



土木研究所資料

第953号

東京湾横断道路トンネルの耐震計算
および地震応答解析

昭和49年4月

建設省土木研究所

まえがき

東京湾横断道路の沈埋工法によるトンネル計画案を例に引き、昭和49年3月土木学会沈埋トンネル耐震研究委員会から御答申のあった「沈埋トンネル耐震設計指針案」に従って耐震計算と地震応答解析を実施し、実務上、有用なることを確認した。

昭和49年4月

振動研究室	室長	栗林栄一
〃	併任	岩崎敏男*
トンネル研究室	室長	今田徹
〃	研究員	水谷敏則
振動研究室	研究員	川島一彦
〃		高木義和
日本技術開発株式会社		佐伯光昭

* 本務 建設省建築研究所国際地震工学部第二耐震工学室長

目 次

まえがき

第1章 概 説	1
1-1 目 的	1
1-2 内 容	1
第2章 計画条件	2
2-1 計画概要	2
2-2 道路の構造規格	2
2-3 航路条件	4
2-4 構造概要	4
2-4-1 川崎側埋立地	4
2-4-2 橋 梁	4
2-4-3 沈埋トンネル	5
2-4-4 人 工 島	5
第3章 設計条件	9
3-1 地形地質及び地盤の諸定数	9
3-1-1 地 形	9
3-1-2 地 質	9
3-1-3 地盤の諸定数	13
3-2 常時の設計	13
3-2-1 設計条件	13
3-2-2 横断面の設計	15
3-2-3 縦断方向の設計	15
3-2-4 杭基礎の設計	20
3-3 設計地震動および動的応答解析に使用した地震動の加速度波形	21
3-3-1 設計地震動	21
3-3-2 動的応答計算に使用した地震動の加速度波形	22
第4章 沈埋トンネル部の設計	25
4-1 概 説	25
4-2 周辺地盤の安定の検討	25
4-2-1 震度法による検討	26
4-2-2 動的取扱いによる検討	26

4-3 トンネル部の安定	29
4-3-1 浮力に対する安定	29
4-3-2 鉛直支持力の検討	30
4-3-3 滑動の検討	30
4-4 トンネル部の耐震設計	37
4-4-1 縦断方向の耐震設計	37
4-4-2 横断面の耐震設計	47
第5章 換気塔部の設計	52
5-1 設計震度	52
5-2 換気塔底面作用力	52
5-3 安定計算	52
5-4 換気塔固有周期の計算	54
参考文献	59
付属資料-1 地震応答変位振幅を用いた解析法	61
付属資料-2 函端での変位, 断面力の低減法	64

第1章 概 説

1-1 目 的

土木学会沈埋トンネル耐震設計指針(1974)、「3.5 沈埋トンネル本体の耐震設計」に規定する沈埋トンネル本体の耐震設計および「3.6 換気塔の耐震設計」に規定する換気塔の耐震設計などの適用の事例を示し、検討するために標記の耐震設計例を作成した。

この事例は計画ならびに調査の時点で作成された基本設計の事例である。したがって実施に際しては変更を伴うことになる。本沈埋トンネルの設計のための具体的な指針としては日本道路協会東京湾横断道路技術調査特別委員会において審議されている東京湾横断道路設計基準(案)に よっている。同基準(案)はトンネルの規格および構造に関する設計の指針であり、耐震設計および防災対策については土木学会沈埋トンネル耐震設計指針(1974)を尊重した上で具体的な設計上の細目を呈示している。

1-2 内 容

第2章計画条件および第3章設計条件の章においては、東京湾横断道路の施設および構造物の規格、形式、航路計画などの計画に係わる一般的事項を示すと共に、地形・地質・地盤、常時の設計、地震動などの設計に係わる基本的な事項を示している。

第4章においては沈埋トンネル部の耐震設計の事例を示している。ここでは変位法を主体にした設計の結果を地震応答解析の結果によって補い、かつ検証している。

変位法による設計では、地震応答スペクトル曲線を用いて地盤の変位振幅を算出し、最大応力が沈埋トンネルに生じる波動を想定して各部の応力を求めている。

地震応答解析では、地盤をバネ-質量系、沈埋トンネルを地盤に保持されるバネ系とし、地震動の入力としては地震応答スペクトル曲線および地震の規模(マグニチュード)と震央距離の組み合わせによって4種の地震動の加速度波形を用いて、応力および変位を求めている。

また、震度法によってトンネルの横断面に生じる応力もあわせて求めると共に周辺地盤安定性を検討している。

第5章においては換気塔部の耐震設計の事例を示している。ここでは震度法を主体にした設計の結果を動的な検討で補っている。

第2章 計画条件

2-1 計画概要

東京湾横断道路は、神奈川県横須賀市から横浜市、川崎市、東京都、千葉市を経て千葉県富津市に至る延長約160Kmの「東京湾岸道路」と、浦賀水道を横断して富津市と横須賀市とを結ぶ延長10Kmの「湾口部横断道路」と1体となって「東京湾環状道路」を形成する路線である。

東京湾横断道路は、神奈川県川崎市と千葉県木更津市とを東京湾上で連絡し(約15Km)、かつその両端において、東京湾岸道路に接続する路線である。路線位置を図2-1に示す。

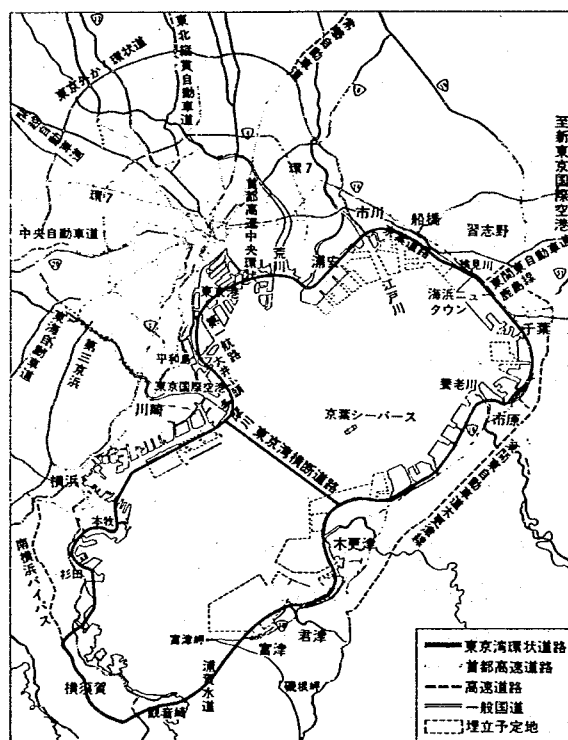


図2-1 東京湾横断道路の路線位置図

2-2 道路の構造規格

東京湾横断道路の構造規格は表2-1および図2-2に示すとおりである。

表 2 - 1 設 計 条 件

項目	細 目	仕 様	備 考
道路計画条件	道路規格	第1種第2級	
	設計速度	80~100km/h	
	基本交通容量	2500台/h/L	
	設計交通容量	1850	
	平面線形	沈埋トンネル部直線	
	縦断線形	最急勾配±4%	縦断曲線長120m(R=3000m)
	横断勾配	1.5%	
基本寸法	巾員構成	往復分幅6車線	
	車 道 部	建築限界	高さ4.7m×巾12.5m
		構造限界	高さ5.1m×巾13.3m
	管理道路		高さ2.5m×巾3.6m
航路条件	主航路水深	T.P. - 24.176m	
	主航路巾	2000m	
	干潮位 (LWL)	T.P. - 1.176m	
	満潮位 (HWL)	T.P. + 0.931m	
	異常潮位(HHWH)	T.P. + 2.971m	

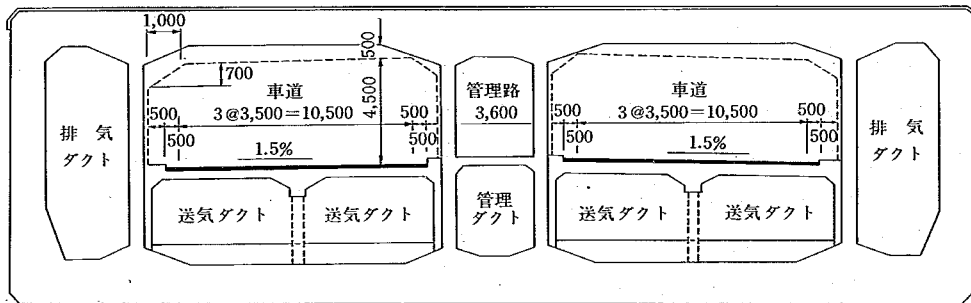


図 2 - 2 (a) 沈埋トンネル部幅員構成および建築限界 単位 mm

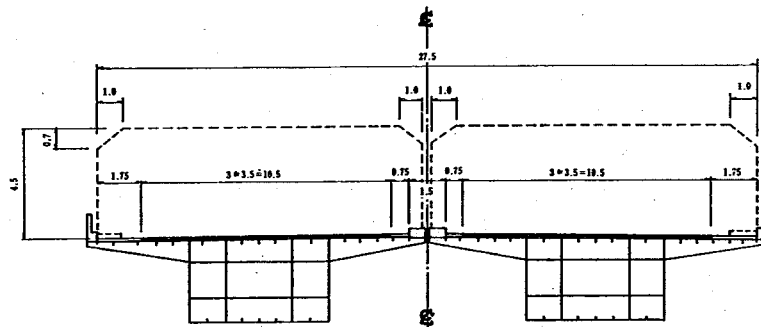


図 2 - 2 (b) 橋梁部幅員構成および建築限界 単位 mm

2-3 航路条件

東京湾横断道路の航路計画については、船舶関係者および学識経験者をもって構成する東京湾船舶航行委員会で船舶航行上の問題について検討結果、船舶航行に必要な空間の基本パターンとして図2-3に示す計画案が提案された。

この計画案は、船舶航行に供する空間として、川崎・木更津間の水域のほぼ中央に大型船航路を設置し、その両側にこれと独立させて小型船航路および超小型船航路を対称に設置するものである。

川崎・木更津間を通行する車両は、橋梁-人工島-トンネル-人工島-橋梁の順序で通行することになる。

大型船航路は、最大20万D/W級船舶を往復航行させるため、水深-23m~-28m（現水深）（基本水面上、以下同じ）幅員1,400m~2,000mの空間をとることとする。小型船航路は1,000G/T未満の船舶を航行させるため、水深-7m、桁下高+30m、有効幅員300m程度の空間をとることとする。超小型船航路は湾内流動船舶のうち地形に沿って航行せざるを得ない船舶を対象に、水深-4m、桁下高+12m、有効幅員400m程度の空間をとることとする。

2-4 構造概要

航路計画に基づき、東京湾横断道路の計画案（図2-4）を策定した。

この計画案は、船舶航行の必要空間として湾の中央部に対面航行型の大型船航路（最大航行船舶D・W20万t級）を配し、川崎側および木更津にそれぞれ独立した小型船航路（最大航行船舶G・T1,000t級）および超小型船航路（G・T200未満）を設け、川崎から木更津にいたる約15kmの海域を6車線の自動車専用道路（道路構造規格第1種第2級）で、埋立海上橋梁、沈埋トンネルおよび人工島の4種類の構造型式で横断する計画である。

東京湾横断道路を構成する主要構造物の概要は、次のとおりである。

2-4-1 川崎側埋立地

横断道路と湾岸道路とのインターチェンジ用地を確保するため川崎市浮島沖の前面海域（最大水深19.5m延長1,000m）をT.P+4.00mまで埋立るものである。護岸構造は基礎地盤を改良し、その上部に捨石護岸を築造する計画としている。

2-4-2 橋梁

橋梁区間に設けられる小型船航路の必要空間は、川崎側、木更津側ともそれぞれ幅2@150m=300m、高さ+30mである。

このため当該区間は、径間割160m+200m(150m)+200m(150m)+160m-()は航路幅を示す一の4径間連続鋼床版桁橋（2箱桁）で計画としている。また、超小型船航路の必要空間は、川崎側、木更津側ともそれぞれ幅4@100m=400m、高さ+12mである。このため当該区間は、径間割120m(100m)+120m(100m)+120m(100m)-()は航路幅を示す一の3径間連続鋼床版桁橋を組合せて横断する計画としている。

船舶航行空間以外の海域については、地質水深等から定まる経済支間を採用し、3@120mおよ

・び3@80mの3径間連続鋼床版桁橋を計画している。

下部構造については、水深が大きく、しかも軟弱層が厚く支持層が深いこと、施工上から全橋梁区間に同一の基礎形式を採用する方が有利であること、施工が確実であること等を考慮して大口径鋼管杭による斜杭を併用した杭基礎を計画している。

2-4-3 沈埋トンネル

大型船航路を横断する方法として、大径間吊橋とトンネルの2案が考えられる。大型船航路を大径間吊橋で横断することは、地質および空域制限の両面から極めて困難であると判断されるため、長大な沈埋トンネルによって横断する計画としている。

本沈埋トンネルは、最大水深29mでかつ厚い軟弱地盤の海底面および大規模な人工島の上に、最少土被り厚さ2mとして埋設する計画としている。

トンネル延長は、3,416mで、±4%の勾配区間(2@813m)と水平区間(延長1,790m)の縦断線形で構成され横断面は、6車線の車道空間と換気ダクトおよび管理用ダクトを配置した矩形断面(幅44.200^m×高さ13.000^m)で防水被覆を施した鉄筋コンクリート構造としている。また、人工島斜路部分の基礎は人工島の沈下の影響を軽減するため杭基礎構造としている。

換気については、人工島に設けられた両端の換気塔から送排気を行ない、換気方式は、トンネルの規模等から横流式を採用している。換気塔の基礎は、杭基礎として計画している。

2-4-4 人工島

海上橋梁と沈埋トンネルとの接続部(移行部)には、天端高T.P+5.000m(護岸天端高T.P+10.000^m)、天端幅100m、天端長500mの側面セル式人工島を水深T.P-28.5m~T.P-23.0^mの位置に設けるものである。

計画されている側面セル式人工島は、砂盛土の両側に直径20mの鋼管矢板によるセルの壁を設置し、セルに囲まれた砂盛土を拘束し地震時における砂盛土の流動化を防止する構造としている。

セルの外側は、法勾配1:3でブロック材料で押え盛土し、法面を粗石および被覆ブロック等で保護する構造としている。

川崎側人工島の基礎地盤は、軟弱層が最深部でT.P-67mまで達しているもので、海底面に堆積している極軟弱層(ヘドロ)を5mを浚渫除去し、山砂で置換え、さらに人工島全面の軟弱層をサンドコンパクションバイル(最大深度T.P-67m置換率20%)による地盤処理工法を採用している。

また、木更津側人工島の基礎地盤は、軟弱層が約10m程度であるので、人工島全面の軟弱層を浚渫除去し、山砂で置換える工法を採用している。

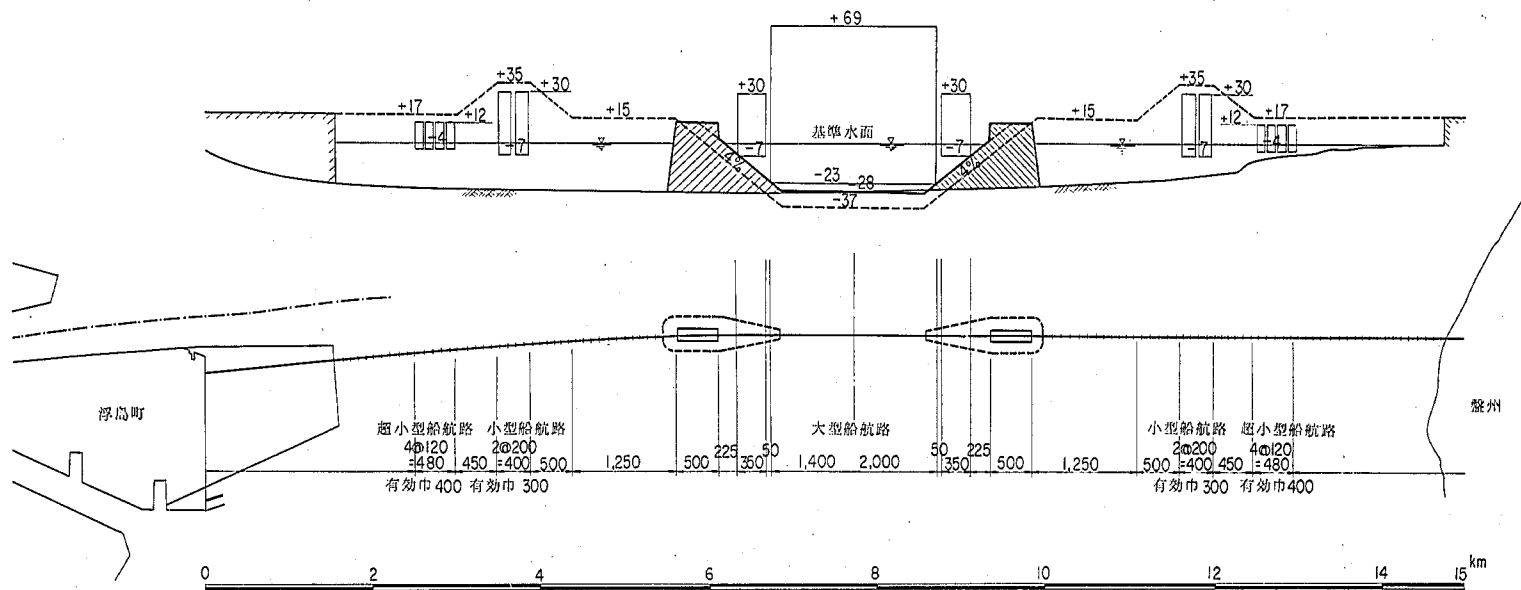


図 2 - 3 東京湾横断道路航路計画案

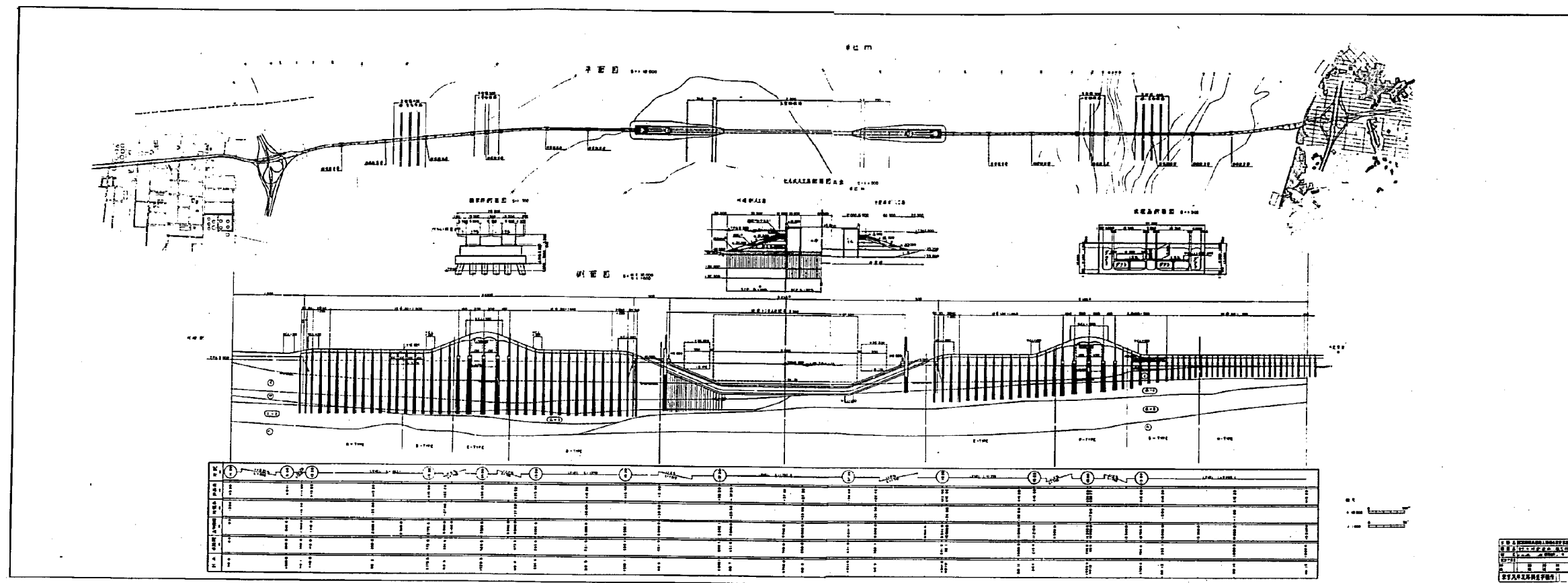


图 2-4 东京湾横断道路一般图 A案 (单位: m)

第3章 設計条件

3-1 地形・地質および地盤の諸定数

3-1-1 地形

湾中央部の現地形は、湾内に流入する諸河川によって運搬された細粒土砂により埋積されて、海底面は船底型の広くて浅い谷となっており、水深は最大で30m程度である。南方には中の瀬と呼ばれる水深20m内外の浅瀬があり、谷はこの西側をとって湾口へと連っている。

北西部は、多摩川の河川にあたり、現在は水深10m程度まで埋立っている。南東部は小櫃川河川の盤洲が円形に突出しており、水深5m～10mにかけて沖積層の前置斜面を形成している。

東京湾横断道路附近の現地形は、海底部は極めて緩やかな盆地を呈し、水深は最深部で28.5m程度である。川崎よりの浅所では浮島の岸壁から約1kmの沖合にかけて1/50程度の勾配の緩斜面が連続し、水深20mに達する。これより東の11kmまでの広い範囲できわめて緩い盆状を呈している。この間は単調で海底面には旧河道らしきものは見当たらない。木更津側は川崎側とは異なり、海岸より1.5kmの沖合までは水深2m以浅の平坦な海面下三角洲面をなし、これより三角洲前置斜面といわれる中央平坦面に接する。

東京湾はかつて何回もの海面変動をくり返したことが知られており、海進期（海面上昇期）には、砂や泥を主とする埋積物や波蝕段丘を形成し、海退期（海面下降期）にはこれらを谷が下刻して谷系を形成した。これらのうち最大のものが古東京川（Palaeo Tokyo River）と呼ばれるものであるが、この他にも小規模な海退をくり返すうちに形成された谷があり、いずれも海面が現在より低下していたことを示すものであり、図3-1に示すように末端部の明らかでない分布をしている。これらは海面の下降に応じて湾岸に河口をもつ河川が侵蝕を行い、既に堆積した地層を削り河道ができ、その後の上昇に伴いそこに新たに堆積することにより形成されたもので、過去数回の海面変動に応じて何段もの堆積地形が確認されている。これらの地形は低平地を侵蝕してできたものであるため蛇行をしている。湾中央部ではNo13のボーリングを中心にその存在が認められ、谷の深さは10～20m程度である。これらの他に東京湾は湾口附近までは、河川の搬入した細粒物質からなる沖積層に覆れており、全般的に泥がちの底質となっている。

3-1-2 地質

東京湾横断道路建設予定地域の地質は、ほとんどが第四紀層から成っており、第三紀末から形成されている谷地形を埋積して周辺の台地に連っている。

当地域の地層は、図3-2に示すように、上からⅠ層、Ⅱ層、Ⅲ層、Ⅳ層、Ⅴ層、Ⅵ層に区分することができる。このうちⅠ層は沖積層、Ⅱ層は沖～洪積層、Ⅲ～Ⅵ層は洪積～第三紀層と考えることができる。

これらの地層の概要を以下に示す。

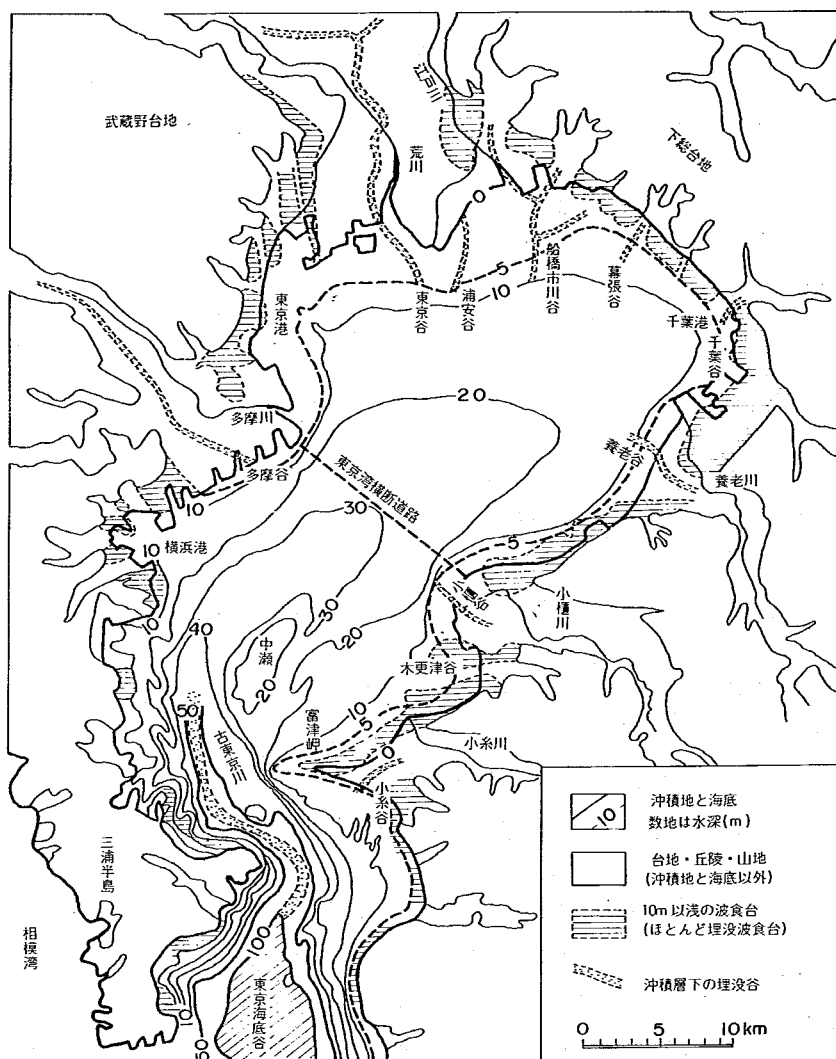


図3-1 東京湾の海底地形と沖積層に埋もれた地形

(1) Ⅰ層(最上部泥層)

海底直下の軟質な粘土～シルト層からなる。川崎側では上部に埋土層を有し、木更津側は砂質土に富んでいる。層厚は川崎側で30m、中央部で20m、No13附近で10m以下と薄くなり、更に東へ行くと15～20mと厚くなっている。Ⅰ層をさらに細かく分類すると、川崎側では、上部より厚さ3～8mの埋土層、7～11mの砂質に富む層、11～12mの砂層を挟在する粘土層及び13～15mの略々均質なシルト～シルト質粘土の4層に区分される。中央部では、上部より厚さ

13~15mの著しく軟弱な高含水比の粘土層、2~5mの砂を含む粘土層および6~11mの一部に砂を含む含水比のやや小さな粘土層の3層に区分される。木更津側は、全体に砂層が優勢で軟弱な粘土層の発達に乏しい地層である。

(2) ロ層(上部砂泥互層)

イ層の下位にイ層と整合的に接して分布する。その層厚は10~20mと変化し、No21の東側でホ-1層にアバットする如く消滅する。

ロ層は谷堆積物であるため、旧河道のように砂礫がルーズに堆積している箇所、自然堤防のように密な砂が堆積している箇所、溺れ谷のように軟弱な泥層が河谷を埋めている箇所等が交錯しており、従って堆積物も砂、泥が複雑に互層するため土相の変化が激しい。

(3) ニ層(中部砂礫層)

砂層、礫層とその互層帯よりなり、川崎側からNo36附近までの間の層厚は15~40mと場所により変化している。この層は、ホ層、ヘ層を侵蝕して生じた凹地に堆積したものと考えられ、上部の砂、礫層と下部の互層等に分けることができる。下限T.P-85mから-105mと西から東にゆるく傾斜し、No36附近で急にアバットする。N値は砂では49~100であり、泥については資料が少ないためはっきりしたことはわからないが、この上面をもって一応支持層と考えることができる。ニ層もロ層と同様の成因をもつものであるため、上下の砂礫層の間などに分布する泥がちな地層については軟弱である可能性が大きい。

(4) ホ-1層(下部砂泥互層)

No21以東木更津側にみられる砂泥互層でイ層と不整合に接する。この上面に音波探査の結果、所々に凹をみかけるがこれは旧河道の一部であると推定される。層厚10~20mで木更津側に薄くなる傾向がみられる。下限はNo21の木更津側でT.P-62m木更津に向かって次第に浅くなる。N値は砂で30~100、泥で4~40程度であるが浅所にも拘らず先行荷重が $7.5 \sim 7.9 \text{ Kg/cm}^2$ 程度ある。

(5) ホ-2層(下部泥層)

ホ-1層と同じくNo36以東にみられる。粘土層で層厚25~45mとゆるやかに変化する。No36以西にもあったが、ニ層の初期によって削剝されたものと考えられる。N値は砂で50~65、泥で10~100であり先行荷重は泥で $10.6 \sim 14.2 \text{ Kg/cm}^2$ 程度である。

(6) ヘ層(下部砂層)

ほとんど砂からなっているが川崎側には砂質土もみられる。比較的均質で層厚は25~45mとゆるく変化する。中央部以西ではヘ層の上面もニ層によって削られていた。

(7) ト層(最下部層)

泥質砂でT.P-120~130m附近に上限があるが、木更津方では-100m附近まで浅くなるが下限は不明である。

表 3 - 1 湾央部地盤定数

地質時代	岩 相	地層区分	粒度	N 値	E 値 Kg/cm ²	比重	間隙比	単位体積 重量g/cm ³	一軸圧縮 強度	粘着力Kg/cm ²		内部摩擦角		先行荷重 Kg/cm ²	圧縮指数	記 事
										三 軸	せん断	三 軸	せん断			
第四紀	沖積世	Ⅰ 層	泥	0~4 (2)	11~64 (23)	(2.67)	1.3~3.6 (17)	1.35~1.70 (145)	0.1~0.8 (0.4)	0.05~0.6 (0.20)	0.1~0.5 (0.26)	10~30 (15)	20~35 (30)	0.4~1.5 (0.8)	0.3~1.2 (0.6)	・砂は木更津より に分布する。
			砂	5~20 (8)	45~223 (125)	(2.72)	0.6~1.3 (0.9)	1.75~2.05 (1.9)	—	0.15	0.25	37	45	—	—	
		Ⅱ 層	泥	3~14 (10)	22~116 (55)	(2.68)	0.8~2.0 (13)	1.60~1.85 (1.75)	0.3~1.1 (0.4)	0.05~0.5 (0.3)	0.1~0.4 (0.3)	10~25 (20)	30~45 (40)	1.7~3.0 (2.1)	0.2~0.5 (0.3)	・数m単位の互層 ・砂は基盤が凸な 部分に、泥は凹 な部分に優勢
			砂	15~30 (22)	—	(2.71)	0.6~1.1 (0.8)	1.80~2.10 (1.9)	0.3	0~0.05 (0.05)	0.2~0.5 (0.4)	30~45 (40)	35~50 (45)	—	—	
	洪積世	Ⅱ - 1 層	泥	—	32~58 (45)	(2.69)	—	—	1.1	—	—	—	—	—	—	・この地層より下 位の地層が支持 層となりうる。 ・全般的に砂~砂 礫層とみなしう る。
			砂	49~100+	—	(2.69)	0.4~0.8 (0.7)	1.95~2.10 (2.0)	0.2	0~0.6 (0.3)	0.15~0.4 (0.2)	30~40 (35)	35~50 (45)	—	—	
		Ⅱ - 2 層	泥	15~16 (15)	194	(2.65)	0.9~1.6 (1.1)	1.60~1.90 (1.75)	0.4~3.1 (1.5)	0.3~0.65 (0.5)	—	15~30 (25)	—	—	—	
			砂	47~100+	112~468 (310)	(2.69)	0.5~0.9 (0.7)	1.90~2.10 (1.95)	—	0.15	0.5~0.35 (0.2)	—	35~55 (45)	—	—	
		Ⅲ - 1 層	泥	4~40 (20)	20~296 (135)	(2.67)	0.9~1.4 (1.1)	1.7~1.8 (1.75)	0.9~1.8 (1.1)	0.15~0.5 (0.4)	0.4~1.8 (1.0)	25~35 (30)	15~55 (35)	7.5~7.9 (7.7)	0.3~0.6 (0.5)	・数m単位の互層
			砂	30~100+	195~450 (210)	(2.74)	0.7~0.9 (0.8)	1.80~2.05 (1.95)	0.2	—	0.1~0.3 (0.15)	—	35~50 (45)	6.1	—	
		Ⅲ - 2 層	泥	10~100 (25)	170~500 (280)	(2.66)	1.0~2.0 (1.5)	1.50~1.80 (1.7)	0.6~4.8 (1.7)	0.3~1.8 (0.6)	1.05~2.35 (1.7)	15~35 (30)	—	10.6~14.2 (12.0)	0.3~1.4 (0.7)	・全般的に泥層と みなしうる。
			砂	50~65	—	(2.69)	0.9~1.1 (1.0)	1.80~1.90 (1.85)	0.4~0.5 (0.5)	0.25~1.55 (0.5)	0.2~0.35 (0.3)	20~35 (30)	40~50 (45)	—	—	
		Ⅳ 層	泥	36	167~335 (245)	(2.67)	0.8~1.4 (0.9)	1.70~1.95 (1.85)	0.9~3.6 (1.5)	0.3~1.0 (0.7)	0.2~0.7 (0.4)	15~35 (30)	35~50 (45)	—	—	・全般的に砂層と みなしうる。
			砂	50~100+ (100<)	90~728 (390)	(2.72)	0.5~1.5 (0.8)	1.85~2.05 (1.95)	0.2~0.8 (0.4)	0.1~0.5 (0.3)	0.05~0.4 (0.2)	30~45 (35)	30~55 (45)	—	—	
新第三紀	新第三紀	Ⅴ 層	泥	10~100	—	(2.68)	0.7~1.3 (0.9)	1.70~1.90 (1.85)	0.9~1.4 (1.1)	0.2~0.7 (0.6)	0.2~0.75 (0.4)	30~40	—	—	—	・全般的に砂層と みなしうる。
			砂	100<	545	(2.75)	0.6~1.0 (0.8)	1.85~2.05 (1.95)	0.3~2.0 (0.8)	0.05~0.75 (0.2)	0.05~0.75 (0.2)	30~40 (35)	40~55 (45)	—	—	

3-1-3 地盤の諸定数

3-1-2で分類した地層について、ボーリングコアの室内試験およびボーリング孔を利用した現位置試験から得た地盤の諸定数を表3-1に示す。

3-2 常時の設計

3-2-1 設計条件

常時におけるかん体の断面設計に用いる主な設計条件を表3-2に示す。

表3-2 設計条件

項目	細 目		仕 様	備 考
単 位 重 量	海 水	応 力 計 算	1.025 t/m ³	
		曳 航 時	1.015 "	
		完 成 時	1.025 "	
	鉄筋コンクリート		2.5 "	
	無筋コンクリート		2.35 "	
	鋼材		7.85 "	
	載工		1.0 " (水中)	
曳航時の乾舷			10cm以上	
完成時の浮力に対する安全率			1.1以上	載土は無視
最小土被り厚			2.0 m	保護層を含む
側土圧			静止土圧係数K=0.5	
地盤反力係数			K _v =0.1 Kg/cm ³ 以下	
人 工 島	盛土高		T.P.+5.0m	
	使用材料		房総山砂	
	単位体積重量		r=1.8 t/m ³	
	内部摩擦角		φ=35°	
換 気	送気ダクト断面積		35.7m ²	横流式換気方式
	排気ダクト断面積		35.5m ²	
活荷重			TL-20	
			TT-43	トレーラ荷重
許 容 応 力 度	コン クリ ート	設計基準強度	σ _{ck} =300 Kg/cm ²	
		許容曲げ圧縮応力度	σ _{ca} =100 "	
		許容せん断応力度	τ _a = 10 " (版)	腹鉄筋のない場合
		"	τ _a = 8 " (はり)	"
		"	τ _a = 22 "	腹鉄筋のある場合
		許容付着応力度	τ _{oa} = 18 "	異形鉄筋の場合
	鉄筋	許容引張応力度	σ _{sa} =1400 "	
	鋼材	関連示方書、指針等による		

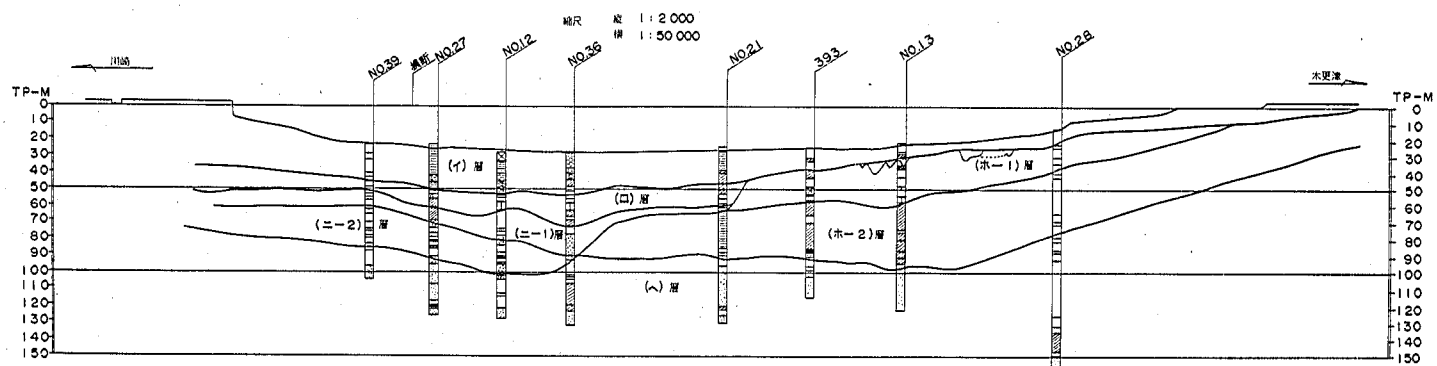


図 3 - 2 計画線 1 の地質縦断面図 (音波探査とボーリング線上断面より作成)

3-2-2 横断面の設計

かん体の横断面は、車道内室、管理通路、換気ダクト等の内空断面を確保するとともに、作用断面力、浮上り安全率、乾舷などの諸条件を満足するように決定しなければならない。

断面の応力計算は、水深の最も深い位置を設計断面とし、断面を弾性床上の箱型ラーメン構造として行なった。弾性床としては、地盤反力係数が $k_v = 0.1 \text{ Kg/cm}^3$ のバネで函底面が連続的に支持されているものとした。また、基礎の不均等を考慮して、かん体の両側端部で $k_v = 0.1 \text{ Kg/cm}^3$ 、中央部で $k_v = 0$ となる三角形分布のバネを想定した場合の検討も行った。

荷重は、水圧、上載土砂重量、側土圧、自重を考慮し、活荷重およびトンネル内バラスト等は断面力への影響が小さく、かつほとんどの断面で安全側に作用するので無視した。水圧を考える場合の水位は、異常潮位である T.P.+2.971m (≒ T.P.+3.0m で計算) とし、許容応力度の割増しは考慮しないものとした。

応力計算は、図 3-3 に示すかん体断面を図 3-4 に示す力学系に置換えて行なった。ラーメン構造としての断面力の分布は図 3-5 に示すとおりとなった。図 3-6 に示す配筋のもとにコンクリートおよび鉄筋の応力を求めると表 3-3 となった。

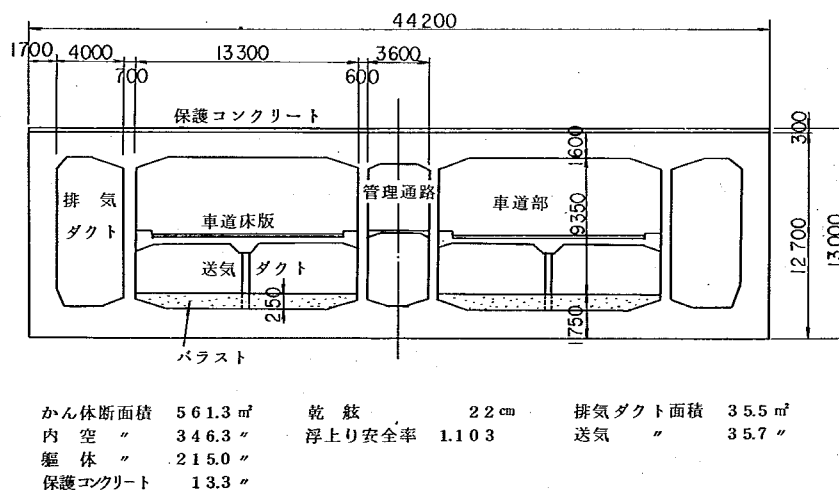


図 3-3 かん体断面図

3-2-3 縦断方向の設計

(1) エレメント長

1 エレメントの長さは、縦断線形の処理、かん体製作・沈設上の施工性および経済性等を考慮して、沈埋トンネル部区間を 20 等分し、16.5m とした。

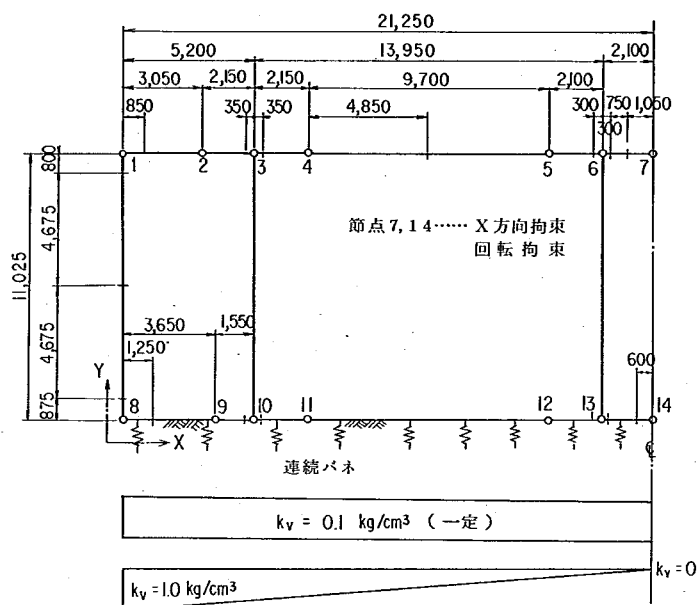


図 3 - 4 かん体構造寸法図

(2) かん体の抵抗力

かん体軸方向の断面の抵抗力を表 3 - 4 に示す。曲げに対しては鉄筋コンクリート弾性理論で、引張に対しては鉄筋のみの引張抵抗で求めたもので、軸方向鉄筋の配置は D38 - 1940 本 (15cm 間隔で平均 1 段半程度) とした場合の値である。また、せん断抵抗はコンクリート全断面で抵抗するものとして求めた。

表 3 - 4 かん体の断面抵抗力

		常 時	地 震 時
曲 げ 抵 抗 (tm)	水 平	364,700	703,300
	鉛 直	149,600	288,500
せん断抵抗 (t)	水 平	8,810	13,220
	鉛 直	4,970	7,460
引 張 抵 抗 (t)		31,000	59,700

注) 常 時 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ (鉄筋)
 $\tau_a = 8 \text{ Kg/cm}^2$ (コンクリート)
 地震時 $\sigma_{sa} = 2700 \text{ Kg/cm}^2$ (鉄筋)
 $\tau_a = 12 \text{ Kg/cm}^2$ (コンクリート)

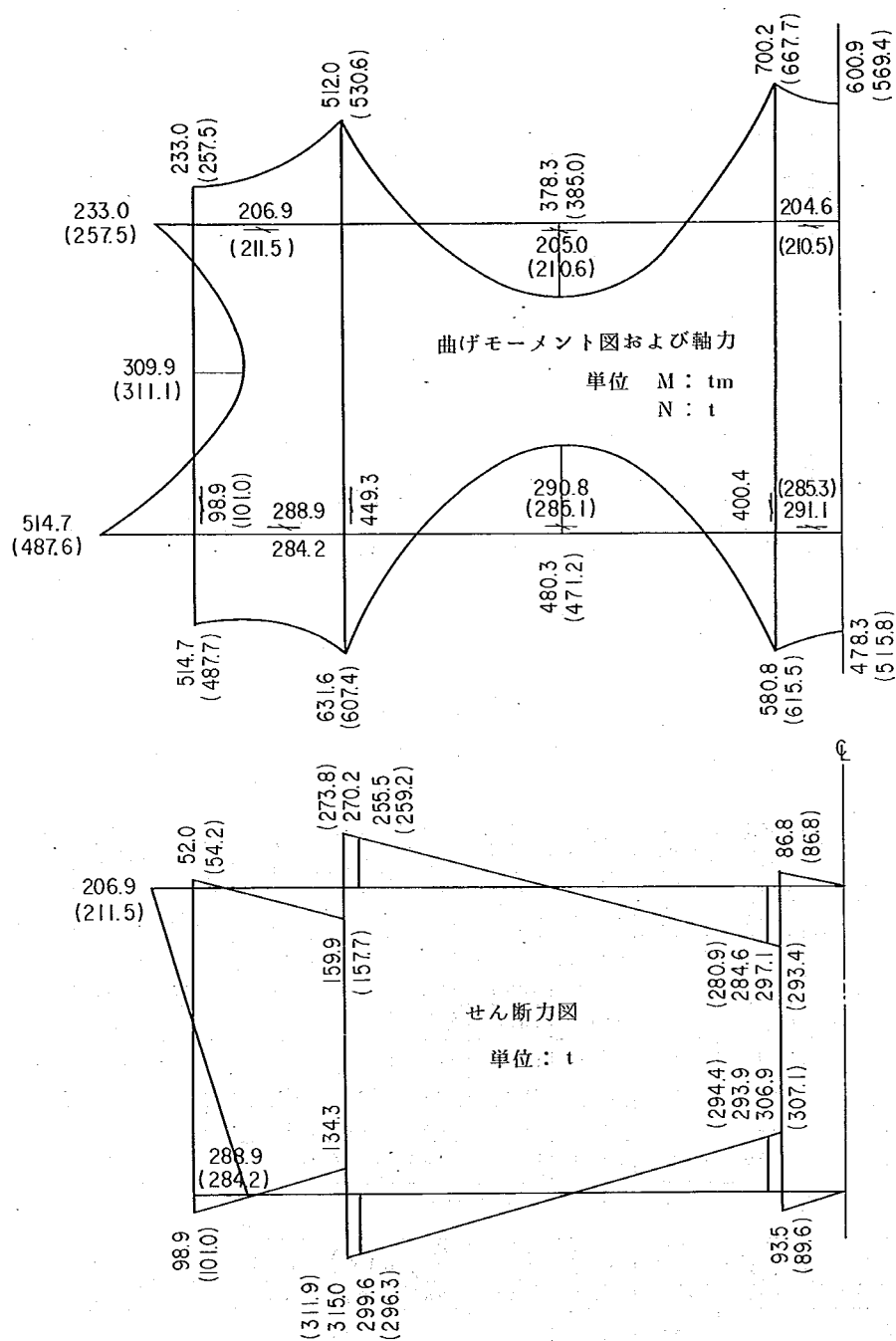


図 3 - 5 かん体横断面力図

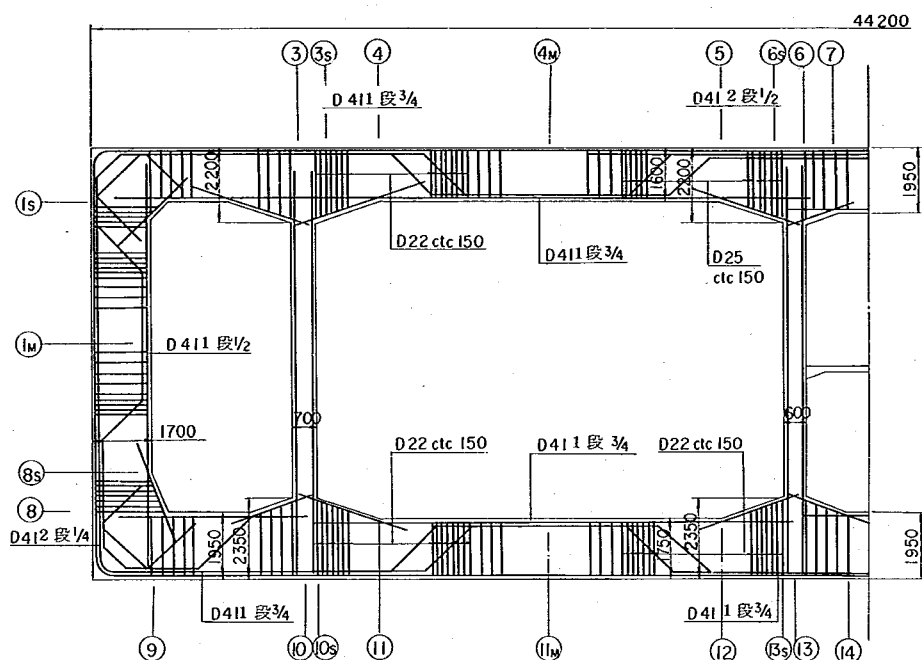


图 3-6 配筋图

表 3-3 应力表

断面	1 _m	3	4 _m	6	7	9	10	11 _m	13	14	8
h (cm)	170	220	160	220	195	195	235	175	235	195	210
d (cm)	156.7	205.7	145.7	202	177	180.7	220.7	160.7	220.7	180.7	193.3
As	D41 使用	1段+1/2	1段+3/4	1段+3/4	2段+1/2	2段+1/2	1段+3/4	1段+3/4	1段+3/4	1段+3/4	2段+1/4
	ctc 15cm	134	156.3	156.3	223.3	223.3	156.3	156.3	156.3	156.3	201
P 鉄筋比	0.0086	0.0076	0.0107	0.0110	0.0126	0.0086	0.0071	0.0097	0.0071	0.0086	0.0104
M (tm)	310	531	385	700	624	515	632	480	616	523	515
N (t)	75	211	211	205	205	289	291	291	285	285	99
σ_c (Kg/cm ²)	62	75	88	87	93	93	82	96	80	94	66
σ_s ()	1400	1300	1330	1380	1400	1320	1310	1370	1270	1360	1280

$$\sigma_{ca} = 100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{sa} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

断面	1 _s	3 _s	4	5	6 _s	8	8 _s	10 _s	11	12	13 _s
S (t)	182	259	85	211	285	243	182	300	220	217	294
$S' = S \frac{M}{d} \tan \alpha (t)$		188			184	194		221			220
τ (Kg/cm ²)	13.3	10.1	14.5	16.9	10.5	13.6	11.9	10.8	15.6	15.4	10.6
τ_a ()	10.2	7.2	9.6	7.8	5.1	7.0	7.0	7.0	10.3	11.9	7.8

$$\tau_a = 10 \text{ Kg/cm}^2 (22 \text{ Kg/cm}^2) \quad \tau_{oa} = 18 \text{ Kg/cm}^2$$

(3) 基礎地盤の沈下による応力の検討

人工島の斜路部分では、沈埋トンネル設置後においても人工島の残留沈下およびそれに伴う不等沈下によって管体に軸方向断面力が発生するため、これらの沈下の影響について検討した。

人工島の残留沈下曲線および不等沈下曲線を図3-7に示す。残留沈下曲線は、人工島基礎地盤の圧密沈下と人工島堤体の圧縮沈下の残留量の試算により推定したものであり、また、不等沈下曲線は、上記残留沈下量の推定値と現存構造物に対する実測値等を参考にして不等沈下量18.1cm、波長200mの正弦曲線を一応の目安として検討を加えた。

エレメントの継手条件、荷重の条件等を種々に想定して試算を行なった。計算に用いた条件およびその結果を表3-5に示す。計算の結果、基礎地盤の沈下によりかなりの断面力が生じる可能性があるため、沈埋トンネルの斜路部分では、地盤沈下の影響を軽減するために、不均等な上載荷重を加えない、可撓性継手、杭基礎を採用するなどを考慮するのがよいと考えられる。

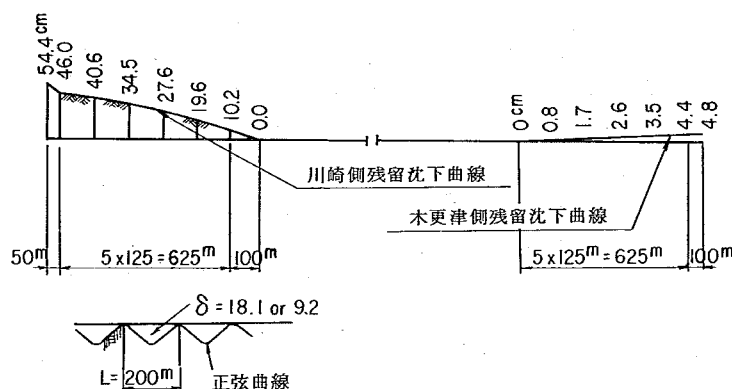
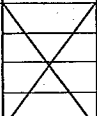


図3-7 沈下曲線

表3-5 沈下による断面力の検討結果

Case	沈下曲線	継 手 条 件		最大断面力		備 考
		取 付 部	エレメント間	M(tm)	S(t)	
1	川崎側 残留沈下 曲線	自 由	剛	203000	5720	
2		自 由	1ヶ所のみ半剛	203000	5720	
3		ヒンジ	半 剛	603000	23600	
4	木更津側 残留沈下 曲線	ヒンジ	剛	235000	14600	端部より3函分を杭基礎とし、沈下曲線にすりつける
5		ヒンジ	剛	316000	17500	
6		ヒンジ	剛	190000	8320	荷重一定
7	不等沈下 曲線	バネ支点	剛	265000	16000	ゴム支承に相当したバネ支点
8			剛	357000	8540	$\delta_{max} = 18.1 \text{ cm}$
9			剛	231000	6310	$\delta_{max} = 9.2 \text{ cm}$
10			半 剛	293000	8310	$\delta_{max} = 18.1 \text{ cm}$
11	半 剛		229000	6170	$\delta_{max} = 9.2 \text{ cm}$	

注) 半剛: 曲げ剛性 $\alpha = 3.0 \times 10^{-8} \text{ rad/tm}$

(4) 温度応力の検討

温度変化によりかん体軸方向に生じる応力は、かん体と埋戻し土砂との間の摩擦力や地盤の弾性、塑性的な性質およびエレメント接合部の構造等によって大きく左右され、これらを明確に把握することが難しい。したがって、ここではかん体の拘束状態を種々に仮定し、概略の値をつかんでおく程度とした。

かん体が埋戻し土により完全に拘束されている場合には、 1°C 当りの温度降下に対し、断面に 30Kg/cm^2 の引張応力が作用し、全軸力は $6.450\text{ t/}^{\circ}\text{C}$ となる。

また、埋戻し土との間に摩擦はないものと仮定し、エレメント接合部が半剛構造のバネ継手で連結されているものとして、バネ定数と温度変化により生じる軸力および移動量との関係を調べた結果を図3-8に示し、応力計算の資料としておく。

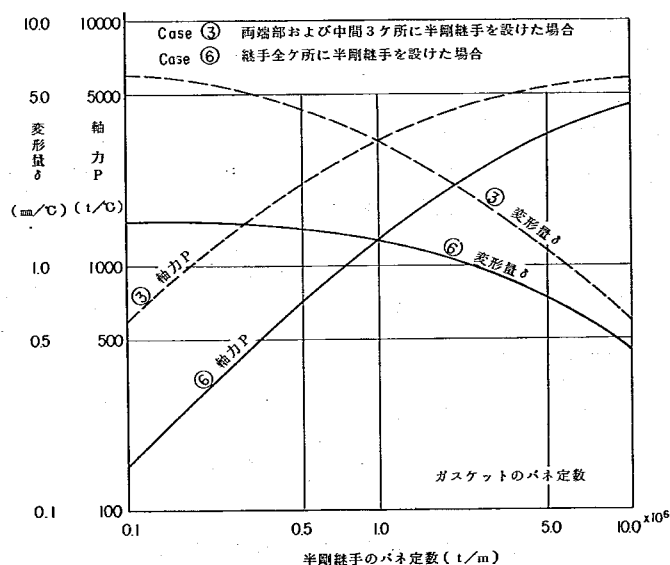


図3-8 半剛継手のバネ定数と温度応力の関係

3-2-4 杭基礎の設計

地盤沈下による応力検討結果より、特に沈下量が大きく、かん体軸方向応力が大きくなる川崎側人工島の斜路部は、基礎として部分的に杭を採用し、沈下を防止することも考えられる。

杭の配置は、断面方向に4本、軸方向に5~10m間隔とし、 $\phi 1.0\text{ m}$ $t=19\text{ mm}$ の鋼管杭を使用するものとし、杭は鉛直力に対して設計を行い、荷重として完成時のかん体および載土の重量と、ネガティブフリクションを考慮した。

表 3 - 6 沈埋トンネル部杭基礎計算結果

		$\phi 1016 \text{ mm}$, $t = 19 \text{ mm}$	備 考
極 限 支 持 力 R_u		1 6 2 0 t/本	マイヤホフ式による。N=50 先端摩擦効果が100%期待できるものとした場合
許 容 支 持 力	常 時 R_a	5 4 0 "	$R_u/3$
	負の摩擦力を考慮 R_a'	1 0 8 0 "	$R_u/1.5$
杭 頭 荷 重		1 7 5 "	
負の 摩 擦 力 + 杭 頭 荷 重	日本道路公団 の式による場 合	杭先端	6 4 1 "
		中立点	1 0 0 4 " $\sigma_s = 1950 \text{ Kg/cm}^2$
	負の摩擦力を 粘着力から計 算した場合	杭先端	6 8 5 "
		中立点	1 0 1 7 " $\sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2$

注) 中立点を杭上面より 0.8ℓ 点にあるとした場合について示した。

3 - 3 設計地震動および地震応答計算に使用した地震動の加速度波形

3 - 3 - 1 設計地震動

東京湾地区における地震調査もしくは、地震動調査については、参考文献3)の「1.地震活動度調査」および「2.地震計設置の例」に詳しく示されている。しかし設計地震動は、沈埋トンネル建設地点の地震の強弱のみならず、当該構造物の設計耐用年数や地震の再現期間などの、種々の要素を考慮にいれて決定する必要がある。従って本設計例においては、指針「3.4 設計地震動」の規定に従って以下のように定めた。

(1) 設計基盤面において考慮する地震動の加速度

設計基盤面において考慮する地震動の加速度は指針に従い次式で求める。

$$A_{oh} = \nu_z \cdot A_o$$

ここに、 A_{oh} : 設計基盤面における水平加速度

ν_z : 地域別補正係数(東京湾地区では 1.0 である)

A_o : 設計基盤面で考慮する標準水平加速度

ここで、設計基盤面で考慮する標準水平加速度は 100~150 ガルを目安とするとされているので、本設計例ではこのうちの大きい方の値を使用することにし、150 ガルとした。従って、設計基盤面で考慮する地震動の水平加速度は 150 ガルとなる。なお、設計基盤面で考慮する地震動の鉛直加速度は指針に従って、水平加速度の 1/2 とし、75 ガルとした。

(2) 震度法における設計震度

震度法における設計震度は、指針においては沈埋トンネル建設地点の地震の強弱、地盤の種類、沈埋トンネルの重要度などを考慮して定めるものと規定されており、また解説では、設計震度を規定した各種基準を示し、責任技術者が実情を勘案して決定することができる載量の余地を残している。

本設計例では、次の設計震度を考慮することにした。

換気塔 $k_h = 0.24$

沈埋トンネル $k_h = 0.22$

地盤の安定の検討 $k_h = 0.18$

ただし、換気塔の設計震度は、上記の値に、換気塔の応答を考慮した補正係数 β を乗じた値とする。

上記の震度は、現在までに建設もしくは建設中の沈埋トンネルにおける事例、フィルダム等の設計に用いられる設計震度、日本国有鉄道構造物設計基準規定にもり込まれている深さ方向の震度の補正などを考慮して定めたものである。

また、指針においては設計震度を求める一方法として、次の方法が提案されている。

$$k_h = \nu_z \cdot \nu_l \cdot \nu_s \cdot k_{oh}$$

ここに、 k_h : 設計水平震動
 ν_z : 地域別補正係数
 ν_l : 重要度別補正係数
 ν_s : 地盤別補正係数
 k_{oh} : 設計震度の基準値 = 0.2

この方法を本設計例に適用するものとすれば、地域別補正係数 ν_z および重要度別補正係数 ν_l は1.0である。また、地盤別補正係数は、設計の対象とする構造物もしくは、表層部の地盤が支持されている地盤の種類を考慮すると、おおむね沈埋トンネルについては1.1、換気塔については1.2、地盤の安定については0.9となる。従って、設計水平震度の基本値は0.2であるので、この方法によって求めた設計震度は上記の値と近似し、大きな矛盾は生じない。設計鉛直震度は指針に従い、設計水平震度の1/2とした。

3-3-2 地震応答計算に使用した地震動の加速度波形

沈埋トンネルの地震応答計算には表3-7に示す4種類の地震動の加速度波形と平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所、1970、岩盤）を使用した。4種類の地震動の波形は、以下のいずれかの理由から選定した。

- (1) 地震記録の得られた地点の地盤条件が耐震計算上の基盤面と考えている地盤条件と類似していること。

(2) 建設地点付近で得られた記録であること。

(3) 地震動のもつ属性のうちから震央距離とマグニチュードをとりあげ、以下の分類にあてはまる記録であること。

(i) 遠距離に発生した大規模地震 (根室半島沖地震 [$M=7.4$ 、 $\Delta=305\text{Km}$]、八丈島近海地震 [$M=7.2$ 、 $\Delta=275\text{Km}$])

(ii) 中距離に発生した中規模地震 (越前岬沖地震 [$M=6.9$ 、 $\Delta=153\text{Km}$])

(iii) 近距離に発生した小規模地震 (多摩川下流地震 [$M=4.5$ 、 $\Delta=8\text{Km}$])

基盤に作用させた地震動の最大加速度は、実際に記録された最大加速度を使用し、マグニチュードおよび震央距離を固定して最大加速度の値を修正することはさけることにした。しかしながら応答レベルの比較の為に、 150 ガルの加速度に正規化して検討の資材とするようにした。

鉛直方向の応答計算には、水平方向の加速度波形を用い最大加速度は $1/2$ 倍することにした。

沈埋トンネルの応答計算に使用した4種類の地震動の波形と平均応答スペクトル曲線の加速度応答倍率曲線 β (1 ガル当り、 $h=20\%$) を図 3-9 に示す。

表 3 - 7 地震動の加速度波形および平均応答スペクトル曲線

成分	地震名	発生年月日	記録地	M	震央距離(Km)	継続時間(秒)	最大速度(gal)
①	根室半島沖地震	1973. 6.17	静内 (-40m)	7.4	305	12	45
②	八丈島近海地震	1972.12. 4	観音崎(-80m)	7.2	275	15	10
③	越前岬沖地震	1963. 3.27	岩屋	6.9	153	9	22
④	多摩川下流地震	1970. 9.30	川崎 (-127m)	4.5	8	10	6
⑤	平均応答スペクトル曲線 (建設省土木研究所 1970, 岩盤, $h = 20\%$)						

注 ()内の数字は地表面からの深度を表わす。

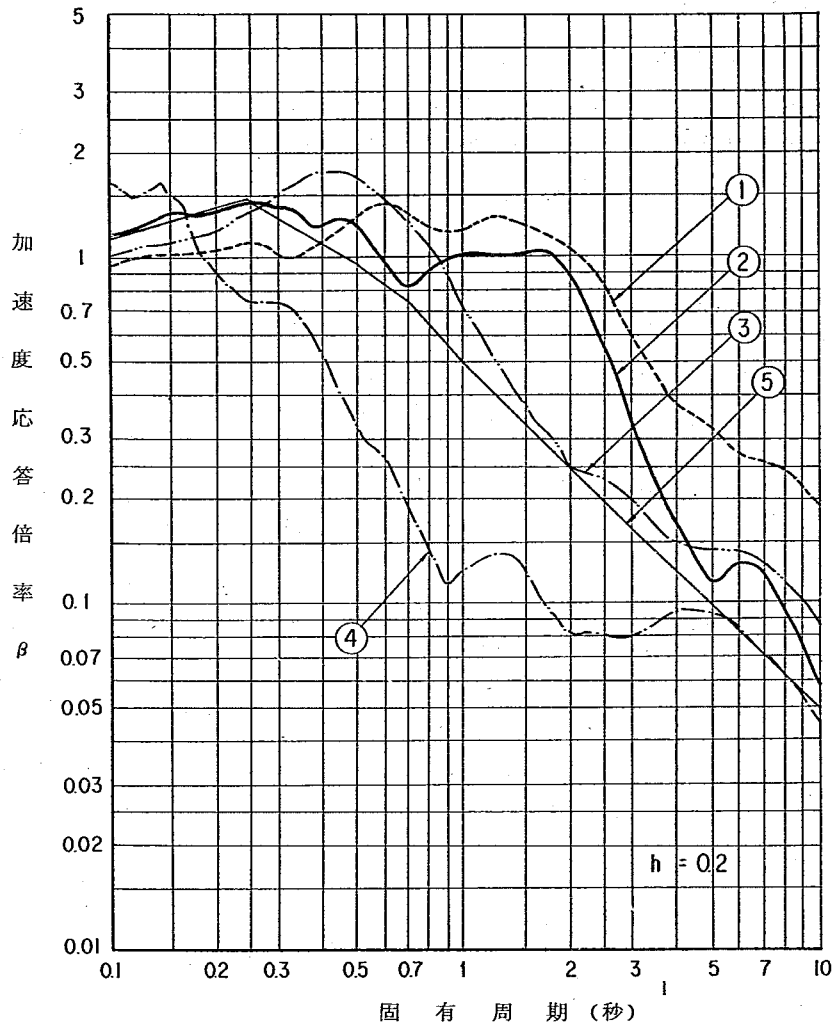


図 3 - 9 加速度応答倍率曲線 β (1 gal 当り)

第4章 沈埋トンネル部の設計

4-1 概 説

本章では指針案「第3章耐震設計」図3-1に示されている沈埋トンネルの耐震設計フローチャートの1例に従い、沈埋トンネル部および周辺地盤部の安定の検討と沈埋トンネル部の縦断方向および横断方向の断面設計について考察する。

周辺地盤部の安定は震度法によるすべりに対する安全率の検討と動的解析によって行なった。

沈埋トンネル部の安定は震度法を用いてトンネル横断方向の浮力に対する安定、鉛直支持力に対する安定、滑動に対する安定を検討した。

沈埋トンネル部の縦断方向の設計は変位法を用いて行ない、さらに地盤を質量バネ系、沈埋トンネルをバネによって地盤に保持された力学系に置換した地震応答計算によって変位法による結果を検証した。

沈埋トンネル横断面の設計は単位奥行きのかん体を周辺の地盤によって弾性的に支持された箱型ラーメン構造物として取扱い、震度法を適用して行なった。

4-2 周辺地盤の安定の検討

沈埋トンネル周辺部の地盤条件は3-1に示すような軟質な粘性土を主とする沖積層から成っている。したがって、沈埋トンネル部は直接に下方の軟質な地盤によってのみ支持されることを考慮して、沈埋トンネル部底面以深の地盤について地震時の安定の検討を行った。

適用地盤としては軟質な粘性土が発達して分布している川崎側の海底部を考えた。この地点の地盤構成は図4-1に示す通りである。

計算は、指針案「3-8-2地盤の安定計算」によって震度法を用い、所定の安全率が得られない場合には動的取扱いによる計算を行うものとした。

検討の対象となるI層のせん断強度 τ_f は一軸圧縮強度 q_u の土質試験結果の深さ方向の分布から地震時に急激な強度低下は生じないものとして

$$\tau_f = C = 0.15 \times t / \text{m}^2$$

但し、内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$

x : 海底面からの深さ

とした。

深 さ	地 層 区 分	N 値	単位重量 t/m^3
21.8m	I 層 粘 土 シルト	0~2	1.4
	ロ 層 粘 土 シルト 砂	5~25	1.7
36.8m	ニ-1 細 砂	<50	2.0
40.8m	ホ-2 硬 質 層 粘 土	<20	1.8
63m	ヘ 層 細 砂 礫	<50	1.9
140m	泥 岩 岩 盤	—	<2.3

図4-1 川崎側海底地盤構成図

4-2-1 震度法による検討

図4-2に示すように、海底面から深さDmの範囲まで地震が作用するものとし、沈埋トンネル部底面直下の地盤内に水平スベリ面を仮定し、単位面積を有する土柱の力のつり合いから安全率を求める。

地震力を P_E 、底面せん断抵抗力を Q_B 、1層の単位重量を τ_t 、水平震度を R_h とすれば安全率 F_s は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{Q_B}{P_E} = \frac{\tau_f}{k_h \cdot D \cdot \tau_t} \quad (4-1)$$

τ_f : 地盤のせん断強度

ここで、設計震度 $k_h=0.18$ 、 $D=10$ m、想定する水平スベリ面の海底面からの深さ $x=16$ mとすれば、 $\tau_t=1.4$ t/m²であるから

$$(4.1) \text{ 式より } F_s = \frac{0.15 \times 16}{0.18 \times 10 \times 1.4} = 0.95 \quad \text{となった。}$$

4-2-2 動的取扱いによる検討

図4-1に示す地盤を水平方向にその分布が一樣と考えて地盤を図4-3に示すような多質点系せん断振動モデルに置換し、基盤面に入力を与えることによって地震時の地盤の最大水平変位量 $U_{\max}(x)$ 、せん断ヒズミ τ 、せん断応力度を求めた。質点の間隔は2~3mとし地盤の減衰定数 h は地震時での地盤のヒズミレベルを考慮して $h=0.20$ とした。入力平均応答スペクトル曲線(建設省土木研究所1970、岩盤上、 $h=0.20$)を用い、基盤面上で最大加速度を150galとした場合と根室半島沖地震(1973)による静内の地下40mで得られた加速度の波形を使用する場合を

考えた(図3-9参照)。計算は1層のせん断弾性係数 G の分布の相違による影響を考慮して図4-4に示すようにに深さ方向に等分布の場合と、海底面で $G=0$ とし1層中央では等分布の場合の G の値とした三角形分布の場合の2つのケースについて行った。各層の G の大きさについてはPS

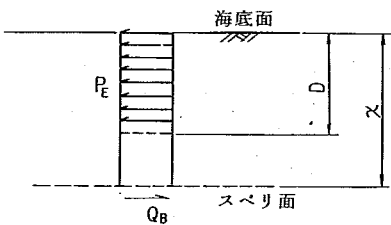


図4-2 震度法によるモデル

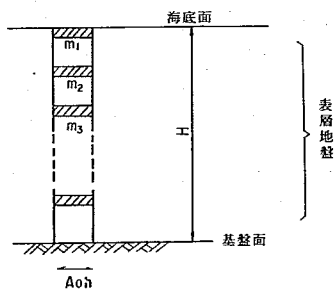


図4-3 地盤の多質点系せん断振動モデル

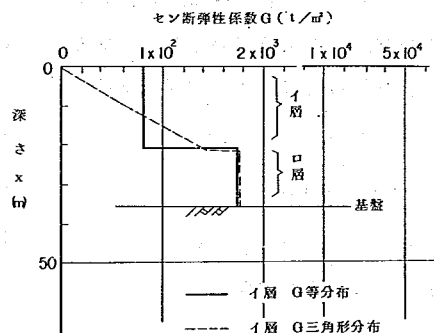


図4-4 動的取扱いによる計算に用いた深さ方向の G の分布図

検層で測定された横波の速度 V_s を地震時でのヒズミレベルの増加を考慮して $1/2$ 倍とした設計せん断波速度 V_{SD} を用いて

$$G = \frac{\tau_t}{g} \cdot V_{SD}^2$$

ここに、 g : 重力の加速度

から求めた。

計算結果は地盤の最大水平変位量 $U_{max}(x)$ 、せん断ヒズミ τ 、せん断応力度 $\tau_u(x)$ について、それぞれ図 4-5、4-6、4-7 に示す通りである。

これらの結果から、次のことが言える。

- 1) 安全率として $F_s(x) = \tau_f / \tau_u(x)$ とすれば平均応答スペクトル曲線で G を三角形分布とした場合を除いて $F_s(x) > 1$ となっている。
- 2) 前項から、平均応答スペクトル曲線を用いた場合 G の分布の相違によって海底面近くでは $\tau_u(x)$ は大きな影響を受ける。
- 3) 最大水平変位量は海底面に近づくほど大きくなり、海底面では $4 \sim 5$ cm である。 G の分布の相違による影響は小さい。
- 4) 地盤中のせん断ヒズミは 1 層では G の分布の相違による影響を大きく受け、 G が三角形分布の場合では等分布の場合に比べて海底面近くで大きく深くなるにつれて小さくなっている。
- 5) 沈埋トンネル部底面直下の海底面下 16 m 程度のレベルでは、各ケース、入力によっても地盤に生じるせん断応力度 $\tau_u(x)$ は τ_f に比べかなり小さくなっており安定であると言える。
- 6) 根室半島沖地震で基盤面での最大加速度を波形特性を考慮せずに 150 gal に正規化した場合図 4-7 の中の一点鎖線で

示した曲線のようになる。これによると地盤に生じるせん断応力度はせん断強度 τ_f よりも著しく大きくなっていることが分る。このように波形特性を考慮せずに正規化することの当否は明確でないが、海底面近くでは安定の度合は低下しており、地盤の動的諸特性を考慮したより詳細な検討が必要とされよう。

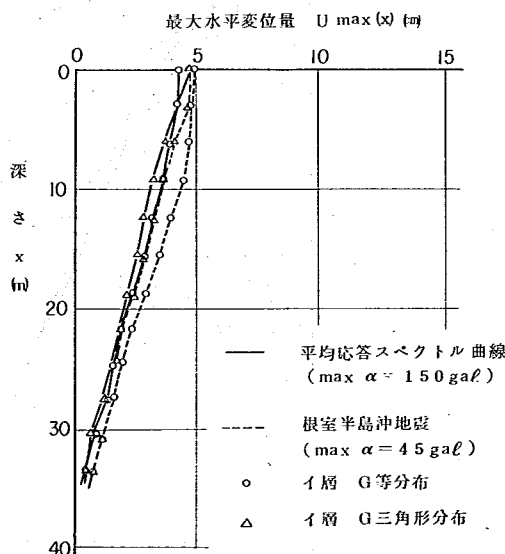


図 4-5 地盤中の最大水平変位量の分布図

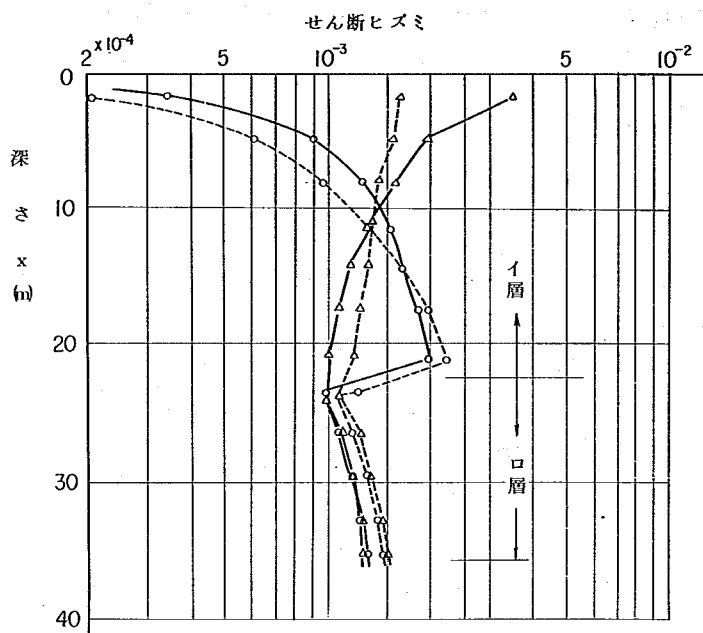


図 4 - 6 地盤中のせん断ヒズミの分布図

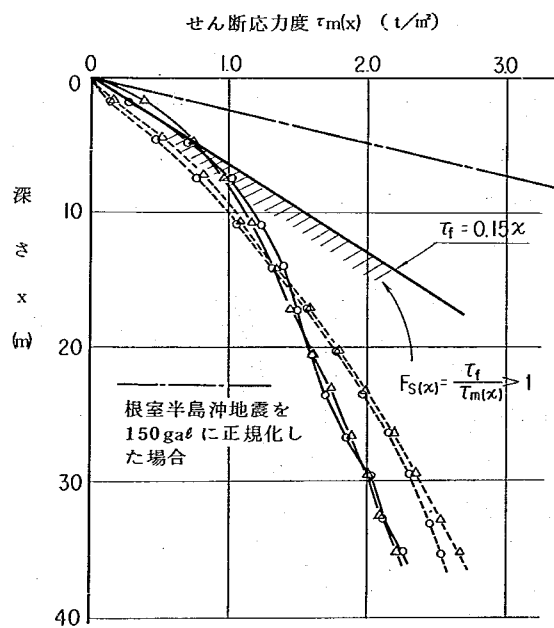


図 4 - 7 地盤中のせん断応力度の分布図

4-3 沈埋トンネル部の安定

4-3-1 浮力に対する安定

(1) 常時

沈埋トンネル部の断面形状を決定する際、浮力に対する安定を考慮してかん体の重量は浮力を上まわるように配慮されている。本例では、従来の経験（施工例）を参考にして、浮力に対する安全率を1.1以上とした。

$$\frac{\text{かん体重量 } W_T}{\text{浮力 } B_y} = \frac{W_T}{A_T r_w} = \frac{649.7}{574.0 \times 1.025} = 1.103 > 1.1$$

なお、上記の安全率の規定は実情よりかなり安全例にあると考えられる。浮上に対する抵抗として、上載土の重量および側壁面における摩擦力をも考慮すれば、実質上の安全率として

$$\frac{\text{浮上抵抗力 } W}{\text{浮力 } B_y} = \frac{W_T' + W_S + 2F}{(A_T + A_S) r_w} = \frac{649.7 + 150.3 + 2 \times 54.0 \times 0.5}{(574.6 + 75.1) \times 1.025} = 1.282$$

を期待することができるものと考えられる。

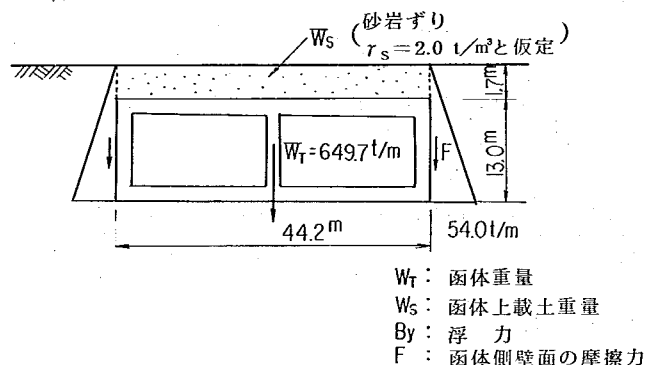


図4-8 浮力に対する抵抗力

(2) 地震時

地震時におけるかん体の浮力に対する安定を震度法によって検討した。

かん体に対して鉛直震度 $k_v = 0.11$ が上向きに作用する場合について、常時と同様にして安全率を求めると次式のとおりとなる。

$$\frac{\text{浮上抵抗力 } W'}{\text{浮力 } B_y} = \frac{(649.7 + 150.3) \times (1 - 0.11) + 2 \times 54.0 \times 0.5}{(574.6 + 75.1) \times 1.025} = 1.150$$

4-3-2 鉛直支持力の検討

かん体の単位体積重量 ($r_T = 1.13 \text{ t/m}^3$) は、かん体を埋設する前に存在していた土砂の単位体積重量 ($r_s = 1.35 \sim 1.45 \text{ t/m}^3$) より小さい。これは、かん体底面から地盤に作用する荷重 (反力) が建設前の土塊による先行荷重より小さいことを意味し、この理由により、沈埋トンネル建設の際地盤の鉛直支持力については問題が少ない場合が普通である。

現地盤の一軸圧縮強度 q_u は、ボーリングによる土質調査の結果から、次式の関係が明らかにされている。

$$q_u = 0.3 z \quad (z: \text{深さ (m)})$$

したがって、かん体底面の深さにおいては約 4.5 t/m^2 である。一方、地盤の極限支持力 q は、粘土質地盤中の浅い連続基礎に対して、次式が与えられている。

$$q = 5.3 C + r_s' D_f$$

ここに、 C : 土の粘着力 ($= q_u / 2$)

D_f : 基礎の深さ

上式より $q = 5.3 \times \frac{0.3 \times 14.7}{2} + 1.0 \times 14.7 = 26.39 \text{ t/m}^2$ である。

かん体底面における荷重 (反力) は次のとおりである。

① 常時

$$\frac{W_T + W_s - r_w(A_T + A_s)}{B_T} = \frac{649.7 + 150.3 - 1.015 \times (574.6 + 75.1)}{44.2} = 3.18 \text{ t/m}^2$$

② 地震時 ($k_v = 0.11$ 下向き)

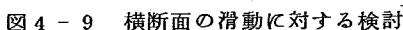
$$\frac{(W_T + W_s)(1 + k_v) - r_w(A_T + A_s)}{B_T} = \frac{(649.7 + 150.3) \times 1.11 - 1.015 \times (574.6 + 75.1)}{44.2} = 5.17 \text{ t/m}^2$$

4-3-3 滑動の検討

震動法により沈埋トンネル部の横断方向の滑動に対する安定の検討を行なった。

作用荷重は、沈埋トンネルの本体とその上載土に作用する慣性力および地震時主働土圧とし、これらの荷重に対して沈埋トンネル底面に作用するせん断力および地震時受働土圧で抵抗するものとして滑動に対する安全率を求めた。

設計震度は「3-3-1 設計地震動」に従い、水平設計震度はトンネル部 $k_h = 0.22$ 、地盤部 $k_h = 0.18$ とした。また、地震力の作用範囲は地表面から 10m までとした。

$$F_s = \frac{H_{u1} + H_{u2} + P_p}{W_{ph} + W_{sh1} + W_{sh2} + P_A} = \frac{68.1 + 32.2 + 90.1}{86.4 + 27.1 + 14.4 + 48.6} = 1.07 > 1.0$$


(1) 作用荷重

$$\therefore W_{sh1} = 1.70 \times 44.2 \times 2.00 \times 0.18 = 27.1 \text{ t/m}$$

c トンネル側壁部に作用する主働土圧

地震力が作用する海底面から深さ 10 m までの区間は物部氏の地震時主働土圧を適用し、それ以深では常時の主働土圧として計算する。

海底面より深さ 10 m の位置の土圧強度は地震時、常時のいずれか大きい方の値をとってトンネル底面での土圧強度とすりつけるものとする。

1 地震時主働土圧の計算

$$P_{AE} = (rZ + q_s) \cdot K_{AE}$$

ここに P_{AE} : 壁面に直角な地震時主働土圧強度

Z : トンネル天端面からの深さ

r : 土の有効単位重量

q_s : トンネル上載土の荷重

K_{AE} : 地震時主働土圧係数で次式で表わされる。

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{s'})}{\cos \theta_{s'} \cdot \cos(\theta_{s'} + \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta') \sin(\phi - \theta_{s'})}{\cos(\theta_{s'} + \delta')}} \right]^2}$$

ここに ϕ : 埋戻し土の内部摩擦角 35°

δ' : 壁面と埋戻し土との間の摩擦角

$$\delta' = \phi / 2 = 17.5^\circ$$

$\theta_{s'}$: 水中での地震合成角

$$\theta_{s'} = \tan^{-1} \frac{r_t}{r_t - r_w} \cdot k_{hs}$$

ここに r_w : 海水の単位体積重量 1.025 t/m^3

$$\therefore \theta_{s'} = \tan^{-1} \frac{2.00}{2.00 - 1.025} \times 0.18$$

$$= \tan^{-1} 0.3692 = 0.354 \text{ rad}$$

以上を代入して K_{AE} を求めると

$$K_{AE} = 0.557$$

$$q_s = H_s \cdot r = 1.70 \times 1.00 = 1.70 \text{ t/m}^2$$

したがって、壁面での土圧強度は次表に示す通りである。

$$\text{壁面での土圧強度 } P_{AE} = (rZ + q_s) \cdot K_{AE}$$

位 置	Z(m)	P _{AE}
トンネル天端	0	0.947
海底面-10m	8.30	5.570

□ 海底面-10m以深の範囲

常時土圧で計算する。

$$P_A = (r \cdot Z + q_s) K_A$$

ここに r, Z, q_s : 地震時主働土圧と同様

K_A : 主働土圧係数で次式で表わされる。

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

ここに ϕ : 埋戻し土の内部摩擦角 35°

δ : 壁面と埋戻し土との間の摩擦角

$$\delta = \phi / 2 = 17.5^\circ$$

以上の数値を代入して K_A を求めると

$$K_A = 0.246$$

となる。

したがって壁面での土圧強度は次表に示す通り

$$\text{壁面での土圧強度 } P_A = (rZ + q_s) \cdot K_A$$

位 置	Z(m)	P _A (t/m ²)
海底面-10.0m	8.30	2.46
トンネル底面	13.0	3.62

以上の結果より、海底面-10mでの土圧強度は地震時主働土圧強度の値を用いることとする。

よって全主働土圧 P_A は

$$P_A = \frac{1}{2} (0.947 + 5.57) \times 8.30 + \frac{1}{2} (5.57 + 3.62) \times (13.0 - 8.30) \\ = 48.6 \text{ t/m}$$

d 受働側、側壁の外側の埋戻し土に作用する慣性力

$$W_{sh2} = 4.00 \times 10.0 \times 2.00 \times 0.18 = 14.4 \text{ t/m}$$

(iii) 抵抗力

a トンネル底面でのせん断力 H_u

$$H_u = (W_B - A_B \cdot r_w + r \cdot H_s \cdot B) \cdot f$$

ここに W_B : 軀体重量 650 t/m

A_B : トンネル横断面積 (外周) = $B \cdot H_B$

r_w : 海水の単位体積重量 1.025 t/m³

r : 上載土の有効単位重量 1.00 t/m³

f : 底面と地盤との間の静止摩擦係数

砂とコンクリート $f = 0.50$

$$\begin{aligned} \therefore H_u &= (650 - 44.2 \times 13.0 \times 1.025 + 1.00 \times 1.70 \times 44.2) \times 0.50 \\ &= 136.175 \times 0.50 = 68.1 \text{ t/m} \end{aligned}$$

b 受働土圧による抵抗力

原地盤の粘性土と埋戻し土との強度特性が著しく異なるので、物部の方法によって求めた地震時受働土圧とスベリ面を埋戻し土と原地盤との境界面付近に生じるものとして、クーロン土圧を適用して求めた受働土圧との計算結果から小さい値を受働側の抵抗力とする。

1 通常の地震時受働土圧の考え方による計算

o 海底面から深さ 10.0m 迄の範囲

$$P_{PE} = (rZ + q_s) \cdot K_{PE}$$

ここに r, Z, q_s : 主働土圧の場合と同様

K_{PE} : 地震時主働土圧係数で次式で表わされる

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{s'})}{\cos \theta_{s'} \cos(\delta' - \theta_{s'}) \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta') \sin(\phi - \theta_{s'})}{\cos(\delta - \theta_{s'})} \right]^2}$$

$\theta_{s'} = 0.3537 \text{ rad}$, $\phi = 35^\circ$, $\delta' = \frac{\phi}{2} = 17.5^\circ$ を代入すると

$$K_{PE} = 5.15$$

となる。

$q_s = 1.70 \text{ t/m}^2$ より、壁面に直角な方向の土圧強度は次表にて表わされる。

位 置	Z(m)	$P_{PE}(\text{t/m}^2)$
トンネル天端	0	8.76
海底面 - 10.0m	8.30	51.5

- 深さ10m以深

常時の受働土圧強度 P_P

$$P_P = (\gamma \cdot Z + q_s) K_P$$

ここに γ, Z, q_s 前出

K_P : 主働土圧係数で次式で表わされる

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right)^2}$$

$\phi = 35^\circ, \delta = \frac{\phi}{2} = 17.5^\circ$ を代入すると

$$K_P = 7.36$$

よって壁面に直角な方向の土圧強度は次表のようになる。

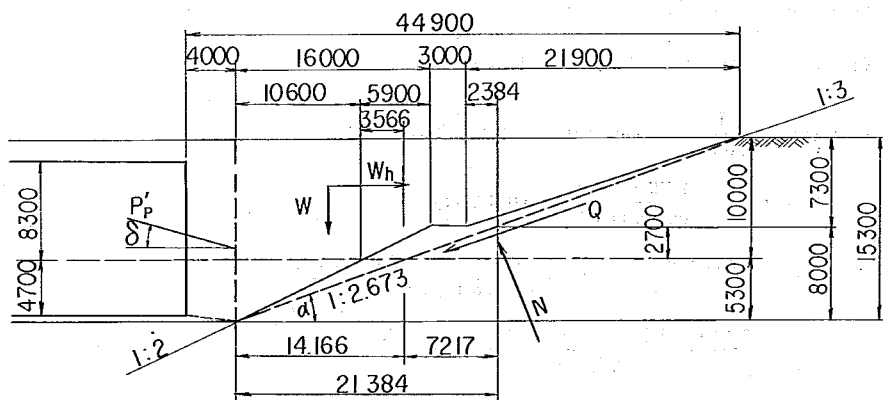
位 置	Z(m)	$P_P(t/m^2)$
海底面-10.0m	8.30	73.6
トンネル底面	13.0	108

以上の結果より、海底面-10.0mでの受働土圧強度の値としては小さい地震時の値を用いる。

したがって全受働土圧 P_P は

$$P_P = \frac{1}{2} (8.76 + 51.5) \times 8.30 + \frac{1}{2} (51.5 + 108) \times (13.0 - 8.30) \\ = 62.5 t/m$$

- スペリ面を埋戻し土と原地盤との境界近くに想定する場合



P_P' はすべり面上の土のクサビに作用する力のつり合いから

$$P_P' = \frac{W \cdot \sin \alpha - W_h \cdot \cos \alpha + Q}{\cos(\alpha + \delta)}$$

で求められる。

ここに P_P : 仮想背面上に作用する全受働土圧

W : 土のクサビの有効重量

W_h : " に作用する慣性力

Q : スべり面でのせん断抵抗力

α : " が水平となす角

δ : 仮想背面上での土の摩擦角でこの場合 $\delta = \phi = 35^\circ = 0.6109 \text{ rad}$ とする

$$\begin{aligned} W &= \{ (7.30 + 15.3) \times 16.0 \times 1/2 + (3.00 + 24.9) \times 7.30 \times 1/2 \} \times 1.00 \\ &\quad + \{ (3.00 + 23.48) \times 8.00 \times 1/2 + 2,384 \times 7.30 \times 1/2 \} \times 0.40 \\ &= (180.8 + 101.8) \times 1.00 + (21.5 + 8.70) \times 0.40 \\ &= 294 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_h &= \{ (10.6 \times 10.0 + (7.30 + 10.0) \times 5.40 \times 1/2 + (3.00 + 24.9) \times 7.30 \times 1/2 \} \\ &\quad \times 2.00 \times 0.18 + \{ (3,566 + 5,384) \times 2.70 \times 1/2 + 2,384 \times 7.30 \times 1/2 \} \times 1.40 \times 0.18 \\ &= (106.0 + 46.71 + 101.8) \times 0.36 + (12.1 + 8.70) \times 0.252 \\ &= 91.8 + 5.24 \\ &= 97.0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$Q = C_m \frac{\ell}{\cos \alpha}$$

ここに C_m : 平均粘着力

$$C_m = \frac{1}{2} \times 0.15 \times 15,300 = 1.15 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{2.673} = \tan^{-1} 0.3741 = 0.3580 \text{ rad}$$

$$\therefore Q = 1.15 \times \frac{44.9 - 4.00}{\cos 0.3580} = 50.2 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} \therefore P_P' &= \frac{294 \times \sin 0.3580 - 97.0 \times \cos 0.3580 + 50.2}{\cos(0.3580 + 0.6109)} \\ &= \frac{294 \times 0.3504 - 97.0 \times 0.9366 + 50.2}{0.5662} = 110 \text{ t/m} \end{aligned}$$

したがって壁に直角な成分は

$$P_P = P_P' \cos \delta = 110 \times \cos 35^\circ = 90.1 \text{ t/m}$$

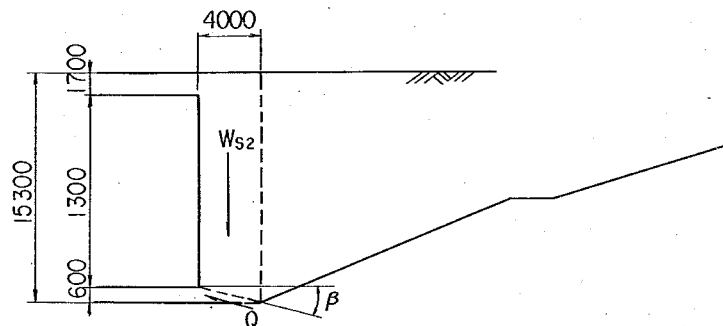
以上の結果より、受働土圧による抵抗力としては値の小さい。

$$P_p = 90.1 \text{ t/m}$$

とする。

c 受働側、側壁とのり先を通る鉛直線で囲まれた部分の埋戻し土内のせん断抵抗力

$$W_{s2} = (14.7 + 15.3) \times 4.00 \times 1/2 \times 1.00 = 60.0 \text{ t/m}$$



$$Q' = W_{s2} \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi$$

ここに Q' : 埋戻し土内のせん断抵抗力

ϕ : の内部摩擦角

$$\beta = \tan^{-1} \frac{0.60}{4.00} = \tan^{-1} 0.150 = 0.1489 \text{ rad}$$

$$\therefore Q' = 60.0 \times \cos 0.1489 \times \tan 35^\circ$$

$$= 60.0 \times 0.9889 \times 0.7002 = 41.5 \text{ t/m}$$

$$H_{02} = (Q' - W_{s2} \cdot \sin \beta) \cdot \cos \beta$$

$$= (41.5 - 60.0 \times 0.1484) \times 0.9889 = 32.2 \text{ t/m}$$

4-4 トンネル部の耐震設計

4-4-1 縦断方向の耐震設計

(1) 設計条件

沈埋トンネルは長さ3,340m、幅4.2m、高さ1.30mの矩形断面である。地震時断面力の計算に使用した断面定数を表4-1に示す。

沈埋トンネルのエレメント間相互は剛継手で接続されており、また、沈埋トンネルと換気塔とは構造上独立したものと扱った。

基盤面は、地質調査、弾性波探査等の結果から水底面下30~40mの位置にあるニ-1層、およびホ-2層の上面に設定した。

基盤面から上の地盤の弾性係数は、せん断弾性波速度の実測値もしくは推定値を1/2倍した値と単位体積重量から求めた。東京湾湾央西部におけるせん断弾性波速度とN値との関係を図4-10

表4-1 地震時断面力の計算に使用した断面定数

コンクリートの弾性係数		E	$3.0 \times 10^6 \text{ t/m}$
断面二次モーメント	水平方向	I_1	$43,700 \text{ m}^4$
	鉛直方向	I_2	$5,150 \text{ m}^4$
断 面 積		A	215 m^2
曲 げ 剛 性	水平方向	EI_1	$1.311 \times 10^{10} \text{ tm}^2$
	鉛直方向	EI_2	$1.545 \times 10^{10} \text{ tm}^2$
縦断方向剛性		EA	$6.45 \times 10^8 \text{ t}$
縦断方向単位長当り重量		W	650 t/m

に示す。実測実験による研究の例から 10^{-3} 程度の歪の時の地盤の剛さは 10^{-6} 程度の歪の時の剛さに対して、約 $1/4$ になる。従って、解析の結果、地盤に生じる歪は 10^{-3} 程度であるからせん断弾性波速度は 10^{-3} 程度のときは 10^{-6} 程度の剛さの時の $1/2$ 程度としたものである。

このようにして求めた基盤面より上の地盤の弾性係数を図4-11、表4-2に示す。

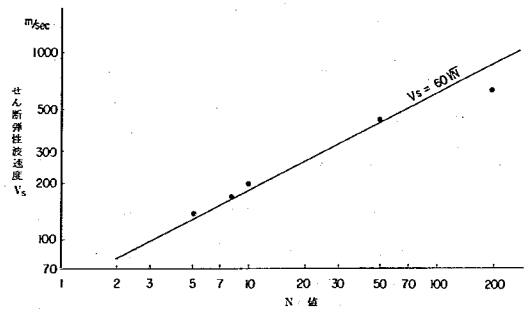


図4-10 東京湾湾央西部におけるせん断弾性波速度とN値の関係

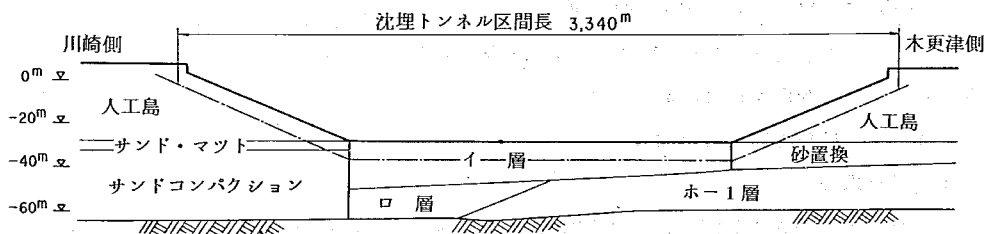


図4-11 表層地盤

表 4-2 地盤定数

地盤種別	単位体積重量(t/m ³)	設計に考慮するセン*) 断弾性波速度(m/sec)	弾性係数E(t/m ²)
イ 層	1.4	75	2,400
ロ 層	1.7	100	5,200
ホ 1 層	1.8	130	9,300
盛 土	2.0	120	9,000
サンドマット	2.0	120	9,000
サンドコンパクション	1.7	100	5,200
砂 置 換	2.0	120	9,000

*) 弾性波探査による実測値もしくは推定値の1/2とした。

(2) 変位法による地震時断面力の算定

変位法による計算法に準拠して地震時断面力を算出した。詳しい計算法は付属資料地震応答変位振幅を用いた変位法に示す。ここで設計基盤面で考慮する水平加速度 A_0 は「3-3-1 設計地震動」に基いて150ガルとした。

地震動の波長は断面力が最大となるようにした場合と、基盤面から上の地盤の厚さの4倍ととした場合を求め後者については軸力による応力度と曲げモーメントによる応力度の重疊を検討した。

沈埋トンネルの変位に関する剛性係数は地盤中に埋設された沈埋トンネルの断面を引延ばして、半無限弾性体上に置かれた帯状の剛な板と考え次式で計算した。

$$K_1 \div K_2 \div G_s$$

$$K_3 \div E_s$$

ここで、 K_1, K_2, K_3 はそれぞれ、沈埋トンネルの軸方向、水平面内の軸直角方向、鉛直面内の軸直角方向の変位に関する剛性係数である。また、 G_s, E_s は、それぞれ、地盤の平均的なせん断弾性係数および、弾性係数である。

沈埋トンネルと換気塔とは構造上独立しているので境界条件を満足するよう断面力および変位はトンネルの両端部近傍において補正した。

表層地盤は2~3層の異なったセン断弾性波速度の地盤より構成されている。このような表層地盤の固有周期 T は次式で計算される換算セン断波速度をもった一様な地盤と置きかえて求めた。

$$T = \frac{4H}{V_{sc}} = \sum \frac{4H_i}{V_{si}}$$

ここで、 H, V_{sc} は、それぞれ、表層地盤の全厚さ、および換算セン断波速度であり、 H_i, V_{si} は i 番目の地盤の厚さ、およびセン断弾性波速度を1/2倍した値である。

鉛直面内の地盤の変形によってトンネルに生じる断面力は次の仮定のもとに、水平面内の場合と同様にして求めた。第1に鉛直面内の地盤の変形も鉛直面内を互いに直交した方向に進行する2組の波動によって表わされるものとし、波動の進行方向、向き、位相は水平面内の波動の場合と同じように取扱った。第2に、鉛直面内をトンネル軸に平行に進行する波動の変位振幅は水平面内を進行する波動の変位振幅の1/2とした。第3に、鉛直面内をトンネル軸に対して45°の角度で進行する波動の変位振幅は水平面内を進行する波動の変位振幅の3/4とした。

軸力は水平面内および鉛直面内を進行する波動によって、それぞれ2組ずつ、計4組生じる。これらの軸力は沈埋トンネルの同一方向に生じる場合があるので、次のような重畳を行なって検討を加えることにした。第1に波動の波長をトンネルに生じる断面力が最大となるようにとった場合には、水平面内もしくは鉛直面内の波動による2組の軸力の2乗和の平方根をとり、その大きい方の軸力をとることにした。第2に波動の波長を基盤面上の表層地盤の厚さの4倍ととった場合には水平面内および鉛直面内の波動による4組の軸力の2乗和の平方根とした。ここで、2乗和の平方根としたのは絶対値和をとることは非常に苛酷な波動の組み合わせをしていることになると考えられるので、このような際工學上よく用いられる手段として2乗和の平方根を使用したものである。また、波動の波長を断面力が最大となるようにとった場合に一平面内の波動による軸力を重畳したのは、最大波長という概念がトンネルに生じるおおむね最大の断面力を対象としているためで、それぞれの平面ごとに軸力の重畳を行ない検討を加えるようにしたものである。水平面、鉛直面の両面内の波動による軸力の重畳を検討するため、波動の波長を基盤面上の表層地盤の厚さの4倍ととった場合に4組の軸力を考慮することにした。

変位法によって計算した地表面最大変位およびトンネル最大変位の分布、最大断面力の分布をそれぞれ図4-12、4-13に、断面力の最大値を表4-3に示す。図4-12、4-13、表4-3には後述する地震応答計算による結果も併せ示されている。

表4-3 最大断面力

計算方式	地 震 応 答 計 算					変 位 法	
						表層地盤の 4倍の波長	断面力が最大 となる波長
地震種類	根室半島沖 地震 (1973. 6.17)	八丈島近海 地震 (1972.12. 4)	越前岬沖 地震 (1963. 3.27)	多摩川下流 地震 (1970. 9.30)	平均応答 スペクトル (岩盤上)	平均応答 スペクトル (岩盤上)	平均応答 スペクトル (岩盤上)
最大加速度 (gal)	45	10	22	6	150	150	150
軸力 (t)	19,900	3,750	2,450	180	15,400	9,900	20,600
水平曲げ モーメント(tm)	119,000	23,800	13,400	1,120	259,600	199,000	441,700
鉛直曲げ モーメント(tm)	26,200	5,800	3,500	280	70,000	139,400	147,000
水平せん断力 (t)	1,230	260	150	10	2,760	4,740	5,810
鉛直せん断力 (t)	540	120	70	6	2,000	3,720	4,290

(3) 地震応答計算による検証

地震応答計算では、地盤をバネ-質量系、沈埋トンネルを地盤に弾性的に保持される棒もしくは梁系とし、基盤に「3-3-2地震応答計算に使用した地震動の加速度波形」に示す4種類の地震動の波形と平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所、1970、岩盤）を作用させて、トンネルに生じる断面力を計算した。

計算に際しては、地盤の固有周期、減衰定数、振動モード、トンネルを保持する地盤のバネは、上述の変位法で用いた値と同一の値を用いた。

上下方向の応答計算では、上下方向の地盤の振動振幅は、水平方向（トンネル軸直角方向）の地盤の振幅だけを1/2とした。

地震応答計算によって求めた地表面変位およびトンネル変位、断面力の分布を図4-12~4-15に示す。ここで、図4-12、4-13は平均応答スペクトル曲線による計算結果を、図4-14、4-15は4種類の地震動の波形による計算結果を示している。

図4-12~4-15、表4-3に示すように、平均応答スペクトルおよび実地震加速度記録による地震応答計算によって求められる断面力は、変位法で断面力が最大となるように波長をとった場合の断面力より小さい。

なお、応答レベルの比較のために、波形特性を考慮することなく基盤に作用させる加速度の最大値を150ガルに正規化した場合の断面力を表4-4に示す。この場合には、根室半島沖地震および八丈島近海地震などの遠距離に発生した大規模地震を考慮した場合の軸力だけが変位法による最大断面力よりも大きくなっている。このような遠距離に発生した大規模地震による地震動の記録を最大加速度だけ150ガルに正規化することの可否は明確ではないが、地震応答計算の結果を参考にして、当該部分の断面の補強、防水対策などを施すのがよいと考えられる。

表4-4 最大断面力（最大加速度を150ガルに正規化した場合）

計算方式	地震応答計算					変位法	
						表層地盤の 4倍の波長	断面力が最大 となる波長
地震種類	根室半島沖 地震	八丈島近海 地震	越前岬沖 地震	多摩川下流 地震	平均応答 スペクトル (岩盤)	平均応答 スペクトル (岩盤)	平均応答 スペクトル (岩盤)
軸力(t)	66,300	56,300	16,700	4,500	15,400	9,900	20,600
曲げモーメント (水平)(tm)	396,700	357,000	91,400	28,000	259,600	199,000	441,700
曲げモーメント (鉛直)(tm)	87,300	87,000	23,900	7,000	70,000	139,400	147,000
せん断力 (水平)(tm)	4,100	3,900	1,000	250	2,760	4,740	5,810
せん断力 (鉛直)(t)	1,800	1,800	480	150	2,000	3,720	4,290

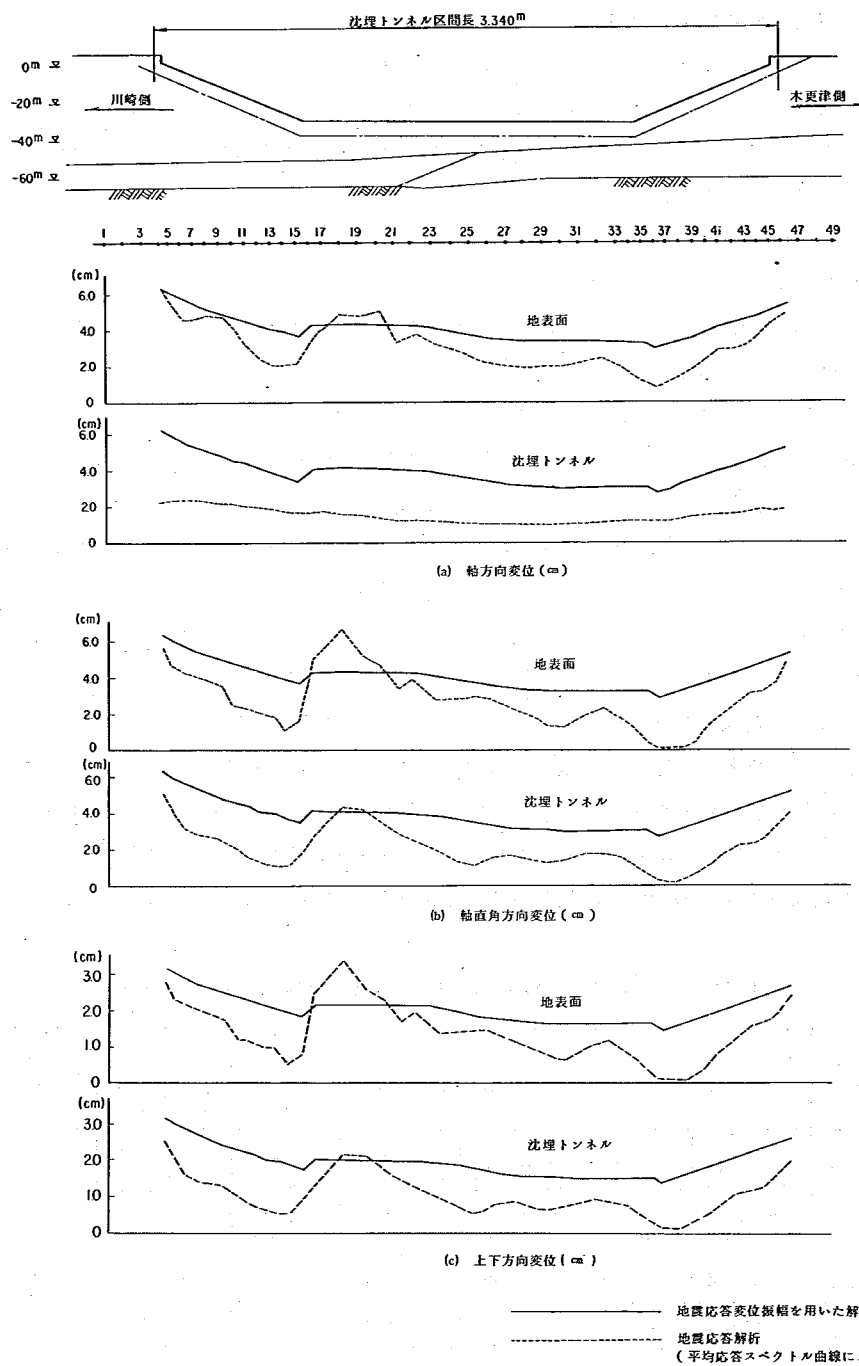


図 4-12 地震応答変位振幅を用いた解析法と地震応答解析 (平均応答スペクトル曲線による) による最大応答変位分布の比較

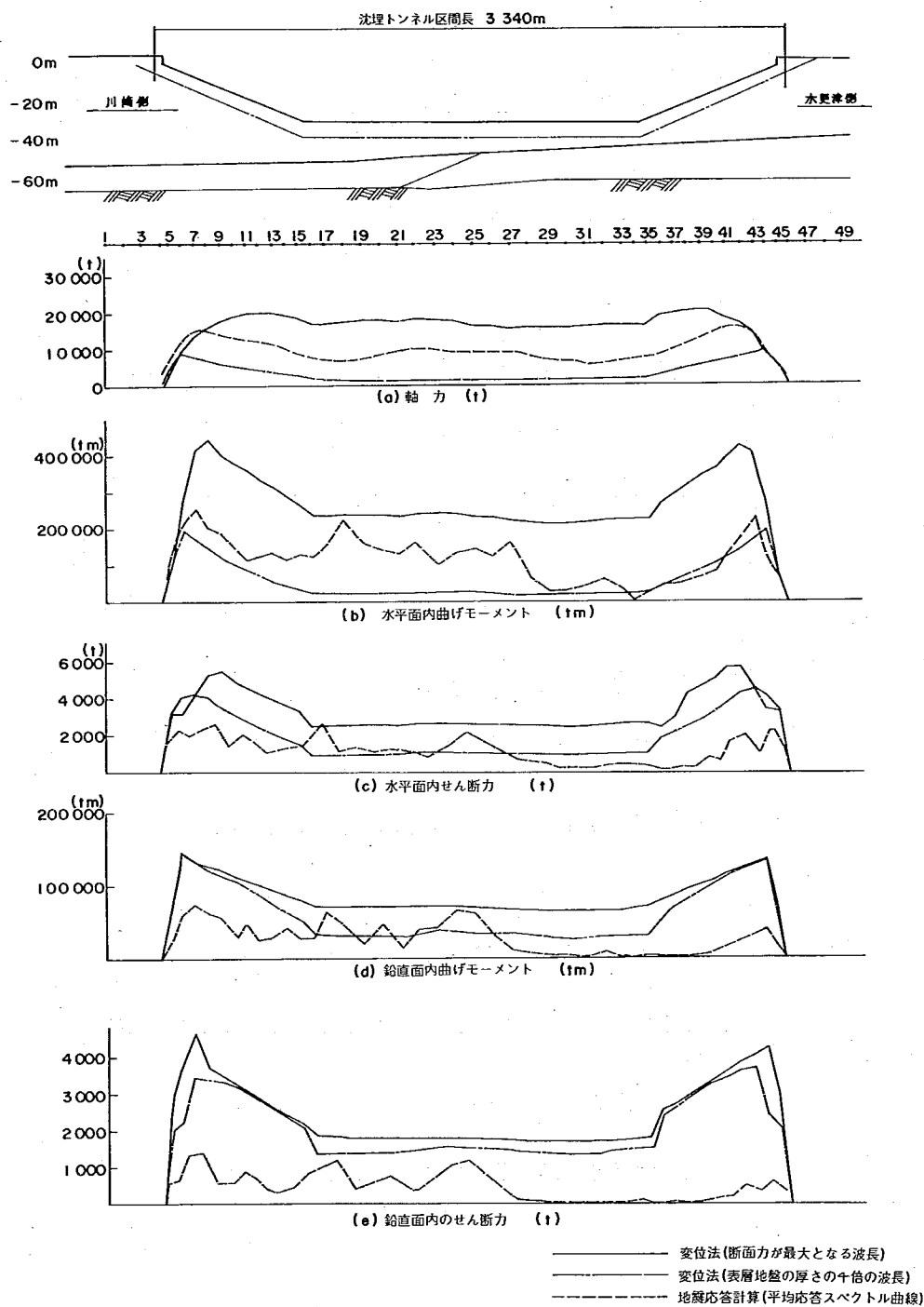


図 4 - 1 3 地震応答変位振幅を用いた解析法と地震応答解析(平均応答スペクトル曲線による)による最大断面力分布の比較

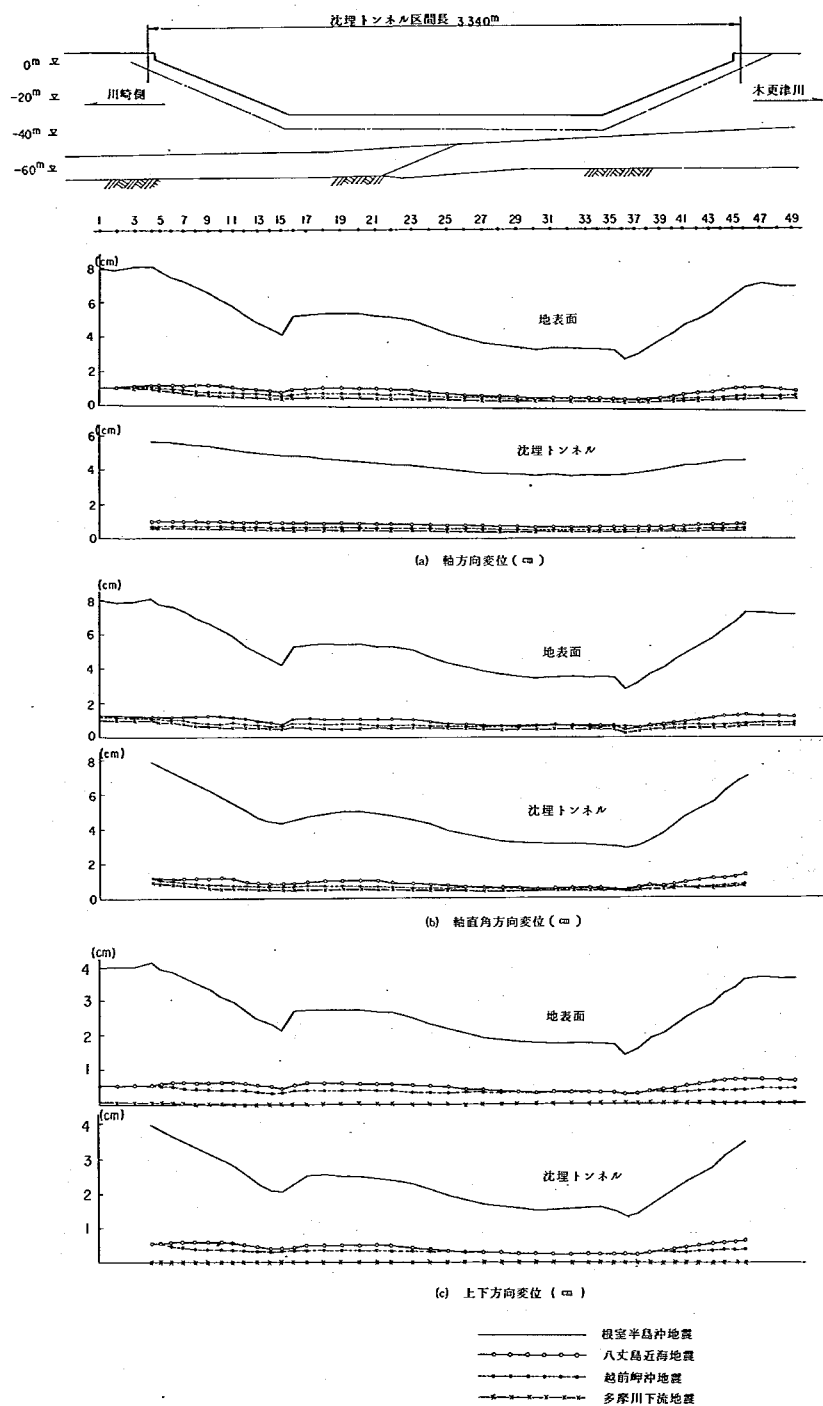


図4-14 地震応答計算(4種類の地震動の波形による)による最大応答変位の分布

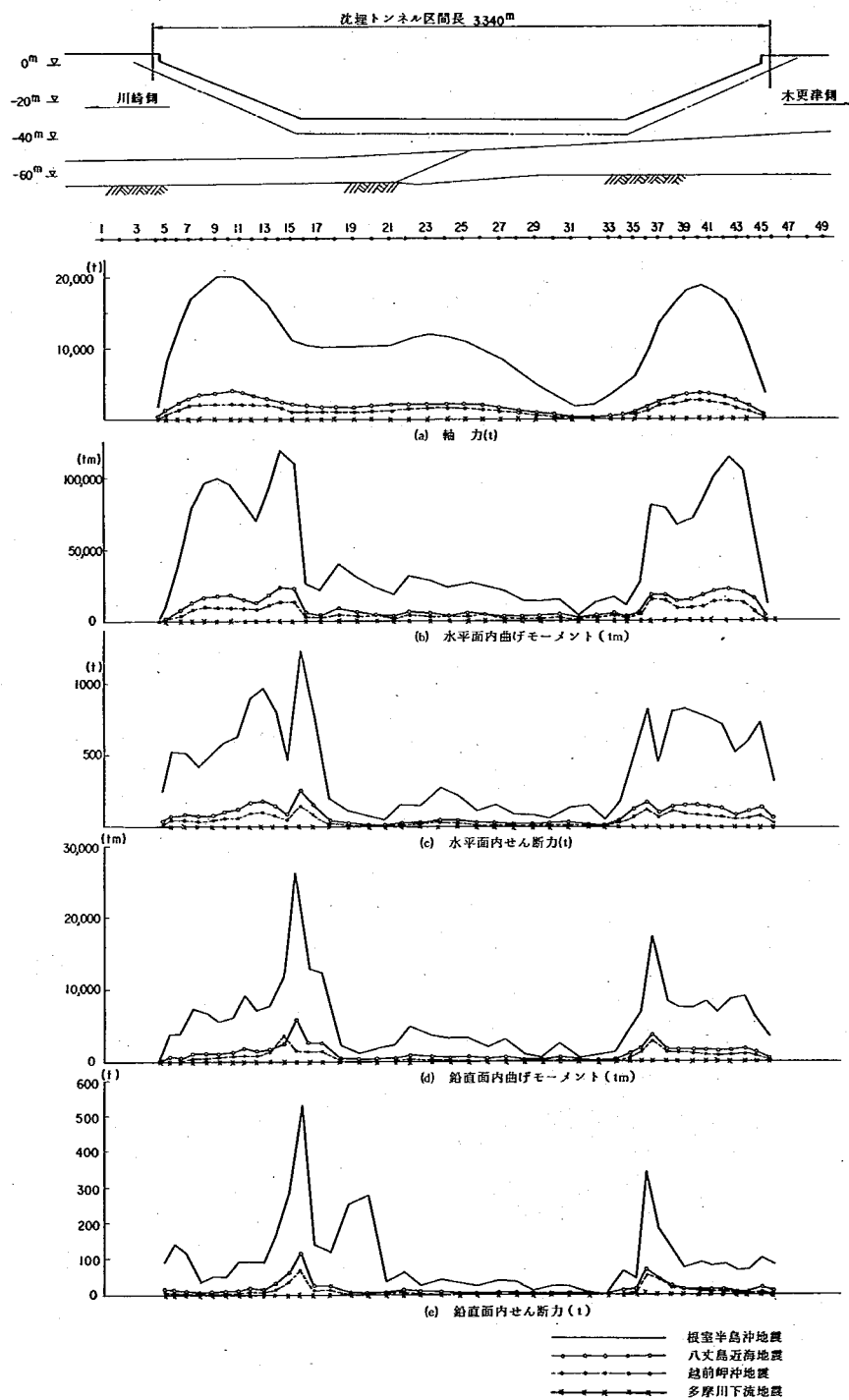


図 4 - 1 5 地震応答計算 (4 種類の地震動の波形による) による最大断面力の分布

(4) 断面応力度の検討

表4-3に示した変位法による断面力に対して、以下の要領で断面応力度を検討した。

- (i) 波動の波長を断面力が最大となるようにした場合には、水平面内もしくは鉛直面内の波動によって生じる軸力、曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ個別に断面の応力度を検討した。この場合に、断面力間および水平面と鉛直面の間の重畳は行なわない。
- (ii) 波動の波長を基盤面より上の地盤の厚さの4倍にとった場合には、水平面もしくは、鉛直面の波動によって生じる曲げモーメントによる応力度と、軸力による応力度をそれぞれ $1/\sqrt{2}$ 倍して重畳し、断面応力度を検討した。ここで $1/\sqrt{2}$ 倍したのは軸力の最大が生じる位置と曲げモーメントの最大が生じる位置がずれていることを考慮したものである。この場合に、水平面と鉛直面の間の重畳は行なわない。

沈埋トンネルの断面形状および、軸方向鉄筋は「3-2常時の設計」に示したD38、1940本(15cm間隔で平均一段半程度)とした。この場合の抵抗断面力は表3-4に示した通りである。

この断面に対して、応力度を求めると表4-5に示すとおりとなった。表4-5は曲げモーメントに対しては鉄筋コンクリートの弾性理論で、引張にたいしては、鉄筋コンクリートのみで計算した結果である。せん断力は、コンクリート全断面積で抵抗するとして応力度を求めた。また、表4-3に示した軸力、曲げモーメント、せん断力の生じる位置は少しずつ異なっているが、表4-5の計算では、便宜上これらの各最大断面力がすべて同一の位置に生じているものとした。

表4-5 断面応力度の検討

変 位 法	断 面 力	応 力 度 (Kg/cm^2)		
		τ_c	σ_s	τ_c
波長を断面力が最大となるようにした場合	軸 力	—	933	—
	水平面内の曲げモーメント	4	1,946	—
	鉛直面内の曲げモーメント	8	1,883	—
	水平面内のせん断力	—	—	5
	鉛直面内のせん断力	—	—	7
波長を基盤上の表面地層の厚さの4倍にとった場合	軸力と水平面内の曲げモーメント	2	702	—
	軸力と鉛直面内の曲げモーメント	8	1,305	—

- 1) 軸方向鉄筋: D38 1940本(配筋は図3-6参照)
- 2) τ_c : 圧縮コンクリート応力度、 σ_s : 引張鉄筋応力度、 τ_c : コンクリートせん断応力度
- 3) 許容応力(地震時で常時の50%増し)

$$\sigma_{sa} = 2,700 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\tau_a = 12 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

4-4-2 横断面の耐震設計

沈埋トンネル横断面の耐震設計は単位奥行きのかん体を周辺の地盤によって弾性的に支持された箱型ラーメン構造物として取扱い、震度法を適用して行なった。対象とした断面は「3-2 常時の設計」で示した図3-6の断面である。

荷重としては図4-16に示すように、トンネル断面および上載土の水平および鉛直方向の慣性力、満潮位の水圧、地震時の主働土圧、トンネル断面の自重を考えた。

設計震度は「3-3-1 設計地震動」に従い、水平震度 $k_h = 0.22$ 、鉛直震度 $k_v = 0.11$ とした。また、鉛直震度の向きは上向き、下向きの両方の場合を検討した。

地盤と沈埋トンネル横断面を結ぶ弾性支承は地盤反力係数から求め、次の2種類の場合を検討した。

(i) $K_H = K_V = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$, $K_S = 0.05 \text{ Kg/cm}^2$

(ii) K_H , K_V , K_S が非常に小さい場合

ここで、

K_H : 沈埋トンネル側面での横方向地盤反力係数 (Kg/cm^2)

K_V : 沈埋トンネル底面での鉛直方向地盤反力係数 (Kg/cm^2)

K_S : 沈埋トンネル底面でのせん断に対する地盤反力係数 (Kg/cm^2)

このようにして求められた断面力の一例として、最大曲げモーメントの分布を図4-17、4-18に示す。図4-17、4-18から鉛直震度の向きおよび地盤反力係数の大きさを変えて計算した中の最大値の分布を図4-19に示す。軸力およびせん断力も同様にして求めた。代表的な位置におけるこれら最大断面力の大きさおよび断面応力度を表4-6、4-7に示す。

地震時における許容応力度の割増しを考慮すると、曲げモーメントおよび軸力に対しては許容応力度に十分余裕がある。せん断力はわずかに許容応力度を超えている場所があるのでスターラップ等で補強することが必要である。

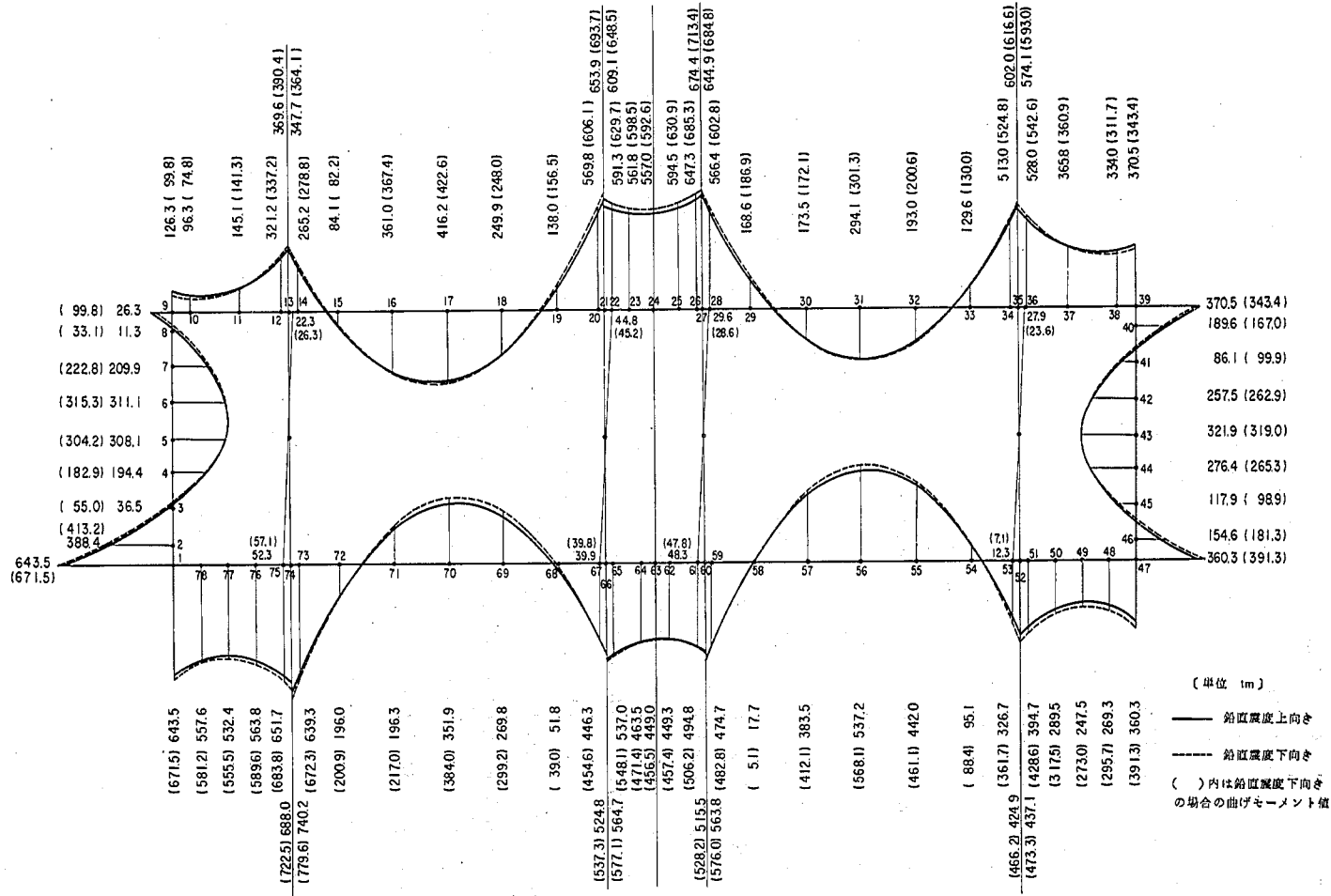


図 4-16 曲げモーメント分布図 ($K_H = K_V = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $K_S = 0.05 \text{ kg/cm}^2$)

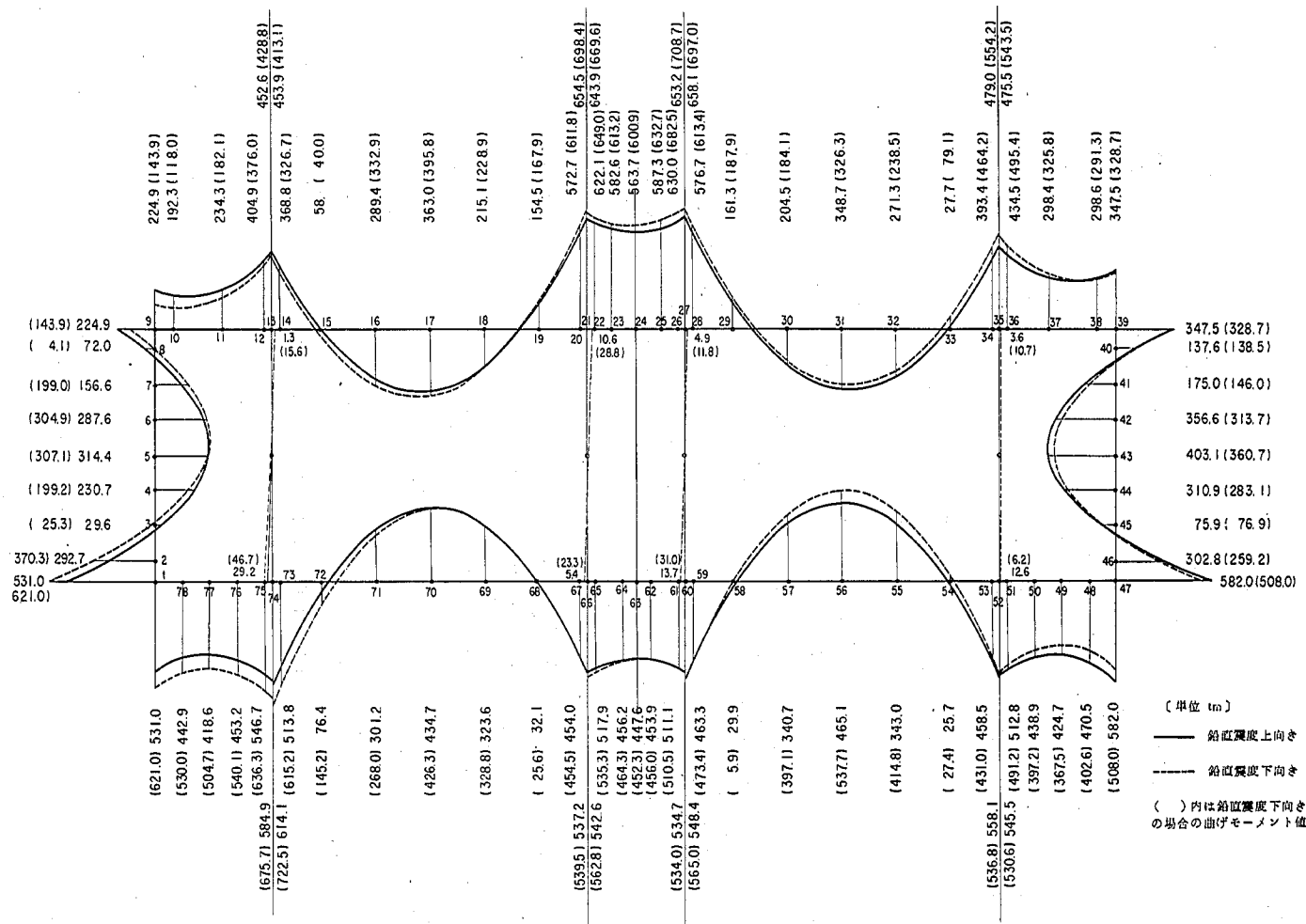


図4-17 曲げモーメント分布図 ($K_H = K_V = K_S = 0$)

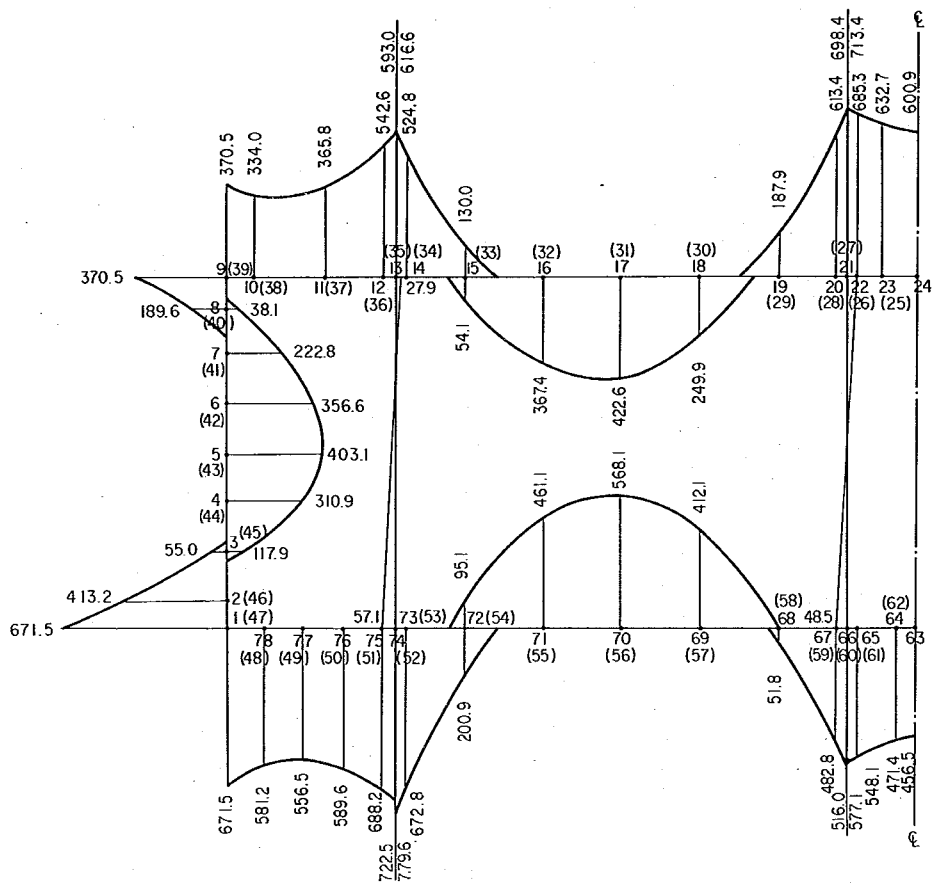
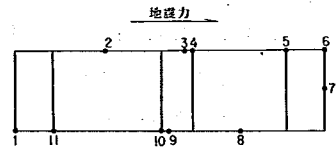


図 4 - 1 8 最大曲げモーメントの分布

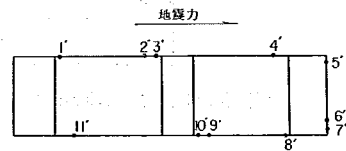
表 4-6 曲げモーメント及び軸力を受ける断面の応力度



断 面	1.側壁	1.底版	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
h (cm)	210	195	160	195	220	220	160	170	175	195	235	235
d (cm)	193.3	180.7	145.7	177	202	205.7	145.7	156.7	160.7	180.7	220.7	220.7
As (cm ²)	D41 etc 150	2 ¹ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段	2 ¹ / ₂ 段	2 ¹ / ₂ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ¹ / ₂ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段
		201.0	156.3	156.3	223.3	223.3	156.3	156.3	131.0	156.3	156.3	156.3
p 鉄筋比		0.0104	0.00865	0.0107	0.0126	0.0111	0.00760	0.0107	0.00836	0.00973	0.00865	0.00708
M (t·m)		671.5	671.5	422.6	632.7	713.4	616.6	370.5	403.1	568.1	471.4	577.1
N (t)		98.0	318.9	196.2	221.5	209.9	228.7	242.7	94.3	281.9	298.4	317.6
σ_c (Kg/cm ²)		84.7	118.7	94.7	94.6	88.3	87.2	94.4	80.6	110.7	86.0	75.5
σ_s (Kg/cm ²)		1732	1855	1551	1400	1405	1554	1225	1866	1775	1131	1125

$$\sigma_{ca}' = 100 \times 1.5 = 150 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_{sa}' = 1800 \times 1.5 = 2700 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SD30)}$$

表 4-7 セン断力を受ける断面のせん断応力度及び鉄筋の付着応力度



断 面	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'
d	205.7	142	202	145.7	156.7	153.3	193.3	220.7	160.7	220.7	160.7
As (cm ²)	D41 etc 150	1 ³ / ₄ 段	2 ¹ / ₂ 段	2 ¹ / ₂ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ¹ / ₂ 段	2 ¹ / ₄ 段	2 ¹ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段	1 ³ / ₄ 段
		156.3	223.3	223.3	156.3	134.0	201.0	201.0	156.3	156.3	156.3
M (t·m)	265.2		606.1				302.8	326.7			
Q (t)	228.7	214.2	285.8	183.7	241.6	225	291.8	273.1	225.9	304.4	224.0
$Q_1 = Q - \frac{M}{d} \tan \alpha$ (t)	185.8		185.9				239.6	223.8		231.6	
τ (Kg/cm ²)	11.1	17.2	11.1	14.4	17.6	16.8	15.0	12.7	16.1	12.8	15.9
τ_o (Kg/cm ²)	7.3	8.0	5.1	9.5	11.6	8.6	7.7	8.4	10.6	8.4	10.5

τ : セン断応力度

$$\tau_d = 10 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.5 = 15.0 \text{ Kg/cm}^2$$

τ_o : 付着応力度

$$\tau_{oa} = 18 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.5 = 27.0 \text{ Kg/cm}^2$$

第5章 換気塔部の設計

ここでは換気塔建屋の設計は省略し、換気塔基礎の設計を掲げる。基礎構造は、地盤条件等から大径場所打鉄筋コンクリート杭基礎とした。杭基礎の設計は換気塔の側面土圧を無視して行なった。

5-1 設計震度

設計震度は次式によって求めた。

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot \beta \cdot k_0 = 1.00 \times 1.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.24$$

ここに k_h = 設計水平震度

ν_1 = 地域別補正係数 (1.00)

ν_2 = 地盤別補正係数 (1.2)

ν_3 = 重要度別補正係数 (1.0)

k_0 = 標準設計水平震度 (0.2)

β = 応答を考慮した補正係数 (1.0)

5-2 換気塔底面作用力

各ケースにおける換気塔底面作用力は次のとおりである。

表5-1 換気塔底面作用力

ケース 底面作用力	単位	常 時	地 震 時	
			浮力を無視	浮力100%考慮
鉛 直 力 V	t	90,230	90,230	34,960
水 平 力 H	t		21,660	21,660
モ ー メ ント	t・m		314,070	314,070

地下水位は TP+0.93m とした。

5-3 安定計算

安定計算は常時および地震時（軸直角方向）について行なう。また、常時については浮力無視、地震時については浮力を考慮した場合について行なう。

5-3-1 杭の配置

杭の配置は次のとおりとする。

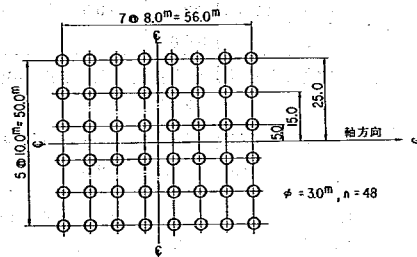


図5-1 杭の配置

$$\sum X_i^2 = 2 \times 8 (5.0^2 + 15.0^2 + 25.0^2) = 14000 \text{ m}^2$$

5-3-2 杭の反力

$$\text{常時} \quad V_i = \frac{V}{n} = \frac{90,230}{48} = 1,880 \text{ t/本} \quad H_i = 0$$

$$\text{地震時} \quad V_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M}{2X_i^2} \quad X_i = \frac{34,960}{48} \pm \frac{314,070}{14,000} \times 25.0 = \begin{cases} 1,290 \text{ t/本} \\ 170 \text{ t/本} \end{cases}$$

$$H_i = \frac{H}{n} = \frac{21,660}{48} = 451 \text{ t/本}$$

5-3-3 杭の支持力および応力

(1) 杭の鉛直支持力

杭の鉛直支持力は、Meyerhof の式によって求める。

$$R_u = 40 \cdot N \cdot A_p - W$$

R_u = 杭の極限支持力 (t)

N = 杭の先端地盤の N 値 (補正 $\bar{N} = 50$)

A_p = 杭の先端面積 = 7.07 m^2

W = 杭の水中重量 = 580 t

極限支持力	常時許容支持力	地震時許容支持力	負の摩擦力を考慮した時の許容支持力
13,500 t	4,500 t	6,750 t	9,000 t

(2) 杭の応力

地震時について計算する。

設計諸元

- 1) 杭の直径 $D = 3.000 \text{ m}$
- 2) 杭 1 本当り作用力 $V_i = 1,290 \text{ t} \quad H_i = 451 \text{ t}$
 $M_{0i} = H/2\beta = 451/2 \times 0.0914 = 2.467 \text{ t}$
- 3) 横方向地盤係数 $K = 1 \text{ Kg/cm} = 1,000 \text{ t/m}^3$
- 4) コンクリート許容応力度 $\sigma_{ck} = 240 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{ca} = 80 \times 1.5 = 120 \text{ Kg/cm}^2$
- 5) 鉄筋許容応力度 SD30 $\sigma_{sa} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{ Kg/cm}^2$
- 6) 杭の弾性係数 $E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
- 7) 杭の断面係数 $I = 3.98 \text{ m}^4$

杭の応力

鉄筋量 41-D51 (c to 19.9 cm)

$$A_s = 20.42 \times 41 = 837 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{837}{3.14 \times 150^2} = 0.01185$$

$$n p = 15 \times 0.01185 = 0.178$$

$$\frac{r'}{r} = \frac{130}{150} = 0.867$$

$$e = \frac{M_o i}{V i} = \frac{2,467}{1,290} = 1.912 \text{ m} \quad \frac{e}{r} = \frac{1.912}{1.5} = 1.275$$

$$\text{ノモグラムより } C = 0.95 \quad S = 1.1$$

$$M' = M_o i + V i \cdot r = 2,467 + 1,290 \times 1.5 = 4,402 \text{ tm}$$

$$\sigma_c = \frac{M'}{r^3} \cdot C = \frac{4,402}{1.5^3} \times 0.95 = 124 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_s = \frac{M'}{r^3} \cdot S \cdot n = \frac{4,402}{1.5^3} \times 1.1 \times 15 = 2,152 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

杭の変位量

$$\delta = \frac{\beta \cdot H i}{K \cdot D} = \frac{0.0914 \times 451}{1,000 \times 3.0} = 0.0137 \text{ m} = 1.4 \text{ mm}$$

5-4 換気塔の固有周期の計算

換気塔の固有周期は換気塔を並進と回転の2自由度の振動系で表わされる力学モデルに置換し、本州四国連絡橋公団、耐震設計指針剛体基礎の安定計算法(案)(昭和47年11月)に準じて求めた。

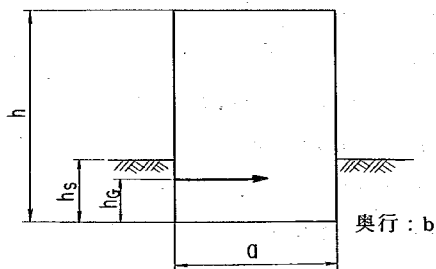


図5-2 換気塔

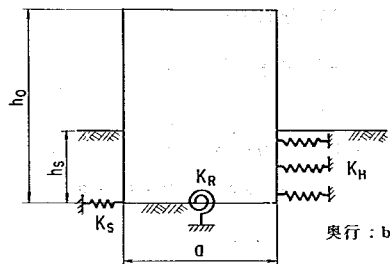


図5-3 力学モデル(原形モデル)

h_s = 根入れ深さ = 20.5m

h_G = 重心の高さ = 14.5m

W = 換気塔全重量 = 90,300 t

$h_o = 2h_G$: 力学モデルの高さ = $2 \times 14.5 = 29.0 \text{ m}$

- a : 換気塔幅 = 58m
b : 換気塔奥行 = 58m

5-4-2 バネ係数の計算

(1) 水平方向せん断バネ係数 K_s

基礎杭の水平力と変位の関係から以下のように求めた。

$$K_s = \frac{nH}{\delta} = \frac{nKD}{2\beta}$$

- ここに n : 杭本数 = 48本
 K : 横方向地盤係数 = $2\text{Kg}/\text{cm}^2 = 2000\text{ t}/\text{m}^2$ とする
 D : 杭径 = 3.0m

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}}$$

$$E = 2.7 \times 10^6 \text{ t}/\text{m}^2$$

$$I = \frac{\pi}{64} D^4 = \frac{3.14}{64} \times 3.0^4 = 3.98 \text{ m}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{2000 \times 3.0}{4 \times 2.7 \times 10^6 \times 3.98}} = 0.1087 \text{ m}^{-1}$$

$$K_s = \frac{48 \times 2000 \times 3.0}{2 \times 0.1087} = 1,325,000 \text{ t}/\text{m}$$

$$= 1.325 \times 10^6 \text{ t}/\text{m}$$

(2) 基礎側面のバネ係数 K_H

道路橋下部構造設計指針ケーソン基礎の設計篇によって以下のように求めた。

$$K_H = K_{HO} \left(\frac{B_H}{3.0} \right)^{-\frac{3}{4}} = 1.28 K_{HO} B_H^{-\frac{3}{4}}$$

$$\text{ここに } K_{HO} = \frac{1.2}{3.0} \alpha E_0 = 0.40 \alpha E_0$$

$$E_0 = 28N = 28 \times 16 = 448 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\alpha = 2$$

$$K_{HO} = 0.40 \times 2 \times 448 = 358.4 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$B_H = A_H$$

$$= \sqrt{bh_s} = \sqrt{58 \times 20.5} = 34.5 \text{ m} = 3450 \text{ cm}$$

$$K_H = 1.28 \times 358.4 \times 3450^{-\frac{3}{4}} = 1.02 \text{ Kg}/\text{cm}^2 = 0.0102 \times 10^6 \text{ t}/\text{m}^2$$

(3) 回転バネ係数 K_R

基礎杭の軸方向弾性変形より以下のように求めた。

杭1本当りの杭軸方向バネ係数

$$k = \frac{EA}{\ell}$$

$$E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{3.14}{4} \times 3.0^2 = 7.07 \text{ m}^2$$

$$\ell = 40 \text{ m (平均長) とする}$$

$$k = \frac{2.7 \times 10^6 \times 7.07}{40} = 477000 \text{ t/m}$$

回転バネ係数

$$K_R = k \cdot \sum X_i^2$$

軸直角方向の振動を対象とする。

$$\sum X_i^2 = 2 \times 8 \times (5.0^2 + 15.0^2 + 25.0^2)$$

$$= 14000 \text{ m}^2/\text{本}$$

$$K_R = 477000 \times 14000 = 6678000000 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{rad}$$

$$= 6678 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{rad}$$

5-4-3 固有周期の計算

換気塔の力学モデルを図5-3から図5-4に示すように点0にある水平バネ K_1 と回転バネ K_2 で表わされる力学モデルに置換し、基礎中心線上の一点Rを中心として振動するとして固有周期を計算した。

K_1 、 K_2 は、振動時の基礎側面および底面のバネ作用と等価なバネ作用をするように置き換えるものとし、次式で求めた。

K_H は深さ方向に一様分布とした。

$$K_1 = K_H h_s b + K_s$$

$$K_2 = \frac{b}{3} K_H \{ (h_s + h_1 - h_0)^3 + (h_0 - h_1)^3 \} + K_R + K_s (h_0 - h_1)^2$$

$$h_1 = \frac{1}{K_1} \{ K_H b (h_0 - \frac{h_s}{2}) h_s + K_s h_0 \}$$

等価バネに置き換えた力学モデルの重心点について2自由度系の運動方程式をたてると次のようになる。

$$M \ddot{v}_G + K_1 \dot{v}_G - K_1 (h_1 - h_G) \theta = 0$$

$$J \ddot{\theta} - K_1 \{ v_G - (h_1 - h_G) \theta \} (h_1 - h_G) + K_2 \theta = 0$$

..... ①

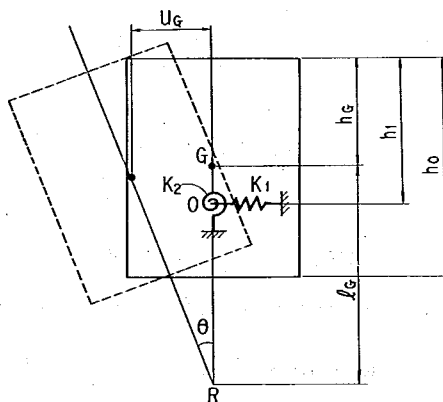
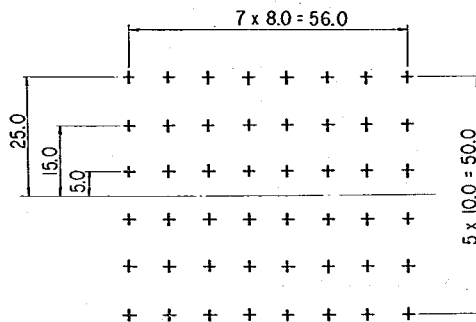


図5-4 力学モデル(等価バネ使用モデル)

ただし

$$M = \frac{W}{g} \quad (\text{Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm})$$

$$J = \frac{M}{12} (a^2 + h_0^2) \quad (\text{Kg} \cdot \text{cm} \cdot \text{sec}^2)$$

上式の解を

$$\begin{aligned} u_G &= u_0 \cos(pt + \delta) \\ \theta &= \theta_0 \cos(pt + \delta) \end{aligned} \quad \text{..... ②}$$

と置いて運動方程式①に代入すると

$$\begin{aligned} (-Mp^2 + K_1)u_0 - K_1(h_1 - h_G) \cdot \theta_0 &= 0 \\ -K_1(h_1 - h_G)u_0 + \{-Jp^2 + K_1(h_1 - h_G)^2 + K_2\}\theta_0 &= 0 \end{aligned} \quad \text{..... ③}$$

これが u_0 、 θ_0 に対して解を有するには次式が成立しなければならない

$$\begin{vmatrix} -Mp^2 + K_1 & -K_1(h_1 - h_G) \\ -K_1(h_1 - h_G) & -Jp^2 + K_1(h_1 - h_G)^2 + K_2 \end{vmatrix} = 0 \quad \text{..... ④}$$

こゝで

$$p_{11}^2 = \frac{K_1}{M}$$

$$p_{22}^2 = \frac{K_1(h_1 - h_G)^2 + K_2}{J} \quad \text{..... ⑤}$$

$$p_{12}^2 = \frac{K_1^2(h_1 - h_G)^2}{M \cdot J}$$

とおくと

④式は次のようになる

$$(-p^2 + p_{11}^2)(-p^2 + p_{22}^2) - p_{12}^2 = 0 \quad \text{..... ⑥}$$

⑥式を p^2 について解くと、固有円振動数 p_1 、 p_2 は次のようになる。

$$\left. \begin{matrix} p_1^2 \\ p_2^2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (p_{11}^2 + p_{22}^2 \pm \sqrt{(p_{11}^2 - p_{22}^2)^2 + 4p_{12}^2}) \quad \text{..... ⑦}$$

したがって、1次、2次の固有周期 T_1 、 T_2 は

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{2\pi}{p_1} \\ T_2 &= \frac{2\pi}{p_2} \end{aligned} \quad \text{..... ⑧}$$

となる。

$$K_1 = K_H h_s b + K_s = 0.00102 \times 10^6 \times 20.5 \times 58.0 + 1.325 \times 10^6 = 2.54 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$h_1 = \frac{1}{K_1} \left\{ K_H b \left(h_0 - \frac{h_s}{2} \right) h_s + K_s h_0 \right\}$$

$$= \frac{1}{2.54 \times 10^6} \times \left\{ 0.00102 \times 10^6 \times 58.0 \times \left(29.0 - \frac{20.5}{2} \right) \times 20.5 + 1.325 \times 10^6 \times 29.0 \right\} = 24.1 \text{ m}$$

$$K_2 = \frac{b}{3} K_H \{ h_s + h_1 - h_0 \}^3 + (h_0 - h_1)^3 \} + K_R + K_s (h_0 - h_1)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 58.0 \times 0.00102 \times 10^6 \times \{ (20.5 + 24.1 - 29.0)^3 + (29.0 - 24.1)^3 \}$$

$$+ 6.678 \times 10^6 + 1.325 \times 10^6 \times (29.0 - 24.1)^2 = 6.780 \times 10^6 \text{ tm/rad}$$

$$M = \frac{W}{g} = \frac{90,300}{9.8} = 0.00922 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

$$J = \frac{M}{12} (a^2 + h_0^2) = \frac{0.00922 \times 10^6}{12} \times (58.0^2 + 29.0^2) = 3.23 \times 10^6 \text{ tm/sec}^2$$

であるから、

$$p_{11}^2 = \frac{K_1}{M} = \frac{2.54 \times 10^6}{0.00922 \times 10^6} = 275.5 \text{ sec}^{-2}$$

$$p_{22}^2 = \frac{K_1 (h_1 - h_0)^2 + K_2}{J} = \frac{2.54 \times 10^6 \times (24.1 - 14.5)^2 + 6.780 \times 10^6}{3.23 \times 10^6} = 2172 \text{ sec}^{-2}$$

$$p_{12}^2 = \frac{K_1^2 (h_1 - h_0)^2}{MJ} = \frac{(2.54 \times 10^6)^2 \times (24.1 - 14.5)^2}{0.00922 \times 10^6 \times 3.23 \times 10^6} = 1.997 \times 10^4 \text{ sec}^{-4}$$

$$\left. \begin{matrix} p_1^2 \\ p_2^2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (p_{11}^2 + p_{22}^2 \mp \sqrt{(p_{11}^2 - p_{22}^2)^2 + 4p_{12}^2})$$

$$= \frac{1}{2} \times \{ 275.5 + 2172 \mp \sqrt{(275.5 - 2172)^2 + 4 \times 1.997 \times 10^4} \}$$

$$= \frac{1}{2} \times (2448 \mp 1917) = \left\{ \begin{matrix} 266 \text{ sec}^{-2} \\ 2183 \text{ "} \end{matrix} \right.$$

$$\left. \begin{matrix} p_1 \\ p_2 \end{matrix} \right\} = \sqrt{\frac{266}{2183}} = \left\{ \begin{matrix} 16.3 \text{ sec}^{-1} & (1 \text{ 次振動}) \\ 46.7 \text{ "} & (2 \text{ 次振動}) \end{matrix} \right.$$

したがって、固有周期は次のようになる。

$$T_1 = \frac{2\pi}{p_1} = \frac{2 \times 3.14}{16.3} = 0.385 \text{ sec} \quad (1 \text{ 次振動})$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{p_2} = \frac{2 \times 3.14}{46.7} = 0.134 \text{ sec} \quad (2 \text{ 次振動})$$

参 考 文 献

- 1) 土木学会：沈埋トンネルの設計・施工法に関する調査報告書，土木学会，昭和46年3月。
- 2) 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，土木学会，昭和47年3月。
- 3) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針案，土木学会，昭和49年3月。
- 4) 日本道路協会：東京湾横断道路技術調査報告書，日本道路協会東京湾横断道路技術調査特別委員会，昭和49年3月。
- 5) 建設省：東京湾湾央部地質調査報告書，建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所，昭和48年3月。
- 6) 建設省：東京湾横断道路施工計画調査報告書，建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所，昭和48年3月。
- 7) 建設省土木研究所：構造物基礎および地盤の耐震に関する研究，土木研究所資料第764号，昭和47年6月。
- 8) Arson Brickerhoff-Tudor-Bechtel: Trans-Bay Tube Technical Supplement to the Engineering Report, July 1969.
- 9) Kuesel, T.R.: Earthquake Design Criteria for Subways, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST6, July, 1969, PP. 1213-1231.
- 10) Aisiks, E.G. and Tarshansky, I.W.: Soil studies for Seismic Design of San Francisco Transbay Tube, ASTM STP 450, American Society of Testing Materials, 1969.
- 11) 青木義典：Seismic Design Spectra for Trench Type Tunnel, Proc. JSCE, No. 211, March, 1973, PP. 77-87.
- 12) 栗林，岩崎，辻：地震応答スペクトルに及ぼす諸因子，土木学会第11回地震工学研究発表会，1971. 7.
- 13) 栗林，岩崎，川島：沈埋トンネル縦断方向の地震時応力，土木学会第13回地震工学研究発表会，1974. 7.
- 14) 岩崎，川島：沈埋トンネルの耐震性，土木学会第29回年次学術講演会概要集，1974. 10.
- 15) 栗林，岩崎，川島：Dynamic Behavior of A Subsurface Tubular Structure, Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1974. 7.
- 16) 栗林，大橋，佐伯：沈埋トンネル横断方向の地震時の安定性，土木学会第13回地震工学研究発表会，1974. 7.
- 17) 栗林，佐伯：軟質地盤の地震時の安定性，土木学会第29回年次学術講演会概要集，1974. 10.
- 18) 川島，若月：地中地震観測に基づく地盤の伝達特性，土木学会第29回年次学術講演会概要集，1974. 10.

- 19) 岡本舜三 : Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, 1973.
- 20) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No.EERC 70-10, University of California, Berkeley.
- 21) Idriss, I.M. and Seed, H.B. : Response of Horizontal Soil Layers During Earthquakes, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, 1967. 8.
- 22) 嶋悦三 : Modification of Seismic Waves in Superficial Soil Layers as Verified by Comparative Observations on and beneath the Surface, Bulletin of The Earthquake Research Institute, Vol.40(1962), PP.187-259.

付属資料-1 地震応答変位振幅を用いた解析法

1. ま え が き

沈埋トンネルは、一般に、軟質な地盤の地表近くに埋設される、幅に対して長さの長い、かつ、周辺の地盤に比較して相対的に軽量の構造物である。このような構造物の長手方向の耐震設計に震度法を適用することは、慣性力が長さに比例して際限なく大きくなるため、困難であると考えられる。米国のパート・トンネルの耐震設計では地盤の変形に着目して、周辺地盤の変形が沈埋トンネルに伝えられ、これによってトンネルに応力が生じるという解析法がとられた。¹⁾

このように、地震時の地盤の変形に基いてトンネルが変形するという解析法を理念的に大別すると次の3種となる。第1は表層地盤の波動の変形モードを仮定して行なう方法²⁾、第2は地表における地震動の観測結果から波動を抽象化して行なう方法³⁾、第3は地盤と構造物を一体化した力学モデルに置き換え、これに対して地震応答解析を適用して行なう方法である。

ここでは、(1)の方法に基づいた地震応答変位振幅を用いた解析法を示す。

2. 解 析 法

基盤から上の表層地盤を図-1に示すような一様なせん断振動系と置換し、1次振動モードを考えると、地表面での変位振幅は次式で求めることができる。⁴⁾

$$U_h = (4/\pi) \cdot (T/2\pi) \cdot S_v \cdot A_{oh} \quad (1)$$

ここで、 T は基盤から上の表層地盤のせん断振動の固有周期(sec)、 A_{oh} は基盤での水平方向加速度(gal)、 S_v は図-2に示す応答速度の基準値(cm/sec/gal)である。

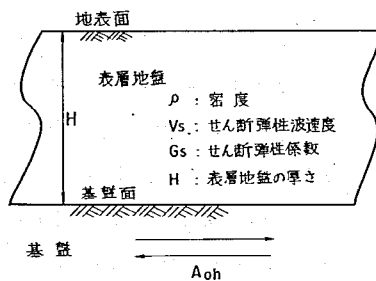
図-2は、強震観測によって得られた岩盤上での加速度記録から算出した応答スペクトルを平均して求めたものである。⁵⁾

地盤の平面的な2点間の相対変位を波動として扱い、1組の正弦曲線で表わすと、時間を固定した距離的な変位振幅の分布は次式で表わすことができる。

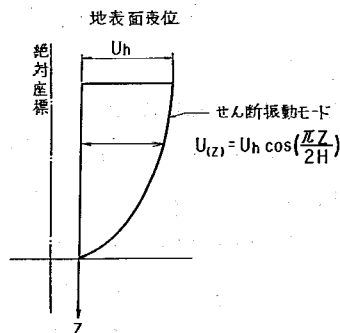
$$U(x) = U_h \cdot \sin(2\pi/L \cdot x + \varphi) \quad (2)$$

ここで、 U_h は上述したせん断振動による地表面の変位振幅(cm)、 L は波動の波長(cm)、 φ は位相(rad)である。

式(2)の波動の進行方向と沈埋トンネルの主軸のなす角度を θ とすると、波動によってトンネルに生ずる軸力 P_{ap} 、曲げモーメント M_{ap} 、せん断力 Q_{ap} は 図-1 表層地盤の一様なせん断振動系への置換



(a) 表層地盤のモデル化



(b) 表層地盤のせん断振動モード

次のようになる。

$$P_{ap} = 2\pi \sin\theta \cos\theta \cdot (EA/L) \cdot U_h \quad (3)$$

$$M_{ap} = 4\pi^2 \cos^3\theta \cdot (EI/L^2) \cdot U_h \quad (4)$$

$$Q_{ap} = 8\pi^3 \cos^4\theta \cdot (EI/L^3) \cdot U_h \quad (5)$$

ここで、 E 、 A 、 I は、それぞれ、沈埋トンネルの弾性係数(K_g/cm^2)、断面積(cm^2)、断面二次モーメント(cm^4)である。

地震時の地盤の変形を表わすためには、多くの波動の組み合わせが考えられるが、ここでは、沈埋トンネルの長手方向の断面力に着目し、図-3に示す水平面内の3組の波動を考えた。すなわち、水平面内の地盤の変形を互いに直交した方向に進行する2組の波動によって表わし、波動の進行方向、向き、位相はトンネルに生じる断面力が最大となるように組み合わせたものである。たとえば、波動の方向についていえば、曲げモーメントおよびせん断力は1組の波動がトンネル軸に平行に進行し($\theta = 0$)、他の1組の波動がトンネル軸に直角に進行する($\theta = \pi/2$)場合が最大となる。ただし、後者の波動によっては曲げモーメント、せん断力は生じないので、前者の波動による曲げモーメント、せん断力だけを考えればよい。軸力は直交した2組の波動がトンネル軸に対し、それぞれ $\theta = \pi/4$ および $\theta = 3\pi/4$ の角度で進行する場合が最大となる。

沈埋トンネルは周辺の地盤に比較して大きな剛性を持っており、周辺地盤と同一の振動をするとは考えられない。沈埋トンネルを弾性支承上のはり、もしくは、棒として静的に取り扱えたと仮定すると、地盤の変形がトンネルに伝達される割合を求めることができる。式(3)および式(4)、(5)に対する伝達率 α_1 および α_2 は次のようになる。

$$\alpha_1 = 1 / \{ 1 + (2\pi / \lambda_1 \ell)^2 \} \quad (6)$$

$$\alpha_2 = 1 / \{ 1 + (2\pi / \lambda_2 L)^4 \} \quad (7)$$

ここで、 $\ell = \sqrt{2}L$ であり、 λ_1 、 λ_2 はそれぞれ、 $\sqrt{K_1/EA}$ 、 $\sqrt[4]{K_2/EI}$ で、トンネル軸方向および軸直角方向の地盤の剛性係数 K_1 、 K_2 (K_g/cm^2)とトンネルの伸び剛性 EA 、曲げ剛性 EI の比から

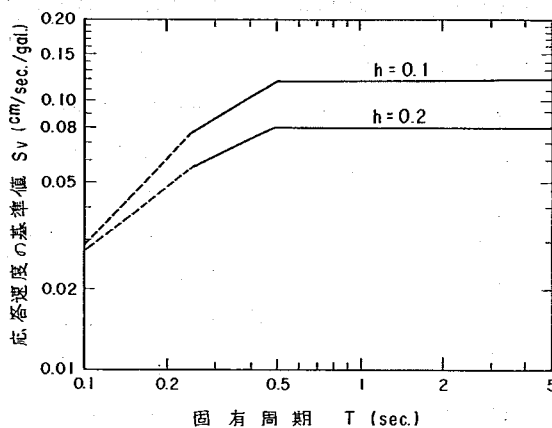


図-2 応答速度の基準値 S_v

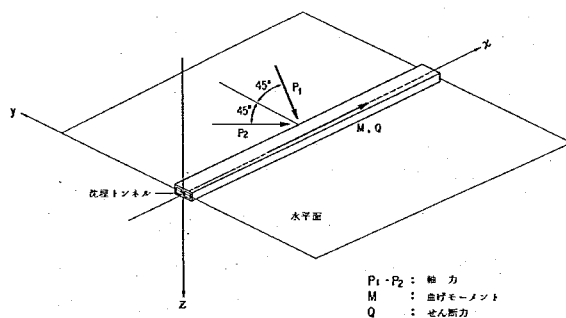


図-3 波動の組合せ

計算される定数である。

したがって、実際に沈埋トンネルに生じる軸力 P 、曲げモーメント M 、せん断力 Q は次の様に求められる。

$$P = \alpha_1 \cdot \pi EA / L \cdot U_h \quad (8)$$

$$M = \alpha_2 \cdot 4\pi^2 EI / L^2 \cdot U_h \quad (9)$$

$$Q = \alpha_2 \cdot 8\pi^3 EI / L^3 \cdot U_h \quad (10)$$

波長 L は実測で確めるのが最も望ましいが、現在までのところ信頼しうる資料がないので、表層地盤の厚さの4倍もしくは、トンネルに生じるひずみ、ないしは、断面力を最大とする波長などをとることが考えられる。

式(8)、(9)、(10)で与えられる断面力を最大とする波長を考えれば次のように表わされる。

$$L_P = 1/\sqrt{2} \cdot 2\pi/\lambda_1 \quad (11)$$

$$L_M = 2\pi/\lambda_2 \quad (12)$$

$$L_Q = 1/\sqrt[4]{3} \cdot 2\pi/\lambda_2 \quad (13)$$

ここで、 L_P 、 L_M 、 L_Q はそれぞれ、トンネルに生じる軸力、曲げモーメント、せん断力を最大とする波長である。この場合には、最大断面力は次のようになる。

$$P^* = \sqrt{2/4} \cdot \sqrt{K_1 \cdot EA} \cdot U_h \quad (14)$$

$$M^* = 1/2 \cdot \sqrt{K_2 \cdot EI} \cdot U_h \quad (15)$$

$$Q^* = \sqrt[4]{3/4} \cdot \sqrt[4]{K_2^3 \cdot EI} \cdot U_h \quad (16)$$

参 考 文 献

- 1) Kuesel, T.R.: Earthquake Design Criteria for Subways, Proc. ASCE, VOL. 95, NO. ST6, July, 1969, PP. 1213-1231.
- 2) 栗林、岩崎、川島: Dynamic Behavior Of A Subsurface Tubular Structure, Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, November, 1974.
- 3) 青木義典: Seismic Design Spectra for Trench Type Tunnel, Proc. JSCE, NO. 2111, March, 1973, PP. 77-87.
- 4) 岩崎: 構造物基礎および地盤の耐震に関する研究、土木研究所資料 第764号, S47・6.
- 5) 栗林、岩崎、辻: 地震応答スペクトルに及ぼす諸因子、土木学会第11回地震工学研究発表会、1971. 7.

付属資料 - 2 函端での変位、断面力の低減法

1. 概 説

地中埋設函の函端付近の断面力、変位の検討を以下の仮定の下に行なった。

- (1) 地震時の埋設函の変形は、弾性基礎上に置かれた梁の問題として取扱える。
- (2) 埋設函は直線状で十分長く、その断面、剛性は管軸方向にわたって変化しない。
- (3) 地盤は均一であり、かつ弾性的な性質をもっている。
- (4) 埋設函の函軸方向の変位と函軸直角方向の変位は互いに影響を及ぼし合わず、それぞれ独立に取扱うことができる。
- (5) 埋設函は地盤の変形に従って変形する。
- (6) 地盤の変形は振幅、波長の与えられた正弦波として取扱うことができる。

このように仮定すると、 x 軸を函体の軸にとれば次の式が成り立つ。

$$EA \frac{d^2 y_1}{dx^2} = K_1 (y_1 - u_1) \quad (1)$$

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} = K_2 (u_2 - y_1) \quad (2)$$

ここに、

E	: 埋設函の弾性係数	(t/m^2)
I	: 埋設函の断面二次モーメント	(m^4)
A	: 埋設管の断面積	(m^2)
y_1	: 埋設函の函軸方向変位	(m)
y_2	: 埋設函の函軸直角方向変位	(m)
k_1	: 函軸方向のはね係数	(t/m)
k_2	: 函軸直角方向のはね係数	(t/m)
u_1	: 函軸方向地盤変位	(m)
u_2	: 函軸直角方向地盤変位	(m)

地盤変位を次式で表わせば、

$$u_1(x, \varphi) = a_1 \sin\left(\frac{2\pi}{L_1}x + \varphi\right) \quad (3)$$

$$u_2(x, \varphi) = a_2 \sin\left(\frac{2\pi}{L_2}x + \varphi\right) \quad (4)$$

ここで、

a_1	: 函軸方向の地盤変位の振幅
a_2	: 函軸直角方向の地盤変位の振幅
L_1	: 函軸方向の地盤変位の波長
L_2	: 函軸直角方向の地盤変位の波長
φ	: 位相

(1)、(2)の解は次式で与えられる。

$$y_1(x, \varphi) = A_1 e^{\lambda_1 x} + A_2 e^{-\lambda_2 x} + a_1 \alpha_1 \sin\left(\frac{2\pi}{L_1} x + \varphi\right)$$

$$y_2(x, \varphi) = (A_3 \sin \beta x + A_4 \cos \beta x) \sinh \beta x$$

$$+ (A_5 \sin \beta x + A_6 \cos \beta x) \cosh \beta x + a_2 \alpha_2 \sin\left(\frac{2\pi}{L_2} x + \varphi\right)$$

ここで、

$A_1 \sim A_6$: 境界条件から決まる未定係数

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}$$

α_1 : 函軸方向変位の伝達率

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L_1}\right)^2}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}} = \frac{\lambda_2}{\sqrt{2}}$$

α_2 : 函軸直角方向変位の伝達率

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^4}$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI}} = \sqrt{2} \cdot \beta$$

(5)、(6)より函体に発生する曲げモーメント、せん断力、軸力は次式で求められる。

$$\begin{aligned} M(x, \varphi) &= EI \frac{d^2 y_2}{dx^2} \\ &= 2EI\beta^2 \left[(A_3 \cosh \beta x + A_5 \sinh \beta x) \cos \beta x - (A_4 \cosh \beta x + A_6 \sinh \beta x) \sin \beta x \right] - a_2 \alpha_2 EI \left(\frac{2\pi}{L_2}\right)^2 \sin\left(\frac{2\pi}{L_2} x + \varphi\right) \quad (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q(x, \varphi) &= EI \frac{d^3 y_2}{dx^3} \\ &= 2EI\beta^3 \left[(-A_3 \cosh \beta x - A_4 \sinh \beta x - A_5 \sinh \beta x - A_6 \cosh \beta x) \sin \beta x + (A_3 \sinh \beta x \right. \\ &\quad \left. - A_4 \cosh \beta x + A_5 \cosh \beta x - A_6 \sinh \beta x) \cos \beta x - a_2 \alpha_2 EI \left(\frac{2\pi}{L_2}\right)^3 \cos\left(\frac{2\pi}{L_2} x + \varphi\right) \right] \quad (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P(x, \varphi) &= EA \frac{dy_1}{dx} \\ &= EA \lambda_1 (A_1 e^{\lambda_1 x} - A_2 e^{-\lambda_2 x}) + EA a_1 \alpha_1 \frac{2\pi}{L_1} \cos\left(\frac{2\pi}{L_1} x + \varphi\right) \end{aligned}$$

2. モーメント比、せん断力比、軸力比、変位振幅比

函長が十分長い場合の函の中央部付近のモーメント、せん断力、軸力は次式で与えられる。

$$M_{center} = a_2 a_2 EI \left(\frac{2\pi}{L_2} \right)^2 \quad (10)$$

$$Q_{center} = a_2 a_2 EI \left(\frac{2\pi}{L_2} \right)^3 \quad (11)$$

$$P_{center} = a_1 a_1 EA \left(\frac{2\pi}{L_1} \right) \quad (12)$$

モーメント比 (ξ)、せん断力比 (τ)、軸力比 (ζ) を次式で定義する。

$$\xi(x) = \frac{|M(x, \varphi)| \max \text{ for } \varphi}{M_{center}} \quad (13)$$

$$\tau(x) = \frac{|Q(x, \varphi)| \max \text{ for } \varphi}{Q_{center}} \quad (14)$$

$$\zeta(x) = \frac{|P(x, \varphi)| \max \text{ for } \varphi}{P_{center}} \quad (15)$$

変位振幅比 (ϕ) は地盤の変位振幅 a_2 との比で次式の様に定義する。

$$\phi(x) = \frac{|y_2(x, \varphi)| \max \text{ for } \varphi}{a_2} \quad (16)$$

函体の両端が固定されている場合 (函端で変位 = 0、回転 = 0) および函体の両端が自由に変位できる場合 (函端で $M = 0$ 、 $Q = 0$ or $P = 0$) のモーメント比、せん断力比、軸力比、変位振幅比を求めると以下の様になる。

$$\xi_{FIX}(x) = \frac{\sqrt{\left[\sqrt{2} e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \sin\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right]^2 + \left[e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \left\{ \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) \right\} - \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right]^2}}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2} \quad (17)$$

$$\tau_{FIX}(x) = \frac{\sqrt{\left[\sqrt{2} e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^3 \sin\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right]^2 + \left[e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} \left\{ \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) + \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) \right\} + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^3 \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right]^2}}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^3} \quad (18)$$

$$\zeta_{FIX}(x) = \frac{\sqrt{\left[e^{-\lambda_1 x} \frac{2\pi}{\lambda_1 L_1} \sin\left(\frac{2\pi x}{L_1}\right) \right]^2 + \left[\frac{2\pi}{\lambda_1 L_1} \cos\left(\frac{2\pi x}{L_1}\right) \right]^2}}{\frac{2\pi}{\lambda_1 L_1}} \quad (19)$$

$$\xi_{FREE}(x) = \sqrt{\left[e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \left\{ \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) + \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) \right\} - \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right]^2 + \left[\sqrt{2} \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \sin\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right]^2} \quad (20)$$

$$r_{\text{FREE}}(x) = \frac{\sqrt{\left(e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} \left\{ \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) \right\} - \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right)^2 + \left(\sqrt{2} e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) + \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} \sin\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right)^2}}{\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}} \quad (21)$$

$$\zeta_{\text{FREE}}(x) = \sqrt{\left(\cos\left(\frac{2\pi x}{L_1}\right) - e^{\lambda_1 x} \right)^2 + \left(\sin\left(\frac{2\pi x}{L_1}\right) \right)^2} \quad (22)$$

$$\phi_{\text{FREE}}(x) = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^4} \sqrt{\sqrt{2} e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^3 \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) + \sin\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right)} + \left[-e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \left\{ \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) \right\} + \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2}\right) \right] \quad (23)$$

特に、函端における値は $x = 0$ において、以下の様に求められる。

$$\xi_0 = \xi_{\text{FIX}}(0) = \frac{\sqrt{2 \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 + \left\{ 1 - \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \right\}^2}}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2} \quad (24)$$

$$r_0 = r_{\text{FIX}}(0) = \frac{\sqrt{\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \left\{ 1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \right\}^2 + 2}}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^3} \quad (25)$$

$$\zeta_0 = \zeta_{\text{FIX}}(0) = \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_1 L_1}{2\pi}\right)^2} \quad (26)$$

$$\phi_0 = \phi_{\text{FREE}}(0) = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^4} \sqrt{\left\{ 1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2 \right\}^2 + 2 \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^6} \quad (27)$$

式(20)~(23)を用いて函端が自由の場合の函端付近の変位、断面力の分布を図1~4に示す

$$\xi_{\text{FREE}} = \sqrt{\left[\cos\left(\frac{2\pi}{L_1}x\right) - e^{-\lambda_1 x} \right]^2 + \sin^2\left(\frac{2\pi}{L_1}x\right)}$$

$$\text{ここに } \lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}$$

E : 函の弾性係数

K₂ : 函軸方向のバネ定数

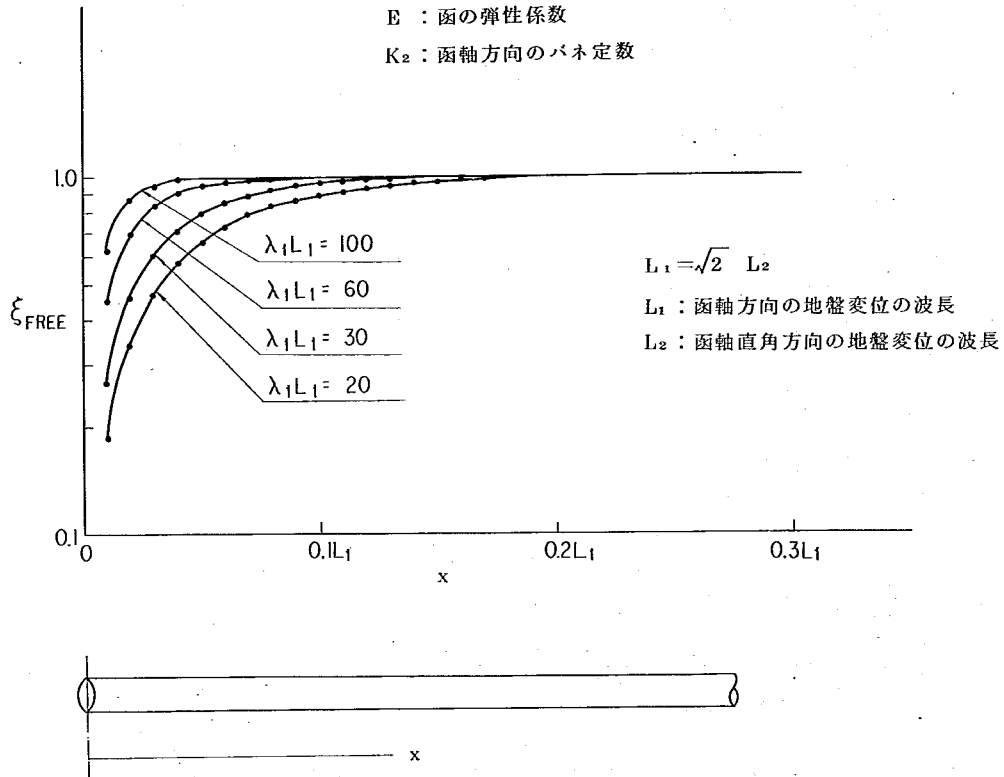


図 - 1 函端を自由とした場合の函端付近での軸力の分布

$$\xi_{\text{FREE}} = \sqrt{\left[e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \left\{ \cos\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) + \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) \right\} - \cos\left(\frac{2\pi}{L_2} x\right) \right]^2 + \left[\sqrt{2} \frac{2\pi}{\lambda_2 L_2} e^{-\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}} \sin\left(\frac{\lambda_2 x}{\sqrt{2}}\right) - \sin\left(\frac{2\pi}{L_2} x\right) \right]^2}$$

$$\text{ここに } \lambda_2 = \sqrt{\frac{K_2}{EI}}$$

EI 函の断面剛性

K_2 函軸直角方向のバネ係数

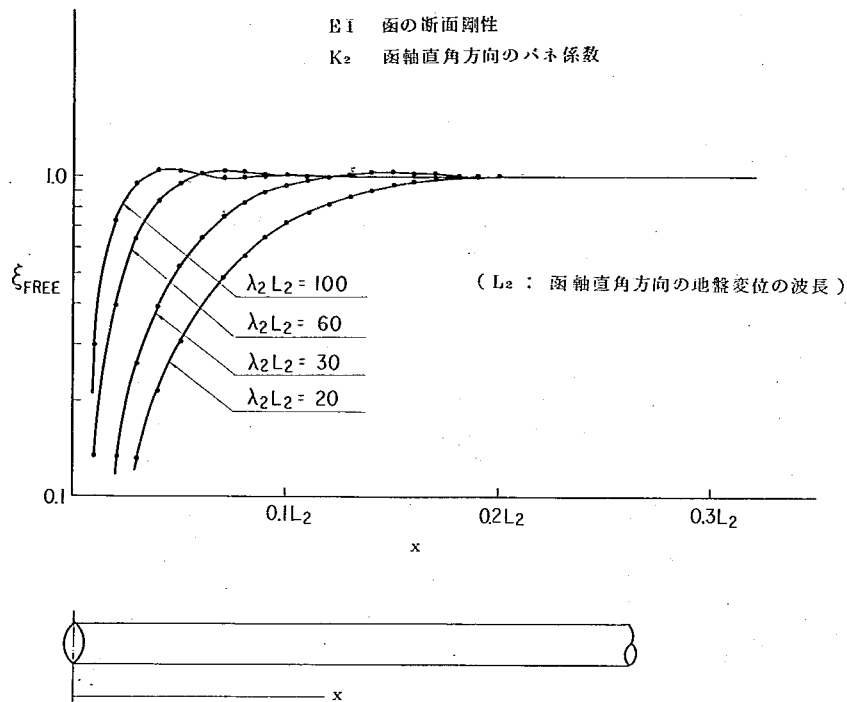


図-2 函端を自由とした場合の函端付近でのモーメントの分布

$$\psi_{OLg} = \frac{|y_1(o, \varphi)| \max \text{ for } \varphi}{a_1}$$

$$= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L_1}\right)^4} \sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L_1}\right)^2}$$

$$\psi_{OP} = \frac{|y_2(o, \varphi)| \max \text{ for } \varphi}{a_2}$$

$$= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^4} \sqrt{2 \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^6 + \left\{1 - \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_2}\right)^2\right\}^2}$$

φ : 地震動の位相

a_1 : 函軸方向の地盤の変位振幅

a_2 : 同直角方向 " "

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{K_2}{EI}}$$

K_1 : 函軸方向のバネ定数

K_2 : 同直角方向の " "

E : 函の弾性係数

L_1 : 函軸方向の地盤変位の波長

A : " 断面積

L_2 : " 直角方向の " "

I : " 断面2次モーメント

$$L_1 = \sqrt{2} L_2$$

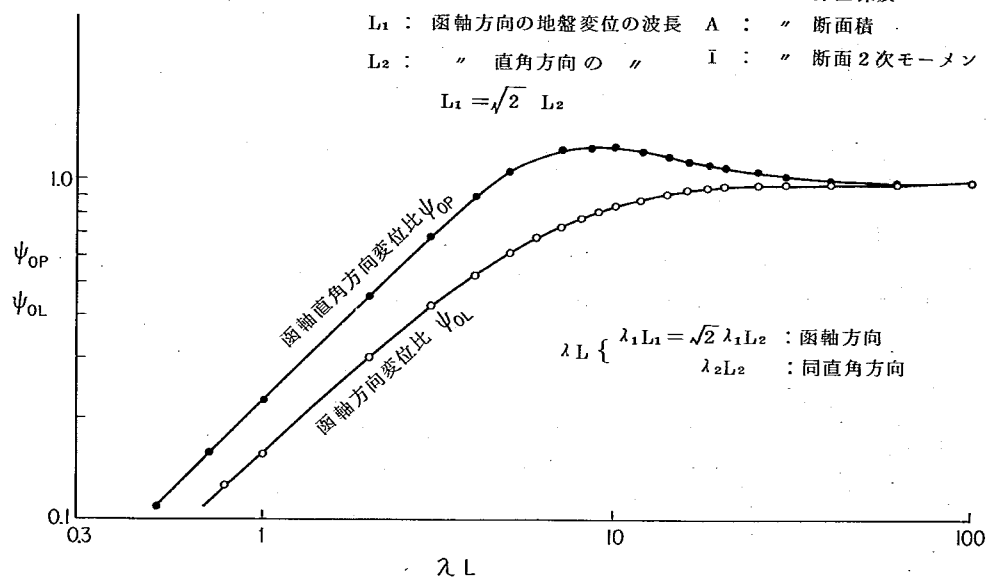


図 - 3 函端を自由とした場合の函端での変位振幅の分布

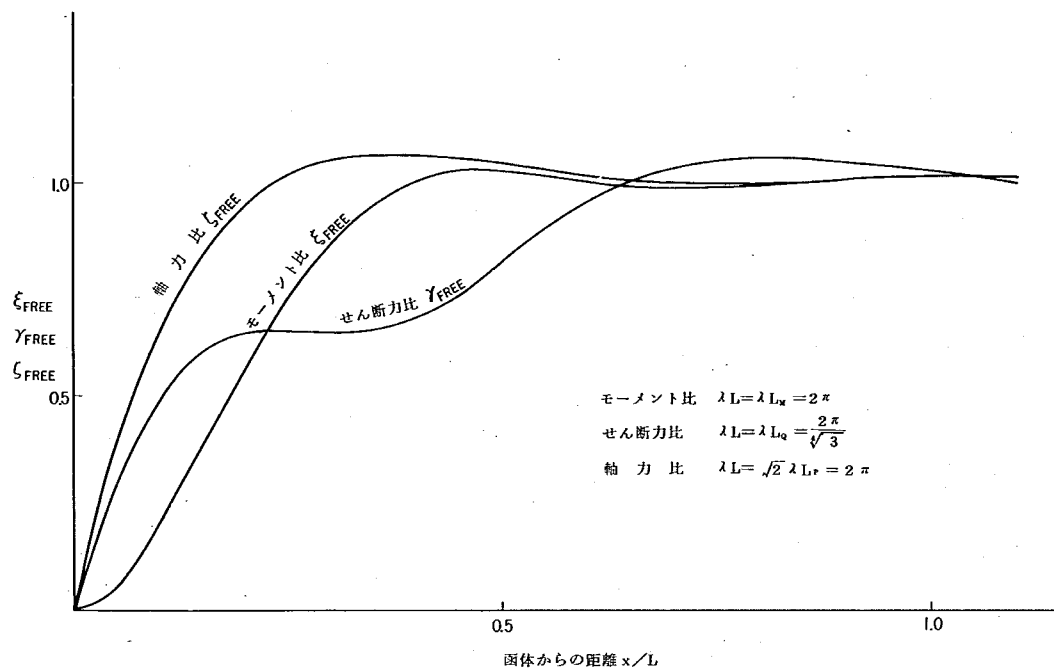


図-4 トンネル端部を自由とした場合の端部付近でのモーメント比 ξ_{FREE}
 せん断力比 γ_{FREE} 及び軸力比 ζ_{FREE} の分布

東京湾横断道路トンネルの耐震
計算および地震応答解析

土木研究所資料第953号

昭和49年4(1974)

建設省土木研究所

キーワード・東京湾横断道路, 沈埋
トンネル, 耐振設計

栗林 栄一 水谷 敏則
岩崎 敏男 川島 一彦

要 旨 東京湾横断道路の沈埋工法によるトンネル計画案を例に引き、「土木学会沈埋トンネル耐震設計指針案」に従って耐震計算と地震応答解析を実施し、実務上、有用なることを確認した。

