

沈埋トンネル耐震継手の効果

清宮 理*

フェロー会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科(〒169-8555東京都新宿区大久保3-4-1)

沈埋トンネルの地震時の断面力を低下し周辺地盤からの変形を吸収する目的でトンネル軸方向に柔継手を配置している。柔継手の構造として、ゴムガスケットとPCケーブルを使用する形式、波形鋼板を使用する形式などが幾つか提案されている。これらの耐震継手を使用するとどの程度低減できるか多質点系モデルによる動的応答計算で比較検討をした。また波形鋼板形式は最近開発されたばかりであり各種の載荷試験により効果を確認した。これらの内容についても述べる。

Key Words: flexible joint, wave steel plate, immersed tunnel, seismic response analysis

1. まえがき

沈埋トンネルは、沈埋函（エレメント）を海底に沈めて連結して建設されるトンネルの一種である。一般に軟弱な海底地盤に建設される例が多く、地盤の沈下や地震時に生じる断面力を低減するためゴムガスケットとPCケーブルによる柔継手¹⁾が沈埋函の連結部に設置される。この形式の柔継手は、多摩川トンネル、東京都第二航路トンネルなど多数の沈埋トンネルに採用されている。この形式のバネ定数の設定、耐荷力特性などはすでに多くの報告がなされている。兵庫県南部地震を契機にレベル2の地震動²⁾に対応するため沈埋函の断面力をより低減し、接合部でこれまでよりさらに大きな変形吸収が可能な柔継手の必要性が生じた。従来のゴムガスケットでは、大変形を吸収する場合柔らかい材質と背の高い形状が必要となる。しかし引張作用時（作用荷重が小さいとき）に止水性の確保とガスケットの横倒れが懸念³⁾される。このため止水性と横倒れに強い波形鋼板による柔継手が提案された。この鋼板による継手の概念は、パイプラインなどの小口径の連結部に取り付けられるベローズ管と類似である。ベローズ管は温度変化や地盤変形による変形吸収用に使用され、兵庫県南部地震でもこの効果が認められた。

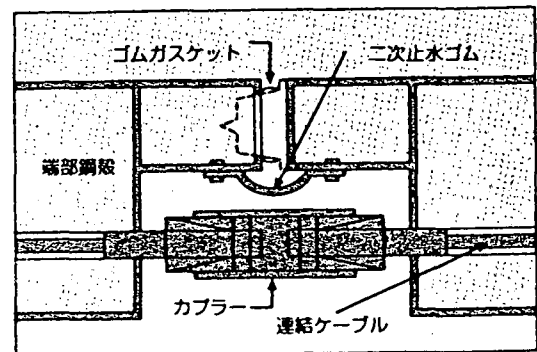


図-1従来の柔継手部の構造

沈埋トンネルは、パイプより断面が格段と大きくかつ設計条件が厳しい。また沈埋トンネルのような大規模な構造物への適用事例はない。波形鋼板を柔継手として沈埋トンネルに採用するためには、変形性能、耐荷力、発生ひずみなど基本的な力学特性を把握し、これより使用性能を規定する必要がある。このため、今回は継手の一断面を取り出し載荷試験を実施して基本的な力学特性を調べた。また波形鋼板による柔継手の耐震性とこの効果を調べる必要がある。そこで神戸港の沈埋トンネルなどを対象にして多質点系モデルによる動的地震応答計算（試計算）を実施し、沈埋函の断面力の低下の程度を把握した。これら載荷試験と地震応答計算の内容と結果について述べる。

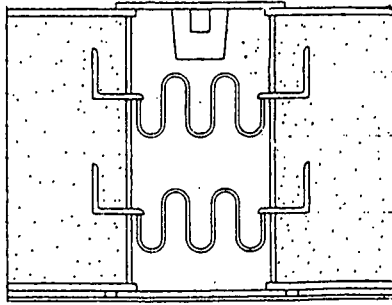


図-2 波形鋼板継手の構造

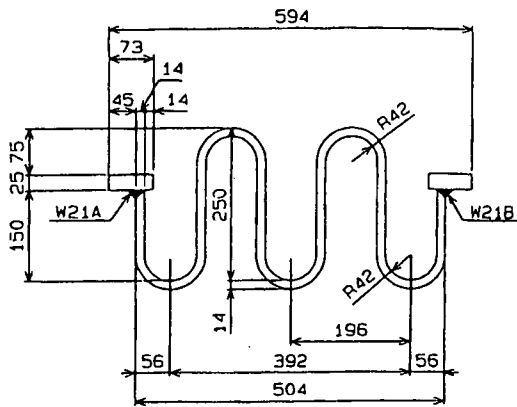


図-3 供試体概要

2. 継手の構造

沈埋トンネルの継手には函体と同程度の剛性のある剛継手が従来使用されていたが、耐震性の向上を目的として多数の柔継手が提案された。このなかで代表的な柔継手構造を図-1示す。多摩川トンネル、東京都第二航路などで採用されており実績が多い。この形式の柔継手はゴムガスケットとPCケーブルより構成されており、圧縮力にはゴムガスケットで、引張力にはPCケーブルが抵抗する。沈埋函接合部の止水性は、ゴムガスケットと二次止水ゴムにより確保する。従来の柔継手では大きな引張力が作用したとき、圧縮されているゴムガスケットが元に戻り、ガスケットビームより離れる可能性がある。設計では30mm位以内の戻り量を想定しているが、レベル2の地震動に対して大変形用のゴムガスケットでも対応できない場合がある。

図-2に波形鋼板継手の構造を示す。継手は隣接する沈埋函の連結部に設置される。継手部に要求される性能は、周囲からの水圧に耐え止水性を確保することと、沈埋函に生じる断面力を吸収することである。波形の鋼板を溶接にて沈埋函端部の

表-1 使用材料

鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張り強さ (N/mm ²)	伸び (%)
SM490Y	402	543	25.3

表-2 載荷試験ケース

ケース	方向	変位	回数
1	引張り	+500 mm	なし
2	圧縮	-200 mm	なし
3	片振幅	+40~0 mm	10
4	片振幅	-40~0 mm	10
5	両振幅	±40 mm ±80 mm	10 10

バルクヘッド(鋼製)に輪状に二重に取り付ける。二重に取り付けることにより止水性の安全性を増加できる。外側の海水に接する波形鋼板には防食用のアルミ棒が取り付けられている。波形鋼板は接合時の一次止水用には用いられない。

3. 波形鋼板の静的載荷試験⁴⁾

(1) 模型と使用材料

供試体の概要を図-3に示す。供試体の横寸法は504mmで実物大であるが、奥行きは250mmの部分要素模型とした。鋼板をプレスにより、直線部分と半円形部分に加工した。鋼板の板厚は14mm、半円形部分の半径は42mmとした。材質はSM490Yで、引張試験から得られた材料特性を表-1に示す。また波形鋼板の両端は、板厚25mmの平鋼に溶接で固定した。

(2) 載荷方法と計測項目

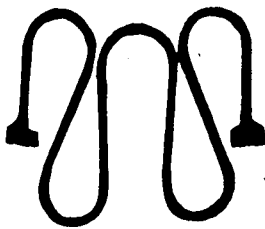
供試体両端部の平鋼に鋼板を溶接にて取り付け、ボルトで載荷治具の鋼製ブロックに取り付けた。この鋼製ブロックを容量250kNの油圧ジャッキ2台で波形鋼板の軸方向に静的載荷を行った。載荷は、供試体が偏心しないように変位制御で行い、油圧ジャッキのストローク長を2台で同じにした。油圧ジャッキの引張方向の最大変位量は500mm、圧縮方向の最大変位量は200mmとした。引張側と圧縮側で変位量が異なるのは、油圧ジャッキの構造(性能)による。載荷試験のケース数を表-2に示す。ケース1, 2は単調載荷で油圧ジャッキの最大変位量まで供試体に載荷を行った。ケース3, 4は片振幅で変位量40mmまで載荷を行い、次に0mmまで除荷した。この片側載荷を引張側と圧縮側で別個に10回繰り返した。この載荷方法は、

表-3計測項目

計測項目	測定器及び測定方法
波形鋼板の変形量	変位計 (6個所/1体) ビデオ, 写真, 写し取り
ひずみ量	ひずみゲージ (24枚/1体)
載荷荷重	ポンプ圧力計



(a) ケース1



(b) ケース2

図-4変形状態 (ケース1, 2)

波形鋼板の地震時の設計振幅が40mmであり、今回、レベル2における地震動での主要動の波数をポートアイランドの地震波を参考に10以内と設定したことによる。ケース5では両振幅±40mmで10回繰り返し載荷を行い、その後同じ供試体について±80mmで再度10回の繰り返し載荷を行った。またさらに疲労試験機を用いて、亀裂発生回数を調べた。このときの強制変位は43mmと86mmとし周波数はそれぞれ0.2Hzと0.1Hzとした。

計測項目は、表-3に示すように波形鋼板の変形量、ひずみ量及び油圧ジャッキの荷重とした。また載荷試験終了後、供試体にひび割れなど生じていないか浸透探傷試験で調べた。

(3) 載荷試験の結果

a) 変形状況

ケース1, 2の載荷試験後の供試体の変形状態を図-4に示す。引張載荷では半円形部の頂点が開くように変形し、直線部はほぼ原型のままであった。圧縮載荷では半円形部が閉じるように変形し、隣接している半円形部の付け根の鋼板同士が接触した。図から分かるように、波形鋼板は大きな変形性能を有していることが分かった。載荷試験後、溶接部や半円形部頂点において浸透探傷法によりひび割れなどの有無を確認したところ、損傷は全く生じていなかった。

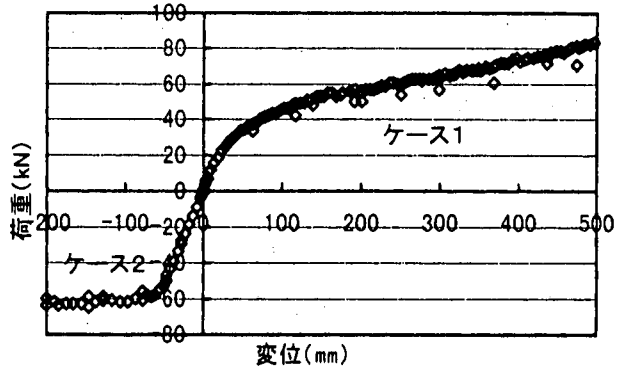


図-5荷重・変位曲線 (ケース1, 2)

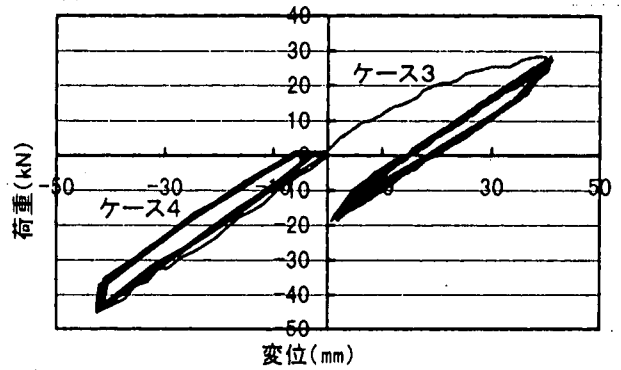


図-6荷重・変位曲線 (ケース3, 4)

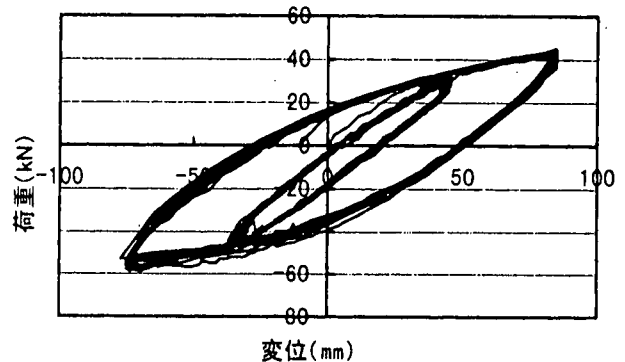


図-7荷重・変位曲線 (ケース5)

b) 荷重と変位関係

図-5にケース1, 2の荷重変位関係を、図-6にケース3, 4の荷重変位関係を、図-7にケース5の荷重変位関係をそれぞれ示す。単調載荷試験での波形鋼板の荷重変位関係は、圧縮側と引張側で異なった。弾性域での勾配は両者で同じであったが、引張側の方が圧縮側より降伏荷重が小さく、また降伏後の勾配が引張側の方が圧縮側より大きくなった。繰り返し載荷でも、弾性域の勾配は両者でほぼ同じであったが同じ変位量に対して圧縮側の方が引張側より載荷荷重が大きくなった。また10回繰り返し載荷を行っても、履歴特性はほぼ一定であった。図-8に疲労試験の結果を示す。図中の曲線はASMEでのペローズ管の疲労式である。今回の試験結果を◆で示すがASME⁹⁾の式

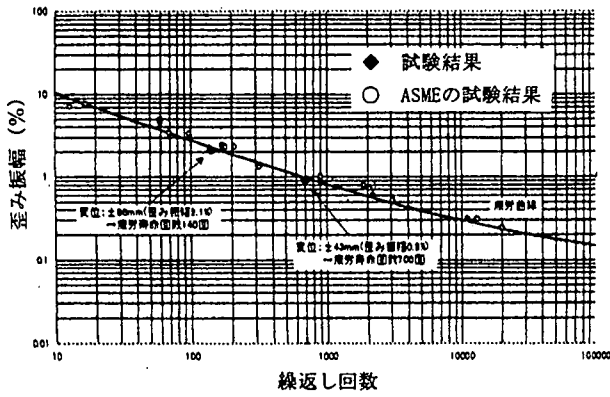


図-8ASMEの疲労曲線と試験結果

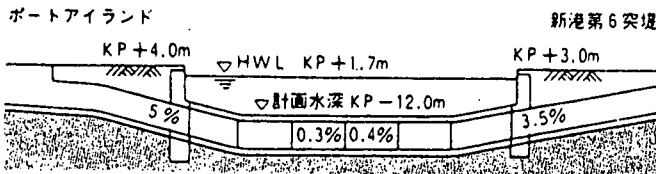


図-9沈埋トンネルの概要

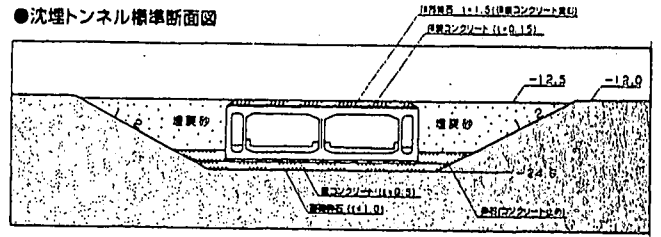


図-10沈埋函の横断面

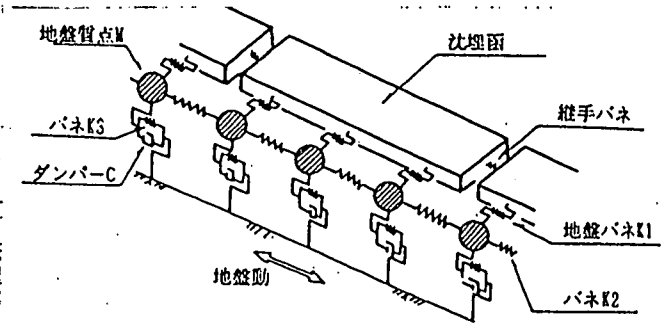


図-12地震応答計算のモデルの概要

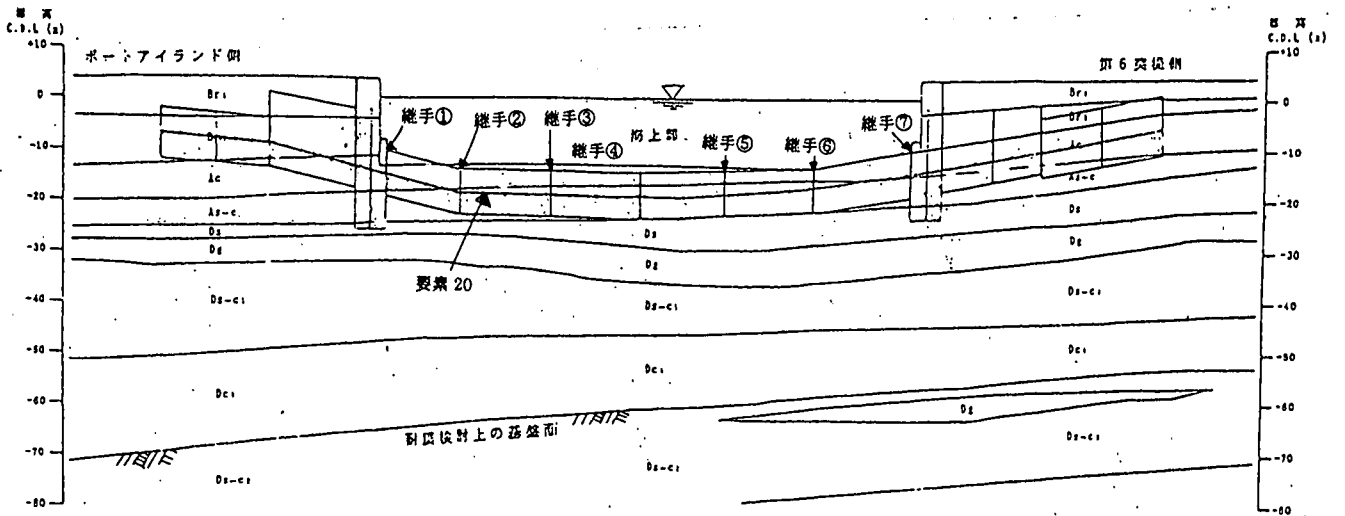


図-11沈埋トンネル周辺の地盤状況

今回の試験結果を◆で示すが ASME³⁾の式と良い適合をしていた。設計振幅で700回、設計振幅の2倍で140回で亀裂が生じたが十分な低サイクル疲労強度を保有していた。

4. 沈埋トンネルの地震応答計算

(1) 計算モデル

地震応答計算の対象とした沈埋トンネルの概要を図-9に示す。トンネル全長は990mで、このうち520mが沈埋部である。沈埋部の両端には直接基礎形式の換気塔が設けられており、陸上部には開削トンネルが接続されている。沈埋函6函で沈埋部

は構成されており、それぞれの沈埋函の全長は87.5m、幅34.6m、高さ9.1mである。沈埋函の横断面図-10に示す。この横断面のバルクヘッド部に二重に、波形鋼板による柔継手を配置したと設定した。また換気塔と沈埋函の連結部も柔継手構造とした。沈埋トンネル周囲の地盤状況を図-11に示す。表層地盤は軟弱な粘土層で、ポートアイランド側で70m以深、第6突堤側で53m以深は洪積層である。この洪積層を地震波を入力する工学基盤面とした。表層地盤の微小振幅ひずみ時の一次せん断振動の固有周期は、ポートアイランド側で1.1~1.9s、航路部で0.9s、第6突堤側で1.2sである。地震応答計算のモデルの概要を図-12に示す。表層地盤を質点に、沈埋函をはり部材に、沈

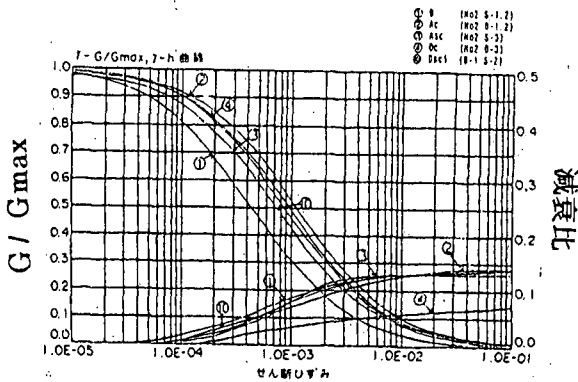


図-13せん断剛性、減衰係数とひずみの関係

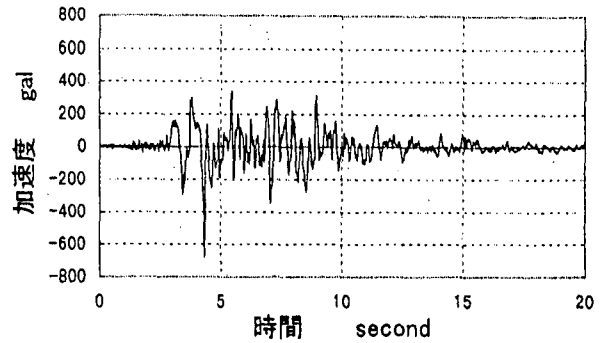
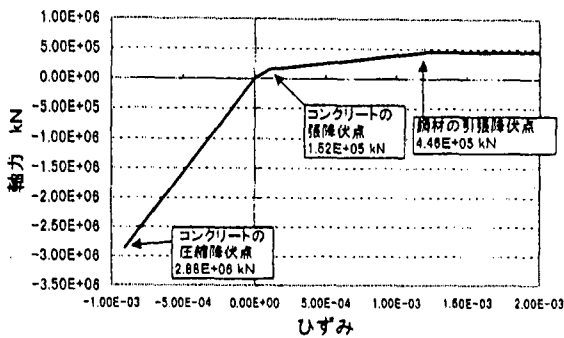


図-15入力地震動の加速度波形

図体の材料非線形性(軸方向)



図体の材料非線形性(軸直角方向)

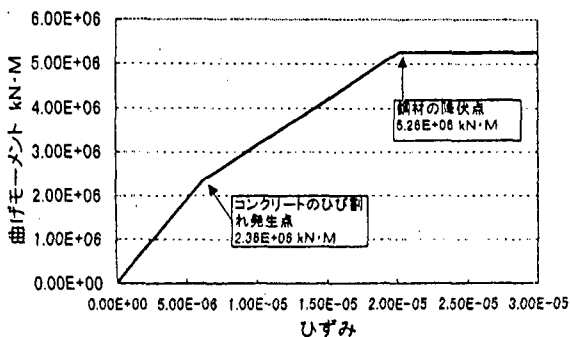


図-14沈埋函の材料非線形性

埋函を連結する継手部分を継手バネに置換した。モデル化は沈埋トンネル部、換気塔部及び陸上トンネル部について行い、表層地盤を沈埋トンネル軸線方向に52個に分割し、それぞれを1質点に置換した。質点同士(K2バネ)、質点と工学的基礎(K3バネ)、質点とはり部材(K1バネ)はバネで連結した。またK2とK3バネにはダンパーを並列に配置した。それぞれのバネ定数は、地盤を等価弾性と仮定して有限要素法により求めた。有限要素法では、沈埋函位置に単位の荷重を与えその載荷点の変位からバネ定数を算定した。図-13に示すせん断剛性、減衰係数とひずみの関係を用いて、地

盤の地震応答計算プログラムSHAKEにより分割された個々の表層地盤の剛性率の低下と減衰係数を計算した。地震応答計算の方向はトンネル軸方向と軸直角方向で、上下動は今回考慮しなかった。換気所は3質点に置換し、表層地盤とは、道路橋示方書に示される剛体基礎でのバネで連結した。

沈埋函の材料非線形性を図-14に示す。圧縮側はコンクリートの圧縮強度を考慮してバイリニア型(non-linear)の非線形特性を、引張側はコンクリートの引張強度と鋼材の引張特性を考慮したトリリニア型(tri-linear)の材料非線形特性とし、ひび割れが生じた場合には曲げ剛性を参考文献⁷⁾に従い低下させた。沈埋函と質点を連結するK1バネはバイリニア型とし、この軸方向の極限荷重は沈埋函表面の最大摩擦力とし、軸直角方向極限は受動土圧とした。K2、K3バネは等価線形とし、SHAKEから求めたせん断剛性から計算した。表層地盤の沈埋トンネルは弾性支承上の梁として地震応答計算から得られた変位を基に静的に計算を行った。

(2) 入力地震動⁸⁾

入力地震動の加速度波形を図-15に示す。兵庫県南部地震のポートアイランドの-82mで観測された加速度波形(NS成分)で、最大加速度-679gal、ステップ数2000、ステップ間隔0.01sとした。この地震動はレベル2の入力地震に対応していると考えた。この地震動を沈埋トンネルの軸方向と軸直角方向にそれぞれ入力した。

(3) 計算ケース

計算ケースは、沈埋トンネル軸方向と軸直角方向の2種類、継手として剛結合、波形鋼板及びゴムガスケットによる従来型の柔継手の3種類、表層地盤のバネ定数(特に極限值)などを考慮しての8ケースとした。

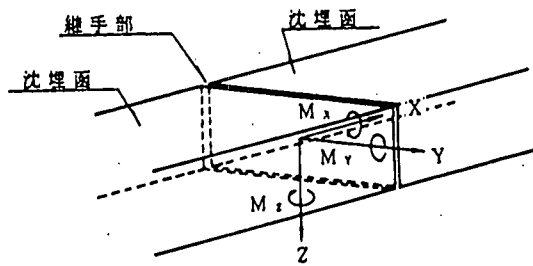


図-16 継手部の座標軸

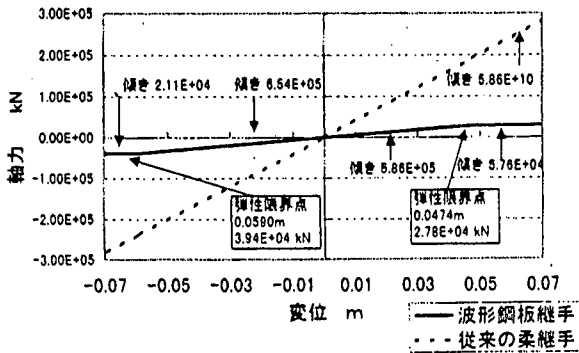


図-17 軸方向の継手のバネ定数

(4) 継手バネ定数の設定

柔継手には、X、Y、Z軸に関して図-16に示すように6成分のバネを考える。これらのバネ定数は、載荷実験あるいは有限要素法による解析から求める。波形成鋼板による継手部の軸方向(X軸方向)のバネ定数は、載荷試験で得られた荷重変位関係での勾配から求めた。供試体の奥行きは25cmであり、実物の全長は168.3m(二重の設置を考慮)である。載荷試験から得られた軸方向バネ定数に、長さの比(168.3÷0.25m)を乗じて実物のバネ定数とした。軸直角方向(Z軸回り)の曲げに関するバネ定数は、軸方向のバネ定数を用いて次式で計算した。

$$K_{\theta} = (HB^2 + B^3/3) K_x \quad (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}) \quad (1)$$

ここで、B：沈埋函の幅(m)、H：沈埋函の高さ(m)、 K_x ：1mあたりの軸方向のバネ定数(kN/m)ただしせん断方向のバネ定数は有限要素法(材料を弾性と仮定)により別途求めた。この際ペローズ管をシェル要素に置換し、単位荷重を端部に与えて変形量を求め、この比をバネ定数とした。この有限要素法から得られたせん断方向のせん断剛性は、沈埋函本体と同程度の剛性を持っていた。このようにして得られた軸方向と軸直角方向のバネ定数を図-17及び図-18に示す。両バネともバイ

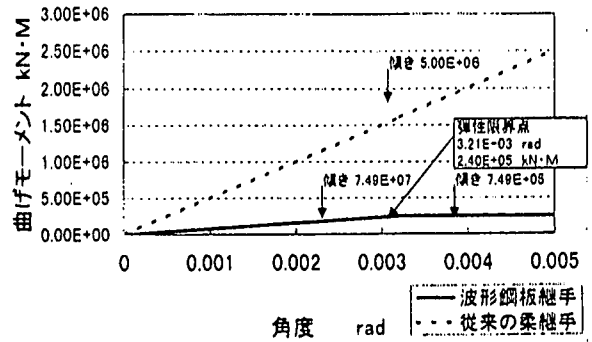


図-18 軸直角方向の継手のバネ定数

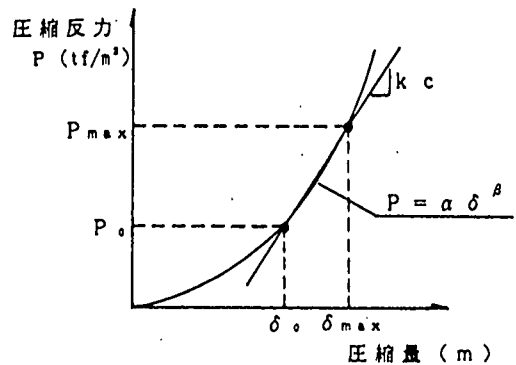


図-19 ゴムガasketの荷重変位関係

リニア型とした。また併せて、従来のゴムガasketとPCケーブルによる柔継手での沈埋トンネルの耐震設計に用いたバネ定数は、参考文献(1)より圧縮側はゴムガasketの荷重変位関係から引張側は、PCケーブルより設定する。すなわちゴムガasketの圧縮時においては、図-19に示すように双曲線的な荷重変位関係のある荷重時での接線勾配をバネ定数とする。

$$P = \alpha \delta^{\beta} \quad (2)$$

$$K_c = \alpha \beta \delta^{\beta-1} \quad (3)$$

ここで α 、 β ：係数、P：荷重、 δ ：変位引張側は、ゴムガasketの除荷時の荷重変位関係とPCケーブルの弾性係数とを合成してバネ定数とする。PCケーブルのバネ定数は次式で得られる。

$$K_p = E_p \cdot N \cdot A_p / L \quad (4)$$

ここで E_p ：ヤング率、N：PCケーブルの本数、 A_p ：PCケーブルの断面積、L：ケーブル長
この結果、波形成鋼板の弾性域の軸方向のバネ定数

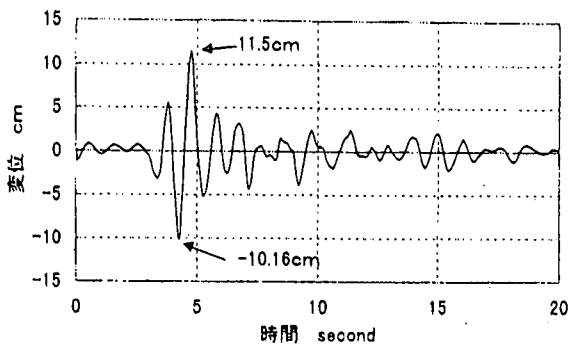


図-20波形合板による①継手位置での応答変位波形

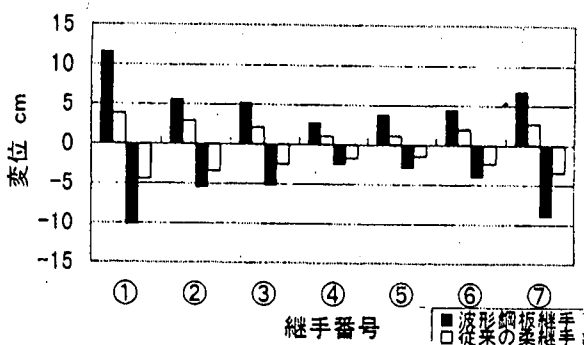


図-21軸方向、継手位置での応答変位の最大値分布

は、引張側で 5.86×10^5 kN/m、圧縮側で 6.54×10^5 kN/mで従来の柔継手のバネ定数の約1/6の値であった。弾性域の曲げ（軸直角方向：Z軸回り）のバネ定数は、圧縮側と引張側で同じで 7.49×10^7 kN・m/radとした。波形鋼板の曲げのバネ定数は、従来型の約1/7の値であった。

(5) 計算結果⁴⁹⁾

多質点系モデルによる地震応答計算による地表面の最大応答変位は、ケース①～⑤ともにポートアイランド側と第6突堤側で約60cm、航路部で約55cmであった。図-20に波形鋼板による（ケース③）、①継手位置（ポートアイランド側換気所と沈埋函間）での応答変位の波形の一例と、図-21にトンネル軸方向の各継手位置での応答変位の最大値分布を示す。波形鋼板による柔継手の最大応答変位値は、換気所との取り付け位置の①番目の継手に生じ、この値は11.5cmであった。一方航路部では3cmと小さな最大応答変位値であった。従来の柔継手（ケース②）では、①継手位置で4cmと波形鋼板による柔継手より約1/3とかなり小さな最大応答変位値となった。図-22に柔継手の場合（ケース②、③）のポートアイランド側の沈埋函（要素20・図13参照）の軸力波形を示す。ま

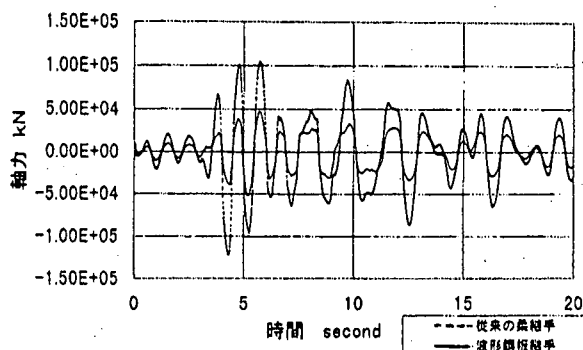


図-22要素20の軸力の時刻歴波形

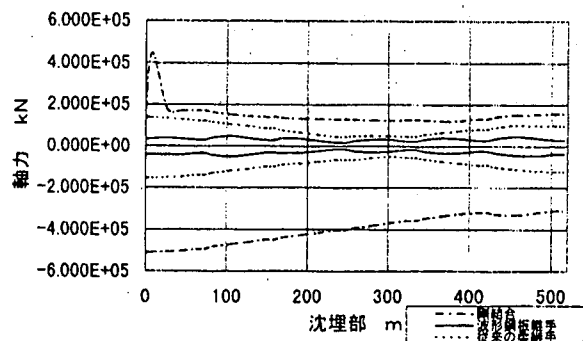


図-23軸方向に関する最大軸力分布

た沈埋トンネル各個所で計算された最大軸力のトンネル軸方向に関する分布を図-23に示す。波形鋼板による柔継手を用いた場合（ケース③）の最大軸力は引張側で 4.622×10^4 kN、圧縮側で -5.264×10^4 kNとなった。どちらの値も函体の弾性域であり、コンクリートにひび割れや圧壊が生じない計算結果となった。図-24に各継手構造による沈埋トンネル軸方向の各地点での最大軸力の分布を示す。剛結合の場合（ケース①）、ポートアイランド側の換気所付近の沈埋函の鋼材が降伏し、兩岸の沈埋函のコンクリートにひび割れが生じる計算結果となった。従来型の柔継手（ケース②）では、鋼材の降伏はしないが換気所近傍のみコンクリートにひび割れが生じる計算結果となった。表層地盤のモデル化による影響を調べるため、沈埋函と表層地盤を連結するK1バネの軸方向の極限值を $\delta X=3$ mm（ケース③）、6mm（ケース④）及び10mm（ケース⑤）とした場合、波形鋼板の柔継手での沈埋函の最大軸力は、それぞれ 1.37×10^6 kN、 1.76×10^5 kN及び 1.92×10^5 kNであった。沈埋函周辺の最大摩擦力の設定により、沈埋函に計算された最大軸力は変化するが、沈埋函の破壊性状に与える影響は今回の計算では少なかった。表層地盤の力学特性を表示するK2及びK3バネでも同

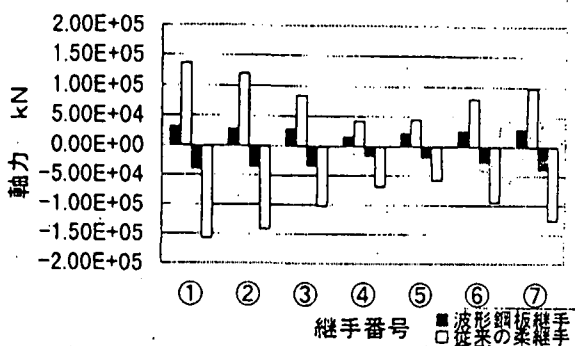


図-24各継手位置の最大軸力の分布

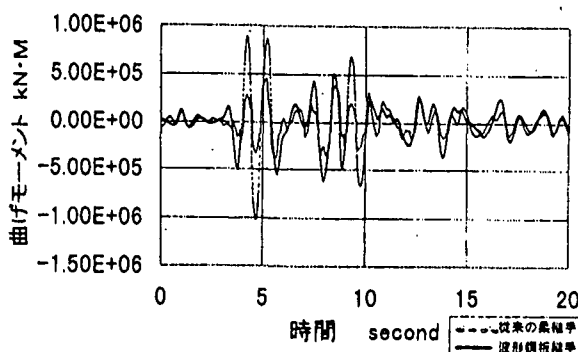


図-25要素20の曲げモーメントの時刻歴波形

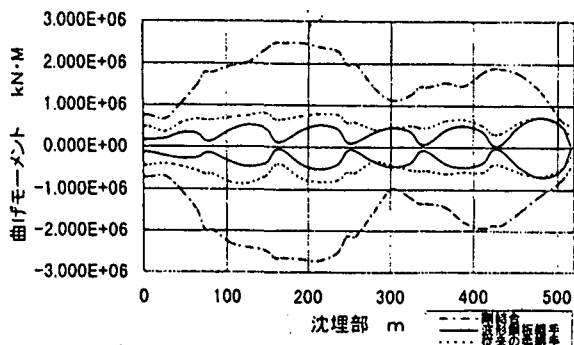


図-26各位置での最大曲げモーメント分布

様であった。図-25に要素20(図11参照)の位置での沈埋トンネル軸直角方向(Z軸回り)の曲げモーメント波形を、図-26に沈埋トンネル各位置での最大曲げモーメントの分布を示す。曲げモーメントに関しては剛結合の場合(ケース⑥)、沈埋函のコンクリートにひび割れが生じるが、鋼材の降伏やコンクリートの圧壊は計算されなかった。柔継手の場合(ケース⑦、⑧)、波形鋼板と従来型の柔継手ともにコンクリートにひび割れが生じない計算結果となった。

5. 結論

- (1) 柔継手の力学的性能は 載荷試験あるいは有限要素法から求められる。載荷試験から波形鋼板は引張側で500mm、圧縮側で200mm変形させても、溶接部や半円形部頂点でひび割れなど生じず十分な変形性能を有していた。また±40mmで10回繰り返し載荷しても履歴特性は安定し、ひずみ量の進行やひび割れは見られなかった。この結果波形鋼板は所定の耐震性能を保持している尾が判明した。
- (2) 波形鋼板のバネ定数は、従来のゴムガスケットとPCケーブルによる柔継手のバネ定数と比較して軸方向で約1/6、軸直角方向で約1/7と小さかった。
- (3) 多質点系モデルによる地震応答計算結果より、波形鋼板を用いた柔継手では、沈埋函に生じる断面力を従来の柔継手より大幅に低減できることが判明した。すなわち最大軸力で約1/3、最大曲げモーメントで場所によっては約1/2断面力が低減できた。以上のことから、波形鋼板による柔継手はレベル2クラスの地震動に対して非常に有効と言える。

謝辞：本論文での載荷実験及び数値解析に関しては元早稲田大学大学院生の加藤さやか氏、河野博道氏の研究に負うところが多い。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 清宮理他3名：沈埋トンネル柔継手の載荷試験、構造工学論文集、Vol. 39A, pp. 1447-1456, 1993. 3
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書「平成8年版」耐震設計編、pp. 1-15
- 3) 清宮理、田辺源吾：沈埋トンネル用のゴムガスケットの止水と横倒れ実験、構造工学論文集、Vol. 42A, pp. 35-42, 1996. 3
- 4) 清宮理、河野博通、加藤さやか：波形鋼板を用いた沈埋トンネルの免震継手の効果、構造工学論文集、Vol. 45A, pp. 793-800, 1999. 3
- 5) ASME SECTION VIII DIVISION 1 APPENDIX CC "FLANGED AND FLUED OR FLANGED ONLY EXPANSION JOINTS," American Society of Mechanical Engineering, 1998
- 6) 清宮理、小島朗史、竹村淳一：柔継手の非線型性を考慮した沈埋トンネルの地震応答計算、第9回地震工学シンポジウム、pp. 1273-1278, 1994. 12

- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書「平成3年版」設計編、p. 92
- 8) 稲富昌隆他4名：平成7年兵庫県南部地震でのポートアイランドの表層地盤の振動特性、第23回地震工学研究発表会、pp. 269-272, 1995. 7
- 9) 戸田和彦、他5名：沈埋トンネル柔継手の構造による地震応答の相違、構造工学論文集、Vol. 46A, pp. 939-946, 2000. 3

(2000. 10. 20受付)

EFFECT OF FLEXIBLE JOINT FOR DECREASE OF SECTIONAL FORCE OF IMMersed TUNNEL

Osamu KIYOMIYA

Flexible joints are installed between immersed tunnel elements to reduce large sectional force due to earthquake and ground settlement. Wave steel plate joint is developed to cope with level 2 class earthquakes. This joint absorbs large sectional force rather than conventional flexible joint and has stable water-tightness. Mechanical properties of double wave steel joint are studied by loading test for the joint elements and its axial spring constant is obtained for seismic response analysis of the immersed tunnel. Test models had enough deformed capacities and no breaking was observed during the loading test. The effect of the joint is confirmed through the seismic response analysis and sectional forces are reduced to $1/2 \sim 1/3$ compared with the conventional flexible joint.