

レベル2地震動に対するハニカムセグメントの耐震性能 SEISMIC PERFORMANCE OF THE HONEY-COMB SEGMENTS UNDER THE CONDITION OF LEVEL 2 EARTHQUAKE

綿谷茂則¹⁾・隅野洋治²⁾・太田 弘³⁾・寺田幸紀⁴⁾・柳原純夫⁵⁾

Shigenori WATATANI, Yoji SUMINO, Hiromu OTA, Yukinori TERADA, Sumio YANAGIHARA

Honey-comb Segments were examined in the two-dimensional FEM analysis in respect of safety under the condition of Level 2 earthquake. The analysis was followed by the full scale loading test and the three dimensional static analysis. Results of these test and analysis are summarized as follows:

(1) Honey-comb Segments have a sufficient strength, about 1.7 times design strength, against sectional forces developed in response to the level 2 earthquake ground motion.

(2) Joints of Honey-comb Segments indicate an excellent safety. The joint strength is considered as an ultimate strength of RC section in which the joint bolts are assumed as steel bars.

An excellent seismic performance of Honey-comb Segments is verified through a series of test and analysis of this time.

Key Words: Honey-comb Segments, seismic performance, Level 2 earthquake, loading test

1. はじめに

ハニカムセグメントは、リング方向に左右対称な六角形をした、全ピース同一形状のRCセグメントであり、セグメントピースをトンネル軸方向に挿入して組立てリングを形成して、トンネルの覆工とするセグメントである。本セグメントは、形状の特性を活かして急速施工をはかるとともに、セグメント内面が平滑になるように継手構造を変えることにより二次覆工の省略を図ったものである¹⁾。

海外では、古くから六角形セグメントが力学的に安定した形状であることに着目し、1960年代にドイツで数件の地下鉄工事の施工実績があり、1980年代には中国の甘粛省の長大トンネルにおいて高速施工で好成績を収めたと報告されている²⁾。わが国でも既に電力洞道、下水道、地下鉄等に施工実績があり、設計、施工方法が確立されるにいたっている³⁾。

大阪市は現在施工中の大阪市営地下鉄8号線⁴⁾の一部の区間においてハニカムセグメントの適用を計画した。延長が2 km以上にも及ぶ区間での地下鉄構造物への適用はわが国で初めてであり、多くの技術的検討がなされた。

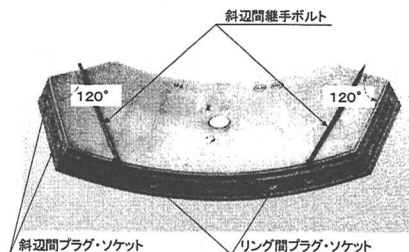
また、1995年の阪神大震災の教訓を受け地中構造物においてもレベル1およびレベル2という2種類の設計地震動レベルを想定し、それぞれに対して保有すべき耐震性能を照査する設計法が主流となりつつある⁵⁾。今回のハニカムセグメントの技術検討においても、特に活断層を想定したレベル2地震動に対する耐震性能が主要課題となった。

本課題の検討にあたっては、トンネル横断方向の問題とトンネル縦断方向の問題に分けて検討した。本文では耐震安全性が最も懸念された横断方向の問題について、二次元動的解析、実物大リング載荷試験、三次元解析等により明らかとなったハニカムセグメントのレベル2地震動に対する耐震性能について記述する。

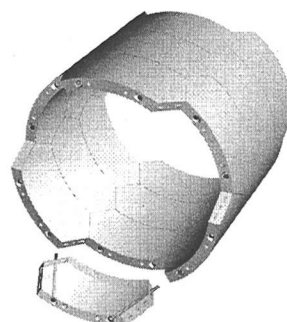
-
- 1) 正会員 大阪市交通局建設技術本部計画部長
 - 2) 正会員 大阪市交通局建設技術本部設計改良課長
 - 3) 正会員 大阪市交通事業振興公社常務理事
 - 4) 正会員 大阪市交通事業振興公社技術部調査課課長補佐
 - 5) 正会員 奥村組技術本部土木部解析技術グループ長

2. ハニカムセグメントの概要

ハニカムセグメントは、楔状に連結した斜辺継手剛性の評価や組立性能およびシールド推力載荷面の確保など、強度と施工両面を考慮して、図－１に示すように隅角部を全て120°とし、正六角形をリング方向に長く伸ばした形状を基本としている。継手ボルトは、直ボルトを斜辺継手間に2本配置し、覆工内面には継手金物やボルトボックスがないように工夫されている。斜辺およびリング間継手面には、組立精度向上を図るために凸凹状のプラグ・ソケットを配置している。組立概念図を図－２に示す。



図－１ ハニカムセグメント形状



図－２ 組立概念図

3. 横断方向の耐震設計(レベル2地震動)

レベル2地震動に対するハニカムセグメントの耐震性能は「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」⁶⁾に示される「耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早急に機能が回復できる」とした。部材安全性は次式により照査した。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0, S_d = \gamma_a \cdot S(F_d), R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad (1)$$

ここに S_d : 設計応答値、 R_d : 設計部材性能、 $S(F_d)$: 設計荷重 F_d に対する応答値、 $R(f_d)$: 設計材料強度 f_d に対する部材性能、 γ_i : 構造物係数(=1.0)、 γ_a : 構造解析係数(=1.0)、 γ_b : 部材係数(=1.15)

設計応答値は、二次元動的有限要素法解析(運動方程式を振動数領域で解く複素応答法)を用いて地震時のみの断面力を計算し、別途算出した常時断面力を加えることにより設定した。設計部材性能はセグメント本体、継手部の終局耐力とした。

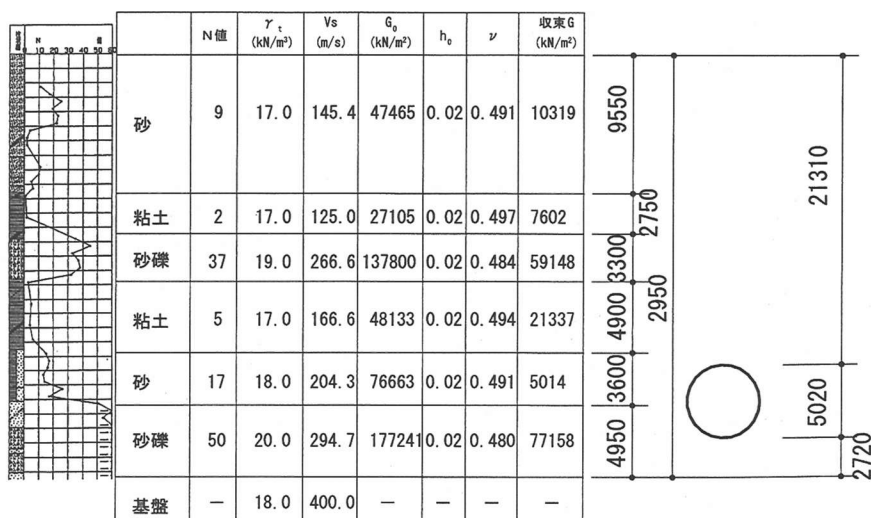
地盤条件、解析に使用した土質定数を図－３に示す。耐震設計上の基盤面をN値50以上の層が深さ方向に連続的に存在するGL-29mとし、基盤のせん断弾性波速度は

$V_s = 400 \text{ m/sec}$ とした。

解析モデルは図－４に示すように、幅100m×深さ29mとした。モデルの境界は側方、底面境界共に粘性境界とした。地盤は平面ひずみ要素、セグメントは線形の梁要素とした。セグメントリングは剛性一様とし、既往のハニカムセグメントの評価法³⁾をもとに曲げ剛性の有効率 $\eta = 1.0$ 、割増し率 $\xi = 0.0$ とした。曲げ剛性 EI は常時軸力におけ

表－１ 適用セグメント諸元

外径	D_o	5,300 mm
内径	D_i	4,740 mm
桁高	h	280 mm
幅	B	1,200 mm
分割数		等大6分割
斜辺継手ボルト		M27(10.9)



図－３ 地盤条件、解析に使用した土質定数

るセグメントの鉄筋降伏時のモーメント (M_y)、曲率 (ϕ_y) 関係から $EI_y = M_y / \phi_y$ として設定した。地盤はせん断弾性定数、減衰定数の歪み依存特性を考慮した⁷⁾。

レベル2地震動として上町断層を震源とする大阪市域想定地震動東大阪地域代表波形E W成分⁸⁾(図-5)を2Eとして底面境界から入力した。なお、トンネル位置が底面境界と近接していることを考慮し、あらかじめ基盤深さを変化させた一次元地震応答解析を実施し、トンネル位置における地盤ひずみが入力深さの影響を受けないことを確認したうえで、図-4に示すモデルによる解析を実施した。

解析結果は、時刻14.0秒においてセグメント上下間の相対変位が最大となり、セグメントに発生する断面力も最大となった。その時のセグメント中心線上の相対変位分布(工学的基盤面に対する)

る)を図-6に示す。セグメントスプリングライン付近から天端付近にかけては砂層地盤の収束剛性が小さいことが原因となり相対変位が急増していることがわかる。図-7は時刻14.0秒においてセグメントに発生する断面力分布を示したものである。常時断面力は梁ばねモデルによる静的解析結果である。土被りが約22mと深く、常時の軸力が地震時軸力と比較して大きく、解析全時刻で引張軸力が発生する部材はなかった。

式(1)で照査した結果、セグメント本体、継手部ともに部材安全性は確認された。継手部に着目すると、図-7中に示す継手位置において、設計応答値 $S_d = 209.3 \text{ kN} \cdot \text{m/ring}$ 、設計部材性能 $R_d = 230.5 \text{ kN} \cdot \text{m/ring}$ (軸力1109.5kN/ring)であり耐震安全性 $= 209.3 / 230.5 = 0.91$ となった。継手部の設計部材性能はセグメント間斜辺継手ボルトを鉄筋とみなしたRC断面の終局曲げモーメントをもとに設定した。

継手目開き量は、継手部の最大曲げモーメントと既往の載荷試験⁹⁾をもとに定式化されている回転バネ定数をもとに算定したところ、0.7mmとなり構造物の機能に影響をおよぼさないものであると判断された。

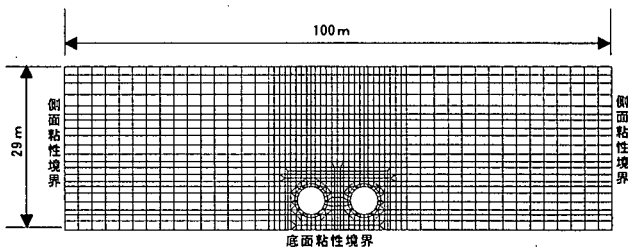


図-4 解析モデル

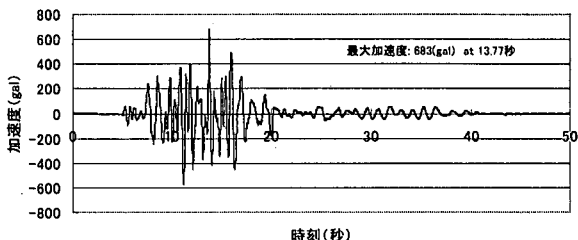


図-5 入力地震波形

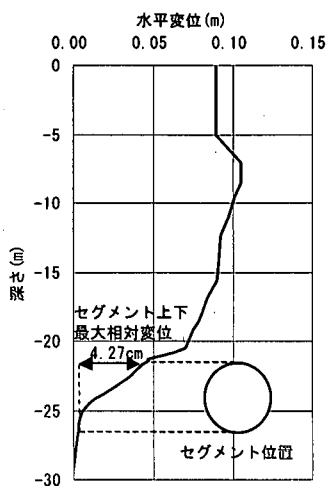


図-6 トンネル中心線上相対変位

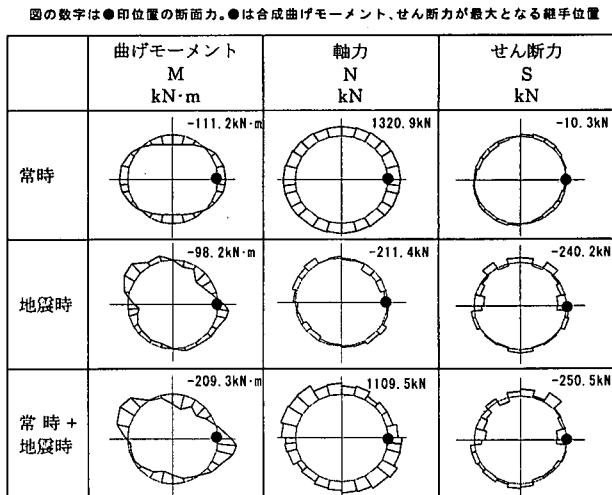


図-7 セグメント断面力分布(時刻14.0秒)

4. リング載荷試験

前章で記述した横断方向の耐震設計では、既往のハニカムセグメントの継手曲げ試験の結果をもとに、継手部の終局曲げモーメントを、継手ボルトを鉄筋としたRC断面の終局曲げモーメントとみなして設計安全性を照査した。しかし、これまでの試験例は低軸力レベルであり、今回対象とした1リングに作用する軸力が1000kN以上の試験事例はなかった。そこで、継手部のレベル2地震時荷重に対する安全性および終局耐力を確認することを目的として、実大規模リング載荷試験を実施した。

リング載荷試験は、レベル2地震時設計でハニカムセグメント継手部に発生する最大断面力(曲げモーメント、軸力)を試験供試体に導入し、継手部の設計安全性を照査するとともに、供試体が破壊するまで荷重を増加させ、破壊荷重(耐力)および継手部の挙動を確認した。

荷重導入方法は図-8に示すように、PR(=1109.5 kN)の軸力をセグメント円周方向に導入した後、図中に示す位置に荷重Phを載荷し所定の継手位置に曲げモーメントを発生させた。導入した荷重ステップを表-2に示す。

リング載荷試験は、図-9、図-10

に示すように平組みにした2リングのハニカムセグメントに、円周方向に胴巻きしたPC鋼より線(2本×2リング=4本)で軸力を均等に2リング分導入した後、リング内側の油圧ジャッキを用いて1リング分の曲げ荷重を試験体に導入する手順で実施した。

図-11にセグメント内空変位一曲げモーメント関係を示す。セグメントを剛性一様リングとした

ときの計算値も併記している。これより曲げモーメント約150kN・m以下では剛性一様リングとほぼ同様の変位となっていることがわかる。曲げモーメント約150 kN・m以上から約250 kN・m以下では内空変位一荷重はやや非線形性を示した。設計荷重(209.3 kN・m)、設計耐力(230.5 kN・m)はこの範囲内にある。

さらに、曲げモーメント約250kN・m以上から内空変位の増加割合が大きくなり、内空変位一曲げモーメント関係は強い非線形性を示す。最大モーメント(最大荷重)では内空変位X=64mm、内空変位Y=45mmで両者の差は19mmとなった。設計耐力=230.5kN・mに対し、試験最大モーメント=390kN・mであり約1.7倍の耐力が確認された。

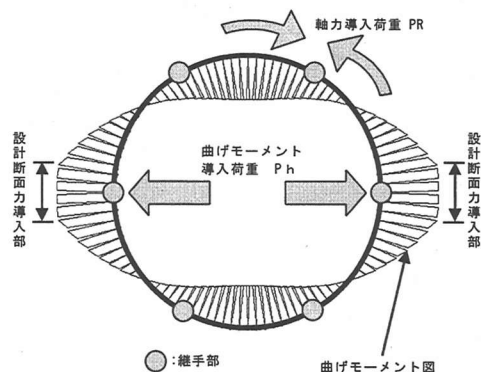


図-8 荷重導入方法

表-2 荷重ステップ

ステップ	1リング導入荷重 (kN/リング)			備考	
	導入軸力 N	曲げモーメント導入荷重 Ph	軸力導入荷重 PR	継手部導入曲げモーメント (kN・m)	
STEP-1	1,109.5	0	1,109.5	0	軸力のみ載荷
STEP-2	1,109.5	331.2	1,109.5	209.3	設計荷重
STEP-3	1,109.5	364.7	1,109.5	230.5	設計耐力
STEP-4	1,109.5	617.2	1,109.5	390.1	最終荷重

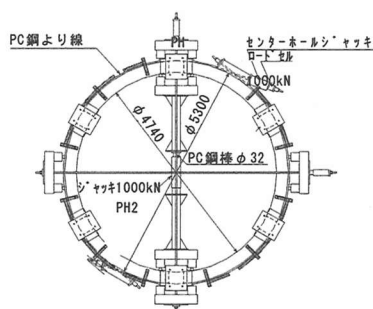


図-9 試験装置平面図

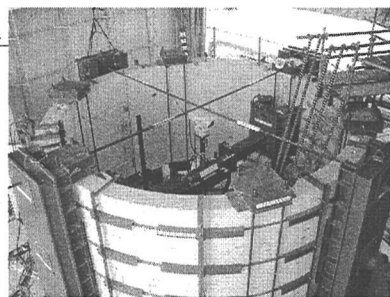


図-10 試験体全景

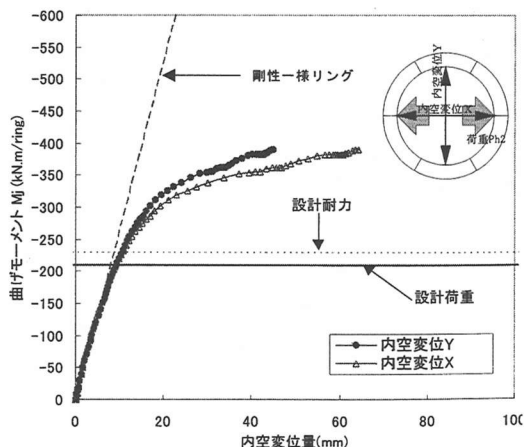


図-11 曲げモーメントー内空変位関係

図-12に荷重載荷点近傍の、供試体外側の継ぎ手目開き量－曲げモーメント関係を示す。同図にはセグメント斜辺3測点で測定した目開き量を示している。

継手目開き量は基本的に3測点において同様の傾向を示した。まず載荷初期の段階から目開きが発生した。これはセグメント中心のボルト部では初期締付力により目開きは発生しないがセグメント表面部では若干の目開きが荷重の増加とともに発生することを示している。曲げモーメント約 $120\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以下の範囲ではほぼ線形性を示し、約 $120\text{ kN}\cdot\text{m}$ から $250\text{ kN}\cdot\text{m}$ までは弱い非線形性を示す。この非線形性を示し始める荷重レベルは、ボルト初期締付力(ボルト許容応力の80%)に対応する曲げモーメント $122.6\text{ kN}\cdot\text{m}$ に対応している。設計荷重($209.3\text{ kN}\cdot\text{m}$)での継手位置における平均目開き量は 0.3 mm 、設計耐力($230.5\text{ kN}\cdot\text{m}$)では 0.4 mm となった。約 $250\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以上になると継手目開き量の増加割合は大きくなり最大荷重では 4.0 mm (最大値)となった。

一斜辺における3測点の目開き量を比較すると曲げモーメント約 $350\text{ kN}\cdot\text{m}$ まではほぼ同じ挙動を示している。約 $350\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以上になると3測点の片側端部(V14)の継手目開きが他の測点より大きくなり最大モーメント(最大荷重)では $0.5\sim 0.8\text{ mm}$ 程度大きくなった。これは荷重レベルが大きくなると継ぎ部におけるセグメント間の拘束力が小さくなり継手斜辺部中心にあるボルトの引張力が継手部抵抗の主体となり、ボルトに近い測点と遠い測点で目開き量に差がでることによるものである。

図-13に曲げモーメント－ボルト応力関係を示す。同図には設計で設定した継手ボルトを鉄筋とみなしたRC断面でのボルト応力計算値を併記している。約 $120\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以下ではボルト部初期締付力によりボルト軸力は増加しない。設計モーメント($209.3\text{ kN}\cdot\text{m}$)での平均軸応力は 335 N/mm^2 、設計耐力($230.5\text{ kN}\cdot\text{m}$)では 346 N/mm^2 となった。約 $300\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以上になるとボルト応力の増加割合が大きくなる。

この段階から、曲げモーメント－ボルト応力相関線は、勾配が緩やかとなりRC断面とした計算結果の勾配に近づくことがわかる。これは曲げモーメントが約 $300\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以上になると継手ボルトの挙動は、RC断面と仮定したときの挙動に近づくことを示す。セグメント間の拘束の強い約 $300\text{ kN}\cdot\text{m}$ 以下ではRC断面と仮定した計算結果ほどはボルトに応力が発生していないことがわかる。これらのことにより、ハニカムセグメントの継手部は継手ボルトを鉄筋とみなしたRC断面耐力の約2倍の耐力を有する結果となっている。

図-14に継手部をRC断面としたときのレベル2地震動に対応する、曲げ耐力(設計耐力)－軸力関係と試験結果から得た曲げ耐力－軸力関係を示す。軸力=0の試験結果は別途実施した継手曲げ試験の結果である。

図中に二次元動的解析に基づく設計軸力の変動範囲を示している。試験結果は曲げ耐力(設計耐力)－軸力関係曲線の外側にあり、ハニカムセグメント継手部は設計で想定している軸力の変動(レベル2地震動)に対して十分安全な耐力を有していることがわかる。

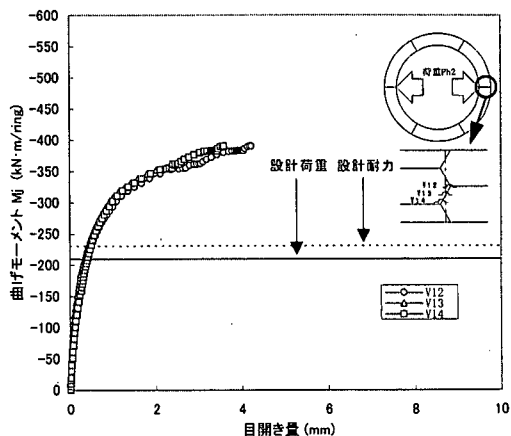


図-12 曲げモーメント－継手目開き関係

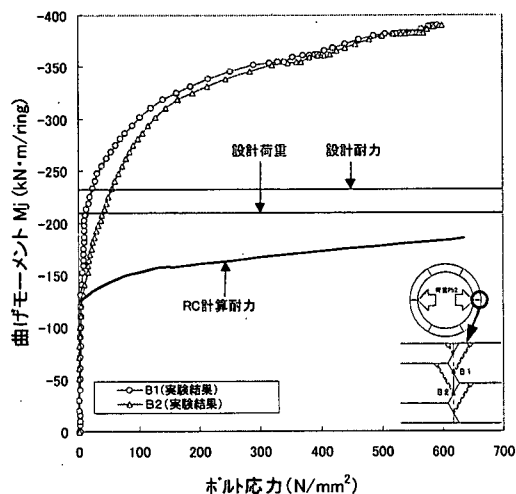


図-13 曲げモーメント－ボルト応力関係

5. 三次元解析による検証

リング載荷試験において、ハニカムセグメントの実耐力は設計耐力の約1.7倍であることが確認された。このハニカムセグメントの終局耐力レベルにおける抵抗機構を明らかにする目的で静的三次元解析を実施した。

セグメントはソリッド要素でモデル化した。1 ピースのハニカムセグメントは $8 \times 8 \times 4$ 層 = 256 個の要素に分割した。斜辺間ボルトはトラス要素とし、図-15 に示すようにセグメントピース間を連結した。セグメント間は圧縮力に対しては反力が発生し引張力に対しては抵抗が働かない、図-16 に示す接触、非接触の判定が可能要素を配置した。ハニカムセグメントの斜辺継手部において、斜辺継手に作用する力は図-17 に示すように継手を目開き変形させる力と斜辺中央を中心とした回転変形力に分散され、斜辺形状に依存して斜辺を捻り変形させるような応力伝達形態になる。したがって斜辺中央を中心とした回転変形に対する抵抗が継手全体の抵抗挙動に大きな影響をおよぼす。この抵抗力としてセグメントブロック間の摩擦抵抗と図-18 に示す斜辺に 2 箇所設置した凸状のプラグのせん断抵抗が考えられる。ここではこれらの抵抗を考慮し、回転変形に対する抵抗が評価できるようにした。荷重はまずリング載荷試験で導入した 1109.5 kN/ring のリング方向軸力を、各セグメントブロック間の各要素に初期軸力として設定した。次に継手ボルト要素に、初期締付力として 許容軸力の 80 % に相当する 139.5 kN/本 の初期応力を設定した。水平荷重はリング載荷試験における最終荷重 $P_h = 617.2$ kN を 10 分割し 61.72 kN ずつ 10 段階に分けて載荷した。図-19 は解析モデルを XY 面上方 (X、Y、Z 軸は図中に示す)、YZ 面上方からみたもので、荷重載荷位置、方向、範囲を示したものである。荷重は、リング載荷試験と同様の位置に相当する解析モデル各節点に作用させた。図-20 に曲げモーメント-内空変位量の解析結果と試験結果を示す。セグメントピース間は図-16 に示すように接触、非接触の判定をしており、セグメントボルト位置における厚さ方向断面において、ピース間に引張力が働き非接触となる要素と圧縮力が働き接触している要素の境界位置は RC 断面の中立軸位置に相当すると考えられる。以後

本文ではこの接触境界を中立軸と表記する。図中に中立軸の移動状況 (① ~ ④) を示す。最終荷重段階 (曲げモーメント約 390 kN・m) で試験結果が $X = 64$ mm、 $Y = 45$ mm に対し解析結果は $X = 76$

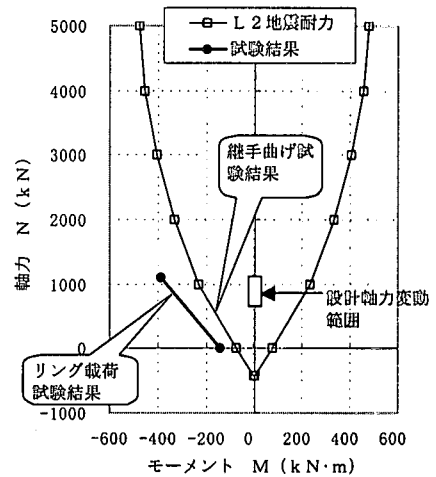


図-14 曲げモーメント-軸力関係

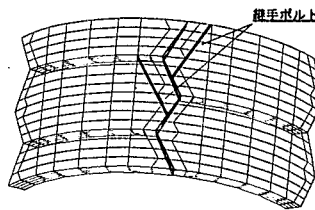


図-15 ボルト配置

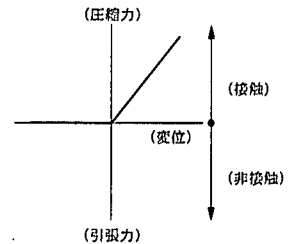


図-16 接触、非接触判定要素

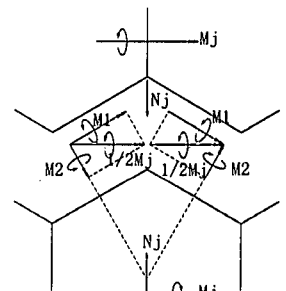


図-17 斜辺継手応力分散

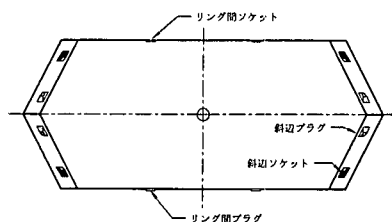


図-18 斜辺プラグ

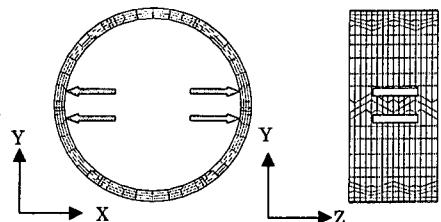


図-19 荷重載荷位置

mm、 $Y=49$ mmとなる。解析結果をみると中立軸の移動に伴い変位の非線形傾向が大きくなることがわかる。特にボルトが引張領域である中立軸位置③の段階から変位の増分が大きくなる。④の段階にいたると変位が急激に増加する。

この段階では解析においては接触している最上部の節点のみで圧縮力を伝達している状態である。荷重増分過程で定量的な一致はみていないものの、試験結果においても解析結果においても、継手部におけるセグメントピース間の接触状態がセグメントリング全体の变形挙動に影響を及ぼすことがうかがえる。

図-21に最終荷重段階におけるリング全体の变形モードを示す。継手部における变形が全体の变形モードに対して支配的であることがわかる。

継手目開き量の解析結果と試験結果の比較を図-22に示す。解析結果はボルト初期締付力(139.5 kN・m)以下では、中立軸位置が②まで進行するが、継手目開き量は僅か(0.1 mm以下)であり、試験結果と良く一致している。荷重が約150kN・m以上になると解析結果では中立軸が③まで進行し目開き量が0.3 mmまでに増大しており、試験結果と良く一致している。荷重が約200 kN・m以上になると中立軸位置が④まで進行し、解析目開き量は0.7 mmに増大するが、試験結果は0.4 mm程度で、両者の値に差がでる。解析目開き量はこれより急激に増大し、最終荷重約390 kN・mで約6 mmとなる。これに対し試験結果は300 kN・m以上から目開き量が急増し、最終荷重約390 kN・mで約4 mmとなる。

最終荷重における両者の差は2 mm程度であるが、目開きが急増しているときの曲げモーメント-継手目開量曲線勾配はほぼ平行である。中立軸がセグメント外面側に移動し、継手部がボルト軸力とコンクリート接触面の反力で抵抗している試験で認められた状態が解析によりよく表現されている。

これらの結果より、断面中心位置にある継手ボルトが引張領域である中立軸③の段階から、継手目開きは急激に大きくなり、曲げ抵抗は急激に小さくなることがわかる。

継手ボルト応力の解析結果と試験結果の比較を図-23に示す。継手ボルトを鉄筋とみなしたRC断面としたときのボルト応力を併記している。解析結果は曲げモーメントが150 kN・m以下では試験結果と良く一致している。

荷重が初期締付力(曲げモーメント122.6 kN・m)以上で継手ボルトの応力が増加し始める。曲げモーメントが150 kN・m~300 kN・mの範囲では解析結果が試験結果を上回る。試験結果は曲げモーメントが300 kN・m以上からボルト応力が急増する。最終荷重段階では解析結果が599 N/mm²(B1、B2の平均値)、試験結果が596 N/mm²と良く一致している。RC断面としたときのボルト応力と比較すると、解析結果は試験結果と同様に300 kN・m以下の範囲において、RC断面と仮定したほどにはボルトに応力が発生しないことがわかる。

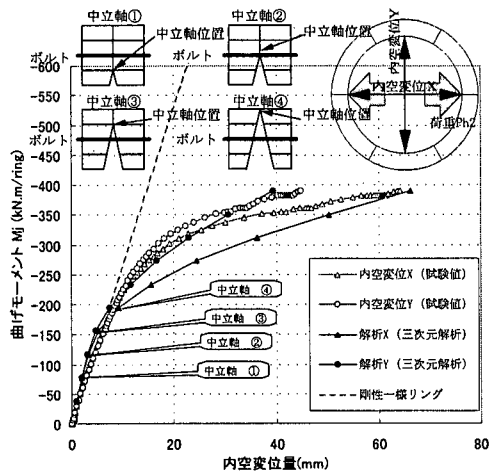


図-20 内空変位

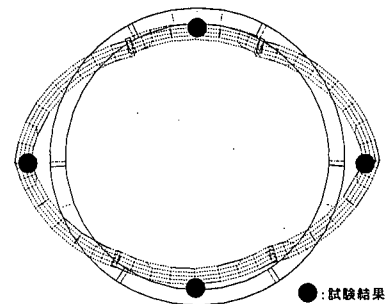


図-21 リング全体変形

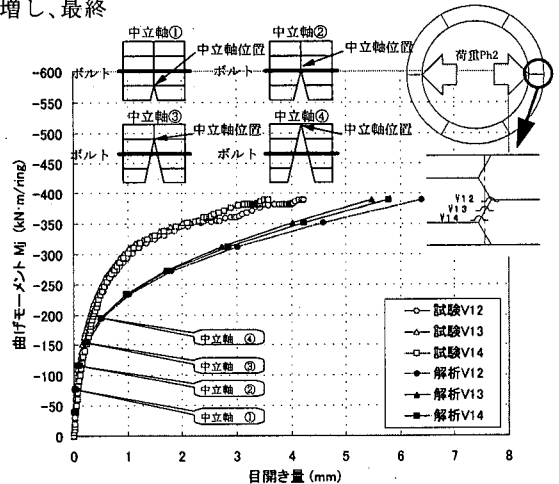


図-22 継手目開量

図-22の目開量の解析結果も併せて考えると、目開きが急増する前の段階ではボルト応力は計算で想定したほど発生していない。これは、セグメントリング方向に発生している曲げモーメントがボルト設置方向にはかなり減少していることを示すものである。

6. まとめ

レベル2地震動(活断層想定)に対する安全性を二次元動的解析により照査し、その結果のうち最も耐力の余裕の小さいスプリングラインの継手耐力を実規模リング載荷試験、三次元静的解析により確認することにより、ハニカムセグメントに関し得られた知見を要約すると以下の通りである。

- ①今回適用したハニカムセグメントは、レベル2地震動を入力した二次元動的解析等により発生する断面力に対し、約1.7倍の耐力を有していることが実規模リング載荷試験結果から明らかとなった。
- ②ハニカムセグメント継手部の耐力は、継手ボルトを鉄筋とみなしたRC断面の終局耐力とすることで十分な安全性をもって評価できることが実規模リング載荷試験結果から明らかとなった。
- ③上記は、継手部目開きが急増する前の段階においてボルト応力は計算で想定したほど発生していないことによることが、実規模リング載荷試験結果、三次元静的解析結果から明らかとなった。

また、ハニカムセグメントの耐震性能という観点からすると、トンネル横断方向について、ハニカムセグメントの抵抗メカニズムは基本的に小荷重(常時、レベル1地震)に対してはボルト抵抗があまり寄与せず、大荷重(レベル2地震)に対してはRC断面計算で想定した機構でボルト抵抗が寄与すると考えられる。従って初期剛性は通常のRCセグメントと同等程度有しており、大地震時に対しては長ボルトの効果により構造物の固有周期を長くし地震力を低減させる(アイソレーター)機能を有していると考えられる。

今回、従来のRCセグメントの比較という観点から、横断方向、縦断方向について分離して検討し、ハニカムセグメントの構造的特徴をとらえることができた。しかし、ハニカムセグメントの斜辺間継手ボルトを中心とする伝達機構を把握するためには、三次元的な検討が不可欠と考えられる。このことを念頭におき、セグメントリング方向に発生している曲げモーメントのボルト設置方向での減少、継手部の剛性低下による発生断面力の減少、セグメントリング方向軸力の影響等、種々の要因の検討が必要である。今後、セグメント応力分配機構の適切なモデル化、パラメータを変化させた解析と試験結果を比較すること等により、抵抗機構を明らかにしたいと考える。

<参考文献>

- 1) 都甲博二・他：わが国初の六角形セグメントの開発、土木学会誌技術最前線、Vol. 78, pp. 17～19, 1993. 4
- 2) 山本稔・森麟・他：六角形セグメント現場を視察して、トンネルと地下、Vol. 24, No. 10, pp. 35～42, 1993. 10
- 3) (財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書「ハニカムセグメント」、1997. 3
- 4) 林保正・芦田大蔵・綿谷茂則：大阪市営地下鉄8号線の建設計画、トンネルと地下、Vol. 30, No. 12, pp. 31～36, 1999. 12
- 5) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」、1996. 1
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999. 10
- 7) 建設省土木研究所：「地盤の地震時応答特性の数値解析法」、建設省土木研究所資料第1778号
- 8) 大阪市：大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討調査報告書

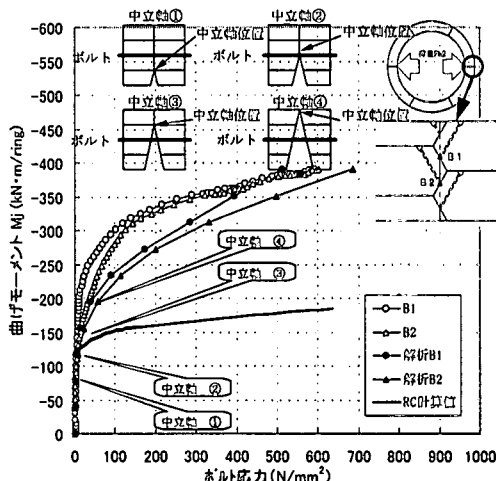


図-23 ボルト応力