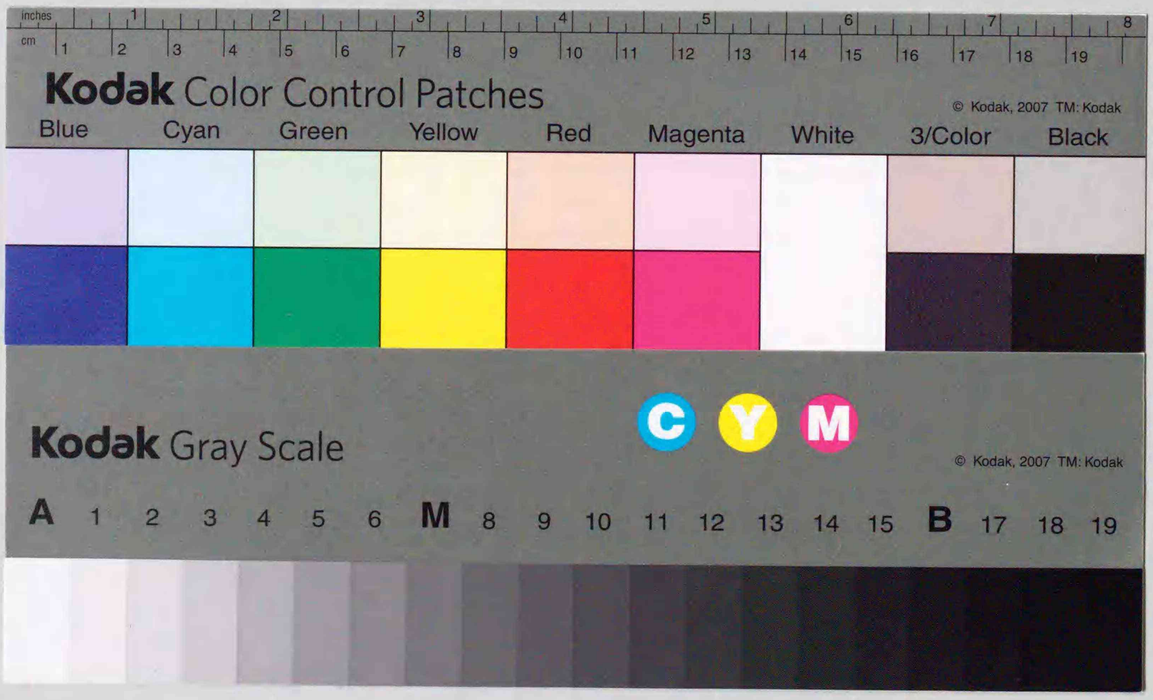
HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	水中浮遊式トンネルの解析手法と動揺特性に関する研究
Author(s)	蟹江, 俊仁
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第5180号
Issue Date	1997-06-30
DOI	https://doi.org/10.11501/3126084
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51442
Type	doctoral thesis
File Information	000000311275.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

水中浮遊式トンネルの解析手法と動揺特性に関する研究

辻 敏



①

水中浮遊式トンネルの解析手法と動揺特性に関する研究

蟹江　俊仁

目　次

1. 序　論 1
1.1 研究の目的 1
1.2 既往の研究 4
1.3 研究フローと本書の構成 9

2. 係留索復元力の評価 13
2.1 構造概要 13
2.2 係留索の形状と特徴 15
2.3 Type-A の復元力 16
2.3.1 水平方向の復元力 16
2.3.2 鉛直方向の復元力 18
2.3.3 回転方向の復元力 19
2.3.4 水平・鉛直連成項 20
2.3.5 復元力マトリックス 20
2.3.6 復元力マトリックスの妥当性の検証 21
2.4 Type-B の復元力 22
2.4.1 水平方向の復元力 22
2.4.2 鉛直方向の復元力 24
2.4.3 回転方向の復元力 25
2.4.4 水平・回転連成項 27
2.4.5 復元力マトリックス 27
2.5 Type-C の復元力 28

3. 二次元解析による基本波浪動揺特性 31
3.1 概　要 31
3.2 線形回折波理論による動揺解析手法 33

3.2.1 流体に関する基礎方程式と境界条件.....33
3.2.2 グリーン関数とグリーンの定理の適用.....34
3.2.3 係留浮体の運動方程式.....36
3.3 解析条件.....41
3.3.1 構造条件.....41
3.3.2 材料条件.....41
3.3.3 波浪条件.....41
3.4 一般的な特徴.....42
3.5 各種因子の影響評価.....42
3.6 考　察.....45

4. 波浪時の全体動揺解析.....47
4.1 概　説.....47
4.2 流体力評価と運動方程式.....48
4.2.1 モリソン式による流体力評価.....48
4.2.2 全体解析モデル.....51
4.2.3 基本運動方程式.....51
4.2.4 剛性マトリックスの生成.....52
4.2.5 各種係数値について.....53
4.2.6 線形回折波理論による解との比較.....54
4.3 解析条件.....55
4.3.1 構造条件および材料条件.....55
4.3.2 波浪条件.....56
4.4 固有値解析.....57
4.5 水平方向挙動.....58
4.5.1 Type-A.....58
4.5.2 Type-C.....60
4.6 鉛直方向挙動.....62
4.7 考　察.....63
4.7.1 解析手法について.....63
4.7.2 解析結果について.....63

5. 二次元解析による基本地震動揺特性.....65
5.1 概　要.....65
5.2 解析手法.....66
5.2.1 時系列解析手法.....66
5.2.2 解析モデルと運動方程式.....67
5.2.3 流体運動の定義.....68
5.2.4 鉛直方向流体運動の比較.....70
5.3 解析条件.....71
5.3.1 構造条件.....71
5.3.2 材料条件.....71
5.3.3 地震条件.....72
5.4 一般的な動揺特性.....74
5.5 各種因子の影響評価.....75
5.5.1 海底面位置の影響評価.....75
5.5.2 レグ角度による影響評価.....76
5.5.3 比重変化による影響評価.....77
5.6 考　察.....78

6. 地震時の全体動揺解析.....81
6.1 概　要.....81
6.2 地震の伝播位相差を考慮した運動方程式.....83
6.3 解析条件.....85
6.3.1 構造条件および材料条件.....85
6.3.2 地震波の設定.....85
6.4 固有値解析.....87
6.5 位相差を考慮しない場合の地震動揺解析.....89
6.6 正弦パルス波による動揺特性.....90
6.6.1 解析ケース.....90
6.6.2 解析結果.....90
6.7 伝播位相差を考慮した動揺特性.....95
6.7.1 応答変位の検討.....95
6.7.2 曲げモーメントの検討.....97
6.8 考　察.....98

7. 設計手法の検討と試設計 101
7.1 概　説 101
7.2 限界状態設計法と設計理念 103
7.3 水中浮遊式トンネルの設計手順 105
7.4 基本構造の設定 107
7.4.1 構造設定上の留意点 107
7.4.2 基本諸元 111
7.5 解析モデルの選定 113
7.6 設計荷重の設定 115
7.6.1 非超過確率と再現期間 115
7.6.2 永久荷重 115
7.6.3 変動荷重 116
7.7 耐波浪設計および耐震設計 129
7.7.1 解析条件 129
7.7.2 変位および加速度 130
7.8 トンネル本体の設計 139
7.8.1 検討条件 139
7.8.2 軸直角方向断面応力度の検討 143
7.8.3 軸方向断面の検討 147

8. 結　語 151

1 序 論

1.1 研究の目的

四方を海に囲まれ、南北に長く狭隘な国土を有するわが国では、島嶼部を含む国土全域にわたる有効利用の必要性が説かれてきた。こうした背景から、古くは関門海峡、青函トンネル、近年では本州四国連絡橋や東京湾横断道路に代表されるような、世界的にも屈指の大規模渡海技術が開発され、実現化されてきた。

これら国土の有機的リンク、高度化利用は、わが国にとって死活問題とも言える課題であるが、その重要性はさらに増す方向にある。産業構造の変化に伴い都市人口が増加する一方で、一次産業、二次産業を基盤としてきた地方都市部での過疎化とこれに続く高齢化は、ますます深刻の度を加えている。この傾向は、バブル経済下で一気に加速し、極端な東京一極集中を招くこととなった。この著しく不均衡な国土の利用形態は、国民のニーズとして顕在化しつつある「真の豊かさ」を実現する上で大きな障害となっており、地域間格差の是正と均衡のとれた発展のために、陸路交通網の整備が今後さらに必要である。特に、これまで重点が置かれがちであった大都市間連絡や大都市近郊での交通網整備計画だけでは、この問題は解決できず、むしろさらなる大都市地域への人口の流入を招く恐れが有る。今後は、大都市と地方都市、地方都市と過疎地域、島嶼間連絡など、広い視野での整備計画が必要であり、既存技術では困難あるいは不経済とされてきた海域横断を経済的に可能にする技術が期待されている。

一方、「もの」の流れも変化している。産業・経済・社会のあらゆる局面で国際的な連携、協力、補完システムが確立されつつある現在、流通の質・量共に変化している。その結果として、国際的なハブ空港の建設や大規模コンテナ対応埠頭の整備など、航空、海上輸送も含めた輸送網の体系化が必要となってきている。しかし、大消費地でもある大都市周辺には、これらの社会的要請に答えられる土地が圧倒的に不足しているため、都市部から離れた地方部や海上などにその代替地を求めるようになっている。狭い国土と広い海域を有するわが国では、身近にありながら

これまで利用されてこなかった海域の利用を考えることが、必然となるであろう。こうした観点からも、より効率的、経済的にネットワークを構築する渡海技術の研究開発が必要である。

本研究は、従来の渡海技術にはない特徴を有する新規渡海技術として水中浮遊式トンネルに着目し、その可能性を考えるものである。まず、水中浮遊式トンネルの特徴について整理してみる。

水中浮遊式トンネルは、自身の重力を上回る浮力を有するチューブ形状の構造体を、テンションレグ等の係留索により海中に安定化させた新規渡海構造物である。橋梁やトンネルと同じように、鉄道、新交通システム、道路、歩道など、幅広いニーズに対応できる新しい構造形式の土木構造物である。

その定義は、

①トンネル本体が海面や海底ではない、海中に存在すること

②トンネル構造体の浮力が重量を上回ること

である。

①を分かりやすくするため、図- 1.1.1に水中浮遊式トンネルを含む各種の渡海構造物の設置高さを比較した。この①の条件を満たすものは、広義の「水中トンネル」と言えるだろう。しかし、この場合は構造体の重量が浮力を上回る必要はないため、水中におけるトンネルの支持方式には、鋼製の架台やトラス構造など、従前の技術の延長の方式も有力である。

本論文で取り上げる水中浮遊式トンネルは、もう一つの条件、②を前提としており、これが水中「浮遊式」トンネル（Submerged Floating Tunnel）と呼ばれる所以である。「浮遊式」とすることにより「重力式」にはない様々な利点も生まれ、水中にあるが故の特性を活かすことができると考える。後に紹介するように、現在、世界各地で研究が進められている水中トンネルの多くは「水中浮遊式トンネル」であり、この狭義の水中浮遊式トンネルには次のような特徴がある。

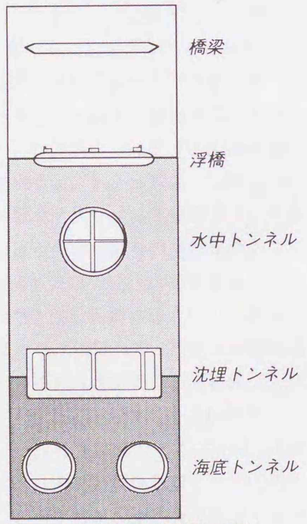


図- 1.1.1 渡海構造物の設置レベル

水中浮遊式トンネルの特徴

・構造体の比重が1に近いため、支持構造物が軽量・簡略化できる
・海底地盤の土質、強度等の影響を受けにくい
・水深、海底地形の影響を受けにくい
・上記の理由により、資源的にも、また、当該地の環境保全の面でも従来構造物より優れている。
・設置水深などが比較的自由に設定できる
・海面・海上空間が自由に利用できる（障害物がない）
・トンネル位置が通常の海底トンネルや沈埋トンネルよりも浅く、陸上部アプローチが短くできる
・動揺をある程度許容することにより、免震性が期待できる
・設置水深がほぼ一定のため、函体構造物の規格・形状がほぼ一定、大量生産に向いている
・函体製作がドライドックなどで工場生産できるため、施工精度が良く、品質管理が容易である
・本体が没水している上、海面、海上の構造物がほとんど存在しないため、景観保護にも役立つ

水中浮遊式トンネルがこうした特徴を発揮する上で、従来構造物と最も大きく異なるのは、適切な浮力と重量のバランスで支持構造物への荷重を軽減することと、それにより生じる動揺を制御しつつ許容できる構造とすることである。このため、動揺の挙動を把握し、支持構造物に作用する荷重を予測し、変位や発生外力・反力を制御する技術が不可欠となる。

本研究の目的は、水中浮遊式トンネルに作用する支配荷重である波浪や地震に対する解析手法を確立し、その動揺特性を明らかにすること、そして水中浮遊式トンネルの成立条件について検討し、特徴を活かすための構造諸元等はどうあるべきかに答えを導くことにある。本研究が他の水中トンネル研究と比較して特に特徴的な点は、①厳しい波浪条件を想定していること、②地震の影響についても評価すること、③極めて長大な水中浮遊式トンネルを対象としていること等である。

波浪や地震に対しては、まず二次元解析での検討を実施し、基本的な動揺特性の解明を行った。この解析的研究を通じて、水中浮遊式トンネルが具有すべき条件等が調査・検討され、水中浮遊式トンネルの概念構造が構築される。また、水中浮遊式トンネルの延長が長大であるがために特に重要となってくる全体系での動揺についても考え、長大水中浮遊式トンネルの動揺を経済的かつ効率的に解析できる全体解析モデルを提案する。こうした波浪ならびに地震という支配荷重に対する動揺問題を、一貫した手法論で全体モデルでの解析にまで拡張して体系的に研究した

例はこれまでのところ見あたらず、本研究の重要な意義がそこにある。また最後に、設計手法論についても考え、想定した条件のもとで行った試設計を通じて、未だ実例のない水中浮遊式トンネルの姿を具体化することを試みた。

1.2 既往の研究

水中浮遊式トンネルの概念は、1886年にイギリスにおいて最初の提案がなされたと言われている。その後1923年、1947年に、水深が非常に深いフィヨルドの横断手段として、繰り返しノルウェーで特許申請がなされたものの、本格的な研究には至らずにいた[1]。

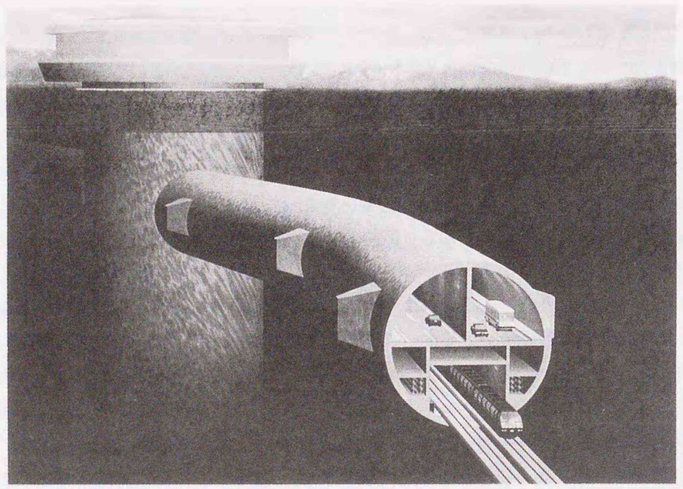
水中浮遊式トンネルの研究が、実用化への期待を請けて開始されたのは、1970年、イタリアのメッシナ海峡横断方策の一つとして提案されて以来である。その後技術水準が高度化するにつれ、その実現性への期待が高まり、フィヨルドの渡海手段として注目されるようになった。フィヨルドの横断方法には、橋梁や海底トンネルなどが用いられてきたが、これらは水深に対する制限があり、わずか1 kmの横断距離であっても、両岸が切り立ったフィヨルド特有の地形と1000 mにも及ぶ水深がその適用を拒んでいた。このため、これらの影響を受けない水中浮遊式トンネルの構想は、フェリーに頼らざるを得なかった幹線交通路への適用も念頭に、活気を帯びてくることとなる。1980年以降、ノルウェーのEids Fjord ならびにHøgs Fjordでの適用が相次いで提案され[2]、解析や実験[3]も含めた本格的な研究がノルウェーでも開始される。そして1985年、Høgs Fjordについては、民間4社がそれぞれに提案した4案の水中浮遊式トンネルが紹介され、研究の輪は世界的に広がり始めた[4,5,6,7]。こうした研究の背景には、水中浮遊式トンネルが持つ、他の既存渡海構造物にはない優れた特徴が注目されたことがある。例えば、フィヨルドのような大水深域のみならず、橋脚や橋梁などの障害物を極力減らしたい海峡の横断が可能になることから、航行船舶が多いことで有名なスペインとモロッコ間をつなぐジブラルタル海峡などでも、横断手段の候補として提案されたことがある。また、最近では、スイスのLugano湖において、ヨーロッパ大陸の幹線鉄道網として期待されるフランスの高規格高速鉄道、TGVを通すための水中トンネル案が提案されている。Lugano湖の場合は、単に湖を横断する鉄道路線を確保するという機能要求だけではなく、周辺景観や環境問題への配慮も少なからず働いているようであり、水中浮遊式トンネルが脚光を浴びる要因になっている。しかし、水中トンネルと同様、大水深域でその効果を発揮する同種構造物、フローティングブリッジ（浮橋）は1980年頃から実用化され始めたのに対し、水中浮遊式トンネルの方は未だ実現にはいたっていない。その理由として、水中に完全に没水していることにより、より複雑な挙動を示す可能性があり、必要とされる高度な解析的あるいは実験的な手法と設備の環境が整っていなかったこと、万一の事故や災害を想定した利用者の心理的な課題への対応策が欠如していたこと、さらには経済面での他の渡海構造物に対

する優位性が十分に証明されてこなかったこと、等が挙げられる。

一方わが国では、1991年に水中トンネル研究調査会が発足し、その本格的な研究が開始された[8,9]。わが国は、4つの本島と多数の島嶼で構成される島国であることから、従来より海峡横断、海域横断の社会的ニーズが高く、実際に多くの渡海トンネルや大規模渡海橋が既に供用されている。現在も、東京湾横断道路に次ぐビッグプロジェクトとして、第二国土軸の要となる紀淡海峡（和歌山～淡路島）や豊予海峡（四国～九州）の横断、さらには東京湾口、伊勢湾口など、大規模な渡海構想が目白押しの状態である。同時に、今後のわが国国土の有効利用を考えた場合、洋上ハブ空港や大規模コンテナターミナルなど、海域の利用も必須となると予想されることなどから、水中トンネル研究調査会での研究は、主にわが国沿岸域での適用を念頭において研究を行っている。また、研究の内容についても、事業性や計画面での研究[10]から、構造[11]、流体力[12]、海底土質[13]、材料[14]、施工[15]、維持管理環境[16]に至るまで幅広く、これらの研究成果はマニュアルとケーススタディーという形で、公表されるに至っている[17]。これら一連の水中浮遊式トンネルに関する研究の系譜を表-1.1.1に示した。

表-1.1.1 水中浮遊式トンネル研究の系譜

年	研 究 の 動 向
1886年	水中浮遊式トンネルの概念がイギリスで紹介
1923年	水中浮遊式トンネルの特許申請（ノルウェー）
1947年	水中浮遊式トンネルの2回目の特許申請（ノルウェー）
1970年	イタリア・メッシナ海峡横断の研究開始（イタリア）
1985年	Høgs Fjord の研究開始　水中浮遊式トンネル4案が提示（ノルウェー）
1986年	1st Symposium on Strait Crossing 開催（ノルウェー）
1989年	国際トンネル学会（ITA）が沈埋トンネル分科会に水中浮遊式トンネルも含める
1990年	2nd Symposium on Strait Crossing 開催（ノルウェー） Høgs Fjord、メッシナ海峡、ジブラルタル海峡の水中浮遊式トンネル研究が発表される
1991年	水中トンネル研究調査会発足（日本）
1994年	3rd Symposium on Strait Crossing 開催（ノルウェー） 噴火湾の水中トンネル研究が発表される
1994年	Lugano湖での水中トンネル研究が開始（スイス）
1995年	水中トンネル研究調査会が「水中トンネル」（ﾏﾆｭｱﾙとｹｰｽｽﾀﾃﾞｨｰ結果）を公表
1996年	International Conference on SFT 開催（ノルウェー）



水中トンネルイメージパース
出典：（社）水中トンネル研究調査会

水中浮遊式トンネルの挙動の研究にあたっては、実験と解析両面からの検討が必要なことはいうまでもない。しかし、大きな波浪や地震作用を受ける極めて長大な構造物の実験を行なうことは非常に難しく、実験できない部分を補う適切な解析技術が必須となる。

係留された単独浮体の波浪動揺を解析する方法は、これまでにも多く提案されている。最近では、回折波理論に基づく境界要素法[18]などが一般的であろう。回折波理論の場合、流体は完全流体で非回転を前提にしているため、物体の境界面に生じる摩擦や渦による抵抗成分、抗力項が評価されず、慣性力が卓越する場合にのみ適用されるが、実際の水中での運動や流体力を極めて良く再現できるとされている。近年、その解法に関する研究が精力的に行われたことと、コンピュータの飛躍的な進歩によって、計算にかかる手間と時間は大幅に短縮した。解析対象となる物体も、二次元から三次元へ、また単数から複数個へとその数を増やし、さらには複数物体の連結モデルや相互干渉問題の解析にまで用いられるようになっている。しかし、それでもなお、多数の剛体が連結された長大構造物への適用は計算容量や計算時間の点から、容易に解析できるとは言い難い。

一方、主に流体中にあって静止している物体に作用する流体力の算定方法として広く用いられているモリソン式[19]は、完全流体を想定しながらも抗力効果を経験的手法に基づいて評価する

など、理論的には一部矛盾を抱えながらも、容易かつ的確な流体力評価法として定着している。この従来のモリソン式を動的な問題に拡張した修正モリソン式（Modified Morison's Equation）[20]は、テンションレグプラットフォームの波浪や地震動揺問題の解析に使われている。これは、計算が簡単である反面、付加質量係数等各種の係数設定を行なわなければならないため、これら係数値を充分に検証しておく必要が有る。

本研究で想定している波浪条件の場合、抗力成分が小さく回折波理論の適用範囲である[21]と同時に、モリソン式の適用範囲内でもある。そこでまず、回折波理論による境界要素法により二次元モデルでの波浪動揺を解析し、基本的な波浪動揺特性を把握した。次に、国栖、水野[22,23]らが行なった波浪動揺の二次元実験結果からモリソン式での計算に必要な係数値を設定し、境界要素法での計算結果と比較した。その結果、両者の解は非常によく一致し、モリソン式の適用性が認められたため、長大水中浮遊式トンネルの波浪動揺解析へと拡張を行なった[24]。

長大水中浮遊式トンネルの波浪解析は、Løken ら[25]がノルウェーの Høgs Fjord を想定して、実験結果の検証を兼ねて行っているが、その詳細については報告されていない。本研究において想定している水中浮遊式トンネルは延長が2～5 km のモデルであり、剛体が多数連結された剛体－バネ系に、修正モリソン式で評価される流体力が作用するものとしてモデル化した。解析においては、波浪入射角やトンネル函体間のジョイント剛性の違いが、全体挙動に与える影響等が評価された。

一方、係留された浮体の地震時動揺についても、ポテンシャル理論による方法[26]と修正モリソン式による方法がある。前者の場合は、物体境界面での流体力分布が把握でき、流体圧力の周期依存性が考慮できるなどの利点もあるが、一般に高周波、小変位運動である地震時の運動においては、後者に対する大きな優位性が見られず、手法論的に簡便で復元力の非線形性の考慮ならびに三次元問題への拡張が容易な後者の方が良く用いられているようである。また、これらと一線を画す解析方法として、一次元の鉛直方向地震解析のみを対象とした川西らによる、流体弾性係数法[27]やエネルギー消散係数法[28]などがある。

係留浮体の地震時解析としては、テンションレグプラットフォームを対象に研究されている例[29]が多い。例えば Liou ら[30]は、プラットフォーム本体に適切な付加質量を加味してモリソン式を適用し、解析を行っている。しかし、プラットフォーム自体は一つの剛体として扱われており、水中浮遊式トンネルのように、地震の位相差が問題となるような剛体の連続体としての評価はされていない。一方 Brancaleoni ら[31]は、メッシナ海峡横断を念頭に、波浪や地震に対する水中浮遊式トンネルの挙動を、離散化した多質点系モデルで解析している。トンネルが周囲の流体から受ける流体力は、やはりモリソン式で評価している。この方法は、長大線状構造物である水中浮遊式トンネルを解析するために実用的な方法であり、波浪作用時、地震作用時ともに適用できるが、

運動方程式中の非線形減衰項を時間領域で解析するため、多大な計算時間を必要とするのが難点である。本研究は、基本的には Brancaleoni らの方法と同様に、多質点系モデルにモリソン式で評価される流体力を作用させるものであるが、係留索による復元力の非線形性や運動方程式中の非線形減衰項を実験結果に基づいて疑似線形化するなど簡略化に努め、時間領域および周波数領域いずれの場合でも解析できるようにしている。

また、長大な線状構造物故に興味深いのは、地震の伝播に伴う位相差の影響である。水中浮遊式トンネルにおいて地震の位相差について研究した例は今のところ見あたらないが、長大橋梁を対象とした研究としては、山田ら[32]や土岐ら[33]を始め、その影響が報告されている。最近では、ラハルジョら[34]が斜張橋を対象に、地震波による時系列解析を行うことで、位相差の検討をしている。しかし、橋梁の場合は橋脚部、あるいは主塔部など地震波の入力点が比較的限られているのに対し、水中浮遊式トンネルの場合は、トンネル軸方向に沿って多数存在する入力点（テンションレグ取付点）から地震波が入力されることになる。本研究では、トンネル軸に沿う多数の入力点に地震波を直接入力して解析する時系列解析手法を適用し、地震位相差が水中浮遊式トンネルの動揺に与える影響についても評価した。

1.3 研究フローと本書の構成

本研究では、まず、水中浮遊式トンネルの構造概念を示すと同時に、解析上必要なモデル化について考えた。モデル化にあたっては、特に、テンションレグによる係留復元力の評価が重要であり、その解析的な検討結果も踏まえて評価を行った。（第2章）

最初に実施した解析的研究は、多くの水中浮遊式トンネルにとって支配荷重となる波浪を対象とした。この場合、最大の関心事のひとつは流体力の評価手法である。ここでは、断面二次元のモデルに対し、現在最も一般的に用いられている回折波理論に基づく方法によりポテンシャル解析を行い、波浪による作用流体力評価と構造物の動揺特性評価を行った。断面二次元モデルは、水中浮遊式トンネルの基本的な動揺特性を検討する上で基本的なモデルと考えられ、水深、水中浮遊式トンネルの設置位置、係留索の形状などを様々に変化させてその影響も評価した。（第3章）

同時に、三次元的な問題への拡張を念頭に、解析手間の大きいポテンシャル解析よりも簡易に解析が可能な修正モリソン式の適用を試み、断面二次元モデルで両解析による差異を検証し、修正モリソン式の三次元波浪動揺解析への適用性を確認した。その結果、修正モリソン式の全体動揺解析への適用性が確認されたことから、波浪による全体動揺解析を実施した。構造側からは、函体間の継手構造の剛性、作用荷重側からは波浪の入射角などをパラメータに解析を行い、支配荷重のひとつとなる波浪時の動揺特性が明らかになった。（第4章）

一方、支配荷重として重要なもうひとつの外力、地震に対しても断面二次元モデルでの解析から実施した。地震の場合は、造波減衰や回折効果の影響があまりでない高周波小変位の問題のため、解析手法論的には修正モリソン式に絞って解析研究を行ったが、鉛直方向震動時の流体の圧縮性評価については、方法論についての提案を加えた。解析は、波浪の場合と同様に、水深や設置水深、係留索の形状などを変化させながら、地震時の基本動揺特性の解明を試みた。（第5章）

これを全体動揺の解析へと拡張することとなる。地震の場合の特徴は、水中浮遊式トンネルがある程度長くなってくると生じる、伝播位相差の影響をいかに評価するかにある。本研究では、まず正弦パルス波を導入することにより、伝播位相差の影響を調査し、最終的には地震波を伝播速度を変化させながら導入した。（第6章）

これらの研究により、水中浮遊式トンネルの支配荷重である、波浪と地震についての動揺特性が明らかになったため、現実の設計への反映を考え、設計手法についての検討と試設計を試みた。この中で、限界状態設計法による設計手法論の提案を行うと同時に、設計の手順や解析手法の選定などについても考察を行った。（第７章）

本研究における解析検討の概略フローは、図- 1.3.1に示す通りである。

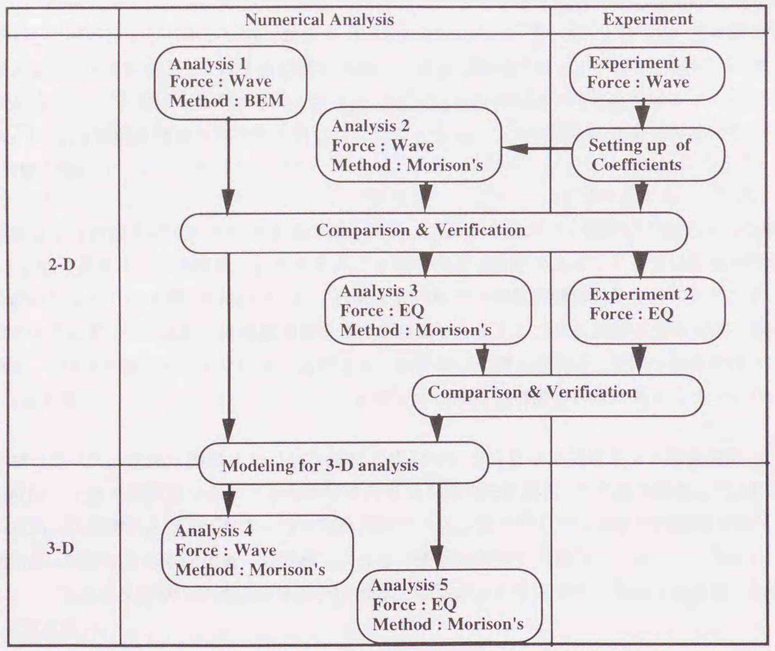


図- 1.3.1　解析検討のフロー

■ 第１章　参考文献

[1] Hakkaart, Ch. J.A , State of the Art (International Tunnelling Association) , *International Conference on Submerged Floating Tunnels* , Sandnes, Norway , 1996

[2] Oderud, H. T. , On the Design of Floating Bridges and Submerged Floating Tubes , *Internatational Symposium on Strait Crossings* , Stavanger, Norway , 1986

[3] Dahle, L.A. , Reed, K., Aarsnes, J.V. , Model Tests with Submerged Floating Tube Bridges , *2nd Symposium on Strait Crossings*, pp.435-442 , Trondheim, Norway , 1990

[4] Grant, A.B. , A Submerged Floating Tunnel Solution to a Crossing for the Strait of Messina , *Symposium on Strait Crossings*, pp.353-365 , Stavanger, Norway , 1986

[5] Østlid, H., Development of the Norwegian Submerged Tube Bridges , *2nd Symposium on Strait Crossings*, pp.399-400 , Trondheim, Norway , 1990

[6] Kristoffersen, L.K. , Nielsen, S. G., Løken, A.E. , Important Design and Safety Aspects for Tube and Tunnel Bridges , *2nd Symposium on Strait Crossings*, pp.543-549 , Trondheim, Norway , 1990

[7] 芳村　仁 , 事例研究・海外の研究動向 , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[8] Kunisu, H. et al., Numerical Analysis of Wave Force and Dynamic Response to the Submerged Floating Tunnels , *The 3rd Symposium on Strait Crossings* , pp.637-644, Alesund, Norway , 1994

[9] Kanie, S., Kokubun,　H., Mizutani, Y., Mikami, T., Kakuta,Y., Analytical Study on Dynamic Response of Submerged Floating Tunnels due to Wave Force , The 3rd Symposium on Strait Crossings, pp.659-666, Alesund, Norway, 1994

[10] 佐藤　馨一 , 水中トンネルによる国土軸の形成 , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[11] 角田　與史雄 , 水中トンネルの構造上の特徴と設計上の要求について , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[12] 佐伯　浩 , 噴火湾地区における自然条件とトンネルに作用する流体力 , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[13] 土岐　祥介 , 海底地すべりと基礎 , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[14] 佐伯　昇 , 水中トンネルの材料に関する研究調査 , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[15] 尾崎　訊 , 水中トンネルの施工上の特徴とその利用について , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[16] 山村　悦夫 , 水中トンネルの地域環境影響把握と利用について , 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム , 札幌 , 1992

[17] （社）水中トンネル研究調査会 , 水中トンネル　第Ｉ編　計画から設計・施工まで , 札幌 , 1995

[18] Tanaka, Y. et al, Numerical Generation of Gravity Waves and Open Boundary Scheme , *The 10th Offshore Mecha-nics and Arctic Engineering*, pp.229-235 , 1991

[19] Morison, J.S., O'Brien, M.P., Johnson, J.W., Schaaf, S.A., The Force Exerted by Surface Wave on Piles, Petrolium Trans., AIME, Vol.189, pp.149-154, 1950
[20] Chakrabarti, S.K. , Hydrodynamics of Offshore Structures , *Computational Mechanics Publications* , Boston, USA , 1987
[21] Sarpkaya, T , Force on Circular Cylinder in Viscous Oscillating Flow at Low Keulegan-Carpenter Numbers , *Journal of Fluid Mechanics*, 165, pp.61-71 , California, USA , 1986
[22] 国栖 広志 , 水野 晋,水野 雄三,山下 俊彦,佐伯 浩 , 高波浪下における水中トンネルの動揺および流体力特性 , 海岸工学講演会論文集,第 40 巻, pp.881-885 , 1992
[23] 国栖 広志 , 水野 晋,水野 雄三,山下 俊彦,佐伯 浩 , 高波浪下における水中トンネルの動揺および流体力特性 , 海岸工学講演会論文集,第 41 巻, pp.881-885 , 1993
[24] 蟹江 俊仁, 三上 隆,角田 與史雄, 水中浮遊式トンネルの波浪動揺特性について, 土木学会論文集 No.556／I-38、pp.159-168, 1997
[25] Løken, A.E., Carlsen, H., Oftedal, R. A., Kamsvag, F., Comparison between Hydrodynamic Numerical Methods and Results from Model Tests for Submerged Floating Tube Bridge , *Symposium on Strait Crossings*, pp.427-434 , Trondheim, Norway , 1990
[26] Bruschi, R. , Marazza, R.,Leira, B.J., Submerged Buoyant Anchored Tunnels: Response Analysis for Earthquake Excitation , *Eurodyn* , Trondheim, Norway , 1993
[27] 川西利昌 , 加藤渉,鈴木猛 , 流体弾性を考慮したテンションレグ･プラットホームの地震応答に関する研究 , 関西造船学会誌 第 187 号,pp.101-105 ,1981
[28] 川西利昌 , 加藤渉 , テンションレグプラットフォームの地震応答スペクトル法による振動解析 , 第 7 回海洋工学シンポジウム,pp.25-32 , 1984
[29] Morgan, J. R. , Malaeb, D. , Dynamic analysis of tension-leg platforms , *INSE /SEE-82033,PB-83-100982* , 1982
[30] Liou, G.S. et al , Response of Tension -Leg Platforms to Vertical Seismic Excitations , *Report No. UCB EERC 85 14*, University of California , USA , 1985
[31] Brancaleoni, F. , Castellani, A., D'Asdia, P. , The response of submerged tunnels to their environment , *Eng. Struct.*, Vol. 11, pp.47-56 , 1989
[32] 山田善一 他 , 多スパン連続高架橋のランダム地震応答解析ー入力位相差効果について , 第 16 回土木学会地震工学研究発表会 , 1981
[33] 土岐憲三 他 , 進行地震波動による連続高架橋の応答解析 , 第 16 回土木学会地震工学研究発表会 , 1981
[34] ラハルジョ テグー他 , 入力地震波の位相差を考慮した斜張橋の地震応答解析 , 構造工学論文集 Vol.42A , 1996

2　係留索復元力の評価

2.1 構造概要

水中浮遊式トンネルの構造概念図は、図-2.1.1に示す通りである。トンネル本体は、トンネル函体（Tunnel Element）の連続体で構成され、各々の函体は係留索により海底面に繋がれている。トンネルの両端部は、人工島あるいは陸上部分との結節点となる固定構造物に連結される。人工島あるいは固定構造物とトンネル函体との接合は、完全固定方式、可撓結合方式、可撓・伸縮結合方式などがあり[1]、トンネルに求められる機能性や構造条件、外力条件等を勘案して、適切に選択しなければならない[2]。水中浮遊式トンネルの係留方法ならびに係留索配置はすべての動揺特性に関連する極めて重要な基本条件である[3,4]。本研究では、テンションレグ方式を採用するものとし、そのトンネル軸直角方向断面内配置については、図-2.1.2に示す代表的係留索配置を取り上げた。トンネル軸方向については、各々の係留索配置が、一定の間隔で繰り返されるものとする。

トンネル上部のクリアランスは、航行船舶の吃水など利用条件によって任意に設定が可能であり、海面上に浮いている場合には浮橋となる。また、トンネル下部と海底面とのクリアランスもある程度必要であり、あまり小さい場合には、着底構造あるいは支持架台などによる支持構造の方が経済的に有利となる。本研究では、トンネルチューブが完全に没水していること、また、トンネル下部のクリアランスが少なくともトンネル径の２倍程度はあることを前提にしており、これが従来の浮橋や沈埋トンネルと大きく異なる条件ともなっている。

テンションレグ方式の水中浮遊式トンネルの構造上で最も重要なことは、次のような要求事項をすべて満たすよう、互いに関連しあった各種の構造条件が設定されていなければならないことである。

・レグのたるみ(slack)の発生防止
・レグおよび基礎への過大荷重発生の抑制
・発生変位量(displacement)、加速度(acceleration)の制御

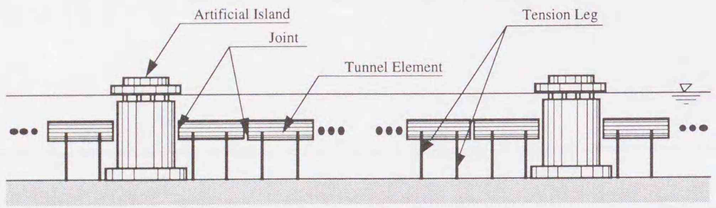


図- 2.1.1　水中浮遊式トンネル概念図

例えば、レグのたるみの防止は、浮力を大きくするなど初期張力を高めることで対応はできるものの、地盤耐力やレグ材の疲労強度の面からは不利となる。また、たるみの発生しにくい係留方式を採用し比重を大きくすることにより、スラック防止とレグ張力の減少は図れるものの、波浪動揺時の変位量等が大きくなるなどの影響が現れることが多い。最適の構造形状の選定とは、これらの要求事項をすべて満足するような、構造条件の組み合せを設定することである。

また、水中浮遊式トンネルは浮力確保が重要な課題である。トンネル本体の材質には、耐久性などの面からコンクリートを利用するとすれば、その圧縮能力が十分に発揮できる円形断面とする方が有利である。これにより、流体力的にも周囲の流体や本体の運動による渦の発生を抑制する効果も期待できるため、本研究においては、円形断面のトンネルを採用することとした。

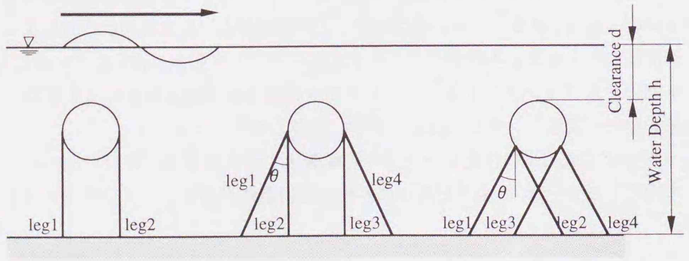


図- 2.1.2　係留索配置

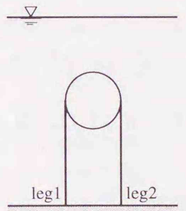
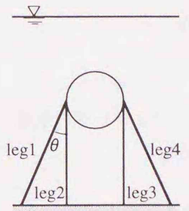
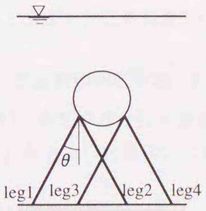
2.2 係留索の形状と特徴

本研究で取り上げた３種類の係留索配置の一般的な特徴は、表- 2.2.1に示す通りである。これらの係留索配置の選択は、与えられた自然条件、構造条件、機能条件等に応じて行うべきである。たとえば、Type-A のように水平方向の拘束度が小さい係留方式の場合、免震性は期待できるもののトンネル両端の固定部への荷重負担は大きくなる。一方、Type-C のような固定度の高い方式を採用した場合は、変位や加速度の制御には有効であるが、テンションレグなど支持構造物の荷重負担が大きくなることとなる。

また、水平・鉛直方向の運動に対して、トンネル軸回りの回転が生じるか否かにも違いがある。Type-B は復元力において Type-A、Type-C の中間的な色合いを持つ形状として検討対象としているが、水平方向の変位をした時に回転が生じることとなり、Type-A や Type-C とは大きく異なる特性を有している。

これらの係留索配置が、構造系全体に与える影響等の具体的な比較検討は、以降の本研究の中で行っていくこととする。

表- 2.2.1　係留索配置の特徴

係留索配置呼称	Type-A	Type-B	Type-C
形状図			
特　徴	・水平方向拘束度は最も小さい ・構造的に水平方向変位によるスラックは生じない ・水平、鉛直方向変位に伴う回転成分はない	・鉛直方向拘束度が最も高い ・水平方向変位によるスラックが生じ易い ・水平方向変位により、回転が発生する	・水平方向拘束度が最も高い ・Type-B に比べて、スラックが生じにくい ・水平方向変位に伴う回転成分はない

なお、本章における復元力マトリックスは、断面二次元モデルを対象とし、式（2.2.1）の通り表現する。

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xz} & K_{x\phi} \\ K_{zx} & K_{zz} & K_{z\phi} \\ K_{\phi x} & K_{\phi z} & K_{\phi\phi} \end{bmatrix} \tag{2.2.1}$$

ここに、

$\boldsymbol{K}$ ：復元力マトリックス
K_{ij}：復元力
x ：水平方向軸
z ：鉛直方向軸
ϕ ：x-z 面内の回転

2.3 Type-A の復元力

Type-A は、鉛直方向に比べて水平方向の拘束度が小さく、水平方向と鉛直方向の復元力特性が大きく異なる上、水平方向外力作用時に水平変位に連成する鉛直変位を生じる点が特徴である。このため、復元力マトリックスにおいて水平方向（x）と鉛直方向（z）の連成項 K_{zx}が含まれることになり、これは直交座標系において非線形となる。本節では、まず、Type-A の水平方向復元力を対象に大変位時の復元力評価について考え、直交座標系で表現されることが多い波浪や地震などの外力による運動を解く場合に有利となるよう、この復元力マトリックスを直交座標系において疑似線形化することを試みた。

2.3.1　水平方向の復元力

鉛直に張られた２本一対のテンションレグの水平方向復元力（ K_{xx} ）は、図- 2.3.1に示すような２つの成分により構成される[5]。

①レグの伸びに起因する、張力増加による成分
②レグの傾角増加がもたらす、水平方向分力の増加による成分

まず、①レグの伸びに起因する成分について考える。水平変位 δx が生じた時のレグの伸び ΔL は、

$$L_v + \Delta L = L_v / \cos\delta\theta$$
$$\therefore \Delta L = L_v\left(1/\cos\delta\theta - 1\right) \tag{2.3.1}$$

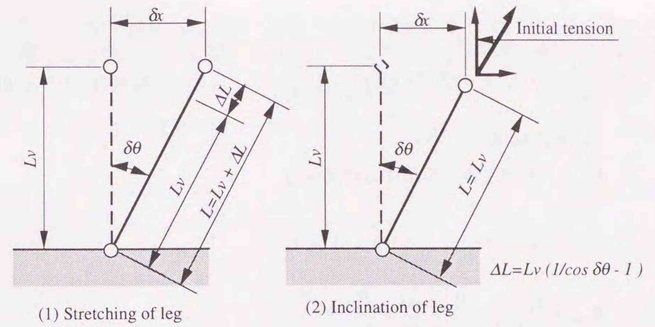


図- 2.3.1　テンションレグの復元力

L_V　：レグの長さ

また、

$$\delta x = L_v \tan\delta\theta \tag{2.3.2}$$

この時のレグ張力は、式（2.3.1）より

$$T = EA\,\Delta L / L_v = EA\left(1/\cos\delta\theta - 1\right) \tag{2.3.3}$$

ここに、

T ：レグの張力増加
E ：レグの弾性係数
A ：レグ１本当たりの断面積

したがって、レグ張力の増加に伴う水平方向力（P_{H1}）は、次式のようになる。

$$P_{H1} = T\sin\delta\theta = EA\sin\delta\theta\left(1/\cos\delta\theta - 1\right)$$

その結果、レグの伸びに起因する水平方向復元力は、式（2.3.4）の通りである。

$$K_{xx1} = P_{H1}/\delta x = \frac{EA\sin\delta\theta\left(1/\cos\delta\theta - 1\right)}{L_v\tan\delta\theta} = \frac{EA}{L_v}\left(1 - \cos\delta\theta\right) \tag{2.3.4}$$

ただし、添字１は①成分を意味する。

次に②レグの傾角増加がもたらす、水平方向分力の増加による成分だが、水平方向変位 δx が生じた時の初期張力の x 軸方向の復元力（P_{H2}）は、レグの初期張力（P_v）を用いて、

$$P_{H2} = P_v \tan\delta\theta$$

P_V　：レグ１本に作用する初期張力

したがって、そのバネ値は、式（2.3.5）となる。

$$K_{xx2} = P_{H2}/\delta x = \frac{P_v \tan\delta\theta}{L_v \tan\delta\theta} = \frac{P_v}{L_v} \qquad (2.3.5)$$

以上より、鉛直に張られた２本一対のテンションレグの水平方向復元力（ K_{XX} ）を定式化すると式（2.3.6）のようになる。

$$K_{xx} = \frac{2EA}{L_v}(1-\cos\delta\theta) + \frac{2P_v}{L_v} \qquad (2.3.6)$$

式（2.3.6）右辺の第１項は①の成分、第２項は②の成分による復元力を示しているが、両者のいずれの成分が支配的となるかは、レグの弾性係数と断面積、並びに初期張力のバランスによって変化することになる。

2.3.2　鉛直方向の復元力

鉛直方向の変位によるテンションレグ張力の増加T は、テンションレグの伸びによって生じることとなる。鉛直方向の変位を δz とすると、

$$T = EA\,\delta z/L_v$$

したがって、その復元力は、

$$K_{zz} = 2T/\delta z = \frac{2EA}{L_v} \qquad (2.3.7)$$

2.3.3　回転方向の復元力

Type-A は、水平方向運動や鉛直方向運動と連成する回転運動が生じないという特徴を有する。また、水中浮遊式トンネルの形状を円形とした場合、流体力など構造物境界面の法線方向に作用する荷重は、回転トルクを発生しないため、回転変位は無視できる。いま、回転 $\delta\phi$ が生じた時のレグの長さ $L(\delta\phi)$ を $\delta\phi$=0 のまわりにテーラー展開し、一次項までとることとする（図-2.3.2 参照）。

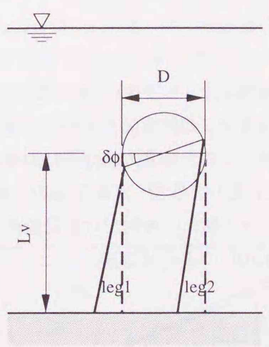


図- 2.3.2　Type-A の回転変位

$$L(\delta\theta) = \left\{\left(L_v \pm \tfrac{1}{2}D\sin\delta\phi\right)^2 + \left(\tfrac{1}{2}D - \tfrac{1}{2}D\cos\delta\phi\right)^2\right\}^{1/2}$$

$$L(\delta\theta = 0) = L_v$$

$$\frac{dL(\delta\phi)}{d\phi} = \tfrac{1}{2}\left\{\left(L_v \pm \tfrac{1}{2}D\sin\delta\phi\right)^2 + \left(\tfrac{1}{2}D - \tfrac{1}{2}D\cos\delta\phi\right)^2\right\}^{1/2} \times \left\{\pm L_v D\cos\delta\phi + \tfrac{1}{2}D^2\sin\delta\phi\right\}$$

$$\frac{dL(\delta\phi = 0)}{d\phi} = \pm\tfrac{1}{2}D$$

したがって、

$$L(\delta\phi) = L(\delta\theta = 0) + \frac{dL(\delta\phi = 0)}{d\phi}\delta\phi = L_v \pm \tfrac{1}{2}D\delta\phi \qquad (2.3.8)$$

この時のレグ張力は

$$T = EA\,\Delta L/L_v = \pm\tfrac{1}{2}EAD\frac{\delta\phi}{L_v}$$

左右一対2本のテンションレグ合計の抵抗モーメントは次式となる。

$$M_r \cong \sum T \tfrac{1}{2} D(1-\cos\delta\phi) \cong \tfrac{1}{2} EAD^2 \frac{\delta\phi}{L_v}$$

これより回転方向の復元力は、式（2.3.9）のように求められる。

$$K_{\phi\phi} = \frac{M_r}{\delta\phi} = \tfrac{1}{2}\frac{EAD^2}{L_v} \qquad (2.3.9)$$

2.3.4　水平・鉛直連成項

前節（「2.3.1　水平方向の復元力」）において述べたように、水平変位に伴ってレグの張力は増大する。その結果、レグの伸びに起因する成分の内、水平方向分力は式（2.3.6）右辺の第1項のように水平方向の復元力となり、鉛直方向分力は同時に鉛直方向の復元力となる。一方、レグの傾角は、初期状態（直立状態）で作用している鉛直上向きの張力（初期張力）と与えた水平外力の釣合いで決まるため、レグ傾角の増加だけでは鉛直方向復元力は生じない。以上より、K_{ZX}を定式化すると、次式（2.3.10）のようになる。

$$K_{zx} = \frac{2EA(1-\cos\delta\theta)}{L_v \tan\delta\theta} \qquad (2.3.10)$$

もし、水平方向力による係留索の伸びが非常に小さければ、式（2.3.6）の第1項と式（2.3.10）の連成項 K_{ZX} は無視できることとなり、実質的な水平方向復元力として式（2.3.6）の第2項のみが残るような形となる。ここでは、後に検証するように水平方向力による係留索の伸びが十分に小さいため、水平方向復元力として式（2.3.6）の第2項のみを残すこととし、 K_{ZX} は0とした。

2.3.5　復元力マトリックス

以上の結果を踏まえて、係留索配置がType-Aの場合の断面二次元モデルでの復元力マトリックスを構築すると、式（2.3.11）のように疑似線形化された形となる。

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} 2P_v/L_v & 0 & 0 \\ 0 & 2EA/L_v & 0 \\ 0 & 0 & EAD^2/2L_V \end{bmatrix} \qquad (2.3.11)$$

なお、回転方向については、トンネル函体が円形断面であれば外力による回転方向のトルク自体が作用しないため、省略することも可能である。

2.3.6　復元力マトリックスの妥当性の検証

この復元力マトリックスの妥当性を検証するため、水平方向力を徐々に増加させながら、水平・鉛直両方向変位を静的に解析した。この解析では、水平変位に伴う係留索傾角の幾何学的変化も含めて復元力変化を逐次計算する。したがって、式（2.3.6）に示した水平方向復元力の2成分が共に評価されていることとなる。図-2.3.3は、その結果得られた変位と水平方向力の関係を示すもので、各々レグの長さ L_V と初期張力 P_V で無次元化している。これに式（2.3.6）の第2項のみをプロットすると、水平方向変位が $0.2L_V$ 程度までの間、両者が良く一致することが分かる。即ち、Type-A の場合は、水平変位に伴って鉛直方向にも変位するため、係留索の伸びはほとんど発生しないと言える。このため、係留索の伸びが無いものとして（2.3.6）式の第2項だけで定義しても、実用上差し支えないものと判断できる。

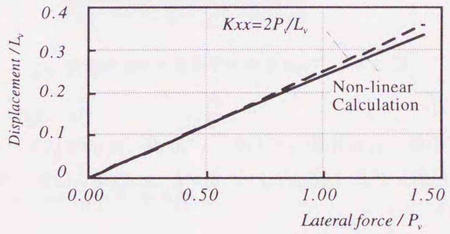


図-2.3.3　水平力と水平変位の関係

2.4 Type-B の復元力

Type-B の場合は、水平変位が発生した時に、図-2.4.1に示すように、トンネルの左右でレグによって形成される三角形の変形の状況が異なる。このため、左右レグの取付け点の鉛直変位に差異が生じ、トンネルは回転し、水平変位と回転の連成が発生することとなる。

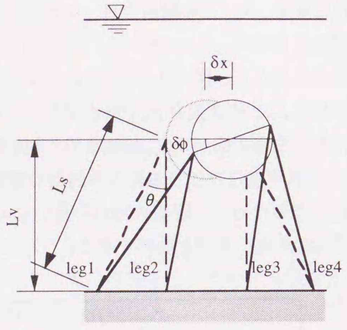


図-2.4.1　Type-B の水平変位と回転の連成

2.4.1　水平方向の復元力

水平変位 δx は斜レグの長さ L_s に比較して小さく、$\delta x / L_s$ は 0.01 以下と考えられる。そこで、水平変位 δx が生じた時の斜レグ長 $L_s(\delta x / L_s)$ を $\delta x / L_s = 0$ の回りにテーラー展開し、一次項までをとる（図-2.4.2参照）。

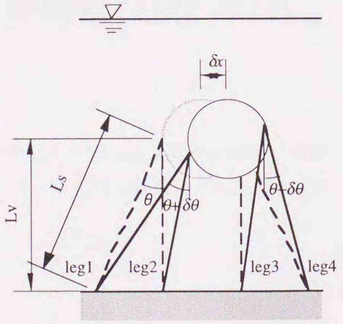


図-2.4.2　水平変位時の傾角変化

$$L_s\left(\delta x/L_s\right) = L_s\left\{\cos^2\theta + \left(\sin\theta \pm \delta x/L_s\right)^2\right\}^{1/2}$$

$$L_s\left(\delta x/L_s = 0\right) = L_s$$

$$\frac{dL_s(\delta x/L_s)}{d\,\delta x/L_s} = L_s\left\{\cos^2\theta + \left(\sin\theta \pm \delta x/L_s\right)^2\right\}^{-1/2} \times \left\{\pm\sin\theta + \delta x/L_s\right\}$$

$$\frac{dL_s(\delta x/L_s = 0)}{d\,\delta x/L_s} = \pm L_s\sin\theta$$

$$L_s(\delta x/L_s) = L_s \pm \sin\theta\cdot\delta x \tag{2.4.1}$$

この時の斜レグ軸力 T は、

$$T = \pm EA\sin\theta\cdot\delta x/L_s \tag{2.4.2}$$

斜レグ２本によるバネ反力 F_x は、

$$F_x = \sum T\sin(\theta\pm\delta\theta) \cong 2EA\sin^2\theta\cdot\frac{\delta x}{L_s}$$

ここに、

$$\sin(\theta\pm\delta\theta) \cong \sin\theta \pm \cos\theta\cdot\delta\theta \cong \sin\theta$$

したがって、斜レグによる復元力 K_{xxs} は

$$K_{xxs} = F_x/\delta x = \frac{2EA\sin^2\theta}{L_s} \tag{2.4.3}$$

また、鉛直レグによる復元力 K_{xxv} は、Type-A の復元力計算で求められたように、式（2.3.5）を参照して、

$$K_{xxv} = 2\frac{P_v}{L_v}$$

以上より、Type-B の水平方向復元力 K_{xx} が以下のように求められる。

$$K_{xx} = 2\left(\frac{EA\sin^2\theta}{L_s} + \frac{P_v}{L_v}\right) \tag{2.4.4}$$

2.4.2　鉛直方向の復元力

鉛直変位についても、水平変位の場合と同様に考えられる。鉛直変位 δz が生じた時の斜レグ長をテーラー展開し、一次項までをとることとする（図- 2.4.3参照）。

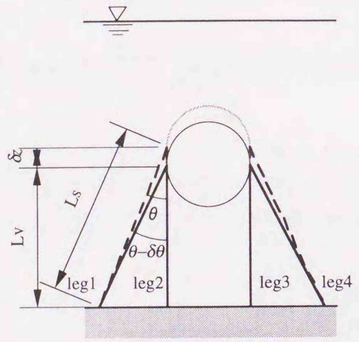


図- 2.4.3　鉛直変位時の傾角変化

$$L_s\left(\delta z/L_s\right)=L_s\left\{\sin^2\theta+\left(\cos\theta\pm\delta z/L_s\right)^2\right\}^{1/2}$$

$$L_s\left(\delta z/L_s=0\right)=L_s$$

$$\frac{dL_s(\delta z/L_s)}{d\,\delta z/L_s}=L_s\left\{\sin^2\theta+\left(\cos\theta\pm\delta z/L_s\right)^2\right\}^{-1/2}\times\left\{\pm\cos\theta+\delta z/L_s\right\}$$

$$\frac{dL_s(\delta z/L_s=0)}{d\,\delta z/L_s}=\pm L_s\cos\theta$$

$$L_s(\delta z/L_s)=L_s\pm\cos\theta\cdot\delta z \tag{2.4.5}$$

この時の斜レグの張力 T は、

$$T=\pm EA\cos\theta\cdot\delta z/L_s \tag{2.4.6}$$

したがって、斜レグ２本によるバネ反力 F_z は、

$$F_z=\sum T\cos(\theta\pm\delta\theta)\cong 2EA\cos^2\theta\cdot\frac{\delta z}{L_s}$$

ここに、

$$\cos(\theta\pm\delta\theta)\cong\cos\theta\mp\sin\theta\cdot\delta\theta\cong\cos\theta$$

したがって、斜レグによる復元力 K_{zzs} は、

$$K_{zzs}=F_z/\delta z=\frac{2EA\cos^2\theta}{L_s} \tag{2.4.7}$$

また、鉛直レグによる復元力は、Type-A の場合を参照し、式（2.3.7）から

$$K_{zzv}=2\frac{EA}{L_v}$$

以上より、Type-B の鉛直方向復元力が式（2.4.8）のように求められる。

$$K_{xx}=2EA\left(\frac{\cos^2\theta}{L_s}+\frac{1}{L_v}\right) \tag{2.4.8}$$

2.4.3　回転方向の復元力

いま、回転 $\delta\phi$ が生じた時のレグの長さ $L(\delta\phi)$ を $\delta\phi=0$ のまわりにテーラー展開し、一次項までとることとする。（図- 2.4.4参照）

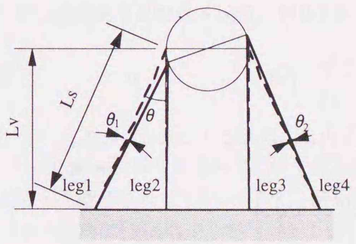


図- 2.4.4　回転時の傾角変化

$$L_s(\delta\phi)=\left\{\left(L_s\cos\theta\pm\tfrac{1}{2}D\sin\delta\phi\right)^2+\left(L_s\sin\theta+\tfrac{1}{2}D-\tfrac{1}{2}D\cos\delta\phi\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$L_s(\delta\phi=0)=L_s$$

$$\frac{dL_s(\delta\phi)}{d\delta\phi}=\tfrac{1}{2}\left\{\left(L_s\cos\theta\pm\tfrac{1}{2}D\sin\delta\phi\right)^2+\left(L_s\sin\theta+\tfrac{1}{2}D-\tfrac{1}{2}D\cos\delta\phi\right)^2\right\}^{-\frac{1}{2}}$$

$$\times\left\{L_sD(\sin\theta\sin\delta\phi\pm\cos\theta\cos\delta\phi)+\tfrac{1}{2}D^2\sin\delta\phi\right\}$$

$$\frac{dL_s(\delta\phi=0)}{d\delta\phi}=\pm\tfrac{1}{2}D\cos\theta$$

したがって、

$$L_s(\delta\phi)=L_s\pm\tfrac{1}{2}D\cos\theta\cdot\delta\phi \tag{2.4.9}$$

この時のレグ張力は

$$T=\pm\tfrac{1}{2}EAD\cos\theta\cdot\delta\phi/L_s$$

左右一対２本のテンションレグ合計の抵抗モーメントは次式となる。

$$M_r=\sum T\tfrac{1}{2}D\cos\left(\theta+\theta_t'+\delta\theta\right)\equiv 2EAD^2\cos^2\theta\cdot\frac{\delta\phi}{L_s}$$

したがって、斜レグによる復元力 $K_{\phi\phi s}$ は、

$$K_{\phi\phi s}=\frac{EAD^2\cos^2\theta}{2L_s}$$

また、鉛直レグによる復元力は、Type-A の場合を参照し、式（2.3.7）から

$$K_{\phi\phi v}=\frac{EAD^2}{2L_v}$$

これより回転方向の復元力は、次のように求められる。

$$K_{\phi\phi}=\frac{EAD^2}{2}\left(\frac{\cos^2\theta}{L_s}+\frac{1}{L_v}\right) \tag{2.4.10}$$

2.4.4　水平・回転連成項

水平変位 δx が生じた時の水平変位と回転の連成項は、張力から算定される。斜レグの張力 T は、

$$T=\pm EA\sin\theta\frac{\delta x}{L_s}$$

これにより、斜レグによる抵抗モーメント M_{rs} が求められる。

$$M_{rs}=\sum\left\{-T\tfrac{1}{2}D\cos(\theta\pm\delta\theta)\right\}\equiv -EAD\sin\theta\cos\theta\frac{\delta x}{L_s}$$

また、鉛直レグによる抵抗モーメントは２本の鉛直レグで相殺されるため存在しない。したがって、水平方向変位時の水平・回転連成項 $K_{\phi x}$ は、式（2.4.11）となる。

$$K_{\phi x}=\frac{M_{rs}}{\delta x}=\frac{-EAD\sin\theta\cos\theta}{L_s} \tag{2.4.11}$$

また、回転に伴う水平方向復元力 $K_{x\phi}$ は、同様の過程を経て、次のように求められる。

$$K_{x\phi}=K_{\phi x}=\frac{-EAD\sin\theta\cos\theta}{L_s} \tag{2.4.12}$$

2.4.5　復元力マトリックス

前節までの検討結果に基づいて、Type-B の復元力マトリックスは式（2.4.13）のように算出される。

$$\boldsymbol{K}=\begin{bmatrix}2\left(\frac{EA\sin^2\theta}{L_s}+\frac{P_v}{L_v}\right) & 0 & -\frac{EAD\sin\theta\cos\theta}{L_s}\\ 0 & 2EA\left(\frac{\cos^2\theta}{L_s}+\frac{1}{L_v}\right) & 0\\ -\frac{EAD\sin\theta\cos\theta}{L_s} & 0 & \frac{1}{2}EAD^2\left(\frac{\cos^2\theta}{L_s}+\frac{1}{L_v}\right)\end{bmatrix} \tag{2.4.13}$$

式（2.4.13）から分かるように、Type-B の場合の連成項を除く各復元力は、斜レグによる復元力と鉛直レグによる復元力の和として表現されている。しかし、斜レグは鉛直レグに比べて、１～２オーダー大きい値となるのが一般的で、その復元力特性は斜レグにより支配されていると言える。

2.5 Type-C の復元力

Type-C の場合は、斜レグによる水平方向運動の拘束が高いため、テンションレグの伸びに起因する成分が卓越する。したがって、トンネル断面の左右に取り付けられた２組４本のテンションレグは、各々が１対のシンプルなトラス構造として線形復元力マトリックスが設定できる。各復元力は、2.4節において求めた斜レグによる復元力の重ね合わせで求められる。また、回転についての考え方はType-A の場合と同様に省略することが可能である。なお、θ は斜レグが鉛直面となす角度（表-2.2.1 参照）と定義する。

$$\boldsymbol{K}=\begin{bmatrix} 4EA\sin^2\theta/L_s & 0 & 0 \\ 0 & 4EA\cos^2\theta/L_s & 0 \\ 0 & 0 & EAD^2\cos^2\theta/L_s \end{bmatrix} \qquad (2.5.1)$$

■ 第２章　参考文献

[1] （社）水中トンネル研究調査会, 水中トンネル　第Ⅰ編　計画から設計・施工まで, 札幌, 1995

[2] 角田　與史雄, 水中トンネルの構造上の特徴と設計上の要求について, 第一回「水中トンネルの実用化に関する」シンポジウム, 札幌, 1992

[3] 蟹江俊仁, 堀越研一,尾高義夫,三上隆,角田與史雄, 波浪作用下の水中トンネルの解析的研究, 第１７回海洋開発シンポジウム（土木学会）, pp.481-486, 東京, 1992

[4] 国栖　広志, 水野　晋,水野　雄三,山下　俊彦,佐伯　浩, 高波浪下における水中トンネルの動揺および流体力特性, 海岸工学講演会論文集,第40巻, pp.881-885, 1992

[5] 構造研究小委員会, 予備検討結果報告書ー水中トンネル試設計（その１）, 水中トンネル研究調査会, 札幌, 1992

3　二次元解析による基本波浪動揺特性

3.1 概　要

本章の目的は、水中浮遊式トンネルの断面二次元モデルを用いて、その基本的な波浪動揺特性を把握することにある。ここでは、トンネルは係留索により水中に固定された1個の円形剛体と仮定し、波浪による外力の作用を受けて運動するものとする。このように、水中に係留された単独物体が流体力により運動する場合の流体力の評価は、これまでに提案されている手法により可能であり、一般には線形回折波理論による方法やモリソン式による方法などがある。

回折波理論の場合、流体は完全流体で非回転を前提にしているため、物体の境界面に生じる摩擦や渦による抵抗成分、抗力項が評価されないが、これらが無視し得る条件下では実際の水中での運動や流体力を極めて良く再現できるとされている。その具体的な解析手法には、境界要素法や有限要素法が用いられているが、近年のコンピュータなどの飛躍的な進歩によって、計算手法も変化してきている。その最も基本的な解法は、MacCamy ら[1]が示した杭に作用する流体力算定を始めとする、円柱形状の物体への作用波力算定であろう。その後、境界要素法では領域分割法による解析手法など[2]が、また有限要素法では瀬戸らによる研究[3,4,5,6]がなされ、任意形状浮体の二次元ならびに三次元解析へと発展してきた。

一方、主に流体中にあって静止している物体に作用する流体力の算定方法として広く用いられているモリソン式は、流体の流速の自乗に比例する抗力と加速度に比例する慣性力の和によって波力が評価されるとしたものである[7]。この方法は、完全流体を想定しながらも抗力効果を含めるなど、理論的に一部矛盾を抱えているが、Sarpkaya らの精力的な研究[8,9,10]により、容易かつ的確な流体力評価法として定着している。この従来のモリソン式は、動的な問題に拡張した修正モリソン式（Modified Morison's Equation）[11]へと展開され、テンションレグプラットフォームの波浪や地震動揺問題の解析に使われている。

これらの解析手法の選択にあたって重要なことは、ひとつには波力評価における回折効果の程度であり、またもうひとつには、波力に占める抗力成分の大小が挙げられる。その判断には、Reynolds 数や Keulegan-Carpenter 数[12]（KC 数）を用いることが多く、国内外でこれらのパラメータの組合せに対する適切な解析手法を示した研究[13]も多く発表されている。本研究で想定している構造物の大きさと波浪条件の組合せの場合、抗力成分が小さく回折波理論の適用範囲であると同時に、回折効果がそれほど深刻な影響を与えないモリソン式の適用範囲内でもある。そこでまず、回折波理論による境界要素法により二次元モデルでの波浪動揺を解析し、基本的な波浪動揺特性を把握することとした。この結果は、次章において修正モリソン式による計算結果と比較検証されることになる。

今回、解析対象としたのは、図- 3.1.1に示す断面径 23 m の水中浮遊式トンネルで、特に記述がない限りにおいて、水深 100 m、トンネル上部のクリアランス 30 m を基本としている。波浪は水中浮遊式トンネルがその供用中に遭遇するであろう極大波を対象とし、常にトンネル軸に直角に入射するものと仮定した。

また、水深の深さや水中浮遊式トンネル上部のクリアランスをパラメータとして変化させながら、その動揺挙動に与える影響も調査した。その他の諸元については、3.3節の解析条件に示す通りである。

図- 3.1.1　断面二次元波浪動揺解析モデルの構造イメージ（Type-C の場合）

3.2 線形回折波理論による動揺解析手法

3.2.1 流体に関する基礎方程式と境界条件

図- 3.2.1に示すように、一定水深 h の二次元海域に任意形状の浮体が存在し、これに波高 H_0、角振動数 ω の微小振幅波が入射しているものとする。波浪は上流側解放面（Open Boundary）と同位置に設けられた仮想の造波機により造波され、図中の x 軸の負の方向から正の方向に進行しているものとする。流体は非圧縮性の非粘性流体であり、流体運動は非回転運動であることを前提とする。この状態において、流体運動の場を速度ポテンシャル ϕ によって表現することとする。

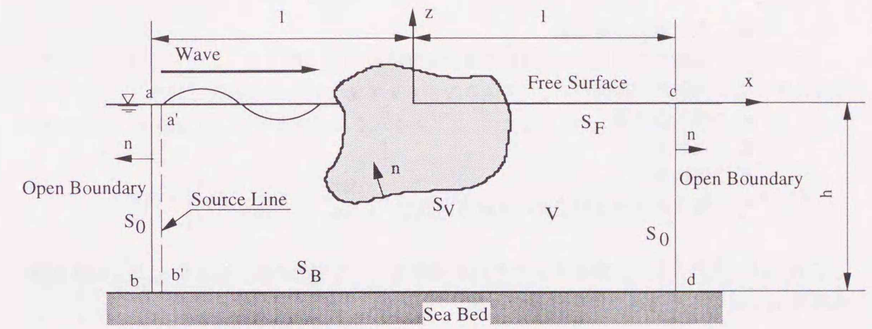


図- 3.2.1　流体領域と浮体構造物

$$\nabla^2\phi = \frac{\partial^2\phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\phi}{\partial z^2} = q \tag{3.2.1}$$

ここで、q は造波による Volume Flux Density を表している。

次に境界条件について考える。対象とする流体領域は自由表面、構造物の没水表面および海底面と接し、x 軸の $\pm l$ には解放境界面を持つものとする。各境界面における境界条件は次のように表される。

$$\phi = \frac{gH_0}{\omega}\left\{e^{ikl} + K_r e^{-ikl}\right\}\frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad \text{(on a - b)} \tag{3.2.2}$$

$$\frac{\partial\phi}{\partial n} = -ik\frac{gH_0}{\omega}\left\{-e^{ikl} + K_r e^{-ikl}\right\}\frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \quad \text{(on a - b)} \tag{3.2.3}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\omega^2}{g}\phi = 0 \qquad (\text{on } S_F) \qquad (3.2.4)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \qquad (\text{on } S_B) \qquad (3.2.5)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = v_n \qquad (\text{on } S_V) \qquad (3.2.6)$$

$$\phi = \frac{gH_0}{\omega} K_t e^{-ikl} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \qquad (\text{on c - d}) \qquad (3.2.7)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = -ik \frac{gH_0}{\omega} K_t e^{-ikl} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \qquad (\text{on c - d}) \qquad (3.2.8)$$

ここに、

ω ：入射波の角振動数
k ：入射波の波数（$=2\pi / L$ 、L ：波長）
H_0：入射波の振幅
n ：外向き法線
K_r：反射率
K_t：透過率
v_n：構造物表面運動速度の法線方向成分

これらは、それぞれ、自由表面 S_F における運動学的・力学的条件、海底面 S_B および構造物没水表面 S_V における不透過条件を表している。

3.2.2　グリーン関数とグリーンの定理の適用

水面波動問題に関するグリーン関数とは、流体内部の２点間距離 R に対して、$1/R$ の特異性を有し、$R=0$ の場合の特異点を除いて、構造物表面以外の境界条件と支配方程式であるラプラス方程式を満足する関数である。このグリーン関数については、Tanaka[14]らと同様、一定水深下の条件で境界条件を満足することが確認されている次の関数を用いることとした。

$$G = \ln R + \ln R' \qquad (3.2.9)$$

ここに、G ：グリーン関数
R' ： 領域内に設定された点の海底面に関する鏡像点に対して算定される２点間距離

一方、グリーンの定理は、領域 Ω 内で定義された微分可能な任意の関数 u ,v に関する下記の関係を示すものである。

$$\iint_\Omega \left(u\nabla^2 v - v\nabla^2 u\right) da = \int_S \left(u\frac{\partial v}{\partial n} - v\frac{\partial u}{\partial n}\right) ds \qquad (3.2.10)$$

ここで、S は Ω を囲む境界面を表し、n に関する微分は領域外向法線方向微分を示している。このグリーンの定理で、$u=\phi$ 、$v=G$ として、図- 3.2.1の領域に適用する。

$$\begin{aligned}\iint_\Omega \left(\phi\nabla^2 G - G\nabla^2\phi\right) da &= \int_{S_V}\left(\phi\frac{\partial G}{\partial n} - G\frac{\partial \phi}{\partial n}\right) ds + \int_{S_V}\left(\phi\frac{\partial G}{\partial n} - G\frac{\partial \phi}{\partial n}\right) ds \\ &- \int_{S_V}\left(\phi\frac{\partial G}{\partial n} - G\frac{\partial \phi}{\partial n}\right) ds + \int_{S_{a-b}}\left(\phi\frac{\partial G}{\partial n} - G\frac{\partial \phi}{\partial n}\right) ds + \int_{S_{c-d}}\left(\phi\frac{\partial G}{\partial n} - G\frac{\partial \phi}{\partial n}\right) ds\end{aligned} \qquad (3.2.11)$$

式（3.2.11）において、左辺第２項はラプラス方程式を満足することから０となり、右辺においても ϕ と G が同じ形の境界条件を満足するところで互いに消し合って相殺される。その結果、流体領域内の任意点 P におけるポテンシャルは、式（3.2.12）のように表現される。

$$\alpha\phi(P) = \int_S \left(\phi(Q)\frac{\partial G}{\partial n} - G\frac{\partial \phi(Q)}{\partial n}\right) ds + \int_V qG dv \qquad (3.2.12)$$

ここで、Flux Density について考えてみる。これは造波機により造波された波浪によりもたらされるもので、次式で定義される。

$$q = 2u\delta(x)$$

$\delta(x)$ ：Dirac のデルタ関数
u ：波高 H_0 の微小振幅波の速度

これより、式（3.2.12）の右辺第２項は、次式（3.2.13）のように表現される。

$$\int_V qG dv = 2\int_{-h}^{0} u(0,z,t)G dz \qquad (3.2.13)$$

3.2.3　係留浮体の運動方程式

図- 3.2.1に示した浮体が、線形バネにより係留されているものとする。浮体の運動は、x（Surge）、z（Heave）、θ（Roll）の３自由度成分を有し、各々調和振動する。したがって各方向別変位は、

$$X = x_0 \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.14}$$

$$Z = z_0 \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.15}$$

$$\Theta = \theta_0 \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.16}$$

ここに、

X ：x 方向の運動
Z ：z 方向の運動
Θ ：θ 方向の運動
ω ：角振動数
x_0 , z_0 , θ_0 ：各方向の複素振幅

浮体の境界面上に位置する任意点（x,z）の法線方向変位 $\xi(x,z,t)$ は、

$$\xi(x,z,t) = \frac{\partial n}{\partial x} X + \frac{\partial n}{\partial z} Z + \left(l_x \frac{\partial n}{\partial z} - l_z \frac{\partial n}{\partial x} \right) \Theta \tag{3.2.17}$$

ここに、

$\dfrac{\partial n}{\partial x}$ ：$\cos(n\,;x)$
$\dfrac{\partial n}{\partial z}$ ：$\cos(n\,;z)$
l_x ：回転中心からの距離（ $l_x = x - x_G$ ）
l_z ：回転中心からの距離（ $l_z = z - z_G$ ）
ただし、x_{G_o} , z_G は浮体の回転中心の座標

各々の運動方向について運動方程式をたてると、式（3.2.18）～（3.2.20）のようになる。

$$M \cdot \ddot{x} = P_x + F_x \tag{3.2.18}$$

$$M \cdot \ddot{z} = P_z + P_s + F_z \tag{3.2.19}$$

$$I \cdot \ddot{\theta} = T_\theta + T_s + M_\theta \tag{3.2.20}$$

ここに、

M ：浮体の質量
I ：浮体の回転方向慣性モーメント
P_x , P_z , T_θ ：浮体に作用する流体力（動圧）
P_s , T_s ：浮体に作用する流体力（静圧）
F_x , F_z , M_θ ：テンションレグによる復元力

流体力（動圧） P_x , P_z , T_θは、浮体の境界面上で圧力積分することにより求められる。すなわち、

$$P_x = \int_S P \frac{\partial n}{\partial x} ds \tag{3.2.21}$$

圧力P は、速度ポテンシャルϕより、式（3.2.22）のように定義される。

$$P = -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} = -i\omega\rho \cdot \phi \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.22}$$

ここに、ρ ：流体の密度

式（3.2.22）を式（3.2.21）に代入することにより、

$$P_x = \int_S P \frac{\partial n}{\partial x} ds = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial x} ds \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.23}$$

全く同様の手順により、P_z , T_θ も、次式（3.2.24）および（3.2.25）で表現される。

$$P_z = \int_S P \frac{\partial n}{\partial z} ds = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial z} ds \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.24}$$

$$T_\theta = \int_S P \left(l_x \frac{\partial n}{\partial z} - l_z \frac{\partial n}{\partial x} \right) ds = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \left(-l_x \frac{\partial n}{\partial z} + l_z \frac{\partial n}{\partial x} \right) ds \cdot e^{i\omega t} \tag{3.2.25}$$

一方、流体力（静圧）は、次のようになる。

$$P_s = -P_{ss} \cdot Z \tag{3.2.26}$$

$$T_s = -T_{ss} \cdot \Theta \tag{3.2.27}$$

ここで、P_{ss}, T_{ss} は静的な復元力であり、水面上に浮かんでいる浮体の場合は、鉛直方向に変位することにより浮力が変化したり、回転することにより重心回りの浮力による回転モーメントが変化する現象を表現するものである。しかし、水中浮遊式トンネルの場合は完全没水を前提としているため、運動によるこれら流体圧（静圧）の変化が生じないため、無視することが可能である。

また、テンションレグによる復元力 F_x, F_z, M_θ は、3×3の復元力マトリックスを構成する復元力成分（バネ係数）を用いて、式（3.2.28）～（3.2.30）で表される。

$$F_x = -K_{xx} \cdot X - K_{xz} \cdot Z - K_{x\theta} \cdot \Theta \tag{3.2.28}$$

$$F_z = -K_{zx} \cdot X - K_{zz} \cdot Z - K_{z\theta} \cdot \Theta \tag{3.2.29}$$

$$M_\theta = -K_{\theta x} \cdot X - K_{\theta z} \cdot Z - K_{\theta\theta} \cdot \Theta \tag{3.2.30}$$

ここでまず、x 方向の運動について式を展開してみる。式（3.2.18）に、式（3.2.14）、式（3.2.28）を代入し、

$$-\omega^2 M \cdot x_0 \cdot e^{i\omega t} = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial x} ds \cdot e^{i\omega t} - \left(K_{xx} \cdot x_0 + K_{xz} \cdot z_0 + K_{x\theta} \cdot \theta_0\right) \cdot e^{i\omega t}$$

$$-\omega^2 M \cdot x_0 = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial x} ds - \left(K_{xx} \cdot x_0 + K_{xz} \cdot z_0 + K_{x\theta} \cdot \theta_0\right) \tag{3.2.31}$$

z、θ 方向についても同様の手順により、式（3.2.32）および（3.2.33）を得る。

$$-\omega^2 M \cdot z_0 = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial z} ds - P_{ss} \cdot z_0 - \left(K_{zx} \cdot x_0 + K_{zz} \cdot z_0 + K_{z\theta} \cdot \theta_0\right) \tag{3.2.32}$$

$$-\omega^2 I \cdot \theta_0 = -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \left(-l_x \frac{\partial n}{\partial z} + l_z \frac{\partial n}{\partial x}\right) ds - T_{ss} \cdot \theta_0 - \left(K_{\theta x} \cdot x_0 + K_{\theta z} \cdot z_0 + K_{\theta\theta} \cdot \theta_0\right) \tag{3.2.33}$$

式（3.2.31）～（3.2.33）をマトリックス表現すると、

$$\begin{bmatrix} P_{xx} \\ P_{zz} \\ T_{\theta\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial x} ds \\ -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial z} ds \\ -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \left(-l_x \frac{\partial n}{\partial z} + l_z \frac{\partial n}{\partial x}\right) ds \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\omega^2 M + K_{xx} & K_{xz} & K_{x\theta} \\ K_{zx} & -\omega^2 M + P_{ss} + K_{zz} & K_{z\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta z} & -\omega^2 I + T_{ss} + K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_0 \\ z_0 \\ \theta_0 \end{bmatrix} \tag{3.2.34}$$

式（3.2.34）中の3×3のマトリックス内の値は、水中浮遊式トンネルの構造諸元と入射波の諸元により決定される既知のものである。したがって、この逆マトリックスをとることにより、式（3.2.35）が導かれる。

$$\begin{bmatrix} x_0 \\ z_0 \\ \theta_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{x\theta} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{z\theta} \\ A_{\theta x} & A_{\theta z} & A_{\theta\theta} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} P_{xx} \\ P_{zz} \\ T_{\theta\theta} \end{bmatrix} \tag{3.2.35}$$

この式は、ポテンシャル ϕ が求められれば、係留浮体の運動が求められることを示している。次に、浮体の境界面上の任意の点における法線方向変位 ξ を時間微分して、法線速度とする。これは法線流速と同じである。

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \frac{\partial \xi}{\partial t} \tag{3.2.36}$$

式（3.2.36）に式（3.2.17）を代入することにより、次式（3.2.37）を得る。

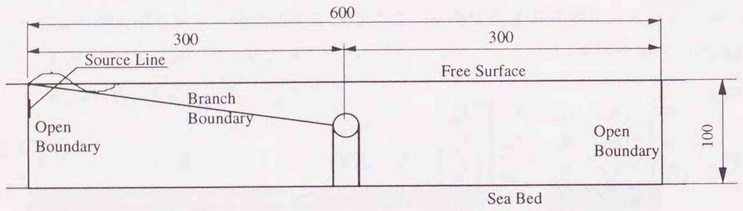
$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = i\omega x_0 \frac{\partial n}{\partial x} + i\omega z_0 \frac{\partial n}{\partial z} + i\omega\theta_0 \left(l_x \frac{\partial n}{\partial z} - l_z \frac{\partial n}{\partial x}\right) \tag{3.2.37}$$

したがって、式（3.2.35）と式（3.2.37）から、浮体表面に与えられる境界条件となる式（3.2.38）が求められる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = i\omega \left[\frac{\partial n}{\partial x} \quad \frac{\partial n}{\partial z} \quad \left(l_x \frac{\partial n}{\partial z} - l_z \frac{\partial n}{\partial x}\right)\right] \cdot \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xz} & A_{x\theta} \\ A_{zx} & A_{zz} & A_{z\theta} \\ A_{\theta x} & A_{\theta z} & A_{\theta\theta} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial x} ds \\ -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \frac{\partial n}{\partial z} ds \\ -i\omega\rho \cdot \int_S \phi \left(-l_x \frac{\partial n}{\partial z} + l_z \frac{\partial n}{\partial x}\right) ds \end{bmatrix} \tag{3.2.38}$$

この式を、式（3.2.12）で示されるグリーンの式に導入することにより積分方程式となるため、数値解析上、離散化することで解が求められる。なお、離散化にあたって分割された境界面上の小要素における未知ポテンシャルは、相隣り合う2点の未知ポテンシャルによって一次線形で表現されると仮定した。

実際に用いた解析モデルは図-3.2.2に示す通りであり、流体外側の境界面と内側の境界面（構造物境界）は図中に示すBranch Boundaryを用いて連続的に積分した。



Unit: m

図-3.2.2　線形ポテンシャル理論解析BEMモデル

3.3 解析条件

3.3.1 構造条件

二次元断面解析に用いた断面諸元は、表-3.3.1に示す通りである。トンネルの比重は、標準として約 0.7 に設定している。

表-3.3.1　断面諸元

Item	Unit	Specification
Weight	N/m	$2.82*10^6$
Buoyancy	N/m	$4.19*10^6$
Sectional Area of concrete	m^2	115.0
Moment of Inertia of Section	m^4	5000
Sectional Area of Leg	m^2	
Type A		0.12
Type B		0.12
Type C		0.09

3.3.2 材料条件

トンネルエレメントのコンクリート及びテンションレグの材料特性は表-3.3.2の通りである。

表-3.3.2　材料条件

Material	Unit	Concrete	Tension Leg
Unit Weight	N/m^3	$2.45*10^4$	$7.69*10^4$
Strength	N/m^2	$2.94*10^7$	$5.49*10^8$ (fy)
Modulus of Elasticity	N/m^2	$2.74*10^{10}$	$2.06*10^{11}$

3.3.3 波浪条件

波浪については、極大波浪に対する動揺の検討を主な対象とするため、北海道南部太平洋岸での100年確率波浪を採用した[15]。

有義波高　$H_{1/3}$ ＝ 9.3 m
最大波高　H_{max} ＝ 18.6 m
波　長　L ＝ 259 m
周　期　$T_{1/3}$ ＝ 13.0 sec.

3.4 一般的な特徴

水深（h=）100 m、斜レグ傾角（θ=）30°、上部クリアランス（d=）30 mの標準構造における解析結果は表-3.4.1の通りである。レグ張力は、トンネルが図-3.1.1において最も右側に変位した時の各レグの発生張力を示している。また、レグ張力比は、初期張力に対する変動張力振幅の比であり、これが1.0を上回るとレグに圧縮力（負の張力）が作用していると考えられる。本解析では、レグに圧縮力が作用する場合でも、ひずみや変位に相応した反力が生じるものとしているが、実際のテンションレグ構造の場合はレグのたるみ（スラック）により圧縮反力はほとんど発生しない。このため、レグ張力比が1.0を上回るケースにおけるレグの発生張力は、スラックの影響も加味した実際の張力ではない。しかし、スラックは、それまでの復元力特性に大きな変化を与えるばかりでなく、変位の回復に際して、「スナップ」と呼ばれる衝撃的な緊張力がレグに作用することになる。この現象は、構造強度に影響を与える上、供用時においては利用者に大きな危険を及ぼす恐れがあり、確実に防止すべきものと考えている。このため、本研究ではスラック発生後の挙動までは解析していない。

表-3.4.1　二次元モデル波浪時解析結果

（水深 h=100 m、上部クリアランス d=30 m、斜レグ角度 θ=30°）

Arrangement	Wave force (x10^5N/m)		Displacement (m)			Reacting force (x 10^5N)				Leg tension ratio
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Rotational	Leg 1	Leg 2	Leg 3	Leg 4	
Type A	2.21	6.45	5.058	0.038	0.000	504	504			0.47
Type B	7.23	6.50	0.336	0.022	0.007	573	-149	497	172	1.88
Type C	7.12	6.51	0.131	0.034	0.000	378	378	179	179	0.91

表-3.4.1から明らかなように、係留索配置の違いによって作用波力や変位、レグの発生張力等に大きな差があることが分かる。例えばType-Aの場合、水平方向復元力が他に比べて格段に小さいため、水平変位は大きいが水平方向波力は非常に小さい。また、水平方向変位が増しても係留索の張力増加は小さく抑えられる。これに対し、Type-B、Cの場合、変位量は非常に小さい代わり作用波力が大きく、特にType-Bではスラックが生じることが分かる。Type-Cのレグ張力もかなり小さい値を示しており、Type-B、C共に、スラック発生に対する防止対策が必要と考えられる。

3.5 各種因子の影響評価

水深や水中浮遊式トンネル上部のクリアランス、比重、および斜レグの傾角等を変化させながら、波浪動揺特性を検討した。検討結果は表-3.5.1に示す通りである。

水深ならびにクリアランスの変化は、トンネルの固有周期が変わることによる応答特性への

影響と、作用外力自身の変化をもたらす。例えば、水深100 m、上部クリアランス30 mの標準構造におけるType-Aの水平方向固有周期は、38秒と非常に長いものの、水深が浅くなるにつれて波浪の周期に近づき、結果として水平変位量は増加する（図-3.5.1）。これに対しType-Bは、水深が浅くなるにつれてますます固有周期が小さくなるため、復元力の増加とあいまって大幅に変位が減少する（図-3.5.2）。しかし、レグに発生する変動張力は図-3.5.3に示すように大きくなり、結果としてスラック発生の危険性は増すこととなる。

また、Type-B、Type-Cにおいて、レグ傾角の増加は、水平方向変位およびレグ張力の低下に著しい効果を与えることが分かる（図-3.5.3～図-3.5.6）。特にθが15°と45°の場合では、最大水平変位量が15～20%にまで低減し、変位及び張力の抑制には効果的である。

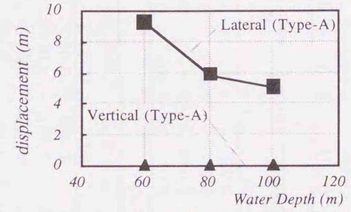


図-3.5.1　海底面位置と変位量（Type-A）

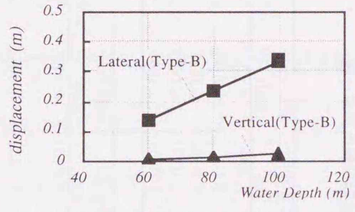


図-3.5.2　海底面位置と変位量（Type-B）

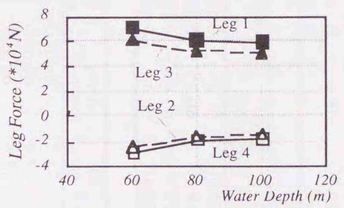


図-3.5.3　海底面位置と変動張力（Type-B）

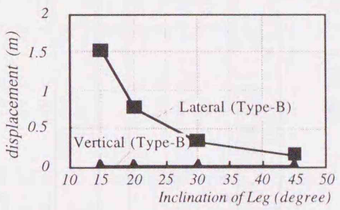


図-3.5.4　斜レグ角度と変位量（Type-B）

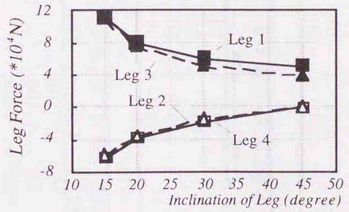


図-3.5.5　斜レグ角度と変動張力（Type-B）

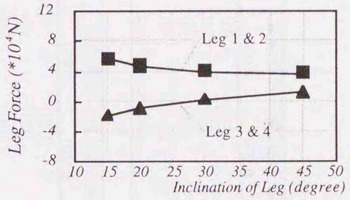


図-3.5.6　斜レグ角度と変動張力（Type-C）

表-3.5.1　二次元波浪動揺解析結果一覧

Type-A

斜レグ角度 θ（度）	海底面位置 h (m)	設置水深 d (m)	波力 水平方向 (t/m)	波力 鉛直方向 (t/m)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	回転角 (rad)	レグ張力（t,浮力を含む） レグ1	レグ2	レグ3	レグ4	概略固有周期 (秒)
-		60		6.8	44.4	9.201	0.008	4610	4610	-	-	17.5
-		80		19.2	59.7	5.884	0.023	4993	4993	-	-	25.4
-		100		22.6	65.8	5.058	0.038	5145	5145	-	-	31.1
-		100		12.1	36.4	3.720	0.014	4410	4410	-	-	25.4
-		100		2.7	16.7	3.707	0.003	3918	3918	-	-	17.5

Type-B

斜レグ角度 θ（度）	海底面位置 h (m)	設置水深 d (m)	波力 水平方向 (t/m)	波力 鉛直方向 (t/m)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	回転角 (rad)	レグ張力（t,浮力を含む） レグ1	レグ2	レグ3	レグ4	概略固有周期 (秒)
15		100		80.9	66.3	1.528	0.017	10971	-6080	10677	-6307	4.5
20		100		76.5	66.3	0.784	0.011	7911	-3685	7472	-3920	3.5
30		100		73.8	66.3	0.336	0.007	5844	-1516	5068	-1760	2.5
45		100		72.9	66.3	0.165	0.004	5086	-96	3608	-132	1.9
30		60		97.2	44.8	0.137	0.003	6942	-2438	6024	-2831	1.4
30		80		78.5	60.3	0.232	0.005	6025	-1696	5256	-1939	2
30		100		49.3	36.8	0.146	0.003	4541	-413	3937	-484	2
30		100		39.6	16.8	0.056	0.001	4008	35	3479	34	1.4

Type-C

斜レグ角度 θ（度）	海底面位置 h (m)	設置水深 d (m)	波力 水平方向 (t/m)	波力 鉛直方向 (t/m)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	回転角 (rad)	レグ張力（t,浮力を含む） レグ1	レグ2	レグ3	レグ4	概略固有周期 (秒)
15		100		74.6	66.3	0.465	0.028	5605	5605	-1915	-1915	3.7
20		100		73.5	66.3	0.265	0.030	4623	4623	-879	-879	2.9
30		100		72.7	66.4	0.131	0.034	3862	3862	183	183	2
45		100		72.4	66.4	0.080	0.052	3765	3765	1187	1187	1.6

Type-B（質量：パラメータ）

質量比 M/M0	斜レグ角度 θ（度）	海底面位置 h (m)	設置水深 d (m)	波力 水平方向 (t/m)	波力 鉛直方向 (t/m)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	回転角 (rad)	レグ張力（t,浮力を含む） レグ1	レグ2	レグ3	レグ4	概略固有周期 (秒)
0.6		30	100		73.8	66.3	0.333	0.023	0.007	7482	-35	6495	-50	1.9
0.8		30	100		73.8	66.3	0.333	0.022	0.007	6636	-772	5764	-891	2.2
1		30	100		73.8	66.3	0.336	0.022	0.007	5844	-1516	5068	-1760	2.5
1.2		30	100		73.8	66.3	0.338	0.022	0.007	5023	-2259	4370	-2603	2.7

3.6 考　察

検討の結果得られた知見を整理すると、以下の通りである。

■Type-A

・水平方向変位量は大きいものの、その復元力特性は初期張力に比例するバネ定数で線形化して評価できる。
・水平方向変位量は、水深、クリアランスにより大きく変化する。
・しかし、レグに発生する変動張力は、水平方向変位が増しても安定的に小さい。
・スラックは3種類のテンションレグ配置の中で最も発生しにくい。

■Type-B

・水平方向の変位量は、Type-A に比べて格段に小さい。
・水深、クリアランス、斜レグの傾角の変化よって、水平方向変位および発生張力に改善は見られるが、スラック防止が難しい。
・レグによる水平方向復元力が大きく、その固有周期は波浪の周期の３０％以下である。

■Type-C

・水平方向の変位量は Type-B よりも小さい。
・張力の変動振幅は Type-B 同様大きいが、標準構造におけるスラック発生は辛うじて免れる。
・水深やクリアランス、斜レグの傾角の変化によって、水平方向変位および発生張力は大幅に改善される。特に斜レグの傾角増加は影響が大きく、スラック発生防止に有効である。

■ 第３章　参考文献

[1] MacCamy, R.C., Fuchs, R.A. , Wave Forces of piles : A diffraction theory , *U.S. Army Corps on Engrrs., Beach Erosion Board, Tech. Memo.*, No.69, pp.-17 , 1954

[2] 井島武士, 吉田明徳, 湯村やす, 有限水深域の波による楕円および矩形浮体の運動と波の変形, 土木学会論文報告集第244号, 1975

[3] 瀬戸秀幸,日本造船学会　論文集第141号, 有限要素法による定常波動問題の基礎的研究（第３報）, 1977

[4] 瀬戸秀幸,日本造船学会　論文集第144号, 有限要素法による定常波動問題の基礎的研究（第４報）, 1978

[5] 瀬戸秀幸,(財)日科　技連,第２回流れの有限要素解析シンポジウム報文集, New Hybrid Element Method による海洋構造物に働く波力解析 , 1980

[6] 瀬戸秀幸,境界要素法による水面波動問題の解析, 境界要素法研究会第５回例会資料, 1984

[7] Morison, J.S. , O'Brien, M.P., Johnson, J.W., Schaaf, S.A. , The Force Exerted by Surface Wave on Piles , Petrolium Trans., *AIME*, Vol.189, pp.149-154 , 1950

[8] Sarpkaya, T , Voltex Shedding and Resistance in Harmonic Flow about Smooth and Rough Cyliders at High Reynolds Numbers , *Naval Postgraduate Sch., Monterey, Report No. NSP-59SL76021* , 1976

[9] Sarpkaya, T , Morison's Equation and the Wave Forces on Offshore Structures , *Report No. CR82.008, Naval Civil Engineering Lab.*, Port Hueneme , California, USA , 1981

[10] Sarpkaya, T , Force on Circular Cylinder in Viscous Oscillating Flow at Low Keulegan-Carpenter Numbers , *Journal of Fluid Mechanics*, 165, pp.61-71 , California, USA , 1986

[11] Chakrabarti, S.K. , Hydrodynamics of Offshore Structures , *Computational Mechanics Publications* , Boston, USA , 1987

[12] Keulegan, G.H. , Carpenter, L.J. , Force on Cylinders and Plates in an Oscillating Fluid , *J. Res. Nat. Bureau of Standards*, Vol. 60, No. 5, pp.423-440 , 1958

[13] Dean, R.G. et al , Interaction of Structure and Waves , Estuary and Coastline Hydrodynamics , McGraw-Hill , 1966

[14] Tanaka, Y. et al, Numerical Generation of Gravity Waves and Open Boundary Scheme , *The 10th Offshore Mecha-nics and Arctic Engineering*, pp.229-235 , 1991

[15] 近藤俶郎　他 , 室蘭工大ＣＲＤセンター研究報告９０-１ , 噴火湾の沿岸海洋環境と空間開発に関する基礎的研究 , 室蘭 , 1990

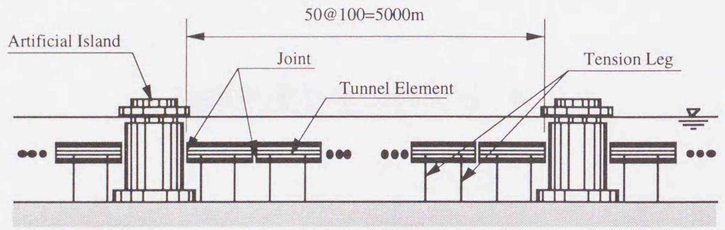
4　波浪時の全体動揺解析

4.1 概　説

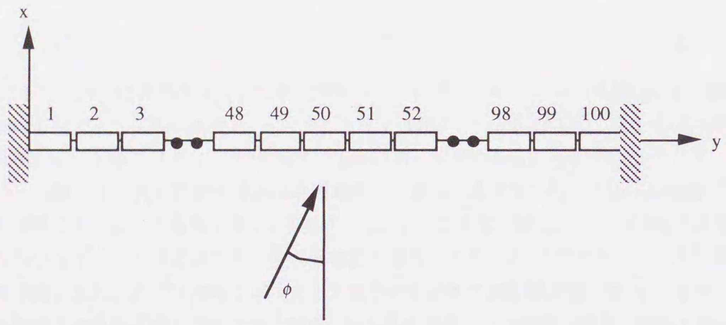
断面二次元の解析により、水中浮遊式トンネルの基本的な波浪動揺特性が把握できた[1,2]ため、本章では波浪による全体動揺について解析することとする。長大水中浮遊式トンネルの波浪解析には、ノルウェーのHøgs Fjordを想定したLøkenらの研究[3]や、イタリアのメッシナ海峡を対象にしたBrancaleoni[4]らの研究がある。前者は、実験結果の検証を兼ねて実施した解析だが、その解析手法の詳細については報告されていない。一方後者は、水中浮遊式トンネルを離散化した多質点系モデルでモデル化し、トンネルが周囲の流体から受ける流体力はモリソン式で評価している。この方法は、長大線状構造物である水中浮遊式トンネルを解析するために実用的な方法であり、波浪作用時、地震作用時ともに適用できるが、運動方程式中の非線形減衰項を時間領域で解析するため、多大な計算時間を必要とすると思われる。本研究は、基本的にはBrancaleoniらの方法と同様に、多質点系モデルにモリソン式で評価される流体力を作用させるものであるが、係留索による復元力の非線形性や運動方程式中の非線形減衰項を実験結果に基づいて疑似線形化するなど簡略化に努め、時間領域および周波数領域いずれの場合でも解析できるようにした。

この手法の適用にあたっては、まず動的な問題に拡張したモリソン式（修正モリソン式）の妥当性を検証する必要があるため、断面二次元モデルでの修正モリソン式による解析を実施し、前章で行った線形回折波理論の結果と比較検証することとした。その結果、両者の間の差異は小さく、線形回折波理論ならびに修正モリソン式の両者の適用が可能であると判断されたため、全体動揺問題へと拡張を行った。

本研究において想定している水中浮遊式トンネルは、図-4.1.1に示すような人工島間5 kmの水中浮遊式トンネルで、長さ100 mのエレメント50個で構成されているものとする。解析にあたって、波浪はトンネル軸直角方向に対し、ϕの角度で入射してくるものとし、波浪入射角やトンネル函体間のジョイント剛性の違いが、全体挙動に与える影響等について検討を行った。



(a)　構造イメージ図



(b)　モデルイメージ図（平面図）

図- 4.1.1　波浪時の全体動揺解析

4.2 流体力評価と運動方程式

4.2.1　モリソン式による流体力評価

主に流体中にあって静止している物体に作用する流体力の算定方法として広く用いられているモリソン式は、完全流体を想定しながらも抗力効果を経験的手法に基づいて評価するなど、理論的には一部矛盾を抱えながらも、容易かつ的確な流体力評価法として定着している。

モリソン式における流体力f_sは次式（4.2.1）により表される[5]。

$$f_s = A_I C_M \ddot{w} + \frac{1}{2}\rho A_D C_D \dot{w}|\dot{w}| \qquad (4.2.1)$$

ここに、

ρ　：流体の密度
A_I　：構造物の排水質量
A_D　：構造物の投影面積
C_M　：慣性係数
C_D　：抗力係数
w　：水粒子の変位

さて、流体中で運動する水中浮遊式トンネルに作用する流体力は、いわゆる固定部材を対象としたモリソン式ではなく、動的問題に拡張した修正モリソン式によることとなる。この場合の流体力は、式（4.2.1）に構造物の運動による効果を取り込み、式（4.2.2）で表現される[6]。

$$f = C_M A_I \ddot{w} - C_A A_I \ddot{u} + C_D A_D |\dot{w}|\dot{w} - C_D{}' A_D |\dot{u}|\dot{u} \qquad (4.2.2)$$

ここに、

C_A　：付加質量係数
C_D'　：静水中で構造物が振動する時の抗力係数
u　：構造物の変位

上式（4.2.2）は、振動する剛体に作用する流体力を示しており、2つの独立な流れ場、すなわち構造物の運動による影響を受けない遠方の波流れ場（far field）と、構造物の運動の結果として生じる構造物近傍の流れ場（near field）の線形重ね合わせにより求められるものである。式中のC_M、C_DおよびC_A、C_D'は、各々の流れ場におけるレイノルズ数R_e（Reynolds Number）とKC数（Keulegan-Carpenter Number）[7]の関数であり、波浪実験ならびに静水中での振動実験等から設定される。

$$C_M, C_D = f\left(\mathrm{Re}_F = \frac{\dot{w}_0 D}{\nu}, KC_F = \frac{\dot{w}_0 T}{D}\right) \qquad (4.2.3)$$

$$C_A, C_D' = f\left(\mathrm{Re}_N = \frac{\dot{u}_0 D}{\nu}, KC_N = \frac{u_0 T_0}{D}\right) \qquad (4.2.4)$$

ただし、Dは構造物の代表径、νは水の動粘性係数、w_0、u_0は水粒子と構造物の振幅、T、T_0は水粒子と構造物の振動周期を示しており、レイノルズ数とKC数はモリソン式の適用条件を決める要素でもある[8]。

式（4.2.2）を、水粒子と構造物との相対速度に置き換えて表現すると、式（4.2.5）のようになる。

$$f = C_M A_f(\ddot{w} - \ddot{u}) + A_i\ddot{u} + C_D A_D|\dot{w} - \dot{u}|(\dot{w} - \dot{u}) \tag{4.2.5}$$

流域内の任意点座標 (x ,z)における任意時刻 t の水粒子速度は、式（4.2.6）～（4.2.7）で求められる。

$$\dot{w}_x = \frac{\pi H}{T}\frac{\cosh\left\{\dfrac{2\pi(z+h)}{L}\right\}}{\sin\left(\dfrac{2\pi h}{L}\right)}\sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \tag{4.2.6}$$

$$\dot{w}_z = -\frac{\pi H}{T}\frac{\sinh\left\{\dfrac{2\pi(z+h)}{L}\right\}}{\sin\left(\dfrac{2\pi h}{L}\right)}\cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \tag{4.2.7}$$

ここに、

$\dot{w}_x$　：x 方向の水粒子速度
$\dot{w}_z$　：z 方向の水粒子速度
H　：波高
h　：水深
T　：周期
L　：波長

加速度は、上式（4.2.6）および（4.2.7）を時間 t で微分することにより得られる。

$$\ddot{w}_x = -\frac{2\pi^2 H}{T^2}\frac{\cosh\left\{\dfrac{2\pi(z+h)}{L}\right\}}{\sin\left(\dfrac{2\pi h}{L}\right)}\cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \tag{4.2.8}$$

$$\ddot{w}_z = -\frac{2\pi^2 H}{T^2}\frac{\sinh\left\{\dfrac{2\pi(z+h)}{L}\right\}}{\sin\left(\dfrac{2\pi h}{L}\right)}\sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \tag{4.2.9}$$

本研究では、上式に水中浮遊式トンネルの質点座標を入れて、水粒子の運動を規定した。

4.2.2　全体解析モデル

ここでは、その全体座標系を図- 4.2.1のように規定し、以下のような条件を設定した。

①係留索による y 軸方向の復元力は、断面二次元における K_{ZX} と同様、疑似線形化できるものと仮定する。
②トンネルは軸方向に断面径の約 4 倍（ =100 m＜1/2 * L ：L は波長）の長さを有する剛体（エレメント）の連続体と仮定する。
③係留索のトンネル軸方向間隔は、1 エレメント長に等しい 100 mとした。
④各エレメントの自由度は、エレメント重心まわりの回転慣性モーメントも含めて 6 自由度とする。
⑤エレメント間には、トンネルの剛性に等価な線形バネを配置する（図- 4.2.2 参照）。
⑥トンネル軸方向の付加質量はないものとする。

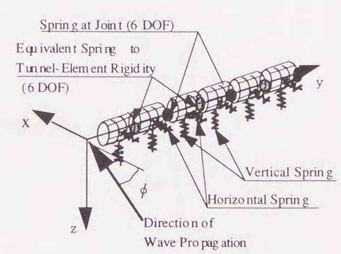


図- 4.2.1　全体解析の座標系

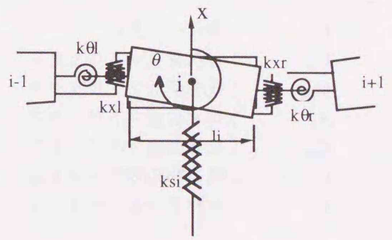


図- 4.2.2　エレメントの結合イメージ

4.2.3　基本運動方程式

水中浮遊式トンネルの運動を解析するため、式（4.2.5）を一般的な運動方程式に当てはめて、マトリックス表現する。

$$\boldsymbol{M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f + B} \tag{4.2.10}$$

ここに、

$\boldsymbol{M}$　：構造物の質量マトリックス
$\boldsymbol{C}$　：構造物の構造減衰マトリックス
$\boldsymbol{K}$　：復元力マトリックス
$\boldsymbol{f}$　：流体力ベクトル　（式（4.2.5）に基づく）
$\boldsymbol{B}$　：静水圧ベクトル

静水圧ベクトルは、水面上に浮いている構造物の場合、運動によって時間的に変化する要素だが、水中浮遊式トンネルの場合は構造体が完全没水しているため一定値となり、運動方程式上省略可能である。したがって、

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{u} = \boldsymbol{C}_M\boldsymbol{A}_I(\ddot{\boldsymbol{w}} - \ddot{\boldsymbol{u}}) + \boldsymbol{A}_I\ddot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{C}_D\boldsymbol{A}_D|\dot{\boldsymbol{w}} - \dot{\boldsymbol{u}}|(\dot{\boldsymbol{w}} - \dot{\boldsymbol{u}}) \qquad (4.2.11)$$

上式は、相対速度に関する非線形項を含んでいるため、このままでは計算が容易ではない。そこで等価線形化法の考え方を導入し、相対速度の一次線形で表現できるような係数を含んだ、新たな抗力係数 C_{DR} で定義し直すこととする。この C_{DR} については、後述するように実験的に求めることとする。これにより、最終的に解かなければならない運動方程式は式（4.2.12）の通りとなる。

$$\left\{\boldsymbol{M} + (\boldsymbol{C}_M - \boldsymbol{I})\boldsymbol{A}_I\right\}\ddot{\boldsymbol{u}} + (\boldsymbol{C} + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D)\dot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{u} = \boldsymbol{C}_M\boldsymbol{A}_I\ddot{\boldsymbol{w}} + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D\dot{\boldsymbol{w}} \qquad (4.2.12)$$

ここに、

$\boldsymbol{I}$	：単位ベクトル
$\boldsymbol{C}_M$	：付加質量マトリックス
$\boldsymbol{C}_{DR}$	：抗力係数マトリックス
$\boldsymbol{A}_I$	：排水質量マトリックス
$\boldsymbol{A}_D$	：投影面積マトリックス
$\boldsymbol{u}$	：構造物の変位ベクトル
$\boldsymbol{w}$	：水粒子の変位ベクトル

4.2.4　剛性マトリックスの生成

二次元解析では、剛性マトリックスは、テンションレグによる復元力でのみ表現されたが、全体動揺解析モデルに拡張することによって、剛体間を繋ぐジョイント部の剛性も含めて構成される。ここでは、誘導を簡明に示すため、図-4.2.2 に示すような二次元平面における連続剛体モデルが、質点 i において x 方向変位と面内回転 θ のみを許す場合を紹介する。

この任意函体 i についての運動方程式は、式（4.2.13）のように表される。

$$\left\{M_x + (C_{Mx} - 1)A_{Ix}\right\}\ddot{x}_i + (C_x + C_{DRx}A_{Dx})\dot{x}_i + k_{si}x_i + k_{xli}\Delta x_{li} + k_{xri}\Delta x_{ri} = C_{Mx}A_{Ix}\ddot{w}_x + C_{DRx}A_{Dx}\dot{w}_x$$
$$-\left\{M_\theta + (C_{M\theta} - 1)A_{I\theta}\right\}\ddot{\theta}_i - (C_\theta + C_{DR\theta}A_{D\theta})\dot{\theta}_i + k_{\theta li}\Delta\theta_{li} - k_{\theta ri}\Delta\theta_{ri} + \frac{l_i}{2}k_{xli}\Delta x_{li} - \frac{l_i}{2}k_{xri}\Delta x_{ri} = 0 \qquad (4.2.13)$$

ここに、

x , θ　　：剛体の変位
l　　：函体長さ
k_s ：レグによる復元力係数
k_s , k_θ　　：ジョイントのせん断および回転バネ係数
Δx , $\Delta\theta$ ：ジョイント間の変位差で、各々、次式で表される

$$\Delta x_{li} = \left(x_{i-1} - \frac{l_{i-1}}{2}\theta_{i-1}\right) - \left(x_i + \frac{l_i}{2}\theta_i\right)$$

$$\Delta x_{ri} = \left(x_{i+1} + \frac{l_{i+1}}{2}\theta_{i+1}\right) - \left(x_i - \frac{l_i}{2}\theta_i\right)$$

$$\Delta\theta_{li} = \theta_{i-1} - \theta_i$$

$$\Delta\theta_{ri} = \theta_i - \theta_{i+1}$$

また、その他の添字 x , θ は、各々の運動方向を示すものとする。

最終的にこの部分マトリックスは、

$$\boldsymbol{K}_i\boldsymbol{x}_i = \begin{bmatrix}\boldsymbol{k}_{i,i-1} & \boldsymbol{k}_{i,i} & \boldsymbol{k}_{i,i+1}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}x_{i-1}\\ \theta_{i-1}\\ x_i\\ \theta_i\\ x_{i+1}\\ \theta_{i+1}\end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} -k_{xli} & \frac{l_{i-1}}{2}k_{xli} & k_{xli} + k_{si} + k_{xri} & \frac{l_i}{2}(k_{xli} - k_{xri}) & k_{xri} & \frac{l_{i+1}}{2}k_{xri} \\ -\frac{l_i}{2}k_{xri} & \frac{l_{i-1}}{2}\frac{l_i}{2}k_{xli} - k_{\theta li} & \frac{l_i}{2}(k_{xli} - k_{xri}) & \left(\frac{l_i}{2}\right)^2(k_{xli} - k_{xri}) + (k_{\theta li} + k_{\theta ri}) & \frac{l_i}{2}k_{xri} & \frac{l_i}{2}\frac{l_{i+1}}{2}k_{xri} - k_{\theta ri} \end{bmatrix}\begin{bmatrix}x_{i-1}\\ \theta_{i-1}\\ x_i\\ \theta_i\\ x_{i+1}\\ \theta_{i+1}\end{bmatrix} \qquad (4.2.14)$$

4.2.5　各種係数値について

解析に先だって設定しなければならない係数は，付加質量係数 C_M 、構造減衰係数 C および等価線形化の概念により導入した抗力係数 C_{DR} である。設定に当たっては、Mizuno[9]らによる二次元の波浪動揺実験結果を用いることとした。諸係数値は以下の通りである。

$$C_M = 2.0, \qquad C_{DR} = 1.0, \qquad C = 6\%$$

4.2.6　線形回折波理論による解との比較

修正モリソン式による流体力評価と係留浮体の運動解析の妥当性を検証するため、算出された波力と変位について、二次元断面モデルを用いた線形回折波理論による解との比較検証を行った。この検討は、修正モリソン式において用いられる諸係数値の検証の意味も含んでいる。また、波力の評価においては、物体が完全に拘束されて運動しない場合の流体力を表す「モリソン式」による解も取り上げた。比較検討を行なったのは各係留索配置について、上部クリアランス d を変化させたケースである。

波力についての検討結果は、表-4.2.1に示す通りである。水中に完全に固定された場合の波力（Morison's (Fixed)）は、式（4.2.1）に与えられた流体の速度・加速度を入力することにより直接求めることができる。一方、修正モリソン式の場合（Modified Morison's）は、式（4.2.12）を二次元問題として解くことにより求められる。また、変位についての比較結果は、表-4.2.2に示してある。これらの表から明らかなように、本条件下では抗力成分による影響が小さく、両者の差は極めて小さい。今後の解析において、修正モリソン式の適用が十分可能であることを示していると判断される。

表-4.2.1　解析モデルの違いによる波力の比較

Leg Arrangement	Clearance d(m)	Horizontal Force (tf/m) Morison's (Fixed)	BEM	Modified Morison's	Vertical Force (tf/m) Morison's (Fixed)	BEM	Modified Morison's
Type-A	30	74.0	22.6	23.2	65.8	65.8	69.3
	50	49.7	12.1	12.5	36.4	36.4	36.4
	70	37.3	2.7	3.0	15.7	16.7	16.7
Type-B	30	74.0	73.8	80.4	65.8	66.3	72.3
	50	49.7	49.3	53.3	36.4	36.8	42.1
	70	37.3	39.6	39.9	15.7	16.8	19.5
Type-C	30	74.0	72.7	78.0	65.8	66.4	79.2

表-4.2.2　解析モデルの違いによる変位の比較

Leg Arrangement	Clearance d(m)	Lateral disp. (cm) BEM	Modified Morison's	Vertical disp. (cm) BEM	Modified Morison's
Type-A	30	505.8	520.0	3.8	4.0
	50	372.0	385.3	1.4	1.4
	70	370.7	410.0	0.3	0.3
Type-B	30	33.6	36.6	2.2	2.4
	50	14.6	15.8	0.8	0.9
	70	5.6	5.6	0.2	0.2
Type-C	30	13.1	14.1	3.4	4.1

4.3 解析条件

4.3.1　構造条件および材料条件

解析に用いた構造条件は、第3章における二次元断面に対する波浪の解析と同一である。断面諸元は表-4.3.1に、また材料条件は表-4.3.2に示す通りである。トンネルの比重は、標準として約 0.7 に設定している。

表-4.3.1　断面諸元

Item	Unit	Specification
Weight	N/m	$2.82*10^6$
Buoyancy	N/m	$4.19*10^6$
Sectional Area of concrete	m^2	115.0
Moment of Inertia of Section	m^4	5000
Sectional Area of Leg	m^2	
Type A		0.12
Type B		0.12
Type C		0.09

表-4.3.2　材料条件

Material	Unit	Concrete	Tension Leg
Unit Weight	N/m^3	$2.45*10^4$	$7.69*10^4$
Strength	N/m^2	$2.94*10^7$	$5.49*10^8$ (fy)
Modulus of Elasticity	N/m^2	$2.74*10^{10}$	$2.06*10^{11}$

全体解析を行う場合、エレメント間に設けられた線形バネ（Equivalent Spring to Tunnel-Element Rigidity）を導入する必要があり、これらは各エレメントの軸方向剛性、曲げモーメント剛性、せん断剛性に等価でなければならない。これらのバネ値は、表-4.3.3のように設定したが、断面二次元問題での回転と同様、y 軸回りの回転モーメントは省略するものとした。また、解析は運動方程式を NEWMARK-β 法で積分する形で行なった。

波浪時動揺の解析は、係留索配置が Type-A と Type-C の場合について、波浪の入射角とエレメント間のジョイント剛性を変化させながら行っている。なお、ここでいうエレメント間のジョイント剛性とは、図-4.2.1に示す x および z 軸回りの回転に関する曲げ剛性である。この値は、エレメント間で x、z 回りの回転を互いに全く拘束しないピン結合の場合と、エレメント一般部のもつ断面剛性と同等の剛性を持つ剛結の場合、およびその中間値を設定した。実際の構造において完全なピン結合は有り得ないが、可撓性ジョイントを適用した場合は、剛結合とピン結合の間の剛性を有するものと予想される。

表-4.3.3　エレメント間の線形バネ

Direction of Spring	Spring Coeff.	Unit	Equation
Shear along x and z	1.01 *10^7	N/m	=GA/kL, k=1.5
Rotation in x-y and y-z plane	1.30 *10^9	Nm/rad	= EI/L
Longitude along y	3.57 *10^7	N/m	= EA/L

4.3.2　波浪条件

波浪については、極大波浪に対する動揺の検討を主な対象とするため、北海道南部太平洋岸での100年確率波浪を採用[10]した。

有義波高　$H_{1/3}$　=　9.3　m

最大波高　H_{max}　=　18.6　m

波　長　L　=　259　m

周　期　$T_{1/3}$　=　13.0　sec.

4.4　固有値解析

波浪時の動揺解析に先立ち、本解析モデルの固有値を算出した。結果を下表-4.4.1および表-4.4.2に示す。

表から明らかなように、固有周期が長いType-Aの水平方向については、モードが高くなるにつれ各固有周期も顕著に低下していくが、その他についてはどのようなモードでも、固有周期にはほとんど差がないことが分かる。

表-4.4.1　固有振動数と周期（Type-A）

	Horizontal (x-y Plane)		Vertical (y-z Plane)	
Mode	Freq.(Hz)	Period(sec)	Freq.(Hz)	Period(sec)
1	0.029	34.667	0.531	1.883
2	0.029	34.219	0.533	1.877
3	0.031	32.456	0.533	1.877
4	0.032	31.301	0.533	1.877
5	0.039	25.468	0.533	1.877
6	0.042	23.688	0.533	1.876
7	0.053	18.711	0.533	1.876
8	0.066	15.058	0.534	1.873
9	0.074	13.490	0.534	1.871
10	0.098	10.163	0.537	1.863
11	0.105	9.496	0.539	1.856
12	0.131	7.647	0.542	1.845
13	0.153	6.548	0.548	1.826
14	0.168	5.944	0.551	1.816
15	0.207	4.832	0.562	1.780

表-4.4.2　固有振動数と周期（Type-C）

	Horizontal (x-y Plane)		Vertical (y-z Plane)	
Mode	Freq.(Hz)	Period(sec)	Freq.(Hz)	Period(sec)
1	0.350	2.854	0.605	1.653
2	0.351	2.851	0.607	1.647
3	0.351	2.850	0.607	1.647
4	0.351	2.850	0.607	1.646
5	0.351	2.848	0.608	1.646
6	0.352	2.845	0.608	1.646
7	0.352	2.838	0.608	1.645
8	0.354	2.821	0.608	1.645
9	0.355	2.814	0.608	1.644
10	0.360	2.774	0.610	1.639
11	0.363	2.757	0.612	1.635
12	0.370	2.706	0.614	1.628
13	0.378	2.646	0.619	1.615
14	0.383	2.609	0.621	1.610
15	0.401	2.495	0.631	1.586

4.5 水平方向挙動

4.5.1 Type-A

係留索配置 Type-A について、波浪入射角 6° でジョイント剛性がピン結合と剛結の場合の場合の波浪動揺性状を図- 4.5.1および図- 4.5.2に示す。図は最大変位を記録したときの時刻 t_{max} と、入射波のほぼ 1 周期に当たる前後 12 秒間の変位を 2 秒毎に表したものである。ピン結合の場合、エレメントはトンネル全長に渡ってほぼ一定の変位量で運動する。しかし剛結の場合は、トンネル軸に沿って波打つような変位が見られるのが特徴的である。これはエレメント間のジョイント剛性に依存する比較的高次の固有振動モードが波浪の周期に反応するためである。このように、大きく動揺し易い Type-A の場合は、ジョイントの剛性によって、波浪の動揺性状は大きく異なることが分かる。図- 4.5.3と図- 4.5.4 には、波浪入射角と最大変位およびジョイント部の最大曲げモーメントの関係を示した。図中には、ジョイント剛性を剛結とした場合の回転剛性に対して 1/2 に設定した値についても示してある。また、図- 4.5.5、図- 4.5.6 には、ジョイントの剛性に着目して応答の違いを比較した。これらの図から明かなように、Type-A の場合にはどのような波浪入射角に対しても安定した挙動を示すピン結合が望ましいことが分かる。Type-A の係留索配置を行った場合の特徴は、次の通りである。

①エレメント間のジョイント剛性を剛結とした場合の水平方向変位量は、入射角が 0° の場合よりも、ある程度の入射角がある方が大きくなる。
②この影響が顕著に現れるのは、入射角がおよそ 15° 前後の時である。これは、周期 13 秒の入射波が、延長 5,000 m のトンネル上に丁度 5 波存在する条件である。トンネルの固有値解析によれば、9 次モードの固有周期が 13.5 秒、10 次モードの固有周期が 10.2 秒であることから、入射波によりこれら高次モードの振動が励起され、大きな応答を示すと解釈できる。この時の最大変位量は入射角 0° の時の 3 倍以上となる。
③ジョイント部に発生する曲げモーメントについても変位と同様、入射波による外力と構造物の固有周期が同調する、入射角 15° 前後の時が最も大きい。
④こうしたことから、テンションレグ配置 Type-A を採用する場合は、どのような波浪入射角に対しても安定した挙動を示す、ピン結合に近いジョイント構造が望ましい。

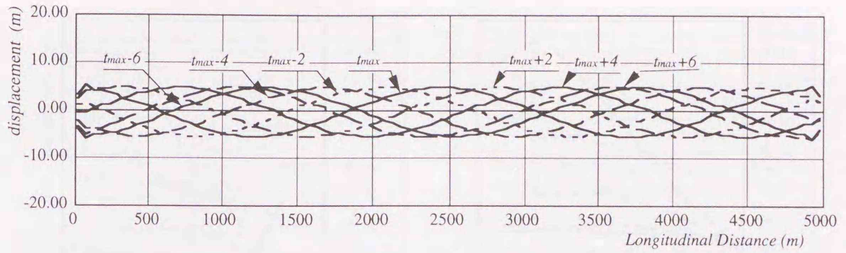


図- 4.5.1　最大水平変位発生時のトンネル変位図（Type-A、入射角 6°、ピン結合）

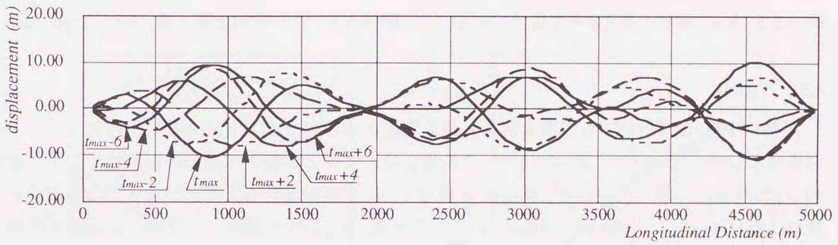


図- 4.5.2　最大水平変位時のトンネル変位図（Type-A、入射角 6°、剛結合）

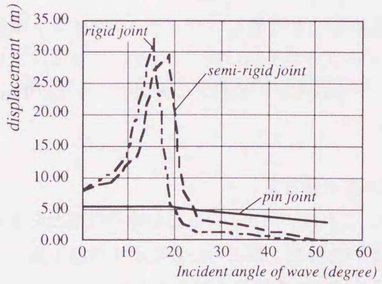


図- 4.5.3　入射角と最大水平変位（Type-A）

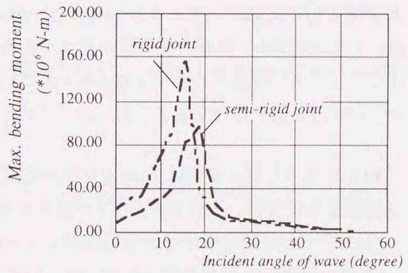


図- 4.5.4　入射角とジョイント部最大曲げモーメント（Type-A）

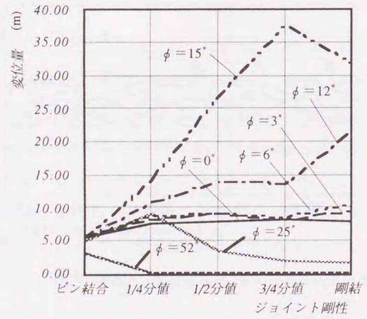


図- 4.5.5　ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性と最大水平変位（Type-A）

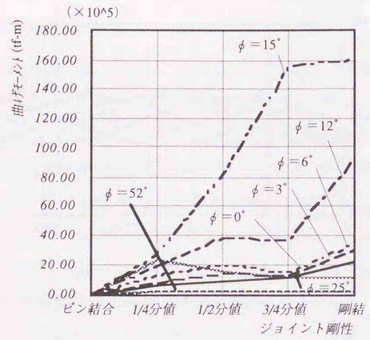


図- 4.5.6　ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性と最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

4.5.2 Type-C

同様にType-Cについても波浪入射角と最大変位およびジョイント部の最大曲げモーメントの関係を示した（図- 4.5.9、図- 4.5.8）。この場合は、ピンと剛結の中間の回転剛性として、剛結の1/2の場合のみ示しているが、Type-Aと異なり、いずれの場合も入射角が大きくなるにつれて変位、曲げモーメント共小さくなっていく。これは、Type-Cの場合、一次モードの固有周期でさえ、波浪の固有周期よりも短く、Type-Aのような高次モードでの振動が励起されることがないためと言える。なお、図- 4.5.9および図- 4.5.10はジョイント剛性に着目して応答の違いを見たものである。

ピンあるいは剛結のいずれが良いのかを一概に決めることは難しいが、どのジョイント剛性を用いても入射角0°の時の変位量が最大であり、その大きさもほぼ同じのため、ジョイントに曲げモーメントが発生しないピン結合に近いジョイントの方が一般的には適切であろう。Type-Cについての知見を整理すると、以下のようになる。

①軸直角水平方向の変位はType-Aに比べ格段に小さくなる。
②変位量の面では、入射角0°の時が最も大きい。これは、ジョイント部の剛性に関わらず、1次モードの固有周期は波浪の周期よりも小さいためで、最大の応答を示すのは1次モードでの振動を励起する外力条件、すなわち、入射角0°の波浪入射時である。
③ジョイント剛性の違いによる、水平方向変位量の顕著な差異は認められないが、波浪入射角が大きくなるほど、ジョイントでの拘束効果の大きい方が変位量も小さくなる。

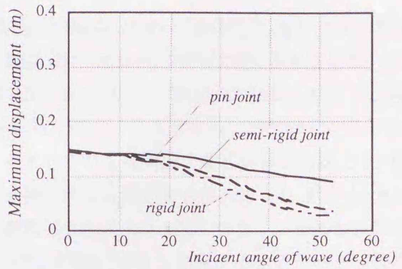


図- 4.5.7　入射角と最大水平変位（Type-C）

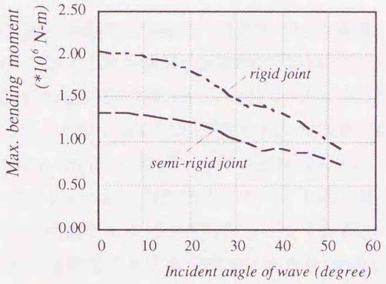
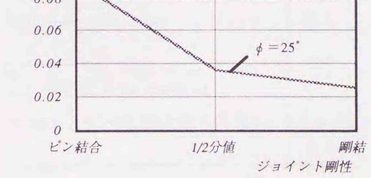


図- 4.5.8　入射角と最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-C）



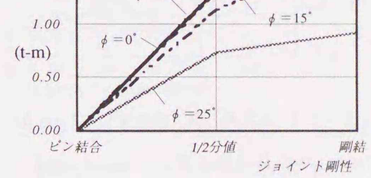


図- 4.5.9　ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性と最大水平変位（Type-C）　図- 4.5.10　ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性と最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-C）

4.6 鉛直方向挙動

鉛直方向の挙動は、Type-A、Type-C 共に非常に似ている。これは、いずれの場合も鉛直方向の主要固有周期が波浪の周期よりもかなり小さいためである。全てのケースにおいて、延長にわたるトンネルエレメントの鉛直変位量はほぼ同じであり、波浪の入射角が0°以上の時は、波浪の伝播遅れに従って変位も伝播していく。

水平方向挙動の場合と同様に、Type-A について、波浪入射角と最大変位およびジョイント部の最大曲げモーメントの関係を図-4.6.1～図-4.6.4 に示した。この場合も波浪入射角の増加に伴って変位ならびに曲げモーメントが減少していくのが分かる。また、ジョイント部での剛性の違いが、鉛直方向の変位量に大きな影響を与えないことがこの図から理解できる。最大曲げモーメントについても、波浪の入射角の増大につれて低下していく。図-4.6.3および図-4.6.4 はジョイント剛性に着目して応答の違いを見たものである。

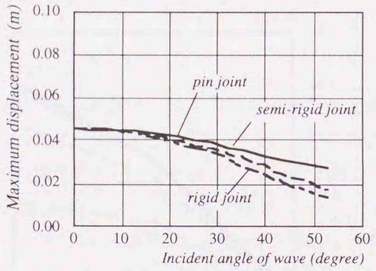


図-4.6.1　入射角と最大鉛直変位（Type-A）

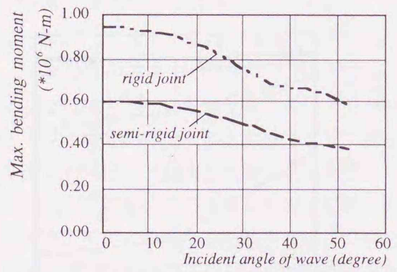


図-4.6.2　入射角と最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

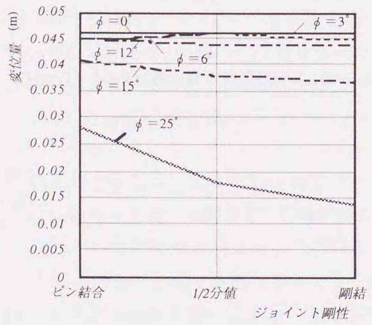


図-4.6.3　ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性と最大鉛直変位（Type-A）

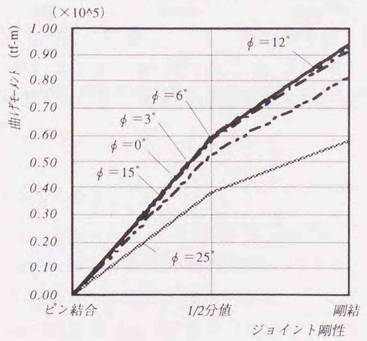


図-4.6.4　ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性と最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

4.7 考　察

水中浮遊式トンネルは本体の比重や、係留方式、設置水深の設定などにおいて、計画・設計上の自由度が大きい構造物であるとも言える。しかしその反面、本研究でみてきたように、計画や設計に当たる側の条件設定如何によって、その動的特性は大きく変化することとなる。本研究で得られた波浪による基本的な動揺特性に関する知見を要約すると、次の通りである。

4.7.1 解析手法について

①本研究で設定した条件下では、線形ポテンシャル理論でも、修正モリソン式でも評価が可能な範囲にあり、本報告に示したモデル化をすることにより、大規模・長大な水中浮遊式トンネルを効率的に解析することが可能である。

②この方法は簡便である上、今後近い将来の研究において必要になると思われる、次のような問題の解析にも適用が容易である。

- 係留索のスラックや係留索材料の特性による非線形復元力の評価
- 伝播位相差を伴う地震波の入力

ただし、構造物の断面径と波長の関係から、回折効果が無視し得る場合に適用可能であり、断面径の５倍を下回るような波長の場合には回折波理論を使うべきであろう。

4.7.2 解析結果について

①Type-A の係留方式は、水平方向の変位量が大きいが、スラックが発生しにくい構造である。

②Type-B、Type-C の係留方式を採用した場合は、Type-A に比べて動揺変位量は小さいが、スラック発生の可能性が高い。

③トンネルの設置レベルは、機能面からその全長に渡ってなるべく一定であることが望ましいが、水深が変化する場合などは、入射波浪の周期と構造物の固有周期を十分考慮し、変位やレグ張力に過大な応答が発生しないように設定すべきである。

④トンネルエレメント間のジョイントを剛結とするかピンとするかは、係留方式によっても大きく異なる。Type-B、Type-C の係留方式を採用した場合のように、変位方向の拘束度が高い（係留索による復元力が強い）場合は、高次モードの影響が小さく、ジョイント部の剛性に対する要求事項は少ない。しかし、Type-A のように、波浪の周期に近い周期成分を高次の振動モードに持つ場合には、ジョイント剛性の差異による応答の違いが顕著に出る。

■ 第４章　参考文献

[1] 蟹江俊仁, 堀越研一、尾高義夫、三上隆、角田與史雄, 波浪作用下の水中トンネルの解析的研究, 第１７回海洋開発シンポジウム（土木学会）、pp.481-486, 東京, 1992

[2] Kanie, S., Kokubun, H., Mizutani, Y., Mikami, T., Kakuta,Y., Analytical Study on Dynamic Response of Submerged Floating Tunnels due to Wave Force , The 3rd Symposium on Strait Crossings, pp.659-666, Alesund, Norway, 1994

[3] Løken, A.E. , Carlsen, H., Oftedal, R. A., Kamsvag, F. , Comparison between Hydrodynamic Numerical Methods and Results from Model Tests for Submerged Floating Tube Bridge, Symposium on Strait Crossings, pp.427-434, Trondheim, Norway, 1990

[4] Brancaleoni, F., Castellani, A., D'Asdia, P., The response of submerged tunnels to their environment, Eng. Struct., Vol. 11, pp.47-56, 1989

[5] Morison, J.S., O'Brien, M.P., Johnson, J.W., Schaaf, S.A., The Force Exerted by Surface Wave on Piles, Petrolium Trans., AIME, Vol.189, pp.149-154, 1950

[6] Chakrabarti, S.K., Hydrodynamics of Offshore Structures, Computational Mechanics Publications, Boston, USA, 1987

[7] Keulegan, G.H. , Carpenter, L.J. , Force on Cylinders and Plates in an Oscillating Fluid , J. Res. Nat. Bureau of Standards, Vol. 60, No. 5, pp.423-440 , 1958

[8] Dean, R.G. et al , Interaction of Structure and Waves, Estuary and Coastline Hydrodynamics, McGraw-Hill, 1966

[9] Mizuno, S. et al, Experimental Study on Characteristics of Submerged Floating Tunnels under Regular Waves, The 3rd Symposium on Strait Crossings, pp.667-674, Alesund, Norway , 1994

[10] 近藤俶郎　他, 室蘭工大ＣＲＤセンター研究報告９０-１, 噴火湾の沿岸海洋環境と空間開発に関する基礎的研究, 室蘭, 1990

5　二次元解析による基本地震動揺特性

5.1 概　要

本章では、地震作用下における水中浮遊式トンネルの挙動特性について検討する。地震作用は、波浪に比べると高周波の小変位運動のため、トンネルが流体中で運動する際の造波減衰や回折効果は小さいとされている[1]。このため手法論的には、修正モリソン式を適用することにより解析が可能と判断できる。地震時の挙動解析に先立ち参考となるのは、一次元の振動問題として扱われることの多いテンションレグプラットフォームの地震時解析に関わる研究[2,3]や、非常に長い水中線状構造物の地震時挙動を扱ったBruschi ら[4]の研究がある。本章では、二次元での波浪の解析手法と同様、水中浮遊式トンネルを二次元断面におけるバネ－剛体モデルにモデル化して検討を行った。

水中においてトンネルが地震作用を受ける場合、海底地盤の水平方向の運動に対しては、流体のせん断剛性が無視しうることから、流体自身は運動しないものと仮定しても差し支えない。しかし、海底地盤が鉛直方向に運動する場合には、流体も海底地盤の動きに伴って運動する。この時の動きは、流体が圧縮性を有しているか否かによって異なり、水深が大きいほど圧縮性の影響が大きいとされている。本章では、Morita ら[5]が示した海底地盤と流体との連成運動の仮定を取り入れ、鉛直方向の流体の運動がトンネルの変位に与える影響について確認を行った。

その後、実際に海底面に地震波を入力して時間領域解析を行い、波浪に対する検討と同様に、各種の構造パラメータを変化させながら、その基本動揺特性を調査した[6,7]。時間領域解析手法を採用することの意義は、不規則波浪や地震波の作用下における水中浮遊式トンネルの挙動を決定論的に評価することができる点である。また、構造体の復元力の非線形性の扱いが比較的容易であり、必要に応じて前述のスラックやスナップ発生に至るまでの挙動が逐次評価できることや、その後の全体動揺モデルでの位相差を考慮した解析などにおいて、時間領域での解析が必要になることを考慮しての判断である。

5.2 解析手法

5.2.1 時系列解析手法

係留浮体の時系列解析に関して、既存の手法は図- 5.2.1に示す4種類に大別される。

- 二次元解析
  - ポテンシャル理論
  - 修正モリソン式
    - Morgan-Malaeb の方法[8]
    - Brancaleoni らの方法[9]
    - JOIA TLP の方法[10,11]
- 一次元解析
  - 修正モリソン式
    - 流体弾性係数法（川西の方法[12]）
    - エネルギー消散係数法（川西の方法[13]）

図- 5.2.1　時系列解析手法の分類

このように、上記手法はポテンシャル理論によるものと修正モリソン式によるものとに別けられるが、それぞれの特徴を列挙すると以下のようになる。

■　ポテンシャル理論に基づく方法

・三次元問題を扱う場合、計算時間が長くなる。
・構造物境界の圧力分布が把握できる。
・流体圧力の周期依存性を考慮できる。
・動揺量が大きくなることが予想される構造にも適用可能である。
・境界条件（反射境界、透過境界等）を的確に設定する必要がある。

■　修正モリソン式による方法

・簡便な手法であるため、計算時間が短く、復元力の非線形性の考慮ならびに三次元問題への拡張が容易である。
・ 解析パラメータ（C_d、C_M等）の設定は、経験値を用いるか、実験などで別途定める必要が有る。
・流体圧力の周期依存性は、一般的に考慮できない。すなわち、運動方向、外力周期に関わらず、C_d、C_Mを一定値と仮定せざるを得ない。

本検討では、波浪の全体解析手法との一貫性等を考慮して、Brancaleoni らと同様の手法を用いることとした。

5.2.2 解析モデルと運動方程式

解析モデル図は、図- 5.2.2に示した。
解析にあたっての仮定条件は、次の通りである。

・トンネル構造体は剛体として扱う。
・付加質量係数、造波減衰係数、抗力係数の周波数依存性は無視する。
・係留索は、その質量、付加質量、浮力を無視し、一定の軸剛性を有するバネとして取り扱う。

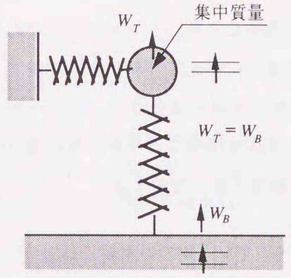


図- 5.2.2　二次元断面モデル図

流体力の評価方法としては、修正モリソン式を用いることとする。これは、式（4.2.5）に示した通り、次のように表される。

$$f = C_M A_I(\ddot{w} - \ddot{u}) + A_I\ddot{u} + C_D A_D|\dot{w} - \dot{u}|(\dot{w} - \dot{u}) \tag{5.2.1}$$

これを運動方程式にあてはめ、等価線形化を図ると、式（5.2.2）のように表現される。

$$\{M + (C_M - I)A_I\}\ddot{u} + (C + C_{DR}A_D)\dot{u} + Ku = C_M A_I\ddot{w} + C_{DR}A_D\dot{w} \tag{5.2.2}$$

5.2.3　流体運動の定義

波浪による運動を解析する場合は、水粒子の運動を規定するだけで計算できるが、地震の解析においては、地盤の運動と水粒子の運動を関係付けて定義する必要がある。

地盤が地震によって水平方向に運動する場合は、流体のせん断抵抗がほとんど無視できるため、地盤が運動してもトンネル位置での水粒子は運動しないと仮定することが可能である。しかし、海底地盤が鉛直方向に運動する場合には、トンネル位置での水粒子も、地盤の上下運動に併せて運動するはずである。ここでは、基盤上の自由表面における振動の複素振幅（W_F）、基盤上の水底面における振動の複素振幅（W_B）、および流体中（深さ d ）における水粒子振動の複素振幅（W_T）の三者の関係について、次の異なる３つの仮定を行った[14]。

仮定１：地盤が上下運動しても、トンネル位置での水粒子は運動しない
仮定２：地盤の上下運動に併せて、トンネル位置での水粒子が運動する
　　ただし、流体の圧縮性はない
仮定３：地盤の上下運動に併せて、トンネル位置での水粒子が運動する
　　流体は、圧縮性流体と仮定する

仮定１は、海底面の運動とトンネル位置での水粒子運動が、同振幅で π だけ位相がずれた時に生じる現象で、係留浮体の解析で生じる「波なし」状態や、一次元弾性波理論における「節」のような特異点を表現するものと考えられる。この時の関係式は式（5.2.3）のようになる。

$$W_B = 0 \tag{5.2.3}$$

入力波が一定の周期を持つ正弦波のような場合はこのような状態も考えられるが、無数の周期成分をもつ実際の地震波の場合には成立することがない状態と考えられる。

仮定２は、流体が完全非圧縮性の場合に想定される状態で、水深が浅く流体の圧縮性が問題にならないような条件下で用いられる。これは式（5.2.4）で表現される。

$$W_B = W_F \tag{5.2.4}$$

次に、流体の圧縮性を見込んだ場合（仮定３）について考える。ここでは、図-5.2.3に示すように、地震によって上下振動する基盤上において、水深 h の流体層がある場合とない場合を考える。耐震工学で用いられている二層構造での重複反射理論を適用すると、各部に現れる振動振幅

には次のような関係がある。

$$\frac{W_B}{W_F} = \frac{\cos kh}{\cos kh + ir\sin kh} \tag{5.2.5}$$

$$\frac{W_T}{W_F} = \frac{\cos kd}{\cos kh + ir\sin kh} \tag{5.2.6}$$

ここに、

$k = 2\pi f / C$

f　：周波数(Hz)、
C　：流体中での伝播速度(m/sec)

$r = C\rho / (C_s \rho_s)$、

C_s　：基盤中での伝播速度(m/sec)
ρ、ρ_s　：流体および基盤の密度
W_F　：基盤上の自由表面における振動の複素振幅
W_B　：基盤上の水底面における振動の複素振幅
W_T　：流体中（深さ d）における振動の複素振幅
h　：水深

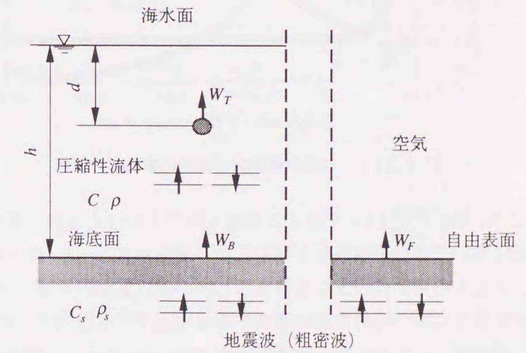


図-5.2.3　水中における地震波の伝播状況

この関係式により定義される W_Tを用いて、水中浮遊式トンネルが周辺流体から受ける流体圧力をモリソン式で評価する。これにより、水深が深い場合など、流体の圧縮性が問題となる場合

には、海底面の動きを伝えるテンションレグからの荷重と、周辺流体からの流体力は、ある位相差をもってトンネルに作用することとなる。この方法は、非常に簡便である上、周波数領域、時間領域、いずれの解析においても適用が可能である。

5.2.4　鉛直方向流体運動の比較

前節で述べた海底地盤の運動と水粒子の運動の関係を用いて比較計算を行い、どのような影響があるかを検討した。入射したのは一定振幅を有する調和振動で、その周波数をパラメータとして変化させた。水深は100mとし、その他の諸元は波浪検討時の断面二次元モデルと同じである。この時の水中浮遊式トンネルの、入力加速度に対する動的応答倍率と入射波周波数の関係を図-5.2.4に示す。

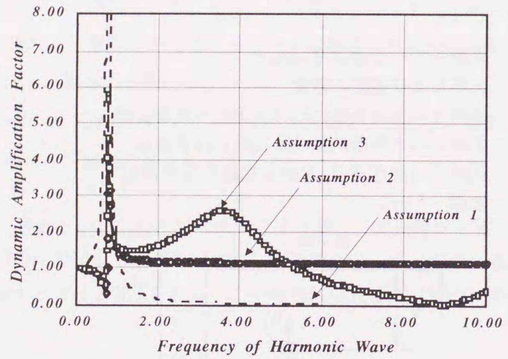


図-5.2.4　入力波の周波数と動的応答倍率の関係

結果を見たところ、周波数が5Hz を超える領域で仮定2の与える解が最も大きくなっており、高周波の地盤振動においては安全側の解を与えることが分かる。一方、構造物の固有周期に近い低周波領域では、仮定1の場合に大きな応答を示している。実際の地震の卓越周期は5 Hz以下であり、三者の中で安定して平均的な値を算出する仮定2を、本研究では用いることとした。

なお、地震波（疎密波）の水中での伝播速度は約1500m/secであり、同様の解析を行った場合でも、水深の大きな場合には流体の圧縮性を無視することができなくなると予想される。そのような場合には仮定3を用いることが考えられるが、トンネル自身で反射する圧力波の影響が評価できないという課題も残している。流体の圧縮性が影響を及ぼす水深の検討とともに、トンネルの存在による流体圧縮波の効果の定量的評価も、大水深に適用する場合には必要であろう。

5.3 解析条件

5.3.1　構造条件

解析に用いたモデルのイメージ図は、図-5.3.1に示す通りである。

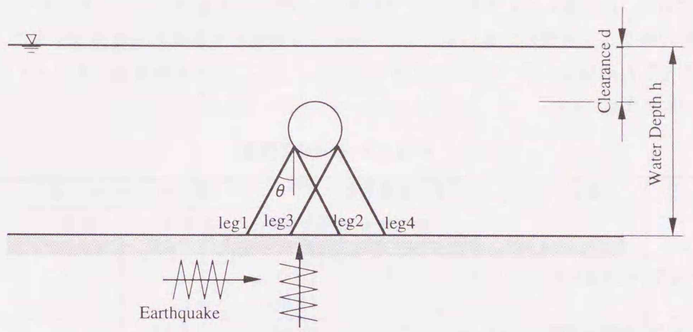


図-5.3.1　地震動揺解析二次元モデルのイメージ（Type-C の場合）

また、二次元断面解析に用いた断面諸元は、表-5.3.1に示す通りである。トンネルの比重は、標準として約 0.7 に設定している。

表-5.3.1　断面諸元

Item	Unit	Specification
Weight	N/m	$2.82*10^6$
Buoyancy	N/m	$4.19*10^6$
Sectional Area of concrete	m^2	115.0
Moment of Inertia of Section	m^4	5000
Sectional Area of Leg	m^2	
Type A		0.12
Type B		0.12
Type C		0.09

5.3.2　材料条件

トンネルエレメントのコンクリート及びテンションレグの材料特性は表-5.3.2の通りである。

表-5.3.2　材料条件

Material	Unit	Concrete	Tension Leg
Unit Weight	N/m^3	$2.45*10^4$	$7.69*10^4$
Strength	N/m^2	$2.94*10^7$	$5.49*10^8$ (fy)
Modulus of Elasticity	N/m^2	$2.74*10^{10}$	$2.06*10^{11}$

5.3.3　地震条件

地震波の生成は、応答スペクトルアテニュエーション式に基づいて設定された「水中トンネル研究調査会」海底土質小委員会[15]のデータを用いることとした。これは基本となる加速度応答スペクトルをアテニュエーション式に基づいて設定し、これに適切な位相を与えて適合波形としたものである。基盤面において入力した地震波は、水平・鉛直両方向に対して各々１つづつだが、地盤特性の異なる３種類の地盤に入力して、異なる３種類の地表面加速度波形を得た。設定にあたって想定した地盤は、表-5.3.3に示す通りである。また、地表面地震波のスペクトル図を、図-5.3.2～図-5.3.4に示す。

表-5.3.3　各地盤の特性

種　別	土質名	N　値	単位体積重量	静　的　物　性　値			
			γ(tf/m)	変形係数　E (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν	粘着力 C(tf/m^2)	内部摩擦角 ϕ(deg.)
モデル地盤 A	軟弱凝灰岩	50以上	2.2	3,000 ～ 5,000	0.3	50	45°
モデル地盤 B	洪積砂礫層	30	2.0	200 ～ 300	0.35	0	40°
モデル地盤 C	沖積シルト質砂層	10	1.8	100 ～ 150	0.4	1	30°

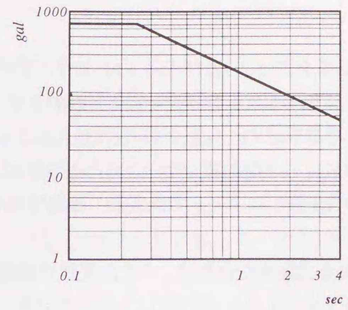


図-5.3.2　地盤Ａのスペクトル図

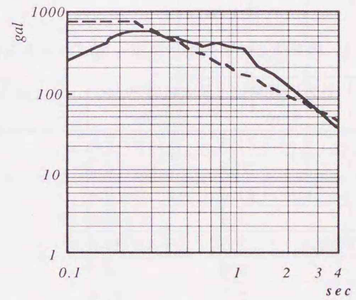


図-5.3.3　地盤Ｂのスペクトル図

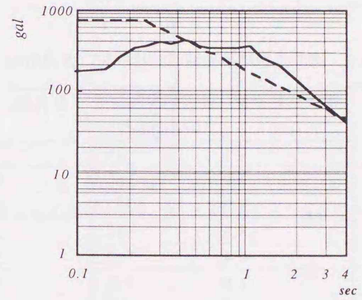


図-5.3.4　地盤Ｃのスペクトル図

5.4 一般的な動揺特性

標準構造での、地震時解析結果を表- 5.4.1及び表- 5.4.2に示す。表から明らかなように、水平方向の挙動は、鉛直方向の挙動に比べると地盤の違いによる影響を受けにくい。これは、いずれの係留索配置の場合も、地震の卓越周期よりも長く、地盤特性による地震の周期特性が変化しても、水中浮遊式トンネルの動揺には大きな影響を与えないためである。一方、地震の卓越周期に近い鉛直方向の動揺は、地盤特性の違いにより入力地震波の周期特性が変化すると、応答にも違いが出てくることになる。

このように、地盤特性の影響を受けるか否かは、入力地震波の卓越周期がどの程度、水中浮遊式トンネルの固有周期に近づくかによる。したがって、計画や設計にあたっては当該地盤の特性を十分考えた上で、地震の周期特性がどのように変化するのかを確認し、水中浮遊式トンネルの構造諸元を決める必要がある。

表- 5.4.1　標準構造時系列解析結果一覧（水平方向）

Type	地盤	最大応答変位 (cm)	最大応答加速度 (cm/sec^2)	最大張力(t)	最小張力(t)
A	A	21.5	0.6	3500	3500
	B	20.2	0.6	3500	3500
	C	21.6	0.6	3500	3500
B	A	5.9	28.9	3118	987
	B	7.1	34.8	3305	695
	C	7.9	38.7	3400	545
C	A	5.7	41.6	2812	1418
	B	6.9	51.2	2989	1195
	C	7.6	55.6	3078	1062

表- 5.4.2　標準構造時系列解析結果一覧（鉛直方向）

Type	地盤	最大応答変位 (cm)	最大応答加速度 (cm/sec^2)	最大張力(t)	最小張力(t)
A	A	4.1	95.2	5248	1894
	B	7.2	168.9	6612	592
	C	8.7	202.9	7246	69
B	A	2.4	92.7	2640	720
	B	4.4	167.3	3562	-145
	C	4.6	179.1	3742	-211
C	A	4.0	92.5	2999	1116
	B	7.2	163.5	3760	396
	C	8.7	197.0	4122	130

5.5 各種因子の影響評価

5.5.1　海底面位置の影響評価

Type-A、Type-B について、海底面位置を変化させながら、水平方向、鉛直方向の応答変位量をプロットした。この時の結果を図- 5.5.1から図- 5.5.4 に示す。また、係留索タイプによる違いを見るため、モデルＢ地盤の場合の応答変位量比較を図- 5.5.5および図- 5.5.6 に示す。

これらの図から明らかなように、Type-A、Type-B 共海底面位置が深くなるほど、鉛直方向応答変位は顕著に増大する。一方、水平変位は係留索タイプによって異なる影響が見られ、係留索 Type-B の場合はモデル地震波の性格により、応答値が敏感に変化する。

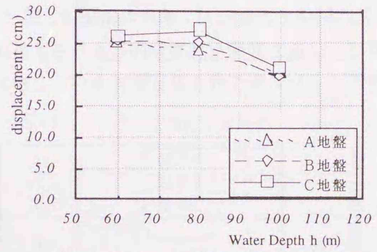


図- 5.5.1　海底面位置と水平変位の関係（Type-A）

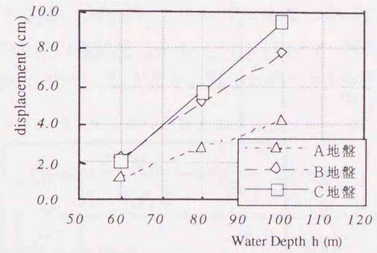


図- 5.5.2　海底面位置と鉛直変位の関係（Type-A）

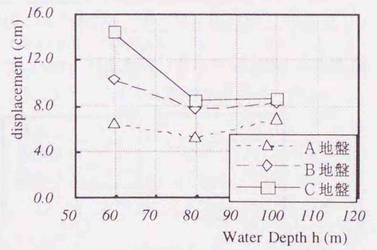


図- 5.5.3　海底面位置と水平変位の関係（Type-B）

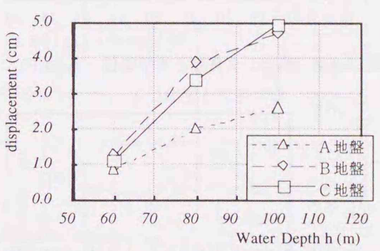


図- 5.5.4　海底面位置と鉛直変位の関係（Type-B）

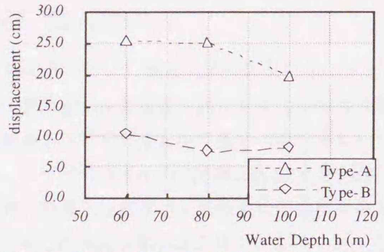


図- 5.5.5　海底面位置と水平変位（ﾓﾃﾞﾙ地盤Ｂ）

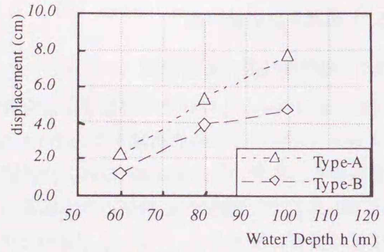


図- 5.5.6　海底面位置と鉛直変位（ﾓﾃﾞﾙ地盤Ｂ）

5.5.2　レグ角度による影響評価

Type-B、Type-C について、係留索の角度と変位量の関係を調査した。検討の結果は、図- 5.5.7 から図- 5.5.10 に示してある．係留索の角度の影響は、係留索形状や加震方向によりさまざまな結果をもたらすが、総じて言えば、モデル地盤の特性により影響される部分が大きいことが判明した。

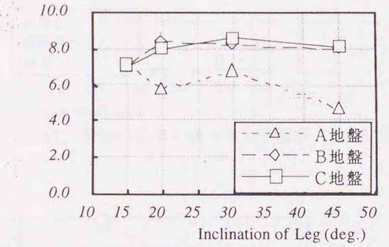


図- 5.5.7　斜めレグ角度と水平変位（Type-B）

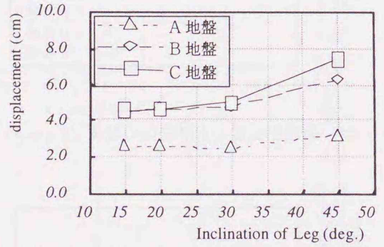


図- 5.5.8　斜めレグ角度と鉛直変位（Type-B）

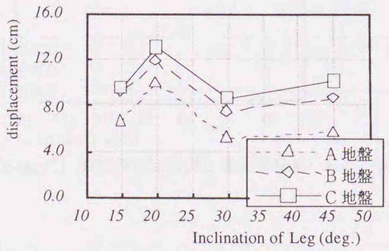


図- 5.5.9　斜めレグ角度と水平変位（Type-C）

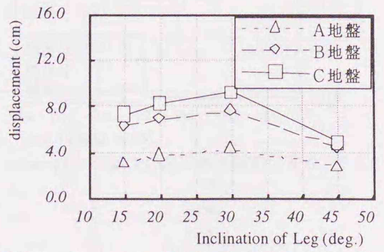


図- 5.5.10　斜めレグ角度と鉛直変位（Type-C）

5.5.3　比重変化による影響評価

前節と同様に Type-B, C について、トンネル比重と変位量の関係を、図- 5.5.11から図- 5.5.16 に示した。トンネルの比重自体は、応答変位にそれほど大きな影響を与えず、従って変動張力にも大きな差異は生じない。しかし、比重が小さい場合は、初期張力が大きい分だけ圧縮力が生じにくく、スナップに対しては有利となる。

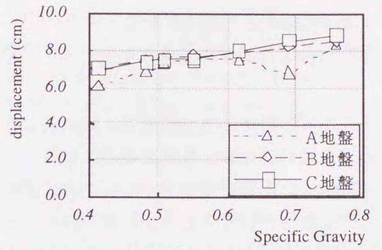


図- 5.5.11　トンネル比重と水平変位（Type-B）

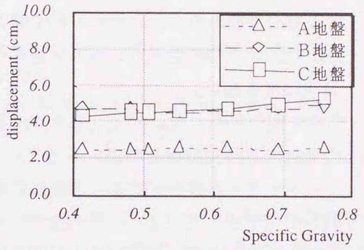


図- 5.5.12　トンネル比重と鉛直変位（Type-B）

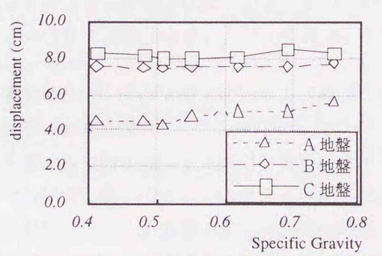


図- 5.5.13　トンネル比重と水平変位（Type-C）

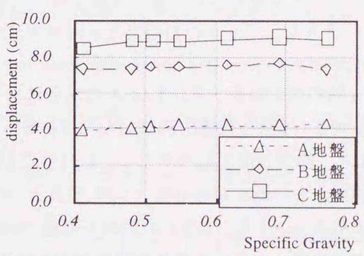


図- 5.5.14　トンネル比重と鉛直変位（Type-C）

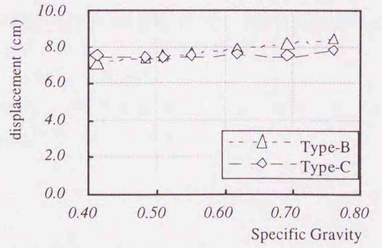


図- 5.5.15　比重と水平変位（モデル地盤Ｂ）

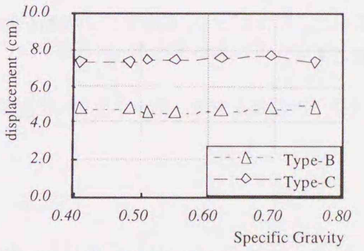


図- 5.5.16　比重と鉛直変位（モデル地盤Ｂ）

5.6 考　察

検討の結果得られた知見を整理すると、以下の通りである。

・水平、鉛直方向の地震作用によるスラック発生の危険は、波浪に比べて小さい。
・係留索タイプに関わらず、水平方向の地震動に対しては、いずれも高い免震性を示す。特に、Type-A の場合の応答加速度は極めて小さい。
・鉛直方向加震の場合、いずれの係留索タイプもほぼ同様の応答加速度を発生する。
・しかし、レグの発生張力レベルを見ると、係留索 Type-B はレグのたるみが生じ易く、その発現頻度も高い。
・鉛直方向の挙動においては、モデル地盤の特性による影響が非常に顕著で、レグのたるみの発生や応答加速度を評価する上で、モデル地盤の設定は極めて重要な要素となる。
・パラメータスタディーでは、海底面位置やレグ角度、比重等を変化させてみたが、固有周期が変化することによる応答の変化よりも、入力地震波の特性（モデル地盤の特性）による影響の方が大きいようである。
・トンネル構造体の比重を低減することは、応答加速度や変位、張力変動巾自体の低減効果よりも、「レグの初期張力の増加分だけ、たるみが発生しにくくなる」効果をもたらす。

今回の検討結果から、Type-A の場合は水平方向の加震による張力増加が小さく、その免震性が証明されたが、鉛直方向に対してはあまり効果がないことが判明した。この鉛直方向の運動に対して、構造強度を確保することは当然だが、トンネル構造体に作用する鉛直方向許容加速度等、機能面からの制約がある場合には、鉛直方向の免震性を高めるためのなんらかの構造的対処が必要であろう。また、そうした対処が可能であれば、従来の海底トンネルや沈埋トンネルにはない、水中浮遊式トンネルの優れた特性がさらに活かされることとなる。

また、地震時の挙動を論じる上で、モデル地盤の特性評価が極めて重要であることが明らかになった。したがって、鉛直方向の振動が問題となる場合には特に、充分な地盤の調査、検討が必要である。

■ 第5章　参考文献

[1] Chakrabarti, S.K., Hydrodynamics of Offshore Structures, *Computational Mechanics Publications*, Boston, USA, 1987

[2] Larsen, C. M. et al., Nonlinear Static and Dynamic Behavior of Tension Leg Platform Tethers, International Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium, *ASME*, Vol. 1, pp.41-51, 1984

[3] Liou, G.S. et al , Response of Tension -Leg Platforms to Vertical Seismic Excitations, *Report No. UCB EERC 85 14*, University of California, USA, 1985

[4] Bruschi, R. , Marazza, R.,Leira, B.J. , Submerged Buoyant Anchored Tunnels: Response Analysis for Earthquake Excitation, *Eurodyn*, Trondheim, Norway, 1993

[5] Morita, K. et al., Response of Submerged Floating Tunnels to Vertically Impinging Seismic Waves , *The 3rd Symposium on Strait Crossings*, , pp.675-681, Alesund, Norway, 1994

[6] Kanie, S., Kokubun, Y., Mikami, T., Kakuta,Y., Dynamic Response of Submerged Floating Tunnels to Waves and Earthquakes, *EASEC-5*, Vol.2, pp.1321-1326, Gold Coast, Australia, 1995

[7] Kanie, S, Mizutani, Y., Sato, M., Sakamoto,Y., Kakuta, Y, The Design and Analysis of Submerged Floating Tunnel subject to Waves and Earthquake, *International Workshop on Floating Structures in Coastal Zone*, pp.348-359, Hiroshima, 1994

[8] Morgan, J. R., Malaeb, D., Dynamic analysis of tension-leg platforms, *INSE /SEE-82033,PB-83-100982*, 1982

[9] Brancaleoni, F., Castellani, A., D'Asdia, P., The response of submerged tunnels to their environment, Eng. Struct., Vol. 11, pp.47-56, 1989

[10] （社）日本海洋開発産業協会，昭和 63 年度　海洋石油生産プラットホーム開発調査　報告書，1989

[11] （社）日本海洋開発産業協会，平成元年度　海洋石油生産プラットホーム開発調査　報告書（Ⅱ），1990

[12] 川西利昌，加藤渉、鈴木猛，流体弾性を考慮したテンションレグ・プラットホームの地震応答に関する研究，関西造船学会誌　第 187 号、pp.101-105, 1986

[13] 川西利昌，加藤渉，地震時におけるテンションレグプラットフォームの応答に関する研究，関西造船学会誌　第 182 号、pp.83-90, 1981

[14] 山崎　晶他，上下方向地震動に対する水中トンネルの応答特性，海洋開発論文集　Vol.9，pp.331-336, 1993

[15] 海底土質研究小委員会，（社）水中トンネル研究調査会，平成 4 年度　海底土質研究小委員会報告書，札幌，1993

6　地震時の全体動揺解析

6.1 概　要

本章では、地震作用を受けた時の水中浮遊式トンネルの全体動揺について、その解析方法と結果について述べることとする。係留浮体の地震時解析としては、テンションレグプラットフォームを対象に研究されている例が多い[1,2,3,4]。例えば Liou[5]らは、プラットフォーム本体に適切な付加質量を加味してモリソン式を適用し、解析を行っている。しかし、プラットフォーム自体は一つの剛体として扱われており、水中浮遊式トンネルのように、地震の位相差が問題となるような剛体の連続体としての評価はされていない。一方、水中トンネルの地震時挙動を扱った研究としては、Brancaleoni ら[6]や Bruschi ら[7]の研究が挙げられる。Brancaleoni らは、メッシナ海峡横断を念頭に、波浪や地震に対する水中浮遊式トンネルの挙動を、離散化した多質点系モデルで解析している。トンネルが周囲の流体から受ける流体力は、やはりモリソン式で評価している。この方法は、長大線状構造物である水中浮遊式トンネルを解析するために実用的な方法であり、波浪作用時、地震作用時ともに適用できるが、運動方程式中の非線形減衰項を時間領域で解析するため、多大な計算時間を必要とする。本研究は、基本的には Brancaleoni らの方法と同様に、多質点系モデルにモリソン式で評価される流体力を作用させるものであるが、係留索による復元力の非線形性や運動方程式中の非線形減衰項を実験結果に基づいて疑似線形化するなど簡略化に努め、時間領域および周波数領域いずれの場合でも解析できるようにしている。

また、長大な線状構造物故に興味深いのは、地震の伝播に伴う位相差の影響である。水中浮遊式トンネルにおいて地震の位相差について研究した例は今のところ見あたらないが、長大橋梁を対象とした研究としては、山田ら[8]や土岐ら[9]を始め、その影響が報告されている。最近では、ラハルジョら[10]が斜張橋を対象に、地震波による時系列解析を行うことで、位相差の検討をしている。しかし、橋梁の場合は橋脚部、あるいは主塔部など地震波の入力点が比較的限られているのに対し、水中浮遊式トンネルの場合は、トンネル軸方向に沿って多数存在する入力点（テンシ

ョンレグ取付点）から地震波が入力されることになる。本研究では、トンネル軸に沿う多数の入力点に地震波を直接入力して解析する時系列解析手法を適用し、地震位相差が水中浮遊式トンネルの動揺に与える影響についても評価した。

全体解析の対象となるモデルは、波浪の場合と同様に、トンネル軸方向にトンネル函体が多数連結されたモデルを想定する。トンネルは、図- 6.1.1に示すように、人工島間の 2km の水中浮遊式トンネルが、長さ 100 m のエレメント 20 個で構成されているものと仮定し、地震はトンネル軸方向に対し、ϕ の角度で入射してくるものとする（図-6.1.2参照）。この時の地震の振幅方向は地震の進行方向に対して垂直な 2 方向（水平および鉛直）を想定する。地震による全体動揺を検討する場合には、地震の伝播に伴う位相差を考慮する必要が有り、地震波はある伝播速度を持つ変位波形として扱わなければならない。検討はまず、与えられた地震加速度波形の変位波形への変換と、固有値解析から実施し、位相差を考慮しない状態で加震される場合について計算した。この解析においては、地震の入射角を変化させて、その影響を調べている。その後、トンネルの動揺挙動に対する位相差の一般的な影響を見るため、正弦パルス波を伝播速度と入射角を変化させながら解析し、パルス波の周期と入射角、ならびに伝播速度と構造物の固有周期との関係について研究した。地震波による伝播位相差を考慮した解析は、これらの基礎的検討に続いて実施し、その解析手法の確立が図られた。

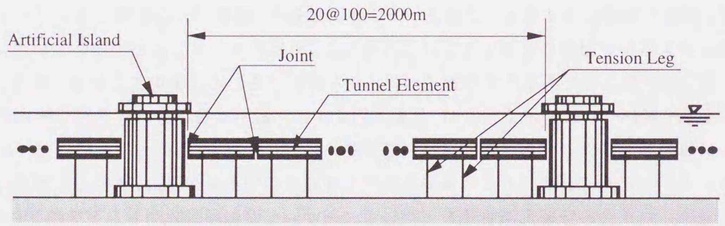


図- 6.1.1　地震時の全体動揺解析　構造イメージ図

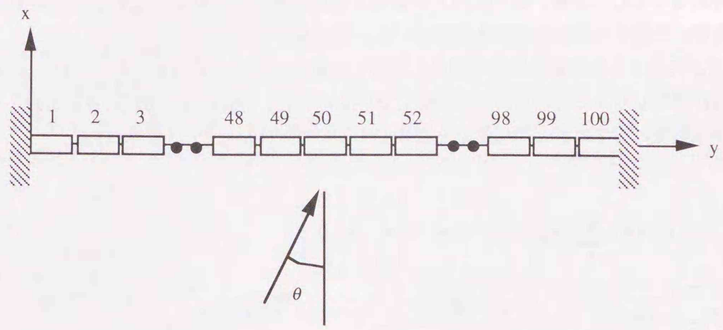


図- 6.1.2　モデルイメージ（平面図）

6.2 地震の伝播位相差を考慮した運動方程式

波浪の全体解析において解かなければならない運動方程式は、次式（6.2.1）の通りである。

$$\{M + (C_M - I)A_I\}\ddot{u} + (C + C_{DR}A_D)\dot{u} + Ku = C_M A_I \ddot{w} + C_{DR}A_D \dot{w} \qquad (6.2.1)$$

ここに、

M	：構造物の質量マトリックス
C	：構造物の構造減衰マトリックス
K	：復元力マトリックス
I	：単位ベクトル
C_M	：付加質量マトリックス
C_{DR}	：抗力係数マトリックス
A_I	：排水質量マトリックス
A_D	：投影面積マトリックス
u	：構造物の変位ベクトル
w	：水粒子の変位ベクトル

この式（6.2.1）は、テンションレグの海底面上の固定点が不動で、対象地点の流体の速度、加速度が確定論的に扱える波浪動揺の解析などに有効である[11]。しかし、地震の位相差を評価しなければならない場合は、各地震入力点毎の運動を与えたうえで、それに伴う流体の運動も定義

しなければならないため、式（6.2.1）の表現を絶対座標系での表記に改めると共に、地震入力点（地盤）の動きと流体の運動を関連つける必要がある[12]。

二次元における地震動揺解析の場合と同様、地盤の水平方向の運動に対しては、流体のせん断抵抗が無視しうることから流体は運動しないものとし、地盤の鉛直方向の運動に対しては、流体を非圧縮性として地盤と同じ運動を流体もするものと仮定した[13]。すなわち、

$$\boldsymbol{u} \rightarrow \boldsymbol{u} + \sum_i \boldsymbol{I}_i u_{gi} \qquad \boldsymbol{w} \rightarrow \begin{bmatrix} w_x \\ w_y \\ w_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ u_{gz} \end{bmatrix} \tag{6.2.2}$$

ここに、

u_{gi}　：i 方向の地盤変位
$\boldsymbol{I}$i　：i 方向のみ１、その他０の単位ﾍﾞｸﾄﾙ

以上より、位相差を考慮した地震の解析の場合の運動方程式は、式（6.2.3）の通りとなる。

$$\begin{aligned} &\{\boldsymbol{M} + (\boldsymbol{C}_M - \boldsymbol{A}_I)\}\left(\ddot{\boldsymbol{u}} + \sum_i \boldsymbol{I}_i \ddot{u}_{gi}\right) + (\boldsymbol{C} + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D)\left(\dot{\boldsymbol{u}} + \sum_i \boldsymbol{I}_i \dot{u}_{gi}\right) + \boldsymbol{K}\left(\boldsymbol{u} + \sum_i \boldsymbol{I}_i u_{gi}\right) \\ &= \boldsymbol{C}_M \boldsymbol{A}_I\left(\ddot{\boldsymbol{w}} + \boldsymbol{I}_i \ddot{u}_{gi}\right) + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D\left(\dot{\boldsymbol{w}} + \boldsymbol{I}_i \dot{u}_{gi}\right) \end{aligned} \tag{6.2.3}$$

したがって、

$$\begin{aligned} &\{\boldsymbol{M} + (\boldsymbol{C}_M - \boldsymbol{A}_I)\}\ddot{\boldsymbol{u}} + (\boldsymbol{C} + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D)\dot{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{u} \\ &= -\{\boldsymbol{M} + (\boldsymbol{C}_M - \boldsymbol{A}_I)\}\sum_i \boldsymbol{I}_i \ddot{u}_{gi} - (\boldsymbol{C} + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D)\sum_i \boldsymbol{I}_i \dot{u}_{gi} - \boldsymbol{K}\sum_i \boldsymbol{I}_i u_{gi} + \boldsymbol{C}_M \boldsymbol{A}_I\left(\ddot{\boldsymbol{w}} + \boldsymbol{I}_i \ddot{u}_{gi}\right) + \boldsymbol{C}_{DR}\boldsymbol{A}_D\left(\dot{\boldsymbol{w}} + \boldsymbol{I}_i \dot{u}_{gi}\right) \end{aligned} \tag{6.2.4}$$

6.3 解析条件

6.3.1 構造条件および材料条件

解析に用いた構造条件ならびに材料条件は、第４章における解析と原則として同じとし、解析のための諸係数（付加質量係数、減衰定数等）は、第４章と同じように Mizuno ら[14]の値を用いた。座標系とエレメントの結合イメージを図- 6.3.1、図-6.3.2 に、また断面諸元および材料条件を表- 6.3.1、表- 6.3.2に示す。

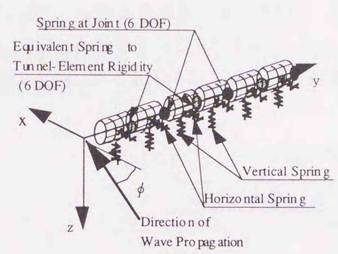


図- 6.3.1　全体解析の座標系

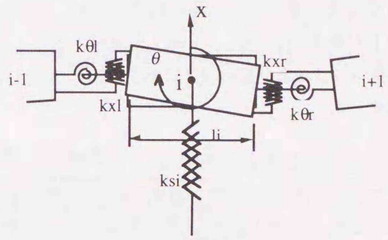


図- 6.3.2　エレメントの結合イメージ

6.3.2 地震波の設定

地震時の動揺挙動を解析する場合に一般的に用いられる地震波形は、加速度波形であることが多い。本研究においても、北海道噴火湾付近を対象とした地震波形として、（社）水中トンネル研究調査会海底土質研究小委員会が作成した人工加速度波形[15]を用いることとした。地震の継続時間は、水平、鉛直方向共に、20.48 秒（データサンプリング間隔 0.01 秒、データ数 2048）である。

地震に対する水中浮遊式トンネルの全体動揺を解析するためには地震変位

表- 6.3.1　断面諸元

Item	Unit	Specification
Weight	N/m	$2.82*10^6$
Buoyancy	N/m	$4.19*10^6$
Sectional Area of concrete	m^2	115.0
Moment of Inertia of Section	m^4	5000
Sectional Area of Leg	m^2	
Type A		0.12
Type B		0.12
Type C		0.09

表- 6.3.2　材料条件

Material	Unit	Concrete	Tension Leg
Unit Weight	N/m^3	$2.45*10^4$	$7.69*10^4$
Strength	N/m^2	$2.94*10^7$	$5.49*10^8$ (fy)
Modulus of Elasticity	N/m^2	$2.74*10^{10}$	$2.06*10^{11}$

波が必要なため、この地震加速度波を積分して変位波形に変換する必要がある。ここでは、吉田ら[16]が提案した変位波形生成の方法を用いることとした。これは地震の加速度と変位の関係を、弾性床上梁上の任意形状分布荷重と梁の曲げモーメントの関係に擬似化させたもので、地震変位波形の開始時と終了時における変位と速度が、梁の両端部の拘束条件と同様に、任意に制御が可能である。

この方法の場合、弾性床のバネ値と梁の曲げ剛性の比λがいわゆるフィルターの役割を果たすことになる。吉田らの研究によれば、この適切な値は0.01～0.1と報告されているが、本研究では積分後の変位波形に統計処理を行い、全変位データの期待値が最も0に近い（一方向へのドリフトが最も小さい）、λ=0.1を採用することとした。この地震波の諸元を表-6.3.3に、変位波形を図-6.3.3および図-6.3.4に示す。また、入力した地震波の変位スペクトルを図-6.3.5～図-6.3.6に示す。

表-6.3.3　地震波の諸元

加震方向	最大変位	最大加速度
水　平	8.8 cm	245 gal
鉛　直	2.1 cm	52 gal

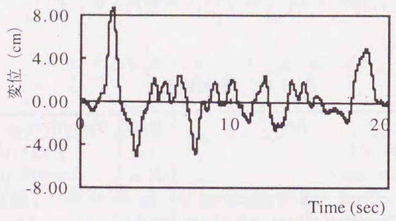


図-6.3.3　地震変位波形（水平方向）

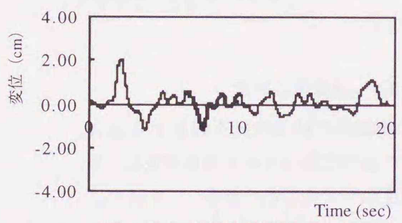


図-6.3.4　地震変位波形（鉛直方向）

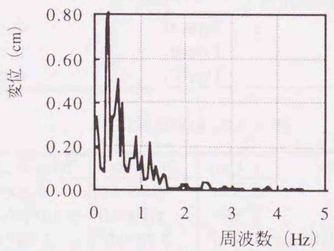


図-6.3.5　地震波の変位スペクトル（水平方向）

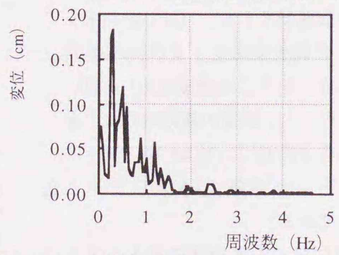


図-6.3.6　地震波の変位スペクトル（鉛直方向）

6.4 固有値解析

水中浮遊式トンネルの15次モードまでの固有振動数および周期は表-6.4.1、および表-6.4.2に示す通りである。また、Type-AのModal Shapeを一例として、図-6.4.1および図-6.4.2に示す。

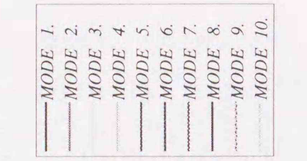
Type-AとType-Cを比較した場合、鉛直方向の固有周期については大きな違いがないものの、水平方向の固有周期は、Type-Aの1次モードで30秒を超える程長いのに対して、Type-Cの場合は1次モードでも2.85秒と鉛直方向のそれに近い。しかし、9～10次以上の高次モードでは、共に2秒以下となっている。また、Type-Aの水平方向を除いて、低次モードでの固有周期が互いに近いことも水中浮遊式トンネルの特徴である。トンネルの延長が長くなることにより、低次モードでの固有周期は互いにさらに近い値となることは、延長5 Kmの波浪時全体動揺モデルの固有値解析結果（4章参照）からも明らかである。

表-6.4.1　固有振動数と周期（Type-A）

	Horizontal (x-y Plane)		Vertical (y-z Plane)	
Mode	Freq.(Hz)	Period(sec)	Freq.(Hz)	Period(sec)
1	0.031	32.482	0.533	1.877
2	0.042	24.088	0.533	1.877
3	0.066	15.260	0.534	1.872
4	0.102	9.805	0.538	1.858
5	0.150	6.671	0.547	1.827
6	0.209	4.784	0.564	1.774
7	0.280	3.577	0.590	1.694
8	0.362	2.763	0.630	1.588
9	0.457	2.189	0.685	1.461
10	0.565	1.769	0.757	1.322
11	0.688	1.453	0.847	1.181
12	0.827	1.210	0.957	1.044
13	0.982	1.018	1.089	0.919
14	1.157	0.865	1.242	0.805
15	1.350	0.741	1.417	0.706

表-6.4.2　固有振動数と周期（Type-C）

	Horizontal (x-y Plane)		Vertical (y-z Plane)	
Mode	Freq.(Hz)	Period(sec)	Freq.(Hz)	Period(sec)
1	0.351	2.850	0.607	1.646
2	0.352	2.845	0.608	1.646
3	0.354	2.822	0.608	1.644
4	0.362	2.763	0.611	1.636
5	0.377	2.653	0.619	1.616
6	0.402	2.485	0.633	1.581
7	0.441	2.266	0.656	1.526
8	0.496	2.018	0.690	1.449
9	0.567	1.765	0.739	1.352
10	0.655	1.527	0.805	1.242
11	0.761	1.314	0.889	1.124
12	0.886	1.129	0.993	1.007
13	1.030	0.971	1.119	0.894
14	1.194	0.837	1.266	0.790
15	1.379	0.725	1.436	0.696



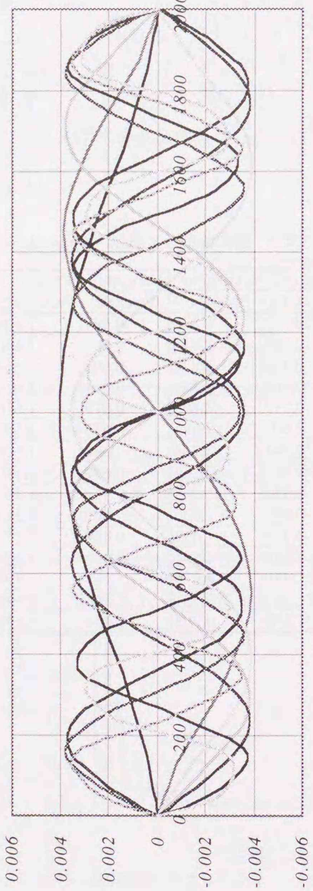
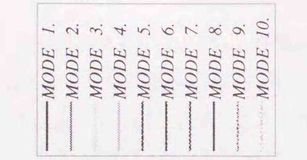


図-6.4.1　Type-A の水平方向 Modal Shape



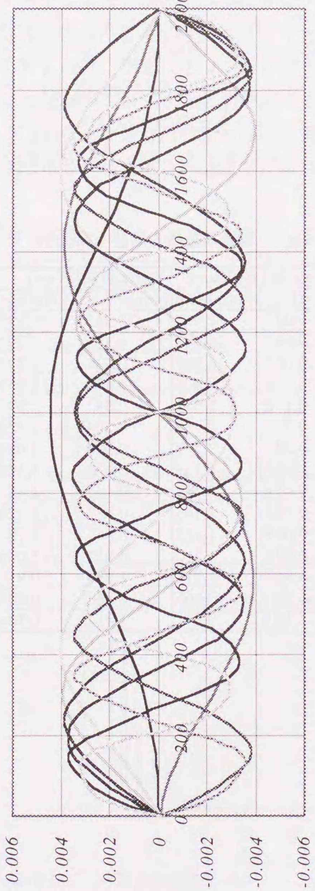


図-6.4.2　Type-A の鉛直方向 Modal Shape

6.5 位相差を考慮しない場合の地震動揺解析

まず最初に、最も一般的な地震動揺解析として、地震の伝播位相差を考慮しない場合について動揺解析を行った。Type-A および Type-C についての動的応答倍率を見てみたものが、図-6.5.1 および図-6.5.2 である。縦軸は入力した地震波の加速度に対する応答倍率、横軸は地震波の入射角を示している。これらの図から、トンネルが軸直角方向に振動する場合は比較的低い応答倍率を示すのに対し、トンネル軸方向や鉛直方向の応答は大きくなっているのが分かる。特にこのケースでは、ある特定の角度、すなわち 60° で入射したときに、地震の卓越周期と反応して極めて大きな鉛直方向応答を示している。

以上より、同位相で加震された水中浮遊式トンネルの特性として、以下のことが言える。

①係留索形状に関わらず、トンネル軸に直角な方向に加震される場合の応答倍率は低い。これは、この方向の固有周期が地震の卓越周期に比べて長いためである。

②しかし鉛直方向に対しては、いずれの係留索形状においても応答が大きくなる。すなわち、水中浮遊式トンネルの設計上最も重要な要素であるスラックは、地震時における鉛直方向動揺時、特に特定の入射角の時に生じ易い。

③トンネル軸方向の応答についてもかなり大きな値を示している。

しかし、③に示したトンネル軸方向の挙動は、地震波が特定の方向に位相差なしで入射した場合を想定したもので、現実にはこのような条件は生じ得ないと考えられる。たとえば、地震波自身が特定方向にのみ震動することはなく、またトンネル延長が長くなると位相のずれも大きくなることから、実際の震動はこれらの効果の重ね合わせとして、応答は小さくなる傾向にある。したがって、この解析結果がすぐに固定端部への伝達荷重になるとは考えにくい。

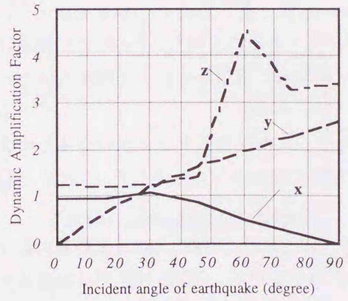


図-6.5.1　地震による応答加速度（Type-A）

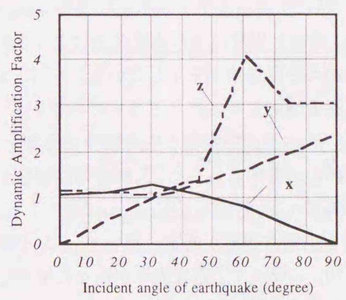


図-6.5.2　地震による応答加速度（Type-C）

6.6 正弦パルス波による動揺特性

6.6.1 解析ケース

本解析の目的は、実際の地震波の入力に先立ち、周期の異なる正弦パルス波をType-A、Type-Cの水中浮遊式トンネルに入射し、伝播位相差がある状態での動揺特性を検証することである。本解析では、パルス波はトンネル軸方向に沿って伝播し、トンネル軸直角方向の水平および鉛直運動をするものとした。解析にあたり、正弦波の周期は地震の卓越周期成分となる周波数領域で7ケース、伝播速度は人工地震波を合成した時の地盤条件を元に設定した。解析ケースは、以下の通りである。

正弦波の周期：以下の7ケース（単位はいずれもsec）

0.2、0.5、1.0、1.5、2.0、2.5、3.0

伝播速度：以下の4ケース（単位はいずれもm/sec）

200、400、800、Infinity（同時加震）

6.6.2 解析結果

トンネル軸方向に沿った場所毎に、応答変位の最大値を示したのが、図-6.6.1～図-6.6.4である。いずれも水平方向に加震している。図-6.6.1および図-6.6.2のように、構造物の卓越周期よりも低い入射波周期0.2秒では、Type-A、Type-C共、当然低い応答を示している上、伝播位相差の影響もほとんど出ない。しかし、図-6.6.3および図-6.6.4のように、入射波周期が1.5秒程度になると、Type-Cの場合は応答値が高くなるとともに、伝播速度の違いによる影響が顕著に出てくる。特に伝播速度が200m/secの場合は伝播時間が10秒と長くType-Cの卓越周期の数倍になるため、減衰と周囲函体の拘束効果により応答値が抑えられるのに対し、その他の伝播速度では2倍を超える応答倍率を示している。一方、Type-Aの場合は構造物の固有周期が長いため、若干の応答の増加見せるにとどまっている。

次に、入射波の振動数と応答倍率の影響を見るため、水中浮遊式トンネルの全体と中央部付近の函体の運動に着目して、入射波の振動数と応答倍率の関係をプロットした。これを、図-6.6.5～図-6.6.12に示す。

水平方向固有周期が非常に長いType-A（図-6.6.5、図-6.6.7）では、入射波振動数の低下（周期の増加）に伴って、応答倍率が徐々に増加していくのが分かる。今回の計算では地震波を想定しているため、周期で3.0秒、振動数で0.33Hzまでしか計算を行っていないため、Type-Aの低次モード固有周期に近い入射波に対する応答結果はない。しかし、構造物の固有周期に対応するところまで、応答は上昇していくものと予想される。一方、Type-Cの場合は、水平方向の1次モード固有周期が2.85秒のため、図-6.6.6、図-6.6.8に示すように、入射波周期3.0秒（振動数0.33Hz）でほぼピークを見せるような形となる。鉛直方向の場合も、Type-A（図-6.6.9、図-6.6.11）、Type-C（図-6.6.10、図-6.6.12）共、各々の卓越固有周期付近でピークを生じている。

次に伝播速度の影響だが、固有周期の長いType-Aの水平方向とその他の場合とで、大きく様相が異なっている。Type-Aの水平方向加震時では、図-6.6.7のように、同時加震（伝播速度：∞、図中の表記でInfinity）の場合に最も大きな応答を示しているものの、伝播速度を考慮しても、今回設定した伝播速度の範囲では、大きな応答変位の差が見られない。これに対し、Type-Aの鉛直方向、Type-Cの水平、鉛直両方向とも、伝播速度の違いによる応答の差が見られ、特に伝播速度が200m/secの場合には、安定して小さな応答を示している。

これは、伝播速度200m/secの時の伝播時間が10秒と長く、Type-Aの水平方向以外では、構造物の固有周期を大きく上回るためと思われる。すなわち、順次変位は伝わっていくものの、伝播速度が遅いため、周辺函体の拘束と減衰の影響を受けて応答が大きくならないものと考えられる。

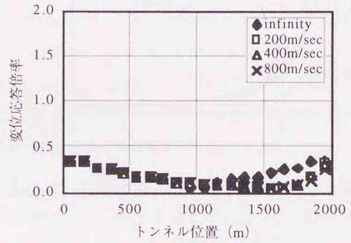


図-6.6.1　水平変位応答（Type-A、周期0.2sec）

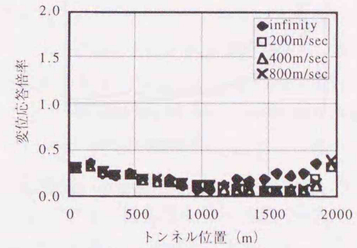


図-6.6.2　水平変位応答（Type-C、周期0.2sec）

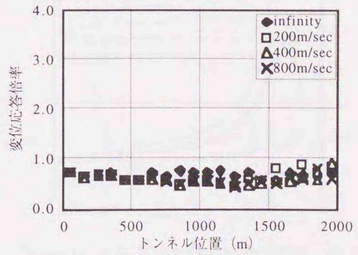


図-6.6.3　水平変位応答（Type-A、周期1.5sec）

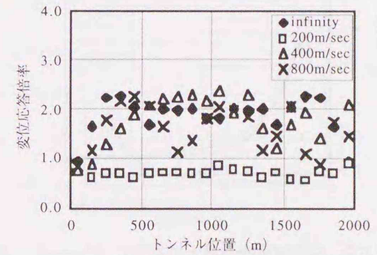


図-6.6.4　水平変位応答（Type-C、周期1.5sec）

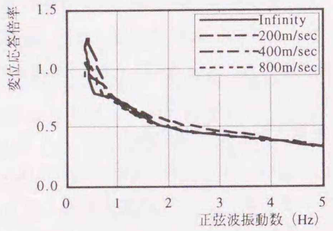


図- 6.6.5　水平加震時最大応答変位（ Type-A ）

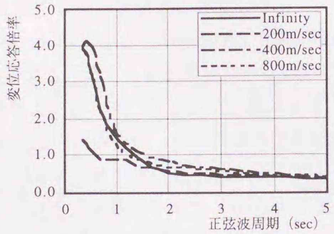


図- 6.6.6　水平加震時最大応答変位（ Type-C ）

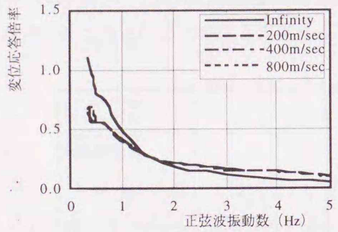


図- 6.6.7　水平加震中央部函体応答変位（Type-A）

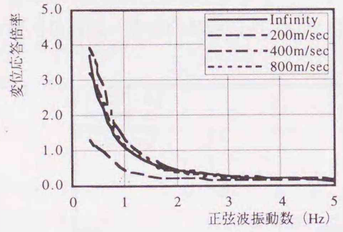


図- 6.6.8　水平加震中央部函体応答変位（Type-C）

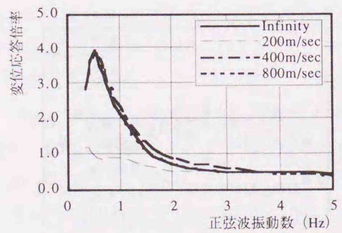


図- 6.6.9　鉛直加震時の最大応答変位（Type-A）

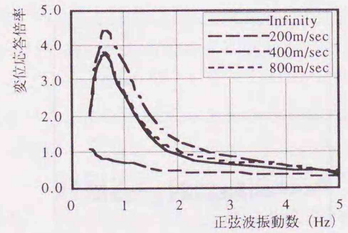
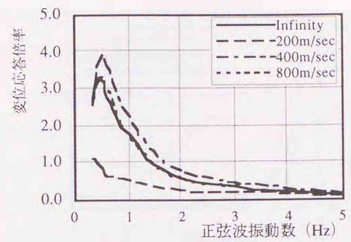


図- 6.6.10　鉛直加震時の最大応答変位（Type-C）



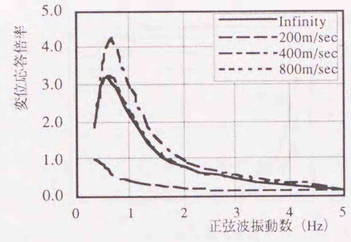


図- 6.6.11　鉛直加震中央部函体応答変位（Type-A）　図- 6.6.12　鉛直加震中央部函体応答変位（Type-C）

同様に、水中浮遊式トンネル中央部の函体間ジョイント部において発生する曲げモーメントに着目したのが、図- 6.6.13～図- 6.6.20 である。構造物の卓越固有周期に対応して曲げモーメントのピークが生じることについては、応答変位の場合と同じである。しかし、図- 6.6.17～図- 6.6.20 に示すように、鉛直方向の振動の場合、伝播速度 400m/sec の時が、最も大きな曲げモーメントのピークを示していることが分かる。入力している正弦波の周期と伝播速度から、構造物は４次ないし５次モードで振動しており、この時の変形形状がトンネル中央部での高い曲げモーメントをもたらしているものと考えられる。なお、「6.4　固有値解析」の部分でも触れた通り、水中浮遊式トンネルの特徴として、これらのモードの周期も、１次モードとはあまり変わらない周期を有している。このことから、全く同じ周期（振動数）の入射波でも、明らかに１次モードが卓越する同時加震と、それよりも高次のモードを励起する伝播速度を伴う加震で、大きく異なった曲げモーメント応答を示すことになり、伝播速度の評価が重要であると言える。

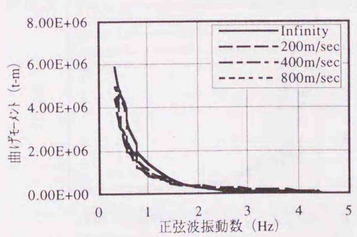


図- 6.6.13　水平加震時最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

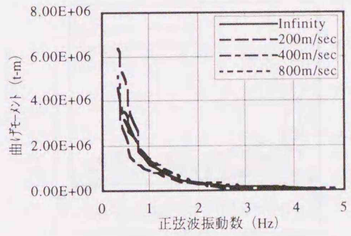


図- 6.6.14　水平加震時最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-C）

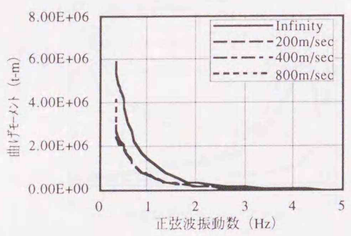


図- 6.6.15　水平加震時中央部曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

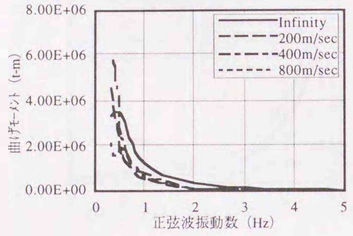


図- 6.6.16　水平加震時中央部曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-C）

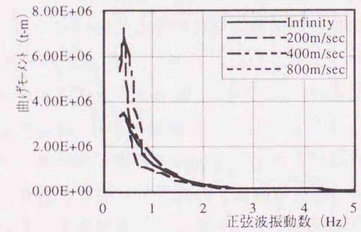


図- 6.6.17　鉛直加震時最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

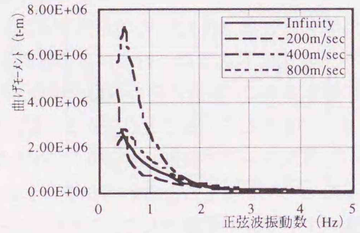


図- 6.6.18　鉛直加震時最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-C）

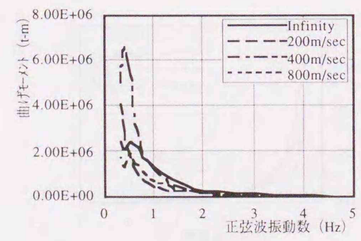


図- 6.6.19　鉛直加震時中央部曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-A）

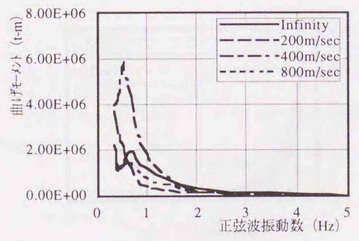


図- 6.6.20　鉛直加震時中央部曲げﾓｰﾒﾝﾄ（Type-C）

6.7 伝播位相差を考慮した動揺特性

6.7.1 応答変位の検討

地震波を入力した際の応答変位を見るため、図- 6.7.1～図- 6.7.4 にトンネル軸に沿った各地点での最大応答変位を表した。図から明らかなように、Type-A の水平方向動揺は伝播速度に関わらず、1.0 以下の応答変位となっている。これは Type-A の水平方向卓越周期が地震波の周期に比べて相当に長いため、あまり応答しないことを示している。しかし、図- 6.7.4 に示した Type-C の鉛直方向のように、構造物の固有周期が地震波の卓越周期に近い場合は、当然応答変位も大きくなる上、同時加震した場合（Infinity）でも、伝播速度を変化させた場合でも、伝播速度が極めて遅い（200m/sec）ケースを除いてはあまり差がない。すなわち、伝播速度よりも地震波自体の周波数特性と構造物の卓越固有周期のバランスによって応答が決まってくる。伝播速度が 200m/sec の場合は、応答変位が小さく安定しているが、これは正弦波を入力したケースでも述べたように、順次振動が伝播する中で、周辺函体による拘束効果によりトンネル全体の応答変位が抑えられるためである。

この伝播速度が極めて遅い状態（200m/sec）でのトンネル全体の振動性状を比較するため、Type-A の水平方向加震と、Type-C の水平方向加震を取り上げて、地震波伝播の様子を示した。これが図- 6.7.5 と図- 6.7.6 である。入力した地震波は全体で約 20.5 秒であり、地震波は図の左側から入射してくる。図の変位は、地震波が完全に入射し終わったところ（After 20.5 sec ）、地震波の終端がトンネル中央部にさしかかったところ（ After 25.5sec）、および地震が完全に通過し終わったところ（After 30.5sec）を示している。Type-A の場合は、地震波の卓越周期に比べて構造物の固有周期が長いため、そもそも応答変位が小さいが、地震が完全に通過し終わってからも振動が残っている。一方、Type-C の場合は減衰が早く、地震通過直後の変位（After 30.5sec）が格段に小さくなっているのが見られ、Type-A の水平方向加震以外のケースで、極めて遅い伝播速度の場合に応答変位が抑えられる状況を示している。

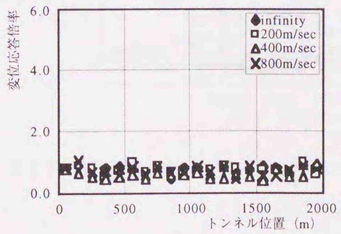


図- 6.7.1　水平変位応答の分布（Type-A）

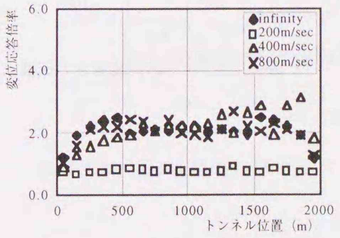


図- 6.7.2　鉛直変位応答の分布（Type-A）

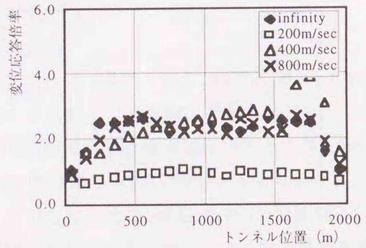


図- 6.7.3　水平変位応答の分布（Type-C）

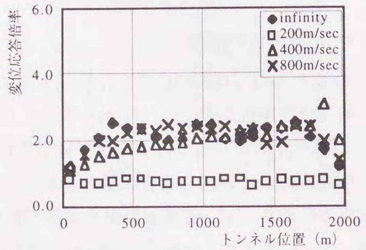


図- 6.7.4　鉛直変位応答の分布（Type-C）

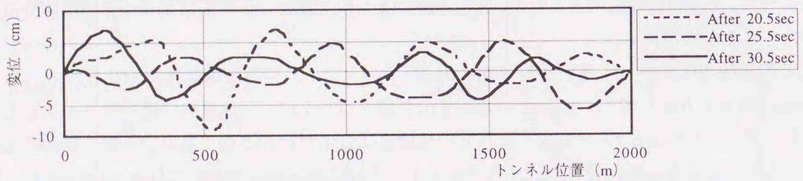


図- 6.7.5　水平方向地震波の伝播（Type-A、伝播速度 200m/sec）

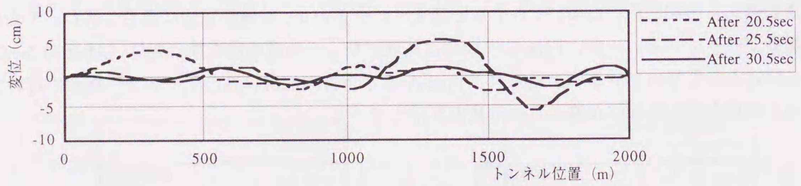


図- 6.7.6　水平方向地震波の伝播（Type-C、伝播速度 200m/sec）

6.7.2　曲げモーメントの検討

次に、トンネル函体間のジョイント部に作用する曲げモーメントについても、応答変位と同様、各地点毎の最大値をプロットした。これを図- 6.6.7～図- 6.7.10 に示す。

Type-A の場合は、伝播速度の違いによるバラツキが応答変位の場合よりも大きくなる傾向にあるが、同時加震したケースについて検討しておけば、概ね発生曲げモーメントの推定ができると言えよう。これに対し Type-C の場合は、伝播速度の影響が 400m/sec の時に、極めて大きな曲げモーメントを発生し、同時加震のケースだけでは過小評価することが分かる。すなわち、正弦波を入力した際の曲げモーメント応答の結果が示す通り、４～５次といった構造物の特定モードに対応する伝播速度での加震が、曲げモーメントの評価上支配的となる。

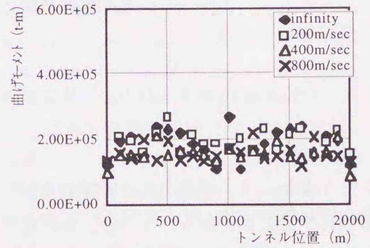


図- 6.7.7　水平加震時曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布（Type-A）

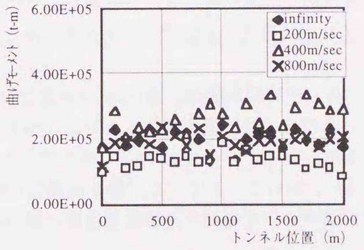


図- 6.7.8　水平加震時曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布（Type-C）

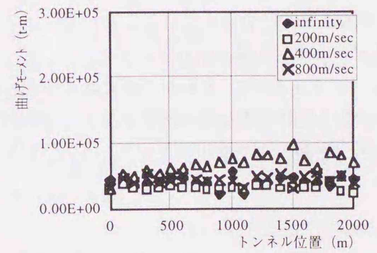


図- 6.7.9　鉛直加震時曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布（Type-A）

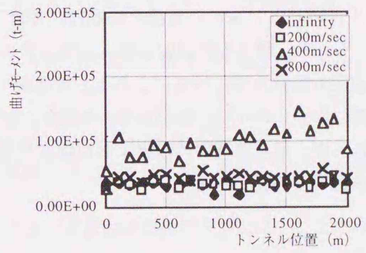


図- 6.7.10　鉛直加震時曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布（Type-C）

6.8 考　察

構造物の固有周期と地震の卓越周期の関係は、地震時の運動特性を大きく左右する要素であるが、水中浮遊式トンネルの場合は、係留索配置の選択によりかなり大きな選択の幅を有しており、それが地震時応答にも大きな差異を生じる結果となる。特に今回検討したType-Aの水平方向の固有周期は、地震の卓越周期に比べて非常に長いため、同じType-Aの鉛直方向やType-Cの水平、鉛直両方向の運動とは大きく動揺特性が異なった。ここでは、Type-Aの水平方向運動のように、地震の卓越周期に比べて長い固有周期を有するものを「長周期型構造」、構造物の周期と地震の卓越周期が比較的近いType-Aの鉛直やType-Cについては「中周期型構造」と呼ぶことにして、本研究で明らかになった事項を整理する。

①長周期型構造の場合は、同時加震のケースに対して検討を行えば、応答変位や函体間ジョイントに発生する曲げモーメントをある程度的確に把握できる。

②一方、中周期型構造の場合は、伝播速度の違いによる応答の差がでるため、同時加震のケースだけでは、過小評価する可能性がある。

③特に、曲げモーメントなど発生断面力の検討を行う場合には、伝播速度の影響が大きく生じるため、支配的となる伝播速度について十分検討する必要がある。その際、本研究で行ったような正弦パルス波によるパラメトリックな検討の結果が、実際の地震波を入力した際の応答についても適切な予見を与えるものであることが判明した。

水中浮遊式トンネルの地震時挙動は、加震方向や伝播速度の影響を受けることが明らかになった。しかし、現実の地震動は様々な周波数成分を有する上、加震方向も逐次変化する。さらに伝播速度も当該地盤の特性によりある程度絞り込みはできるものの、本解析で求めたような一定速度ではない。こうしたことから、一般論として解析値は設計上安全側の結果を与えるものと予想されるが、長大構造物に作用する地震波自身の特性（振動方向や位相差など）についても今後十分検討する必要がある。

■ 第6章　参考文献

[1] （社）日本海洋開発産業協会，昭和63年度　海洋石油生産プラットホーム開発調査　報告書，1989

[2] （社）日本海洋開発産業協会，平成元年度　海洋石油生産プラットホーム開発調査　報告書（Ⅱ），1990

[3] Morgan, J. R., Malaeb, D., Dynamic analysis of tension-leg platforms, *INSE /SEE-82033,PB-83-100982*, 1982

[4] Larsen, C. M. et al., Nonlinear Static and Dynamic Behavior of Tension Leg Platform Tethers, *International Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium, ASME*, Vol. 1, pp.41-51, 1984

[5] Liou, G.S. et al , Response of Tension -Leg Platforms to Vertical Seismic Excitations, *Report No. UCB EERC 85 14*, University of California, USA, 1985

[6] Brancaleoni, F., Castellani, A., D'Asdia, P., The response of submerged tunnels to their environment, *Eng. Struct.*, Vol. 11, pp.47-56, 1989

[7] Bruschi, R. , Marazza, R.,Leira, B.J. , Submerged Buoyant Anchored Tunnels: Response Analysis for Earthquake Excitation, *Eurodyn*, Trondheim, Norway, 1993

[8] 山田善一　他，多スパン連続高架橋のランダム地震応答解析－入力位相差効果について，第16回土木学会地震工学研究発表会，1981

[9] 土岐憲三　他，進行地震波動による連続高架橋の応答解析，第16回土木学会地震工学研究発表会，1981

[10] ラハルジョ　テグー他，入力地震波の位相差を考慮した斜張橋の地震応答解析，構造工学論文集 Vol.42A, 1996

[11] 蟹江　俊仁，三上　隆,角田　與史雄，水中浮遊式トンネルの波浪動揺特性について，土木学会論文集 No.556／I-38、pp.159-168, 1997

[12] 蟹江　俊仁，韮沢　憲吉，三上　隆,角田　與史雄，水中浮遊式トンネルの地震動揺特性について，海洋開発論文集, 1997

[13] 山崎　晶他，上下方向地震動に対する水中トンネルの応答特性，海洋開発論文集　Vol.9, pp.331-336, 1993

[14] Mizuno, S. et al, Experimental Study on Characteristics of Submerged Floating Tunnels under Regular Waves, *The 3rd Symposium on Strait Crossings*, pp.667-674, Alesund, Norway , 1994

[15] 海底土質研究小委員会，（社）水中トンネル研究調査会，平成4年度　海底土質研究小委員会報告書，札幌，1993

[16] 吉田　裕，岡山　和生，地震加速度記録の積分における濾波計算のアルゴリズム，土木学会論文報告集,第221号, pp.25- 38, 1974

7　設計手法の検討と試設計

7.1 概　説

本章では、これまでの研究成果を踏まえ、水中浮遊式トンネルの設計手法について考えていく。設計手法論を論じるためには、具体的な対象地域を設定した上で構造形状を仮定し、試設計を行う中で検討を重ねていくことが望ましいと考える。

ここでは、次のような条件を設定した[1]。

対象地域：北海道南西部　噴火湾口

用　途　　：①鉄道（新幹線規格）トンネル
　　②道路（自動車専用道路）トンネル
　　③共同溝

機能条件　：①鉄道
　　新幹線　複線
　　②道路

設計耐用年数：１００年

図- 7.1.1に噴火湾の平面図を、また、図- 7.1.2には縦断面図を示した。なお、本試設計では、No.2 換気塔と N0.3 換気塔の間の、延長 7 km の部分を対象にしている。

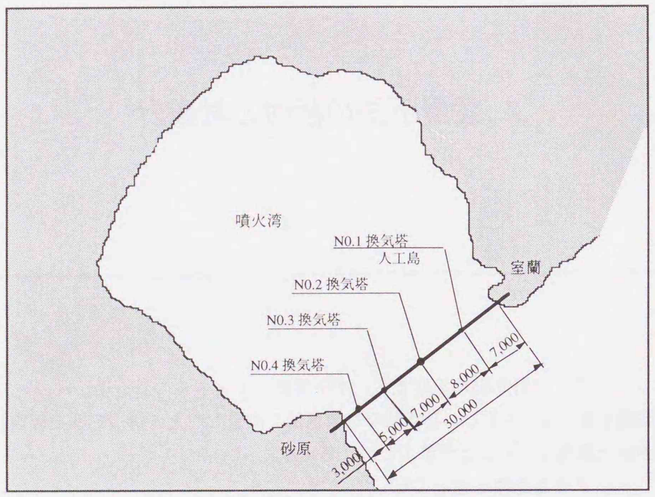


図- 7.1.1　噴火湾平面図および深浅図

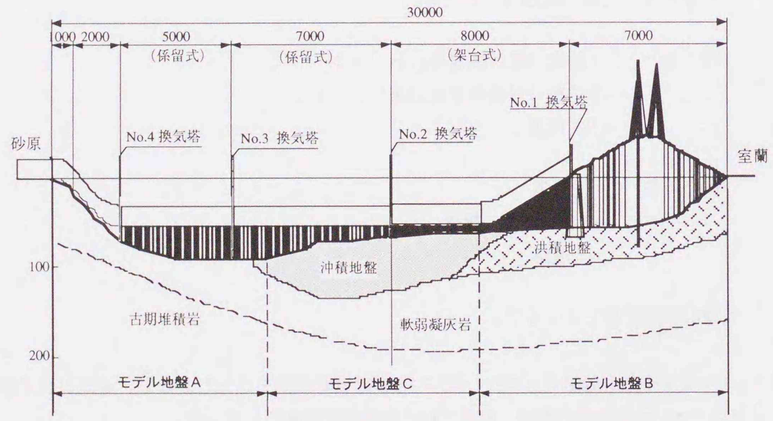


図- 7.1.2　縦断面図

7.2 限界状態設計法と設計理念

ここでは、設計手法として国際的な趨勢となっている限界状態設計法を採用することとした。検討すべき限界状態には各種のものがあるが、検討の方法の相違に基づいて、終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態の３つに区分し、構造物または部材が設計耐用期間中にその安全性、機能性を満足しなくなる全ての限界状態について検討することとした。各限界状態において想定している状態、設計上の理念、設計手法等は、表-7.2.1に示すように設定し、これらの限界状態に至らないことを設計の原則とした[2]。

表-7.2.1　限界状態の定義と設計理念

限界状態		想定している状態	設計上の理念	変動荷重の非超過確率の目安	解析方法	照査基準					
						変位・加速度	部材検討				
	レベル						RC コンクリート	RC 鉄筋	鋼構造材	係留索	地盤
終局限界	レベル２	極めて再現期間の長い外力あるいは突発事象により、部分的な損壊が生じその後の全体的あるいは進行的な破壊が懸念される状態	利用者多数の死傷を避けるため、構造物の全体的あるいは進行的な崩壊を防ぐ 本構造の損壊による二次被害（周辺航行船舶等）を最小にする。	０.９（耐用年数100年の場合 ９５０年）	動的線形 構造等の非線形性が強い場合は非線形解析要	要	塑性理論（終局耐力）	塑性理論（降伏応力）	塑性理論（降伏応力）	引張側：破断限界 圧縮側：初期張力の100%喪失	極限耐力及び変位
	レベル１	再現期間の長い外力により、構造の各部分で損傷の発生が懸念される状態	利用者の被害は一切生じないようにする。部材については修復困難な損傷が生じない。	０.５（耐用年数100年の場合 １４５年）	動的線形 構造等の非線形性が強い場合は非線形解析要	要	弾性理論（降伏限界）	弾性理論（降伏応力）	弾性理論（降伏応力）	引張側：降伏限界 圧縮側：初期張力の８０%喪失	降伏耐力
使用限界	供用性	要求される機能性が損なわれる恐れのある状態 あるいは、供用性が損なわれてはならないと考えられる状態	通常通りの利用が可能である。	（事業性などから決定）	静的線形 構造等の非線形性が強い場合は非線形解析要	要					
	耐久性	部材あるいは構造の耐久性に影響を及ぼして欲しくないと考えられる状態。ｺﾝｸﾘｰﾄの場合にはひびわれに代表される。	設定した条件に対してひび割れ等が発生しないようにする。		静的線形		弾性理論（許容ひび割れ幅）	弾性理論（許容ひび割れ幅）	弾性理論	弾性理論	変位
疲労限界		疲労により部材の強度が低下し、損傷が生じる状態。 あるいは、疲労による強度低下が生じて欲しくないと考えられる状態。	疲労による低下を見込んだ強度が、繰り返し荷重を下回らない。		静的線形 構造等の非線形性が強い場合は非線形解析要		S-N 線図 材料強度低下式	S-N 線図 材料強度低下式	S-N 線図 材料強度低下式	S-N 線図	

7.3 水中浮遊式トンネルの設計手順

水中浮遊式トンネルは変位の小さい従来の構造物と異なり、その重量、係留方式、函体間の連結方法、トンネル両端部での固定方法などによって、発生する変位や断面力などが大きく変化する特性を持っている。このため、構造諸元の仮定とその結果生じる応答変位量や断面力を繰返しフィードバックしながら、適切と思われる基本構造諸元を設定していくことなどが必要である。図-7.3.1は水中浮遊式トンネルの一般的な設計手順を示したものだが、支配的と思われる荷重や限界状態に対する概略検討を設計の早い段階で行っておく方が効率的な場合も多く、あくまでも標準的な設計の手順であることを念頭において設計を行うべきである。

基本的な構造と諸元の設定を行った後、限界状態ごとに荷重の組合せを決定し、適切な荷重の再現期間を選定する。変動荷重の算定は、終局限界状態における主たる変動荷重、使用限界状態ならびに疲労限界状態の変動荷重として、動的な効果を考慮する必要がある波浪や地震荷重と、その他の荷重（従たる変動荷重として扱われる波浪荷重と地震荷重も含む）に分けて考えることを基本としている。前者については、耐波浪解析や耐震解析に示す動的な解析によることとし、後者については静的な方法によることでもよいだろう。

耐波浪設計ならびに耐震設計は、水中浮遊式トンネルに作用する流体からの圧力や全体の動揺を解析するものであり、解析の結果得られる変位や加速度、あるいは断面力（トンネル本体、継手部、テンションレグ、換気塔との接合部など）は、その後の全体安定の検討並びに各部材設計に用いられる。

各部材の設計にあたっては、上記の耐波浪解析、耐震解析で得られた断面力あるいは荷重と、静的な解析により求められるその他の荷重を、各限界状態毎に設定した組合せに従って重ね合わせ、部材設計用の断面力等を算出する。

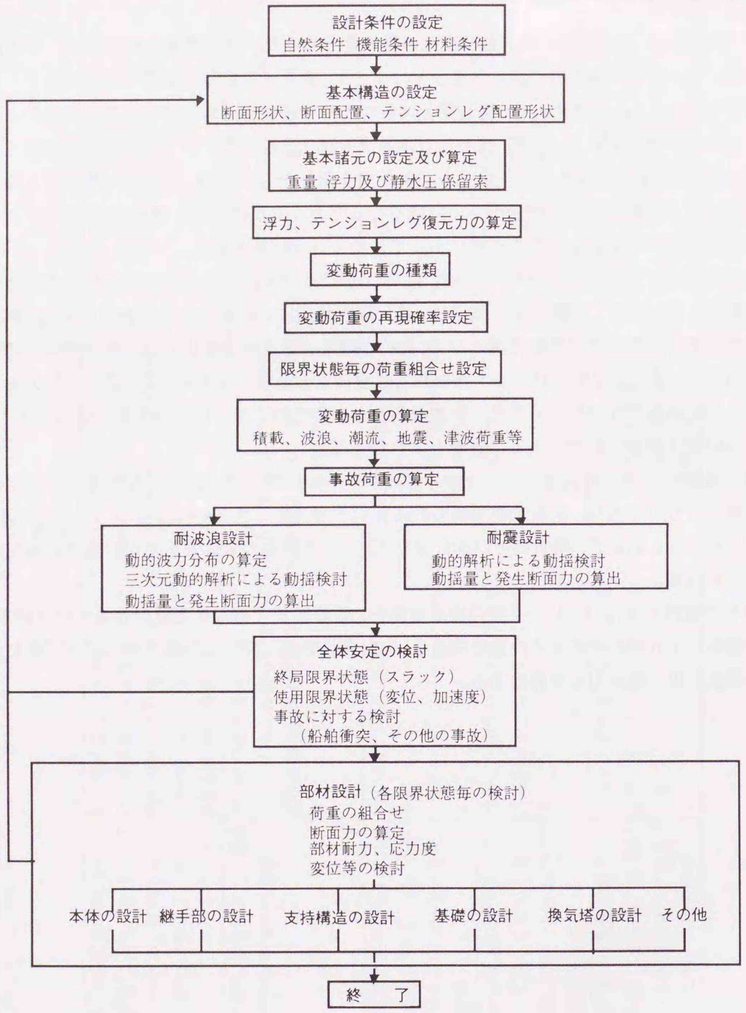


図- 7.3.1　設計手順

7.4 基本構造の設定

7.4.1　構造設定上の留意点

水中浮遊式トンネルは、計画上の自由度が高い構造物である反面、設計の元となる構造の設定が難しい。ここでは、噴火湾の例を対象に、構造設定上考慮すべき事項について考えてみる。ただし、最初の仮定として、水中浮遊式トンネルの係留方式にはType-Aを採用することとし、一般構造図は図- 7.4.1～図- 7.4.2のように設定した。

■トンネル上部のクリアランス

水中浮遊式トンネルの上部クリアランス（トンネルの設置レベル）は、想定される航行船舶の水深から設定される。噴火湾での航行船舶調査の結果、最大喫水は25 mであることが判明しており、これに潮位変動やトリム等の余裕代５mを加えた30 mと設定した。

■テンションレグのピッチの設定

トンネルの施工上、テンションレグの軸方向取付けピッチを大きくとる方が一般的に経済的であるのに対し、トンネルの軸方向断面応力にとっては、ピッチを細かく取る方が一般に有利である。テンションレグのトンネル軸方向取付けピッチは、これらの特性を配慮して決める必要があり、ここでは、１００ｍを採用することとした。

■トンネル１函体の長さ

トンネル１函体の長さは、２００ｍとした。この背景には次の２点がある。

①安定上の問題：トンネルの安定性確保のため、トンネルの軸方向断面内での回転（ピッチング）を防ぐため、１函体当たり最低２箇所のテンションレグ取付けが望ましい。レグの取付けピッチ100 mをもとに１函体あたりの長さが設定された。

②施工上の問題：トンネルの施工効率を向上させるため、１函体長はある程度長い方が望ましいが、長くしすぎると、施工時（曳航時も含む）の応力度が過大になったり、取り扱いが困難になったりする。ここでは、沈埋トンネル等の実績を参考に２００ｍ程度が妥当と判断した。

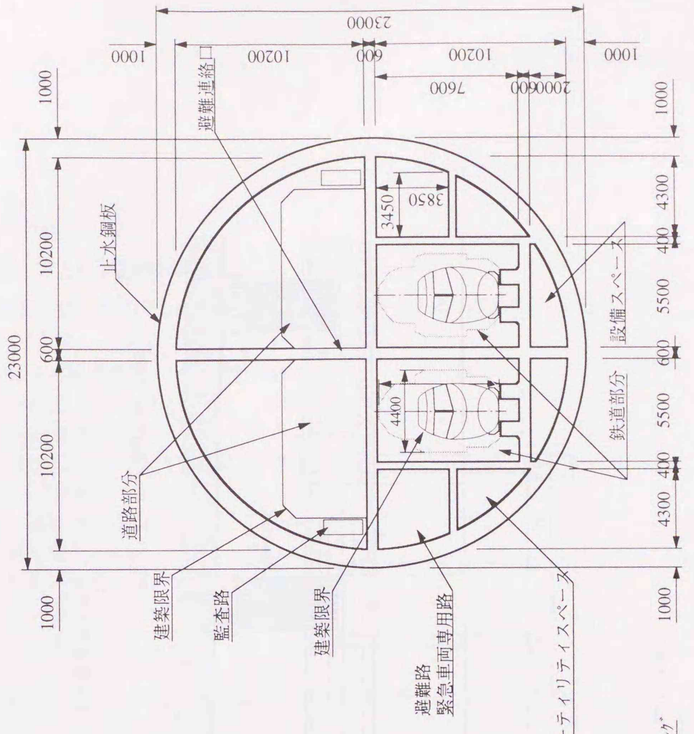
■トンネル断面内の施設配置

トンネル断面内の施設配置は、内包する所用機能の機能性確保の観点から決定される他、万一の進水に対しても配慮する必要がある。メインとなる道路、鉄道（各々上下線）は、隔壁で仕切られる構造とし、止水の面では独立な構造となっている。

■テンションレグの１箇所当たり本数

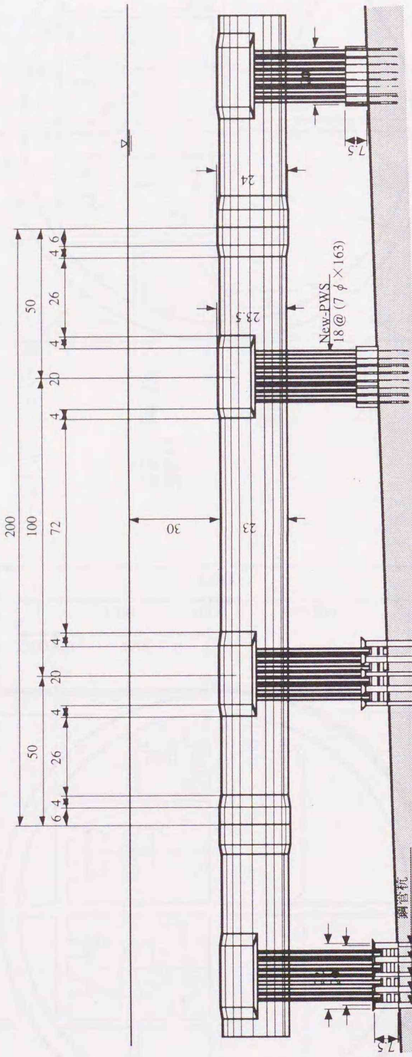
テンションレグの取付け１箇所当たり本数は、事故などによる万一の破損の場合にも、致命的な断面損失を招かぬよう、複数本とすることが必要である。同時に、トンネル外殻部の応力集中を避ける意味でも、適切な本数を設置し、外郭部の応力度を分散させることが望ましい。本設計では、上記を考慮して、18 本（幅 20 m に渡って配置）とした。

一般部断面図　S＝1：300



レグ取付部断面図　S＝1：300

図-7.4.1　水中浮遊式トンネル標準断面図



Aタイプ標準側面図　s=1：1,500

グラウンドアンカー式基礎を用いた場合

単位：m

トンネル標準側面図

図-7.4.2　水中浮遊式トンネル

鋼製フレームによるテンプレート基礎を用いた場合

7.4.2　基本諸元

(1)　死荷重、浮力および断面諸元

一般構造図に従って算出した本体の諸元は次の通りである（奥行き１ｍ当り）。

ｺﾝｸﾘｰﾄ断面積	：	115.0 m^2
外殻部	：	69.1 m^2
内部隔壁	：	45.9 m^2
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ（内部隔壁は考慮しない）		
水平軸回り	：	4,200 m^4
鉛直軸回り	：	4,200 m^4
回転慣性ﾓｰﾒﾝﾄ	：	8,360 m^4
ｺﾝｸﾘｰﾄ重量	：	288 tf
浮　力	：	428 tf
比　重	：	0.77

但し、普通コンクリートを使用の上、バラスト調整等（40 tf/m）を行う。

上記の計算から、テンションレグ取付１箇所に作用する初期張力 T_i は、次の通り計算される。

(428 - 288 -40) tf／m　×100 m　÷2 本＝　　5,000 tf／箇所

(2)　テンションレグ

テンションレグは終局限界状態レベル２に対してスラックが生じないこととしている。また、レベル１については、テンションレグの復元力に非線形性が生じる限界として、初期張力の20%程度と言われているため、最も弛緩した状態でも、これを下回らないように設定する。したがって、テンションレグ張力の範囲は、それぞれの限界状態に対して、次の範囲内になければならない。

終局限界状態レベル２：　$0 \leqq T \leqq T_y$

終局限界状態レベル１：　$0.2\,T_i \leqq T \leqq T_e$

但し、

T_y　：降伏限界張力

T_e　：弾性限界張力

テンションレグに重防食被覆平行線ケーブル（NEW-PWS）を用いるとすると、その諸元は次のようになる。

引張強度（kgf / mm²）	：	160	
降伏強度（kgf / mm²）	：	120	
弾性限界（kgf / mm²）	：	96	（$0.6P_u$ と仮定）
弾性係数（kgf / mm²）	：	2.0*10⁶	

これより、テンションレグの所要断面積は、表- 7.4.1の通りとなる。

表- 7.4.1　テンションレグの所要断面積

限界状態のレベル	レベル２	レベル１
初期張力（tf）	5,000	5,000
所要断面積（cm²）	833	938

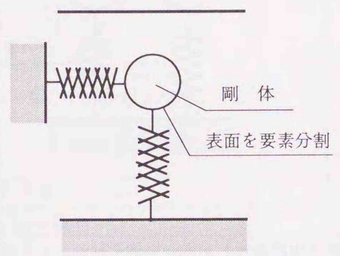
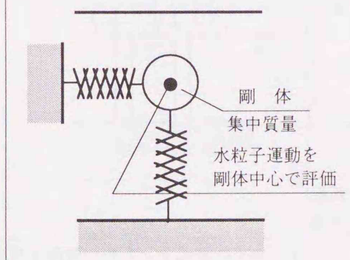
最終的なレグ断面積の設定には、動的な検討によるトンネルの振動特性等を考慮する必要がある。本構造の場合疲労が支配的となるため、疲労強度を考慮した上で、これらより大きい次のような値を設定した。

設定断面積（cm²）	：	1,120
仕　様	：	18@ (7 ϕ ×163)

7.5 解析モデルの選定

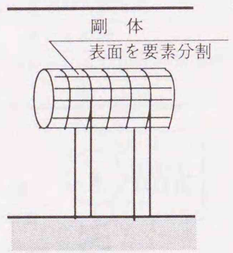
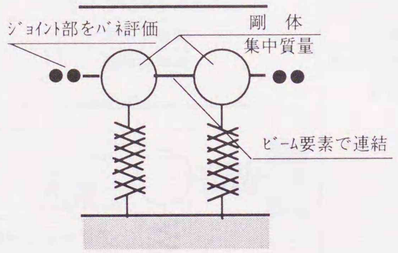
適切な解析モデルを選定することが重要である。表- 7.5.1および表-7.5.2に、水中浮遊式トンネルの波浪や地震などの動的な解析を行う場合の解析モデルを紹介し、その得失について整理した。本試設計例の耐波浪、耐震解析においては、これらの特徴を踏まえた上で、修正モリソン式による方法を採用した。

表- 7.5.1　代表的解析モデル（二次元）

モデル		二次元軸直角断面モデル	二次元軸直角断面モデル
解析方法		境界要素法	剛体－バネ
流体力評価		回折波理論	修正モリソン式
モデルイメージ			
適用	波浪	○	○
	地震	△	○
目　的		水中浮遊式トンネル一般部（換気塔など端部の拘束の影響の小さい所）での、次のような項目の算出 ①トンネルの鉛直断面内変位、加速度 ②鉛直断面内でのテンションレグ張力 ③外殻に作用する二次元動圧力分布	水中浮遊式トンネル一般部（換気塔など端部の拘束の影響の小さい所）での、次のような項目の算出 ①トンネルの鉛直断面内変位、加速度 ②鉛直断面内でのテンションレグ張力
特　徴		トンネル外殻部に作用する流体圧力分布が得られるのが特徴である。しかし、抗力成分が卓越するような条件では適用できない。	外殻に作用する流体圧力分布は求められないが、取扱いが非常に簡単である。付加質量係数、抗力係数などの設定には、十分な配慮が必要であるが、抗力が卓越する場合でも適用が可能である。

○：非常に適している。
△：適している。

表-7.5.2　代表的解析モデル（三次元）

モデル		三次元部分モデル	三次元全体モデル
解析方法		境界要素法	剛体－バネ
流体力評価		回折波理論	修正モリソン式
モデルイメージ			
適　用	波浪	○	○
	地震	△	○
目　的		主に水中浮遊式トンネル一般部を対象にした場合の、以下のような項目の算出 ①トンネルの変位、加速度 ②テンションレグ張力 ③外殻に作用する三次元動圧力分布	水中浮遊式トンネル全体を対象にした場合の、以下のような項目の算出 ①トンネルの変位、加速度 ②テンションレグ張力 ③ジョイント部発生断面力 ④換気塔等への伝達荷重
特　徴		抗力が卓越する場合には、二次元モデルと同様、適用できないが、外殻に作用する圧力分布が求められる。 1函体のみの場合、あるいは複数函体についても解析できるが、函体数があまり大きくなると、計算容量、計算時間の面から必ずしも最適とは言い難い。	付加質量係数、抗力係数などの設定には十分な配慮が必要だが､比較的簡便に全体動揺が解析できる。函体は集中質量の連続体（質量離散モデル）と仮定し、集中質量同士は､ｼﾞｮｲﾝﾄ剛性やトンネル本体の剛性に等価なバネで連結する。 但し、一つの集中質量が代表する函体長さの決定には十分注意する必要がある。

○：非常に適している。
△：適している。

7.6 設計荷重の設定

7.6.1 非超過確率と再現期間

限界状態設計法のような確率論的な設計手法を用いる場合、荷重算定を行う際の非超過確率と再現期間の設定は極めて重要である。「表-7.2.1 限界状態の定義と設計理念」に示された非超過確率に基づいて、終局限界状態レベル２とレベル１の荷重の再現期間 R_p を式（7.6.1）に基づいて算定すると、表-7.6.1の結果を得る。

$$R_P = \frac{1}{\left(1-Q^{1/N}\right)} \qquad (7.6.1)$$

ここに、
R_P　：再現期間
Q　：非超過確率

表-7.6.1　再現期間と非超過確率

非超過確率	再現期間
0.9	950 年
0.5	145 年

7.6.2 永久荷重

(1)　永久荷重の種類

永久荷重として考慮しなければならないものとして以下がある。

・トンネル本体重量
・固定搭載物
・プレストレス力
・コンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響
・浮力および静水圧

(2)　固定搭載物

計算例の場合の固定積載物は、道路と鉄道の設備荷重が主となる。主要設備の重量は、表-7.6.2に示す通りである。

表- 7.6.2　固定搭載物の重量

	換気塔部		一般部	
道路部	換気設備	800 tf	集塵機設備	200 tf
	補機	200 tf	消火設備	0.3 tf/m
	変電設備	200 tf	照明設備	
	非常用電線設備	100 tf	その他設備	
	給・排水設備	50 tf	電線類	
鉄道部	変電所設備	200 tf	電線類	0.2 tf/m
	非常用電線設備	100 tf	消火設備	
	給・排水設備	50 tf	信号装置	

7.6.3　変動荷重

(1)　変動荷重の種類

水中浮遊式トンネルの設計において考慮すべき変動荷重には次のようなものがある。

積載荷重：列車荷重（新幹線）、自動車荷重など
波浪荷重
地震荷重
潮流荷重
津波荷重

(2)　変動荷重の再現期間

変動荷重の再現期間は、非超過確率を基に設定する。噴火湾を対象にした場合の主な荷重の再現期間は表- 7.6.3のようになる。

表- 7.6.3　変動荷重の再現期間

荷　重　の　種　類				積載荷重	波浪荷重	地震荷重
終局限界	レベル２	主たる荷重の場合	非超過確率	0.9	0.9	0.9
			再現期間	950年	950年	950年
		従たる荷重の場合	再現期間	1年	1年	
	レベル１	主たる荷重の場合	非超過確率	0.5	0.5	0.5
			再現期間	145年	145年	145年
		従たる荷重の場合	再現期間	2ヶ月	2ヶ月	
使用限界	供　用　性		再現期間	2年	2年	2年
	耐　久　性		再現期間	2ヶ月	2ヶ月	2ヶ月

(3)　限界状態毎の荷重の組合せ

各限界状態において考慮すべき荷重の組み合わせを示すと次のようになる。

a)　終局限界状態

■　レベル２

荷重ケース	永久	積載	波浪	地震	事故
1	○	◎	○		
2	○		◎		
3	○	○	○	◎	
4	○	○	○		◎

■　レベル１

荷重ケース	永久	積載	波浪	地震	事故
1	○	◎	○		
2	○		◎		
3	○	○	○	◎	
4	○	○	○		◎

b)　使用限界状態

■　供用性

荷重ケース	永久	積載	波浪	地震	事故
1	○	○			
2	○		○		
3	○	○	○		

■　耐久性

荷重ケース	永久	積載	波浪	地震	事故
1	○	○			
2	○		○		
3	○	○	○		
4	○			○	
5	○	○		○	

c)　疲労限界状態

荷重ケース	永久	積載	波浪	地震	事故
1	○	○			
2	○		○		
3	○	○	○		

(4)　積載荷重

鉄道や道路などの積載荷重の場合は、鉄道構造物基準や道路橋示方書などに示された「規格値」を用いるのが一般的である。これを限界状態設計法の設計手法に合わせて用いるためには、規格値を荷重の特性値に変換するための荷重修正係数の設定が必要となってくる。

ここでは、主に鉄道の場合を例にとって、荷重修正係数の決め方について考えてみる。

列車荷重の規格値は、「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物（平成４年１０月）」に示されている。たとえば、終局限界状態の検討に用いる新幹線の列車荷重の規格値は、以下の通りである。

荷重種類		１車両長	軸　重	軸　数
N標準荷重	：	13.5 m	16 tf	4
P標準荷重	：	20.0 m	17 tf	4

ここでは、車両長当たり荷重の大きいN標準荷重を用いることとして、列車単位長さ当たりの重量を求めると、

単位長当たり重量：4×16 tf÷13.5 m ＝4.7 tf/m

荷重修正係数について、「鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物（平成４年１０月）」は、明確な値を与えていないが、最大乗車可能人員を加味して定めることと解説しており、その目安は座席部以外の床面積に780kgf/m^2（12人/m^2×65kgf/人）として推測すると記述している。こうしたことから、終局限界レベル２に対して満席状態＋幅１mの床部分に最大乗車人員、レベル１に対して満席状態＋床部分最大乗車人員の半分、およびこれらの従荷重には定員通りの乗車を見込んで、荷重修正係数を設定した。その他の荷重に対しては基準に解説がなく、0.9の荷重修正係数を仮定した。

こうして設定した荷重修正係数と特性値は、表-7.6.4のようになる。

表-7.6.4　列車荷重の荷重修正係数

限界状態	終局限界				使用限界		疲労限界
	レベル２		レベル１		供用性	耐久性	
	主たる場合	従たる場合	主たる場合	従たる場合			
規格値（tf/m）	4.7 tf/m						
荷重修正係数	1.2	1.0	1.1	1.0	0.9	0.9	0.9
特性値（tf/m）	5.6	4.7	5.2	4.7	4.2	4.2	4.2

自動車荷重の場合も、道路橋示方書に示されている荷重値が規格値と考えられ、適切な荷重修正係数を乗じることにより特性値が求められる。コンクリートライブラリー４８号「コンクリート構造の限界状態設計法試案」の設計計算例を参考にして設定すると表-7.6.5のようになる。

表-7.6.5　自動車の荷重修正係数

限界状態	終局限界		使用限界		疲労限界
	レベル２	レベル１	供用性	耐久性	
荷重修正係数	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0

注：終局限界状態における荷重修正係数は、いずれも積載荷重が主たる変動荷重である場合

(5)　波浪荷重

a)　波浪の諸元

波浪荷重の算定に用いる波浪の諸元は、対象海域の統計データを元に設定する。噴火湾の場合は、近藤ら[3]（1990）の波浪推算結果を参考にして決定した。波浪特性の推定は昭和56年から61年の６年間の室蘭港および苫小牧港の波浪観測データを用いている。推定計算の結果、k=1.0のワイブル分布が最も適合する分布関数と判定され、100年確率有義波高で9.3 mと推定された。一方、周期は室蘭の1982年～1986年の５年間のデータを基に波の周期の未超過確率99.9%から13.0secとした。なお、水中浮遊式トンネルの供用性を検討する際の波浪の再現期間は、２年に一度程度の供用停止が許容できるものと仮定し、２年を採用することにする。

また、従たる荷重として波力を算定する場合には、$H_{1/3}$=2.0 m、$T_{1/3}$=6.0secを用いることとする。

以上より、設計波浪は表-7.6.6の通りとなる。

表- 7.6.6　設計波浪

限界状態	終局限界状態		使用限界状態
	レベル 2	レベル 1	供用性
再現期間（年）	950	145	2
有義波高(m)	11.7	9.7	5.2
最大波高(m)	23.4	19.4	10.4
周　期(sec)	13.0	13.0	10.0

b)　トンネル本体に作用する波力

断面二次元モデルを用いて、水中浮遊式トンネル本体の軸方向延長１m当たりに作用する波力 F_i を修正モリソン式により求める。ここでは、慣性力のみが卓越する場合の簡略式を用いることとする。この場合、波力は固定部材を対象としたモリソン式に、運動により生じる応答倍率を乗じる形で求められる。

$$F_i = p_{0i}\frac{\cos\theta_i}{\left(1-\beta_i^2\right)} \tag{7.6.2}$$

$$p_{0i} = C_M M\alpha_i \tag{7.6.3}$$

$$\theta_i = \tan^{-1}\left(\frac{2\zeta_i\beta_i}{\left(1-\beta_i^2\right)}\right) \tag{7.6.4}$$

$$\beta_i = \frac{\omega_w}{\omega_i} \tag{7.6.5}$$

F_i　：i 方向に作用する、単位長さ当たりの波力（tf/m）
p_{0i}　：モリソン式（固定構造物を対象）による、i 方向の波力（tf/m）
C_M　：モリソン式に用いる付加質量係数（≒ 2.0）
M　：構造物の単位長さ当たり排水質量（tf/m）
α_i　：トンネル中心位置での i 方向水粒子加速度（m/sec²）
ζ_i　：構造物の i 方向の減衰率
ω_w　：波浪の角速度（rad/sec）
ω_i　：i 方向の構造物の角速度（rad/sec）

水深を変化させて計算した結果を、図- 7.6.1および図- 7.6.2に示す。

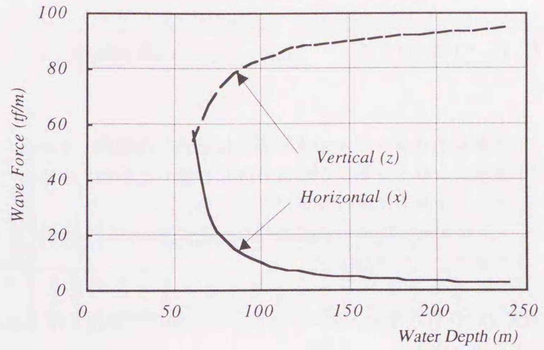


図- 7.6.1　再現期間 950 年の時の波力（修正モリソン式による）

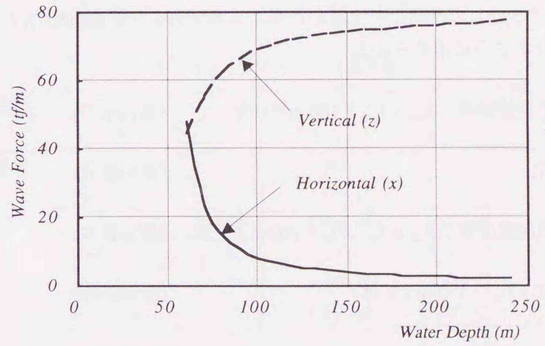


図- 7.6.2　再現期間 145 年の時の波力（修正モリソン式による）

c)　テンションレグの張力

テンションレグに作用する張力は、前節の図- 7.6.1～図- 7.6.2に示された波力を基に、次式で求められる。

$$T_{wh} = T_i$$

鉛直方向変位時：$T_{wv} = T_i + F_{wv} * 100\ m / 2$ 本　（最大張力）

$T_{wv} = T_i - F_{wv} * 100\ m / 2$ 本　（最小張力）

ただし、

T_{wh}　：波浪によりトンネルが水平方向に移動した時の、１本当たりのレグ張力
T_{wv}　：波浪によりトンネルが鉛直方向に移動した時の、１本当たりのレグ張力
F_{wh}　：トンネル軸方向単位長当たりの水平波力
F_{wv}　：トンネル軸方向単位長当たりの鉛直波力
T_i　：１本当たりの初期張力

なお、水平方向変位時については、テンションレグの伸びが無視し得るほど小さいため、張力増加は０と見做すものとする。

d)　基礎に作用する力

テンションレグを介して基礎工の上部に作用する水平および鉛直方向力（レグ１本取付箇所当たり）は、以下のように求められる。

水平方向変位時：$P_{wh} = F_{wh} * 100\ m / 2$ 本　（最大張力）

$P_{wh} = T_i$　（最小張力）

鉛直方向変位時：$P_{wv} = T_i + F_{wv} * 100\ m / 2$ 本　（最大張力）

$P_{wv} = T_i - F_{wv} * 100\ m / 2$ 本　（最小張力）

ただし、

P_{wh}　：波浪によりトンネルが水平方向に移動した時の、１本当たりの基礎作用水平力
P_{wv}　：波浪によりトンネルが鉛直方向に移動した時の、１本当たりの基礎作用鉛直力
F_{wh}　：トンネル軸方向単位長当たりの水平波力
F_{wv}　：トンネル軸方向単位長当たりの鉛直波力
T_i　：１本当たりの初期張力

e)　換気塔に作用する力

換気塔に作用する力は、以上に示した荷重を、平面二次元のビームモデルに載荷して静的に求めた。モデルのイメージは図-7.6.3の通りである。

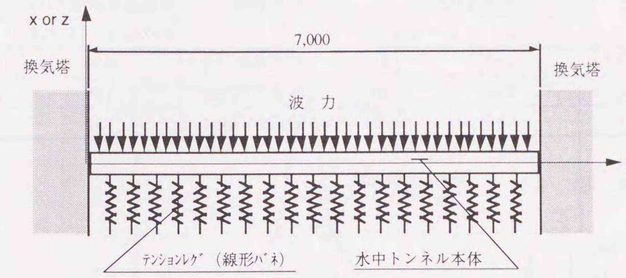


図-7.6.3　換気塔への伝達荷重計算モデル

検討結果を表-7.6.7に示す。

表-7.6.7　換気塔への伝達荷重

再現期間		Type-A		Type-C	
	方　向	x	z	x	z
静止状態	y= 0	0 tf	3,557 tf	0 tf	7,853 tf
	y=7,000	0 tf	3,139 tf	0 tf	5,484 tf
950 年	y= 0	639 tf	6,467 tf	3,900 tf	11,560 tf
	y=7,000	1,402 tf	5,286 tf	3,949 tf	8,467 tf
145 年	y= 0	529 tf	5,966 tf	3,329 tf	10,922 tf
	y=7,000	1,161 tf	4,917 tf	3,270 tf	7,954 tf

(6)　地震

地震についても、波浪と同様に、当該地域の統計的データや危険度解析等を実施して、再現期間に見合った加速度を設定する必要がある。本検討では、危険度解析などの結果から基盤入力加速度を設定し、これを基盤に入力して得られた地表面加速度を得た。

結果は次の通りである。

a)　地震の諸元

■基盤入力加速度と地表面加速度（表- 7.6.9、表- 7.6.8）

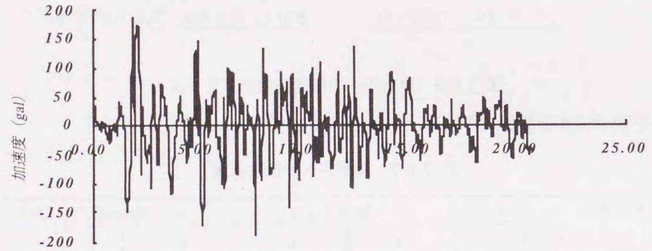
表- 7.6.9　基準面入力加速度

限界状態	終局限界状態	
	レベル２	レベル１
再現期間（年）	950	145
水平方向(gal)	240	120
鉛直方向(gal)	80	40

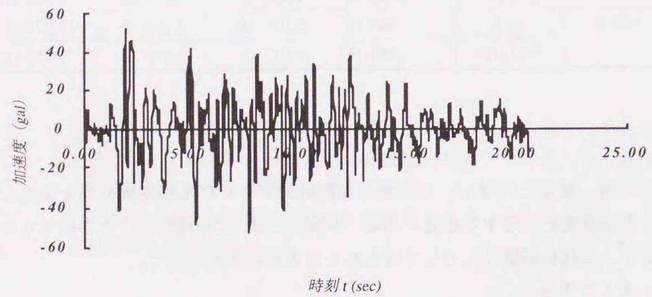
表- 7.6.8　地表面設計加速度

限界状態	終局限界状態	
	レベル２	レベル１
再現期間（年）	950	145
水平方向(gal)	189	121
鉛直方向(gal)	53	35

■設計地震波形（図- 7.6.4）



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図- 7.6.4　地表面設計地震波形（再現期間950年）

b)　トンネル本体に作用する地震力

二次元断面モデルに作用する地震力は、５章と同様、流体の圧縮性はないものとして求めた。トンネル本体の軸方向単位長当たりに作用する地震力の計算結果は、以下の図- 7.6.5～図- 7.6.7に示す通りである。

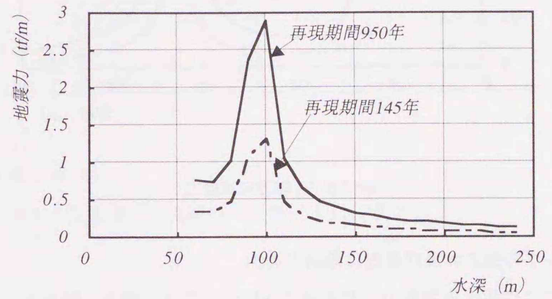


図- 7.6.5　水平方向地震力

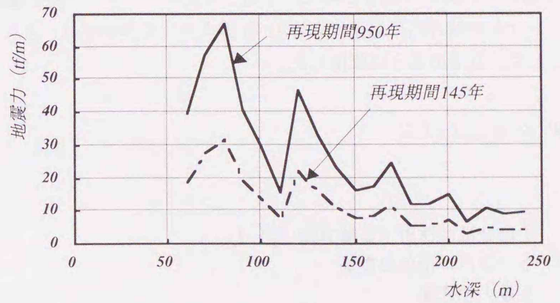


図- 7.6.6　鉛直方向地震力

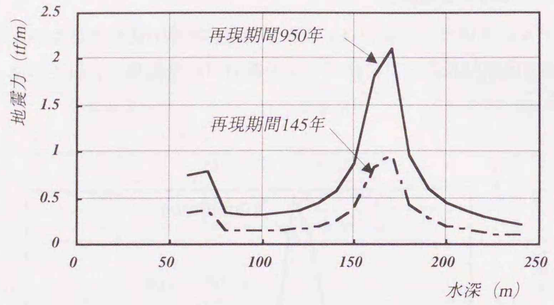


図- 7.6.7　軸方向地震力

c)　テンションレグの張力および基礎に作用する力

テンションレグに作用する張力および基礎に作用する力は、波力の場合と全く同様に、トンネル単位長さ当たりの地震力から求められる。

d)　換気塔に作用する力

換気塔に作用する力も、波力の場合と同様、平面二次元のビームモデルに載荷して静的に求められる。但し、トンネル軸方向の地震による力（y 方向力）については、トンネル全体の慣性力がかかるものとして、以下のように算出した。

$$P_{ey} = W \times \alpha_{max} / g / 2 \qquad (7.6.6)$$

ここに

P_{ey}　：固定端に作用する軸方向（y）力
W　：トンネル全体の重量
α_{max}　：最大加速度
g　：重力加速度

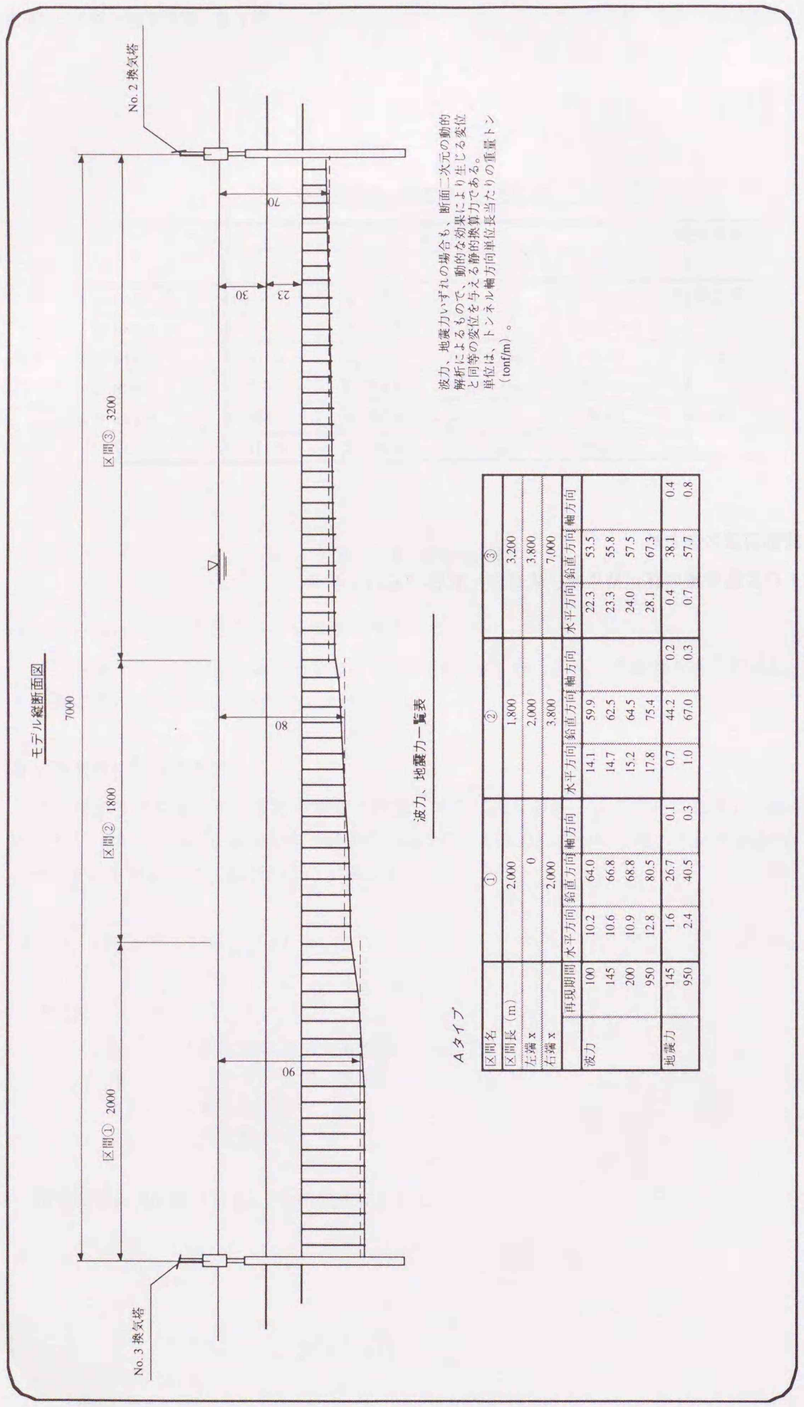
伝達荷重の算定結果は表- 7.6.10の通りである。

表- 7.6.10　換気塔への伝達荷重

再現期間		Type-A		Type-C	
	方向場所	x	z	x	z
静止状態	y= 0	0 tf	3,557 tf	0 tf	7,853 tf
	y=7,000	0 tf	3,139 tf	0 tf	5,484 tf
950 年	y= 0	120 tf	5,021 tf	4,168 tf	11,814 tf
	y=7,000	35 tf	4,980 tf	4,638 tf	8,988 tf
145 年	y= 0	55 tf	4,247 tf	1,896 tf	9,721 tf
	y=7,000	16 tf	4,007 tf	2,110 tf	7,137 tf

(7)　変動荷重のまとめ

以上の変動荷重の算定結果を、次頁の一覧表- 7.6.11に示す。



波力、地震力いずれの場合も、断面二次元の動的解析によるもので、動的な効果により生じる変位と同等の変位を与える静的荷重である。
単位は、トンネル軸方向単位長当たりの重量トン（ton/m）。

波力、地震力一覧表

Aタイプ

区間名		①		②		③	
区間長（m）		2,000		1,800		3,200	
左端 x		0		2,000		3,800	
右端 x		2,000		3,800		7,000	
	再現期間	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
波力	100	10.2	64.0	14.1	59.9	22.3	53.5
	145	10.6	66.8	14.7	62.5	23.3	55.8
	200	10.9	68.8	15.2	64.5	24.0	57.5
	950	12.8	80.5	17.8	75.4	28.1	67.3
地震力	145	1.6	26.7	0.7	44.2	0.4	38.1
	950	2.4	40.5	1.0	67.0	0.7	57.7

						0.2	0.4
						0.3	0.8

表- 7.6.11　変動荷重算定結果一覧表

7.7 耐波浪設計および耐震設計

耐波浪検討ならびに耐震設計は、トンネル全体の動揺を解析することにより、その変位や加速度、換気塔など固定端部での発生断面力を照査する他、トンネル本体の軸方向断面力や継手部分の発生断面力を動的に算出し、検証する目的で行うものである。以下に、耐波浪設計の例を主としてその手法論を紹介する。

7.7.1　解析条件

解析にあたって重要なのは、何について検証を行うのかである。解析検討の対象として着目すべき項目は表- 7.7.1に示すようなものであると考える。

表- 7.7.1　検討対象項目

項　　目	方　　向	部位あるいは部材
最大変位	x、z	各剛体中心位置
最大加速度	x、z	各剛体中心位置
最大せん断力	x、z	各ｼﾞｮｲﾝﾄ部
	x、z	各函体間ｼﾞｮｲﾝﾄ
最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ	x 軸回り,z 軸回り	各ｼﾞｮｲﾝﾄ部
	x 軸回り,z 軸回り	各函体間ｼﾞｮｲﾝﾄ
最大ﾃﾝｼｮﾝﾚｸﾞ反力	x、z	各テンションレグ

解析のためのモデルは、波浪ならびに地震の全体解析において述べた解析手法を用いるものとする。モデル化にあたっては、剛体の諸元、ｼﾞｮｲﾝﾄのバネ値などを適切に設定する必要があるが、噴火湾の場合には表- 7.7.2のような値を用いた。

表- 7.7.2　解析条件

部　　位	項　　目	設定値	備　　考
剛　　体	質　　量（ton）	3367	$=m^* L$
	回転慣性ﾓｰﾒﾝﾄ（x 軸回り：ton-m^2）	$2.8*10^6$	$=m^* L^3 / 12$
	回転慣性ﾓｰﾒﾝﾄ（y 軸回り：ton-m^2）	8360	
	回転慣性ﾓｰﾒﾝﾄ（z 軸回り：ton-m^2）	$2.8*10^6$	$=m^* L^2 / 12$
ｼﾞｮｲﾝﾄ	せん断バネ（tf/m）	$1.01*10^6$	$=GA/kL$, k=1.5
	回転バネ（tf-m/grad）	0	
	軸方向バネ（tf/m）	$3.57*10^6$	$=EA/L$
函体間ｼﾞｮｲﾝﾄ	せん断バネ（tf/m）	$1.01*10^6$	$=GA/kL$, k=1.5
	回転バネ（tf-m/grad）	$1.30*10^8$	$=EI/L$
	軸方向バネ（tf/m）	$3.57*10^6$	$=EA/L$

m：単位長さ当たり質量，　L：１剛体長さ（=100 m），　E：ｺﾝｸﾘｰﾄの弾性係数，
A：函体の断面積，　G：ｺﾝｸﾘｰﾄのせん断弾性係数，　I：函体の断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ

7.7.2　変位および加速度

(1)　水平方向変位

終局限界状態レベル２における、トンネルの各剛体中心での最大水平変位ならびに最大水平加速度を、波浪入射角ごとにまとめた結果を下図- 7.7.1、図- 7.7.2に示す。地震の場合も同様である。

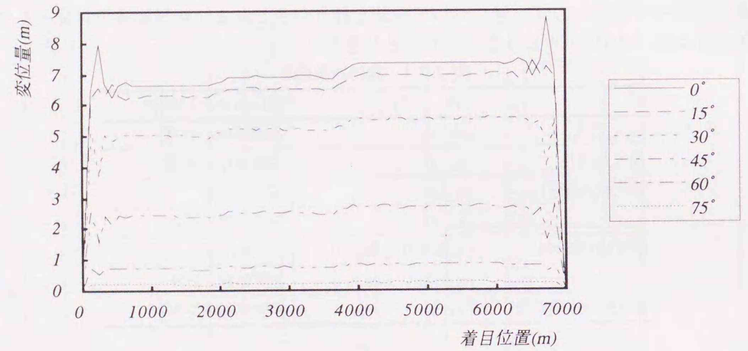


図- 7.7.1　最大水平変位（終局限界状態レベル２）

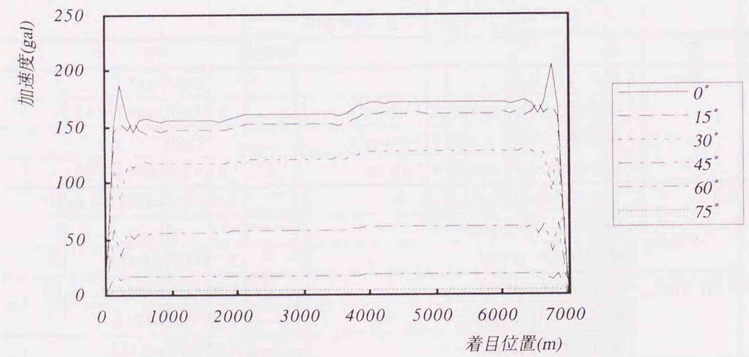


図- 7.7.2　最大水平加速度（終局限界状態レベル２）

(2)　鉛直方向変位

同様に、終局限界状態レベル２での鉛直変位および鉛直加速度を図- 7.7.3、図- 7.7.4に示す。

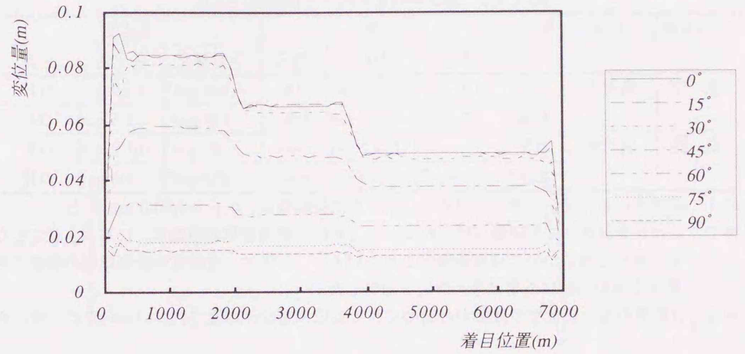


図- 7.7.3　最大鉛直変位（終局限界状態レベル２）

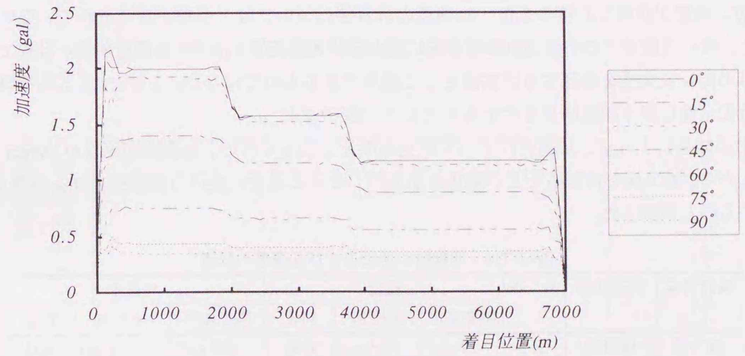


図- 7.7.4　最大鉛直加速度（終局限界状態レベル２）

(3)　変位および加速度の照査

算出された変位や加速度は、使用限界状態供用性において要求される照査項目を満足する必要がある。検討結果の例を表-7.7.3に示す。

表-7.7.3　波浪時の変位および加速度の照査

検討対象	照査状態	方　向	変位			加速度		
			照査基準	発生値	判定	照査基準	発生値	判定
鉄　道	供用性	水平	170 cm[*1]	155.2 cm	O.K	100 gal[*2]	61.9 gal	O.K
		鉛直	7.7 cm	3.9 cm	O.K	130 gal[*2]	1.6 gal	O.K
道　路	供用性	水平	-----[*3]	155.2 cm	-----	82 gal[*4]	61.9 gal	O.K
		鉛直	-----[*3]	3.9 cm	-----	125 gal[*4]	1.6 gal	O.K

＊１：新幹線の走行安全限界から定めた。水平方向振動数は、0.1 (=1/10.0 sec) とした。
＊２：走行安全限界として位置づけられている「新幹線軌道整備基準規定」に基づき設定した。なお、乗り心地については別途規定されているが、２年に一度程度の発現頻度の事象に対して、乗り心地の保証は不要と考え検討を省略した。
＊３：自動車の走行安全性の確保から定められる変位の規定が確立されていないため、検討を省略した。
＊４：人体応答から得られた揺れの許容限界として、国際標準機構（ＩＳＯ）により定められた値を用いた。ただし、振動暴露時間を１時間（水中浮遊式トンネル全長を平均速度３０km/hr で走行すると仮定）、振動の中心周波数は特に定めず規定上の最小値を採用している。

一方、地震が作用した時の変位・加速度の許容値については、見解が確立されていないようである。特に自動車については、乗り心地に関わる「人体応答」に対する規定値等が目安であり、地震時の走行安全性を保証する許容値として適用できるものではない。このため、ここでは鉄道の走行安全性に限り照査結果を示すものとした（表-7.7.4）。

検討の結果によれば、加速度において照査基準を上回るものの、地表面加速度が189gal であることから、地表面や換気塔などの剛体中を走行している場合に受ける加速度よりも小さく、問題ないものと判断した。

表-7.7.4　地震時の変位および加速度の照査

検討対象	照査状態	方　向	変位			加速度		
			照査基準	発生値	判定	照査基準	発生値	判定
鉄　道	供用性	水平	27 cm[*1]	26.5 cm	O.K	100 gal[*2]	172.3 gal	N.G
		鉛直	7.7 cm	7.6 cm	O.K	130 gal[*2]	111.3 gal	O.K

＊１：新幹線の走行安全限界から定めた。水平方向振動数は、地震の卓越周波数から、4 Hz (T=0.25 sec) と仮定した。
＊２：走行安全限界として位置づけられている「新幹線軌道整備基準規定」に基づき設定した。

(4)　テンションレグに作用する荷重

テンションレグに作用する水平方向あるいは鉛直方向の荷重は、全体解析モデルにより求められる波力あるいは地震力から算出される。ここでは、波浪に対して計算した結果を図-7.7.5、図-7.7.6に示す。図中の縦軸は、トンネル軸に沿った各点での水平および鉛直方向の波力を、トンネル軸方向の単位長さ当たりに換算して示しており、各レグに作用する荷重は、その取付け位置での波力に荷重分担長さ（レグ取付けピッチ）を乗じるか、あるいはより厳密な方法として、分担区間での波力を積分することにより求められる。

a)　水平方向力

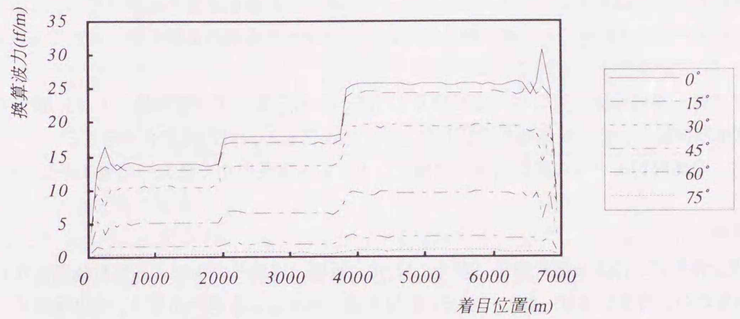


図-7.7.5　水平方向の最大換算波力（終局限界状態レベル２）

b)　鉛直方向力

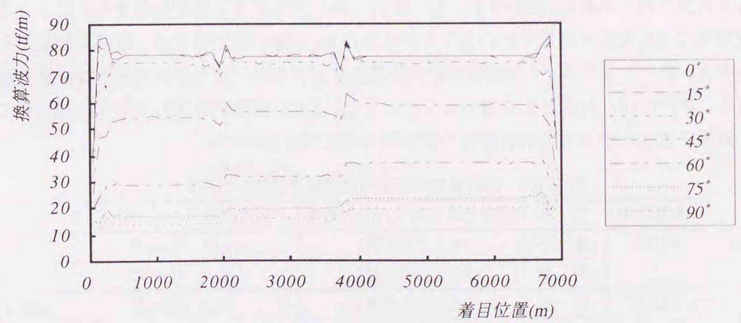


図-7.7.6　鉛直方向の最大換算波力（終局限界状態レベル２）

(5)　波力および地震力の照査

トンネル本体の部材設計を行う場合、最も厳密な方法は、全体解析モデルにより得られた波力や地震力などの作用外力を直接適用することである。この方法はトンネルの設計断面を理論上極力経済化しようとする場合には効果があるが、求められる全ての荷重ケースに対して全体解析を行った上、トンネル軸に沿った箇所毎に断面設計を行う必要があり、膨大な計算量が必要となる。しかし現実のトンネルの断面設計において、トンネル軸に沿う箇所毎に断面肉厚等を変化させることはむしろ不経済となる場合が多く、一般にはトンネル延長に沿って最も支配的となる作用外力を抽出して設計を行っている。このように、トンネル本体の設計において最も支配的となる作用外力だけを設定するのであれば、必ずしも多数の全体解析を行う必要はなく、もし二次元の解析結果が、全体解析による最大値と同等あるいはやや安全側の結果を与えるのであれば、それを用いる方が設計上効果的である。

ここでは、終局限界状態レベル２を取り上げて、断面二次元での解析結果と全体解析モデル結果を比較検証し、その妥当性を確認した上で、断面部材の設計用荷重を設定する。

なお、全体解析モデルの解析結果の数値は、トンネル全長の中で最大の数値を表している。

a)　波浪

動的全体モデルによる解析結果（表-7.7.5）は、断面二次元モデルによる解析結果よりも若干大きいものの、両者はほぼ一致している。動的全体モデルによる解析結果は、水中浮遊式トンネル全長のなかで生じる最大値を示しており、固定度の高い端部（固定点との取付け部付近）での値である。このため、固定部分付近のみ全体解析結果を用い、トンネル一般部での値としては断面二次元モデルによる解析結果でも十分安全側の値を与えると判断された。もちろん、より厳密な設計を目指すのであれば、設計荷重として動的全体モデルによる解析結果をもとにトンネル軸方向位置毎に適切な設計荷重を定めることが必要だが、以降の設計例では一般部を対象としたトンネル本体、テンションレグ、基礎等の設計を取り上げており、断面二次元モデルにより得られた波力を、以降の設計荷重として用いることとした。また、終局限界状態レベル１においても同様に、断面二次元モデルでの解析結果の妥当性が確認された。

表-7.7.5　設計波力の照査（終局限界状態レベル２）

再現期間	方　向	断面二次元モデル解析結果	動的全体モデル 解析結果
950年	水　平	28.1（③区間）	30.6（③区間）
	鉛　直	80.5（①区間）	82.7（①区間）
145年	水　平	23.3（③区間）	25.3（③区間）
	鉛　直	66.8（①区間）	68.6（①区間）

b)　地震

動的全体モデルの場合、鉛直方向の運動時に局所的に断面二次元モデルを上回る荷重が算出された（表-7.7.6）。このため、スラック・スナップの発生の検討においては三次元動的モデルの解析結果を用いることとする。しかし、水中浮遊式トンネル一般部を対象とした、トンネル本体、テンションレグ、基礎等の設計においては、波浪の場合と同様、断面二次元の解析結果を用いて検討する。

表-7.7.6　設計地震力の照査（終局限界状態レベル２）

再現期間	方　向	断面二次元モデル解析結果	動的全体モデル 解析結果
950年	x	2.4（①区間）	0.7（①区間）
	y	0.8（③区間）	0.5（③区間）
	z	67.0（②区間）	88.7（②区間）
145年	x	1.6（①区間）	0.4（①区間）
	y	0.4（③区間）	0.3（③区間）
	z	44.2（②区間）	58.5（②区間）

(6)　トンネル安定性の照査

トンネル安定性の照査として、テンションレグのスラック・スナップの発生がないことを確認する。波浪時の最大の鉛直力に対する発生張力は、以下のように算出される。

最大張力　：$T_{wv} = T_i + F_{wv} * 100\ \mathrm{m} / 2$ 本
$=5{,}000 + 82.7 * 100 / 2$
$=9{,}135\ \mathrm{tf} <\ 13{,}440 = T_y$

最大張力　：$T_{wv} = T_i - F_{wv} * 100\ \mathrm{m} / 2$ 本
$=5{,}000 - 82.7 * 100 / 2$
$=865\ \mathrm{tf} >\ 0$

同様に地震時においても、以下のように算出される。

最大張力　：$T_{wv} = T_i + F_{wv} * 100\ \mathrm{m} / 2$ 本
$=5{,}000 + 88.7 * 100 / 2$
$=9{,}435\ \mathrm{tf} <\ 13{,}440 = T_y$

最大張力　：$T_{wv} = T_i - F_{wv} * 100\ \mathrm{m} / 2$ 本
$=5{,}000 - 88.7 * 100 / 2$
$=565\ \mathrm{tf} >\ 0$

以上より、スナップ・スラックは発生しないことが分かった。

(7)　発生断面力

函体に作用する断面力は、函体間ジョイントでの発生力で求められる。図-7.7.7、図-7.7.8に、終局限界状態レベル２における波力による発生断面力を、波浪入射角毎に示した。なお、本節における図は、いずれも100m毎に設けられた函体間ジョイントでの発生力を便宜的にプロットしたもので、函体間ジョイントの間は線形に表現されている。したがって、函体間ジョイントの間（剛体と仮定されたトンネル函体中の任意点）での数値について保証するものではない。

a)　せん断力

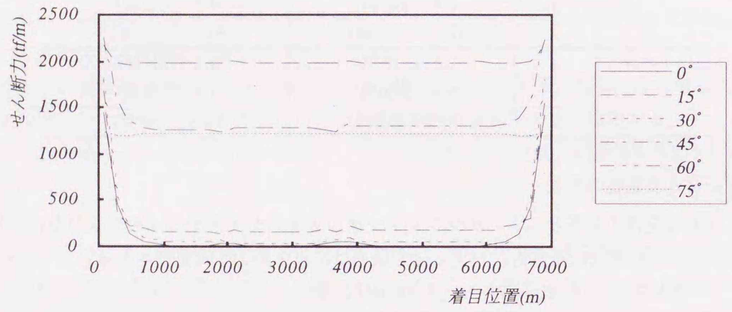


図-7.7.7　函体内でのｘ方向発生せん断力（終局限界状態レベル２）

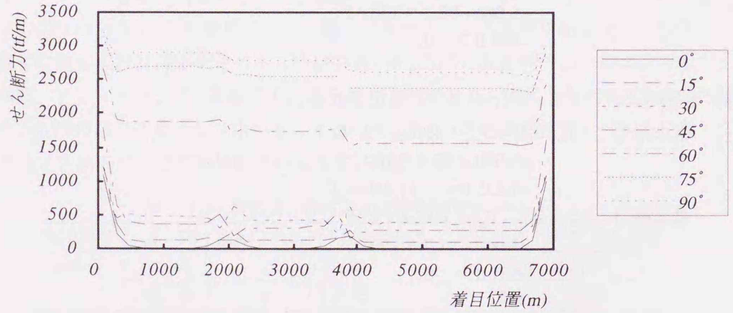


図-7.7.8　函体内でのｚ方向発生せん断力（終局限界状態レベル２）

b)　曲げモーメント

せん断力の場合と同様、曲げモーメントについても算出した。算出結果は、図-7.7.9、図-7.7.10の通りである。

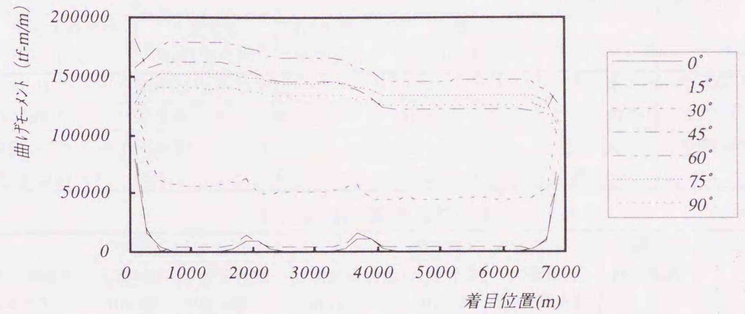


図-7.7.9　函体内でのｘ軸回り発生曲げモーメント（終局限界状態レベル２）

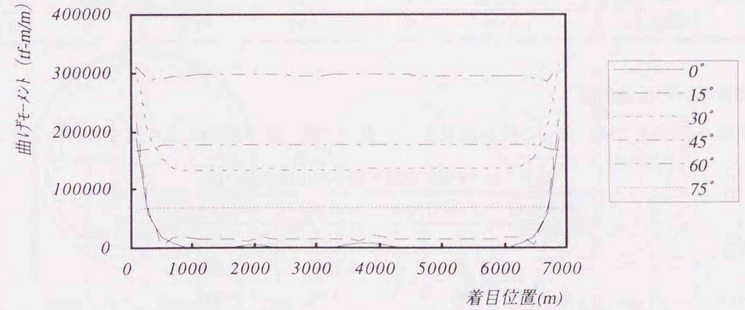


図-7.7.10　函体内でのｚ軸回り発生曲げモーメント（終局限界状態レベル２）

c)　設計断面力

上記の計算より、トンネル軸方向についての設計断面力が算出される。ここでは、トンネル全長のなかで最大のケースを取り出して、表- 7.7.7、表- 7.7.8に整理した。

表- 7.7.7　波浪時設計断面力

再現期間	波力作用方向	ｼﾞｮｲﾝﾄ部		函体内	
		設計最大せん断力(tf)	設計最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf-m)	設計最大せん断力(tf)	設計最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf-m)
950年	水　平	2,252	0	5,769	181,555
	鉛　直	3,220	0	3,423	310,701
145年	水　平	1,548	0	3,965	124,795
	鉛　直	2,213	0	2,353	213,565

表- 7.7.8　地震時設計断面力

再現期間	地震力加震方向	ｼﾞｮｲﾝﾄ部			函体内		
		設計最大せん断力(tf)	設計最大軸力(tf)	設計最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf-m)	設計最大せん断力(tf)	設計最大軸力(tf)	設計最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf-m)
950年	水平（x,y）	5,611	464	0	4,888	464	215,390
	鉛直（z）	1,760	0	0	1,961	0	79,480
145年	水平（x,y）	3,591	297	0	3,128	297	137,850
	鉛直（z）	1,162	0	0	1,294	0	52,460

d)　換気塔への伝達荷重

換気塔への伝達力は、前節の検討結果から、表- 7.7.9、表- 7.7.10のようにまとめられる。

表- 7.7.9　波浪時の換気塔への伝達荷重（tf）

再現期間	作用方向	y=0 m	y=7,000 m
950年	水　平	7,762	7,816
	鉛　直	8,298	7,054
145年	水　平	5,335	5,372
	鉛　直	7,488	6,385

表- 7.7.10　地震時の換気塔への伝達荷重（tf）

再現期間	作用方向	y=0 m	y=7,000 m
950年	水　平	9,063	9,064
	鉛　直	6,727	6,570
145年	水　平	5,800	5,800
	鉛　直	5,649	5,403

7.8　トンネル本体の設計

7.8.1　検討条件

(1)　構造条件

断面力の照査は、まず、人工島など固定点に近い部分と、そうではない部分とに分けて検討を行う必要がある。前者の場合、固定点からの荷重伝達等の影響が無視できない場合が多く、全体動揺解析結果等を用いることが必要だが、ここで紹介する後者の場合には、前節でも紹介したように、二次元断面解析の結果を用いることが可能なことも多い。その場合でも、係留索からの荷重伝達を受ける係留索取付部と一般部とは、分けて検討を実施するべきである。係留索取付部、一般部いずれの場合も、波力、地震力には、「7.6.3　変動荷重」で算定した荷重を用いているが、係留索取付部にはテンションレグ張力による向心方向の分布荷重を加える必要がある。係留索取付部１箇所には、トンネル軸に沿って20 mの長さに渡って18本のテンションレグが取りつけられており、レグ張力による向心方向の荷重は、軸方向に20 mの分布幅を見込むこととした。設定した構造条件は図- 7.8.1、図- 7.8.2の通りである。

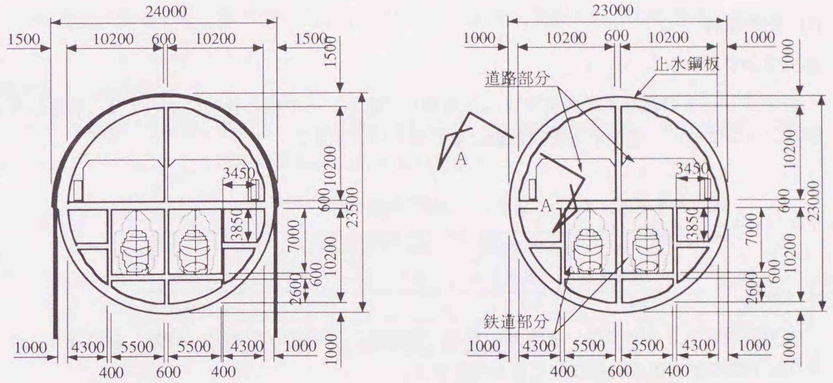
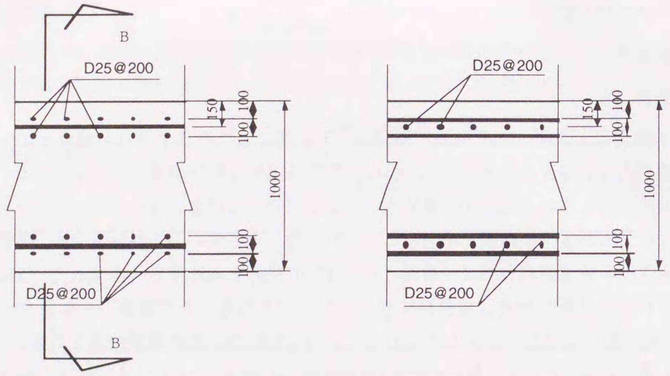


図- 7.8.1　断面構造図



A-A（主筋断面）　　B-B（配力筋断面）

図-7.8.2　断面配筋図

(2)　材料条件

a)　コンクリート

コンクリートの設計基準強度等は以下の通りである。その他の物性については、特筆しない限り、コンクリート標準示方書設計編に準じるものとする。

設計基準強度　f'_{ck}　：　400　kgf/cm^2
弾性係数　E_c　：3.1 × 10^5　kgf/cm^2

b)　鉄筋

水中浮遊式トンネルに用いる鉄筋の規格、強度は以下の通りである。特筆しない限り、コンクリート標準示方書設計編に準じるものとする。

材　質　：　SD345
引張降伏強度　f_y　：　3,500　kgf/cm^2
弾性係数　E_s　：　2.1 × 10^6　kgf/cm^2

(3)　荷重条件

①永久荷重

■　死荷重　W_d

死荷重（バラスト重量を含む）は、骨組み要素に単位体積重量を与えて評価するものとする。なお、トンネル軸方向に単位長さをとった場合のトンネル断面重量は、次のようになる。

W_d = 328 tf/m　（比重=0.77 相当）

■　静水圧

トンネル天端水深を海面下 30.0 m、海水の単位体積重量を 1.03 tf/m^3 として、作用静水圧を算出するものとした。

②変動荷重

■　積載荷重

積載荷重は、「7.6.3　変動荷重」で算出した荷重に基づいて設定する。ただし今回の計算では、積載荷重の影響を余り受けない外殻部についてのみ断面力照査を行うため省略している。

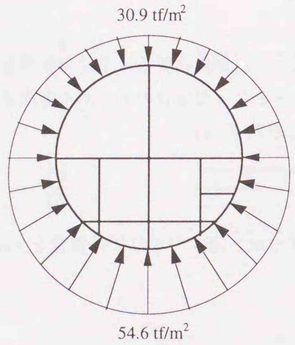
■波力および地震力

これまでの検討の結果、表-7.8.1に示す値が得られている。波浪荷重が明らかに支配的となるため、このケースについてのみ計算結果を示すものとする。

表-7.8.1　終局限界状態における波力

	水平方向換算波力（tf/m）		鉛直方向換算波力（tf/m）	
	波浪荷重	地震荷重	波浪荷重	地震荷重
レベル 2	28.1	2.4	80.5	88.7
レベル 1	23.3	1.6	66.8	58.5

これらの荷重は、図-7.8.3に示すような荷重分布形状で載荷されることになる。また、テンションレグ張力により、係留索取付部に作用する向心方向の荷重は、図-7.8.4の通りである。



(a) 静水圧

(b) 水平方向波浪・地震力

(c) 鉛直方向波浪・地震力

図- 7.8.3　各種作用荷重分布

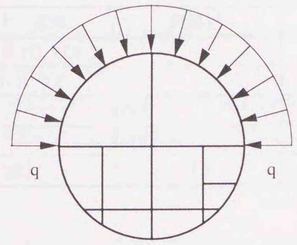


図- 7.8.4　係留部断面に作用するテンションレグ張力による向心方向力の分布
（トンネル軸方向の分布長　＝　20m / 箇所）

7.8.2　軸直角方向断面応力度の検討

(1)　解析モデルおよび断面定数

軸直角断面（主筋断面）の断面力算定は、図- 7.8.5に示す平面骨組みモデルにより解析した。表- 7.8.2には、入力物性値の一覧表を掲載した。

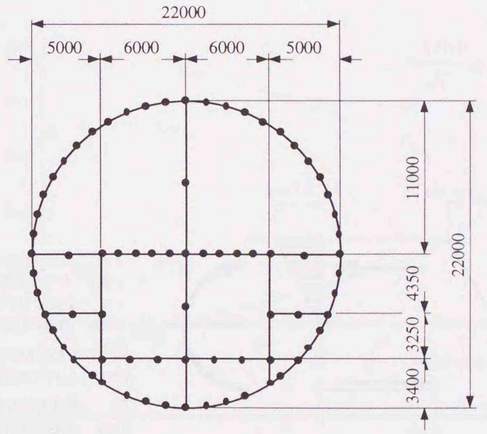


図- 7.8.5　主筋断面解析モデル

表- 7.8.2　骨組み要素の入力物性値

項　　目		外殻部	床版・中壁	その他
単位体積重量	γ（tf / m^3）	2.855（比重=0.7）		
弾性係数	E（tf / m^2）	3.1 × 10^6		
厚さ	t（m）	1.00	0.60	0.40
断面積	A（m^2 / m）	1.00	0.60	0.40
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ	I（m^4 / m）	8.33 × 10^{-2}	1.80 × 10^{-2}	5.33 × 10^{-3}

(2)　断面耐力の算定

①　レベル２

レベル２の断面耐力算定は、コンクリート標準示方書の終局限界状態設計法と同じである。部材係数については、曲げ領域 γ_b=1.15、軸力領域 γ_b=1.30 を採用することとした。

②　レベル１

レベル１の断面耐力算定において重要な条件は、コンクリートおよび鉄筋の断面応力度が、各々の設計降伏応力度以下に収まっていることである。材料係数、部材係数は、レベル２と同じ数値を適用するものとする。なお、設計降伏応力度は、式（7.8.1）および（7.8.2）で求められる（図- 7.8.6参照）。

$$f_{dcy} = \frac{f_{cy}}{\gamma_m} = \frac{0.65 f'_{ck}}{\gamma_m} \qquad (7.8.1)$$

$$f_{dsy} = \frac{f_{sy}}{\gamma_m} \qquad (7.8.2)$$

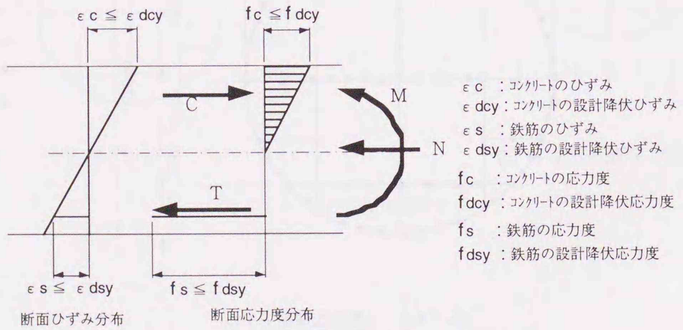


図- 7.8.6　レベル１検討時のひずみ・応力度分布図

(3)　解析結果

永久荷重と終局限界状態における波力の最大値を組み合わせた荷重により外殻部に生じる最大断面力を表- 7.8.3および表- 7.8.4に示す。

図- 7.8.7～図- 7.8.8は、レベル２とレベル１において設計断面力を設計断面耐力を比較したものであり、いずれの場合も設計断面力が設計断面耐力を下回ることが確認された。

■終局限界状態レベル２

表- 7.8.3　トンネル外殻部の最大断面力（波浪作用時）

作用荷重		一般部		係留部	
	永久荷重	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧
	変動荷重	最大水平波力	最大鉛直波力	最大水平波力	最大鉛直波力
Nmax 発生位置	Nmax（tf/m）	461.7	465.6	496.6	572.0
	Mmax（tf-m/m）	40.1	37.2	28.2	108.5
Mmax 発生位置	Nmax（tf/m）	386.1	385.1	494.1	549.2
	Mmax（tf-m/m）	89.2	89.0	101.2	118.3
Qmax（tf/m）		40.2	38.5	48.0	62.7

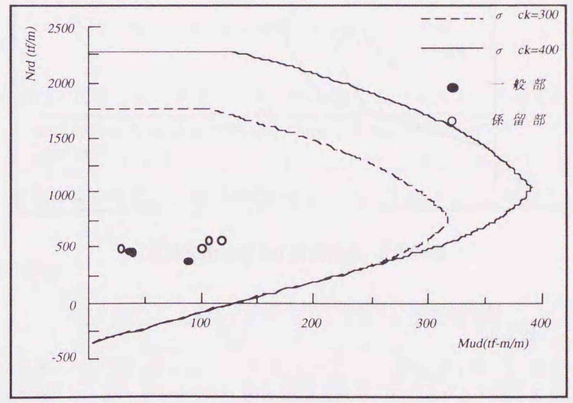


図- 7.8.7　設計断面力と設計断面耐力

■終局限界状態レベル１

表-7.8.4　トンネル外殻部の最大断面力（波浪作用時）

作用荷重		一般部		係留部	
	永久荷重	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧
	変動荷重	最大水平波力	最大鉛直波力	最大水平波力	最大鉛直波力
Nmax 発生位置	Nmax（tf/m）	461.4	464.7	496.4	558.0
	Mmax（tf-m/m）	40.0	37.6	28.1	106.9
Mmax 発生位置	Nmax（tf/m）	386.1	385.3	494.3	540.0
	Mmax（tf-m/m）	89.1	88.9	100.9	115.1
Qmax（tf/m）		39.3	38.7	48.0	60.1

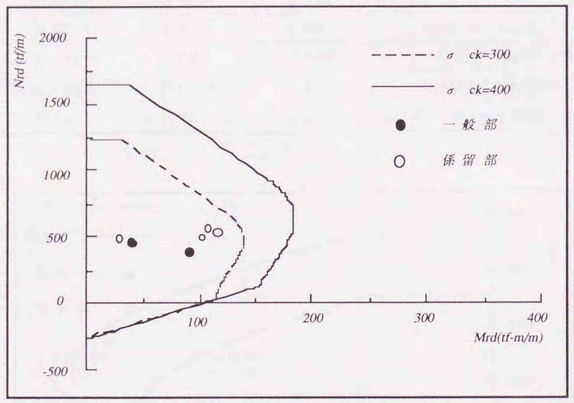


図-7.8.8　設計断面力と設計断面耐力

7.8.3　軸方向断面の検討

(1)　解析モデルおよび断面定数

軸方向断面に作用する断面力の内、波浪と地震による成分は、耐波浪検討ならびに耐震検討において求めた函体内の発生断面力から算定する。自重ならびに静水圧などの永久荷重による軸方向断面力は、下図-7.8.9に示す連続梁モデルにより算出した。

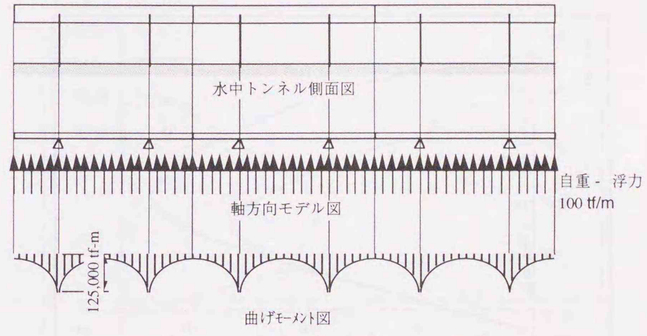


図-7.8.9　永久荷重による曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布

(2)　解析結果

軸直角断面の検討と同様、永久荷重と終局限界状態における波力・地震力の最大値を組み合わせた荷重により、外殻部に生じる最大断面力を表-7.8.5～表-7.8.8に示す。

図-7.8.10～図-7.8.11は、レベル２とレベル１において設計断面力を設計断面耐力を比較したものであり、いずれの場合も設計断面力が設計断面耐力を下回ることが確認された。

■終局限界状態レベル２

表-7.8.5　トンネル外殻部の最大断面力（波浪作用時）

作用荷重		一般部		係留部	
	永久荷重	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧
	変動荷重	最大水平波力	最大鉛直波力	最大水平波力	最大鉛直波力
Nmax（tf/m）		378	647	378	975
Mmax（tf-m/m）		2.8	4.9	2.8	7.4
Qmax（tf/m）		15.6	22.3	15.6	22.3

表-7.8.6　トンネル外殻部の最大断面力（地震作用時）

作用荷重		一般部		係留部	
	永久荷重	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧
	変動荷重	最大水平波力	最大鉛直波力	最大水平波力	最大鉛直波力
Nmax（tf/m）		564	209	564	536
Mmax（tf-m/m）		4.3	1.6	4.3	4.1
Qmax（tf/m）		48.8	15.3	48.8	15.3

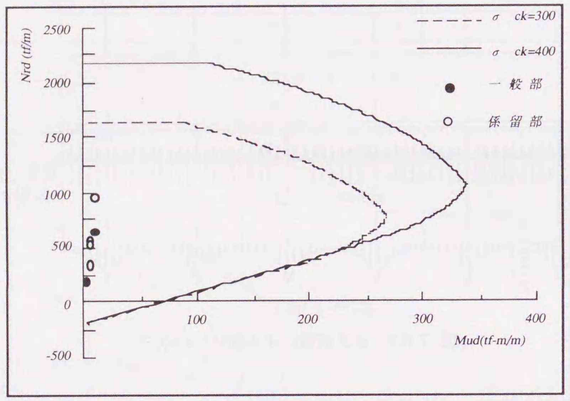


図-7.8.10　設計断面力と設計断面耐力

■終局限界状態レベル１

表-7.8.7　トンネル外殻部の最大断面力（波浪作用時）

作用荷重		一般部		係留部	
	永久荷重	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧
	変動荷重	最大水平波力	最大鉛直波力	最大水平波力	最大鉛直波力
Nmax（tf/m）		314	536	314	864
Mmax（tf-m/m）		2.4	4.0	2.4	6.6
Qmax（tf/m）		12.9	18.5	12.9	18.5

表-7.8.8　トンネル外殻部の最大断面力（地震作用時）

作用荷重		一般部		係留部	
	永久荷重	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧	自重+静水圧
	変動荷重	最大水平波力	最大鉛直波力	最大水平波力	最大鉛直波力
Nmax（tf/m）		361	138	361	465
Mmax（tf-m/m）		2.7	1.1	2.7	3.5
Qmax（tf/m）		31.2	10.1	31.2	10.1

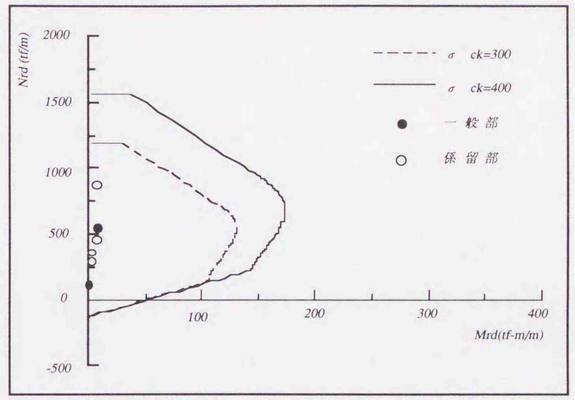


図-7.8.11　設計断面力と設計断面耐力

■ 第７章　参考文献

[1]（社）水中トンネル研究調査会，水中トンネル　第ＩＩ編　ケーススタディー，札幌，1995
[2]（社）水中トンネル研究調査会，水中トンネル　第Ｉ編　計画から設計・施工まで，札幌，1995
[3]近藤俶郎　他，室蘭工大ＣＲＤセンター研究報告９０-１，噴火湾の沿岸海洋環境と空間開発に関する基礎的研究，室蘭，1990

8 結 語

本研究により、新規渡海構造物としての水中浮遊式トンネルの特性とその可能性がかなり明らかになった。その結果を要約すると、以下の通りである。

■基本的な構造特性

水中浮遊式トンネルは、その断面形状、設置水深、係留索の形状、比重など、計画・設計面での自由度が非常に高い構造物のように思われる。しかし、水中浮遊式トンネルは外力による変位を許容することを前提にした構造物であり、波浪や地震などの外力条件によって、選択されるべき解の範囲は自ずと絞られてくる。例えば、本研究ではその断面形状に円形断面を取り上げたが、円形以外の断面の場合はどうであろうか。断面が円形であれば水平、鉛直力による回転運動が生じない係留索タイプとしてType-A、Type-C があるが、矩形を採用した場合には外水圧分布の不均衡により回転が生じてしまうことになる。設置水深についても、本研究で見てきたように、その設定によって固有周期が大きく変化するため、波浪や地震の卓越周期から離れたところをねらうとすれば、決して大きな選択の幅はない。係留索タイプとして選定した3タイプの係留索形状も、水平方向の復元力は形状によってかなり自由に選択できるが、鉛直方向についてはいずれの場合も大きな違いはなく、波浪や地震に対する動揺特性における大きな差異は見られなかった。すなわち、水中浮遊式トンネルの場合は、支配的となる外力条件が決められた時点で、最も基本的な構造条件である固有周期に対する要求が決定され、多々ある構造諸元の多くはこれらの条件を満足するために自動的に絞られてくることになる。本研究の成果は、水中浮遊式トンネルの設計・計画上において、極めて有効な指針を示せたものと考える。

■モデル化と解析手法

水中浮遊式トンネルの解析手法として、本研究では線形回折波理論と修正モリソン式による方法を適用した。これらの手法は、本来、構造物の大きさと外力振幅の比などの水理特性や、解析の目的などの条件によって当然使い分けられるものであるが、一般的な水中浮遊式トンネルの場合には、かなり多くの場合において両者の適用が可能であると予想される。本研究における二次元波浪問題では、これらの計算結果の比較により、大きな差異が見られず、両者共に比較的良い精度の解を与えることが判明した。

特に後者の方法は、水中浮遊式トンネルの全体動揺解析問題に拡張され、実験では困難と思われる長大な水中浮遊式トンネルの解析に適用された。この方法は、水中浮遊式トンネルの動揺特性を簡便に解析する方法として非常に有効であると思われる。本研究では、復元力等構造側の条件については線形性を前提としたが、今後非線形性の構造特性を持ったものについても比較的容易に適用可能である。解析手法上の今後の課題としては、計算に用いられた付加質量係数や修正抗力係数などの係数値の設定であろう。今回は二次元における実験結果を元に設定しているが、三次元的に動揺する場合についても同様の値が適用できるのか否か、また周期依存性はどの程度あるのか、などを解明することが望まれる。また、波漂流力などの非線形外力による動揺について検討する場合には、ポテンシャル解析による全体動揺解析についても考慮する必要があろう。

■水中浮遊式トンネルの適用性

本研究成果を踏まえた上で、水中浮遊式トンネルの適用性を考えてみた。水中浮遊式トンネルがその構造特性を活かし、他の渡海構造物に対して有利性を発揮するのは、長距離、大水深の水域横断であろう。図-8.1は、供用あるいは計画中の大規模渡海手段と世界の水中トンネル計画（図中の□印）を、最大水深と延長距離の関係で比較したものである。図から明らかなように、水中浮遊式トンネルの適用性が長距離、大水深の領域にあることが分かる。今後、この新技術の実社会への適用にあたっては、水中浮遊式トンネルと陸部結節点や函体間ジョイントの構造、海底深くでの基礎構造物の施工と係留索の取付け技術などハード面での要素技術開発と、非常・緊急時の安全対策などのソフト面での研究を行い、経済性についても検討を重ねていくことが必要であろう。

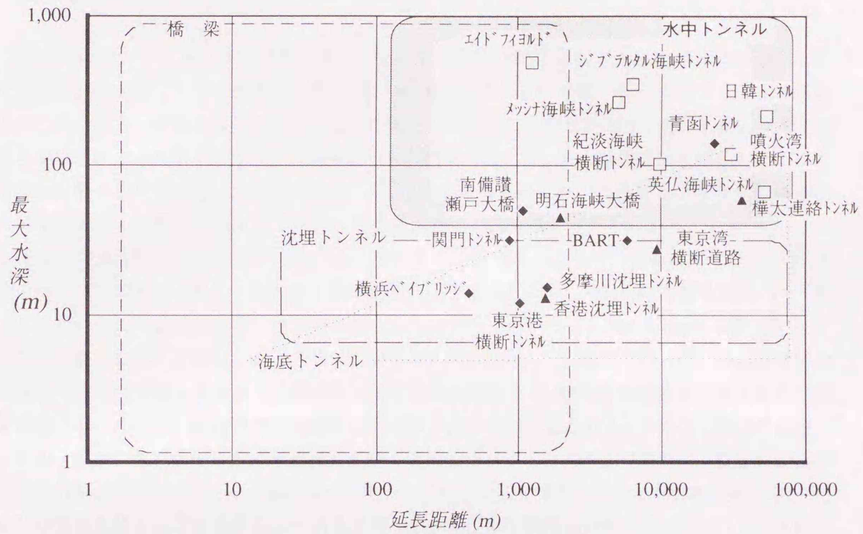


図-8.1 水中浮遊式トンネルの適用性～最大水深と延長距離の関係

謝　辞

水中浮遊式トンネルの研究開発に携わって、早六年余りが経過した。1990年、Stanford 大学での修士課程を修了して帰国するに際し、彼の地で学んだことは今後一体どのように役立てられるのだろうかと、不安と期待が入り混じった気持ちでいたことを思い出す。そして帰国後すぐに持ちかけられた「水中トンネル」の研究。一人の技術者として、斯くも夢を掻き立てられるような課題に取り組めた幸運に感謝している。今、なによりもこの柔軟かつ新鮮なアイデアの構造物の開発研究という機会を与えてくださった先輩諸氏にお礼を申し上げたい。

さて、「水中浮遊式トンネルの研究をしている」と言うと、知らない方々はまず、その実現性について質問する。そしてその多くは、質問というよりもう少しNegativeな響きを持った「疑問」に近いもののようである。私自身の個人的な見解は？というと、YesとNoの中間辺りというのが正直なところである。たとえば、水中「浮遊式」ということにこだわれば、振動や変位の制御など在来構造物よりも多くの課題を克服しなければならず、他の渡海構造物に対する優位性を発揮するためには、経済性や安全面での研究がさらに必要と思われる。しかし、広義の水中トンネル、すなわち、水中架台による固定支持も含めた「水中トンネル」であれば、振動や変位の問題は大幅に軽減される上、「環境にやさしい」「周辺景観を損なわない」「水中が展望できる」などの特徴を活かした社会的なニーズも予想され、実現の可能性はかなり高いと考える。本研究は、「浮遊式」トンネルを対象としているものの、その成果が今後広く水中トンネルの計画、設計等に利用されれば、これに勝る喜びはない。

今回の論文審査にあたり、主査を務めていただいた北海道大学教授　三上　隆先生をはじめ、角田　與史雄先生、佐伯　浩先生、佐藤　浩一先生、石山　祐二先生には、貴重なお時間を割いて、指導、審査をしていただきましたこと、心より御礼申し上げます。また、研究の課程において、北海道開発局の林　忠志氏、五洋建設の岡橋　準治氏、国栖　広志博士、西松建設の藤井　利侑博士、多田　彰秀氏、大林組の飯田　康博氏、ならびに（社）水中トンネル研究調査会の構造研究小委員会のメンバーには、ご迷惑をおかけしながらも、数多くの貴重な意見をいただくことができ、誠に感謝の念に絶えません。

そしてこの研究を様々な角度から支援し、協力して下さった大成建設　水谷　洋一氏、友広　勲氏、堀越　研一氏、國分　ひろみさん、米田　純子さんには、この場を借りて厚く御礼申し上げます。本当にどうもありがとうございました。

平成九年五月一五日
川崎の自宅にて

