10^6	4.013×10^6	1.383×10^6	3.779×10^6
K_1 (t/m)	1.359×10^6	4.167×10^5	1.437×10^5	4.573×10^5
K_2 (t·m/rad)	3.265×10^8	1.500×10^7	5.171×10^6	1.100×10^8
K_2' (t·m/rad)	2.857×10^8	4.816×10^7	1.660×10^7	1.171×10^8

造の併進質量および回転質量は構造諸元から、表-10のように求められた。

表-10 地震応答解析で使した下部構造の質量(×1/G)

	平戸島側 アンカーレイジ	平戸島側 タワーピア	田平町側 タワーピア	田平町側 アンカーレイジ
$M_x = M_z$ (t)	3.567×10^4	5.991×10^3	5.991×10^3	4.469×10^4
J_z (t·m ²)	4.832×10^7	1.720×10^6	1.720×10^6	6.187×10^7
J_x (t·m ²)	4.404×10^7	3.626×10^6	3.626×10^6	6.469×10^7

(注) M_x : 橋軸方向併進質量 [t]
 M_z : 橋軸直角方向併進質量 [t]
 J_z : 橋軸方向の回転質量 [t·m²]

$$J_z = \frac{M_x}{12} (a^2 + h_0^2)$$

J_x : 橋軸直角方向の回転質量 [t·m²]

$$J_x = \frac{M_z}{12} (b^2 + h_0^2)$$

(2) 上部工のモデル

上部構造の力学モデルは、吊ケーブルは質量を考慮した棒部材、補剛トラスは質量を考慮した棒もしくは梁部材、吊ハンガーは質量を無視した半無限の剛性を有する棒部材とした。また、タワーにする荷重として、塔頂反力、タワーリング反力、アプローチ桁反力の3者を考慮した。塔頂反力としては死荷重に活荷重の1/2と-30℃における温度荷重を合わせた荷重を、タワーリング反力およびアプローチ桁反力は、そ

れぞれ、伸縮継手等の重量を考慮して補剛トラスの 1/2 パネル分の重量、および桁反力（橋軸に直交方向のモデル）もしくは桁反力に寄座における摩擦係数を乗じた力（橋軸方向のモデル）をそれぞれ質量に置換して、近似的にこれらの荷重の影響を計算に取り入れた。以上のようにして求められた上、下部構造全体系の振動解析モデルを図-13に示す。解析モデルは、固有値計算における自由度を減少させるために、計算の結果に著しい差異を生じない範囲内で図中に示したような質量の縮合を図った。

4.2 解 析 法

地震応答解析はモーダルアナリシスの手法により、3節で示した3種類の地震動加速度記録の応答スペクトルを用いて行なった。モーダルアナリシスでは、1次から72次（橋軸方向）もしくは78次（橋軸直交方向）までの全次数の振動モードを考慮し、吊ケーブル、吊ハンガー、主塔、補剛桁から成る上部構造物に対しては2%の減衰定数を、主塔橋脚およびアンカレイジから成る下部構造物に対しては5%の減衰定数をそれぞれ見込んだ。

固有値解析の結果、固有振動数 ω_i および固有振動モード値 $\phi_{i,j}$ ($i = 1 \sim nm, j = 1 \sim np$) が求められると、基盤に様な地震動が作用した場合の応答値は、各モードごとの応答値の2乗和の平方根によって表わすものとすれば、

$$u_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} u_{i,j}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} (\phi_{i,j} q_i)^2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

$$q_i = \frac{F_i}{\omega_{D1}^2} \cdot S_{A1} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$F_i = \frac{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}^2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

となる。ここで、 ω_{D1} 、 S_{A1} は1次の減衰固有振動数および図-11に示した加速度応答スペクトル値である。

一方、平戸側および田平側の主塔橋脚、アンカレイジに位相差をもった地震動が作用したとした場合の応答値を、各下部構造 ($k = 1 \sim 4, k = 1, 2$ はそれぞれ田平側のアンカレイジおよび主塔橋脚、 $k = 3, 4$ はそれぞれ平戸側の主塔橋脚およびアンカレイジ) に単独に地震動が作用した場合の応答値の2乗和の平方根で算出するものとすれば、

$$u_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} \sum_{k=1}^4 u_{i,j,k}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} \sum_{j=1}^4 (\phi_{i,j} q_{i,k})^2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、

$$q_{i,k} = \frac{F_{i,k}}{\omega_{Di}^2} s_{Ai} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$F_{i,k} = \frac{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j} \alpha_{j,k}}{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{1,j}^2} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$\alpha_{j,k}$: 支点の影響係数で、 k 支点に単位の支点変位を与えた場合の j 節点における変位を表わす。 $\left(\sum_{k=1}^4 \alpha_{j,k} = 1 \right)$

となる。ここでは、(4)式で与えられる下部構造に様な地震動が作用した場合の応答値と(7)式で与えられる下部構造に異なった位相の地震動が作用した場合の応答値を種々検討し、後者の方が前者より主塔中間部を除きやや大きな応答値を与えること、主塔中間部では(4)式による応答値に対しても十分な耐力のあること等を考慮し、以下の検討では(7)式により求められた応答値を用いることとした。

4.3 解析結果

(1) 固有振動モード

橋軸方向の固有振動モード及び固有振動数(1次～20次)を図-14に、橋軸直角方向の固有振動モード及び固有振動数(1次～20次)を図-15に示す。また、各次の固有周期、モード寄与率、振動エネルギー分配率を表-11に示す。

(2) 地震応答解析による応答値

(7)式によって計算された平戸大橋の代表的な点における応答度位の一覧を表-12に、ケーブル張力(水平方向成分)の応答値を表-13に、下部構造物底面における応答反力値を表-14にそれぞれ示す。また、補剛トラスの断面力応答値の分布を図-16に、主塔の断面力応答値の分布を図-17にそれぞれ示す。

4.4 地震時安全性の検討

地震応答解析によって求められた上部構造物の断面力および下部構造物底面の反力は常時における死荷重、活荷重、温度荷重等による応答値と適当な重畳を施し、それぞれの許容断面力値もしくは許容支持力値と比較することによって地震時の安全性について検討した。

(1) 補剛トラス

補剛トラスの地震によって生じる断面力と常時の断面力の重畳は次式によって行なった。

$$\text{地震時断面力} = D + \frac{L}{2} + T + EQ \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 D 、 L 、 T 、 EQ はそれぞれ、死荷重による断面力、活荷重による断面力、温度変化(−30℃とした)による断面力および地震による断面力である。このような重畳を施して求めた補剛トラスの弦材、

表-1.1.1 固有周期、モード寄与率および振動エネルギー分配率一覧(橋軸方向)

	固有周期 (秒)	モード寄与率					振動エネルギー分配率						
		平戸側		田平側		合計	補剛桁		ケーブル	主塔	主塔 橋脚	アンカ レイジ	
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー		水平方向	鉛直方向					
1	4.57	-294	-0.02	-0.01	-2.84	-5.81	0.108	0.374	0.018	0.000	0.000	0.000	
2	3.29	-2047	-0.17	0.14	21.37	0.88	0.000	0.994	0.001	0.002	0.000	0.003	
3	2.16	578	0.08	-0.09	-6.65	-0.88	0.000	0.988	0.008	0.001	0.000	0.003	
4	1.57	-269	-0.07	-0.24	-14.59	-17.58	0.016	0.008	0.002	0.002	0.000	0.971	
5	1.37	035	0.01	0.04	0.26	0.66	0.000	0.989	0.011	0.000	0.000	0.000	
6	1.23	1.94	0.09	7.11	2.57	11.70	0.028	0.005	0.002	0.236	0.724	0.004	
7	1.13	8.33	0.52	-1.43	8.17	15.58	0.742	0.125	0.047	0.022	0.037	0.027	
8	0.98	-0.35	-0.06	-0.01	-2.33	-2.76	0.005	0.788	0.206	0.000	0.000	0.001	
9	0.97	-2.02	-0.01	0.02	-0.61	-2.62	0.003	0.797	0.200	0.000	0.000	0.001	
10	0.91	-0.48	-0.08	-0.03	0.62	0.02	0.000	0.992	0.007	0.000	0.000	0.000	
11	0.81	-3.81	-7.23	-0.02	0.52	-10.44	0.008	0.002	0.000	0.354	0.562	0.074	
12	0.80	-11.41	2.11	-0.01	0.36	-8.95	0.003	0.001	0.000	0.028	0.050	0.918	
13	0.64	0.32	-0.09	-0.02	2.55	2.77	0.002	0.988	0.007	0.001	0.000	0.003	
14	0.60	0.10	-0.02	0.03	-44.47	-44.36	0.005	0.004	0.002	0.004	0.001	0.985	
15	0.53	0.01	-0.00	-0.01	-0.07	-0.07	0.000	0.792	0.207	0.000	0.000	0.000	
16	0.53	-0.04	-0.02	-0.00	0.01	-0.05	0.000	0.802	0.198	0.000	0.000	0.000	
17	0.49	0.03	-0.01	-1.02	2.14	1.15	0.003	0.001	0.002	0.789	0.199	0.005	
18	0.48	-0.18	0.10	-0.03	-0.04	-0.14	0.000	0.985	0.007	0.005	0.003	0.000	
19	0.48	-1.39	1.08	-0.00	-0.00	-0.31	0.005	0.008	0.004	0.643	0.340	0.000	
20	0.46	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
21	0.40	0.00	-0.00	-0.04	-0.11	-0.15	0.000	0.793	0.207	0.000	0.000	0.000	
22	0.40	-0.31	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.000	0.802	0.198	0.000	0.000	0.000	
23	0.39	0.01	-0.00	-1.630	-0.09	-16.37	0.000	0.000	0.000	0.020	0.979	0.000	
24	0.37	-0.16	0.00	-0.06	0.03	-0.18	0.000	0.991	0.008	0.000	0.000	0.000	
25	0.31	40.29	-0.08	0.01	-0.03	40.19	0.005	0.001	0.008	0.006	0.000	0.980	
26	0.30	-0.10	-0.00	-0.00	0.00	-0.10	0.000	0.992	0.008	0.000	0.000	0.000	
27	0.27	-3.60	-0.54	0.11	-0.30	-4.33	0.528	0.008	0.303	0.141	0.004	0.016	
28	0.24	0.07	0.64	-0.00	0.01	0.11	0.000	0.992	0.007	0.000	0.000	0.000	
29	0.23	0.16	16.25	0.01	-0.02	16.39	0.003	0.000	0.003	0.027	0.967	0.000	
30	0.21	1.17	-1.59	0.09	-0.19	-0.52	0.042	0.049	0.427	0.458	0.018	0.006	
31	0.21	0.21	-0.26	0.02	-0.03	-0.07	0.002	0.962	0.019	0.017	0.001	0.000	
32	0.19	-0.33	0.38	0.10	-0.15	0.00	0.998	0.013	0.219	0.363	0.006	0.002	
33	0.18	-0.02	0.02	0.01	-0.01	0.01	0.000	0.991	0.007	0.001	0.000	0.000	
34	0.16	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
35	0.16	-0.00	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.000	0.993	0.007	0.000	0.000	0.000	
36	0.15	-0.05	-0.43	-0.07	-0.01	-0.56	0.137	0.017	0.102	0.726	0.018	0.000	
37	0.14	-0.01	-0.05	-0.01	-0.00	-0.07	0.002	0.978	0.008	0.011	0.000	0.000	
38	0.14	0.06	0.30	-0.10	-0.02	0.23	0.011	0.004	0.129	0.837	0.019	0.000	
39	0.14	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.000	0.997	0.003	0.000	0.000	0.000	
40	0.13	0.05	0.08	0.03	0.02	0.18	0.692	0.006	0.125	0.175	0.002	0.000	
41	0.11	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
42	0.10	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	-0.05	0.746	0.005	0.181	0.958	0.000	0.000	
43	0.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
44	0.09	0.01	0.01	0.00	0.00	0.02	0.937	0.001	0.049	0.013	0.000	0.000	

表-1.1.1 つづき

	固有周期 (秒)	モード寄与率					振動エネルギー分配率						
		平 戸 側		田 平 側		合 計	補 剛 桁		ケーブ ル	主 塔 横 脚	アンカ レイジ		
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー		水平方向	鉛直方向					
45	0.09	-0.02	-0.02	0.01	0.01	-0.03	0.011	0.018	0.756	0.214	0.000	0.000	
46	0.08	0.01	0.01	0.00	0.00	0.03	0.364	0.012	0.511	0.112	0.000	0.000	
47	0.06	-0.01	0.06	-0.00	0.00	0.05	0.000	0.012	0.065	0.913	0.009	0.000	
48	0.06	0.00	-0.01	-0.02	0.00	-0.02	0.002	0.005	0.048	0.936	0.009	0.000	
49	0.05	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	-0.02	0.007	0.037	0.881	0.026	0.000	0.000	
50	0.05	0.01	0.01	-0.00	0.00	0.01	0.029	0.049	0.841	0.081	0.000	0.000	
51	0.05	0.01	0.01	0.00	-0.00	0.01	0.032	0.048	0.673	0.246	0.000	0.000	
52	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.002	0.152	0.624	0.222	0.000	0.000	
53	0.04	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.000	0.008	0.926	0.666	0.000	0.000	
54	0.04	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.026	0.007	0.901	0.065	0.000	0.000	
55	0.03	0.00	-0.01	0.00	-0.00	-0.01	0.001	0.008	0.203	0.787	0.000	0.000	
56	0.03	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.001	0.007	0.228	0.762	0.000	0.000	
57	0.03	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.000	0.007	0.720	0.272	0.000	0.000	
58	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.009	0.007	0.726	0.258	0.000	0.000	
59	0.03	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.001	0.090	0.657	0.252	0.000	0.000	
60	0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.001	0.078	0.641	0.280	0.000	0.000	
61	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.001	0.036	0.962	0.001	0.000	0.000	
62	0.02	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.003	0.042	0.952	0.003	0.000	0.000	
63	0.02	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.001	0.049	0.808	0.143	0.000	0.000	
64	0.02	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.001	0.051	0.849	0.098	0.000	0.000	
65	0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.036	0.802	0.161	0.000	0.000	
66	0.02	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.050	0.771	0.179	0.000	0.000	
67	0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.005	0.993	0.003	0.000	0.000	
68	0.02	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.001	0.005	0.992	0.003	0.000	0.000	
69	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.193	0.793	0.015	0.000	0.000	
70	0.02	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.202	0.785	0.013	0.000	0.000	
71	0.005	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.977	0.023	0.000	
72	0.005	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.977	0.023	0.000	

表-1.1.2 固有周期, モード寄与率および振動エネルギー分配率一覧
(橋軸直交方向)

	固有周期 (秒)	モ ー ド 寄 与 率					振動エネルギー分配率				
		平 戸 側		田 平 側		合 計	補 剛 桁 水平方向	ケーブル	主 塔	アンカ レージ	
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー						
1	8.05	0.23	10.27	10.22	0.46	21.18	0.877	0.121	0.001	0.000	0.000
2	2.49	0.14	6.12	-7.71	-0.37	-1.82	0.765	0.178	0.044	0.013	0.000
3	1.86	-0.16	-3.45	-5.46	-0.48	-9.55	0.124	0.707	0.127	0.043	0.000
4	1.75	-0.15	-1.27	1.45	0.20	0.23	0.202	0.757	0.032	0.008	0.000
5	1.58	0.11	2.41	8.38	0.70	11.60	0.136	0.457	0.283	0.123	0.001
6	1.50	0.01	0.14	0.30	-1.83	-1.38	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999
7	1.37	0.83	8.47	-1.37	-0.19	7.75	0.100	0.550	0.310	0.040	0.000
8	1.16	0.62	-0.70	0.87	0.26	1.06	0.111	0.853	0.022	0.013	0.000
9	1.06	0.48	-3.45	-1.21	-0.17	-4.35	0.079	0.843	0.065	0.013	0.000
10	1.02	-0.10	2.61	0.95	-0.54	2.92	0.39	0.589	0.019	0.004	0.000
11	0.97	-0.33	4.12	-2.21	0.71	2.28	0.109	0.645	0.200	0.046	0.000
12	0.95	0.17	-1.54	-1.53	1.03	-1.87	0.166	0.688	0.092	0.053	0.000
13	0.83	-0.08	1.60	0.60	-0.08	2.04	0.118	0.794	0.057	0.031	0.000
14	0.79	-0.71	-0.03	-0.00	0.00	-1.74	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
15	0.76	0.01	-1.16	0.89	0.01	-0.25	0.017	0.965	0.009	0.008	0.000
16	0.57	-0.00	0.85	0.74	0.02	1.60	0.005	0.966	0.006	0.023	0.000
17	0.62	0.01	-0.48	0.93	0.09	0.54	0.015	0.704	0.062	0.220	0.000
18	0.60	-0.03	-1.01	0.71	-0.07	-0.40	0.357	0.297	0.074	0.272	0.000
19	0.58	0.04	0.75	-2.47	-0.16	-1.83	0.490	0.221	0.167	0.122	0.000
20	0.56	0.00	0.70	0.08	-0.05	0.74	0.004	0.957	0.018	0.021	0.000
21	0.53	0.23	2.05	0.67	0.02	2.98	0.020	0.916	0.014	0.048	0.000
22	0.52	0.04	0.98	0.23	0.06	1.31	0.014	0.961	0.008	0.017	0.000
23	0.50	-0.01	-0.03	1.39	0.50	1.84	0.024	0.921	0.035	0.020	0.000
24	0.50	0.01	-0.87	-0.86	-0.07	-1.79	0.006	0.972	0.009	0.013	0.000
25	0.48	-0.03	3.12	-0.37	-0.01	2.71	0.001	0.608	0.054	0.337	0.000
26	0.47	0.03	-3.28	-0.30	-0.00	-3.56	0.001	0.495	0.080	0.424	0.000
27	0.46	-0.00	0.20	-0.84	0.00	-0.64	0.003	0.985	0.003	0.009	0.000
28	0.45	0.00	-0.09	-0.37	-0.00	-0.46	0.000	0.998	0.001	0.001	0.000
29	0.44	-0.00	0.13	1.08	-0.01	1.20	0.003	0.994	0.002	0.002	0.000
30	0.43	-0.01	1.55	15.02	-0.06	16.50	0.344	0.077	0.276	0.303	0.000
31	0.40	0.02	-2.83	15.32	-0.00	12.50	0.313	0.042	0.224	0.421	0.000
32	0.37	-0.06	0.84	5.51	0.07	6.36	0.063	0.811	0.053	0.073	0.000
33	0.37	-0.03	-0.86	-2.97	-0.19	-4.04	0.018	0.928	0.033	0.022	0.000
34	0.36	-0.02	-2.67	-7.67	0.07	-10.29	0.239	0.262	0.335	-0.163	0.000
35	0.36	0.01	0.01	-0.03	0.02	0.01	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
36	0.36	0.01	-0.38	-0.99	-0.01	-1.37	0.987	0.003	0.007	0.003	0.000
37	0.33	0.00	2.28	-3.42	0.00	-1.13	0.525	0.028	0.393	0.054	0.000
38	0.25	-0.00	-2.73	-0.26	0.00	-2.99	0.875	0.003	0.111	0.011	0.000
39	0.23	-0.00	23.32	-0.01	0.00	23.31	0.008	0.001	0.033	0.958	0.000
40	0.20	-0.00	0.00	-0.00	-21.26	-21.26	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
41	0.19	0.00	0.04	0.01	0.00	0.05	0.902	0.003	0.095	0.000	0.000
42	0.16	0.00	0.46	-0.09	0.00	0.37	0.255	0.014	0.727	0.004	0.000
43	0.15	-0.00	-0.45	-0.12	0.00	-0.57	0.137	0.014	0.844	0.005	0.000
44	0.14	-0.00	-0.19	0.05	0.00	-0.14	0.793	0.002	0.203	0.001	0.000

表-1.1.2 つづき

	固有周 期(秒)	モード寄与率					振動エネルギー分配率				
		平戸側		田平側		合計	補剛桁 水平方向	ケーブル	主塔	主塔 橋脚	アンカ レイジ
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー						
45	0.12	-0.00	-0.04	-0.01	0.00	-0.06	0.964	0.000	0.036	0.000	0.000
46	0.10	19.00	-0.00	-0.00	0.00	19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
47	0.09	-0.00	0.02	-0.01	0.00	0.01	0.982	0.000	0.018	0.000	0.000
48	0.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.01	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.09	0.03	0.00	-0.00	-0.00	0.03	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50	0.08	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00	-0.01	0.989	0.000	0.011	0.000	0.000
51	0.07	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.993	0.000	0.007	0.000	0.000
52	0.06	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
53	0.06	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
54	0.06	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00	-0.01	0.993	0.000	0.007	0.000	0.000
55	0.06	0.00	-0.07	0.02	-0.00	-0.05	0.134	0.000	0.860	0.006	0.000
56	0.06	-0.00	0.05	0.02	-0.00	0.06	0.016	0.000	0.978	0.006	0.000
57	0.06	0.00	-0.02	0.01	-0.00	-0.01	0.872	0.000	0.128	0.001	0.000
58	0.05	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.999	0.000	0.001	0.000	0.000
59	0.05	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
60	0.05	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
61	0.04	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
62	0.04	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
63	0.04	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.01	0.982	0.000	0.018	0.000	0.000
64	0.04	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.091	0.000	0.908	0.000	0.000
65	0.03	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
66	0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
67	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
68	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
69	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
70	0.02	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
71	0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.657	0.000	0.343	0.000	0.000
72	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.633	0.000	0.367	0.000	0.000
73	0.01	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.834	0.166	0.000	0.000
74	0.01	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.834	0.166	0.000	0.000
75	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
76	0.01	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
77	0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.979	0.021	0.000
78	0.01	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.000	0.979	0.021	0.000

表-12 地震応答解析により求められた応答変位値の一覧

単位:cm

着目部材	地震方向	変位	着目点	土研	静内橋	板島橋
補剛トラス	L L	y	L/2	55.3	88.4	25.4
		x	端支点	4.9	10.3	4.5
	T T	z	L/2	39.8	52.5	17.8
ケーブル	L L	y	田平町側 L/2	6.3	11.2	7.8
			主径間 L/2	55.3	88.4	25.4
			田平町側 L/2	7.3	13.4	9.1
		x	平戸島側	(塔) 5.2	(塔) 9.0	(L/2) 3.8
			主径間	(pt.3) 5.7	(pt.6) 11.9	(L/2) 3.5
			田平町側	(塔) 4.6	(塔) 8.2	(L/2) 4.4
	T T	z	平戸島側 L/2	13.8	42.5	10.8
			主径間	38.0	(pt.6) 71.2	17.7
			田平町側	(pt.3) 9.5	(pt.3) 32.8	9.3
塔	L L	x	平戸島側	(頂) 5.2	(頂) 9.0	(pt.3) 9.5
			田平町側	(頂) 4.6	(pt.3) 11.5	(pt.2) 3.7
	T T	z	平戸島側 塔頂	6.9	20.6	5.1
			田平町側 塔頂	8.7	31.4	5.5
アンカレイジ	L L	x	平戸島側	ケーブル取付	0.81	0.79
				下端	0.82	0.63
			田平町側	ケーブル取付	2.01	4.20
				下端	2.05	3.41
	T T	z	平戸島側	ケーブル取付	0.07	0.07
				下端	0.06	0.05
			田平町側	ケーブル取付	0.33	0.29
				下端	0.32	0.18
ピアー	L L	x	平戸島側	天端	0.97	1.32
				下端	0.46	0.27
			田平町側	天端	1.73	4.17
				下端	1.14	0.87
	T T	z	平戸島側	天端	0.47	0.78
				下端	0.48	0.29
			平戸島側	天端	0.91	2.52
				下端	0.85	0.67

(注) 地震方向の表示

L L 橋軸方向

T T 橋軸直角方向

変位方向

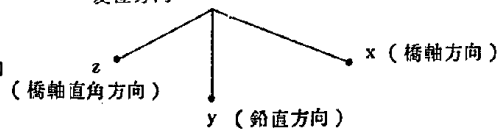
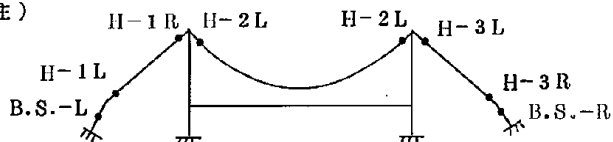


表-13 ケーブル張力水平成分応答値

単位 (t)

	着 目 点	土 研	静 内 橋	板 島 橋
ケー ブル 張 力 水 平 成 分 増 加 量	B.S.-L	4 1 3	7 1 3	2 3 9
	H - 1 L	4 1 3	7 1 3	2 3 9
	H - 1 R	4 1 2	7 1 2	2 3 8
	H - 2 L	4 0 8	7 0 1	2 3 3
	H - 2 R	4 2 2	7 2 2	2 8 4
	H - 3 L	4 2 0	7 2 2	2 6 8
	H - 3 R	4 2 0	7 2 1	2 6 5
	B.S.-L	4 2 0	7 2 1	2 6 5
ケーブル水平 張力差	センタータイ	6 2 5	6 5 7	3 4 0

(注)



橋軸方向地震

表-14 下部構造物底面における反力の応答値

	地震 方向	反 力	サイド	土 研	静内橋	板島橋
ピ ア ー 反 力	x	$R_h^{(t)}$	平 戸	951	556	1,095
			田 平	821	621	496
		$R_t^{(t.m)}$	平 戸	5,367	7,661	14,095
			田 平	3,088	8,271	2,569
	z	$M_o^{(t.m)}$	平 戸	6,755	20,423	5,079
			田 平	5,199	17,989	3,613
		$R_h^{(t)}$	平 戸	1,988	1,194	2,171
			田 平	1,227	967	746
		$R_t^{(t.m)}$	平 戸	11,326	29,840	9,297
			田 平	8,968	32,710	6,060
アンカレイジ 反 力	x	$R_h^{(t)}$	平 戸	5,538	4,278	3,402
			田 平	4,686	7,319	7,798
		$R_t^{(t.m)}$	平 戸	36,793	53,246	91,309
			田 平	29,349	106,470	26,115
	z	$R_h^{(t)}$	平 戸	770	572	622
			田 平	1,463	819	1,950
		$R_t^{(t.m)}$	平 戸	6,814	9,990	18,855
			田 平	5,085	18,573	4,160
補剛トラス 桁 反 力	x	$V^{(t)}$	平 戸	30	59	21
			田 平	29	57	20
	z	$Z^{(t)}$	平 戸	91	140	61
			田 平	91	138	61
塔 頂 反 力	x	$V^{(t)}$	平 戸	367	633	208
			田 平	383	657	249
	z	$Z^{(t)}$	平 戸	27	59	24
			田 平	28	63	26
アンカーサドル 反 力	z	$Z^{(t)}$	平 戸	12	37	10
			田 平	13	38	14

(注) 地震方向 x: 橋軸方向 (1/2 - Bv.)
z: 橋軸直角方向 (1 - Bv.)

反 力 R_h : 水平反力
 R_t : 曲げモーメント反力
 M_o : $M_1 + M_2 + N \cdot e$

斜材および横構の地震時軸力と抵抗軸力の比較をそれぞれ、図-18、19、20に示す。地震時軸力はすべての場所で抵抗軸力を下まわっている。

(2) 主 塔

主塔の地震による応力度 σ_D と、死荷重、活荷重および温度変化の影響を考慮して求めた静的な応力度 σ_S を次式で重畳^[7]して地震時応力度を求めた。

$$\sigma = \sigma_S + \sigma_D \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、

$$\sigma_D = \sqrt{(\sigma_{D,max})^2 + \left(\frac{2}{3}\sigma_{D,min}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $\sigma_{D,max}$ および $\sigma_{D,min}$ はそれぞれ、地震により主塔に生じる吊橋主構面内および面外の応力度のうちの大きい方および小さい方の応力度である。このような重畳を施して求めた主塔の地震時応力度 σ と許容応力度の比較は図-21のようになり、地震時応力度はすべての場所で許容応力度を下まわっている。主塔の水平材についても同様の検討を行い、地震時応力度は許容応力度以内に納まっている事が確認された。

(3) ケーブルおよびセンタータイ

ケーブルおよびセンタータイの地震時張力を(10)式により求めた。地震時張力と許容張力の比較は表-15のようになり、ケーブルの地震時張力は許容張力の範囲内に納まっている。センタータイの地震時張力は

表-15 ケーブルおよびセンタータイの地震時張力と許容張力の比較

	地 震 時 張 力 (トン)			許容張力 (トン)
	平均応答スペクトル	静内橋記録	阪島橋記録	
ケ ー ブ ル	3201	3409	3094	4747
セ ン タ ー タイ	453	476	246	396

破断張力を超過するが、センタータイは構造部材ではなく、制振効果をもたせるための冗材であり、吊橋全体の地震時安全性に及ぼす影響は少なく、むしろ、その向上に寄与するものと考えられる。

(4) 下部構造物

主塔橋脚およびアンカレイジの地震時安定計算は下部構造物の転倒、支持力、滑動の3者に対して行なった。転倒に対する安定では、合応力の作用点が下部構造物の底面幅の2/3以内に納まっているか、支持力に対する安定では底面反力が地盤の許容支持力に納まっているか、滑動に対する安定では水平方向作用力が抵抗力の範囲に納まっているか、などの点がそれぞれ検討された。安定の検討では、地盤の粘着力を無視し、下部構造物底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan\phi=0.5$ 、地盤の許容支持力 $q_s=150\text{ t/m}^2$ とした。このようにして求められた下部構造物の地震時安定計算の一覧を表-16に示す。これより、転倒および支持力に対しては、いずれも上述の基準の範囲内にあり安全であることがわかる。滑動に対する安定

計算では、平戸側および田平側のアンカレイジで上述の基準をわずかに下まわっているが、安定計算には比較的控え目な摩擦係数の値が使用されていること、アンカレイジの前面および側面の地盤の抵抗力を考慮に入れていないことなどを考え合わせれば、地震時の安全を確保できるものと考えられるが、田平側アンカレイジについては、なお慎重に地盤定数の見直しなどによって、安全上の保証を得るのがよい。

表-16 下部構造の安定計算の一覧表

		平戸島側アンカレイジ			平戸島側塔橋脚			田平側塔橋脚			田平側アンカレイジ		
		土研	静内値	既設値	土研	静内値	既設値	土研	静内値	既設値	土研	静内値	既設値
底面反力	$N_1 (\times 10^4 t)$	32.71	32.45	32.37	14.98	15.52	14.67	15.14	15.68	14.87	40.82	40.55	40.96
	$H_1 (t)$	18.90	16.45	14.58	1.92	1.13	2.21	1.66	1.26	1.00	19.16	24.50	25.35
	$M_1 (\times 10^4 tm)$	1.811	2.159	2.880	0.1379	0.1838	0.3125	0.0954	0.1990	0.0820	1.981	3.537	1.909
	$N_2 (\times 10^4 t)$	27.19	26.92	27.34	13.29	13.82	12.97	13.44	13.99	13.17	36.24	35.97	36.38
	$H_2 (\times 10^4 t)$	18.90	16.45	14.58	1.92	1.13	2.21	1.66	1.26	1.00	19.16	24.50	25.35
転倒	$M_2 (\times 10^4 tm)$	1.908	2.257	2.977	0.1379	0.1838	0.3125	0.0954	0.1990	0.0820	1.981	3.537	1.909
	$B/3 (m)$	10.33	10.33	10.33	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	10.33	10.33	10.33
	$e_1 (m)$	5.53	6.66	8.76	0.92	1.18	2.13	0.63	1.27	0.55	3.62	7.49	3.43
	$e_2 (m)$	7.01	8.38	10.89	1.04	1.33	2.41	0.71	1.42	0.62	4.19	8.56	3.97
	$q_1 \max (t/m^2)$	75.5	84.4	112.2	84.8	95.6	117.5	77.1	99.4	73.5	70.0	105.6	68.7
地盤支持力	$q_1 \min$	0.0	0.0	0.0	31.4	24.7	0.0	40.2	22.2	41.8	12.3	0.0	13.9
	$x_1 (m)$	29.9	26.5	20.2	12.0	12.0	11.6	12.0	12.0	12.0	31.0	24.0	31.0
	$q_2 \max (t/m^2)$	73.5	86.8	136.6	78.3	89.2	112.0	70.6	92.7	66.9	66.2	108.1	64.9
	$q_2 \min$	0.0	0.0	0.0	24.7	17.9	0.0	33.6	15.7	35.2	6.9	0.0	8.5
	$x_2 (m)$	25.5	21.4	13.8	12.0	12.0	10.8	12.0	12.0	12.0	31.0	20.8	31.0
滑動	f_1	0.86	0.99	1.13	3.91	6.88	3.32	4.56	6.23	7.38	1.07	0.83	0.81
	f_2	0.72 (1.31)	0.82 (1.60)	0.94 (2.00)	3.46	6.13	2.94	4.05	5.55	6.54	0.95 (1.21)	0.73 (0.91)	0.72 (0.88)

(注) サフィックス { 1..... 浮力を考慮しない場合
2..... 浮力を考慮した場合

・印 滑動に関しては斜面を考慮していない値。
斜面効果を考えた場合は()内です。

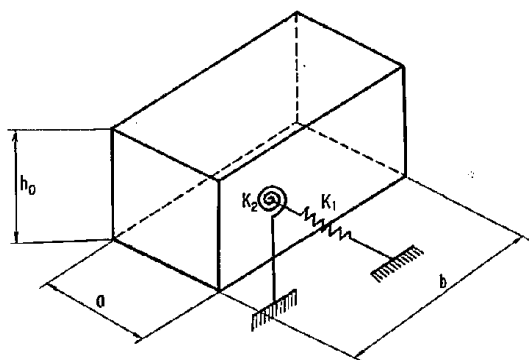
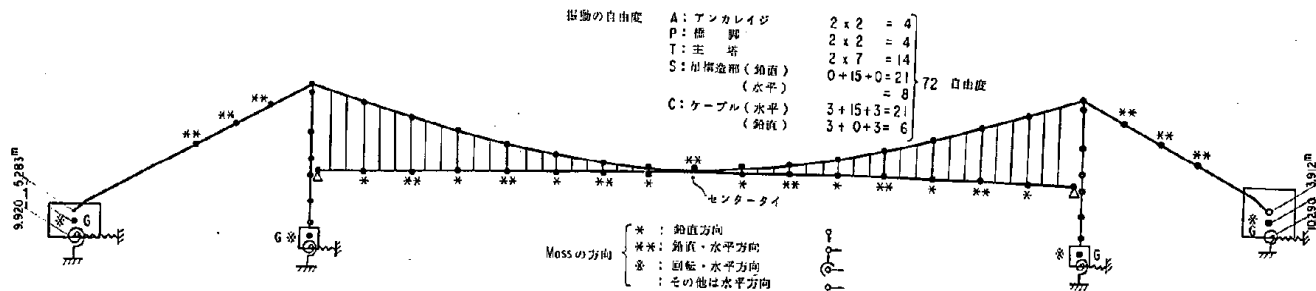
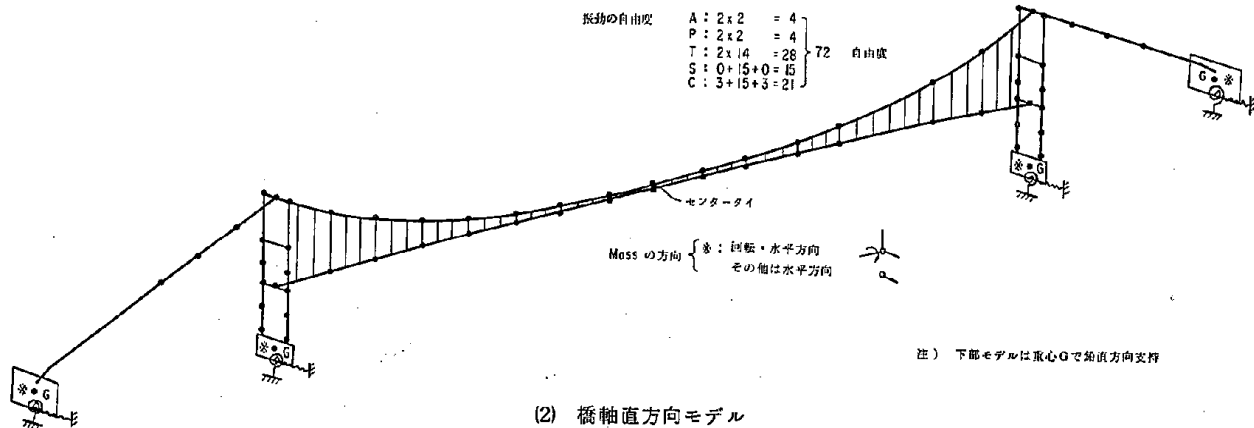


図-12 基礎構造物のモデル化



(1) 橋軸方向モデル



(2) 橋軸直方向モデル

図-13 吊橋全体系振動解析モデル

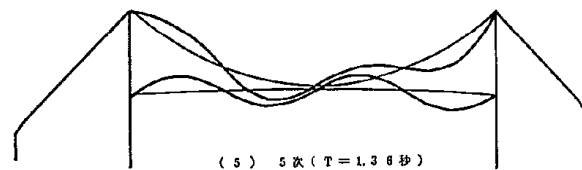
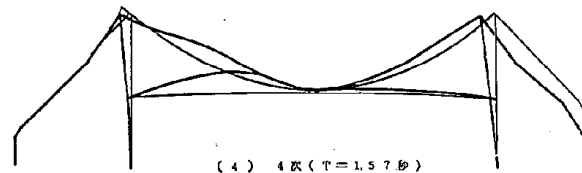
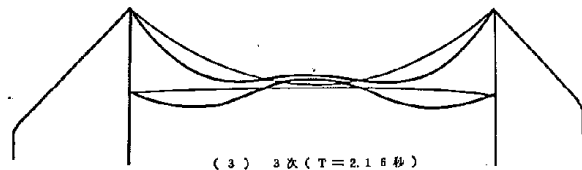
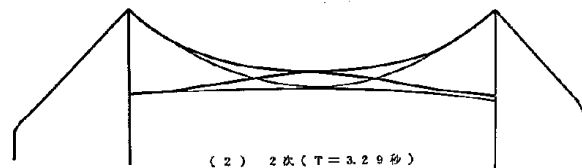
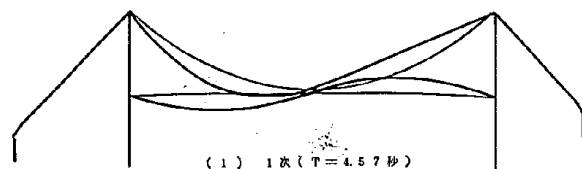


図-14.1 橋軸方向の振動モード(1次~5次)

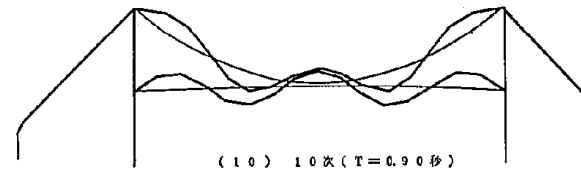
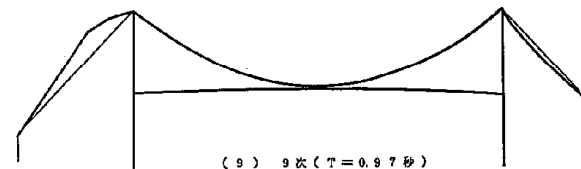
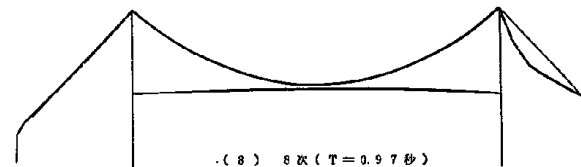
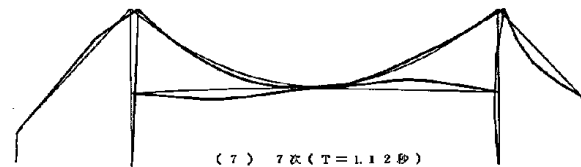
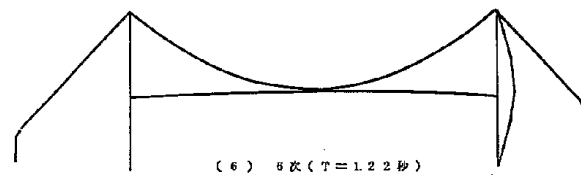


図-14.2 橋軸方向の振動モード(6次~10次)

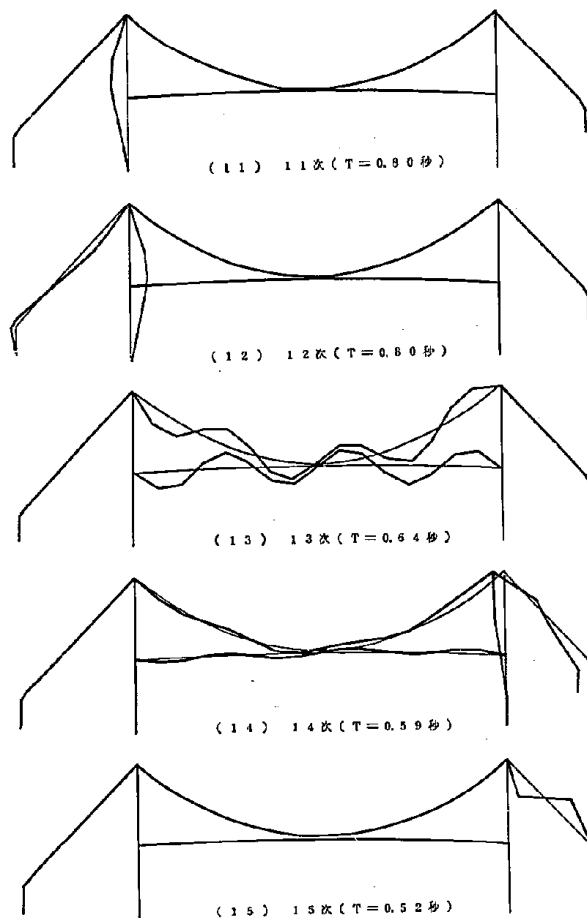


図-1.4.3 橋軸方向の振動モード(11次~15次)

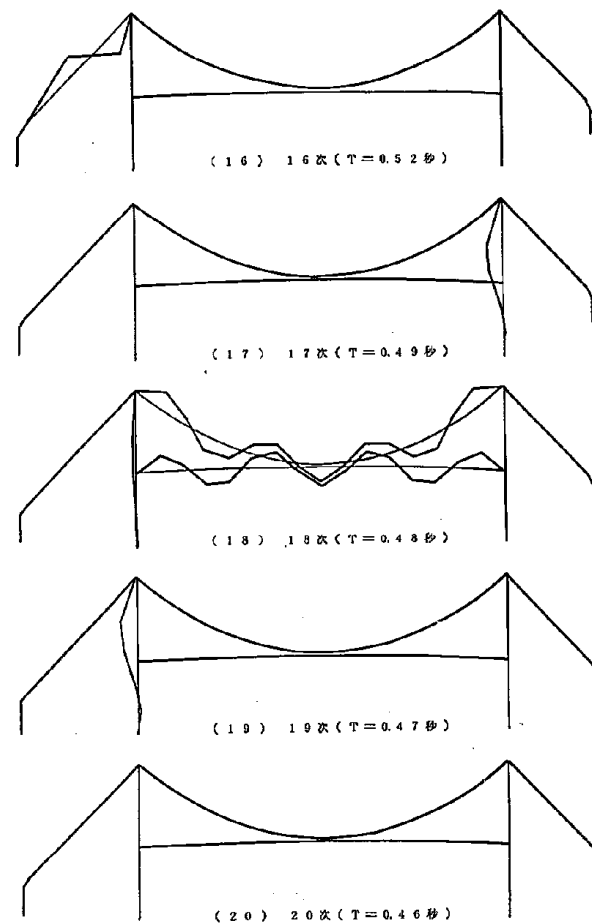
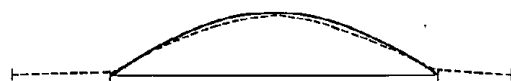
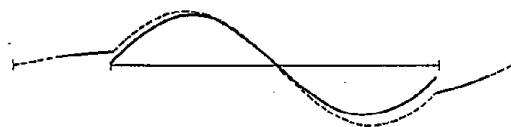


図-1.4.4 橋軸方向の振動モード(16次~20次)



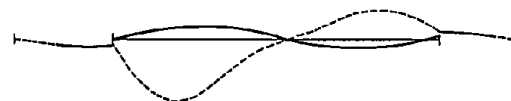
(1) 1次 ($T=8.05$ 秒)



(2) 2次 ($T=2.48$ 秒)



(3) 3次 ($T=1.85$ 秒)



(4) 4次 ($T=1.74$ 秒)



(5) 5次 ($T=1.57$ 秒)

図-1 5.1 橋軸直交方向の振動モード(1次~5次)



(6) 6次 ($T=1.49$ 秒)



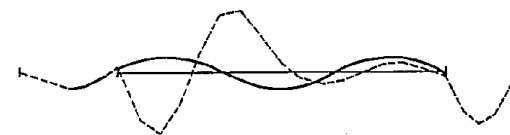
(7) 7次 ($T=1.37$ 秒)



(8) 8次 ($T=1.15$ 秒)

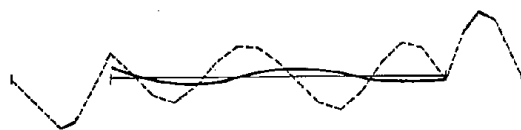


(9) 9次 ($T=1.06$ 秒)



(10) 10次 ($T=1.02$ 秒)

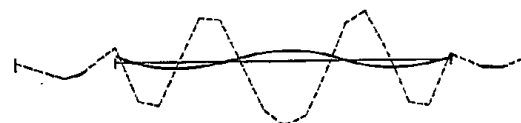
図-1 5.2 橋軸直交方向の振動モード(6次~10次)



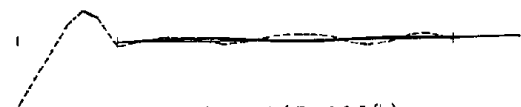
(11) 11次 ($T=0.96$ 秒)



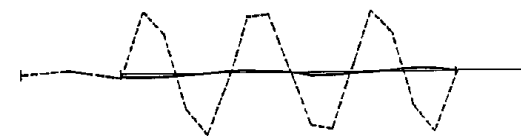
(12) 12次 ($T=0.95$ 秒)



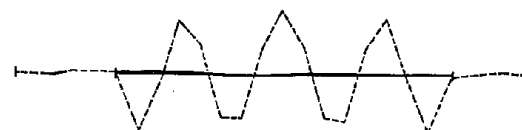
(13) 13次 ($T=0.83$ 秒)



(14) 14次 ($T=0.97$ 秒)



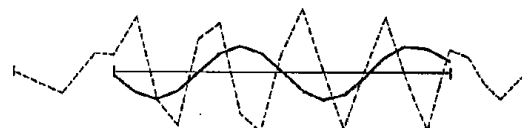
(15) 15次 ($T=0.76$ 秒)



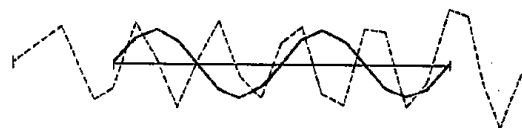
(16) 16次 ($T=0.67$ 秒)



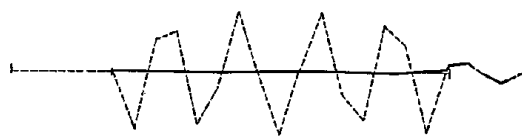
(17) 17次 ($T=0.61$ 秒)



(18) 18次 ($T=0.60$ 秒)



(19) 19次 ($T=0.58$ 秒)



(20) 20次 ($T=0.56$ 秒)

図-15.3 橋軸直交方向の振動モード(11次~15次) 図-15.4 橋軸直交方向の振動モード(16次~20次)

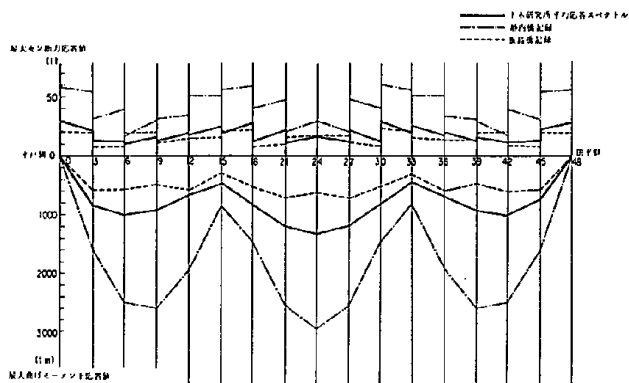


図-1 6.1 補剛トラスの断面力応答値（橋軸方向に地震動が作用した場合）

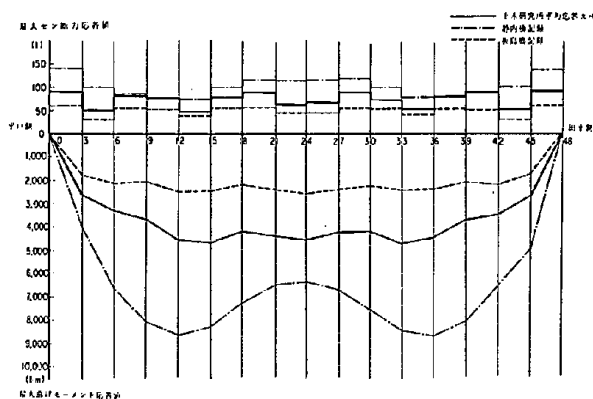


図-1 6.2 補剛トラスの断面力応答値（橋軸直角方向に地震動が作用した場合）

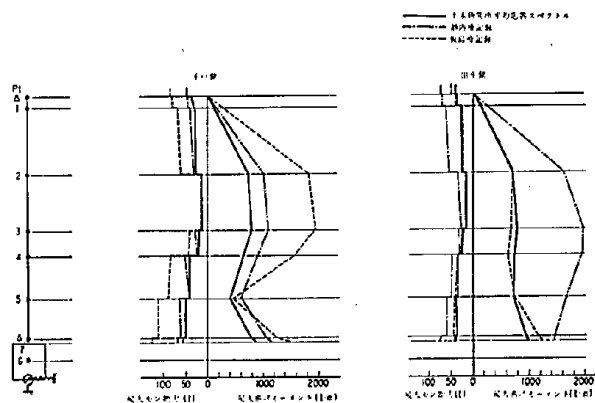
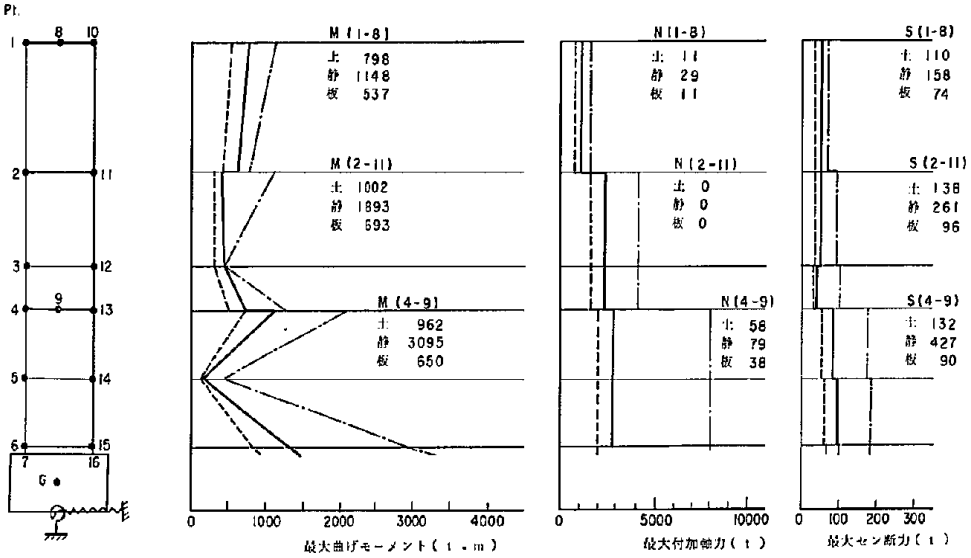
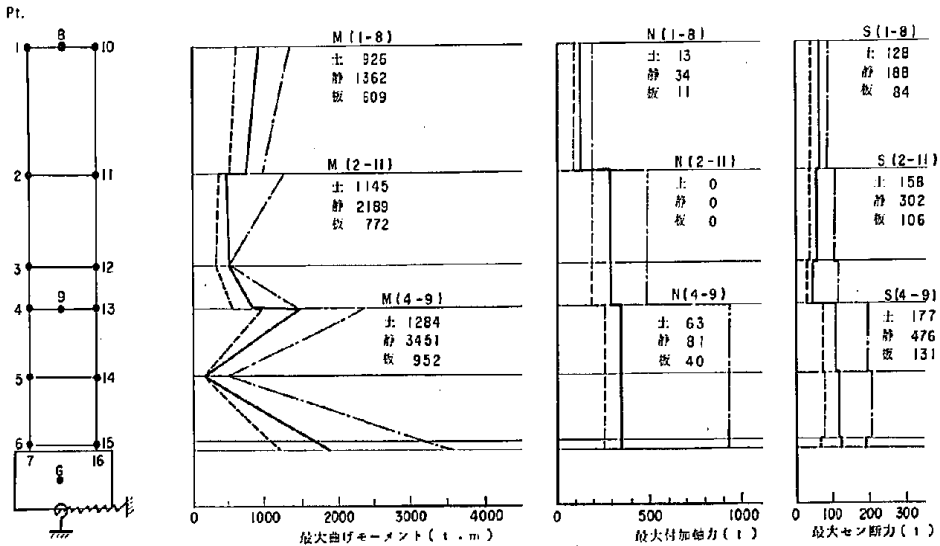


図-1 7.1 主塔の断面力応答値（橋軸方向に地震動が作用した場合）

——— 土木研究所平均応答スペクトル
 - - - 静内橋記録
 - - - 板島橋記録



(a) 田平側主塔



(b) 平戸側主塔

図-1 7.2 主塔の断面力応答値 (橋軸直交方向に地震動が作用した場合)

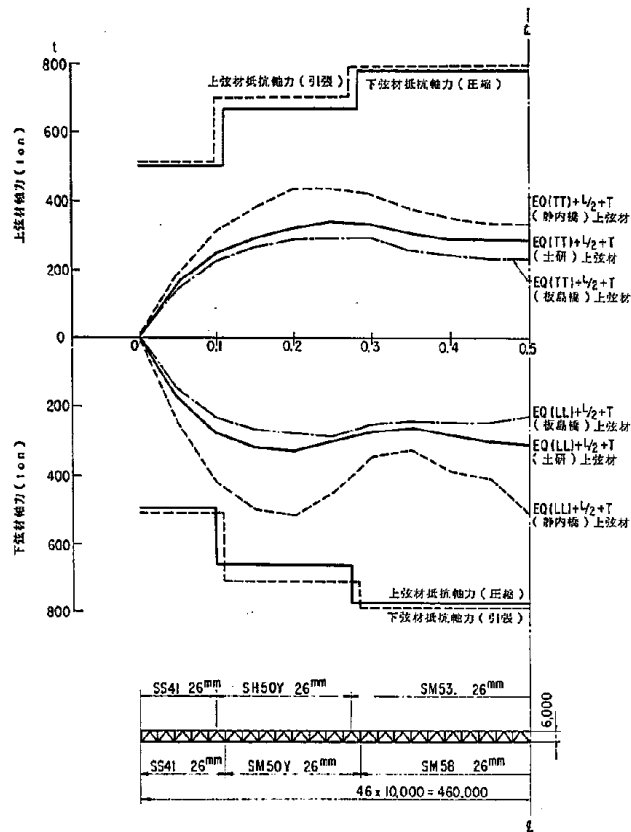


図-1 8 補剛トラス弦材に生じる地震時軸力と抵抗軸力の比較

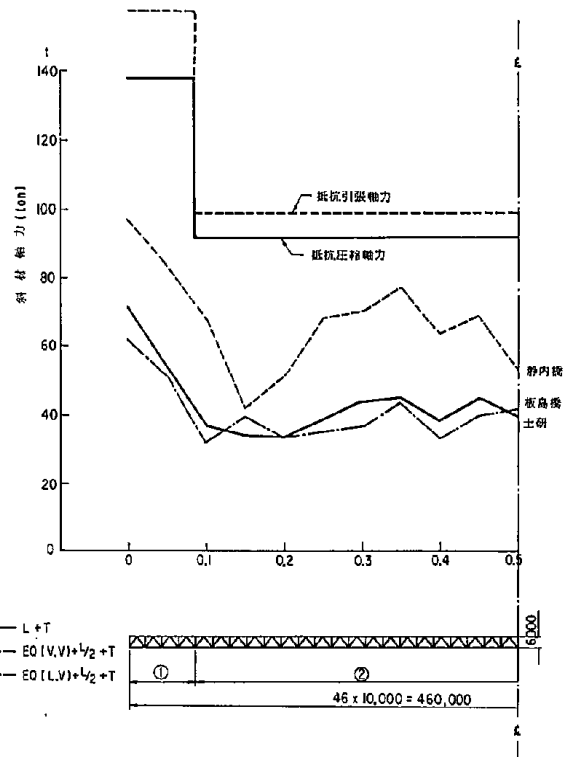


図-1 9 補剛トラス斜材に生じる地震時軸力と抵抗軸力の比較

— 土木研究所平均応答スペクトル

—— 幹内杭

- - - 板高橋

79.877

2

3

4

5

6

7

SS41
 $G_d = 1245$

S541
 $G_d = 1400$

SM40Y
 $G_d = 1723$

SM40V
 $G_d = 1800$

$\sigma_{G2} = 180 \text{ kg/cm}^2$

($\times 10^2$)

図-21 主塔の地震時応力度と許容応力度の比較

5. 結 論

地震時に生じる上部構造部材の断面力もしくは断面応力度はいずれも部材の抵抗断面力もしくは許容応力度の範囲内に納まっている。下部構造物に対しては、下部構造の前面および側面の地盤の抵抗力を考慮に入れば、平均的な地震動の入力に対しては転倒、滑動、支持力のいずれに対しても安全である。さらに、上、下部構造物とも地震により過度の応答変位を生じていない。以上の点から見て、応答を考慮した修正震度法に基づく平戸大橋の耐震設計の結果は、十分な耐震安全性を有しているものと判断される。しかしながら、田平側アンカレイジについてはより慎重な安全性の検討が望ましい。

参 考 文 献

- 1) 長崎県：平戸大橋実施設計計算書、昭和46年。
- 2) 長崎県：平戸大橋吊橋全体系地震応答解析、昭和51年。
- 3) 坂本、犬東：平戸大橋の地盤調査、土と基礎、22-6、昭和50年。
- 4) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解析、昭和47年。
- 5) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針、昭和45年。
- 6) 日本道路協会：東京湾横断道路技術調査報告書、昭和50年。
- 7) 本州四国連絡橋公団：地震荷重による吊橋上下部構造の応力算出について、昭和46年。
- 8) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書、昭和49年。
- 9) 建設省土木研究所：関門橋設計施工調査報告書、土木研究所資料第825号、昭和48年。
- 10) 勝又：地震動の最大加速度の推定、験震時報、第37巻、第3号、昭和48年。
- 11) 栗林、岩崎、龍岡、堀内：土の動的変形特性、建設省土木研究所資料第912号、昭和49年。
- 12) 栗林、川島、宮田：地震動入力の設定手法に関する研究、建設省土木研究所資料第1192号、昭和52年。
- 13) 栗林、岩崎、若月、高木：強震記録のデジタル数値改訂版、土木研究所資料第876号、建設省土木研究所、昭和48年12月。
- 14) 岩崎、若林、堀内：地中地震動の観測結果（その1）、（その2）、土木研究所資料第1103号、建設省土木研究所、昭和51年3月。