

換気所一体トンネル部の地盤反力低減

阪神高速道路(株)大阪建設部工事企画グループ 奥西 史伸
(財) 阪神高速道路管理技術センター企画部企画課 金治 英貞
阪神高速道路(株)神戸管理部調査設計グループ 中島 隆

要 旨

阪神高速道路(株)では、大阪都市再生環状道路の一部として淀川左岸線 1 期区間 (約 5.7km) の整備を推進している。当該区間のほとんどがトンネル構造であり、坑口集中換気処理設備として 2 か所の換気所の設置が計画されている。このうち島屋換気所 (仮称) については、沖積粘土層を支持地盤とする直接基礎形式として設置されたトンネル躯体上に一体構造物として構築される計画となっている。そこで、本構造の特殊性に鑑み、換気所とトンネル接合部に斜梁を設置し上部構造の力の伝達の円滑化によるトンネル部材厚の縮小、及び底板張出しや軽量埋め戻し材の使用により地盤反力を低減し静的安定性を確保した。さらに、換気所一体トンネル構造に対し、換気所周辺地盤の非線形を考慮した 2 次元動的 FEM 解析により、トンネル構造の耐震安全性の確認を行った。

キーワード: 開削トンネル, 一体構造物, 地盤反力低減, 2 次元 FEM 解析

はじめに

現在、阪神高速道路(株)では、関西のくらしや経済の発展に寄与する道路ネットワーク整備を目的として、大阪都市再生環状道路の一部として淀川左岸線 1 期区間 (約 5.7km) の整備を進めている。

当該区間はそのほとんどがトンネル構造で構成されており、坑口集中換気処理設備として 2 か所の換気所の設置が計画されている。このうち「島屋換気所」(仮称) (図-1) については、沖積粘土層を支持地盤とする直接基礎形式として設置されたトンネル躯体上に一体構造物として構築される計画となっている。

換気所及びトンネル函体は、それぞれの基準・設計法に基づき設計を進めるが、一体構造ゆえにその挙動ならびに相互作用による部材に及ぼす影響については分離設計では不明確な部分が多い。そこで、それぞれの設計で決定した換気所、トン

ネル本体の構造仕様を一体的にモデル化し、周辺地盤も含めた二次元動的 FEM 解析により耐震性の検証を行った。本稿では、構造物の沈下・地盤支持力の評価を行うとともに、2 次元動的 FEM 解析による耐震性の評価について報告を行うものである。



図-1 島屋換気所(仮称)位置図

1. 構造概要

当該換気所は、平面街路である市道桜島守口線の中央分離帯部に構築する計画で、地下1階、地上3階、延長28.7mのSRC構造であり、排気塔を含めると地上40mの高さとなる(図-2)。換気所と一体となるトンネル函体ブロックについては、隣接するブロックと較べ構造重量が増加するため、地盤反力低減を目的として以下の対策を講じた。

- ・換気所基礎に斜梁を設置し、換気所からの発生力を函体側壁に直接伝達させることで、頂版での発生断面力の低減を図り、函体の壁厚を縮小および構造物重量を軽減
(函体部材厚 1.8m→1.3m に縮小)
- ・埋め戻し土に軽量盛土材(発泡混合土)を使用し死荷重を軽減
- ・函体底版を土留壁まで張り出し、底版面積の増加に伴う地盤反力を軽減
- ・床付け面を地盤改良し、掘削時の応力開放に伴う支持力低下を抑制

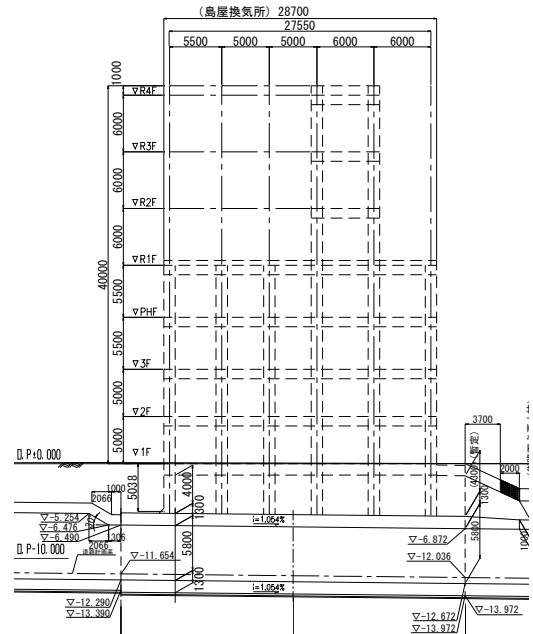
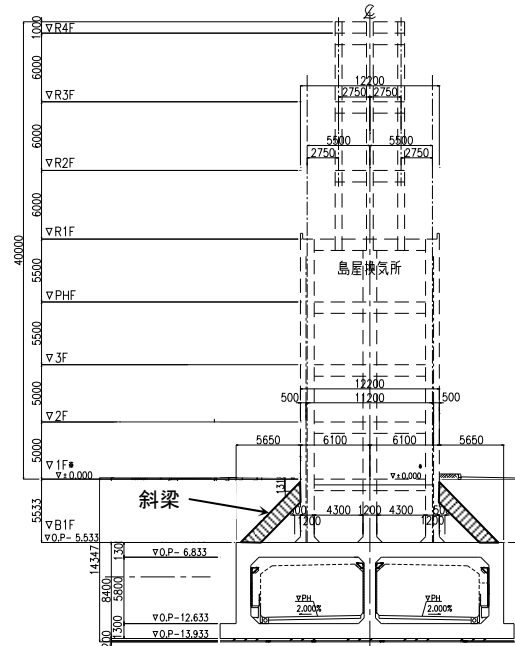


図-2 換気所一般図

2. 沈下・地盤支持力等の検討

2-1 沈下検討

掘削による排土部分に構築される構造物の重量には、「躯体重量+路床重量」(函体重量)、埋戻土、換気所重量が挙げられる。これら合計値と排土される現況土被り重量との差(増加応力)を比較した結果、構築重量(201,200kN) < 排土重量(227,000kN)であることが確認されたことから圧密沈下は発生しないと考えられる(図-3)。

2-2 支持力検討

前述のとおり、当該部の地盤反力軽減を目的として埋戻し土に軽量盛土材(発泡混合土)を使用すると共に、函体底版を張り出すことで地盤反力の低減を図っている。これらの対策の有無における地盤反力について以下のとおり比較した。

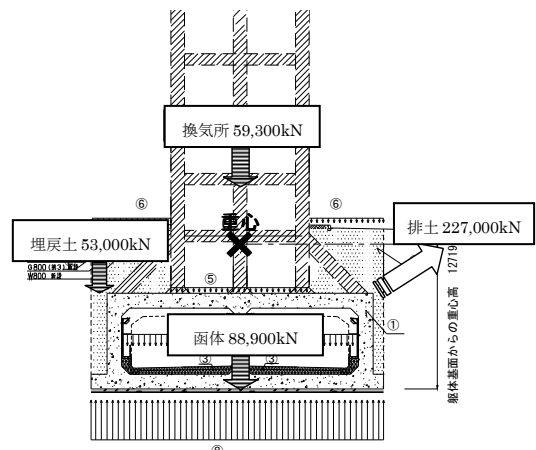


図-3 荷重図

道路橋示方書IV下部構造編に基づくと浅い基礎における極限支持力(q_u)は次式から求められる。

$$q_u = \alpha \kappa C N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B e N_\gamma S_\gamma$$

ここで、

α, β : 基礎の形状係数

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する

補正係数

q : 上載荷重 (kN/m^2) = $\gamma_2 \times D_f$

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

γ_1, γ_2 : 支持力地盤および根入れ地盤の

単位重量 (kN/m^3)

B_e : 荷重偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$(B_e = B - 2e_B)$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

$\alpha, \beta = 1.0$ (带状), $\kappa = 1.0, D_f = 14.3\text{m}$,

$N_c = 5.0, N_q = 1.0, N_\gamma = 0, S_c = 1.0,$

$\gamma_2 = 7.0\text{kN/m}^3$ (粘土), 9.0kN/m^3 (砂質土),

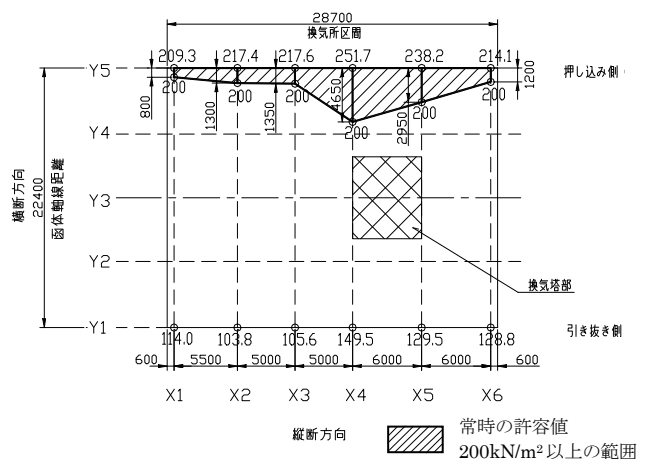
$D_f = 0.0, C = 50\text{kN/m}^2$ より $q_u = 367\text{kN/m}^2$

また、許容支持力としては、掘削底面下の地盤が掘削以前には排土重量の荷重を受けていることから確実な押さえと見え、押さえ盛土効果の項 (第2項) に安全率を考慮しないものとする、常時許容鉛直支持力は

$$q_a = 1/3 \times 250 + 117 = 200 \text{ kN/m}^2$$

となる。なお、検討にあたっては函体をフレームとして考え、応答変位法に基づく地震時土圧、慣性力、周面せん断力を考慮した。検討結果を図-4に示す。ここで、無対策の場合は常時の許容支持力を超過する範囲が部分的に発生するのに対し、対策の実施により最大地盤反力が2割程度低減され、全ての箇所ですべて許容支持力内となることが確認された。参考までに、地震時においては、無対策の場合においても全ての箇所ですべて許容支持力内に収まっていたことも併せて確認している。

(a)常時 地盤反力度分布図(kN/m^2) 対策前



(b)常時 地盤反力度分布図(kN/m^2) 対策後

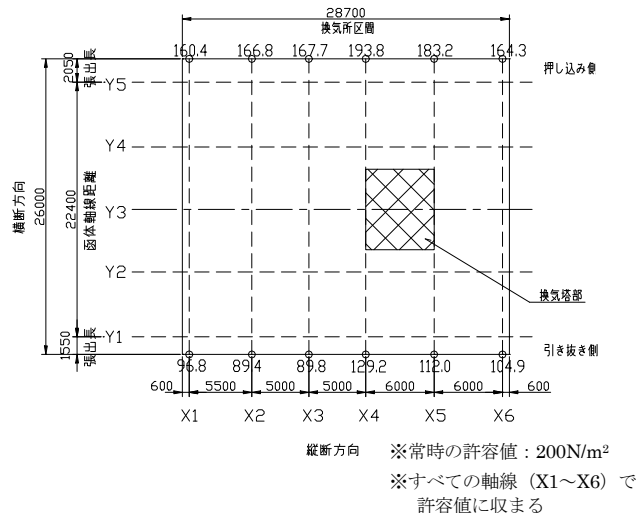


図-4 地盤反力度

3. 耐震検討

本項では、地盤の非線形 (修正R-Oモデル) を考慮し、換気所・トンネル一体構造物の耐震安全性について2次元動的FEM解析により検証を行った。図-5に2次元動的FEM解析モデルを示す。

3-1 解析条件

(1) 入力地震動

地震波を入力する基盤面は、地表面下45.9mの洪積砂層とし、入力する地震波形は、ポートアイランド基盤波形を標準加速度応答スペクトル

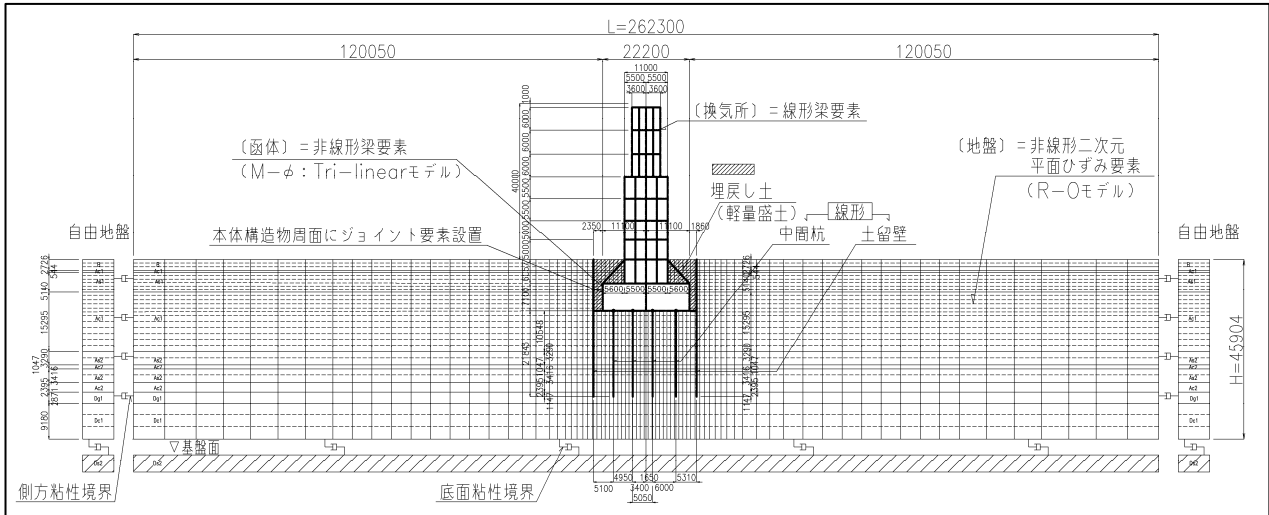


図-5 解析モデル

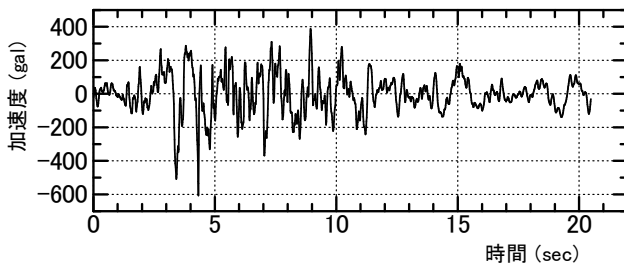


図-6 入力加速度波形

(L2) に適合するように振幅調整したものを使用した (図-6)。

表-1 固有値解析結果

モード 次数	振動数 Hz	固有周期 s	刺激係数		有効質量	
			X	Y	X	Y
1	1.002	0.998	120.840	-0.003	0.724	0.000
2	1.142	0.876	-0.020	-17.960	0.000	0.017
3	1.403	0.713	-2.865	0.022	0.000	0.000
4	1.822	0.549	-0.017	15.394	0.000	0.012
5	2.014	0.496	1.767	-0.086	0.000	0.000
6	2.210	0.452	15.888	0.114	0.013	0.000
7	2.431	0.411	0.243	-8.429	0.000	0.004
8	2.520	0.397	53.107	0.257	0.140	0.000
9	2.524	0.396	1.025	-32.332	0.000	0.054
10	2.542	0.393	-13.278	-1.457	0.009	0.000

(2) 解析モデル

構造物 (換気所, 函体, 土留工, 中間杭) は梁要素, 地盤は平面ひずみ要素でモデル化を行い, その他の主な条件は以下のとおりである。

- ・ 函体部材は, 材料非線形特性を考慮し, 履歴モデルは修正武田型の $M \sim \phi$ 関係を与え, 軸力変動の影響を考慮
- ・ 換気塔の壁の剛性についても考慮
- ・ モデル左右端に粘性境界を設定

(3) 解析結果

a) 固有値解析

固有値解析結果から, 1 次モードは構造物と地盤が同時に同じ方向へ動くモードで最も卓越しており, 支配的であることがわかる。壁の剛性を考

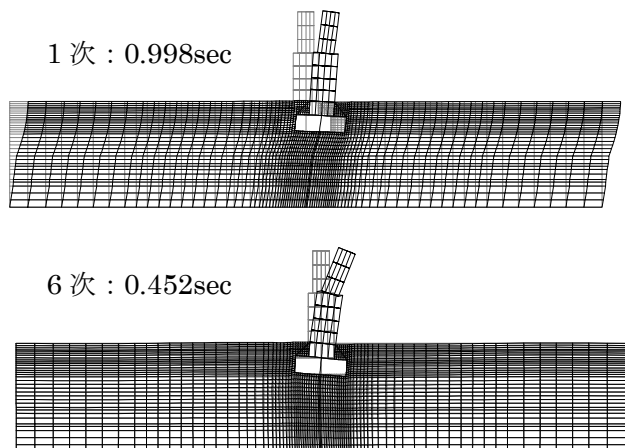


図-7 固有振動モード

慮しているため換気塔の剛性が大きくなり, トンネル函体を含めたロッキング震動が確認できる。6 次モードでは地盤はあまり動かず, 換気所のみ

が1次モードで動くモードであり、ロッキング震動は1次モードより顕著に現われている(表-1, 図-7).

表-2 最大水平変位・加速度

位置	変位 (cm)	加速度 (gal)
①自由地盤底面	6.1	453.9
②自由地盤上面	32.2	277.7
③換気塔付近地表面	26.2	273.9
④換気塔基部	24.1	254.9
⑤換気塔頂部	35.1	1213.2

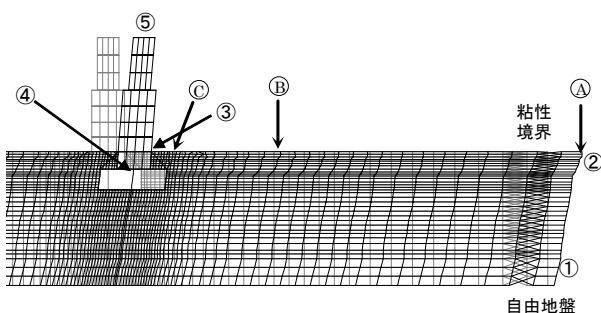


図-8 最大水平変位・加速度位置

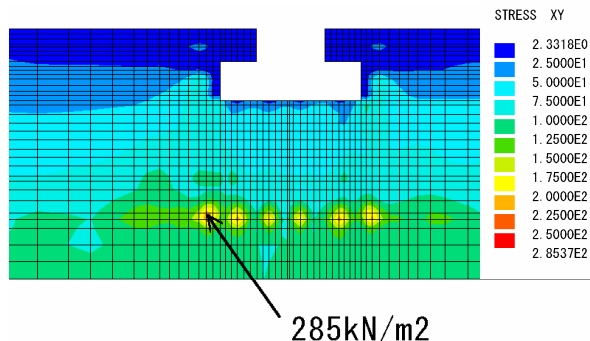


図-9 最大地盤せん断応力分布

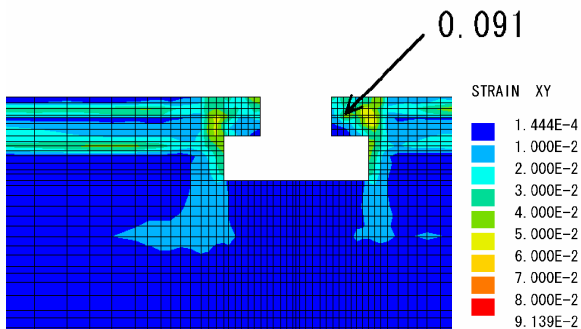


図-10 最大地盤せん断ひずみ分布

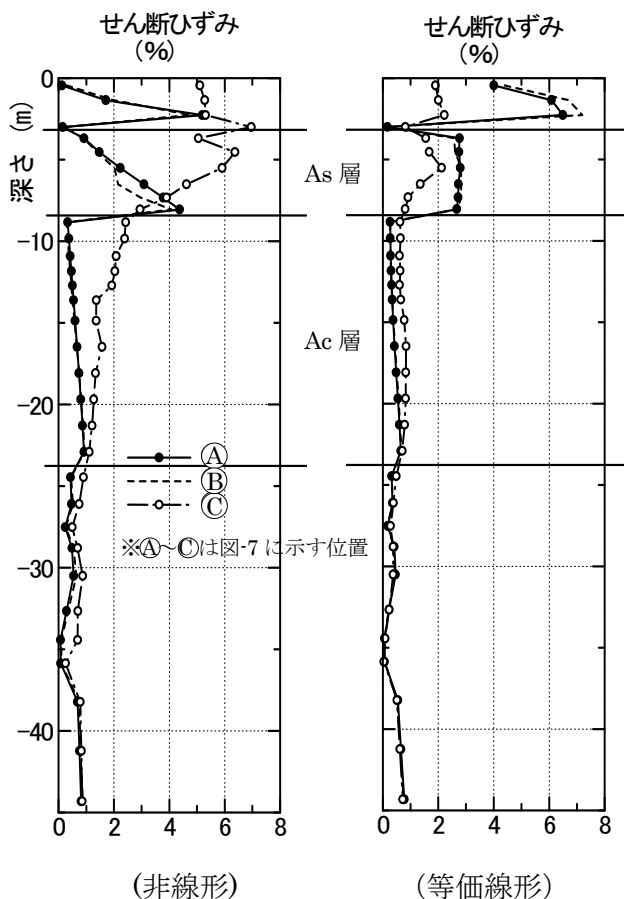


図-11 せん断ひずみ分布の比較

b) 地盤および構造物の応答値

図-8 および表-2 に最大応答水平変位分布および主要部の最大水平変位・加速度を図-9, 図-10 に、最大地盤せん断応力度・せん断ひずみ分布を示す。

換気塔基部における最大水平応答加速度が250gal程度と、換気塔設計時の500galを大きく下回る値となっている。

また、土留壁及び中間杭根入下端付近において、局所的にせん断力が増大しているとともに、構造物周辺の地盤において成層地盤よりせん断ひずみが増大している。換気所の影響により函体を含めたロッキング震動が生じ、函体周辺、特に、函体～地中連続壁間の地盤に局所的に大きなひずみが生じたものと考えられる。構造物周辺地盤の応答には、構造物と地盤の動的相互作用の影響が顕著に生じている。また、図-11 に地盤剛性を等価線

形とした場合とのせん断ひずみ分布の比較を示すが、構造物周辺地盤でのせん断ひずみが大きく異なっている。これは構造物周辺での動的相互作用

の影響と考えられ、本検討モデルにおいては地盤の非線形性を考慮するのが妥当だと考えられる。

表-3 曲げ耐力照査結果

断面	M+ (kN・m)	μ	μa	判定	断面	M- (kN・m)	μ	μa	判定
1	768.5	0.047	8.37	OK	1	-1126.8	0.494	12.99	OK
2	1343.3	0.345	7.95	OK	2	-758.6	0.098	8.63	OK
3	1087.2	0.239	7.95	OK	3	-838.0	0.041	8.63	OK
4	1093.3	0.288	8.37	OK	4	-919.2	0.438	12.99	OK
5	1498.7	0.569	17.68	OK	5	-1245.1	1.049	16.53	OK
6	1377.7	0.495	4.02	OK	6	-1809.8	0.827	4.02	OK
7	1963.8	0.815	17.68	OK	7	-927.8	0.436	16.53	OK
8	1419.7	0.415	17.68	OK	8	-155.9	—	16.53	OK
9	2093.6	1.189	4.02	OK	9	-1604.4	0.676	4.02	OK
10	1341.1	0.388	17.68	OK	10	-277.1	0.009	16.53	OK
11	1412.2	0.565	11.66	OK	11	-1224.5	0.131	7.09	OK
12	1913.7	0.332	6.15	OK	12	-414.6	—	6.71	OK
13	1758.1	0.281	6.15	OK	13	-519.4	0.033	6.71	OK
14	1229.7	0.446	11.66	OK	14	-1230.7	0.284	7.09	OK

表-4 せん断耐力照査結果

断面	S (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)	Ps (kN)	S/Ps	判定
1	690.2	535.5	567.2	1102.7	0.626	OK
2	454.0	535.5	819.7	1355.2	0.335	OK
3	626.2	535.5	819.7	1355.2	0.462	OK
4	743.9	535.5	567.2	1102.7	0.675	OK
5	429.5	535.5	567.2	1102.7	0.389	OK
6	860.4	405.0	619.9	1024.9	0.839	OK
7	384.8	535.5	567.2	1102.7	0.349	OK
8	720.8	535.5	567.2	1102.7	0.654	OK
9	855.5	405.0	619.9	1024.9	0.835	OK
10	780.0	535.5	567.2	1102.7	0.707	OK
11	1573.6	468.0	1114.8	1582.8	0.994	OK
12	1325.8	460.2	1625.6	2085.8	0.636	OK
13	2084.3	460.2	1625.6	2085.8	0.999	OK
14	1302.5	468.0	1114.8	1582.8	0.823	OK

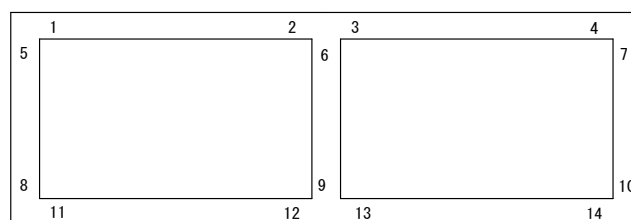


図-12 照査断面位置図

c) 函体部材の照査

函体部材の曲げ及びせん断に対する照査結果を表-3、表-4 に示す。応答曲率塑性率(μ)は、軸力変動を考慮した場合の最大値を示すが、許容曲率塑性率(μa)は、便宜上、初期軸力に対する値を示した。

表中M+, M-は図-12 に示す各照査断面位置での発生曲げモーメントの各発生方向に対する絶対値の最大値を示すが、軸力変動を考慮しているため必ずしも μ の生起時とは対応していない。換気塔のロッキング震動による影響が斜梁を介して側壁部の軸力変動に現れており、側壁上端(照査位置 5)で降伏点をわずかに超える応答($\mu = 1.049$)が生じている。また、中壁下端部(照査位置 9)も降伏点をわずかに超えている程度($\mu = 1.189$)であるが、いずれも許容曲率塑性率を下回っており耐震性能上は特に問題ない結果となっている。

また、せん断耐力についても、許容せん断耐力以内に収まっているが、ロッキング震動の影響により底板隅角部に許容値と同等程度の応答せん断力が発生しているのがわかる。

d) 軸力の変動について

側壁部の軸力変動の応答について図-13 に示す。換気塔のロッキング震動の影響により、斜梁を介して側壁部の軸力変動が生じていることが確認できる。変動幅については上下端とも 2200kN 程度確認されており、特に側壁上端においては軸力最小時(引張り)における発生曲げモーメントが大きく、初期軸力に対しての評価ではひびわれ点を超える程度の応答であるが、軸力変動を考慮した

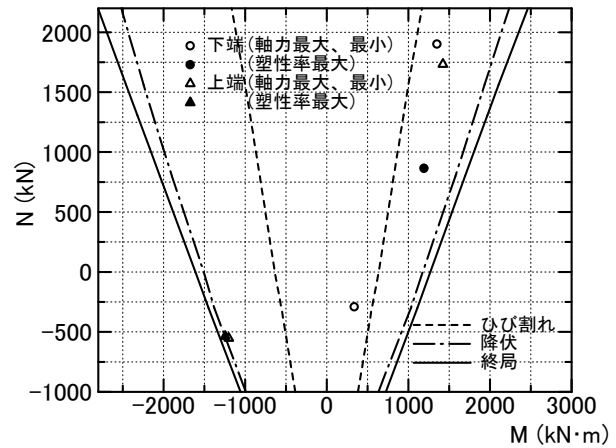


図-13 軸力変動の状況(側壁部)

場合には、降伏点をわずかに超える応答となっている。また、側壁下端は軸力引張り時には、発生曲げモーメントが小さく、ひび割れモーメントにも達していないことが確認できた。以上より換気所によるトンネル函体の軸力変動が確認されたものの、躯体への影響は特に問題とならないことが確認できた。

最後に、構造系全体系の変形に対する安全性の確認として、部材の回転角の照査を行った結果、層間回転角は最大相対変位 35.0mm(図-14)に対して1/203 となり、指針で規定されている許容回転角($\theta a = 1/50$)を満足する結果となった。

5. まとめ

本検討では、トンネルと換気所が一体となった特殊構造の耐震性を評価した。その結果、構造および地盤の動的特性が明らかとなり、かつ構造各部の部材安全性が確認された。同様の構造は都市

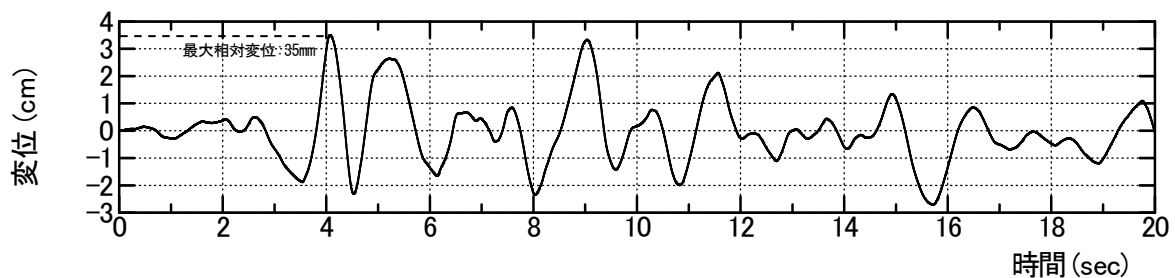


図-14 底頂版相対変位

トンネルにおいて今後も計画される可能性があり、
本検討がその計画、設計の一助となることを期待
する。

謝辞：本検討においては、神戸大学高田至郎教授、
京都大学清野純史准教授にご助言を頂いた。ここ

に深く感謝いたします。

参考文献

- 1)奥西 史伸, 金治 英貞, 中島 隆:換気所一体トンネルの耐震性検討, 第 27 回日本道路会議, No.15008, 2007.

DESIGN OF THE EXCAVATION TUNNEL CONNECTED WITH THE VENTILATION BUILDING

Fuminobu OKUNISHI, Hidesada KANAJI, Takashi NAKASHIMA

The ventilation building in the Yodogawa-Sagan Rout is planned on the excavated tunnel structure. Considering this structural distinctiveness, static stability of the tunnel was verified by decreasing the ground reaction force, and the earthquake resistance of the tunnel structure was examined by two dimension dynamic FEM analysis that considered nonlinear in the ground. As a result, it was confirmed to have earthquake-proof performance.

奥西 史伸



阪神高速道路株式会社
大阪建設部 工事企画グループ
Fuminobu Okunishi

金治 英貞



阪神高速道路管理技術センター
企画部 企画課
Hidesada Kanaji

中島 隆



阪神高速道路株式会社
Takashi Nakashima