

三次元解析による開削トンネルの常時および地震時断面力と 二次元解析の適用性に関する一考察

A STUDY FOR SECTION FORCES OF A CUT AND COVER TUNNEL CALCULATED BY THE THREE-DIMENSIONAL ANALYSIS AND AN APPLICABILITY OF THE TWO-DIMENSIONAL ANALYSIS

西山誠治¹⁾・新井 泰²⁾・村田 修³⁾

Seiji NISHIYAMA, Yasushi ARAI, Osamu MURATA

A pseudo-structure with a layer and two spans containing center pillars is often used at and between subway stations. Open cut tunnels are normally designed based on the two-dimensional frame analysis of the cross section that contains a center pillar. We performed three-dimensional analysis of a model that precisely simulates the tunnel structure in case of a serviceability limit state and during an earthquake. Based on the results of analysis, we studied a method to appropriately reflect the three dimensional effects in the two-dimensional frame analysis.

Key Words: Cut and cover tunnel, Three-dimensional analysis, center pillar, three dimensional effects, serviceability limit state, seismic design

1. はじめに

一般に、開削トンネルの設計では、トンネル部材を梁、周辺地盤をばねとし、中柱を含むトンネル横断面をモデル化した「二次元フレーム解析」が多用されている。この設計手法において、中柱間隔の変化に伴う三次元効果は、間隔の変化に応じて中柱の有効断面積を便宜的に増減させたり、間隔により変化する上床縦桁の自重を中柱の軸方向荷重に反映させるといった手法により考慮されている。

常時荷重に対しては、中柱間隔を変化させることにより、中柱の軸力はもとより、中柱を含む横断面（中柱部）および中柱を含まない横断面（柱間部）の断面力も逐次変化する。したがって、厳密に言えば、二次元フレーム解析において、これらの三次元効果が適切に反映されている訳ではない。そこで、三次元効果を調査し、それを設計に反映させる手法を検討する必要がある。同様に、地震時荷重に対しても、縦桁のねじり変形により、中柱部および柱間部で発生断面力が変化すると考えられ、その効果を調査する必要がある。

そこで、本研究では、まず、実際の地下鉄道に用いられている中柱を有する1層2径間ラーメン構造を詳細にモデル化した三次元ソリッドFEM解析を行い、中柱部および柱間部の断面力の発生形態について調査する。この際、荷重形態によっては、これらに及ぼす影響は異なると考え、常時荷重のみならず水平力を主体とする地震時荷重についても検討を行う。さらに、それらが三次元効果に及ぼす影響は、中柱の間隔および縦桁の剛性によ

1) 正会員 修士(工学) (株)日建設計 土木事務所 設計技術部

2) 正会員 修士(工学) (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 トンネル担当

3) 正会員 工学博士 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部

るところが大きいと仮定し、それらを変化させてその影響を調査する。次に、二次元フレーム解析において、中柱および縦桁の鉛直およびねじり剛性に着目した検討を実施し、三次元効果を適切に表現するための手法を検討する。

2. 対象構造物および地盤条件

トンネル横断面ならびに縦断面の形状寸法を図-1に示す。なお、対象トンネルは、東京下町の軟弱地盤部に建設された1層2径間の比較的標準的な形状寸法を有したトンネルである。

常時荷重に対する検討は、トンネルが連壁一体構造の場合を想定し、側面および下床面を地盤ばねで支持した解析モデルを用いる。周辺地盤は粘性土であり、底面の鉛直地盤反力係数 $k_v=6.08 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$ 、側面のせん断方向鉛直地盤反力係数 $k_{sv}=2.88 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$ である。荷重は、鉛直および側方土圧のみを考慮し、単位奥行き(1m)の作用荷重は、上床面の鉛直土圧が 201.9 kN/m^2 、側方土圧が $95.06 \sim 154.11 \text{ kN/m}^2$ である。なお、トンネル躯体の自重は省略した。

地震時に対する検討は、鉄道耐震標準²⁾に準じた応答変位法による。地震時荷重は、図-2に示す地盤条件を考慮し、等価線形化法による1次元動的解析(SHAKE)により基盤適合波 G_{oc} 波³⁾を用いて算出する。その結果、構造物に作用する地盤変位量は 51 mm となり、周面せん断力は上床版位置で 52 kN/m^2 、側壁中心部で 66 kN/m^2 として下床版位置で 80 kN/m^2 となった。

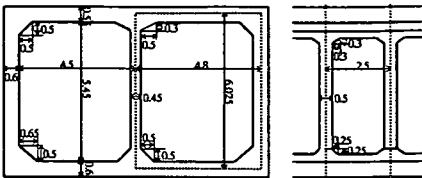


図-1 トンネル位置と形状寸法

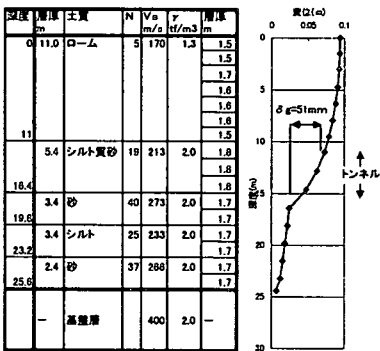


図-2 地盤条件および地盤変位
(地震時の検討)

3. 三次元ソリッド解析

3.1. 常時荷重に対する検討

3.1.1. 解析条件

解析モデルの概要を図-3に示す。各要素とも、弾性係数 $2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 、ポアソン比 0.2 の線形弾性体と仮定した。また、本検討では縦断方向1スパン分をモデル化しているが、縦断方向のハンチはモデル化していない。

解析ケースを表1に示す。Case1~3は中柱間隔の影響に着目した検討である。実構造物の柱スパンは 2.5 m であり、これを基本型とする。一般に、柱スパンが伸びると縦桁も大きくなるが、ここでは、柱スパンのみを大きくし、縦桁寸法は変化しないものとする。

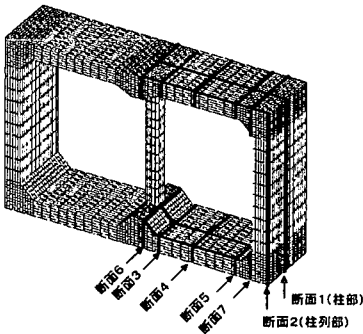


図-3 三次元ソリッド解析モデル

Case4 および 5

は二次元フレーム解析を想定し縦桁の剛性を極端に大きくした場合である。さらに、Case6は縦桁の剛度およ

表 1 解析ケース

Case	柱スパン (m)	縦桁曲げ 剛性比 EI/EI_0	柱軸 剛性比 EA/EA_0	備考	上床版 (×10kNm)			下床版 (×10kNm)		
					Mm	ΔM	α	Mm	ΔM	α
1	2.5	1.0	1.0	実断面を想定 柱間隔の影響	-5.8	17.3	0.63	-22.7	-14.3	0.58
2	3.5				-	-	-	-	-	-
3	4.5				-12.2	39.9	0.67	-17.1	-31.5	0.65
4	2.5	∞		二次元フレーム解析を想定 縦桁の剛性の影響	-5.2	-	-	-23.8	-	-
5	4.5				-10.5	-	-	-19.2	-	-
6	4.5	$(4.5/2.5)^4 = 10.5^1$	$(4.5/2.5) = 1.8^2$		-5.8	14.1	0.63	-23.3	-9.6	0.64

*1) 等分布荷重による両端固定はりの中央部の変形に対する弾性ばね： $(4.5/2.5)^4$ に比例
*2) 荷重による中柱の軸変形に対する弾性ばね： $(4.5/2.5)$ に比例

び柱の軸剛性に着目したケースであり、柱スパン 4.5m の場合に、柱の軸変形量と縦桁中央部の弾性変形量が柱スパン 2.5m の場合と同等となるように設定したものである。すなわち、柱スパン 4.5m の場合は 2.5m の場合と比較して中柱の負担する荷重が 1.8 倍(4.5/2.5)となる。軸方向の変形も鉛直荷重に比例するため、柱の軸剛性を 1.8 倍大きく補正することにより、柱の軸変形量が柱スパン 2.5m の場合と同等となる。同様の考え方で、縦桁の中央部の変形量を、等分布荷重による両端固定はりの変形と仮定すれば $(4.5/2.5)^4=10.5$ 倍に剛性を補正すれば、柱スパン 2.5m の場合と同等となる。

3.1.2. 検討結果

(1) 一般部材(ハンチ部材以外)

解析結果は、図-3に示す位置の曲げモーメントに着目する。曲げモーメントは検討断面を構成するソリッド要素のトンネル横断方向の直応力の値を用いて算出し、単位幅(1m)あたりの値に換算している。なお、断面1を「柱部」、断面2を「柱間部」と呼ぶものとする。

Case1~3の解析結果を図-5(1),(2)に示す。柱スパンが大きくなると、断面1(中柱を含む横断面)と断面2(中柱を含まない横断面)の縦桁近傍の値が著しく異なってくる(図-5(1))。また、断面3(縦桁近傍縦断面)では、分布形状の凹凸が断面4, 5に比して著しく大きくなっている(図-5(2))。

(2) 部材接合部(ハンチ端部)

次に、スパン 3.5m を除いた各ケースについて断面 6,7(ハンチ端部)における横断方向の曲げモーメントのトンネル軸方向分布を図-4に示す。縦軸は曲げモーメントで、上側が引張られる状態を正で表している。横軸は中柱の中心を原点とするトンネル軸方向の距離であり、断面1(柱部)~断面2(柱間部)の分布を示している。凡例の記号は、はじめの数

値は柱スパン、つぎは縦桁剛性を表しており、「∞」は剛性無限大、「実」は実剛性、「補」はCase6の補正を意味する。

これより、スパン 2.5m および 4.5m 実剛性の場合には、柱部および柱間部で断面力が大きく変化することが分かる。これに対し、「2.5∞」と「4.5∞」の場合には、柱部および柱間部によらず同じ断面力を示しているが、これは縦桁剛性が大きい縦桁部では柱部および柱間部に関わらず同じ鉛直変形量であるためと考えられる。

つぎに「4.5補」(Case6)に着目すると、柱部および柱間部の断面力が「2.5m 実」と同等の断面力を示していることが分かる。すなわち、中柱の軸変形量および縦桁中央部の弾性変形量が同等となるように剛性を補正することにより、柱スパン 2.5m の場合と同等の断面力が得られることが分かる。

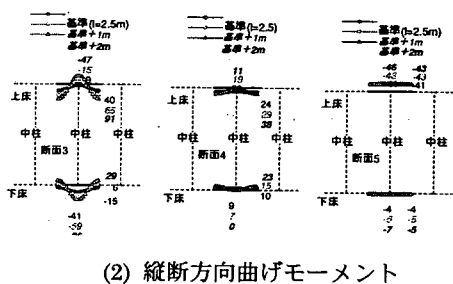
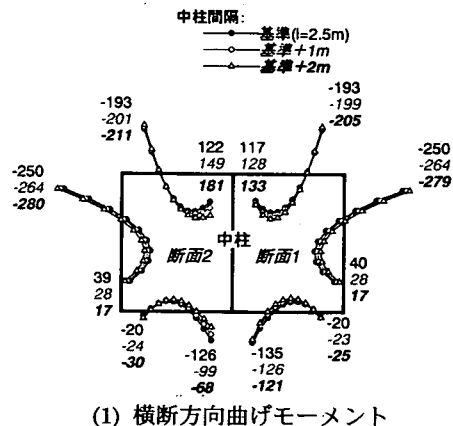


図-5 三次元ソリッド解析結果(case1~3)

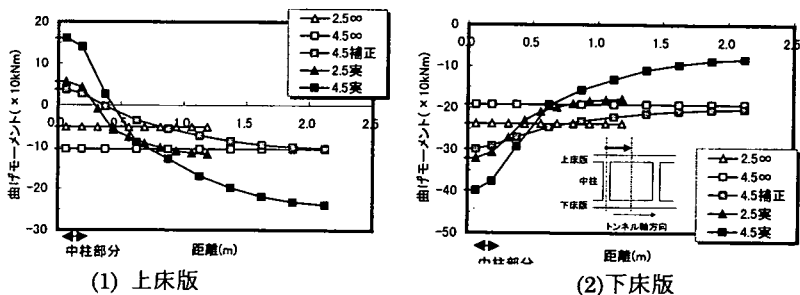


図-4 ハンチ端部の曲げモーメントの軸方向分布

以上より、柱近傍部分の断面力は、中柱および縦桁の剛性の影響を受けることが明らかとなった。このことは、これらの剛性を適切に設定すれば、柱スパンを大きくしても三次元的な効果を抑えることができ、定性的には、従来のようにスパンに応じて縦桁剛性も大きくなるような設計が妥当であることを裏付ける結果である。

(3) 二次元解析との比較

実際の縦桁剛性を有する基本ケース 2.5m に着目する。「剛性∞」は二次元解析と同等と仮定し、二次元解析と三次元解析を比較する。上床版では、三次元解析は二次元解析に比較して、柱部では上側引張り側の、柱間部では、より下側引張り側の曲げモーメントが大きく算出される。柱部では二次元解析は曲げモーメントを過小評価しているが、その絶対値は小さい。柱間部の下引張りの曲げモーメントは、図-5から判断すると上床版の径間中央部よりも小さな値である。この場合、配筋が上床版の径間中央部で決定され、柱部で断落しされとも考えにくく、実構造物では危険な状態とはなっていないと思われる。つぎに下床版に着目すると、柱部では三次元解析の方が大きな下引張りの曲げモーメントが生じており、危険側の状態である。柱間部では三次元解析の方が小さな値であり、設計上二次元解析で問題はない。

以上より、二次元解析を用いる場合は、柱部に対して何らかの補正を行う必要があることが確認できた。

(4) 二次元解析への適応

柱部における柱 1 スパン間の平均モーメントを表 1 に示す。単位幅当たりの中柱軸剛性が同じ case1,4,6 および 3,5 に着目すると、平均曲げモーメントはほぼ一定であり、二次元フレーム解析に相当する断面力であることが分かる。ここで、柱部と柱間部の断面力の差 (ΔM) と、平均モーメント (M_m) との比率は表 1 に示すとおりとなる。したがって三次元解析による断面力は、二次元解析の断面力 (M_m) と ΔM および α を用いて、式(1),(2)のように表現できる。 ΔM 、 α の値が簡易に求まれば二次元解析により三次元解析相当の断面力を予測可能であるが、これらの推定式を提案するには今回はパラメタに対する検討が十分ではない。今後の検討により定量的に表現できる可能性があると考えられる。

柱部の曲げモーメント

:

$M=M_m+\Delta M\times\alpha$

(1)

柱間部の曲げモーメント

:

$M=M_m-\Delta M\times(1-\alpha)$

(2)

ここに、 M_m

:

二次元解析による曲げモーメント (剛性∞)

ΔM

:

柱部と柱間部の曲げモーメントの差

α

:

柱部と柱間部の ΔM の分担率

3.2. 地震時荷重に対する検討

3.2.1. 解析条件

解析モデルは常時に対する検討と同じであるが、応答変位法によるため全周面を地盤ばねで支持している。解析は地震時荷重のみの影響を検討するために永久荷重は考慮せず地震時荷重のみとする。

表 2 検討ケース

Case	柱スパン (m)	縦桁曲げ剛性比 EI/EI ₀	柱軸剛性 比 EA/EA ₀	備考	上床版 (×10kNm)			下床版 (×10kNm)		
					Mm	ΔM	α	Mm	ΔM	α
1	2.5	1.0	1.0	実断面を想定 柱間隔の影響 二次元フレーム解析 を想定 縦桁の剛性の影響	20.9	61.8	0.70	18.8	42.5	0.61
2	4.5				9.5	70.0	0.81	9.4	48.8	0.75
3	2.5				22.4	—	—	23.2	—	—
4	4.5				10.7	—	—	12.3	—	—
5	4.5	(4.5/2.5) ⁻¹	1.0	縦桁、柱剛性の影響	10.0	59.5	-0.80	10.1	45.0	0.69
6		(4.5/2.5) ⁻²			10.3	—	—	10.6	—	—
7		(4.5/2.5) ⁻¹	(4.5/2.5) ⁻²		20.2	90.6	0.78	19.2	64.5	0.72

*1) 等分布ねじりモーメントによる両端固定はりの中央部のねじり変形に対する弾性ばね：
 $(4.5/2.5)^{-2}$ に比例

*2) モーメントによる中柱の軸直角方向の変形に対する弾性ばね： $(4.5/2.5)$ に比例

解析ケースを表 2 に示す。Case1~2 は中柱間隔の影響に着目した検討であり、Case3 および 4 は二次元フレーム解析を想定、Case5,6 は縦桁の剛性のみを補正し、さらに Case7 は縦桁の剛度および柱の軸剛性に着目したケースであり永久荷重と同じ考え方で縦桁中央部のねじれ角度が同じになるように剛性を設定した。

3.2.2. 検討結果

(1) 部材接合部(ハンチ端部)

断面 6,7 (ハンチ端部) における横断方向の曲げモーメントの軸方向分布を図-6に示す。記号は図-4と同じであるが、「4.5 補」の柱および桁に続く数字

は表 2に示す Case5~7 の剛性の補正に用いた指数を表している。

これより、柱スパン 2.5m および 4.5m 実剛性の場合、柱部および柱間部で断面力が大きく変化するが、2.5m と 4.5m の違いは柱部分ではほとんど無く、柱間部でもその影響は比較的小さい。また、縦桁剛性が無限大の場合は、柱部および柱間部によらず同じ断面力を示している。Case7 の「4.5 補(柱 1, 桁 2)」に着目すると、柱間部の断面力が「2.5m 実」と同等の断面力であることが分かる。常時と同様に、縦桁中央部のねじり変形角が同等となるように、剛性を補正することで 2.5m の場合と同等の断面力が得られているが、柱部分では過大なモーメントが生じている。

これより、地震時荷重に対して、中柱の影響は局所的であり、挙動は中柱近傍の中柱の曲げ剛性と床版等の剛性によって定まると考えられ、縦桁剛性の影響は小さいことが分かった。これに対して、柱間部では、構造全体の剛性が影響していることが分かった。

(2) 二次元解析との比較および適応

三次元解析により二次元解析 (剛性 ∞) と比較して危険となるのは、中柱中心から片側 1m 程度の範囲である。ここでも、柱 1 スパン分の平均曲げモーメントの値を表 2に示す。単位幅当たりの中柱の曲げ剛性が同じ case1,3,7 および 2,4,5,6 に着目すると、常時に対する検討と同様に、同程度の値を示している。したがって、式 (1)および(2)により、二次元解析の結果を柱部と柱間部で配分することにより三次元解析の断面力を推定できる可能性があると考えられる。

4. 二次元フレーム解析

4.1. 永久荷重に対する検討

ここでは、三次元解析で述べたように二次元解析結果を補正せず、二次元の解析モデルを補正することで直接、三次元解析と同等の断面力を算出することを試みる。二次元解析は、部材の中心を軸線とした骨組フレームモデルを用いる。なお、ハンチによる軸線の傾斜は考慮していない。また、部材の接合部内は剛域とし、ハンチは平均的な断面高さを有する等断面部材とした。荷重および地盤ばね等は三次元解析と同じである。

解析は、従来の中柱の剛性を柱スパンで除したケースを基本とし、柱部の断面力を再現するために、柱の負担幅を柱スパンではなく、1.0m および 0.5m (柱幅)としたケースを用いる。柱間部を表現するためには、中柱上下端に、縦桁の柱間部の弾性変形を表現する鉛直ばね(kg)を設置したケースを考慮する。kg は縦桁部分の全断面有効の剛性を有する両端固定梁の支間中央部のたわみを考慮して設定した。なお、荷重はすべて単位長さあたりの荷重を用いるものとする。

解析結果を図-7に示す。曲げモーメントは、三次元解析との比較のため、床版中心軸とハンチ断面の中心軸のズレを考慮して、軸力に軸心間の距離を乗じた値により補正を行っている。

これより、柱間部の断面力を推定するには、(1)および(3)の M1 点等では、縦桁剛性(kg/kg0)を小さくすれば、三次元ソリッドと同程度の断面力を得ることができる。しかし、その他隅角部の断面力の値は乖離してくる。柱

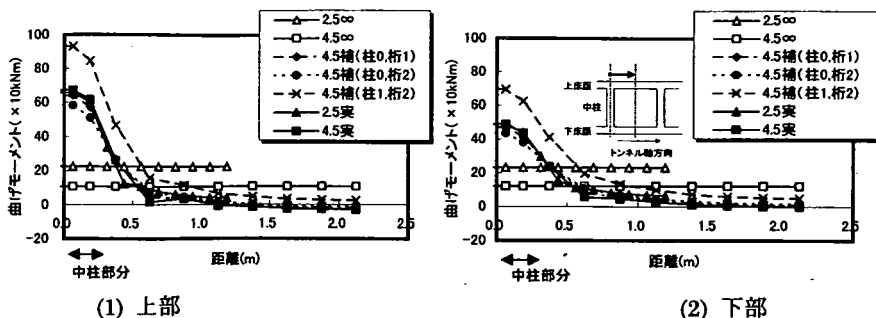


図-6 ハンチ端部の曲げモーメントの軸方向分布

部に対しては、(2)および(4)のM1点などでは柱負担幅を小さくする必要がある。(4)の4.5mの場合は、柱負担幅を0mすなわち柱の軸剛性を極端に大きくしても柱部相当の断面力は得られなかった。4.5mでは、極端に縦桁剛性が小さくなっており、荷重の軸および横断方向の2方向の流れを考慮する必要がある。単位幅の荷重を考慮した二次元フレーム解析で三次元解析の断面力を再現するには、荷重まで補正する必要があることを示唆するものである。

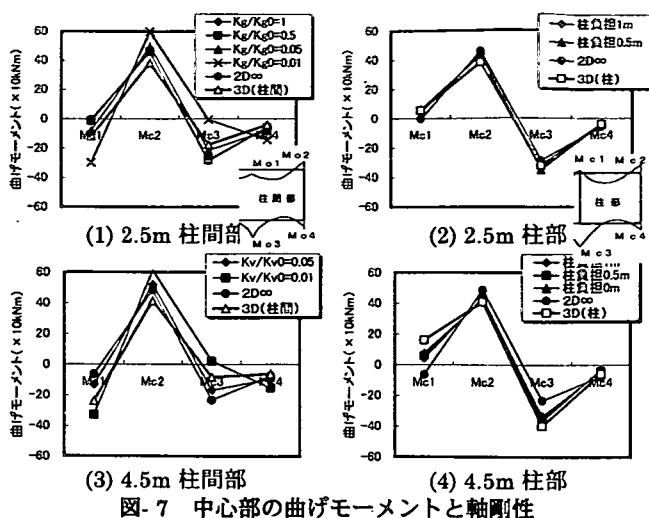


図-7 中心部の曲げモーメントと軸剛性

4.2. 地震時荷重に対する検討

柱間部の検討には、従来の方法 (2D ∞) と柱が無い場合 (柱無) のモデルを用いる。柱部の検討は、中柱の影響が中柱近傍のみであることを考慮して、柱の負担幅を 1m および 0.5m (柱幅) としたモデルを用いる。柱スパンが 2.5m の場合の結果を図-8に示す。柱間部は柱無しモデルにより、柱部は柱の負担幅

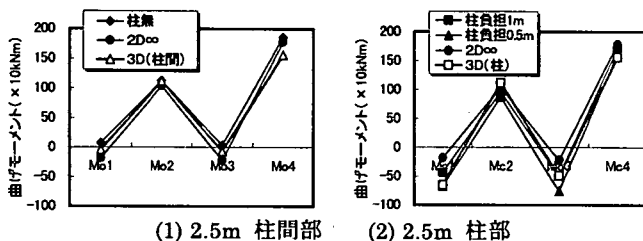


図-8 2Dフレームと3Dソリッドの比較

を 0.5m としたモデルにより、M1 点の断面力が安全側に評価できることが分かる。4.5m の場合も同等であったことから、今回の例では、柱部の検討には柱幅程度を考慮すればよいことが分かった。

5. まとめ

上記の検討の結果、三次元効果により、柱部と柱間部では発生断面力が異なること、その現象は常時荷重および地震時荷重に共通であるが地震時荷重に対しては局所的であること、二次元解析では中柱近傍の断面力を過小評価していることが分かった。さらに、これらの現象は、常時荷重に対しては縦桁の剛性に大きく影響を受けることを明らかにし、柱スパンが大きくなったとしても、縦桁剛性を適切に設定することで三次元的な効果は小さくなることを示した。また、三次元解析において柱 1 スパン分で平均化した断面力は二次元解析の断面力と同等であり、二次元のフレーム解析の断面力を柱部および柱間部に適切に分担させることにより、三次元の断面力を推定できる可能性を示した。

二次元フレーム解析においては、中柱および縦桁の剛性等の適切な補正により、柱間部分については三次元ソリッド解析と同等の断面力の評価が可能であることを示せた。しかし、常時の柱部分については、4.5m の評価は困難であった。すなわち、縦桁剛性が極端に弱くなり荷重の 2 方向性を考える必要がある場合は、平均的な荷重を用いた二次元解析での評価は困難と考えられた。

今回の解析は、対象断面が 1 つであり、定量的な評価のためには、他断面についても検討を進める必要がある。また、直接断面力を推定するのであれば、三次元のシェル要素によるフレーム解析等を併用するのが適切と考えられる³⁾。また、変位等置を考慮した二次元フレームモデルなどについても検討を行う予定である。

1) (財)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 (案)，1998.11.

2) (財)鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料，1996.3.

3) 新井 泰，野城一栄，村田 修：3次元解析による開削トンネル中柱の配置間隔に対する検討，鉄道総研報告 Vol12, No9, 1998