

東神戸水路橋ケーソン基礎の耐震設計

工務部設計課 北沢正彦

神戸建設部設計課 吉田 聡

要 約

ケーソン基礎の耐震設計法としては、現在までに道示による設計地盤面より上の部分に地震力を静的にかける方法や、ばね支持された剛体基礎振動モデルを設定し動的応答解析による方法がとられてきた。

しかしながら、本ケーソン基礎のような大型の基礎構造物の場合、地震時には地盤の中で相対的な加速度を受けることが容易に想像され、上述の既存の設計法ではこのような土と構造物の動的相互作用が十分に評価されていない。

そこで、ここでは動的相互作用がとらえられるようFEM動的解析を行い、解析によるケーソン前面の最大地盤反力とその分布に着目して、これと等価な地盤反力度とその分布を与えるような換算震度を求め、この換算震度による地震力をケーソン躯体全体に静的に作用させる設計法をとった。

検討の結果、換算震度は橋軸方向に0.2、橋軸直角方向に0.1となり、この震度を用いて安定計算を行った結果、ケーソン平面寸法は橋軸方向に32m、橋軸直角方向に35mと決定された。

まえがき

東神戸水路橋は中央径間 485 m のダブルデッキトラスの斜張橋であり、神戸市東灘区の青木フェリーターミナルの出入口に架けられる(図-1、図-2)。本報告はこの主塔の基礎となる大型ニューマチックケーソンの耐震設計法とその結果を述べるものである。特にこのような大型の基礎構造物の場合に地震時には周辺地盤の挙動とは少しずれた形で挙動することが考えられ、周辺地盤と基礎構造物との間の動的な相互作用は1つの大きな設計上の因子となることが推定される。ここでは動的FEM解析を用いてこの相互作用を検討し、

実設計においてはこの効果を水平震度に換算して設計を行うものとした。

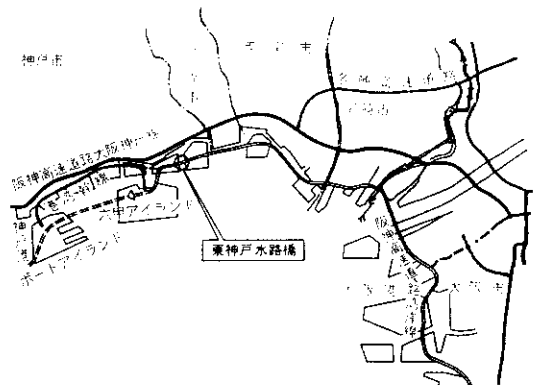
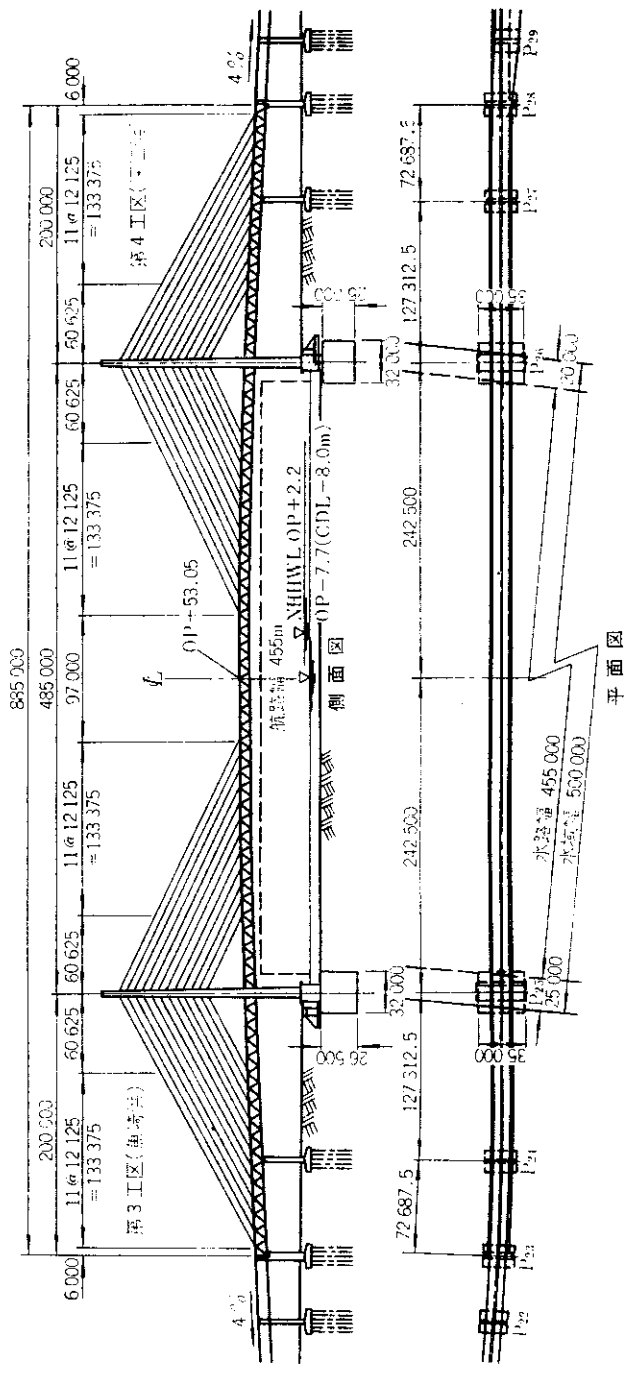


図-1 東神戸水路橋の位置



図一 東神戸水路橋の一般図

1. 基礎工形式

1-1 地質概要

図-3に架橋地点の地層を示す。OP-80m付近までの地層はおよそ次の4つの層に区分される。

(1) 埋土層(B)

埋立て層厚は15m程度でN値5~20のルーズな締り状態である。当該基礎はこの埋立地の護岸のすぐ横に位置するため、大きな偏土圧を受ける。

(2) 沖積層(Ac, Ac~s)

粘性土層が上部に6~10mの層厚で、砂質土、粘性土の互層が下部に推積している。上部の粘性土層は埋立・圧密された陸側でN値4~5となっている。

(3) 上部洪積層(Dug, Du(c~s))

OP-22m付近よりOP-55mにかけて砂礫層と粘性土層が複雑な互層を呈している。砂礫層は一層で3~4mあり支持層の対象となるが50~80cmの粘性土層が介在するためその圧縮破壊耐力

が問題になる。

(4) 下部洪積層(DLc, DL(c~s))

OP-55m付近以深では厚さ10~15mの粘性土層2層と厚さ10m程度の砂質~レキ質層1層とがある。粘性土は過圧密粘土で圧密降伏応力 $P_c = 7 \sim 9 \text{ kg/cm}^2$ であり、この値をこえないように設計する必要がある。間隙水圧については静水圧分布となっていた。

1-2 基礎工形式

基礎工形式としてケーソン基礎、鋼管矢板式基礎、杭基礎及び多柱式基礎が考えられたが、以下の理由により、労働環境は悪いが基礎として信頼性の高いケーソン基礎を採用することとした。

- ① 多柱式基礎は、駆体が航路をおかすことになる。
- ② 杭基礎は護岸の大きな偏土圧に対し不利であり、その平面寸法も完成系・施工時とも他の形式に比較して大きくなって航路等への影響が大

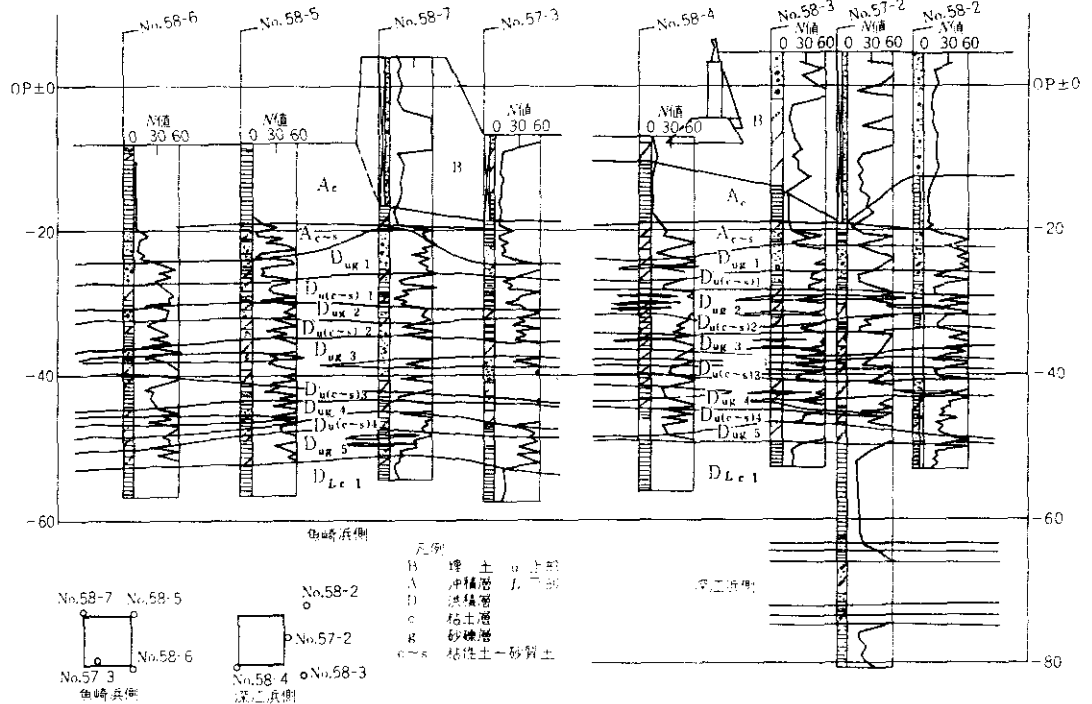


図-3 基礎周辺の地層

表-1 許容鉛直支持力の決定

	許容支持力(t/m ²)		計 算 条 件	計 算 式
	常 時	地震時		
道示「ケーソンの設計」	353	519	D _f = 25m c = 0 φ = 35°	$q_a = \frac{1}{n} (\alpha c N_c - \frac{1}{2} \beta \gamma; B N \gamma - \gamma; D_f N_q - \gamma^2 D_f) + \gamma^2 D_f$
道 示 参 考 資 料	150	210	D _f = 25m	$q_a = 4.8 D_f + 30$ (常時), $7.2 D_f + 30$ (地震時)
薄層粘土の圧縮破壊	139	198	粘土の厚さ 75 cm c = 12.5 t/m ²	$q_a = \frac{1}{B} \left\{ \frac{1}{n} (c N_c + m \sigma_{sp} N_{qs} - \gamma_s H_s) b + \gamma_s D_f B \right\}$
ケーソン下方粘土の圧密降伏応力からの支持力	93	-	ケーソン底面から粘土層までの距離 15.5 m P _c = 75 t/m ² φ = 30°	$q_a = \frac{A_2}{A_1} (P_c - P_2) + P_1$ 1: ケーソン底面 2: 粘性土上面 P: 有効応力 A: 面積 P _c : 粘性土圧密降伏応力
実 例 調 査	100 ~ 130	(150 ~ 195)	()は常時の50%割増しとして求めた。	六甲大橋等周辺橋梁ケーソン基礎底面の類似地盤の設計値あるいは平板載荷試験結果
許容鉛直支持力度 (採用値)	90	180	-	-

きい。

- ③ 鋼管矢板式基礎は隣接企業への振動の影響を考えると中掘圧入工法となり、鉛直支持力が相当低下することから非常に大きな平面寸法になってしまう。

1-3 支持層及び支持力

ケーソン基礎の支持層としてその施工性から上部洪積層が対象になるが複雑な互層状況であるためケーソン底面内で均一な支持力が得られにくい。最終的にDug 2層とDug 3層(図-3)との対比を行ったが、若干でも後者の方が支持層として良好であると判断され、両主塔基礎ともこの層に根入れすることとした。

ケーソンの許容鉛直支持力については表-1のように極限支持力のほかにケーソン下方の過圧密粘土の降伏応力や介在する薄層粘土の圧縮破壊耐力からも検討を施し、常時においては90 t/m²とした。尚地震時については圧密降伏応力を考える必要のないことから極度支持力に安全率 n = 2をとって180 t/m²とした。

2. 耐震設計

2-1 流動化及び側方移動の検討

流動化の判定の対象となる部分は海側の沖積層下部のA(c~s)層であり計算の結果、流動化に対

する抵抗率はF_L = 0.76となりその深度からも土質定数を低減させる際の係数はD_E = 2/3となる¹⁾。しかしこの層が粘土層との互層であり砂層厚も薄いことから土質定数の低減はしなくても良いと考えられる。

側方移動については当該基礎が常時において偏荷重を受けることから土木研究所より提示されている方法で照査した²⁾。その結果

$$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma H}{C}$$

$$= 0.46 < 1.5$$

ここに、

μ₁: 軟弱層比に関する補正係数

μ₂: 基礎体抵抗に関する補正係数

μ₃: 橋台の長さに関する補正係数

γ: 盛土材の単位体積重量(t/m³)

H: 盛土高(m)

C: 軟弱層の粘着力(t/m²)

となり側方移動のおそれはないと判断された。

2-2 動的相互作用に関する検討

2-2-1 換算震度の考え方

道路橋示方書によると耐震設計上の地盤面以下については躯体への地震力を考慮しないこととしている。しかし本橋のように大きな基礎が地盤の中で相対的な加速度を受けるであろうことは容易

に想像され、長大橋基礎の安全性を確保する上でその評価は重要である。

ケーソン基礎の振動挙動の1つの評価法としてばね支持された剛体基礎振動モデルがあるが、これはいわば空中においてばね支持された物体がどのように挙動するかを検討しているものであり、周辺地盤との相互作用が単にばね数本で表現されているだけで逸散減衰を表現するものがなく真に相互作用を表現していないことは明らかである。このようなことから基礎の周辺地盤を質量におきかえ、この地盤マスと基礎とをばねで結合したモデルも考えられているが、本質的には同じ問題が残る。すなわち、本来周辺地盤を考慮すればするほど応答量は減ると考えられるのに、逆に応答量が増えるような計算結果が生じることもある。

以上のような体験もふまえ、ケーソンの地震応答挙動を評価するに当たってFEM動的解析によりこれを行った。FEMを用いることは必ずしも詳細の値を問題とするのではなく地盤及びケーソンの全体的な挙動をとらえてみようとするものである。当然ながらFEMを用いれば、ケーソン底面からだけでなくその側面からも適合条件を満たしながら地震動が伝播していくことが表現されている。

FEM地震応答解析を行ってそのアウトプットを何等かの形で簡単な設計地震外力として換算しようとする場合、どのような変量を用いるかを考えることになる。地盤とケーソンの相対加速度、ケーソンの変位、地盤の応力があげられるが、安定計算において直接問題となるのはケーソンと接する地盤の応力(地盤反力度)であり、かつFEM地震応答解析でモーダルアナリシスを用いる場合加速度応答が相当高次モードまで考慮しないと収束しないこともあって地盤応力を介して換算外力を定めることとした。その場合、地震動が水平方向であることに着目し、ケーソン前面の地盤反力に注目することとし、FEM動的解析によるこの最大地盤応力と等価になるように道路橋示方書のケーソンモデルに換算震度を与えることを考えた。このようにすれば、マクロ的ではあれ簡易な方法で動的相互作用を設計に反映すること

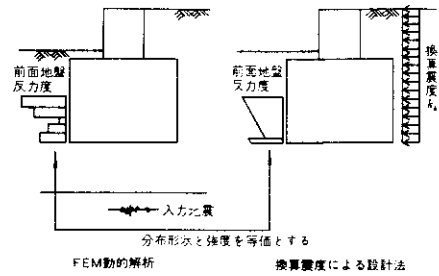


図-4 換算震度の概念

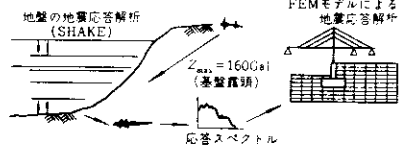
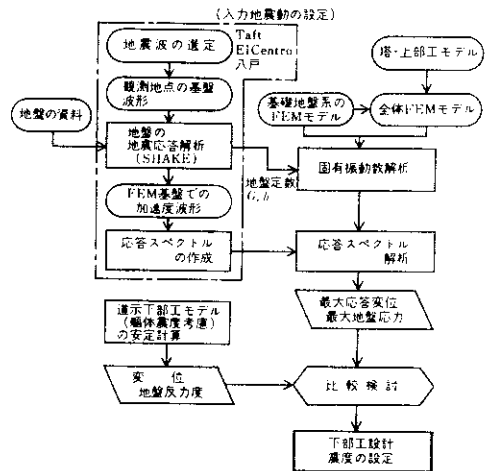


図-5 検討フロー

ができる。さらに、通常、ばねマスモデルでよく問題となるばねの強さの与え方については、あるばねの強さを持つモデルで最大応答を求めこれと等価にするように外力を定めそのモデルに作用させるのであるから事実上ばねの強さを問題にする必要がなくなる。図-4に換算震度の考え方を示す。

2-2-2 FEM地震応答解析

(1) 検討フロー

図-5にFEM地震応答解析の方法と換算震度を求めるに至るフローを示す。

この検討フローにしたがい、基盤での入力加速

度を定め適切な地震波を用いて、先ず地盤のみの応答解析を行う。これは地盤の応答レベルに応じて地盤定数が変化することを考慮するためのものであり、このようにして得られた地盤定数を用いて構造物を含んだ全体モデルによる地震応答解析を行った。この全体モデルでの解析は応答スペクトル法により行った。

(2) 入力地震波

解析に用いる地震波形としては代表的なものと考えられるタフト、エルセントロ、八戸の3波を選びこれをそれぞれの観測地点の基盤に戻した波形を用いることとした。地盤の地震応答解析における基盤での入力加速度は100年期待値をとることとし、明石架橋に関する土木研究所の調査より160gal（第1種地盤（露頭））とした。⁸⁾この調査においては解析対象範囲を4つのサブゾーンに分割してそれぞれのサブゾーンごとに最大地震動を設定し、また水平2成分の合成を考慮した最大加速度距離減衰式を用いて解析を行っている。

上記波形と加速度で地盤の地震応答解析を行った。その結果、図-6に示すように沖積及び洪積の粘土層が相当せん断変形しており砂礫層部ではほぼ一律に水平移動しており、地盤の地震応答解析における基盤での応答加速度は入力波形にもよるが101~115galとなった。構造物~地盤の全体FEMモデルの基盤としてはこの基盤をとることとして、この点での地震応答解析による波形を入力波形とし入力は応答スペクトルの形とした。尚、この場合陸側と海側の地盤定数が異なることから波形も異なり、スペクトルも異なるが、ここ

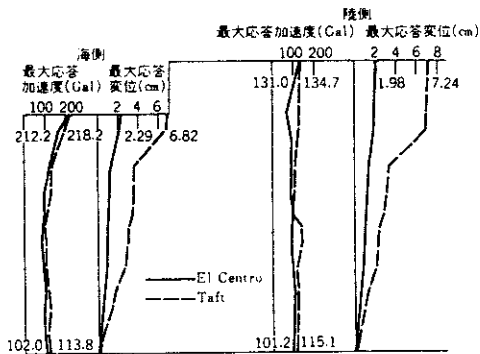
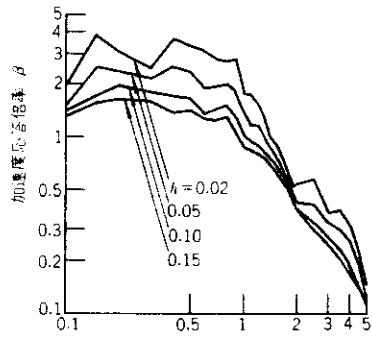
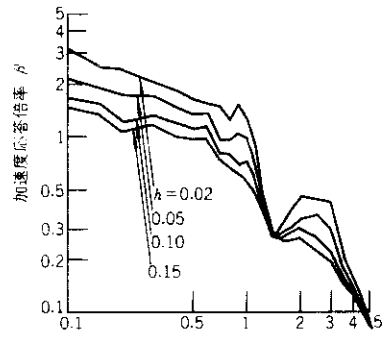


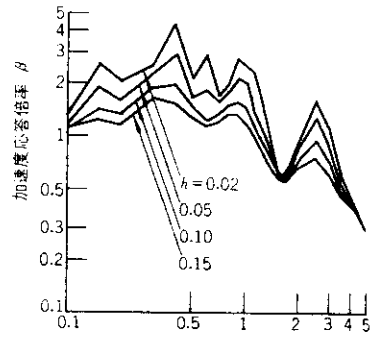
図-6 地盤の地震応答解析結果



(a) Taft (陸側)



(b) El Centro (陸側)



(c) 八戸 (陸側)

図-7 加速度応答スペクトル曲線

では地盤の卓越周期（1秒強）付近でスペクトル値が大きい陸側のスペクトルを用いることとした。図-7にこれを示す。

(3) FEM地震応答解析モデル

図-8に全体モデルを示す。モデル化に当たっては以下の点に注意した。

- ① 地盤の地震応答解析結果でも述べたように、

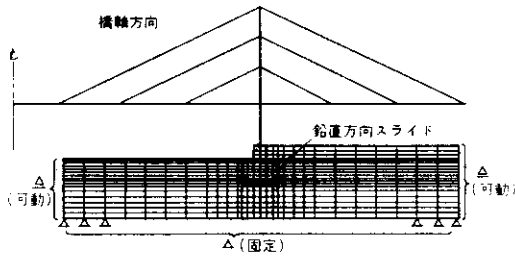


図-8 全体モデル

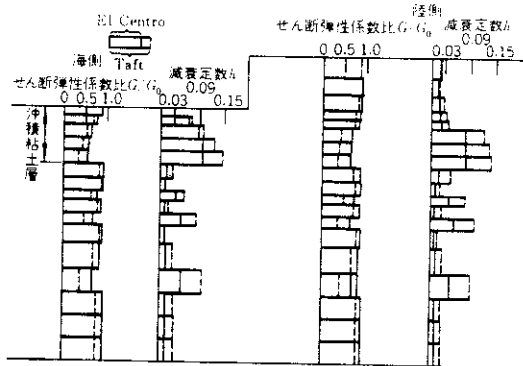


図-9 地震時地盤定数

粘性土層が大きなせん断変形をすることからこの挙動を取り入れるようにモデルの基盤を定めた。また、横方向のモデル化の範囲は十分な長さをとる意味でケーソン幅の約5倍の長さを左右にとった。

- ② 複雑な互層を表現するようメッシュ切りを行い、地表面形状も埋立地の形状をそのまま用いた。
 - ③ 地震時地盤定数は地盤の地震応答解析によって得た地盤の最大応答歪レベルに応じたせん断弾性、減衰定数を用いた。図-9に地盤定数を示す。尚、地盤定数の歪依存特性については動的ねじりせん断試験によって求めている。
 - ④ 塔、上部工は卓越モードとその周期が等価になるようにモデル化した。
 - ⑤ ケーソンと地盤との境界節点では鉛直方向に滑動可能とした。
- (4) 固有周期及びモード

図-10に代表モードを示す。橋軸方向へ橋梁全体がスウェイするモードの場合地盤との連成はなく、地盤全体がスウェイするモードの場合は上部

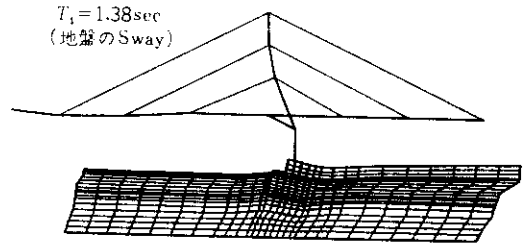
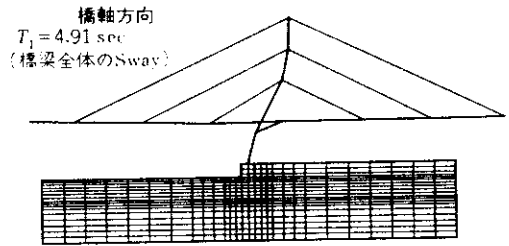
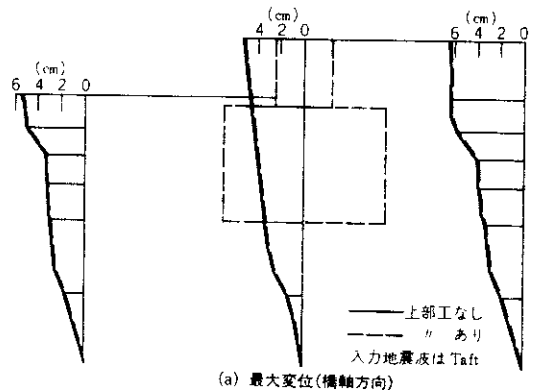
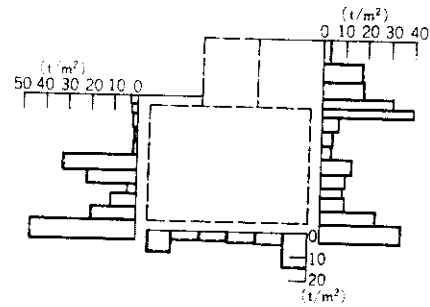


図-10 代表的モードとその固有周期(橋軸方向)



(a) 最大変位(橋軸方向)



(b) 最大地盤応力度(橋軸方向)

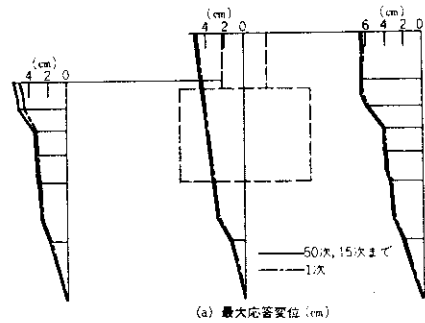
図-11 上部工モデルの有無による応答の差異

工の連成がない。橋軸直角方向についても上部工と地盤とは互いに独立したモードで振動する。さらに基礎工設計上注目すべきことは、地盤のスウェイモードにおいてケーソン基礎が地盤の動きに追隨しているということである。この場合、剛体振動モデルによく見られるようなロッキングモードは卓越していない。地盤のスウェイモードは既に述べたように洪積粘土層、沖積粘土層でのせん断変形と砂礫層の水平移動とがその原因である。

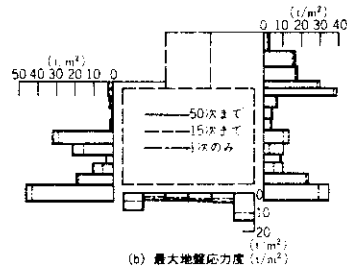
(5) 地震応答解析

図-11に上部工モデルの有無による応答の比較を示す。地盤反力、変位とも全く差異を生じていないといえる。これは塔～上部工の固有周期が地盤～基礎工のそれと相当離れており、モードから推定されるように両者の連成がなく、基礎工の応答が問題となる地盤の1次モードのみで応答が支配されているからである。

図-12は解析計算で考慮する振動モード次数の違いによる応答の比較を示す。変位については1次モードを考慮するだけで十分であり、地盤応力



(a) 最大応答変位 (cm)



(b) 最大地盤反力度 (t/m^2)

図-12 考慮する振動モード次数の違いによる応答の差異 (橋軸方向)

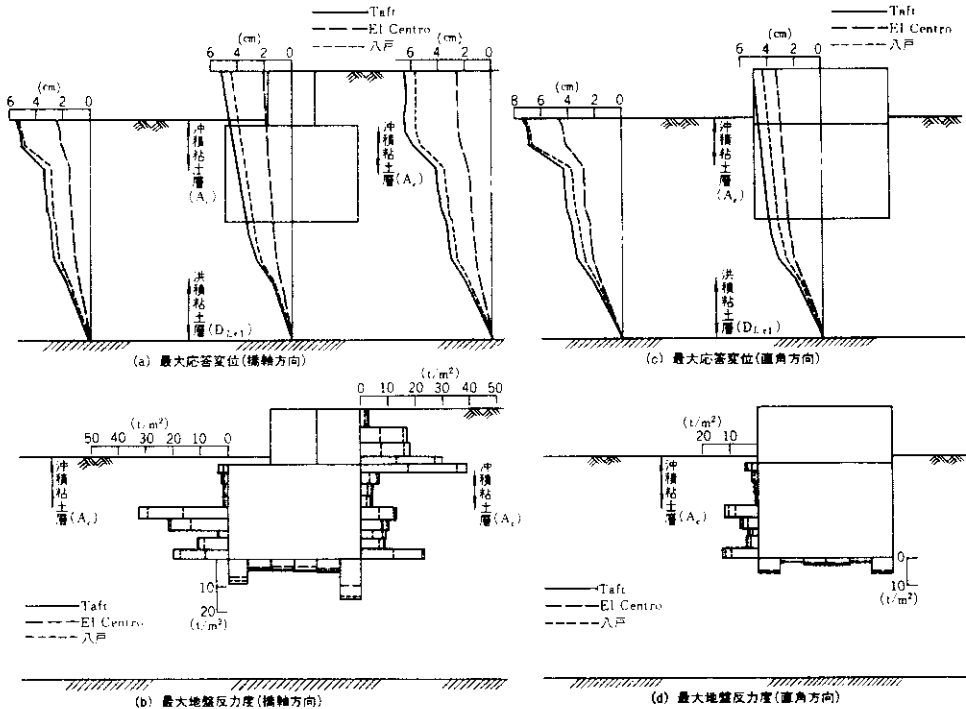


図-13 入力地震波の違いによる最大応答値の差異

度は数次まで考慮する必要がある。また図には示されていないが加速度については50次まで考慮しても応答値が収束しなかった。

図-13に入力地震波の違いによる応答の比較を示す。入力スペクトルからもおよそ推定されるように応答値はタフトの場合に最も大きく、エルセントロの場合に最も小さい。ケーソンの応答変位は地盤の動きにひきずられており、ロッキングよりスウェイが卓越している。地盤の変位はケーソンより離れた点で大きくケーソン部では小さくなっている。これは構造物による地盤変位の抑制効果と受けとれる。地盤変位は深さ方向にはほぼなめらかに低減しているが粘土層で変位が急増している。地盤応力度については、各層毎にその層のせん断剛性に支配され変化している。また最大地盤応力度は橋軸直角方向に比べ橋軸方向の応答が約2倍大きくなっている。これは埋立護岸がこのケーソン斜め上方にあってその慣性力の影響と考

られる。

図-14は上部工をつけない場合の解析結果に、上部工の動的設計で得られる塔基部断面力を上部工をつけないFEMモデルに静的に作用させた場合の応答値を上乗せしたものである。このように静的計算であっても下部工への影響は非常に小さいことがわかる。FEMモデルでなく道路橋示方書に示されるばねモデルで上部工の影響を考えれば当然ながら相当大きな値になる。基礎工の設計において上部工の影響をどう評価するかは考え方による。

いずれにせよここでのFEM地震応答解析は基礎と地盤との動的相互作用をそれなりにとらえていると考えられ、この結果より設計法を見直すこととする。

2-3 ケーソン基礎の耐震設計法

2-3-1 換算震度

地盤中のケーソンの応答挙動がほぼ水平な動きをしておりまた設計の簡易化も考えて静的な震度をケーソン躯体へ作用させる設計方法をとることとした。この場合の震度の求め方については既に

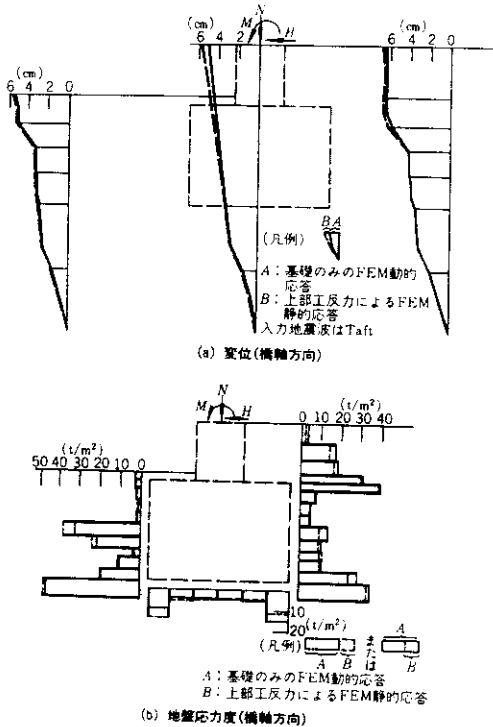


図-14 基礎のみの動的応答と上部工反力による静的応答 (FEM解析、橋軸方向)

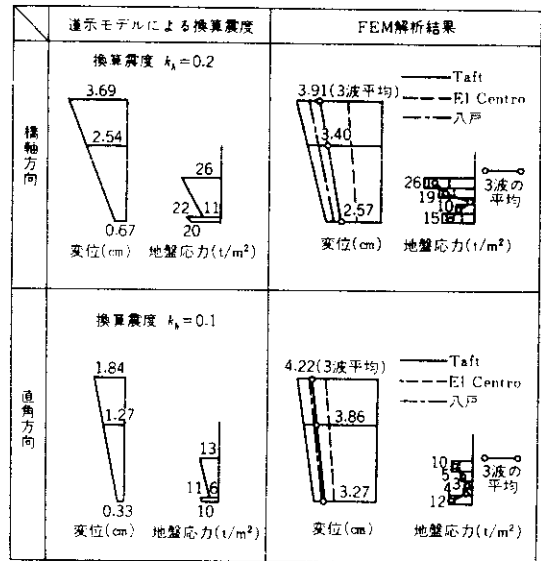


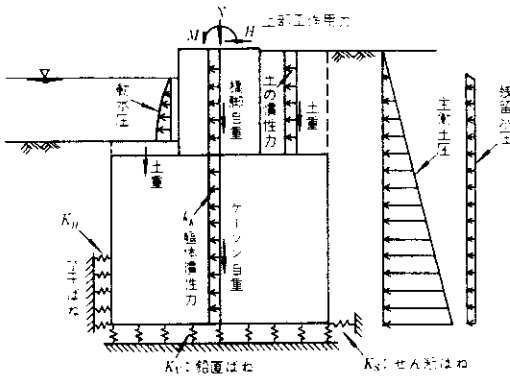
図-15 地盤応力に着目した換算震度の算定

述べたとおりである。

図一15に地盤応力に着目した換算震度を示す。震度の作用範囲を橋脚天端からケーソン底面までとして橋軸直角方向に0.1、橋軸方向に0.2をとることが妥当となる。方向別の差違は前述のとおりである。以上の検討はケーソン平面寸法を35m×35mと仮定して行っているが、30m×35mの場合にも上記の震度が得られ、この値によって橋軸方向長さが30~35m程度のケーソンの設計を行ってよいということを確認している。この換算震度による設計法を図一16に示す。

2-3-2 土圧の扱い方

当該基礎が埋立護岸から大きな土圧を受けるこ



図一16 設計方法(地震時)

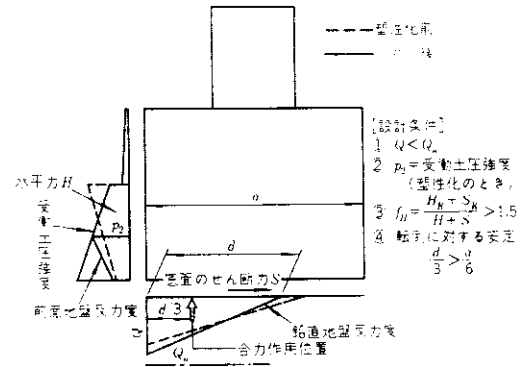
とから、その扱い方については十分注意する必要がある。ここではまず主動土圧を護岸の天端からケーソン底面まで考えることとし、その分布を三角形分布とした。

他方、これらとバランスすべき受働土圧については、

- ① ケーソン躯体に地震力を見込み、また主動土圧も上述のとおり十分見込んでいる。
- ② 前面地盤の局部的な土の塑性化があっても、全体として安定問題に厳しくなるとは考えにくい。

という理由から、前面地盤の局部的な塑性化を許した設計法をとることとした(図一17)。

次に、地震時の主動土圧のとり方としては、換

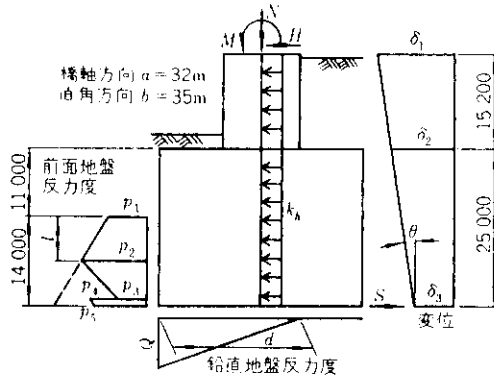


図一17 前面地盤の塑性化と設計条件

表一2 設計上の安全率・許容支持力度

	常時	地震時
底面の許容鉛直支持力度	90 t/m ²	180 t/m ²
前面の許容水平支持力度	その位置における地盤の受働土圧強度を安全率1.5で除した値	土の塑性化を考慮してその位置における地盤の受働土圧強度とする
水平抵抗に対する安全率	$S_R / S \geq 1.5$ S : 底面地盤のせん断力 S _R : " せん断抵抗力 道路橋示方書下部構造編による	$(H_R + S_R) / (H + S) \geq 1.5$ H : 前面地盤の水平力 H _R : " 水平抵抗力 受働土圧強度による前面での全抵抗力
転倒に対する安定	底面における地盤反力の合力の作用位置は基礎の外縁端から1/3より内側になければならない	底面における地盤反力の合力の作用位置は基礎の外縁端から1/6より内側になければならない

表一 3 安定計算結果



注) 地震力は陸・海に作用させる方が厳しくなるのでこれで計算した。
 注) 許容値は陰影部に対するものとする。

		橋 軸 方 向			直 角 方 向		許 容 値
		常 時	地 震 時		地 震 時		
			+Kv	-Kv	+Kv	-Kv	
上部工作用力	N (t)	21,263	20,404	20,404	19,701	19,701	
	H (t)	132	1,950	1,950	2,215	2,215	
	M (t m)	8,556	107,263	107,263	100,624	100,624	
塑性化領域	ℓ (m)	0	5.7	10.2	0.1	1.5	12.8
前面地盤反力度	P ₁ (t/m ²)	-	27.8	17.5	27.2	21.3	
	P ₂ (")	12.7	47.8	41.0	27.4	25.4	
	P ₃ (")	8.1	24.0	-	8.1	8.1	
	P ₄ (")	16.2	47.9	-	16.2	16.2	
鉛直地盤反力度	P ₅ (")	15.5	41.4	25.6	13.2	13.2	180
	Q (t/m ²)	Q ₁ = 66.9 Q ₂ = 46.2	151.0	140.5	Q ₁ = 102.5 Q ₂ = 10.2	Q ₁ = 95.9 Q ₂ = 3.1	
底面のせん断力	d (m)	-	25.8	20.2	-	-	
底面のせん断力	S (t)	5,278	11,396	10,999	4,334	4,341	
	δ ₁ (cm)	3.0	10.1	12.7	4.3	4.4	
	δ ₂ (")	2.2	6.8	8.5	2.9	2.9	
水平変位	δ ₃ (")	1.0	1.4	1.7	0.9	0.4	
	θ (rad)	0.48 × 10 ⁻³	2.15 × 10 ⁻³	2.73 × 10 ⁻³	0.97 × 10 ⁻³	0.98 × 10 ⁻³	3 × 10 ⁻³
全水平力	ΣH (t)	11,634	31,728	26,787	13,771	13,430	
水平抵抗力	R _H (")	49,551	59,606	42,922	57,069	44,266	
水平方向安全率	f _H	4.30	1.88	1.6	4.14	3.30	1.5
転倒に対する安定	d / 3 a	-	1 / 3.7	1 / 4.8	-	-	1 / 6

算震度の中に動的な影響が入っていることから常時の主働土圧を用いることとした。

2-3-3 設計上の安全率、許容支持力

躯体の安定を照査するに当っては許容支持力を用いてこれを行うこととし、表-2のとおりとした。前面地盤の塑性化も考慮していることから前面の許容水平支持力度は受働土圧強度まで見込めるものとした。また、水平方向全体としての安定性確保のために前面と底面の合計の水平抵抗に対し安全率を確保することとした。転倒に対する安定性については道路橋示方書には規定されていないが、前面地盤の塑性化を考慮したため転倒しやすくなるので底面の鉛直反力分布も規定することとした。

2-3-4 上部工反力

FEM地震応答解析からわかったように、上部工を長周期構造物としたことから、ケーソン前面の反力に与える上部工の影響は殆んどない。しかしながら、基礎工躯体への震度をとることだけで塔基部断面力を完全に無視するには不安が残る。本設計においては、安全性の確保という意味で、下部設計モデルに上部工の動的設計による塔基部反力を作用させて基礎工への外力の1つとした。

2-3-5 ケーソン天端の許容変位

当該基礎の設置位置が埋立護岸の横になり、土圧については先に述べた通りであるが、特に地震を受けた後にケーソンが傾くことが考えられる。これは即ち上部工への応力的影響となるわけであ

り、上部工の設計に負担がかからない程度にこのような残留回転角をおさえる必要がある。そのような意味として地震時最大応答回転角をある目安の範囲におさえることとした。

2-3-6 ケーソン寸法

安定計算結果を表-3に示す。ケーソン平面寸法はこれより32m×35mと決定した。上部工形式を2点固定とすると同様の設計法で橋軸方向に約10m平面寸法が大きくなる。この場合、上部工と地盤との固有周期が似たような値になるのでこの点からも本来的に平面寸法が大きくなることは推察される。

表-4に大型ケーソンの設計例を示す。

あとがき

本検討に際し各種の御助言をいただいた湾岸線技術委員会(委員長:小西一郎京都大学名誉教授)の委員の方々、および直接本検討に携わっていた方々に深く感謝します。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、昭和55年5月
- 2) 浅沼秀弥:軟弱地盤上の橋台の側方移動、土木技術資料 vol 25, No.2, 1983年2月
- 3) 建設省土木研究所:本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、土木研究所資料、第1973号、昭和58年3月

表-4 大型ケーソンの設計例

橋	梁	港 火 橋	名港西大橋	東神戸水路橋
車 線 数		8	3	6
全長(中央径間長)	(m)	980(510)	758(405)	885(485)
基礎工耐震設計法		剛体振動モデル	道 示	躯体換算震度
ケーソン頂部の常時鉛直反力 N	(万t)	2.8	0.8	2.1
ケーソン底面の地震時作用(橋軸方向) N	(万t)	6.7	5.7	6.8
"	M(万t・m)	65	49	64
"	H(万t)	1.5	1.0	3.2
ケーソン下方圧密粘土層の常時反力(許容値)(t/m ²)		53(55)	59(60)	59(75)
ケーソン寸法 L ^m ×B ^m ×H ^m		40×40× $\begin{cases} 32.5 \\ 34 \end{cases}$	33×35× $\begin{cases} 27.5 \\ 32.5 \end{cases}$	32×35× $\begin{cases} 25 \\ 26.5 \end{cases}$