

土木研究所資料

第1259号

基礎形式別の耐震計算法の実態

昭和52年 7 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

ま え が き

橋梁基礎構造物は、橋梁の大規模化に伴い、かつ道路計画上不良な地盤でも橋梁を建設する必要性から耐震性の検討が重要視され、多くの耐震設計がなされてきた。従来の耐震設計は、震度法が前提であり地震時に発生する外力を静的荷重に換算しその荷重により安定性を計算し、安全率を求めている。その後、高速道路の発達から道路線形が重視され高橋脚の建設が必然的になり、従来の震度法では不十分で下部構造物自体の地震応答による影響も考慮した修正震度法が広く利用されるようになっている。

しかし、他方、基礎構造物の大規模化および不良地盤への建設は、従来、基礎構造物は地盤と同一の応答をすとの考えでは対応できず、地震力の特性である加速度以外の周波数、継続時間をも考慮し基礎構造物自体の応答特性との相関から地震応答を検討する研究がなされている。そして、その面からの地震応答解析が多くの橋梁について行なわれ、基礎構造物の耐震性が明らかになってきている。

本資料では、橋梁基礎に注目して耐震設計法の実例を中心に収録したものである。

昭和 52 年 6 月

基 礎 研 究 室

室 長	矢 作	枢
研究員	岡 原	美 知 夫
技 官	島 崎	一 男

目 次

まえがき

1. 調査結果とまとめ

直接基礎	1
杭基礎	2
ケーソン基礎	3
多柱基礎	4
結 語	5

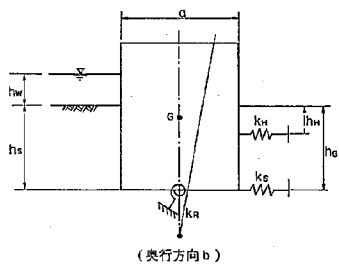
2. 調査実例

(A) 耐震計算の実態	7
(B) 地震応答解析の実例要約	10
直接基礎	10
ケーソン基礎	19
多柱基礎	41
杭基礎	44
矢板基礎	64
杭式ラーメン基礎	66

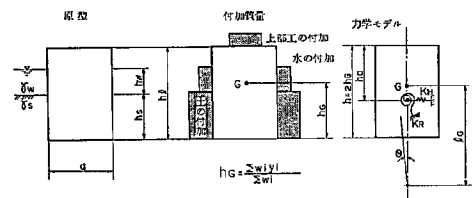
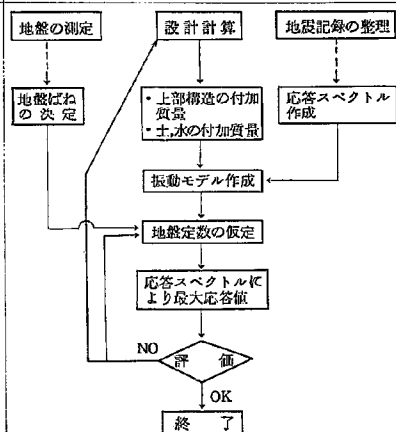
3. 地震応答解析に関連する文献リスト

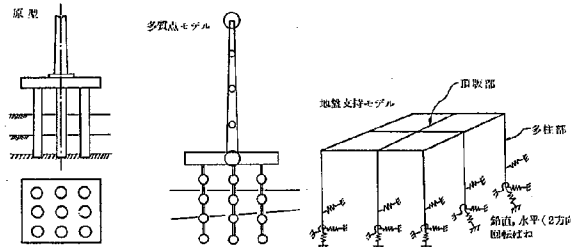
(A) 書 籍	69
(B) 調査報告書	71
(C) 雑誌掲載論文	72

1. 調査結果とまとめ

基礎型式	直接基礎（大規模）	耐震設計計算の評価と注意	- 計算により求める値は固有周期、回転の中心位置、重心の変位、モデルの回転角である。 - 設計上は、以上の値より地盤反力、偏心距離、支持力、滑動、転倒に対する評価である。
耐震設計の目的設定			
耐震計算法の選択	- 大規模構造物でも剛体基礎と見做すことにより基礎全体の地震挙動を検討できるので、簡単な2自由度系によるモデルアナリシスが可能である。 - 最大応答のみを対象とし応答スペクトルによる計算を行う。		
耐震設計のためのモデル化	- 上部構造と下部構造の連続性を保つ目的で上部構造の一部の重量を下部構造の付加質量として取扱ひ、上下部構造を分離する。 - 下部構造が水中にある場合は、地震時動水圧を仮想質量に換算する。 $M_W = \frac{0.6 \rho A h_W}{(a/h_W)^{3/2}}$ ρ: 水の密度 A: 断面積 a: 振動方向の幅 h_W: 水深 ($0.8 \leq a/h_W \leq 4.0$) - 下部構造の周辺土は地震時には構造物と一緒に振動するものとして仮想質量に換算する。 $M_S = \frac{1}{2} (\gamma_s / g) a^2 d$ γ_s: 土の重量 g: 重力加速度 d: 土層の厚さ - 地震力は加速度応答スペクトル（近傍で観測された記録の統計値）を用いる。 	耐震設計計算のフローチャート <pre> graph TD A[地盤の測定] --> B[地盤バネ定数の決定] C[設計計算] --> D[下部構造の重量 上部構造の付加質量換算 土水の付加質量] E[地震記録の整理] --> F[地震応答スペクトル (加速度)] B --> G[振動モデル作成] D --> G F --> G G --> H[応答スペクトルにより最大応答値] I[震度法による応答値] --> J{評価} H --> J J -- OK --> K[終了] J -- NO --> C </pre>	
各諸定数	- 地盤の動的バネ定数はプレジオメーターによる原位置の変形係数測定値の下限値を用い、"道路橋下部構造設計指針（ケトン篇）"により水平、鉛直、回転方向、せん断を定める。 $K_H = k_H \cdot (b/D)^{3/2}, k_H = \frac{1}{D} E_p, \delta: \text{幅}(b = \sqrt{A_H})$ $K_V = k_V \cdot (a/D)^{3/2}, k_V = \frac{1}{D} E_p, a: \text{長さ}(a = \sqrt{A_V})$ $K_R = K_V \cdot I, I: \text{底面断面2次モーメント}$ $K_S = \lambda K_V, \lambda = \lambda_s$ - 又は Blot の式 $K_R = \frac{E_p}{(1-\nu^2)k_s} a^2 b, K_S = \frac{E_p}{2(1+\nu)bk_s} E_p: \text{ポアソン比}$		

基礎形式	杭基礎（多層せん断モデル）	耐震設計計算の評価と注意	- 軟弱地盤では基盤と地表面とで地震波の加速度は大きく異なるので、地盤の応答を検討する必要がある。 - 杭の曲げモーメントは、杭の下の方で大きくなる。地震波が急激に増幅されるからである。
耐震設計の目的設定	- 軟弱地盤で深い場合、地盤挙動が大きいと推定される。 - 構造形式・寸法が固定されるため、支承を柔構造にし断力低減する必要がある。		
耐震計算法の選択	- 杭が地盤と連成振動を起すと考えられる場合、地盤を多層せん断モデルで置換する。 - 同一地層での地震波記録がない場合、地震基盤の推定加速度から杭の支持層への入射波は、せん断波動理論より推定する。 - 地盤反力係数が求められないので、地盤を有限要素法によるモデル化により動的な反力係数を求める。	問題点 - せん断波動理論の適用制限あるかどうか（多層地盤、大地震）。 - せん断モデルへの併杭効果の考慮 - 減衰機構、非線形性の考慮	より求め各層で応答 $w_k(t, z)$ が殆んど変化がない層を入力基盤（支持層）とする。 $w_k(t, z) = f_k\left(t - \frac{z}{V_k}\right) + g\left(t - \frac{H_k - z}{V_k}\right)$
耐震設計のためのモデル化	- 地盤を地層別にせん断モデルに置換する。 - 上部構造は減衰のみを考え反力特性は無視する。 - フーチング部は回転の復元力、回転慣性をとる。		
各諸定数	- 地盤ばね定数は平面歪状態での FEM を用いて推定する。 - 付加質量は地盤のもつ運動エネルギーをフーチング又は杭が同一に持つと仮定する。 $K = \frac{1}{\alpha} = k - S^T K^{-1} S$ $m_a = \frac{1}{\alpha^2} X^T M X$	耐震設計計算のフローチャート	

基礎形式	ケーソン基礎
耐震設計の目的設定	・ 軟弱地盤の場合は地震時におけるケーソン挙動に問題がある。 ・ 上部構造形式による影響
耐震計算法の選択	・ 地盤モデルとして波動論、有限要素法もあるが、実面的からパネーダッシュポット系のモデルを用いる。 ・ 水平並進とロッキング振動の2自由度系モデルによる応答スペクトル解析
耐震設計のためのモデル化	・ 上部工、水の影響は付加質量扱いする。 $M_W = \frac{0.6 \gamma_w A_w h_w}{(b/h_w)^{1/2}}, \quad M_S = \frac{1}{2} \gamma_s g b^2 d$ ・ 側方地盤は極めて軟弱な場合は水平反力が許容支持力以上では塑性状態扱いする。 ・ 大型ケーソンの場合は近隣での地盤記録の応答スペクトルを作成し利用する。 ・ 設計基準最大加速度 180 ~ 250 gal に選ばれる。 
各諸定数	・ 地盤ばねは、ブシネスクの式の変形 $K_V = \frac{E}{I_P(1-\nu^2) B_V^{1/2}}$ E: 地盤変形係数 $= 6 E_0 \sim 5 E_0$ ν: ポアソン比 E_0: プレンオメーター変形係数 I_P: 形状係数 B_V: 基礎の換算幅 $= \sqrt{A_V}$ および他の方法等の比較により検討する必要がある。(Pauw, 多治見, Richart)
耐震設計計算の評価と注意	・ 付加質量による上部工の換算には多少の問題があるが、一般に全体系モデルで解析した結果と大差なし。 ・ 地盤のパネ定数の評価により応答が支配される。特にケーソンの形状効果の評価が問題である。 ・ 計算により求める値は固有周期、重心の水平、回転変位、最大加速度応答。 ・ 上部工の構造形式に下部構造の応答は影響されるので基本設計段階で一応の応答解析は行う必要あり。
耐震計算のフローチャート	

基礎形式	多柱基礎	耐震設計計算の評価と注意	- 静的計算と動的計算の結果の比較 - 振動実験により計算値との比較 - 地盤反力係数を変化させて応答をチェックする必要がある - 上部工へ与える影響大であるので、上部工との連成も検討する。
耐震設計の目的設定	- 柔軟構造物であるので、基礎およびフーチングの弾性挙動を検討する。 - 上部構造との連成振動を考慮しなければならない。		
耐震計算法の選択	- 地形の傾斜、地震入力方向の任意性、上部工反力の偏心、基礎構造の非対称性等の理由により立体的挙動を検討する。基礎と地盤の結合状態（バネ定数が一律でない）、地盤の付加質量、減衰定数の推定が不可能なため、立体振動解析が必要である。 - 多質点系に換算するためモーダルアナリシスを用いる。	耐震設計計算のフローチャート	<pre> graph TD A[地盤の測定] --> B[地盤ばねの決定] C[設計計算] --> D[連続弾性体として固有周期の計算] E[地盤記録の整理] --> F[代表的地震波の決定] D --> G[質点系による各部分の固有周期計算] G --> H{固有周期一致} H -- NO --> I[質点換算数変更] I --> D H -- YES --> J[付加質量] J --> K[振動モデル作成] F --> K B --> K K --> L[地盤ばね、減衰定数の仮定] L --> M[モーダルアナリシスにより最大応答値] M -- NO --> L M -- OK --> N{評価} N -- NO --> L N -- OK --> O[終了] </pre>
耐震設計のためのモデル化	立体振動を考慮して次の変形を未知量とする。 脚部：水平方向x, y変位(2) 頂版部：水平方向x, y変位およびねじり角、回転角(4) 上部構造部：水平方向x, y変位およびねじり(4) 		
各諸定数			

結 語

橋梁基礎構造物の耐震設計上のモデル化を中心に耐震計算法をまとめたが、実例に見られるように耐震設計の目的は

- i) 長大橋梁である。
- ii) 地盤が不良である。

の2項目が中心である。この2項目の内訳は

- i) a, 長大橋であるため下部構造の地震応答による上部構造への影響
b, 下部構造躯体の動的特性
- ii) a, 地盤の地震時挙動が不明確
b, 基礎構造自体の地震時挙動

であり、地震力特性である最大加速度、周波数および継続時間と地盤と構造物の応答特性（固有周期）の関連から、震度法では捉え難い地震時挙動を評価し、より安全性の高い構造物を設計する方向にあることは事実で、地震応答解析上、今なお、完全には明らかになっていない。

地盤ばね定数、減衰定数および付加質量の取り扱い方法等、実測および実験解析を通して多くの研究がなされており、近い将来、更に明らかになってくものと考えられるが、現時点で耐震計算法は方法的には設計上十分の評価ができる状態に達しているものと考えられる。

2. 調査実例

(A) 耐震計算の実態

橋	橋梁名 (管理機関)	計算実施機関	基礎形式(下部工) 地盤	設計震度	振動力学モデル	解析法(設定条件)
	米山大橋 (北陸地建)	北陸地建	直接基礎・高橋脚	$K_H=0.2$	連続弾性体(動的三連モーメント法)	スペクトル法(土研平均スペクトル) 最大入力加速度 $0.2g$, 減衰定数 $\alpha/p = 0.02 \text{ \& } 0.05$
	境川橋 (道路公団)	道路公団	直接基礎, ケーソン基礎	$K_H=0.2$	連続弾性体 多質点系(41質点)	スペクトル法(土研平均スペクトル), 減衰定数(下部0.02, 0.05, 0.10) 直接積分(エルセントロ地震波), 最大入力加速度 $0.2g$
	天草4号橋 (道路公団)	土木研究所 道路公団		$K_H=0.15$	多質点系(34質点)	直接積分(タフト地震波), 最大入力加速度 $0.15g$
	名護屋大橋 (佐賀県)	佐賀県		$K_H=0.15$	多質点系(14質点)	直接積分(エルセントロ, タフト地震波), 最大入力加速度 $0.15g$
	昭和大橋 (新潟県)	土木研究所	杭基礎 砂層	$K_H=0.2$	連続弾性体(上部1質点) 1質点の非線形系	スペクトル法(土研平均スペクトル, 新潟地震スペクトル), 最大入力加速度 $0.2g$ 直接積分(新潟地震E-W成分, 1964.9) 最大入力加速度 157 gal
	八千代橋 (新潟市)	土木研究所		$K_H=0.2$	連続弾性体 (上部1質点)	スペクトル法(土研平均スペクトル, 新潟地震スペクトル), 最大 入力加速度 $0.2g$
	千鳥橋 (愛知県)	愛知県		$K_H=0.25$	連続弾性体 (上部1質点)	スペクトル法(土研平均スペクトル), 最大入力加速度 $0.25g$
	平井橋 (東京都)	土木研究所 東京都	脚付ケーソン基礎 軟弱地盤	$K_H=0.3$	連続弾性体 (上部工1質点)	スペクトル法(土研平均スペクトル), 最大入力加速度 $0.3g$
	底沢橋 (道路公団)	道路公団	直接基礎, 高橋脚 硬岩(千枚岩)	$K_H=0.2$ $K_V=0.1$	連続弾性体	
	関門橋 (道路公団)	道路公団	直接基礎 風化岩盤	$K_H=0.15$	多質点系(2自由度, 上部工は65質点)	スペクトル法(硬質地盤で得られた13成分の加速度スペクトル, '62 鉋路E-Wスペクトル) 最大入力加速度 150 gal , 直接積分('62 鉋路E-W成分地震波)
	今板橋梁 (国鉄)	国鉄	直接基礎, 高橋脚 風化真砂のコンクリート置換		多質点系(2自由度, 躯体部は10質点)	スペクトル法
	広島大橋 (道路公団)	道路公団	井筒基礎, 高橋脚 砂層	$K_H=0.25$ $K_V=0.0$	多質点系(ケーソン 5×5 $=25$, 上部24質点)	スペクトル法(土研平均スペクトル), 最大入力加速度 200 gal 減衰定数 $h=0.10$

順	橋 梁 名 (管理機関)	計算実施機関	基礎形式(下部工) 地 盤	設計震度	振動力学モデル	解 析 法 (設定条件)
	浦 戸 大 橋 (道路公団)	道 路 公 団	ケーソン基礎, 高橋脚		多質点系(ピア18, 上部41質点)	直接積分(エルセントロ地震波), 最大入力加速度 200 gal
	新飯野川橋 (東北地建)	東 北 地 建	ケーソン基礎			フーリエスペクトル解析, 相関関数解析
	RCラーメン 高 架 橋	国 鉄	杭基礎		連続弾性体 多質点系(軌道方向25, 軌道直角12)	スペクトル法(速度応答スペクトル), 最大入力加速度 200gal 直接積分(エルセントロ, 明石, 釧路地震波), 減衰定数(高架部 0.05, 基礎0.10)
	港 大 橋 (大 阪 市)	大 阪 市 大 阪 大 学	ケーソン基礎 軟弱地盤(沖積 粘土, 砂礫)	$K_H=0.25$	多質点系(等価バネ ダッシュポット系)	スペクトル法(本四耐震設計指針, 応答スペクトル), 最大 入力加速度 250 gal
	石狩河口橋 (北海道 開発局)	北海道開発局	鋼管矢板基礎 沖積層		多質点系(2, 14質点)	振動実験により確認 減衰定数 0.10 & 0.20
	浜 名 大 橋 (道路公団)	道 路 公 団	ケーソン基礎, 高橋脚	$K_H=0.22$ $K_V=0$	多質点系	スペクトル法(土研平均スペクトル), 最大入力加速度 200 gal 直接積分(エルセントロ, 八戸 1968 N-S 地震波)
	境 水 道 橋 (道路公団)	道 路 公 団	杭基礎 軟弱地盤		多質点系(バネ ダッシュポット系)	直接積分(エルセントロ地震波), 地震基盤 50gal, 表面 180gal, 減衰定数 0.10 (測定値 0.35)
	津 軽 大 橋 (長泥橋) (青 森 県)	青 森 県 北海道大学	杭基礎 軟弱地盤		2 質点系(バネ ダッシュポット系)	フーリエスペクトル解析 最大入力加速度 130gal, 減衰定数(1次 0.089, 2次 0.568)
	大 鳴 門 橋 (本四公団)	本 四 公 団	多柱基礎, 吊橋 橋脚	$K_H=0.22$	多質点系(10質点)	スペクトル法(本四スペクトル)
	妙 高 大 橋 (北陸地建)	北 陸 地 建 土木研究所	ケーソン基礎, 高橋脚	$K_H=0.2$ $K_V=\pm 0.1$	多質点系	スペクトル法, 修正震度法 直接積分(エンセントロ, ダフト, 明石地震波), 減衰定数 $\lambda=0.02$
	平 戸 大 橋 (長 崎 県)	長 崎 県	直接基礎	$K_H=0.15$ $K_V=0.10$	1 質点(2 自由度) (上部 64 質点)	スペクトル法(土研平均スペクトル, 静内橋地震波, 坂島橋地震波), 最大入力加速度 150gal, 減衰定数 $\lambda=0.05$ (上部 0.02)
	大 三 島 橋 (本四公団)	本 四 公 団	直接基礎	$K_H=0.20$ $K_V=\pm 0.1$	弾性連続体	スペクトル法

順	橋 案 名 (管理機関)	計算実施機関	基礎形式(下部工) 地 盤	設計震度	振動力学モデル	解 析 法 (設 定 条 件)
	日 川 橋 (道路公団)	道 路 公 団	直接基礎, 高橋脚		多質点系(下部19, 上部 31 質点)	スペクトル法(エルセントロ, 土研平均スペクトル), 最大入力加 速度 180gal, 減衰定数 $\alpha = 0.02$ & 0.05 , 直接積分(エルセントロ)
	南北備讃 瀬戸大橋 (本四公団)	本 四 公 団	設置ケーソン基礎		1 質点 (2 自由度)	入力加速度 180gal
	八戸大橋 (青森県)	青 森 県	ケーソン及び杭基 礎	$K_H = 0.24$		十勝沖地震波の基盤入射波によると, 最大加速度は 252gal
	片上大橋 (岡山県)	岡 山 県	杭基礎			本四耐震設計指針に準拠 振動試験により確認(減衰定数, 橋軸方向 0.05, 0.07, 橋軸直角 方向 0.02, 0.08)
	南角大橋, 三才山大橋 (長野県)	長 野 県 道 路 公 社	ケーソン基礎, 直 接基礎, 高橋脚	$K_H = 0.25$		スペクトル法(土研平均スペクトル) 減衰定数 $\alpha = 0.02$ & 0.05
	手取川ダム 3 号 橋 (石川県)	石 川 県	直接基礎, 高橋脚	$K_H = 0.16$ (変更後 $K_H = 0.20$)	弾性連続体 多質点系	スペクトル法(土研平均スペクトル, エルセントロ), 最大入力加 速度 160 gal 減衰定数(下部 $\alpha = 0.05$, 上部 $\alpha = 0.02$)

(B) 地震応答解析の実例要約

基礎形式	直接基礎（関門橋）	橋梁規模	三桁間二ヒンデ吊橋 橋長 1039 m (167.75 + 703.5 + 167.75)	文 献	土木技術 '70.10	
所在・官庁	山口県下関市～福岡県門司市 日本道路公団					
解析目的						
解析方法	2自由度系の運動モデルによる平均応答スペクトル解析					
解析の結果・評価・課題	○震度法と2自由度系モデルを比較した場合、重量の大きい大規模基礎では偏心量、地盤反力、滑動の安全率はかなり一致する。地盤反力、偏心量は、後者の方法の方が幾分大、滑動の安全率は小さくなる。 ○基礎構造単独で計算した場合、震度法と2自由度系の反力は大差ないので問題にならないが、上部工の連続性、構造物の地震時挙動を考慮する場合は、応答を考慮した計算を行うべき。				震度法，2自由度系の安定計算結果（橋軸方向）	
	区 分		下 関 橋 台		門 司 橋 台	
	耐震計算法		震 度 法	2自由度系	震 度 法	2自由度系
	鉛直方向の地盤変形係数 (t/m ²)			3.2×10 ⁵		3.2×10 ⁵
	周 期 (sec)			0.56		0.32
	回 転 中 心 (m)			93.8		102.5
	モデルの重心点の変位 (cm)			1.5		0.46
	モデルの回転角 (rad)			1.56×10 ⁻⁴		4.53×10 ⁻⁵
	地盤反力 (t/m ²)		136	140	116	107
	偏 心 距 離 (m)		10.8	13.7	10.54	10.62
支持力に対する検討 (t/m ²)		136<320	140<320	116<250	107<250	
滑動に対する検討		1.6>1.5	1.51>1.5	3.3>1.5	1.6>1.5	
転倒に対する検討 (m)		$\frac{e}{h}=10.8$ $\frac{e}{h}>10.8$	$\frac{e}{h}=13.7$ $\frac{e}{h}>13.7$	$\frac{e}{h}=10.54$ $\frac{e}{h}>10.54$	$\frac{e}{h}=10.62$ $\frac{e}{h}>10.62$	

・基礎岩盤は風化、亀裂が多いので、原位置でのプレシオメーター
およびジャッキ試験の変形特性の相関より求める。

(ジャッキ試験の包絡線より求めた変形係数)
プレシオメーターによる変形係数

$$\times \left(\frac{\text{ジャッキ試験の反復曲線より求めた変形係数}}{\text{ジャッキ試験の包絡線より求めた変形係数}} \right) = 5 E_P$$

ここに

E_P = プレシオメーターより求めた変形係数

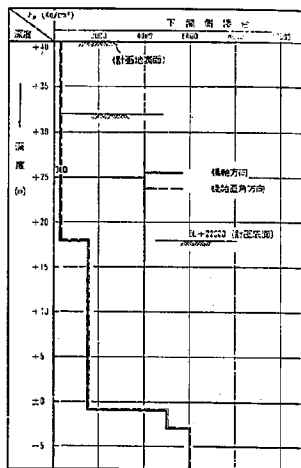


図-2 下側側橋台基本 E_P (kg/cm²)

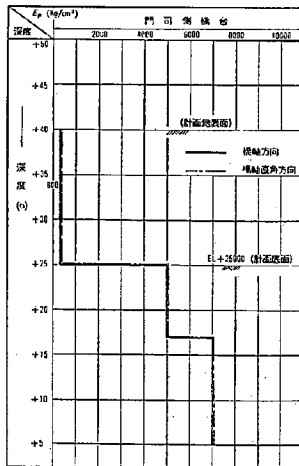


図-4 門司側橋台基本 E_P (kg/cm²)

地盤の工学的な諸定数(橋軸方向)

項目	記号	下側橋台		門司橋台	
		地震時	常時	地震時	常時
支持層の変形係数 (t/m²)	E_s	1.24×10^3	0.62×10^3	3.2×10^3	1.6×10^3
支持層の鉛直バネ定数 (t/m³)	K_s	3.23×10^3	1.62×10^3	8.34×10^3	4.17×10^3
側面の水平バネ定数 (t/m³)	K_1	$K_1 = 450$	$K_1 = 225$	0	0
底面の回転バネ定数 (t/m)	K_r	33.62×10^3	16.81×10^3	86.65×10^3	43.33×10^3
底面のせん断バネ定数 (t/m²)	K_s	1.08×10^3	0.54×10^3	2.8×10^3	1.4×10^3
水平摩擦係数	μ	0.6	0.6	0.6	0.6
岩盤の内部摩擦角 (度)	ϕ	30°	30°	30°	30°
岩盤の粘着力 (t/m²)	C	6.0	6.0	10.0	10.0

地盤の種類・評価

全体系の場合の地盤定数

<下関側>

$$K_s = 2.62 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_{H1} = 0.294 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_R = 35.6 \times 10^8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

<門司側>

$$K_s = 7.33 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_{H1} = 0.294 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_R = 86.73 \times 10^8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

○水の付加質量

$$M_w = \frac{0.6P \cdot A \cdot h}{(a/h)^{2/5}}$$

ただし $0.8 \leq a/h \leq 4.0$

ここに M_w : 水の仮想質量 (t)

P : 水の密度 (t/m^3)

A : 断面積 (m^2)

a : 振動方向に直角な断面幅 (m)

h : 水深 (m)

○周辺土の付加質量

$$M_s = (1/2) \cdot (\gamma s/g) \cdot b^2 \cdot d$$

ここに M_s : 土の仮想質量 ($\text{t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$)

γs : 土の単位体積重量 (t/m^3)

b : 振動方向に直角な構造物の幅 (m)

d : 土層の厚さ (m)

加速度応答スペクトル曲線

基礎の原型・解析モデル

橋台モデル

<下関側>

<門司側>

○上部構造の影響は付加質量扱いする。

○基礎岩盤は弾性的な回転、鉛直、せん断バネに置換する。

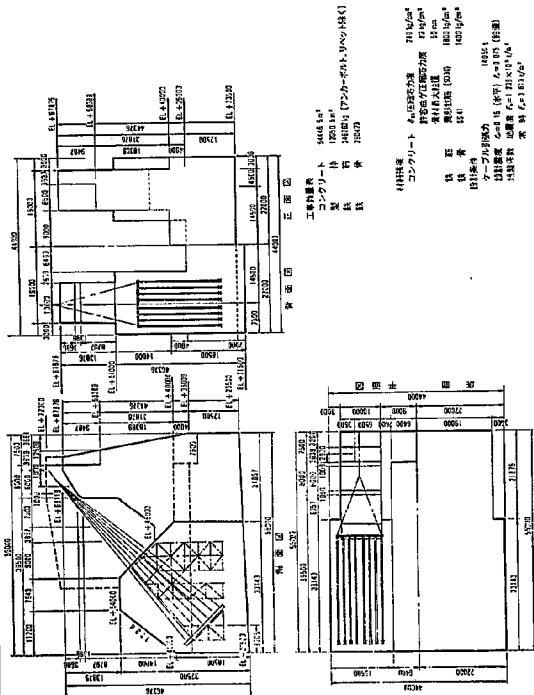
○周辺土は、圧縮又は引張変形を生ずるバネに置換する。

力学モデルの諸量(橋軸方向)

項 目	記号	下関橋台	門司橋台
橋軸方向長さ (m)	a	55.0	55.0
モデルの重心位置 (m)	h_g	12.645	12.137
モデルの全高 (m)	h_o	25.29	24.274
モデルの単位体積重量 (t/m^3)	W	3.09	2.6
モデルの仮想質量 ($\text{t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$)	M	18.2×10^3	14.5×10^3
モデルの重心点に関する回転慣性 ($\text{t}\cdot\text{m}\cdot\text{sec}^2$)	J	5.56×10^6	4.4×10^6

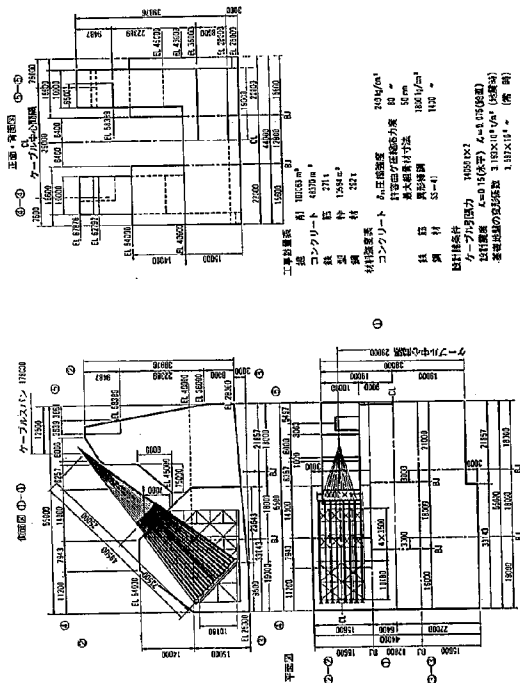
○上部構造の影響は付加質量扱いする。

下 関 側



下開倒置音一般圖

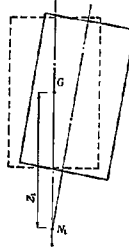
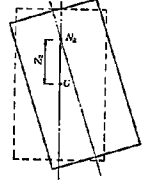
門 司 側



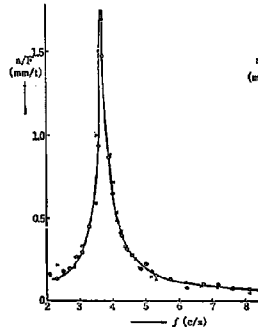
門司側橋台一般図

基礎形式	直接基礎（大鳴門橋）	橋梁規模		文 献	大鳴門橋下部構造計画設計 '72.3
所在・官庁	本州四国連絡橋公団				
解析目的	吊橋アンカレッジの地震応答の比較				
解析方法	平均応答スペクトル				
解析の結果・評価・課題					

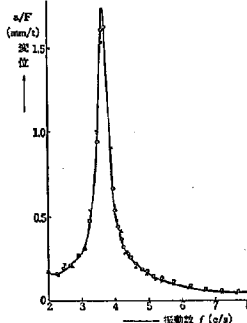
地盤の種類・評価	- Voigt の式より弾性係数 (耐震設計指針) $E_R = 4.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \nu = 0.25$ - 回転ばね $K_R = \frac{E_R}{(1-\nu^2)k} a^2 b, \frac{b}{a} = \frac{55}{64} = 0.859, k = 4.08$ $K_R = 2.649 \times 10^{10} \text{ tm/rad}$ - 底面せん断ばね $K_S = K_b a b = \frac{G}{b k} a b = \frac{E_R}{2(1+\nu) b k}$
基礎の原型・解析モデル	- アンカー基礎を矩形モデルとする。 $W_G = 2.952 \times 10^6 \text{ t}$ $x_G = 32.8 \text{ m}$ $y_G = 21.5 \text{ m}$ $I_G = 1.844 \times 10^8 \text{ tm}^2$ - ケーブル引張力 (片側) $2H = 5.1 \times 10^6 \text{ t}$ $2T = 5.128 \times 10^6 \text{ t}$ - ケーブル水平バネ係数 $K_C = \frac{E_C A_C}{P L_S} \sec^2 \alpha = \frac{E_C A_C}{L}$ $= \frac{2.0 \times 10^7 \times 0.522}{330} = 3.164 \times 10^4 \text{ t/m} \times 2$ (奥行 5 5.0 m)

基礎形式	直接基礎（今坂橋梁）	橋梁規模	三径間連続箱形PC桁 橋長（57+82+57）	文 献	構造物設計資料 Ⅷ 38 74. 8																																				
所在・官庁	山陽新幹線（新大阪起点 435.771 Km） 日本国有鉄道																																								
解析目的	高橋脚に支持された連続橋の振動性状の確認																																								
解析方法	2自由度のロッキング振動，多自由度の曲げ振動のモードアナリシス																																								
解 析 の 結 果 ・ 評 価 ・ 課 題	◦ 橋軸直角方向については，剛体ロッキング振動，橋軸方向については曲げ振動の結果に一致する。																																								
	◦ 減衰定数は基礎の振動が卓越する場合は 0.05，橋体の曲げ振動が卓越する場合は 0.03 であった。																																								
	(a) 2 自由度系の計算結果																																								
	<table><tr><th rowspan="2">起振方向</th><th rowspan="2">付加質量の厚さ (m)</th><th colspan="2">ばね定数 (kg/cm)</th><th rowspan="2">減衰定数</th><th rowspan="2">固有振動数 (Hz)</th><th rowspan="2">変位増倍</th></tr><tr><th>K_w</th><th>K_r</th></tr><tr><td rowspan="2">線路直角</td><td>2 m</td><td>2</td><td>40</td><td>0.05</td><td>5.13</td><td>0.29</td></tr><tr><td>4 m</td><td>2</td><td>40</td><td>0.05</td><td>5.14</td><td>0.29</td></tr><tr><td rowspan="2">線 路</td><td>2 m</td><td>2</td><td>40</td><td>0.03</td><td>5.13</td><td>0.47</td></tr><tr><td>4 m</td><td>2</td><td>40</td><td>0.03</td><td>5.23</td><td>0.47</td></tr></table>						起振方向	付加質量の厚さ (m)	ばね定数 (kg/cm)		減衰定数	固有振動数 (Hz)	変位増倍	K_w	K_r	線路直角	2 m	2	40	0.05	5.13	0.29	4 m	2	40	0.05	5.14	0.29	線 路	2 m	2	40	0.03	5.13	0.47	4 m	2	40	0.03	5.23	0.47
	起振方向	付加質量の厚さ (m)	ばね定数 (kg/cm)		減衰定数	固有振動数 (Hz)			変位増倍																																
			K_w	K_r																																					
	線路直角	2 m	2	40	0.05	5.13	0.29																																		
		4 m	2	40	0.05	5.14	0.29																																		
	線 路	2 m	2	40	0.03	5.13	0.47																																		
		4 m	2	40	0.03	5.23	0.47																																		
(b) 多自由度系の計算結果																																									
<table><tr><th rowspan="2">起振方向</th><th rowspan="2">付加質量の厚さ (m)</th><th colspan="2">ばね定数 (kg/cm)</th><th rowspan="2">減衰定数</th><th colspan="2">固有振動数 (Hz)</th><th rowspan="2">1 次共振点の変位増倍 (mm)</th></tr><tr><th>K_w</th><th>K_r</th><th>1 次</th><th>2 次</th></tr><tr><td rowspan="2">線路方向</td><td>0</td><td>2</td><td>40</td><td>0.03</td><td>3.59</td><td>17.2</td><td>1.74</td></tr><tr><td>2</td><td>2</td><td>40</td><td>0.03</td><td>3.58</td><td>16.5</td><td>1.74</td></tr></table>						起振方向	付加質量の厚さ (m)	ばね定数 (kg/cm)		減衰定数	固有振動数 (Hz)		1 次共振点の変位増倍 (mm)	K_w	K_r	1 次	2 次	線路方向	0	2	40	0.03	3.59	17.2	1.74	2	2	40	0.03	3.58	16.5	1.74									
起振方向	付加質量の厚さ (m)	ばね定数 (kg/cm)		減衰定数	固有振動数 (Hz)			1 次共振点の変位増倍 (mm)																																	
		K_w	K_r		1 次	2 次																																			
線路方向	0	2	40	0.03	3.59	17.2	1.74																																		
	2	2	40	0.03	3.58	16.5	1.74																																		
 																																									
(a) 1 次振動形																																									
(b) 2 次振動形																																									

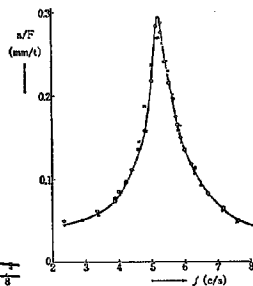
○ 実験結果



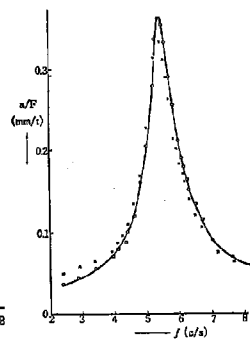
共振曲線 (線路方向試験 TEST No. 1. 橋脚 ST. No. 4)



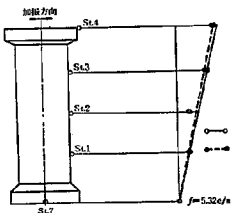
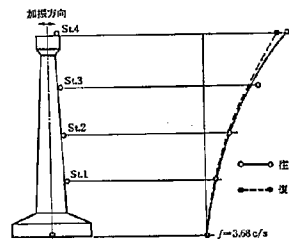
共振曲線 (線路方向試験 TEST No. 2. 橋脚 ST. No. 4)



共振曲線 (線路直方向試験 TEST No. 2. 橋脚 ST. No. 4)



共振曲線 (線路直方向試験 TEST No. 1. 橋脚 ST. No. 4)



線路直方向振動の振動モード (線路直方向試験 No. 2)

応答変位・減衰定数

試 験	観測点	位 置	共振振幅 (mm)	変 位 (mm)	減衰定数
線路方向試験 No. 1	a_1	橋脚天端	3.62	1.755	0.025
線路方向試験 No. 2	a_2	橋脚天端	3.62	1.750	0.037
線路直方向試験 No. 1	b_1	橋脚天端	5.40	0.267	0.057
線路直方向試験 No. 2	b_2	橋脚天端	5.20	0.297	0.055

地盤の種類・評価

○ 地盤ばね定数

$$k_h = K_H \cdot A_d$$

$$k_s = \frac{1}{2} K_V \cdot A_b$$

$$k_r = I_b / K_V$$

A_b : 基礎底面積

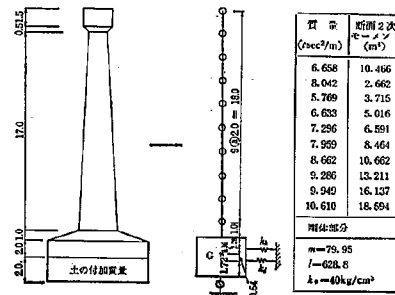
A_d : 基礎側面積

I_b : 底面の断面二次モーメント

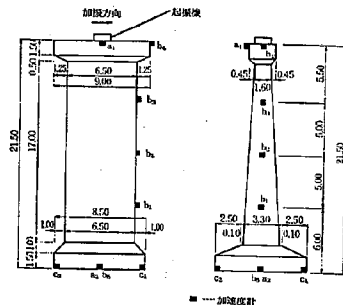
K_H : 地盤反力係数 (水平) = 2 Kg/cm

K_V : " (鉛直) = 40 Kg/cm

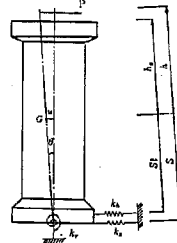
多自由度系の質量, 断面2次モーメント



原型と加速度計設置位置

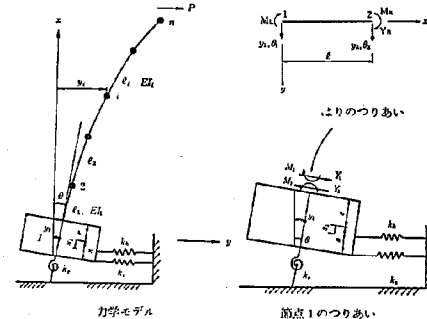


2自由度モデル



G: 重心
 m : 剛体の質量
 I : 剛体の重心回
 k_s : 水平ばね
 k_r : せん断ばね
 k_v : 回転ばね

多自由度モデル



基礎の原型・解析モデル

○ 2自由度系

質量 $16.99 \times 10^3 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$

重心 6.21 m

慣性モーメント $9.031 \times 10^7 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{cm}$

○ 周辺土は付加質量とする。

基礎形式	ケーソン基礎（広島大橋）	橋梁規模	橋長 1020 m（348.5+261.9+351.3）		文 献	本四橋耐震に関する調査 研究報告書 '72.3	
所在・官庁	広島県						
解析目的	高橋脚となるため						
解析方法	平均スペクトル法，モデルアナリシス						
解析の結果・評価・課題	○ ケーソンおよび橋脚をビーム系と仮定したが，剛体系とした場合との間に振動モード，応答値が著しく異なる。 ○ 地盤反力係数の分布形状による応答値には殆んど差が認められない。固有周期は多少長くなるが，1次の相当質量が増加する。 ○ 本例のような高次モードの影響が大きい系では震度を制増する必要がある。						
	加速度倍率（ P_0 橋軸方向）						
	次 数	1	2	3	$\Sigma 11^2$	平 均	
	β	0.78	1.8	1.4			
	F	24.03	19.23	19.76	-		
	質 点	1	1.23	-1.49	0.38	2.00	1.58
		2	0.98	-0.06	-0.71	1.21	
		3	0.78	1.00	-1.21	1.71	
		4	0.48	1.35	-0.75	1.62	1.08
		5	0.234	0.998	0.508	1.14	
6		0.062	0.410	0.942	1.03		
7		-0.024	-0.049	0.526	0.53		

注．静的側算計算における水平震度の増増し係数(α)は1.25としている。

注．静的耐震計算における水平震度の増倍係数(α)は1.25としている。

解析の結果・評価・課題

応答値と周期

		P ₂		P ₄		A ₁ ~ P ₄					摘 要
		橋 軸	軸直角	橋 軸	軸直角	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	
応答値	S (cm)	12.8	9.6	12.2	10.7						() 内は設計値
	S (t)	619 (1200)	757 (727)	427 (437)	580 (601)						
	M (t・m)	16200 (25900)	19200 (14500)	11600 (7660)	17500 (14500)	1610 ()	8550 (5910)	8470 (6050)	13100 (8630)	12100 (8860)	
周期 (sec)	1 次	1.84 (31 %)	1.12 (33 %)	1.10 (26 %)	1.23 (33 %)	0.93 (14.3%)					() 内は相当 質量
	2 次	0.44 (25 %)	0.30 (26 %)	0.46 (28 %)	0.37 (26 %)	0.86 (6.0%)					
	3 次	0.16 (30 %)	0.15 (30 %)	0.15 (31 %)	0.14 (30 %)	0.83 (11.9%)					

注) 応答値は橋脚の最大値を示す。

地盤ばね係数による固有周期

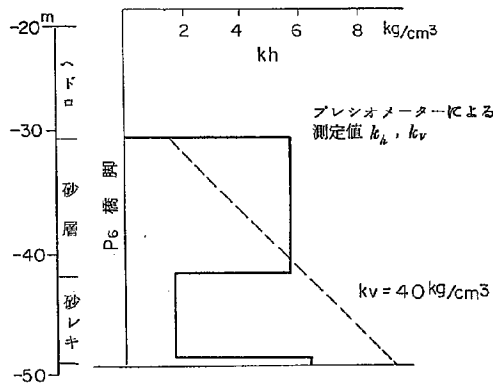
			ケース A	ケース B
橋 軸 直 角	固有 周期 (sec)	1 次	1.23	1.42
		2 次	0.37	0.41
		3 次	0.14	0.15
		4 次	0.10	0.10
	相当 質量 %	1 次	33	39
		2 次	26	25
		3 次	30	26
		4 次	11	10

ケース A : 実測値

ケース B : 仮定値

[illegible]

分布 K 值

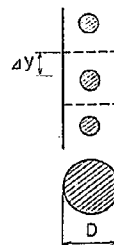


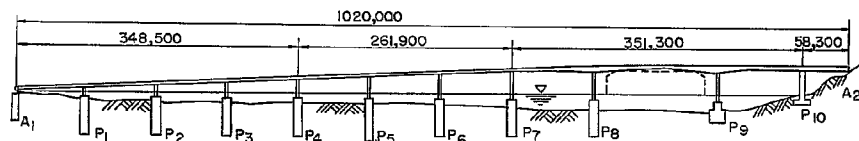
水平はね $K_H = \Sigma D \cdot \Delta y \cdot K_h$

鉛直ばね $K_v = \frac{\pi D^2}{4} \cdot k_v$

回転ばね $K_R = \frac{\pi D^4}{64} \cdot k_r$

せん断ばね $K_s = \frac{1}{4} \cdot K_v$

$$\Delta y:$$




一般側面図

- $A_1 \sim P_4$ の全体系は橋軸直角方向, P_5, P_6 は単独に橋軸, 橋軸直角方向を対象とする。
- 減衰定数は $h = 0.1$
- 入力は土研平均応答スペクトルを用い最大加速度は 200 gal。
- ケーソンは線形ばねで下端が支持される。
- ケーソン部もビーム系として扱う。
- 水, 土の付加質量 ΔW は

$$\text{橋脚部} \quad \Delta W_w = \frac{3}{4} b^2 \cdot h_w \left(1 - \frac{b}{4h_w}\right) \cdot \gamma_w$$

$$\text{ケーソン部} \quad \Delta W_w = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \Delta h \cdot \gamma_w, \quad \Delta W_g = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \Delta h \cdot \gamma_g$$

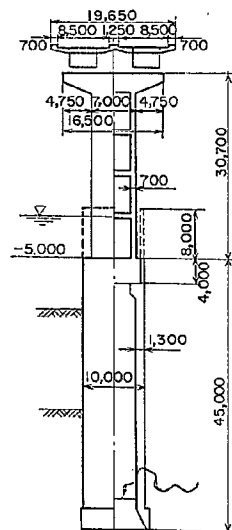
h_w : 水深

b, D : 橋脚巾, 径

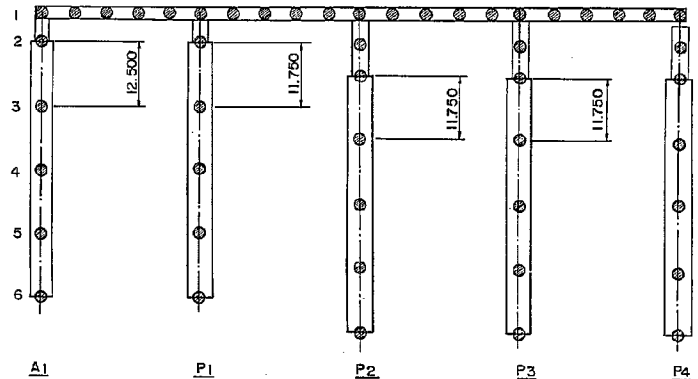
Δh : 分削高

γ_w : 1.03 t/m³

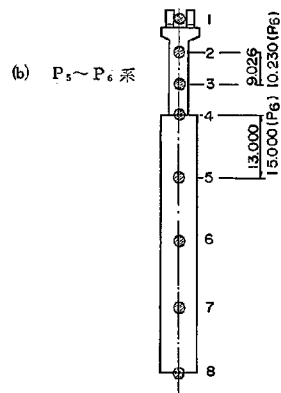
γ_g : 1.4 or 2.0 t/m³



P₆ 橋脚



(a) A₁ ~ P₄ 系

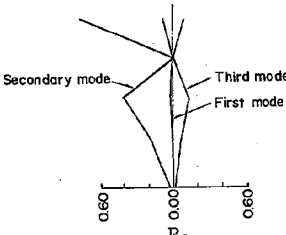


(b) P₅ ~ P₆ 系

基礎の原型・解析モデル

力学モデル諸定数

質点	(A ₁) ~ P ₁ 系			P ₁ [()内は軸方向]			P ₂ [()内は軸方向]			摘 要
	ばね ×10 ⁴ (t/m)	重量 (ton)	2次モ ーメン ト	ばね ×10 ⁴ (t/m)	重量 (ton)	2次モ ーメン (m ⁴)	ばね ×10 ⁴ (t/m)	重量 (ton)	2次モ ーメン (m ⁴)	
1					1488 (3224)			1363 (566.9)		回転ばね A ₁ = 4.907 × 10 ⁶ t/m ² P ₁ ~ P ₂ = 〇 (〇) P ₂ = 19.64 × 10 ⁴ (〇) P ₃ = 19.64 × 〇 (〇)
2					553.3	↑		325.9	↑	
3					553.3	100.0 (25.01)		350.0	69.31 (20.69)	
4	32.38 (24.50)			0	2070	↓	0	2197	343.7	上部工データ 17.37 m (質点間隔) I _s = 3.765 m ⁴ (主桁 2 本) W _s = 10.37 t/m (主桁 2 本)
5	80.54 (88.23)			0	3140		0	3646	↓	
6	38.83 (39.47)			43.50	3494		72.50	4235		
7				47.45	3753		95.89	2493		
8				117.49	2202					

基礎形式	ケーソン基礎（浦戸大橋）	橋梁規模	PC 5 径間連続箱桁 橋長600m(55+130+230+130+55) 主部	文 献	本四耐震に関する調査研究 報告書 '72.3 土木学会																																																																																												
所在・官庁	高知県 日本道路公団																																																																																																
解析目的	高橋脚であるため振動試験を行い応答解析との比較																																																																																																
解析方法	59 質点による橋梁全体系のモーダルアナリシス																																																																																																
解析の結果・評価・課題	- 動的解析の結果は静的計算値の47～73%である。 - 主桁支間部は動的結果の方が大きくなるので、配筋を増し補強する。 - 振動実験と計算値は共振振動数が一致している。 - 地盤反力係数の影響は少ない。 - 実験の範囲内では、減衰定数の仮定は妥当である。																																																																																																
																																																																																																	
	固有振動数，減衰定数																																																																																																
	<table><tr><th colspan="2"></th><th colspan="2">実 験</th><th colspan="3">計 算</th></tr><tr><th colspan="2"></th><th>f (H Z)</th><th>h (%)</th><th>f (H Z)</th><th>h (%)</th><th>K 値</th></tr><tr><td rowspan="3">P₂</td><td rowspan="3">橋 軸</td><td>1次</td><td>3.57</td><td>2.5</td><td>3.83</td><td>2.0</td><td>45kg/cnf</td></tr><tr><td>2次</td><td>13.6</td><td>4.0</td><td>15.9</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td>3次</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td rowspan="3">橋 脚 直 角</td><td>1次</td><td>3.66</td><td>1.9</td><td>3.65</td><td>2.0</td><td>45kg/cnf</td></tr><tr><td>2次</td><td>14.3</td><td>2.7</td><td>14.7</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td>3次</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td rowspan="3">P₃</td><td rowspan="3">橋 軸</td><td>1次</td><td>2.51</td><td>3.2</td><td>2.52</td><td>2.0</td><td>51kg/cnf</td></tr><tr><td>2次</td><td>—</td><td>—</td><td>5.25</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td>3次</td><td>10.8</td><td>(8)</td><td>11.29</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td rowspan="3">橋 脚 直 角</td><td>1次</td><td>2.47</td><td>3.5</td><td>2.47</td><td>2.0</td><td>51kg/cnf</td></tr><tr><td>2次</td><td>—</td><td>—</td><td>5.23</td><td>〃</td><td>〃</td></tr><tr><td>3次</td><td>10.5</td><td>(8)</td><td>10.91</td><td>〃</td><td>〃</td></tr></table>							実 験		計 算					f (H Z)	h (%)	f (H Z)	h (%)	K 値	P ₂	橋 軸	1次	3.57	2.5	3.83	2.0	45kg/cnf	2次	13.6	4.0	15.9	〃	〃	3次	—	—	—	〃	〃	橋 脚 直 角	1次	3.66	1.9	3.65	2.0	45kg/cnf	2次	14.3	2.7	14.7	〃	〃	3次	—	—	—	〃	〃	P ₃	橋 軸	1次	2.51	3.2	2.52	2.0	51kg/cnf	2次	—	—	5.25	〃	〃	3次	10.8	(8)	11.29	〃	〃	橋 脚 直 角	1次	2.47	3.5	2.47	2.0	51kg/cnf	2次	—	—	5.23	〃	〃	3次	10.5	(8)	10.91	〃	〃
			実 験		計 算																																																																																												
			f (H Z)	h (%)	f (H Z)	h (%)	K 値																																																																																										
	P ₂	橋 軸	1次	3.57	2.5	3.83	2.0	45kg/cnf																																																																																									
			2次	13.6	4.0	15.9	〃	〃																																																																																									
			3次	—	—	—	〃	〃																																																																																									
	橋 脚 直 角	1次	3.66	1.9	3.65	2.0	45kg/cnf																																																																																										
2次		14.3	2.7	14.7	〃	〃																																																																																											
3次		—	—	—	〃	〃																																																																																											
P ₃	橋 軸	1次	2.51	3.2	2.52	2.0	51kg/cnf																																																																																										
		2次	—	—	5.25	〃	〃																																																																																										
		3次	10.8	(8)	11.29	〃	〃																																																																																										
橋 脚 直 角	1次	2.47	3.5	2.47	2.0	51kg/cnf																																																																																											
	2次	—	—	5.23	〃	〃																																																																																											
	3次	10.5	(8)	10.91	〃	〃																																																																																											

解析の結果・評価・課題

固有周期と応答値

	橋 脚		主 桁		摘 要
	P ₁ 下端	P ₂ 下端	P ₁ 支点上	P ₂ 支点上	
曲げモーメント (t・m)	57,872 (79,978)	78,623 (167,744)	2,100 (2,500)	2,100 (2,800)	()内は静的 計算値
セ ン 断 力 (t)	1,692 (2,721)	2,136 (4,104)	720	690	
変 位 (cm)			ヒンジ部最大 44.7 (39.8)		
固 有 周 期 (sec)			1次=2.567、2次=1.072、3次=1.925、4次=0.959、5次=0.727		

橋脚の最大応答値の比較

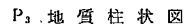
	基 礎 固 定		並 進 - 回 転	
	M (t・m)	S (t)	M (t・m)	S (t)
A ₁	2,380	164	2,504	166
P ₁	8,682	1,428	8,895	527
P ₂	58,740	1,542	57,827	1,692
P ₃	64,352	1,261	78,623	2,136
P ₄	15,490	509	18,586	655
P ₅	6,102	260	9,210	336

耐震設計指針による結果(P₁)

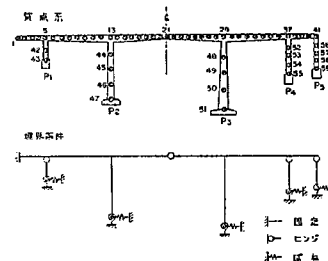
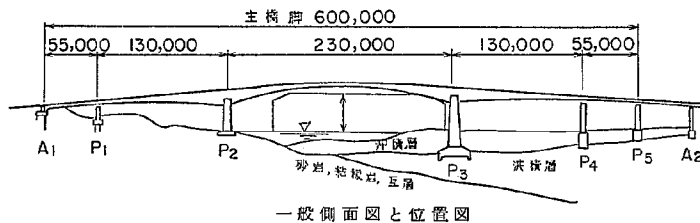
固有周期 2.0 秒
M 113,000 t・m
S 3,180 t
V 14,622 t
但し $K_H=0.2$, $\beta=0.21$

地盤の種類・評価

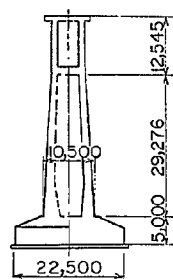
(注) 單位: (kg/cm^3)



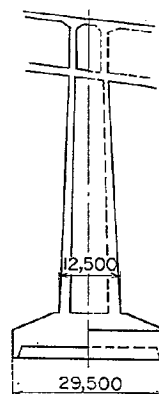
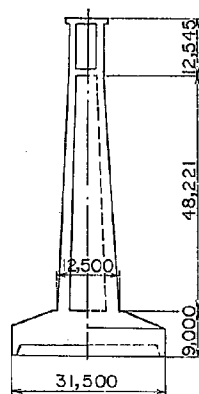
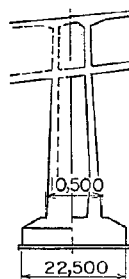
- 橋梁全体系を対象とする。
- 減衰定数は各モード一様に $\delta = 0.02$ とする。
- 入力地震波は El-centro(May 1940, N-S, 0.33g) を用い最大加速度 200 gal 8 秒間を用いる。



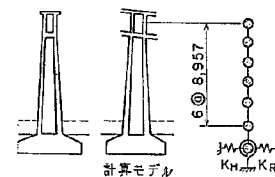
解析モデル



(a) P₂ 橋脚



(b) P₃ 橋脚



計算モデル

$$KH = k \cdot a \cdot b + \frac{1}{4} k \cdot a \cdot b$$

$$KR = \frac{1}{3} k \cdot \left(\frac{1}{2} b \right) \cdot d \cdot c$$

$$k = 0.15N$$



基礎形式	ケーソン基礎（関門橋）	橋梁規模		文 献	土木技術 '70.10
所在・官庁	山口県下関市～福岡県門司市 日本道路公団				
解析目的					
解析方法	2自由度系の運動モデルによる平均応答スペクトル解析				
解析の結果・評価・課題	○ 深い基礎は震度法と2自由度系ではかなりの差異がある，滑動安全率は震度法の方が大きい。				
	震度法，2自由度系の安定計算結果（橋軸方向）				
	区 分	下 関 橋 脚		門 司 橋 脚	
	耐震計算法	震 度 法	2自由度系	震 度 法	2自由度系
	鉛直方向の地盤変形係数 (t/m ²)		1.2×10 ⁸		1.2×10 ⁸
	周 期 (sec)		0.46		0.64
	回転中心 (m)		34.8		26.3
	モデルの重心点の変位 (cm)		1.0		1.63
	モデルの回転角 (rad)		2.87×10 ⁻⁴		6.29×10 ⁻⁴
	地盤反力 (t/m ²)	S3	128	125	221
偏心距離 (m)	1.92	3.98	2.77	6.63	
支持力に対する検討 (t/m ²)	83<360	128<360	125<360	221<360	
滑動に対する検討	5.4>1.5	3.2>1.5	5.8>1.5	3.4>1.5	
転倒に対する検討 (m)	$\frac{e}{\frac{B}{2}}=1.92$ $\frac{e}{\frac{B}{2}}=1.92$ $>\frac{B}{6}$	$\frac{e}{\frac{B}{2}}=3.98$ $\frac{e}{\frac{B}{2}}=3.98$ $>\frac{B}{6}$	$\frac{e}{\frac{B}{2}}=2.77$ $\frac{e}{\frac{B}{2}}=2.77$ $>\frac{B}{6}$	$\frac{e}{\frac{B}{2}}=6.63$ $\frac{e}{\frac{B}{2}}=6.63$ $>\frac{B}{6}$	

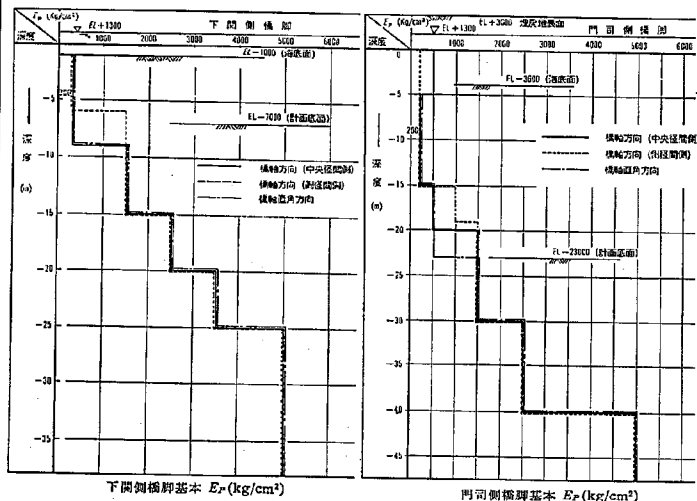
。基岩岩盤は風化、亀裂が多いので原位置でのプレシオメーターおよびジャッキ試験の変形特性の相関より求める。

$$\left(\frac{\text{ジャッキ試験の包絡線より求めた変形係数}}{\text{プレシオメーターによる変形係数}} \right) \times \left(\frac{\text{ジャッキ試験の反復曲線より求めた変形係数}}{\text{ジャッキ試験の包絡線より求めた変形係数}} \right) = 5 E_p$$

ここに、 E_p = プレシオメーターより求めた変形係数

地盤の工学的な諸定数（橋軸方向）

項 目	記号	下 関 橋 脚		門 司 橋 脚	
		地震時	常 時	地震時	常 時
支持層の変形係数 (t/m^2)	E_s	1.2×10^8	0.6×10^8	1.2×10^8	0.6×10^8
支持層の鉛直バネ定数 (t/m^3)	K_s	5.27×10^8	2.63×10^8	5.3×10^8	2.65×10^8
側面の水平バネ定数 (t/m^2)	K_t	$\begin{cases} K_1=156 \\ K_2=470 \\ K_3=2340 \end{cases}$	$\begin{cases} K_1=78 \\ K_2=235 \\ K_3=1170 \end{cases}$	$\begin{cases} K_1=312 \\ K_2=780 \\ K_3=2340 \end{cases}$	$\begin{cases} K_1=156 \\ K_2=390 \\ K_3=1170 \end{cases}$
底面の回転バネ定数 (t/m)	K_r	4.1×10^8	2.05×10^8	4.2×10^8	2.08×10^8
底面のセン断バネ定数 (t/m^3)	K_c	1.76×10^8	0.88×10^8	1.77×10^8	0.88×10^8
水平摩擦係数	μ	0.6	0.6	0.6	0.6
岩盤の内部摩擦角 (度)	ϕ	35°	35°	30°	30°
岩盤の粘着力 (t/m^2)	C	13.0	13.0	10.0	10.0



地盤の種類・評価

全体系の場合の地盤定数

<下関側>

$$K_S = K'_S = 1.44 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_{H1} = 0.112 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K'_{H1} = 0.094 \times 10^6, K'_{H2} = 0.281 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_R = 4.22 \times 10^8 \text{ t/m}$$

<門司側>

$$K_S = K'_S = 1.411 \times 10^6 \text{ t/m}, K_R = 4.137 \times 10^8 \text{ t/m}$$

$$K_{H1} = 0.280 \times 10^6, K_{H2} = 0.156 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_{H3} = 0.142 \times 10^6, K'_{H1} = 0.375 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K'_{H2} = 0.250 \times 10^6, K'_{H3} = 0.2225 \times 10^6 \text{ t/m}$$

○ 水の付加質量

$$M_w = \frac{0.6 P \cdot A \cdot h}{(a/h)^{3/2}}$$

ただし $0.8 \leq a/h \leq 4.0$

ここに M_w : 水の仮想質量(t)

P : 水の密度 (t/m^3)

A : 断面積 (m^2)

a : 振動方向に直角な断面幅(m)

h : 水深 (m)

○ 周辺土の付加質量

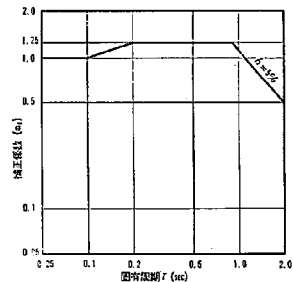
$$M_s = (1/2) \cdot (r_s/g) b^2 \cdot d$$

ここに M_s : 土の仮想質量 ($\text{t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$)

r_s : 土の単位体積重量 (t/m^3)

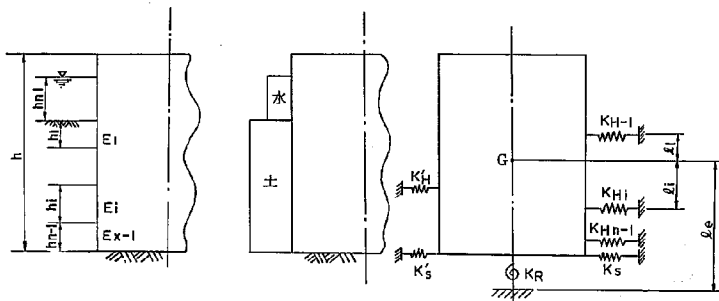
b : 振動方向に直角な構造物の幅(m)

d : 土層の厚さ (m)



加速度応答スペクトル曲線

基礎の原型・解析モデル



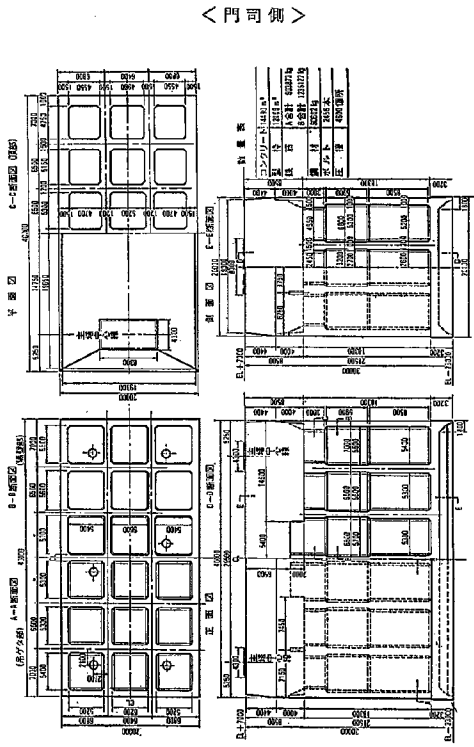
○ 下関側橋脚 $h/2 = 11.43 \text{ m}$ (全体系の場合)

門司側 " " = 16.85 m (")

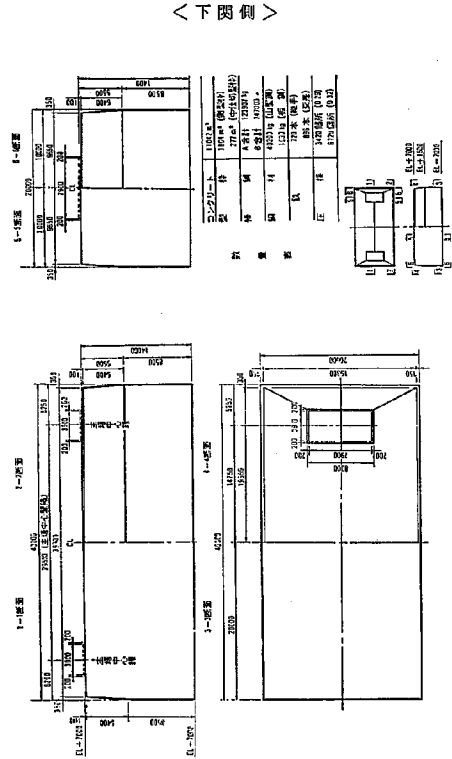
力学モデルの諸量 (橋軸方向)

項目	記号	下関橋脚	門司橋台
橋軸方向長さ (m)	a	20.0	20.0
モデルの重心位置 (m)	h_s	9.4	16.55
モデルの全高 (m)	h_s	18.8	33.1
モデルの単位体積重量 (t/m^3)	W	3.77	3.31
モデルの仮想質量 ($\text{t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$)	M	5.7×10^3	3.9×10^3
モデルの重心点に関する回転慣性 ($\text{t/m} \cdot \text{sec}^2$)	J	3.57×10^5	1.115×10^5

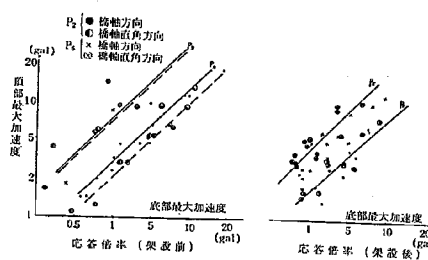
門司側橋脚一般図

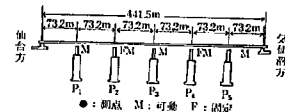


下関側橋脚一般図



基礎の原型・解析モデル

基礎形式	ケーソン基礎（新飯野川橋）	橋梁規模	三径間連続鋼床版箱桁橋 橋長 441.5m (2 @ 3 × 73.2)	文 献	土木学会概要集
所在・官庁	宮城県桃生郡河北町（北上川） 建設省東北地建				
解析目的	桁架設前後におけるケーソンの振動性状の変化				
解析方法	フーリエ スペクトル解析, 相関関数解析				
解析の結果・評価・課題	○ 桁架設前後でケーソンの周期は長くなり、ケーソンのロッキング中心が上昇し応答倍率が低下する。 減衰定数は大差なし				
					



新飯野川橋脚側面図

卓 越 周 期

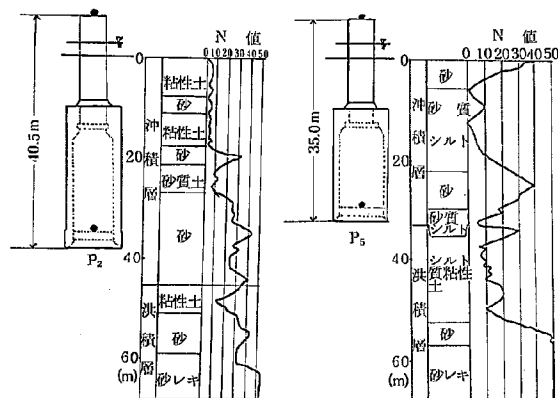
	成分	底 部		頂 部	
		橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向	橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
P ₁	橋桁架設前	0.18~0.20, 0.40~0.50	0.18~0.20, 0.40~0.50	0.18~0.20, 0.40~0.50	0.18~0.20, 0.40~0.50
	橋桁架設後	0.18~0.20, 0.40~0.50	0.18~0.20, 0.40~0.50	0.18~0.20, 0.40~0.50	0.18~0.20, 0.40~0.50
	鉛 直 方 向	0.46	0.46	0.46	0.46
	橋 軸 方 向	0.18~0.20, 0.40, 0.95~1.0	0.18~0.20, 0.40, 0.95~1.0	0.18~0.20, 0.40~0.46, 0.95~1.0	0.18~0.20, 0.40~0.46, 0.95~1.0
P ₂	橋桁架設前	0.16~0.20, 0.40~0.45	0.15~0.20, 0.40~0.46	0.16~0.20, 0.40~0.46	0.16~0.20, 0.40~0.46
	橋桁架設後	0.16~0.20, 0.40~0.45	0.15~0.20, 0.40~0.46	0.16~0.20, 0.40~0.46	0.16~0.20, 0.40~0.46
	鉛 直 方 向	0.20, 0.45	0.20, 0.45	0.20, 0.45	0.20, 0.45
	橋 軸 方 向	0.20, 1.0	0.20, 1.0	0.20, 1.0	0.20, 1.0
P ₃	橋桁架設前	0.20, 0.99	0.17, 0.30, 1.1	0.20, 0.99	0.17, 0.30, 1.1
	橋桁架設後	0.20, 0.99	0.17, 0.30, 1.1	0.20, 0.99	0.17, 0.30, 1.1
	鉛 直 方 向	0.46	0.46	0.46	0.46
	橋 軸 方 向	0.17~0.20, 0.40~0.46, 0.95~1.0	0.16~0.20, 0.40~0.46, 0.95~1.0	0.16~0.20, 0.40~0.46, 0.95~1.0	0.16~0.20, 0.40~0.46, 0.95~1.0
P ₄	橋桁架設前	0.18~0.20, 1.0	0.16~0.20, 0.35~0.42, 1.0	0.18~0.20, 1.0	0.16~0.20, 0.35~0.42, 1.0
	橋桁架設後	0.18~0.20, 1.0	0.16~0.20, 0.35~0.42, 1.0	0.18~0.20, 1.0	0.16~0.20, 0.35~0.42, 1.0
	鉛 直 方 向	0.20, 0.50	0.20, 0.45~0.50	0.20, 0.50	0.20, 0.45~0.50
	橋 軸 方 向	0.20, 0.50	0.20, 0.50	0.20, 0.50	0.20, 0.50

アンダーラインは卓越が顕著なもの

(単位: 秒)

地盤の種類・評価

基礎の原型・解析モデル



ケーソン基礎 (P_2, P_5) と土質の概要

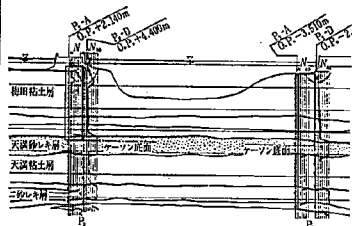
基礎形式	ケーソン基礎（港大橋）	橋梁規模	カンチレバートラス橋 橋長 980 m (235+510+235)	文 献	土と基礎 '75.9 土木技術 '70.5
所在・官庁	大阪市 阪神高速道路公団				
解析目的	超大型ケーソンは動的特性を考慮した合理的設計をすることが望ましい。				
解析方法	パネダッシュポット系による地盤—基礎の等価 2 自由度系の地震波による直接応答				
解析の結果・評価・課題	○ 上部工は下部工の振動に関与する付加質量としてケーソンの 2 自由度モデルに与えたが、その妥当性を検証するために、上下部構造全体を多質点モデルに置換した。結果は右表の橋軸方向に対しては殆んど差はない橋軸直角方向は問題が残る。				
	○ 地盤のパネ定数（形状効果）の評価に問題が残る。				

全体系との応答値の比較

（減衰定数 $\lambda=0.05$ ）

項 目	単 位	橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向		
		2 自 由 度 系	全 体 系	2 自 由 度 系	全 体 系	
固有周期 1 次	T_1	sec	1.23	1.30	1.44	1.66
固有周期 2 次	T_2	sec	0.44	0.48	0.43	0.52
重心点水平変位	u_0	cm	8.2	6.1	8.9	3.5
重心点回転角	θ_{max}	rad	0.00254	0.00247	0.00252	0.00147
重心点震度	K_0		0.228	0.246	0.190	0.200
底面曲げモーメント	M	$\text{t} \cdot \text{m}$	6.506×10^3	6.323×10^3	6.531×10^3	3.772×10^3
底面せん断力	S	t	1.507×10^3	0.922×10^3	1.091×10^3	3.784×10^3

地盤の種類・評価



・地盤バネ定数はプレシオメーターによる変形係数を基本としブシネスクの式を修正した式で与える。

$$k_p = \frac{E}{I_p(1-\nu^2)B_p\lambda}$$

ここに、 k_p : 地盤バネ定数 (t/m^2)

E : 地盤変形係数 (t/m^2) $= bE_s$

E_s : プレシオメーターによる変形係数 (t/m^2)

B_p : 基礎の換算載荷幅 (m) $= \sqrt{A_c}$

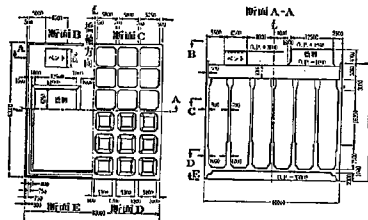
ν : ボアソン比

I_p : 形状係数, A_c : 鉛直方向の載荷面積 (m^2)

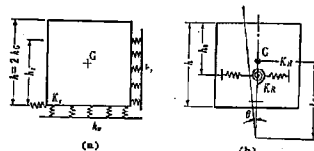
スペクトル密度の卓越周期

測 定 点	測定成分	卓越周期 (sec)	最大値
南港埋め立て地	H, EW	0.30, 0.50, 0.70	0.70
	H, NS	0.76, 0.98, 1.40	0.75
	V	0.50, 0.68, 1.05	0.68
第2突堤	H, EW	0.30, 0.66, 0.05	0.66
	H, NS	0.64, 0.56, 1.40	0.96
	V	0.48, 0.66, 0.82	0.66

基礎の原型・解析モデル



ケーソン一般図 (P: ケーソン)



地盤のバネ作用

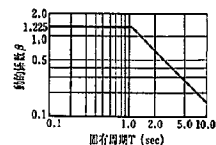
- ・上部工、水の影響は付加重量として扱う。
- ・動的係数は右図を使用 (β)
- ・側方地盤は極めて軟弱であるため、水平反力が許容支持力以上では塑性状態とする。

ケーソン低面に作用する鉛直荷重

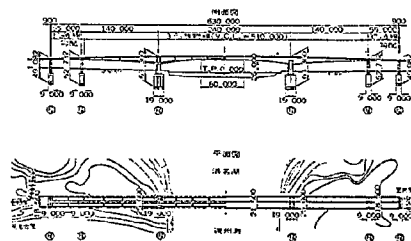
(単位: t)

	P_1 ケーソン	P_2 ケーソン	備 考
上部工荷重	22,516 (25,357)	27,516 (25,357)	
死荷重	23,198	23,198	
活荷重	4,318 (2,150)	4,318 (2,150)	
橋脚底底	4,363	5,577	
ケーソン重量	61,504	57,957	
国内水重量	29,598	25,419	
土砂重量	6,898	—	直原上土砂 底水位以下 100%考慮
橋圧力	-51,912	-50,264	
計	77,927 (75,899)	67,205 (65,046)	

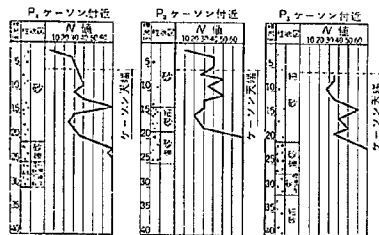
() は活荷重 1/2 の値で圧密先行荷重に対する検討に用いる。



加速度応答スペクトル曲線

基礎形式	ケーソン基礎（浜名大橋）	橋梁規模	中央径間中央ヒンジ付5径間連続ラーメン 橋長 631.8 m (50+140+240+140+50)	文 献	基礎工 '74.12									
所在・官庁	静岡県浜松市篠原町・浜名郡新居町間（浜名バイパス） 日本道路公団													
解析目的	中央径間 240 m の長大橋梁で比較的長周期の構造であるため修正震度法との比較を目的													
解析方法	地震応答解析（ ），スペクトルモード解析													
解析の結果・評価・課題	◦ P_3, P_4 橋脚上・下端の最大応答曲げモーメント（右下表）は「道路橋耐震設計指針」（道路協会）による応答を考慮した修正震度法の結果よりも小さい。 ◦ 桁の変位、曲げモーメントを支配するのは、スペクトルモード解析より一、三、五次であり、地盤係数三種の比較は固有振動数、固有モードおよび刺激係数に殆んど影響を与えない。 ◦ 下部構造は、下部構造形状により大きく左右されるので、上部構造の設計に目安をつけてから設計を行うべきで、長大橋の場合は基本設計の段階で地震応答解析を行った方が適当であった。  一般図 数値比較 <table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>橋脚上端</th><th>橋脚下端</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>地震応答解析</td><td>22,000^{kgm}</td><td>72,000^{kgm}</td></tr> <tr> <td>静的解析</td><td>25,000</td><td>38,000</td></tr> </tbody> </table>						橋脚上端	橋脚下端	地震応答解析	22,000 ^{kgm}	72,000 ^{kgm}	静的解析	25,000	38,000
	橋脚上端	橋脚下端												
地震応答解析	22,000 ^{kgm}	72,000 ^{kgm}												
静的解析	25,000	38,000												

地盤の種類・評価



土質柱状図

地盤反力係数

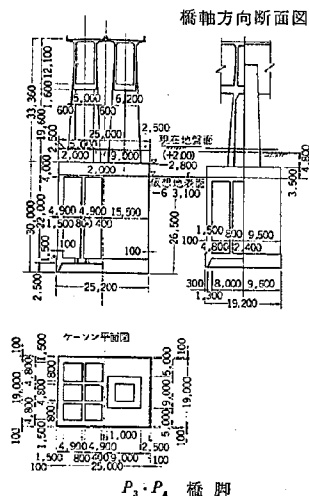
地盤反力係数の種別	値 (kg/cm ²)
水平地盤反力係数 K_H	5.0 (EL-2.8~EL-17.8) 15.0 (EL-17.8~EL-32.8)
側面剪断地盤反力係数 K_s	0.5 (EL-2.8~EL-17.8) 1.5 (EL-17.8~EL-32.8)
鉛直地盤反力係数 K_V	20.0
底面剪断地盤反力係数 K_a	10.0

- 水平・鉛直地盤係数は「道路橋下部工設計指針（ケーソン編）」、弾性理論 (Pauw, 多治見, Richart) および瀬戸

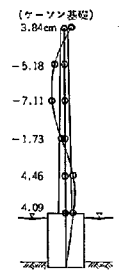
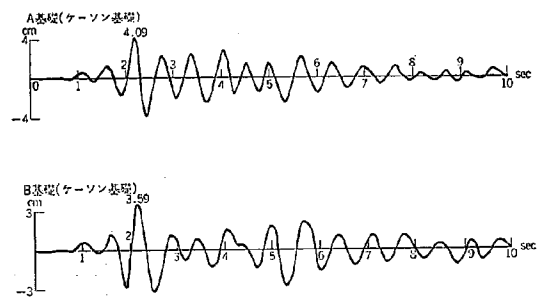
大橋振動試験を参考にする。

- 底面せん断地盤反力は試験結果を尊重し $K_B = 0.5 \cdot K_B$
- 側面せん断地盤反力はケーソン指針に準じ $K_s = 1/10 \cdot K_H$
- 地盤反力係数は特定な値を用いると危険のため 3 種 ($K_V = 10, 20, 30 \text{ kg/cm}^2$) で比較する。
- 「道路橋耐震設計指針」によりエルセントロ(1940), 八戸(1968)の最大加速度の記録を 200 gal に換算した地震波を用いる。
「本四耐震設計指針(約)(1972)では 180 gal である。

基礎の原型・解析モデル



P_3, P_4 橋脚

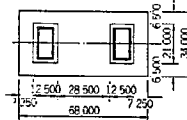
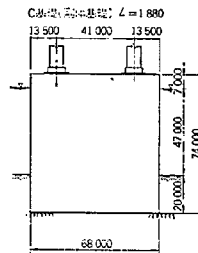
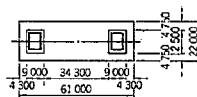
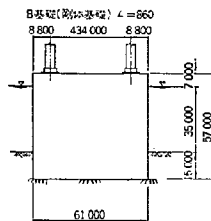
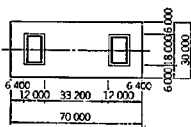
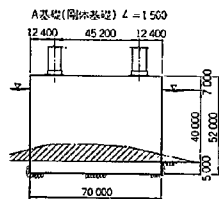
基礎形式	ケーソン基礎（明石海峡橋）	橋梁規模		文 献	橋梁と基礎 '72.9
所在・官庁	本州四国連絡橋公団				
解析目的	吊橋主塔系の基礎形式の検討				
解析方法	多自由度系の地震応答解析				
解析の結果・評価・課題	。ケーソン基礎の場合は、地盤ばねにより応答に差が生ずるが、設計に影響を与える程の要因にならない。 最大応答変位  変位応答（ケーソン天端） 				

地盤の種類・評価

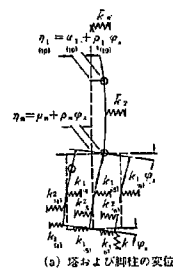
。地盤は硬・軟で3種類設定する。

地盤	(1)	(2)	(3)
弾性係数 t/m^2	45,000	140,000	300,000
鉛直ばね t/m^2	3,151	11,670	25,009
水平ばね "	6,705	20,870	44,726

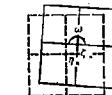
基礎の原型・解析モデル



力学モデル

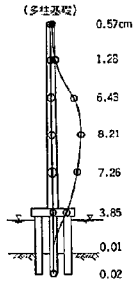


(a) 塔および脚柱の変位

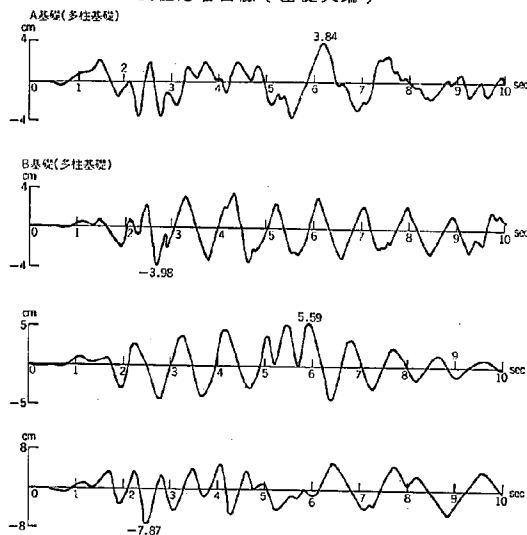


(b) 頂板の水平変位

。入力に Elcentro NS, $\nu=0.05$, $\frac{1}{200}$ sec を用いる。

基礎形式	多柱基礎（明石海峡橋）	橋梁規模		文 献	橋梁と基礎 '72.9
所在・官庁	兵庫県 本州四国連絡橋公団				
解析目的	吊橋主塔系の基礎形式の検討				
解析方法	多自由度系の2方向（X, Y）の地震応答解析				
解析 の 結 果 ・ 評 価 ・ 課 題	- 多柱基礎は柔軟な構造なので地震時の安定解析にも基礎躯体の弾性変形を考慮しなければならない。 - 地形の傾斜，地震入力方向の任意性，上部工反力の偏心，基礎構造の非対称性のため立体的挙動で解析する必要あり。 - 基礎と地盤の結合状態が複雑でしかも柱1本1本のばね係数や支持力の算定も単純でないため群杭効果を考慮する。 - 地盤の仮想質量，減衰定数等の推定に不明確な点が多い。 - 以上の理由により立体ラーメン構造として解析する。 最大応答変位 				

変位応答曲線（基礎天端）



周期および変形値

地盤	周期 (sec)	(1)	(2)	(3)	多柱基礎	(1)	(2)	(3)
E_s (t/m^2)		45 000	140 000	300 000	*	*	*	*
K_v (t/m^2)		3 751	11 670	25 009	10 700	33 280	71 330	
K_h (t/m^2)		6 709	20 870	44 728	12 800	39 810	85 330	
基礎周期 (sec)		0.5	0.18	0.18	0.45	0.43	0.44	
主塔周期 (sec)		0.5		1.2	0.46	1.0	1.1	
基礎天端水平変位 (cm)		4.5		0.7	5.3	4.4	4.2	
主塔最大水平変位 (cm)		16.4		12.0	11.6	11.7	11.7	
回転角 (rad)		0.54×10^{-3}	0.09×10^{-3}	0.23×10^{-3}	0.19×10^{-3}	0.18×10^{-3}		

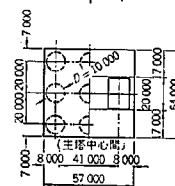
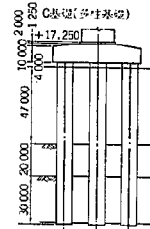
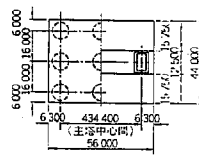
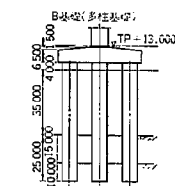
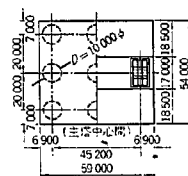
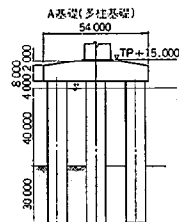
○ 多柱のばね定数を3種類（ばね比）設定したが殆んど影響なし（基礎A対象）

ばね定数の不均一による周期および変形値

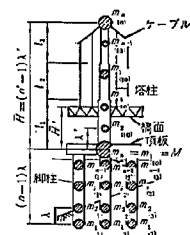
項目	ばね分布比	1 : 1 : 1	1/2 : 1 : 2	1/4 : 1 : 4
基礎周期 (sec)		0.45	0.44	0.45
主塔 * (sec)		0.46	0.48	0.45
基礎天端水平変位 (cm)		5.3	5.5	6.2
主塔最大水平変位 (cm)		11.6	11.9	12.8
回転角 (rad)		0.23×10^{-3}	0.23×10^{-3}	0.27×10^{-3}

○ 地盤は硬・軟で3種類設定する。

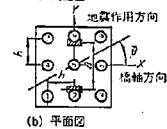
地盤	(1)	(2)	(3)
弾性係数 t/m^2	45,000	140,000	300,000
鉛直 $\times$ ばね定数 t/m^2	10,700	33,280	71,330
水平 " "	12,800	39,810	85,330



多質点モデル

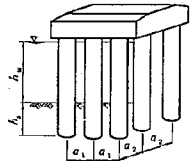


(a) 側面図

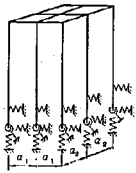


(b) 平面図

地盤支持のモデル



(1) 実物多柱基礎

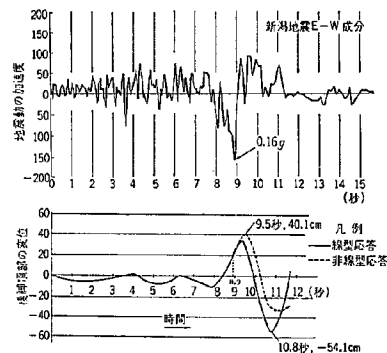


(2) モデル化

- 入力は縦軸方向に Elcentro NS $\nu=0.05$ 1/200 secを用いる。
- 脚部は各質点について x, y 方向、塔部は x, y 方向およびねじり、頂版部は x, y 方向およびねじり、 x, y 方向の回転を運動方程式の未知数に選ぶ(脚部2, 塔部4, 頂版部10の自由度)。

基礎形式	杭基礎（昭和大橋）	橋梁規模	単純桁形式 橋長 306.4 m (10 @ 27.64)	文 献	橋梁と基礎 '70.3
所在・官庁	新潟県新潟市 建設省土木研究所				
解析目的	震害の実現象と地震応答解析の結果の比較				
解析方法	応答スペクトル法, 1 自由度系の地震応答解析				
解析の結果・評価・課題	- 構造系が線形, 非線形にかかわらず地震発生後 8.9 秒間は橋脚頂部の応答は変わらない, 8.9 秒以上では応答が変化し線形の場合の方が大である。 - 線形系の最大応答 (54.1 m) とモーダルアナリシスの最大応答 ($2.1 \times 26 = 54 \text{ cm}$) が一致, 非線形系の場合は小さい (40.1 cm)。 - 落橋の原因 - 地盤の流動化を考慮すると変位応答は 29~54 cm となり 50 cm 以上で落橋の可能性あり。 - 橋脚頂部の変位が 20 cm 以上となると杭が降伏し, 降伏による制振効果を考慮しても 40 cm の水平変位が生ずる。 - 橋脚は同一周期, 位相で振動するはずはないので, 橋脚間の距離は 10 cm 程度離れ落橋の可能性が増す。 - 再建への注意 - 橋脚の剛性と強度の増大が必要。 鋼管杭 600mm → 1000mm or 2 × 600mm				

橋脚頂部の変位応答（線形・非線形）



時々刻々の変化

- 橋脚杭長(l), 杭径(D), 地盤係数(K_g)による固有周期: T

$T \sim l$						
		$D=0.61m$				
l	8m	10	12	15	18	
k_s						
1.0kg/cm ²	2.3sec	2.9	3.5	4.9	6.2	
∞	1.3	1.8	2.4	3.4	4.4	

$T \sim D$			
$l=8m, k_s=1.0 \text{ kg/cm}^2$			
$D(m)$	0.61	0.81	1.02
$T(sec)$	2.3	1.6	1.3

$T \sim k_s$					
$D=0.61m, l=8m$					
$k_s(kg/cm^2)$	0.1	1.0	10.0	∞	
$T(sec)$	3.2	2.3	1.8	1.3	

- 4種のスペクトルによる応答比較

橋脚頂部の相対変位 ($\times 26cm$)

タイの径(D) m					0.81	1.02	摘 要	
地表上の高さ (l)m		8	10	18	8	8		
応答スペクトル の種類								
$(S_A)_{k_{sz}} = \text{const}$	注1) 1.0	1.6	7.3	0.5	0.3	注1) この場合の実際の の値は26cm		
$(S_A)_{k_{sz}}$ (地動 0.2g)	0.8	1.1	2.2	0.5	0.5	注2) 地盤反力係数 $k_s=16g/cm^2$		
$(S_A)_{k-w}$ (地動 0.16g)	1.3	2.1	5.0	0.7	0.2	注3) 減衰定数 $\frac{n}{p}=0.02$		
$(S_A)_{k-s}$ (地動 0.14g)	1.3	1.4	10.0	0.8	0.3			
1 次の固有周期(秒)	2.3	2.9	6.1	1.6	1.25			

1橋脚当たりのせん断力(t)

D (m)		0.61			0.81		1.02		摘 要
l (m)		8	10	18	8	8			
(S_A)		t	t	t	t	t			
$(S_A)_{k_{sz}} = \text{const}$		125	130	140	135	145	$k_s = 1 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{n}{p} = 0.02$		
$(S_A)_{k-w}$		105	95	105	155	215			
$(S_A)_{k-s}$		165	180	135	175	120			
$(S_A)_{k-s}$		200	120	230	210	155			

地盤の種類・評価

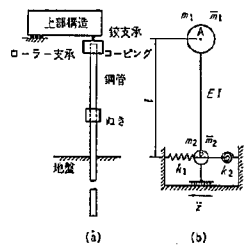
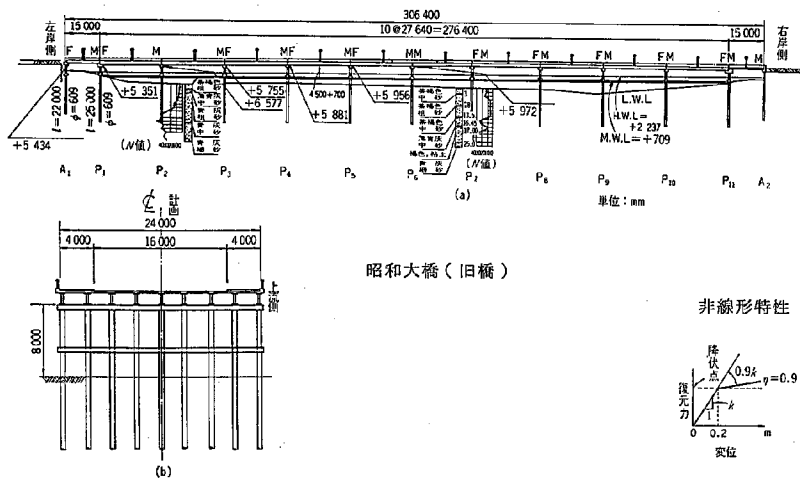
○ 地盤反力係数: K_s

実橋振動測定より $K_s = 1.0 \text{ Kg/cm}$

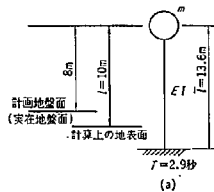
完全剛とする $K_g = \infty$

○ 表層の流動化(地震時)による影響は約 2 m とする。

基礎の原型・解析モデル



非線形特性

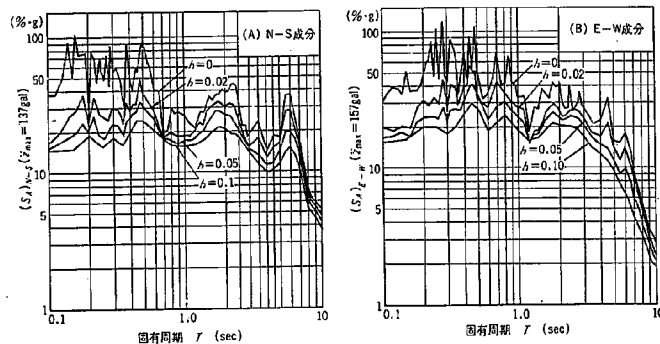


- A点の質量は上部構造の重量+橋脚重量の一部であり、B点の質量は橋脚重量の一部+土の重量とする。
- 鋼管基礎の径による諸数値

	$\phi 812.8\text{mm}$		$\phi 1,016\text{mm}$		$\phi 609.6\text{mm}$	
	8 m	18 m	8 m	18 m	8 m	18 m
地盤 K_g (t/m)	3.360×10^4	3.36×10^4	4.225×10^4	4.225×10^4	1.71×10^4	1.71×10^4
A点重量 (t)	50	113	77	174	30	70
B点重量 (t)	610	670	630	730	590	630
慣性モーメント ($\text{t} \cdot \text{m} \cdot \text{sec}^2$)	7.11	79.33	10.92	120.55	4.98	50.0
断面2次モーメント (m^4)	2.862×10^{-2}	2.862×10^{-2}	5.652×10^{-2}	5.652×10^{-2}	1.188×10^{-2}	1.188×10^{-2}

- 地震応答スペクトル曲線としては、つぎの4種の曲線を用いた。
 - ① 土木研究所の平均応答スペクトル曲線 (地震動 $0.2g$) ; $(S_A)_{av}$
 - ② 新潟地震の波形 $E-W$ 成分による応答スペクトル曲線 (地震動 $0.16g$) ; $(S_A)_{E-W}$
 - ③ 新潟地震の波形 $N-S$ 成分による応答スペクトル曲線 (地震動 $0.14g$) ; $(S_A)_{N-S}$
 - ④ $0.2g$ 一定の応答スペクトル曲線 ; $(S_A)_{0.2g}$

新潟地震記録の応答加速度スペクトル曲線



基礎形式	杭基礎（長泥橋）	橋梁規模		文 献	橋梁と基礎 '69.6																	
所在 官庁	青森県 青森県土木部																					
解析目的	軟弱地盤における地震応答																					
解析方法	モーダルアナリシスによる地震応答計算																					
解析の結果・評価・課題	- 軟弱地盤の場合、基準波形とエルセントロ波形を比較するとMmaxは過少、Hmaxは過大となり、短周期のエルセントロ波形を使用することは正しくないと思われる。 - 基準波形によるHmaxの応答は震度法($K_H=0.13$)に相当し0.25で設計されたので安全である。 - モーダルアナリシスによる値は基準波形による値に近く計算法として信頼性が高い。																					
	転倒Mmax・水平せん断Hmax <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Mmax(kg cm)</th> <th>Hmax(kg)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(Ⅰ) 正しい応答計算(基準波形)</td> <td>10.55×10^4</td> <td>96.4×10^3</td> </tr> <tr> <td>(Ⅱ) 正しい応答計算(Elecentro 波形)</td> <td>8.93×10^4</td> <td>196.9×10^3</td> </tr> <tr> <td>(Ⅲ) モーダルアナリシス計算(基準波形)</td> <td>11.35×10^4</td> <td>113.7×10^3</td> </tr> <tr> <td>(Ⅳ) 従来の震度法(水平震度0.13)</td> <td>9.92×10^4</td> <td>126.4×10^3</td> </tr> <tr> <td>(Ⅴ) 従来の震度法(水平震度0.25)</td> <td>19.03×10^4</td> <td>243.0×10^3</td> </tr> </tbody> </table>						Mmax(kg cm)	Hmax(kg)	(Ⅰ) 正しい応答計算(基準波形)	10.55×10^4	96.4×10^3	(Ⅱ) 正しい応答計算(Elecentro 波形)	8.93×10^4	196.9×10^3	(Ⅲ) モーダルアナリシス計算(基準波形)	11.35×10^4	113.7×10^3	(Ⅳ) 従来の震度法(水平震度0.13)	9.92×10^4	126.4×10^3	(Ⅴ) 従来の震度法(水平震度0.25)	19.03×10^4
	Mmax(kg cm)	Hmax(kg)																				
(Ⅰ) 正しい応答計算(基準波形)	10.55×10^4	96.4×10^3																				
(Ⅱ) 正しい応答計算(Elecentro 波形)	8.93×10^4	196.9×10^3																				
(Ⅲ) モーダルアナリシス計算(基準波形)	11.35×10^4	113.7×10^3																				
(Ⅳ) 従来の震度法(水平震度0.13)	9.92×10^4	126.4×10^3																				
(Ⅴ) 従来の震度法(水平震度0.25)	19.03×10^4	243.0×10^3																				

- 斜杭の水平載荷試験（長泥橋の基礎クイの設計と載荷試験，橋梁と基礎，May, '68）より軟弱地盤の $K_H = 2.0 \text{ Kg/cm}$ とする。

- 基準波形（推定地震波）の推定

「地震動の振動特性に関する実験式」の金井博士の式によればつぎのとおりである。

$$\ddot{z}_{\max} = \frac{1}{T} \times \frac{10^{0.5+0.1M-0.2 \log x+0.2}}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_0}\right)^2} + \sqrt{0.2 \left(\frac{T}{T_0}\right)^2}} \quad \text{.....(19)}$$

ここで、 T ；地震時の基礎の波の周期（ x と M によって変動する）
（sec）

T_0 ；地盤の固有周期（sec）

$$P = 1.66 + \frac{3.60}{x}, \quad Q = 0.167 - \frac{1.80}{x}$$

である。

また、最大速度 $\dot{z}_{\max}$ および最大変位 $z_{\max}$ は次式より求まる。

$$\dot{z}_{\max} = \frac{T}{2\pi} \ddot{z}_{\max}, \quad z_{\max} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \ddot{z}_{\max} \quad \text{.....(20)}$$

(19)式および(20)式は図-10（文献参照）のようになる。

そこで、 $x = 150 \text{ km}$ 、 $M = 8$ の場合は、図-10の加速度曲線で、 $T_0 = 0.6 \text{ sec}$ の曲線の頂点に注目し、これを横に見ていくと(Ⅲ)の場合は、 $\ddot{z}_{\max} = 130 \text{ gal}$ （ $\text{gal} = \text{cm/sec}^2$ ）となる。また、速度曲線では同様に $\dot{z}_{\max} = 12.5 \text{ cm/sec}$ 、変位曲線では同様に $z_{\max} = 1.2 \text{ cm}$ と推定される。結局 $\ddot{z}_{\max} = 130 \text{ gal}$ をもって長泥橋地盤表面に発生すべき地動加速度の最大値とすることにした。つぎに、この場合の加速度の波の波形であるが、これは近似的に図-11のように、最大値 $\ddot{z}_{\max} = 130 \text{ gal}$ 、周期 $T_0 = 0.6 \text{ sec}$ の正弦波を採用し、これをもって、長泥橋地盤表面に地震時発生すべき加速度の波形としたのである（以後、これを長泥橋の基準波形と呼ぶことにする）。

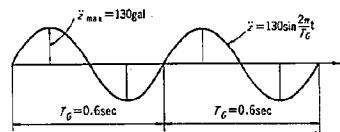
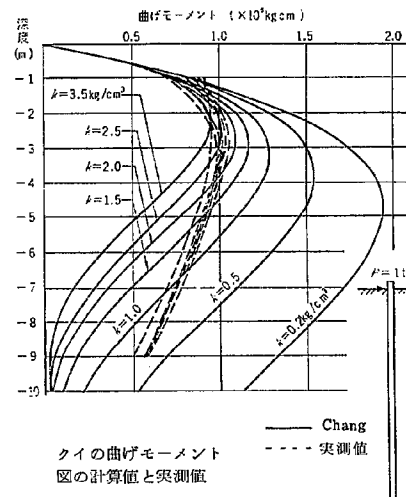


図-11 長泥橋の基準波形

○ 減衰定数の推定

長泥橋では橋脚 P₀ について現場実測の結果、その固有振動周期 $T_0=0.25$ sec, 減衰定数 $h_0=0.4$ であったから、この値を橋脚 P₄ に利用した。すなわち、橋脚 P₄ の第 1 次固有周期 $T_1=1.12$ sec, 第 2 次固有周期 $T_2=0.17$ sec であったので、橋脚 P₄ の第 1 次減衰定数 h_1 および第 2 次減衰定数 h_2 は、

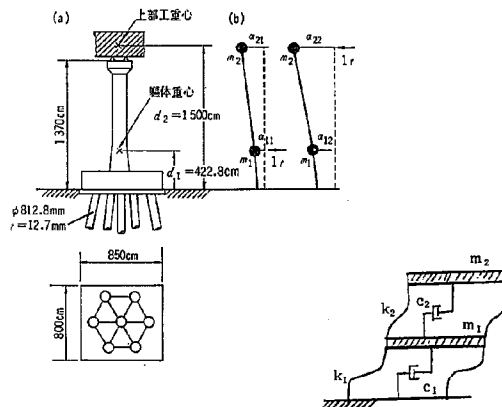
$$\left. \begin{aligned} h_1 &= h_0 \frac{T_0}{T_1} = 0.4 \times \frac{0.25}{1.12} = 0.089, \\ h_2 &= h_0 \frac{T_0}{T_2} = 0.4 \times \frac{0.25}{0.17} = 0.588 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

とした。そこで式(11)における $\bar{c}_1$ および $\bar{c}_2$ は、(12)式(文献参照)により、

$$\left. \begin{aligned} \bar{c}_1 &= 2h_1 \bar{M}_1 \omega_1 = 2 \times 0.089 \times 4369 \times 5.60 \\ &= 4365 \text{ kg sec/cm} \\ \bar{c}_2 &= 2h_2 \bar{M}_2 \omega_2 = 2 \times 0.588 \times 775 \times 360 \\ &= 32831 \text{ kg sec/cm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

となる。

○ 2 自由度系のせん断応答モデル



橋体の自重 $645.420 \text{ t} (m_1 = 658.6 \text{ kg sec}^2/\text{cm})$

上部工一径間分 $326.72 \text{ t} (m_2 = 333.4 \text{ kg sec}^2/\text{cm})$

バネ定数マトリクス

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 728 \times 10^3 & -212 \times 10^3 \\ -212 \times 10^3 & 74 \times 10^3 \end{bmatrix} \quad (\text{kg/cm})$$

∴ 玉野氏の式から求めた

基礎形式	杭基礎（長泥橋 or 津堰大橋）	橋梁規模	橋長 558 m (12@46.55)	文 献	橋梁と基礎 '71.2
所在・官庁	青森県 青森県土木部				
解析目的	人工地震による橋梁全体の振動応答性状の確認（軟弱地盤）				
解析方法	フーリエスペクトル解析				
解析の結果・評価・課題	- 水平初動，上下初動の卓越周期は 0.11～0.4 秒，0.11～0.17 秒で橋脚長，橋桁支点部は地表面の初動と同²の動きをする。 - 水平動，上下動の表面波の卓越周期は 0.6 秒前後で橋脚頂，橋桁支点部は地表面の表面波と同じ動きをする。 - 爆発による人工地震により，地表面の卓越周期を求めれば地震時の橋本体の挙動を知る。 - 上記は橋脚長の低い場合であり支間長，橋脚長により異なる。 人工地震応答記録				

解析の結果・評価・課題

応答スペクトル

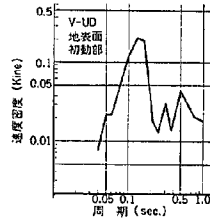


図-6

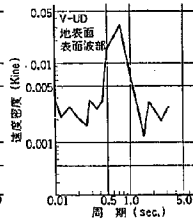


図-7

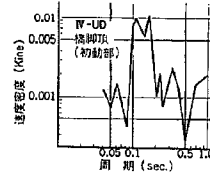


図-8

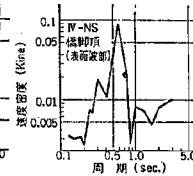


図-9

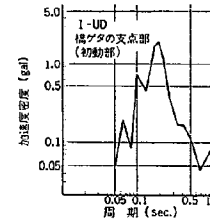


図-10

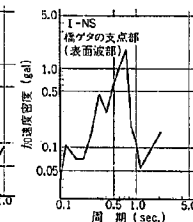
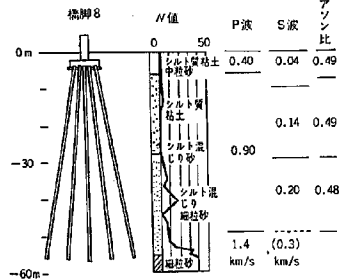


図-11

卓越周期

記録場所	成分	卓越周期 (秒)	卓越周期 (秒)	卓越周期 (秒)
地表面(V)	UD	0.11~0.17	0.7	0.3~0.37
	NS	0.11~0.21	0.6	0.3~0.37
橋脚頂(IV)	UD	0.10~0.20	0.6	0.18~0.40
	NS	0.12~0.24	0.55~0.6	0.10~0.18
橋脚の支点部(I)	UD	0.11~0.50	0.4~0.6	0.11
	NS	0.11~0.17		0.12~0.3
橋脚の支点部(II)	UD	0.11		
	NS			

地盤の種類・評価



。ボーリングによりN値，弾性波測定よりポアソン比を求める。
 $N = 0 \quad (L \leq 30 \text{ m})$

基礎の原型・解析モデル

。1自由度系の運動モデル

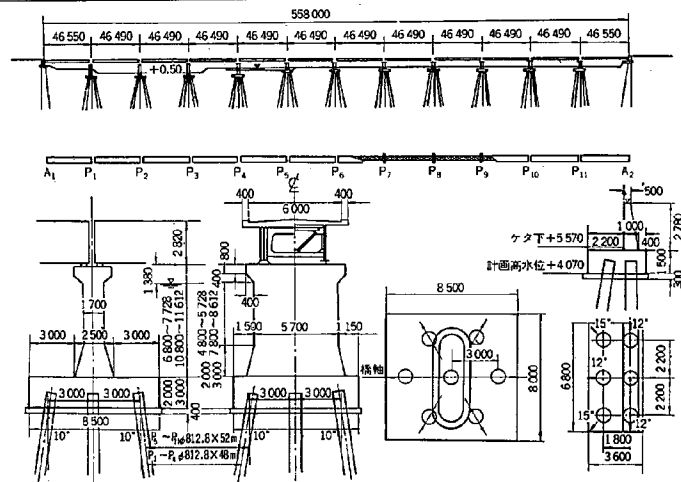
$$\ddot{Z}(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^N C_n \cos(\omega_n t + \varphi_n)$$

$$C_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}, \quad \omega_n = \frac{2n\pi}{T}$$

$$\varphi_n = \tan^{-1} \left(-\frac{b_n}{a_n} \right)$$

$$a_n = \frac{2}{N} \sum_{i=1}^N \ddot{Z}_i \cos \frac{2\pi}{N} n i$$

$$b_n = \frac{2}{N} \sum_{i=1}^N \ddot{Z}_i \sin \frac{2\pi}{N} n i$$



基礎形式	杭基礎（境水道橋）	橋梁規模	橋長 709.3 m	文 献	耐震設計に関する調査研究（その2）'70.2 高速道路調査会 橋梁と基礎 '72.6
所在・官庁	境港市～島根県美保関町 日本道路公園				
解析目的	深い軟弱層での地震時挙動の検討				
解析方法	ダッシュポットせん断運動による地盤一杭の一体解析				
解析の結果・評価・課題	○ せん断波理論による入射波の計算は地表層の特性を El cenvru NS 成分から除いたもので、基盤（Ⅰ，Ⅱ）で殆んど相異が認められないので基盤Ⅰの入射波を用いる。 ○ 基盤に 50 gal の地震波を仮定したが表層では 180 gal に増幅される。 ○ 基礎の応力度は橋軸方向には安全、橋軸直角方向は許容応力を越える場合がある。 ○ 地震応答計算の最大応答変位は震度法よりも大きい、地盤状態および橋脚の大きさから問題にならない。 橋軸方向 6.41 cm (2.63 cm) 橋軸直角方向 8.75 cm ○ 橋軸直角方向に曲げモーメントが大きくなるので構造を柔構造に近づける必要がある。 ○ 杭の曲げモーメントは、杭の下の方で大きくなるが、軟弱層によりその部分で地震が急激に増幅される。 問 題 点 ○ 入力地震波の波形と規模 ○ せん断波伝播理論の多層地盤および大地震の場合の妥当性 ○ 波動理論とプレシオメーターの弾性係数の相違 ○ 減衰機構、非線形性 ○ 群杭効果 ○ 成層の傾斜				

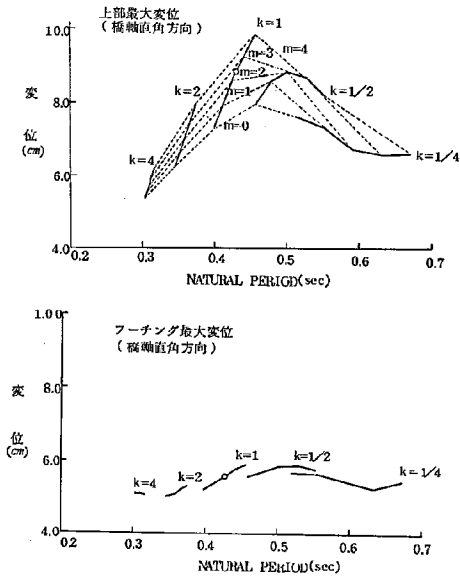
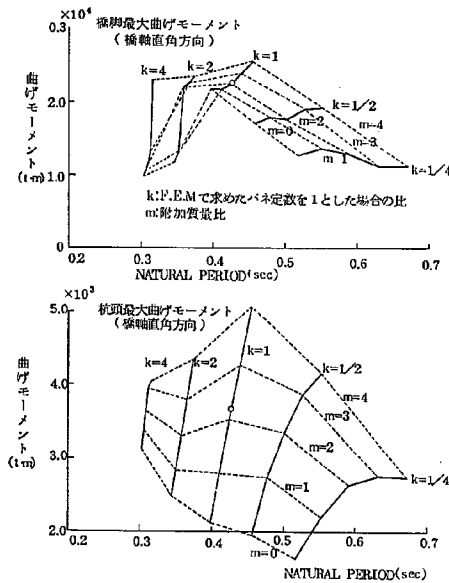
最大応答値一覧表

		橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
変 位 (cm)	上 部 工	6.41 cm	8.75 cm
	フーチング	5.03 "	5.58 "
曲 げ モーメント (t.m)	柱	3.860 t.m	22.600 t.m
	杭 頭	3.570 "	3.670 "
剪 断 力 (t)	柱	160 t	1640 t
	杭 頭	890 "	1020 "

最大応答応力と許容応力

断 面		橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
杭	コンクリート	$\sigma_c = 85 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{ca} = 120$	$\sigma_c = 94 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{ca} = 120$
	鉄 筋	$\sigma_s = 933 " < \sigma_{sa} = 2700$	$\sigma_s = 1360 " < \sigma_{sa} = 2700$
橋 脚	コンクリート	$\sigma_c = 453 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{ca} = 120$	$\sigma_c = 142 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{ca} = 120$
	鉄 筋	$\sigma_s = 770 " < \sigma_{sa} = 2700$	$\sigma_s = 4021 " > \sigma_{sa} = 2700$

○ 付加質量およびバネ定数を変化させた場合の応答値



付加質量とばね定数の変化による応答

地盤の種類・単位価

。ばね定数・附加質量は有限要素法を用い定める。

- ・平面変状態
- ・三角形要素（変位関係は1次）
- ・フーチング・杭は剛体で地盤との間にはすべりやギャップがない。
- ・要素の全質量の $\frac{1}{2}$ を各点に等分配

運動方程式は

$$\begin{bmatrix} m \\ M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{X} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k & S \\ S^T & K \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ X \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q \\ Q \end{bmatrix}$$

m, M : フーチングの質量, 地盤の全質量行列

x, X : フーチングの変位, 地盤の全変位行列

k, S, S^T, K : 剛性行列

q, Q : 外力

構造系に単位荷重を作用させると上式は

$$\begin{bmatrix} k & S \\ S^T & K \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ X \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\therefore k_s = \frac{1}{x} = k - S^T K^{-1} S$$

で, ばね定数 k_s が求まる。

附加質量は運動エネルギーをフーチング又は杭が同じエネルギーをもつように附加するものとして

$$\frac{1}{2} m (\omega x)^2 + \frac{1}{2} (\omega X)^T M (\omega X) = \frac{1}{2} (m + m_a) (\omega x)^2$$

$$\therefore m_a = \frac{1}{x^2} X^T M X$$

層	深度	土質	密度	伝播速度: V 地盤弾性係数: E
1	m 4.00	SAND	1.70	V=130 m/sec E=80 kg/cm ²
2	8.00		1.90	
3	11.00		1.75	
4	13.50			
5	20.00	SILTY	1.65	V=110 E=60
6	40.00	CLAY		
7	49.00	SAND & GRAVEL	2.00	V=300 E=700
8	60.70	CLAY	1.65	
9		ROCK	2.00	V=500 E=900

土質柱状図

より付加質量が求まる。

右図は杭中心からの静的ばね定数，付加質量を示したものであり，地盤の対象領域を括弧すれば

ばね定数は減少

付加質量は増大

の傾向にある。この理由として

地盤の3次元的拡がり

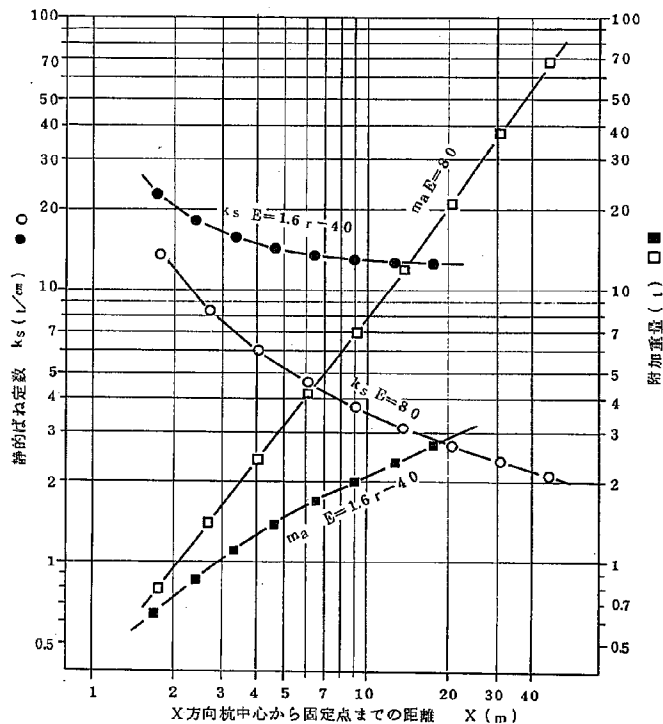
地盤の弾性的取扱い

地盤の減衰性

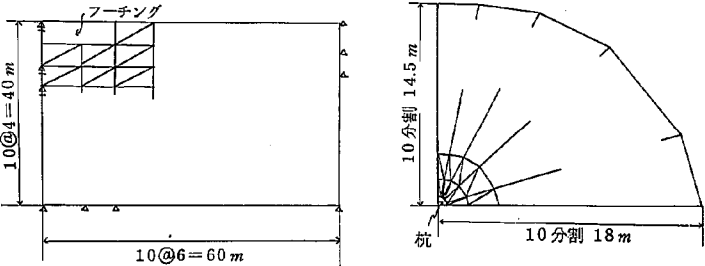
が考えられる。ここで次の補正により弾性係数を定め，応答計算に

$$E = E_0(1 + 2r)$$

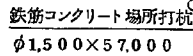
E_0 : 基準弾性係数
使用する。



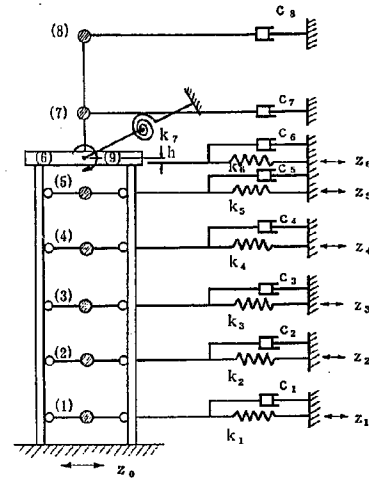
ばね定数・付加質量の収束

地盤の種類・評価	有限要素モデル ○ K 値の比較 (地震時) 設計使用 2.0 Kg/cm 応答計算 フーチング 2.8 " クイ 3.3 " 水平試験推定 2.3 ~ 2.7 " 
基礎の原型・解析モデル	○ 地震波はせん断形平面波で真下から入射する。 ○ 地表成層および基礎は水平に存在し無限に広い。 ○ 各層間ではすべりが起らず、完全弾性体とする。 ○ 18 本の群杭に水平力は等分に分配され水平変位は同値である。 ○ 上部工重量は両側の半スパン分橋脚に集中する。 ○ フーチングの回転も考慮する。 ○ 付加質量は地盤のもつ運動エネルギーと同等のエネルギーを構造体に付加する。 ○ 土のせん断波伝播速度、密度、弾性係数は弾性波試験、プレシオメーターの結果を用いる。 ポアソン比は、全層とも 0.3。 ○ 各規準振動の減衰定数は全て 0.1。 ○ 応答計算は 7 次振動までとする。 ○ 入射波の最大加速度は 50 gal とする。 ○ 入射波としては El cetro NS 成分波のその観測点の地表層の特性を除いた波とする。

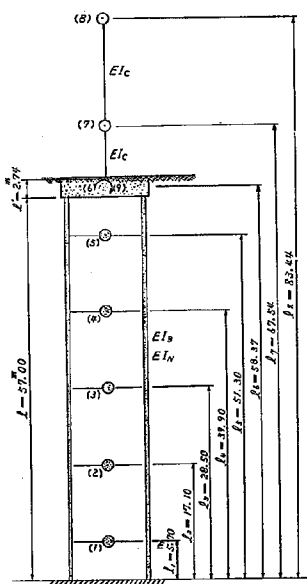
力学モデル



ばね定数と附加質量



		水平ばね定 数(t/cm)	附加質量 比	回転ばね定 数($t \cdot cm/sec$)	附加回転 慣性比	備 考
フーチ ング	橋 軸	60.80	1.57	10.31×10^7	2.69	$\frac{1}{2}$ 平面
	橋軸直角	48.92	2.22	3.46×10^7	4.31	$t = 1m(\text{厚})$
杭		12.29	2.40			$\frac{1}{4}$ 平面 $E_0 = 80$ $\gamma = 1.9$ $t = 1m$



剛 性

	橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
I_B	$4.46 \times 10^8 \text{ cm}^4$	$4.46 \times 10^8 \text{ cm}^4$
I_N	$1.49 \times 10^{11} \text{ cm}^4$	$4.30 \times 10^{10} \text{ cm}^4$
I_G	$1.64 \times 10^9 \text{ cm}^4$	$1.37 \times 10^{10} \text{ cm}^4$
EI_B	$9.37 \times 10^{13} \text{ kg cm}^2$	$9.37 \times 10^{13} \text{ kg cm}^2$
EI_N	$3.13 \times 10^{16} \text{ kg cm}^2$	$9.03 \times 10^{15} \text{ kg cm}^2$
EI_G	$3.44 \times 10^{14} \text{ kg cm}^2$	$2.89 \times 10^{15} \text{ kg cm}^2$

重 量

i	橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
1	2,794 t	2,794 t
2	3,202	3,202
3	2,794	2,794
4	2,794	2,794
5	2,911	2,911
6	5,497	6,888
7	643.5	643.5
8	897.1	897.1
9	I_R	I_R

回 転 慣 性

	橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
I_R	$3,838 \times 10^5 \text{ t-m}^2$	$1,669 \times 10^5 \text{ t-m}^2$

ば ね 定 数

	橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向
K_1	88,270 t/cm	88,270 t/cm
K_2	88,270	88,270
K_3	7,568	7,568
K_4	7,568	7,568
K_5	10,090	10,090
K_6	1,581	2,348
K_R	$2,681 \times 10^5 \text{ t/cm}$	$1,661 \times 10^5 \text{ t/cm}$

基 礎 の 原 型 ・ 解 析 モ デ ル

○ 入射波（反射屈折理論）

$$u_k(t, z) = f_k(t - \frac{Z}{V_k}) + g_k(t - \frac{H_k - Z}{V_k})$$

$$f_1(t) = \frac{1}{2} F(t), \quad g_1(t) = \frac{1}{2} F(t)$$

$$f_k(t) = \frac{1 + \alpha_{k-1}}{2} f_{k-1}(t + \frac{H_{k+1}}{V_{k+1}}) + \frac{1 - \alpha_{k-1}}{2} g_{k-1}(t - \frac{H_{k-1}}{V_{k-1}})$$

$$g_k(t) = \frac{1 - \alpha_{k-1}}{2} \quad " \quad + \frac{1 + \alpha_{k-1}}{2} \quad "$$

$$f_0(t) = \frac{1 + \alpha_n}{2} f_n(t + \frac{H_n}{V_n}) + \frac{1 - \alpha_n}{2} g_n(t - \frac{H_n}{V_n})$$

u_k : k 層の応答

$F(t)$: 地表面波

f_k : k 層の昇波,

g : k 層の降波

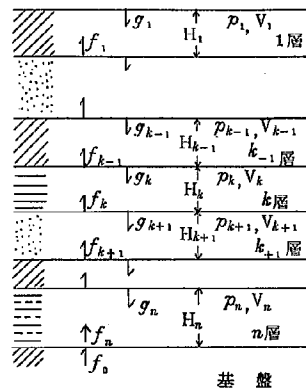
$$\alpha_k = (\rho_k/V_k) / (\rho_{k+1}/V_{k+1})$$

H_k : 層厚

ρ_k : 層密度

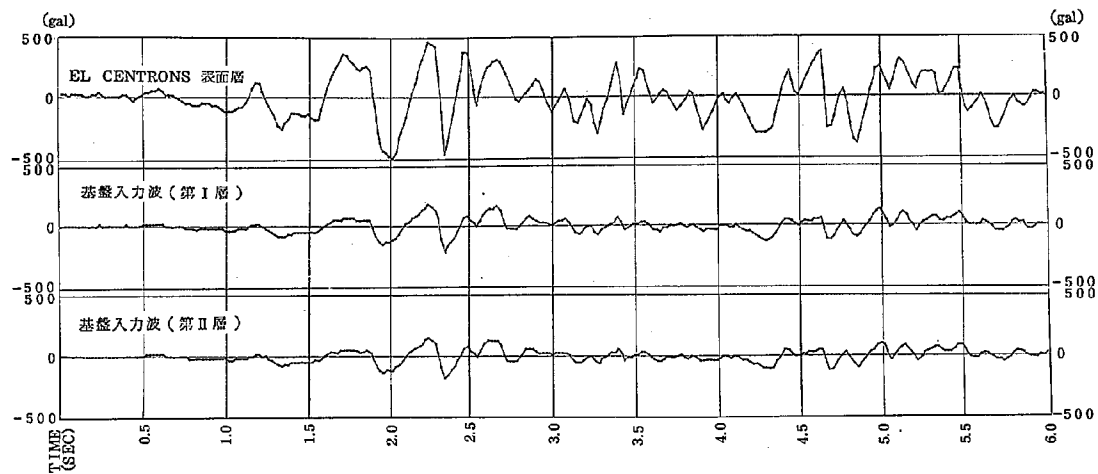
V_k : 層での波動速度

表面波 $F(t)$ に El Centro の表面波を用いた場合の基盤の入力波 $f_0(t)$ は第 2 層, 第 3 層を基盤として計算した場合の各層の速度は右図であり, 基盤入力波は次図である。

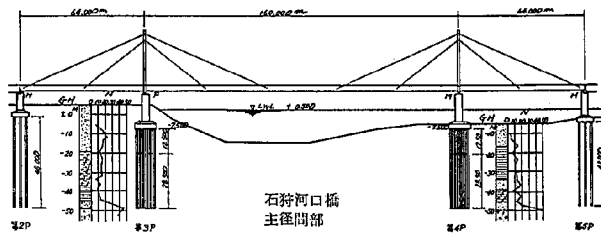
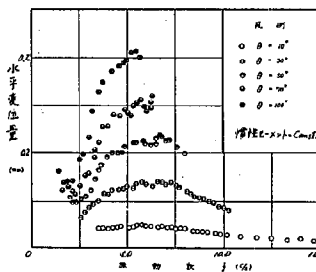


El Centro の地表層

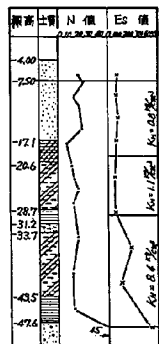
層	H (m)	$\rho(T/m^3)$	$V(m/sec)$	備考
1	30	2.06	159	
2	305	2.20	856	基盤 I
3		2.30	1100	基盤 II



応答計算に用いる基盤入力波

基礎形式	矢板基礎（石狩河口橋）	橋梁規模	3 径間連続斜張橋，半小判形鋼管矢板 橋長 1,412.7 m (64 + 160 + 64)	文 献	基礎工 '75.3
所在・官庁	北海道開発局				
解析目的	基礎構造重心が高くフレキシブル構造となるため振動特性を検討				
解析方法	多質点系運動モデル				
解析の結果・評価・課題	○ 橋脚完成後の振動実験による卓越周期 ($T=0.17$ sec) と計算結果 ($T=0.15$ sec 2 次振動) とが一致。 ○ 上部工完成後の質点のとり方，仮想質量，減衰係数，バネ定数の評価に問題あり。 ○ 地盤係数は杭頭の変位量によって大きく変化するので仮定条件と結果の照合で再設計する必要がある。 ○ 振動特性が明確でなく矢板井筒内部の土砂の挙動が不明確である。  石狩河口橋 主径間部  橋脚強制振動試験 (石狩河口橋第3P)				

地盤の種類・評価



- 水平地盤反力係数はプレシオメータ試験による弾性係数，ルイメナル式より，

$$K_H = 1.05 \text{ Kg/cm} \quad (\text{短径を基礎幅})$$

と水平加力試験による表面たわみ 2.5 cm に対応する。

$$K_H = 1.30 \text{ Kg/cm}$$

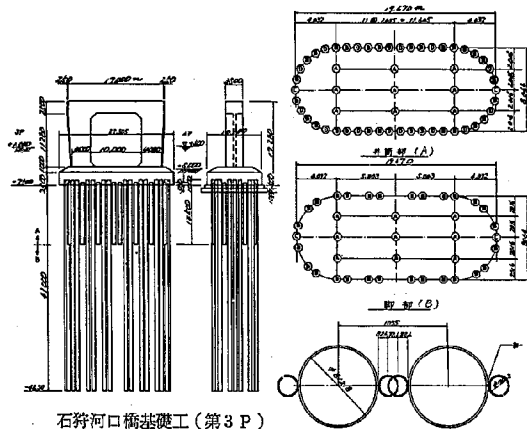
の小さい方の 80 % とする (0.8 Kg/cm)。

- 鉛直反力係数は脚部長の 80 % を有効長とする支持杭とし

$$K_V = \frac{EA}{0.8 L}$$

より求める。

基礎の原型・解析モデル

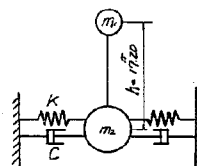


石狩河口橋基礎工 (第 3 P)

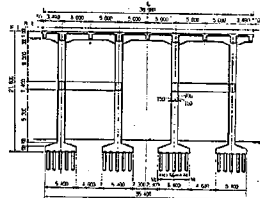
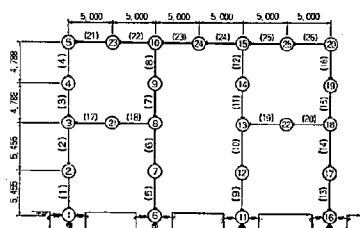
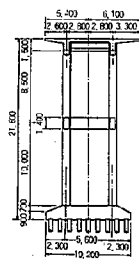
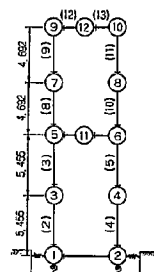
- 減衰定数は数値解析的に決定できないので，他の実験値から (地盤卓越周期測定時のデータ)

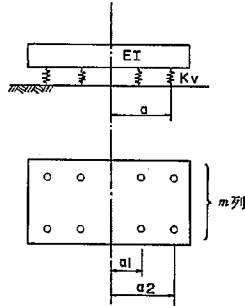
$$\beta = 0.1 \text{ or } 0.2$$

と仮定



橋脚振動形

基礎形式	杭式ラーメン基礎	橋梁規模	国鉄標準タイプ (35.4 × 10.2 × 21.6)	文 献	構造物設計資料 Ⅱ 25 '71.3																
所在・官庁	日本国有鉄道																				
解析目的	背の高い高架橋が地形上必要とされる。																				
解析方法	多質点系によるモデルアナリシス																				
解析の結果・評価・課題	○ 減衰定数は下表のように選ばれる。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>記 号</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>地盤の状態</td> <td>良 好</td> <td>やや不良</td> <td>とくに不良</td> </tr> <tr> <td>縦 方 向</td> <td>δ 0.151~0.188 α (%) 2.4~3.0</td> <td>0.402~0.427 6.4~6.8</td> <td>0.465 7.4</td> </tr> <tr> <td>横 方 向</td> <td>δ 0.082~0.113 α (%) 1.3~1.8</td> <td>0.351 5.6</td> <td>0.446~0.559 7.1~8.9</td> </tr> </tbody> </table>					記 号	A	B	C	地盤の状態	良 好	やや不良	とくに不良	縦 方 向	δ 0.151~0.188 α (%) 2.4~3.0	0.402~0.427 6.4~6.8	0.465 7.4	横 方 向	δ 0.082~0.113 α (%) 1.3~1.8	0.351 5.6	0.446~0.559 7.1~8.9
	記 号	A	B	C																	
地盤の状態	良 好	やや不良	とくに不良																		
縦 方 向	δ 0.151~0.188 α (%) 2.4~3.0	0.402~0.427 6.4~6.8	0.465 7.4																		
横 方 向	δ 0.082~0.113 α (%) 1.3~1.8	0.351 5.6	0.446~0.559 7.1~8.9																		
	 原 型  力学モデル  																				

地盤の種類・評価	○ 地盤ばね定数 $k_h = A_s \cdot K_h + 2EI_n \beta^2$ $k_v = I \cdot K_v + 2mEA(a_1^2 + a_2^2)/L$ $k_\theta = A_s \cdot K_\theta + nEA/L$ 杭はChangの理論を適用し群杭効果をもたせる $\beta^4 = \frac{DK_h}{4EI}$ 
基礎の原型・解析モデル	○ 軌道直角ラーメンは12質点，軌道方向ラーメンは25質点モデルとする。 ○ 死荷重のみを2等分して集中させる。 ○ 質点の自由度は，水平，鉛直，回転変位である。 ○ 基礎は杭とする。 ○ 断面の剛性が低下した場合は非線形の復元力特性を考慮する（完全塑性形）。 ○ 地盤と基礎には位相差はない。 ○ 入力地震波は次の3種 • El centro, NS, $\alpha_{max} = 330 \text{ gal}$, 1940 • AKASHI, EW, $\alpha_{max} = 39 \text{ gal}$, 1963.3.27 (越前沖 M=6.9), D=140 Km • KUSHIRO, NS, $\alpha_{max} = 220 \text{ gal}$, (M=7.0), 1962.4.23, D=90 Km を使い，最大加速度 200gal に換算する。 ○ 粘性減衰係数：C $C_{cr} = 2mp$, $h = C/C_{cr}$ $C = 2m\dot{p}h$ C_{cr}：臨界減衰定数 本四資料よりラーメン部 $h = 0.05$，基礎 $h = 0.10$ とする。

3. 地震応答解析に関連する文献リスト

(A) 書 籍

佐野利器・谷口忠	耐震構造汎論	岩波全書	34. 9
物部長穂	土木耐震学	理工図書	52. 9
岡本舜三	応用力学	技報堂	54.
大築志夫	防震基礎の設計法	オーム社	57.
H. Lorenz (後藤清訳)	基礎工の動力学	建設コンサルタンツ協会	60. 1
岡本舜三	地震力を考えた構造物設計法	オーム社	62. 4
小高昭男	耐震構造の総合研究 (I)	宇野書店	64.
村山朔郎 大崎順彦	基礎工学ハンドブック	朝倉書店	64. 11
山本鎮男	動的K値・土の動的性質とその応用	土質工学会	65. 1
	土質工学ハンドブック	土質工学会	65. 11
	高橋脚橋梁の研究	高速道路調査会	66.
	昭和39年新潟地震震害調査報告	土木学会新潟震災調査委員会	66. 6
	土木技術者のための振動便覧	土木学会	66. 8
岡本舜三	振動学	オーム社	67. 5
K. Szechy (後藤清訳)	基礎工Ⅱ 基礎地盤の強度論 その1	建設コンサルタンツ協会	67. 9
同上	同上 その2		68. 3
	土質調査試験結果の解釈と適用例	土質工学会	68. 3
後藤尚男・他	土木建築耐震設計施工	朝倉書店	68. 10
田治見宏	建築震動学 (建築構造講座17巻)	コンナ社	68.
金井清	地震工学	共立出版	69.
	地震と基礎の連成振動解析	日本道路公団本州四国 連絡道路調査事務所	70. 2
猪瀬・上原他	橋梁と構造の振動解析	森北出版	70.
	改正建築基準法関係法令集	建設省住宅局	71.
岡本舜三	耐震工学	オーム社	71. 9
	本州・四国連絡橋耐震合同研究会成果の概要	土木学会	71.
	地震応答解析と実例	土木学会	73. 1
松田時彦	活断層としての中央構造線	東海大出版会	73.

大崎順彦	建築学大系	彰国出版	73. 4
古藤田喜久雄			
藤田至則	日本列島の成立	築地書館	73.
山本鎮男	基礎構造物, 土と構造物の動的相互作用	土質工学会	73.
	土と構造物の動的相互作用	土質工学会	73. 10
市原松平	第2章 応答解析に必要な土の動的変形特性 土と構造物の動的相互作用	土質工学会	73.
岡本舜三	日本列島大地震図譜	オーム社	
最上武雄	土質力学	技報堂	
武藤清	構造物の動的設計	丸善	77. 1

(B) 調 査 報 告 書

松 沢 武 雄	木造建築物に依る震害分布調査報告書 震災予防調査会報告第 100 号 (甲)	25.
熊 谷 測 候 所	西埼玉強震報告 調査報告第 30 号	32.
新 潟 日 報 社	新潟地震の記録	64.
原 子 炉 耐 震 特 別 小 委 員 会	原子炉施設の地震時における震動特性に関する 試験研究成果報告書 日本建築学会	(64 65
建設省土木研究所	地震荷重に関する調査	64
運輸省港湾局・港湾技術研究所 第一港湾建設局	新潟地震港湾被害報告第 2 部	65. 3
土 木 学 会	軟弱地盤における橋りょう下部構造の耐震設計に関する研究報告書	65
土 木 学 会 本州・四国連絡橋技術調査委員会	本州・四国連絡橋技術調査第 1 回報告書	65. 5
土 木 学 会 新潟震災調査委員会	昭和 39 年 新潟地震震害調査報告	66. 6
金 井 研 究 室	横浜市本牧地区における地震及び常時震動の観測結果第 1・第 2 報	(66 67
日 本 道 路 公 団	中央高速道路底沢橋の動的解析	66
土 木 学 会	本州・四国連絡橋技術調査報告書	67
科学技術庁研究調整局	松代群発地震に関する特別研究 (第 2 次)	67. 3
建設省土木研究所	松代群発地震に関する特別研究	67. 6
土 木 学 会	地震工学研究発表会	67.10
	宮崎県えびの地震の記録	69
高 速 道 路 調 査 会	耐震設計に関する調査研究 (その 2)	70. 2
新日本製鉄株式会社	矢板式基礎工法技術資料	71. 1
土 木 学 会 本州・四国連絡橋耐震研究小委員会	本州・四国連絡橋耐震に関する調査研究報告書 (昭和 46 年 公団委託)	72. 3
防 災 研 究 協 会	基礎体—地盤系の振動, 地震応答, 耐震設計に関する研究	72. 3
土 木 学 会	本州・四国連絡橋技術調査報告書	72. 7
土 木 学 会	沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書	73. 3
高 速 道 路 調 査 会	基礎構造に関する調査研究報告書 (昭和 48 年日本道路公団委託)	74. 2
日本道路公団浜名バイパス工事事務所	浜名大橋の耐震性に関する検討報告書	74. 5
国 井 隆 弘 ・ 他	1974 伊豆半島沖地震調査報告書	74. 7
土 質 工 学 会	土と基礎の設計計算演習	74.12
高 速 道 路 調 査 会	耐震設計に関する調査研究	75. 2

(C) 雑 誌 掲 載 論 文

a) 橋 梁 と 基 礎

氏 名	著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
	渡辺 昇・青森 県土木部道路課	タイ基礎橋脚の地震応答解析	橋梁と基礎 '69.6,P23~30	長泥橋の地震応答解析(1 or 2 自由度系)
	足 立 義 雄	ケーソンの安定計算	同 上 '69.10,P124~130	後藤教授の耐震静計算法
	岩 崎 敏 男	橋梁基礎の耐震設計に関する動的検討	同 上 '69.10,P144~150	橋梁構造の振動性状
	乙 藤 憲一・他	関門橋下部構造の設計要領	同 上 '70.1,P15~26	設計震動および震度分布
	同 上	関門橋下部構造の耐震設計	同 上 '70.3,P12~19	2 自由度振動系による計算
	倉 田 進 嶋 文 雄	矢板式基礎の施工性と構造特性に関する研究	同 上 '70.9,P 8~16	振動性状の把握と地震応答解析法の検証するための載荷振動試験
	笹戸松二・他	南港連絡橋の計画(3)	同 上 '71.6,P39~42	ケーソン基礎の修正震度法と2 自由度系の解析
	毛 戸 秀 洋	地震力の作用のさせ方	同 上 '71.10,P45~48	上部工の慣性力震度
	青 木 重 雄	地震時土圧	同 上 '71.10,P53~55	地震時土圧の考え方
	浅 間 達 雄	耐震設計上の地盤面のとり方	同 上 '71.10,P55~57	軟弱層の取扱い方
	寺 島 敬	地域別補正係数	同 上 '71.10,P61~64	地域区分と地域別補正係数
	足 立 義 雄	地盤別補正係数	同 上 '71.10,P65~67	
	駒 田 敏 一	重要度別補正係数	同 上 '71.10,P67~68	
	飯 田 裕	高い橋脚をもつ橋の設計震度	同 上 '71.10,P68~71	応答を考慮した修正震度法(設計震度の補正係数)
	岩 崎 敏・男	外国の耐震規定	同 上 '71.10,P80~84	
	伯 野 元 彦	橋梁に関する地震工学研究のすう勢	同 上 '71.10,P84~88	

著者	資料名	出典	摘要（資料概要）
西山啓伸・他	首都公園の耐震計算例	橋梁と基礎 '71.10, P90~98	首都公園における設計震度，金港インターチェンジの モーダル解析による応答解析
多田浩彦	本州四国連絡橋下部構造の耐震設計	同上 '67.6, P21~27	ケーソン基礎の応答計算の総括
武藤華彦	動的性状を考慮した高橋脚の設計	同上 '67.9, P10~18	境川橋の動的解析
栗林栄一	耐震工学入門 (1)	同上 '69.2, P35~39	地震概説
同上	同上 (2)	同上 '69.3, P34~38	地震の観測
同上	同上 (3)	同上 '69.4, P37~41	震度階とMagnitude
同上	同上 (4)	同上 '69.5, P38~41	地震波動の伝播
同上	同上 (5)	同上 '69.6, P31~36	工学的な震度期待値
同上	同上 (6)	同上 '69.7, P41~44	震害記録
同上	同上 (7)	同上 '69.8, P37~40	構造物の震害
同上	同上 (8)	同上 '69.9, P37~41	耐震度の評価
同上	同上 (9)	同上 '69.11, P43~46	地盤振動と流動化現象
同上	同上 (10)	同上 '69.12, P34~39	構造物の地震応答解析
同上	同上 (11)	同上 '70.1, P38~42	同上
同上	同上 (12)	同上 '70.2, P40~43	地震波形を用いる地震応答解析法
同上	同上 (13)	同上 '70.3, P41~46	昭和大桥の地震応答解析例
同上	同上 (14)	同上 '70.4, P51~54	地震時の応答の実測と解析

著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
栗 林 栄 一	耐震工学入門 (最終会)	橋梁と基礎 '70.5, P 41~44	世界の耐震規定
藤 川 寛 之	海老川橋の耐震計算例	同 上 '71.10, P99~104	ケーソン基礎の設計
柿 崎 博 雄	道路橋耐震設計指針を適用した設計計算例	同 上 '71.10, P104~110	広島大橋のケーソン設計
上 原 七 司	動的解析の手法とその基礎	同 上 '71.10, P112~118	モーダルアナリシスと有限要素法
多 田 浩 彦	動的解析の下部構造への適用例	同 上 '71.10, P118~121	吊構塔基礎(多柱ケーソン)の解析
谷 合 光 正	軟弱地盤における下部工の耐震安定性の検討(上)	同 上 '72.5, P 31~38	多柱基礎の振動実験
多 田 浩 彦	多柱基礎の構造特性	同 上 '72.9, P 7~14	多柱基礎の耐震性
栗 林 栄 一 岩 崎 敏 男	施工時の耐震荷重の決め方についての一提案	同 上 '73.3,	地振の再現期間と地震動の震度
加 藤 寛	シラス流動地盤におけるケーソンの振動試験(下)	同 上 '74.1, P16~20	別府川橋の実験値と設計値の比較
林 宣熙・他	ケーソンおよび脚付きケーソン基礎の模型振動実験	同 上 '75.12, P26~31	ケーソン基礎の模型実験
広瀬富哉・他	高橋脚を有する2径間連続げた橋の耐震設計	同 上 '75.12, P35~42	高橋脚の地震応答計算
笹戸松二・他	矢板式基礎の構造特性に関する模型実験(下)	同 上 '76.6, P27~33	鋼管矢板基礎の強制振動実験

b) 橋 梁

著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
石井 靖 丸 石川 二 郎	橋脚の振動について (琵琶湖大橋)	橋 梁 '65. 1, P63~73	固有周期が地震動周期に匹敵する構造物は動的性質を検討する必要がある (質点系による解析)
白 石 俊 多	基礎の耐震設計雑考《1》	同 上 '65. 1, P86~88	基礎の重量と地震動, 地盤振動と基礎の動き, ケーソン市とその安定
同 上	同 上 《2》	同 上 '65. 3, P107~110	震度法とその限界, 剛構造と柔構造
上 原 七 司	地振波による数値積分の問題	同 上 '67. 5, P62~68	電子計算機を利用した構造橋梁解析 第6章
高 田 考 信	耐震設計法 (1)	同 上 '69. 1, P104~109	橋梁下部構造の挙動に対する考察
同 上	橋梁の耐震設計法 (2)	同 上 '69. 2, P90~95	構造物の減衰機構
同 上	耐震設計法 (3)	同 上 '69. 3, P82~87	連続体の振動方程式の解法
同 上	橋梁の耐震設計法 (4)	同 上 '69. 4, P84~88	強裂振動の解法
同 上	同 上 (5)	同 上 '69. 5, P79~84	連続桁の振動解法
同 上	同 上 (6)	同 上 '69. 6, P72~77	同 上
同 上	同 上 (7)	同 上 '69. 7, P70~75	アーチ橋の振動解法
同 上	同 上 (8)	同 上 '69. 8, P75~81	同 上
同 上	同 上 (9)	同 上 '69. 9, P87~93	基礎地盤の性質
同 上	同 上 (10)	同 上 '69. 10, P85~93	地盤反力係数と1自由度系
同 上	同 上 (11)	同 上 '69. 12, P94~102	2自由度系
同 上	同 上 (12)	同 上 '70. 1, P113~119	くい基礎

[illegible]

c) 土 木 技 術

編	著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
	小松定夫・他	南港大橋の設計と施工	土木技術 '70. 5, P 79~92	ニューマチックケーソンの設計 (耐震設計)
	大橋昭光 竹内覚夫	関門橋下部構造の耐震設計	同上 '70.10, P 77~90	震度法および2自由度系の耐震設計
	小寺重郎	橋の耐震設計について その1	同上 '71. 3, P 37~44	動的検討の必要性, 高さによる震度応力の割増し
	同上	同上 その2	同上 '71. 4, P 32~39	桁の落下, 基礎, 部機の振動性状
	同上	同上 その3	同上 '71. 5, P 34~40	フーチング (井筒, 杭基礎の) 振動性状
	同上	同上 その4	同上 '71. 7, P 37~45	地震による破壊とその対策
	同上	同上 その5	同上 '71. 8, P 33~43	基礎の破壊
	栗林栄一 荒川直士	構造物基礎の加振実験結果に対する一考察	同上 '74. 6, P 41~46	関門橋塔基礎の共振曲線
	田村浩一 西村昭彦	振動試験とその解析例 (1)	同上 '75. 3, P 24~33	鋼管杭および高橋脚の解析
	同上	同上 (2)	同上 '75. 4, P 30~36	躯体の弾性変形を無視した剛体の解析
	同上	同上 (3)	同上 '75. 5, P 33~42	小型井筒の解析

d) 土 木 施 工

[illegible]

e) 基 礎 工

著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
嶋 文 雄	鋼管矢板井筒基礎の設計と施工	基 礎 工 '73.10, P42~53	
深 沢 邦 男 錢 賀 俊 成	多柱基礎の設計・施工例	同 上 '73.10, P79~86	
土 田 肇	耐震設計と地盤調査	同 上 '74. 7, P22~26	耐震設計に関連する地盤調査
古藤田 喜久雄	建築における地振と基礎工	同 上 '74.12, P22~31	建築における地震の考え方と免震基礎の考え方
吉 田 威	橋梁基礎と耐震性	同 上 '74.12, P32~37	震害例と耐震性について
林 聡	港湾構造物と耐震性	同 上 '74.12, P38~44	震害例と各種基礎
木 村 康 宏	沈埋トンネルと耐震性	同 上 '74.12, P45~53	沈埋トンネルの耐震設計
大 橋 勝 弘 森 重 龍 馬	軟弱地盤における構造物の耐震性	同 上 '74.12, P61~70	地震時にも機能に支障を生じない構造物設計
鈴 木 慎 治	浜名大橋の下部工設計について	同 上 '74.12, P78~86	道路橋耐震設計指針による修正震度法と地震応答解析
高 橋 陽 一	矢板式基礎の設計法と問題点	同 上 '75. 3, P11~20	石狩河口橋(斜張橋)のモーダルアナリシス
斉藤 彰・他	大規模臨海工場の基礎工事(日本銅管扇島)	同 上 '76. 6, P22~54	
富永真生・他	同 上 (川崎製鉄)	同 上 '76. 6, P55~90	

f) 土木学会誌

№	著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
	佐 藤 幸 男	岩見沢跨線橋について	土木学会誌 '65. 1, P51~57	泥炭地帯の杭基礎の強まり振動実験
	高田孝信・他	講座—測定・応用編その2 橋梁	同 上 '66.11, P71~76	杭・ケーソンの動的性状の測定
	西 亀 達 夫 宮 下 和 夫	長径間高橋脚の新柱川鉄道橋梁の設計施工	同 上 '69. 2, P19~27	41 m 高橋脚の設計, 静的震度法, 地震応答解析
	栗 原 利 栄 武 藤 準 彦	日本道路公団における耐震設計上の諸問題	同 上 '69. 4, P17~23	震度法における設計震度
	土木学会耐震 工 学 委 員 会	わが国における最近の耐震工学の諸問題	同 上 '69. 5, P48~54	土木構造物全般の耐震工学の考察
	岡 本 舜 三	地中における地震動	同 上 '69.12, P 5~11	地中構造物の動的設計法
	同 上	耐震設計	同 上 '72. 2, P28~34	原子炉建屋の基礎形式に対する考察
	亀 田 弘 行	構造物の耐震設計	同 上 '72. 6, P55~57	応答解析の評価
	土 岐 慈 三	地盤と構造物基礎の耐震	同 上 '75. 8, P33~36	構造物基礎の耐震設計一般

g) 土木学会論文報告集

著者	資料名	出典	摘要(資料概要)
後藤 尚男 亀田 弘行	杭基礎上の橋脚の地震応答について	土木学会論文報告集 '66.7,	橋脚と地盤の振動モデル
市原 松平	地震時モールの円とその擁壁, 土圧への適用について	同上 '66.12, P25~34	地震時における擁壁土圧
佐藤 亮典 川崎 鉄一郎	アナログコンピュータによる橋梁下部構造の動的挙動の解析に関する研究	同上 '67.5,	井筒基礎のアナログコンピュータによる応答解析
後藤 尚男・他	松代群発地震地域における震動観測結果について	同上 '67.9,	各種基礎の地震応答の測定
畑野 正行 渡辺 啓行	動的地盤定数の測定	同上 '67.9,	
佐藤 亮典 川崎 鉄一郎	井筒の震動に対する粘性の影響	同上 '68.10, P17~24	アナコンによる井筒の粘性低抗解析
同上	曲げ振動解析に差分式を適用する際の問題点	同上 '68.10, P67~71	井筒の振動解析に差分式を用いる
後藤 尚男 亀田 弘行	地震時における最大地動の確率論的研究	同上 '68.11, P1~12	最大地震加速度の期待値の分布の提案
山田 善一 竹宮 宏和	不規則外力による多自由度系の応答解析とその長大つり橋タワーピア系の耐震解析への応用	同上 '69.3, P17~27	主塔, 橋脚系の不規則外力による多自由度系の応答の考察
伯野 元彦 野尻 陽一	ケーソンの動特性に関する一研究	同上 '69.10, P9~21	砂地盤中のケーソンの振動実験と二次元弾性振動論による解析
高岡 宣善 佐藤 猶治	主塔基礎工のロッキングを考慮した長大つり橋主塔の地震応答について	同上 '69.12, P58~62	吊橋主塔と剛体基礎の連成振動(基礎は2自由度系)
赤井 浩一 堀 正幸	地盤と構造物との動的相互作用に関する基礎的研究	同上 '70.1, P61~78	地盤を半無限体 bi-linear model とし, 剛体基礎との相互作用
島田 静男	相関解析手法による構造物の振動解析	同上 '70.2, P11~23	基礎地盤を一質点系とみなし固有振動数, 減衰係数を測定から求める
後藤 尚男 秋吉 卓	弾性地盤中にある基礎構造物の地震応答特性	同上 '70.5, P21~32	等方均質弾性地盤中の剛楕円柱のロッキング振動の周波数応答と過渡応答
渡辺 啓行 畑野 正行	動的地盤係数の測定	同上 '70.6, P47~52	粘土地盤の動的係数を Maxwell-Kelvin 型のモデルで実験し地盤係数を物理定数に分解
星谷 勝	確率変量を持つ1自由度系の振動解析	同上 '70.8, P97~106	1自由度系の自由振動および強制振動の確率論的表現

著者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
後藤 尚男・他	強震地における1自由度系の塑性変形に関する考察	土木学会論文報告集 '75.12,P57~67	地震時における構造物の履歴の安定性,破壊過程を塑性変型量に着目し定量的に評価する
竹 宮 宏 和	非線形履歴型復元力特性を有する多自由度系構造物のランダム地震応答解析	同 上 '71.1, P17~26	非線形多自由度系構造物の等価線形化法の適用
桜井 彰雄 高橋 正	松地地震観測に基づく地盤震動の検討	同 上 '71.2, P25~37	地震動記録から地盤の局所性を考慮した地震力の推定方法
国井 隆 弘	非線形地震応答の近似計算法に関する基礎的応答	同 上 '71.12, P1 ~ 8	集中質点系の非線形応答計算法(復元特性は bi-linear 型)
伯野元彦・他	模型杭基礎の復元力特性に関するオンラインリアルタイム実験	同 上 '72.4, P85~90	杭基礎模型とアナログコンピュータの連動による実験
金子 孝 吉	せん断連続体としての多層地盤の地震応答解析	同 上 '72.11, P13~23	せん断振動方程式による多層地盤の解析
土岐 憲 三	地震記録による地盤内震動分布の推定	同 上 '72.11, P25~36	地中応力, 加速度分布について
市原 松平 森 信 夫	地震時受動土圧係数	同 上 '73.7, P27~42	直線すべり面法, 対数線法, リマロフスキ法の比較
林 正夫・他	動的粘性係数を考慮した三次元地盤と地上構造物の連成振動解析	同 上 '73.9, P11~23	多層地盤と地上構造物の連成振動解析
堤 一・他	軟弱地盤, 構造物系の動特性におよぼす基礎地盤の影響	同 上 '73.9, P51~63	有限要素法による地盤解析, 波動式の差分解法
秋 吉 卓	任意方向から外力を受ける地表面上剛構上物の動揺振動	同 上 '73.10, P39~51	剛体基礎の支持地盤の動特性
後藤尚男・他	砂層に根入れされた構造物基礎の動的挙動に関する実験的研究	同 上 '73.11, P15~25	
赤井 浩一 堀 正 幸	粘弾性体としての土中の波動特性の考察	同 上 '74.1, P81~91	
後藤尚也・他	地震時における剛体基礎の塑性沈下に関する一考察	同 上 '74.11, P1 ~ 8	ケーソンのような剛体基礎の地震時に塑性沈下した場合の解析
星谷 勝・他	最悪人工地震の解析	同 上 '74.11, P21~30	重要構造物に対しては応答スペクトルの上限値を用いる
同 上	平均応答スペクトル作成に関する一考察	同 上 '74.12, P17~24	平均応答スペクトル作成に地震強さパラメーターを用いる
亀田 弘 行	強震地震動の非定常パワースペクトルの算出法に関する実験的研究	同 上 '75.3, P55~62	線形1自由度系を狭帯域フィルターとし非定常パワースペクトルを求める

[illegible]

h) 土木技術資料

編	著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
	栗林栄一・他	構造物の地震応答解析法 (4)	土木技術資料 '67.2,P48~54	弾性床上の剛体の振動
	同 上	同 上 (5)	同 上 '67.3,P49~56	解析手法の標準化
	岩崎敏男 三牧 颯	水中にある柱状構造物の振動時仮想質量の実験	同 上 '68.2,P16~20	振動時における水の仮想質量と重力水圧の実験
	栗林栄一	基礎工の変位を考慮した橋梁の地震応答解析	同 上 '68.3,P25~29	半無限長の弾性支承上の梁として杭基礎を解析
	小山田欣裕 飯田 裕	地震応答解析	同 上 '68.7,P25~33	くいの剛性マトリックス, 本州四国連絡橋の地震応答解析
	駒田敬一	くい基礎の耐震設計上の話題	同 上 '74.3,P35~38	矢板式基礎工
	駒田敬一・他	矢板式基礎の構造特性 (第1報)	同 上 '75.2,P21~27	矢板式基礎の振動特性
	岡原美知夫	同 上 (第2報)	同 上 '75.7,P29~33	

i) 構造物設計資料

[illegible]

j) 土 と 基 礎

著 者	資 料 名	出 典	摘 要 (資料概要)
田治米 辰雄 寺 田 貞一	ケーソンまたはタイで支持した高層建物の振動特性とその地震反応	土と基礎 65. 5, P 9 ~16	模型実験, 土の地震応答
佐々木 定誠 那 那	セン断波動による地震時の地盤応力	同 上 '69.11. P 5 ~11	地震時の地盤破壊
今 井 常雄 吉 村 正義	軟弱地盤における弾性波速度と力学特性	同 上 '70. 1, P17~22	弾性波測定による静的弾性定数と動的弾性定数
大 橋 昭光 木 本 満	関門橋の橋りょう基礎地盤調査と設計	同 上 '73. 3, P51~52	関門橋の地盤のバネ評価, 震度法と2自由度系の比較
大 崎 順彦	動的解析の展望	同 上 '74. 3, P 1 ~ 5	地盤の動的せん断剛性, 減衰性, 相互作用について
玉野治光 他	動的K値の基礎的研究	同 上 '74. 3, P17~24	衝撃荷重試験・繰返し荷重試験から動的に値を求める
今 村 純也	地盤と構造物の相互作用解析	同 上 '74. 3, P43~48	三次元無限連続体地盤の等価地盤係数
矢 野 克己 寺 本 隆幸	基礎を含めた建築物の動的設計の考え方	同 上 '74. 8, P53~58	地盤-基礎-構造物の動的設計の進め方
笹戸松二・他	軟弱地盤における超大型ケーソンの設計	同 上 '75. 9, P 9 ~15	港大橋の地震時の安定
新見吉和・他	製鉄所における大型構造物の基礎	同 上 '75. 9, P31~38	固有モード解析とモデルアナリシスによる過渡応答
望月利男・他	地盤の応答計算と東京都区内地盤の応答特性	同 上 '75.12. P11~17	地形地質および応答特性による地盤の分類(応答倍率)
矢 作 柁・他	東京ちゅう積地盤の地震時応答の予測	同 上 '75.12. P19~25	重複反射理論による地震時応答の検討
佐 藤 輝行 武 富 正憲	地盤調査結果と応答解析について	同 上 '75.12. P33~41	高層住宅の応答解析
柴 田 敬信 佐 藤 忠	地震時の地盤内応力とヒズミ	同 上 '75.12. P51~58	重複反射理論による土の非線形性と応力ヒズミの研究