

沈埋トンネル柔継手の構造による地震応答の相違

Seismic response analysis for immersed tunnel with flexible joints

戸田和彦*, 花城盛三*, 清宮理**, 北澤壮介***, 村本哲二***, 岡田一郎****

Kazuhiko Toda, Seizo Hanashiro, Osamu Kiyomiya, Sosuke Kitazawa, Tetsuji Muramoto and Ichiro Okada

*沖縄開発庁 沖縄総合事務局 那覇港湾空港工事事務所 (〒900-0004 沖縄県那覇市港町 2-6-11)

**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)

*** (財) 沿岸開発技術研究センター (〒169-8555 東京都千代田区隼町 3-16)

****日本シビックコンサルタント (株) 技術研究部 (〒116-0013 東京都荒川区西日暮里 2-26-2)

Flexible joints for immersed tunnel elements are provided to reduce sectional forces and increase deformation capacity during earthquakes. In order to cope with large earthquakes, such as level 2 earthquake, however, flexible joints with better performance in terms of sectional force reduction and deformation absorption are required. Seismic response analysis was therefore carried out to verify those effects of both conventional flexible joint and wave steel plate joint. The analysis revealed that sectional force reduction effect of wave steel plate joint is 0.1 to 0.9 times that of conventional joint and its deformation capacity is also superior to the conventional one. It was also found that wave steel plate joint ensures adequate water-tightness (deformation capacity) against level 2 seismic motion.

Key Words: Immersed Tunnel, Flexible Joint, Wave Steel Plate, Seismic Response Analysis

キーワード: 沈埋トンネル, 柔継手, 波形鋼板, 地震応答解析

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、多くの土木構造物に大規模地震に対する安全性が求められるようになってきている。特に、沈埋トンネルに関しては、構造規模が大きいことや軟弱な海底地盤面に建設される例が多いといった構造物の重要性と地盤条件の特殊性から、厳しい耐震性が要求されている。このため、通常沈埋トンネルでは、沈埋函に発生する地震時の断面力低減やトンネル全体の変形性能の向上を目的として、函体間に柔継手の適用を図っている。柔継手の構造は、ゴムガスケットとPCケーブルで構成され、地震時に発生する軸圧縮力に対してはゴムガスケットの圧縮特性で、軸引張力に対してはゴムガスケットの初期圧縮力からの除荷特性とPCケーブル引張特性によって、沈埋函に発生する断面力を吸収するとともにトンネル全体の変形性能を高めている。しかし、兵庫県南部地震を契機として設定されたレベル2のような大規模地震に対応するためには、これまで以上の断面力低減効果と変形吸収性能を有するトンネル構造とする必要がある。そのための方策として、柔継手の設置箇所数を多くすることも考えられるが、経済性、施工性の面で得策とはいえない。このような状況下、従来型の継手構造とは異なり、波形鋼板を用いた柔継手の沈埋トンネルへの適用に関する実験・研究が実施され¹⁾、その基本的な力

学特性と耐震性の効果が明らかとなっている。

そこで、那覇港沈埋トンネルを対象として、レベル1、レベル2地震動に対する地震応答解析を多質点系モデルにより実施し、柔継手構造を従来型と波形鋼板とした場合の断面力の低減効果や変形吸収性能に関する比較検討を試みた。なお、地震応答解析ではトンネル周辺の地盤条件を考慮し、柔継手の必要性を知る目的から剛結合とした場合についても解析を実施した。地震応答解析の内容と結果について述べる。

2. 那覇港沈埋トンネルの概要

那覇港沈埋トンネルは、臨港交通施設の一環として、那覇港と那覇空港、本島南部間との交通アクセス強化を図るために計画された臨港道路である。トンネル区間の延長は1143mで、このうち沈埋トンネル区間は724mである。沈埋トンネル部の両端には、直接基礎形式の換気立坑が設けられており、換気立坑より陸上側の区間は開削トンネルで接続する構造となっている。沈埋トンネル区間は、全8函の沈埋函で構成され、三重城側の2函体が函体長92m、他の6函体は函体長90mである。沈埋函の断面形状は、幅36.94m、高さ8.7mで上床版厚1.1m、下床版厚1.2m、側壁厚1.2m、中壁厚0.8m、隔壁厚0.5mである。沈埋函の構造形式は、鋼コンクリートの合成構造であり、主部材の鋼板は材質SM490Y、

鋼板厚 8~23mm、またコンクリートは設計基準強度 30N/mm² の高流動コンクリートである。トンネル全体の概要および沈埋函の断面形状を図-1、図-2に示す。

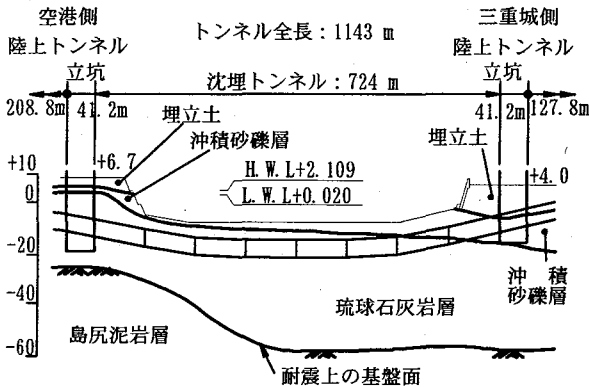


図-1 トンネル全体の概要

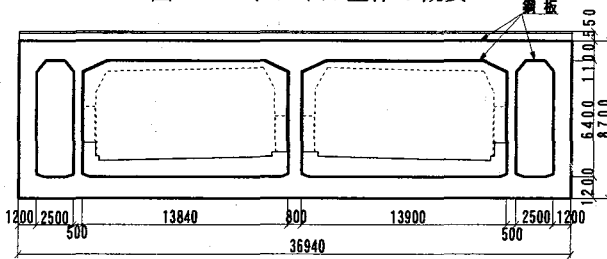


図-2 沈埋函の断面形状

沈埋トンネル周辺の地層は、沖縄地方特有の琉球石灰岩層が広範囲に分布し、その上層にサンゴ礫を主体とした沖積砂礫層、下層には耐震設計上の基盤面とみなせる堅固な島尻泥岩層が分布する層序となっており、とりわけ、琉球石灰岩層と島尻泥岩層は、空港側から水路部にかけて分布深度が急変する地層構成となっている。琉球石灰岩層はサンゴが死滅した後、石灰岩化してできたものであり、多孔質であることや石灰化の程度により硬さが大きく変化するという特長を有している。トンネル周辺の琉球石灰岩に関して、N値 50以上の岩塊状の硬質なものから、N値 10以下の礫状の緩いものまで含んだ変化に富んだ状態となっている。沈埋トンネルの地震応答解析に必要な各層の物性値を表-1および図-3に示す。なお、表-1中のせん断弾性波速度の値はP S検層の結果を、図-3中の

表-1 各地層の土質定数

地層名称	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断弾性波速度 Vs(m/sec)
埋立地	20	190
沖積砂礫層	18	210
琉球石灰岩層	22	335
島尻層(基盤面)	21	425

動的変形特性は繰り返し三軸試験の結果を平均値として表したものである。ただし、琉球石灰岩層の動的変形特性に関しては、岩塊部の資料採取が困難なため、礫状部を対象として特性を求めた。

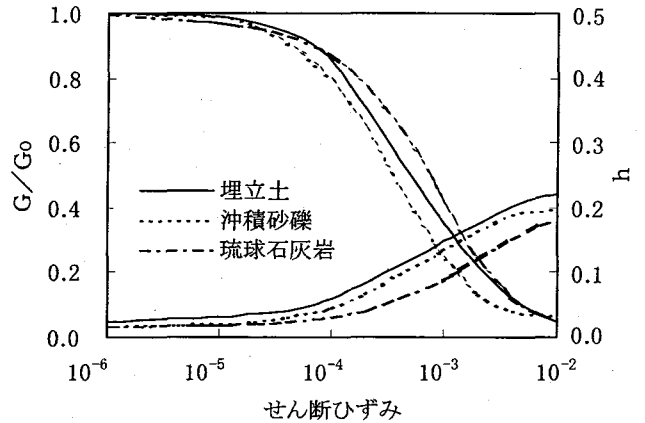


図-3 各地層の動的変形特性

3. 入力地震動の設定

3.1 レベル1地震動

レベル1地震動は、沿岸地域を対象として再現期間75年の最大加速度期待値をもとに定められた基準²⁾に準拠し、基盤面での最大加速度を150galとした。地震動波形には、当該地点の地盤の固有周期が0.5~1.5sec程度であることから、その固有周期帯で加速度応答スペクトルが卓越する特性をもつ十勝沖地震の八戸港観測記録を適用した。図-4に設定したレベル1地震動の基盤入力波形を示す。

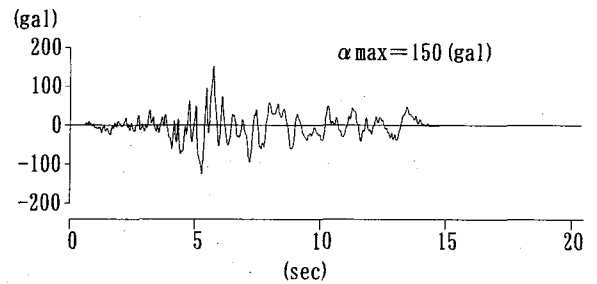


図-4 基盤面でのレベル1入力地震動波形 (2E成分)

3.2 レベル2地震動

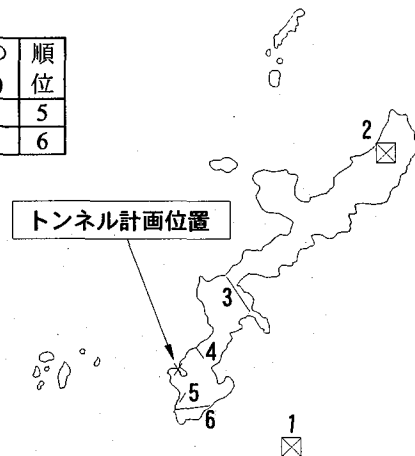
レベル2地震動についても、レベル1地震動設定時と同様の基準²⁾に準拠し、沖縄周辺の過去の地震記録³⁾や存在が確実な活断層を既往の文献⁴⁾より特定して、それらの中からトンネル計画地点での基盤加速度が最も大きくなる地震動をもって設定した。図-5に沖縄周辺における過去の地震と主な活断層の位置を表したものを示す。表-2および表-3は、図-5中の過去の地震と活断層の位置をもとに、トンネル計画地点における基盤加速度を式(3)に示す距離減衰式⁵⁾によって

表-2 沖縄周辺の過去の地震から推定した基盤加速度

トンネル位置	番号	発生年月日	震源位置	M	震源深さ (km)	実効距離 (km)	基盤加速度の推定値 (gal)	順位
26.22N 127.66E	1	1923 8/12	26.0N,128.0E	6.8	40	46.0	209	5
	2	1960	26.75N,128.25E	6.8	60	92.5	112	6

表-3 トンネル周辺の主な活断層から推定した基盤加速度

トンネル位置	番号	主な活断層	長さ (km)	M	実効距離 (km)	基盤加速度の推定値 (gal)	順位
26.22N 127.66E	3	石川安慶名断層	11.3	6.6	26.2	265	4
	4	伊祖断層	4.3	5.9	7.5	336	2
	5	糸満断層	3.8	5.8	7.7	312	3
	6	仲座南+米須+名城断層	10.0	6.5	11.4	383	1



求めたものである。ただし、算出に際して実効距離の設定は、過去の地震を対象とした場合には、式(1)により球状の震源域 r を求め、震源域からの最短距離とし、活断層を対象とした場合には、活断層位置からトンネル計画地点までの水平最短距離とした。また、活断層から推定される地震のマグニチュードは、式(2)によって求めた。

$$\log r = 0.5M - 2.25 \quad (1)$$

$$\log L = 0.6M - 2.90 \quad (2)$$

$$\log A_{COR} = 0.55M - \log(X + 0.005 \times 10^{0.55M}) - 0.0122X + 0.502 \quad (3)$$

ここに、 M : マグニチュード, r : 球状の震源域

L : 活断層の長さ, X : 実効距離

表-2 および表-3 の結果より、基盤最大加速度が最大となるのは、「仲座南+米須+名城断層」の断層による。よって、レベル2地震動は同断層によって生じる基盤面での最大加速度が 383gal の入力地震動と設定した。また、適用する加速度波形は、内陸活断層による地震を想定したことから、同種の地震動として観測された兵庫県南部地震におけるポートアイランド地下79mの波形(NS成分)をもとに設定された基盤入力波形(2E波)とした。図-6に本設計で設定したレベル2地震動の基盤入力波形を示す。

4. 沈埋トンネルの地震応答解析

4.1 解析モデル

地震応答解析は、沈埋トンネル区間724mを対象とし、解析におけるモデル化は両立坑を含めて行った。地震応答解析の手法は、表層地盤のモデル化を多質点系のバネ-質量モデル、沈埋函を梁部材として、基盤面での入力地震動によって生じる地盤質点の時刻歴応答変位を、トンネルと地盤を結ぶバネを介して梁部材に作用させ梁部材に発生する断面力を求める方法⁶⁾とした。図-7に地震応答解析モデルの概要図を示す。

表層地盤のモデル化は、まず表層地盤をトンネル軸に沿って26分割し、分割した各土柱を1次振動モード

図-5 沖縄周辺の過去の地震と主な活断層位置

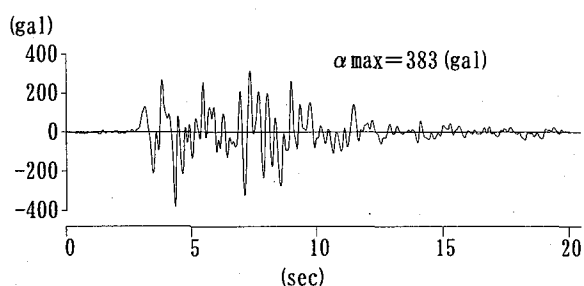


図-6 基盤面でのレベル2入力地震動波形(2E成分)

と等価な1質点系のバネ-質量モデルに置換した。地盤の減衰を表すダンパーもバネと並列に設置したが、その定数は、「SHAKE」による地盤の応答解析結果より得られる減衰定数をもとに、1次振動モードと等価な等価減衰定数⁷⁾を算出して設定した。質点間を連結するバネは、2つの質点間で一端が固定されている場合の他端に単位の変形を生じさせる力を算出することから設定した。地盤とトンネルを結ぶバネの算出に関しては、沈埋函の断面と周辺地盤を3次元の有限要素モデルでモデル化し、沈埋函位置に単位の荷重を作用させた場合の変形量からバネ定数を設定する方法とした。なお、これらの表層地盤のモデル化に際して、事前に地盤の応答解析を実施し、地盤の低下剛性値や減衰定数を求めた。地盤の応答解析は、表-1および図-3に示す物性値、動的変形特性を用いて、重複反射理論に基づくプログラム「SHAKE」によって行った。

沈埋函の材料特性は、入力地震動レベルに応じたモデル化とし、レベル1地震動を対象とした場合には線形弾性体、レベル2地震時には非線形性を考慮した。レベル2地震時における沈埋函の非線形性は、軸方向剛性の非線形性、および水平面内の曲げに関する非線形性とし、モデル化は非線形梁で行った。軸方向剛性の非線形性は、圧縮側はコンクリートの設計基準強度に応じた特性とし、引張側については鋼板の降伏点を

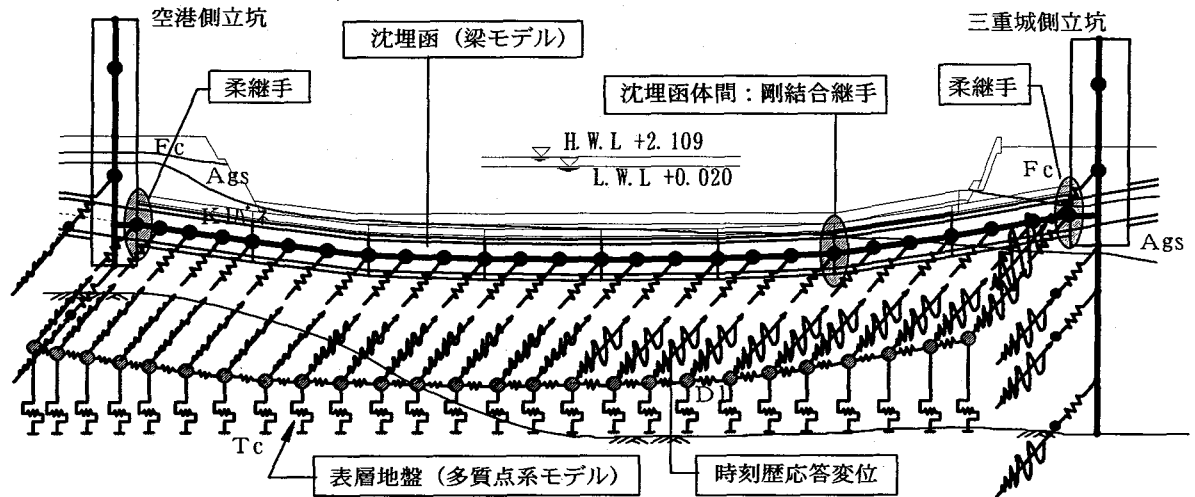


図-7 地震応答解析モデルの概要図

考慮したバイリーニア型の非線形特性とした。また、水平面内の曲げに関する非線形性は、コンクリートひび割れ時、鋼板降伏時、終局時（最外縁のコンクリートが終局ひずみ $\epsilon_{cu}'=0.0035^9$ ）に達する時）における曲げと曲率の関係を考慮したトリリーニア型の非線形特性とした⁹⁾。表-4に線形弾性体とした場合の構造断面諸元を示し、図-8には設定した沈埋函の材料非線形特性を示す。

表-4 沈埋函の構造断面諸元

ヤング率	28 kN/mm ²
断面積	111.8m ²
鉛直軸回りの断面2次モーメント	15918m ⁴
水平軸回りの断面2次モーメント	1331m ⁴

沈埋函に接続する立坑は、周辺地盤のバネで支持された梁としてモデル化し、上部工重量および下部工重量はそれぞれの重心位置に集中質量として配置した。なお、三重城側の立坑に関しては、仮設構造としての地中連続壁が基盤面まで打設され、本体構築後も残置されることから、この地中連続壁の存在が立坑の振動に少なからず影響すると考え、地中連続壁も梁とバネでモデル化した。周辺地盤バネの設定方法は、道路橋示方書に示される剛体基礎での地盤反力¹⁰⁾から設定する方法に依った。

4.2 柔継手の構造

一般に、沈埋トンネルは軟弱な海底地盤に建設される例が多いため、地盤沈下や地震時に生じる断面力の低減を目的として、沈埋函の接続部にはゴムガスケットとPCケーブルによる柔継手が設置されている。

しかし、本沈埋トンネルの場合、周辺地盤が比較的堅固であることを考えると、地震時における地盤変位が軟弱地盤下における程大きくなり、必ずしも沈埋函の函体間に柔継手を設置する必要はないといえる。

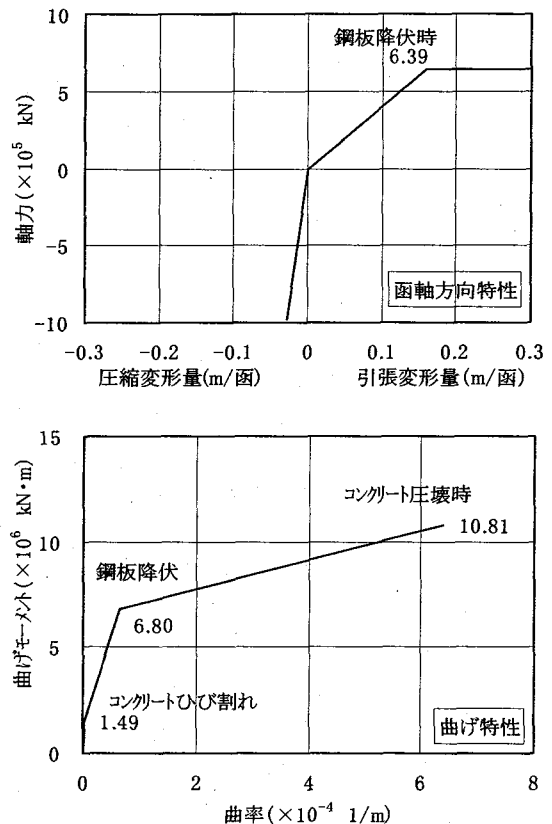
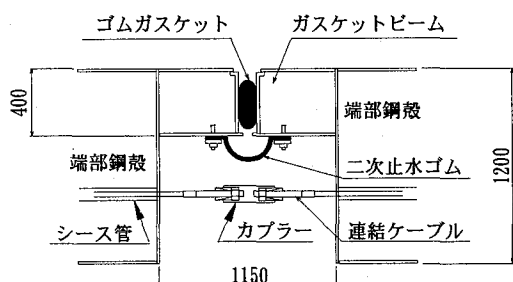


図-8 沈埋函の材料非線形特性

一方、他の沈埋トンネルと同様に、本沈埋トンネルでも沈埋函に接続する換気立坑が両端に存在するため、異種構造物である換気立坑との接続部では、振動特性の違いから断面力が大きめとなり、結果的に断面力低減を目的とした柔継手が必要となることも考えられる。そこで、地震応答解析は、柔継手構造の必要性と設置箇所の把握を目的として、まず沈埋函の継手構造を剛結合とした場合について実施し、その後、柔継手適用時の効果と地震時の安全性照査を目的とした解析を実

施した。

沈埋函に適用される柔継手構造に関しては、従来より用いられているゴムガスケットとPCケーブル方式のものに加えて、波形鋼板による継手構造が提案¹⁾されている。波形鋼板による柔継手の特長は、従来の継手構造形式に比較して、①引張作用時に変形性能に優れている（塑性領域を含めた大変形に追従可能）、②止水性に関する安全性の増加を図れる等であるとされている。そこで、地震応答解析における柔継手の適用に際しては、従来型の継手方式と波形鋼板による継手方式の2種類を設定し、それらによる発生断面力の低減効果と止水に関する安全性についての比較検討を行った。図-9および図-10に従来型と波形鋼板による継手構造図を示す。また、波形鋼板とした場合の柔継手の設置箇所を参考として図-11に示す。



- ◆ゴムガスケット : GINA-190-200-50/50
- ◆連結ケーブル : F270T $A=1.41 \times 10^{-3} \text{ (m}^2\text{/本)}$
 $E=1.9 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- ～空港側 → n=22本 L=10.0(m)
- ～三重城側 → n=68本 L=10.0(m)

図-9 従来型継手の構造図

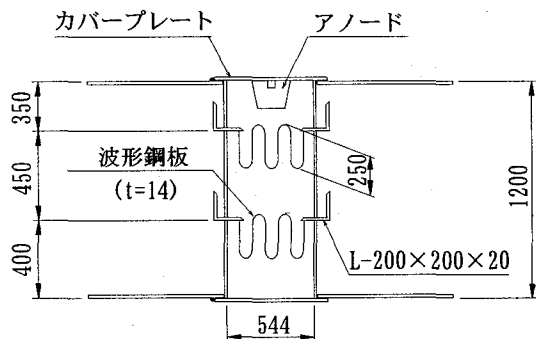


図-10 波形鋼板による継手の構造図

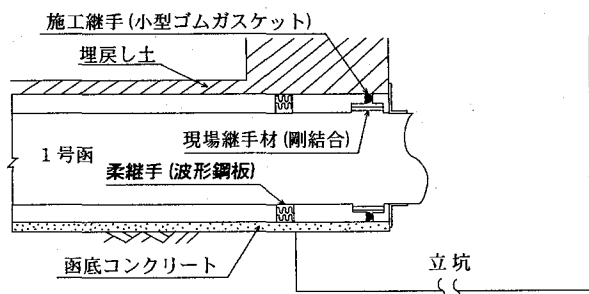


図-11 柔継手の設置箇所 (波形鋼板の場合)

4.3 継手バネ定数の設定

従来型の継手方式のバネ定数は、沈埋函水圧接合時の圧縮状態を初期状態として、圧縮側はゴムガスケットの圧縮特性にしたがい、引張側はゴムガスケットの除荷特性（初期圧縮力の解放）とPCケーブルの引張特性を合成して設定を行った。また、水平方向および鉛直方向の継手バネ定数は、せん断キーの間に設置される緩衝ゴムの圧縮特性を用いて設定した。水平面内、鉛直面内の回転バネに関しては、初期圧縮状態のもとで、曲げモーメントが作用した場合のガスケットとPCケーブルの変形からバネ定数を求める方法¹¹⁾とした。表-5に従来型の継手方式の構造諸元を図-9とした場合の継手バネ定数を示す。

波形鋼板による継手方式のバネ定数は、沈埋函周囲に取付く波形鋼板全体の1/4を厚肉シェル要素でモデル化した3次元の有限要素法解析により求めた（図-12参照）。表-6は、解析結果より得られた波形鋼板の各方向に関する荷重と変形量の関係から、弾性領域の勾配を読みとりバネ定数としたものである。なお、圧縮バネに関しては、弾性限界荷重が $3.94 \times 10^4 \text{ kN}$ 、変形量は 4.33 cm となり、弾性領域でのバネ定数が引張バネと同程度であった。

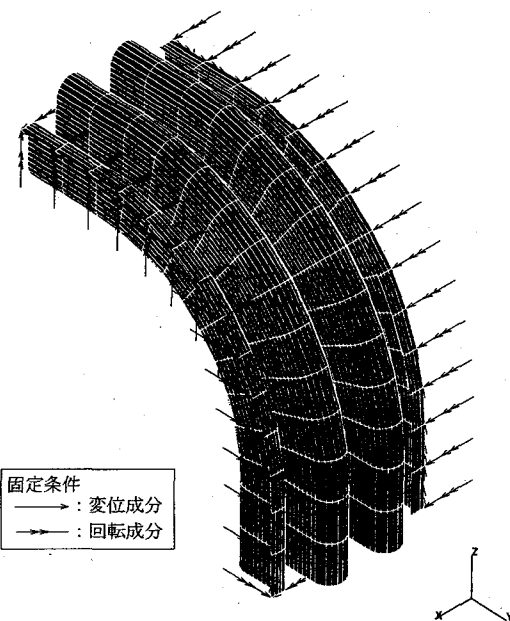


図-12 解析モデル図 (コーナー部を抜粋)

表-5 従来型継手の弾性領域のバネ定数

バネ定数	空港側	三重城側
引張バネ(kN/m)	2.45×10^6	3.00×10^6
水平面内の回転バネ(kN/m/rad)	2.31×10^9	4.59×10^8
鉛直面内の回転バネ(kN/m/rad)	1.21×10^8	1.42×10^8
水平せん断バネ(kN/m)	5.27×10^5	7.04×10^5
鉛直せん断バネ(kN/m)	5.97×10^5	7.00×10^5

表-6 波形鋼板継手の弾性領域のバネ定数

	弾性限界荷重 (kN) (kN・m)	変形量 (cm) (rad)	バネ定数 (kN/m) (kN・m/rad)
引張バネ	2.73×10^4	3.000	9.10×10^5
水平面内の回転バネ	2.40×10^5	0.00179	1.34×10^8
鉛直面内の回転バネ	7.60×10^4	0.00575	1.32×10^7
水平せん断バネ	4.26×10^5	0.450	9.47×10^7
鉛直せん断バネ	9.20×10^4	0.500	1.84×10^7

表-5および表-6より明らかなように、波形鋼板による軸方向の引張バネ定数は従来型（三重城側の値）に比較して約1/3となっており、曲げのバネ定数は約1/10~1/3となっている。しかし、せん断バネ定数に関しては、逆に波形鋼板による値が従来型の約25~135倍大きめとなる。このような継手バネ定数の違いは、従来型継手の引張剛性が主として、連結ケーブルの本数分の剛性となるのに対し、波形鋼板の場合には2枚分の引張剛性で評価できるためである。また、せん断バネ定数の差異は、従来型継手の場合には、せん断キー間に設置される緩衝ゴムで評価できるのに対し、波形鋼板では、ゴムの圧縮剛性より大きい鋼のせん断剛性が直接的に影響するためである。

4.4 解析ケース

解析ケースは、柔継手の必要性を考慮して継手構造を剛結合とした場合、柔継手としてゴムガスケットによる従来型継手および波形鋼板による継手を用いた場

合の3ケースとした。また、解析における地盤振動の方向は、トンネル軸方向と軸直角方向の2種類とした。柔継手の適用箇所については、剛結合による解析結果を考慮して設定した。

4.5 剛結合による解析結果

地震応答解析の結果より、レベル2地震時における表層地盤の固有周期を求めると空港側で0.5sec、水路中央部で1.2sec、三重城側で1.6sec程度であり、地表面変位の値は空港側で約3cm、水路部から軟弱な沖積砂礫層と埋立土が分布する三重城側にかけては約10~15cm程度であった。地表面変位の分布図を図-13に示す。レベル1地震時におけるこれらの値は、レベル2地震時よりも若干小さめとなる。

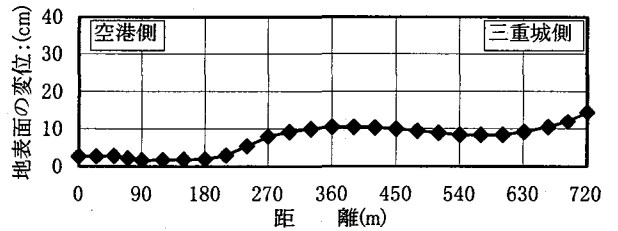


図-13 レベル2地震時の地表面変位の分布図

柔継手の必要性と適用箇所に着目して行った函体間を剛結合とした場合のレベル1、レベル2地震時における地震応答解析の結果を図-14に示す。図-14は、解析結果より沈埋函に発生する軸力、水平面内および

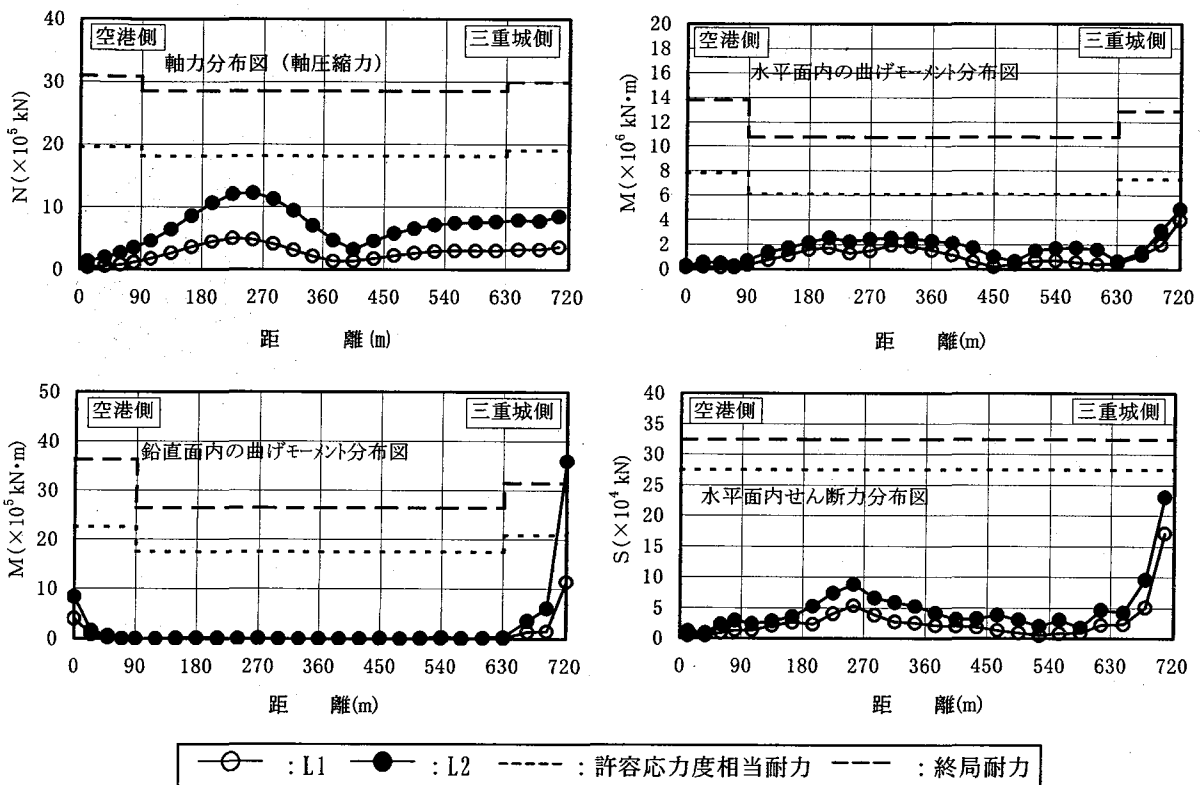


図-14 剛結合時の沈埋トンネルに発生する最大断面力の分布図

鉛直面内の曲げモーメントの分布を示したものであるが、その分布傾向は、空港側から水路中央にかけて基盤面の変化箇所と三重城側の立坑接続部で大きめとなっている。また、この傾向は軸力と水平面内の曲げモーメント分布で顕著である。鉛直面内の曲げモーメントでも両立坑接合部でピーク値を示し、とりわけ三重城側接合部で大きくなっている。これは立坑のロッキング振動による影響と考えられ、三重城側では沈埋トンネルと立坑との接合部が軟弱地盤中に位置し地震時地盤変位が大きめとなるため、その影響が顕著に表れたと考えられる。地震動レベルの違いによる発生断面力の差については、レベル2地震時の方がレベル1地震時の概ね2～3倍程度大きめとなった。

発生断面力より、柔継手の必要性を判断するに際しては、その評価値をレベル1地震時には地震時許容応力度、レベル2地震時には沈埋函の終局耐力とした。図-14には、地震時許容応力度に相当する断面力と沈埋函の終局耐力を併せて示したが、図-14より、レベル1地震時での発生断面力は、沈埋トンネル全区間を通じて地震時許容応力度を下回る結果となった。これに対し、レベル2地震時には軸力、水平面内の曲げモーメントおよび水平せん断力についてはトンネル全区間を通じて終局耐力を下回るものの、三重城側立坑接合部において鉛直面内の曲げモーメント $3.50 \times 10^6 \text{kNm}$ が終局曲げモーメント $3.22 \times 10^6 \text{kNm}$ を上回る結果であった。そこで、沈埋函本体の安全性を確保する必要性から、三重城側立坑接合部に柔継手の導入を図った。一方、空港側立坑接合部に関しては、各最大

断面力が終局耐力を下回る結果となったが、振動特性の異なる異種構造物からの影響を極力抑える意味で同接合部にも柔継手を導入した。

4.6 柔継手適用時の解析結果

レベル1地震時には柔継手を適用せずとも評価値を満足することから、柔継手適用時の地震応答解析は柔継手の設置箇所を立坑接合部とした上で、レベル2地震動に対して行った。地震応答解析の結果より、沈埋函に発生する断面力の分布を図-15に示す。なお、図-15中には柔継手適用の効果を把握する目的から、剛結合時の断面力分布を併せて示した。

立坑接合部に柔継手を導入したことにより、沈埋函に発生する断面力の低減効果は大きく、三重城側立坑接合部に着目すると、剛結合に対する従来型および波形鋼板による低減割合は表-7に示す値となる。また、断面力低減の影響範囲を軸力で見ると、概ね2函体分(立坑接合部より約180m)まで及ぶといえる。従来型と波形鋼板との効果の差異については、水平せん断力以外の断面力で波形鋼板による低減効果の方が大きく、

表-7 柔継手による接合部での断面力低減割合

	従来型継手	波形鋼板継手
軸圧縮力	0.256	0.078
軸引張力	0.189	0.175
水平面内の曲げ	0.053	0.013
鉛直面内の曲げ	0.024	0.003
水平せん断力	0.042	0.521

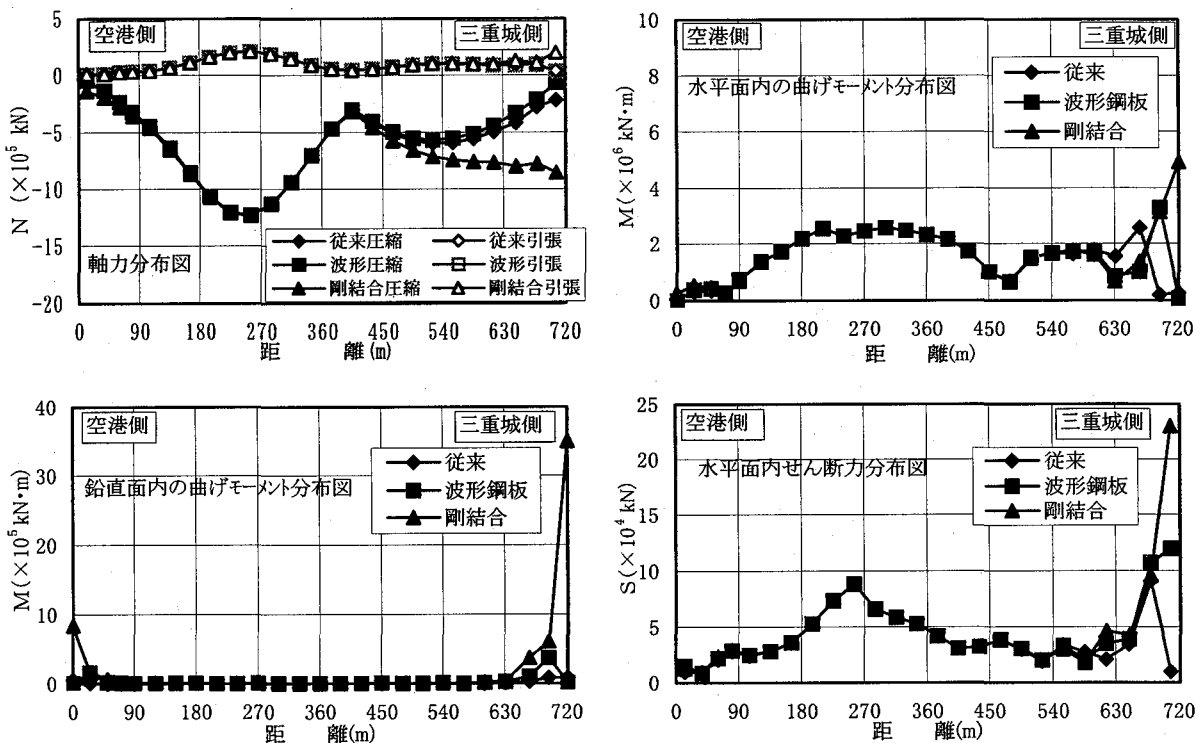


図-15 柔継手適用時の沈埋トンネルに発生する最大断面力の分布図

従来型の 0.1~0.9 倍程度となる。水平せん断力に関して、波形鋼板による低減効果の方が小さい理由は、パネ定数が従来型より大きいことによる。

次に、柔継手の変形性能に着目し、三重城側継手部に発生する最大変形量の値を地震応答解析の結果より抽出すると表-8となる。従来型と波形鋼板との変形量の差は、水平方向変形量を除いてほとんど見られず、ほぼ同程度の変形性能といえる。しかし、継手部における止水性の確保という点から変形性能を考えると、従来型継手の場合には、沈埋函端部鋼殻の製作精度や据え付け時の施工修正代等の誤差分を考慮した初期接合時の圧縮量に対して、地震時の引張変形量を考える必要が生じる。さらに本沈埋函の場合には、函体への高流動コンクリートの打設を海上で浮遊させた状態で行う施工方法を採用しているため、浮遊打設時の変形量も考慮する必要がある。本沈埋函の場合、水圧接合時の初期圧縮量が 113mm、沈埋函の製作精度や施工精度等に伴う誤差分は 88mm~94mm 程度と推測され、地震時の引張変形に対応可能な変形余裕は 19mm~25mm となる。この値に対して、従来型継手の地震時引張変形量は、表-8より明らかなように 23mm である。よって、本沈埋函では従来型継手による止水性の確保は困難といえる。

表-8 三重城側の継手部での最大変形量

	従来型継手	波形鋼板継手
引張変形量(mm)	23	27
圧縮変形量(mm)	30	39
水平面内の回転(rad)	5.7×10^{-4}	4.9×10^{-4}
鉛直面内の回転(rad)	5.6×10^{-4}	8.5×10^{-4}
水平方向変形量(mm)	35	2

止水性確保の点で、機能上、従来型継手の変形性能が沈埋函の製作精度や施工精度等の誤差分を差し引いた分しか考慮できないことに比較し、波形鋼板による継手では、それらの誤差分は函接合用の施工継手（小型ゴムガスケット）で吸収するため、施工精度等の誤差の影響を受けずに地震時に生じる変形量を評価することができる。したがって、変形性能が沈埋函の製作精度や施工精度等に左右されない分、波形鋼板による継手構造の方が止水性確保の点で優位といえる。

5. 検討結果のまとめ

那覇港沈埋トンネルを対象として、レベル1およびレベル2地震動に対する地震応答解析を実施し、柔継手の必要性和従来型継手、波形鋼板による継手適用時の比較検討を行った。その結果をまとめると次のようになる。

(1) 那覇港沈埋トンネルのように周辺地盤が堅固な場合には、レベル1およびレベル2地震動に対して必

ずしも函体間に柔継手を設置する必要はない。ただし、振動特性の異なる沈埋函と立坑接合部には必要となる。

(2) 柔継手構造として、従来型と波形鋼板による適用効果を比較すると、断面力の低減効果ならびに止水性確保の点で波形鋼板の方が優位性が高い。

(3) 波形鋼板の場合、せん断剛性が高いため水平せん断力の低減効果は従来型程期待できない。したがって、立坑において、沈埋函が接続する部材の設計や地震時の安定性検討を行う際には、沈埋函からの伝達力に留意して、設計検討を行う必要がある。

6. おわりに

本検討の結果、那覇港沈埋トンネルでは波形鋼板による柔継手構造を用いることにより、レベル2地震動のような大規模地震に対しても沈埋函本体の安全性と十分な止水性が確保できるという知見を得ることができた。コストの点でも従来型継手とほぼ同程度となる結果が得られている。大規模構造である沈埋函に波形鋼板の柔継手を適用することは国内外初の事例となる。平成11年度から12年度にかけて製作される沈埋函1号函において、波形鋼板の製作が行われる。

参考文献

- 1) 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柔継手の効果, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.793-800, 1999.3
- 2) 日本港湾協会・運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp262-269, 1999.4
- 3) 北澤壮介, 松垣典弘, 野田節男: 沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度, 港湾技研資料 No.396, 1981.9.
- 4) 活断層研究会編: 新編日本の活断層—分布図と資料, 東京大学出版会, pp400-405, 1991.3
- 5) 野津厚他3名: 距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係, 港湾技研資料 No.893, 1997.11
- 6) 沿岸開発技術研究センター・運輸省港湾局監修: 沈埋トンネル技術マニュアル, pp41-43, 1994.4
- 7) 建設省土木研究所: 地下構造物の免震設計法マニュアル(案), pp14-15, 1998.9
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書「平成3年度版」設計編, pp21-22
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp124-128, 1996.12
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp238-240, 1996.12
- 11) 岩崎敏男, 大日方尚己, 千場良信: 沈埋トンネル可撓性継手の動的剛性の評価方法, 土木研究所資料第1859号, 1982.8

(1999年9月17日受付)