

大規模非岩盤支持構造物の地震観測とシミュレーション解析による地震時土圧の研究

藤田 朝浩¹・上條 直隆¹・田中 英朗¹
玉腰 直樹²・大嶋 義隆²・荒 泰雄³

¹東京電力株式会社 電力技術研究所 耐震グループ(〒280-8510 神奈川県横浜市鶴見区江ヶ崎町4番1号)

²正会員 前田建設工業株式会社 土木本部 土木設計部(〒179-8903 東京都練馬区高松5-8 J.CITY)

³前田建設工業株式会社 技術本部 原子力グループ(同上)

従来、構造物の底面が岩盤に接している岩盤支持構造物に対しては、地震観測に基づいた合理的な地震時土圧の評価法が提案されている¹⁾。しかしながら、構造物底面が岩盤に接していない非岩盤支持の構造物に対しては、その評価法が確立されていない。そこで、筆者たちは地盤中に深く埋め込まれた大規模な非岩盤支持構造物を対象として、地震観測とシミュレーション解析から地震時土圧の研究を行っている²⁾。本報告では、地震観測結果から地震時増分土圧の分布傾向を分析するとともに、応答加速度と地震時増分土圧のシミュレーション解析を行った結果について述べる。さらに、数値解析により、構造物の構築にもなう近傍地盤の緩みが応答へ与える影響を検討した結果についても示す。

Key Words: Seismic Observation, Simulation Analysis, Increased Seismic Earth Pressure, Large Scaled Underground Structures

1. はじめに

筆者たちは、地盤中に埋め込まれた大規模な非岩盤支持構造物(以下建屋)の地震時増分土圧の研究を目的として、建屋とその周辺地盤において平成10年から加速度および地震時土圧の観測を行ってきた。本報告は、地震時増分土圧分布の傾向と観測地震のシミュレーション解析の結果をまとめたものである。

2. 地震観測

(1) 観測装置配置状況および建屋・周辺地盤状況

観測装置配置状況を図-1に、観測装置の仕様を表-1に示す。加速度計は、建屋地上部(S位置の2ヶ所)、建屋近傍地盤(A~C位置のそれぞれに3ヶ所)および遠方地盤(F位置の4ヶ所)に計15ヶ所設置した。土圧計は、建屋地中部外壁面(EA~ED位置のそれぞれに4ヶ所)に計16ヶ所設置した。

建屋・周辺地盤状況を図-2に示す。建屋の地中部は、オープンケーソン工法にて構築されたRC構造物で、地上部はケーソン沈設後に構築されたS造構造物である。

地層構成は、地表から37mまでは $V_s=120\sim 390$ (m/s)の砂層および砂岩・泥岩互層からなり、これ以深は

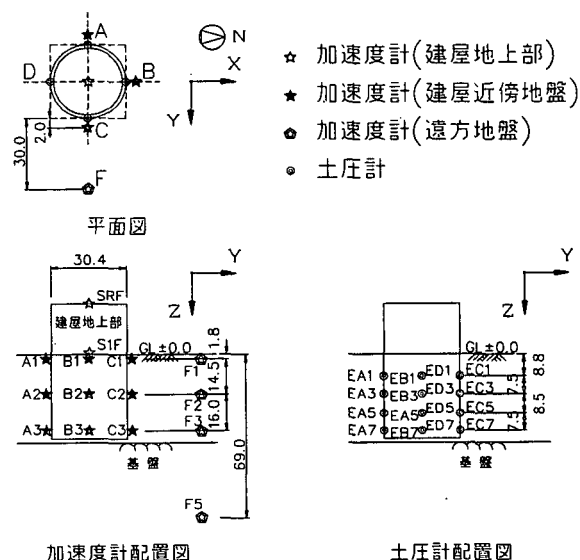


図-1 観測装置配置図

表-1 観測装置仕様

装置名	仕様
加速度計	周波数範囲:0.05~100Hz 帯域内感度差±5%以下
土圧計	容量:20kg/cm ² 精度:1%以下

$V_s=630$ (m/s)の泥岩層である。本報告書では、砂層および砂岩・泥岩互層を表層地盤、泥岩層を基盤と称する。

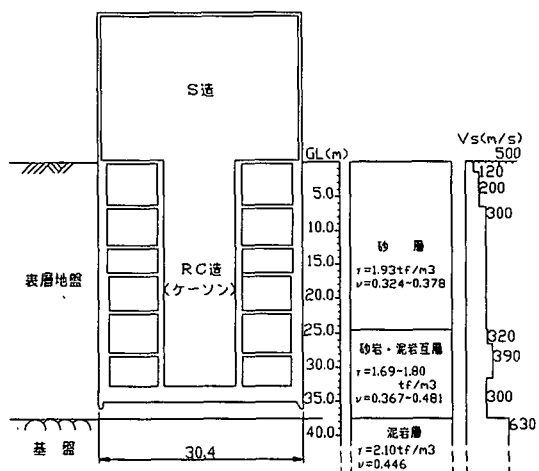


図-2 建屋・周辺地盤状況図

表-2 地震観測記録の最大値

呼称	観測日	方向	最大加速度(gal)		最大地震時増分土圧 (tf/m ²)
			建屋屋上 (SRF)	地表面 (F1)	
EQ1	1998/11/16	X	39.5	16.5	0.24
		Y	79.8	39.5	0.29
EQ2	1999/11/14	X	54.3	18.9	0.21
		Y	33.0	12.8	0.17
EQ3	2000/2/29	X	7.3	3.3	0.09
		Y	5.4	3.6	0.06

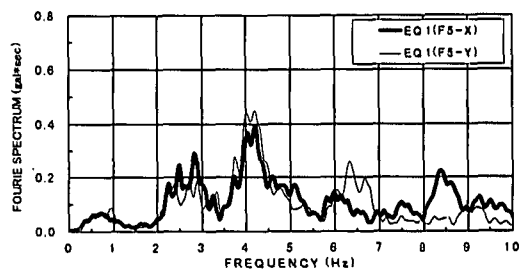
また、表層地盤の1次固有振動数は1/4波長則から $f_1=1.82(\text{Hz})$ と推定される。

(2) 観測結果

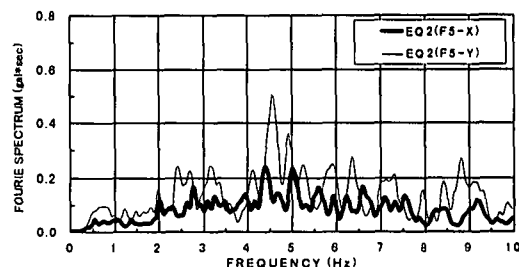
現在までに観測された地震のうち、最大規模の地震の加速度と地震時増分土圧の最大値を表-2に示す。表-2の地震について、基盤内の測点F5で観測された加速度のフーリエスペクトルを図-3に示す。ただし、同じ加速度レベルで比較するため、測点F5の最大加速度を1galに規準化しデータを補正した。図-3から、EQ1とEQ2はX成分、Y成分共に4~5Hz付近の振動数が卓越していることがわかる。EQ3は表層地盤の1次固有振動数(1.82Hz)付近の2~3Hzが卓越しており、EQ1およびEQ2とは振動数特性が異なっている。

地震時増分土圧の最大値の深度方向分布を図-4に示す。地震時増分土圧は、どの地震動についてもX成分、Y成分共に地表面に近づくにつれて増加する傾向がある。この分布の傾向は、せん断剛性(= ρV_s^2)が地表面付近で小さく、下方で大きい三角形分布を示す図-2のような地盤の変位分布³⁾と同じである。これは、地震時増分土圧を、地盤変位と構造物の相対変位の大きさに応じて与える応答変位法の基本概念と一致している。

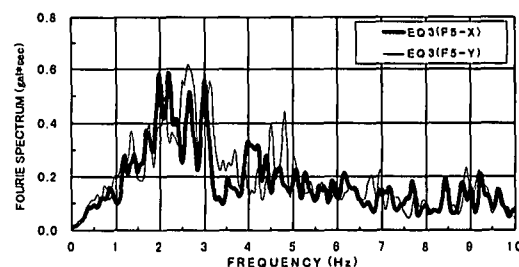
各地震毎に地震時増分土圧の深度方向分布を比較してみると、EQ1とEQ2はほぼ同じ分布であることにに対し、EQ3は地表面に近い範囲でEQ1とEQ2と比較して大きいことがわかる。これは先述したように、EQ3の卓越



(a) EQ1のX成分とY成分との比較

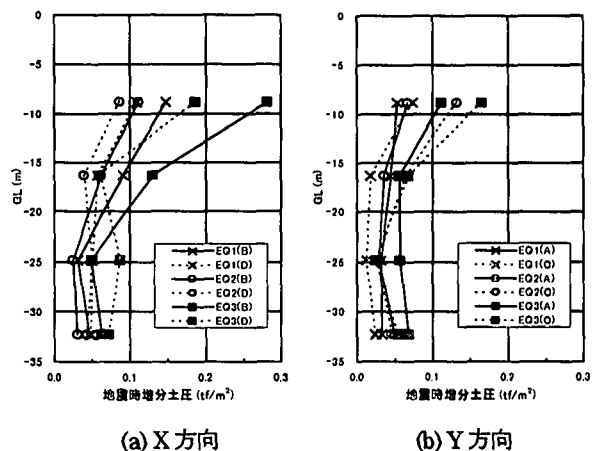


(b) EQ2のX成分とY成分との比較



(c) EQ3のX成分とY成分との比較

図-3 測点F5における加速度のフーリエスペクトル



(a) X方向

(b) Y方向

図-4 測点F5の最大加速度で規準化した最大地震時増分土圧

振動数が、表層地盤の1次固有振動数に近い場合、地震動が増幅したことにより生じたと考えられる。しかし、Y方向については、地震動の周波数特性はX方向成分とほぼ同じであるが、X方向のように地表面付近の増幅が明確に現われていないので、これについては今後の検討課題である。

3. シミュレーション解析

(1) 解析条件

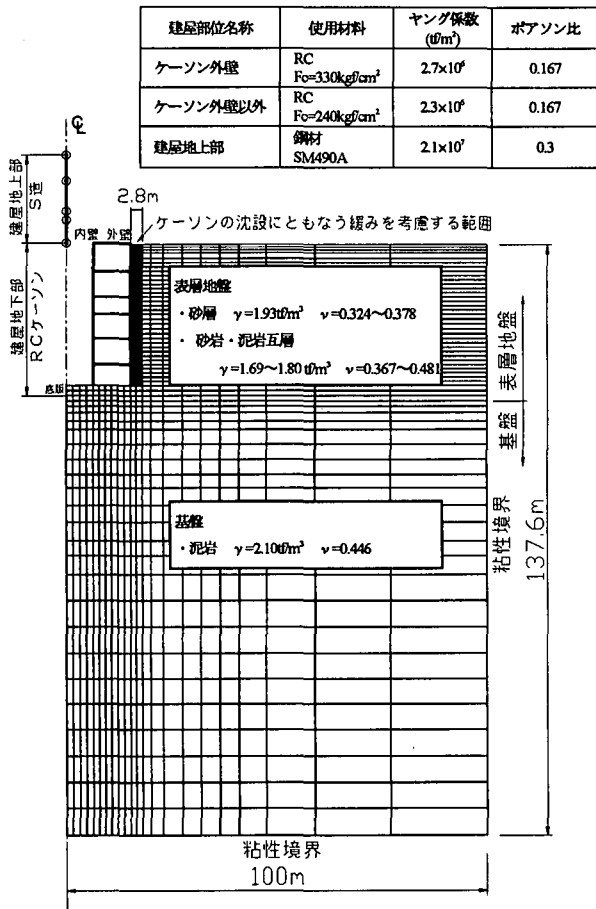


図-5 軸対称動的FEM解析モデル

シミュレーション解析は、表-2の地震の中から最も大きな加速度を記録したEQ1を対象に実施した。

a) 解析手法および解析モデル

解析は、ケーソンが円筒であることから図-5のようにモデル化し、軸対称動的FEM解析により実施した。積分手法は、Newmark β法(β=0.25)による直接積分法とし、解析時間間隔は観測記録と同じ0.01秒とした。減衰は、解析対象が地中に埋め込まれた構造物であることから、地盤を対象として式(1)に示すレーリー減衰にて評価した。f₁とf₂は表層地盤の1次固有振動数を包含するように設定した。また、h₁とh₂は、c)に記す1次元地盤応答解析で得られる最大加速度分布が観測値と図-8のように概ね一致するように設定した。

$$\begin{aligned}
 [C] &= \alpha[M] + \beta[K] \\
 \alpha &= \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} = 0.120 \\
 \beta &= \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi(f_1^2 - f_2^2)} = 0.012 \\
 f_1 &= 0.5(\text{Hz}), f_2 = 10.0(\text{Hz}) \quad h_1 = 0.02, h_2 = 0.02
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

解析モデルの底面および側方の境界は、波動の逸散を考慮できるように粘性境界とした。地盤は、ソリッド要素でモデル化した。建屋地下部は薄肉シェル要素、地上部は質点系でモデル化した。地上部モデルの下端は、ケ

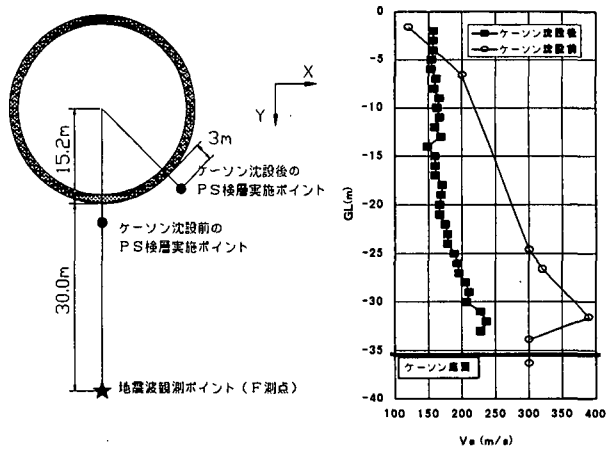


図-6 PS検層実施地点と実施結果

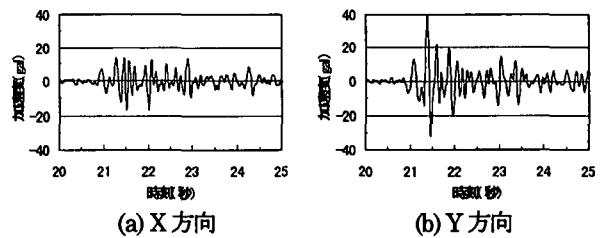


図-7 シミュレーション解析に用いた加速度時刻歴波形 (測点F1の観測記録の主要動付近)

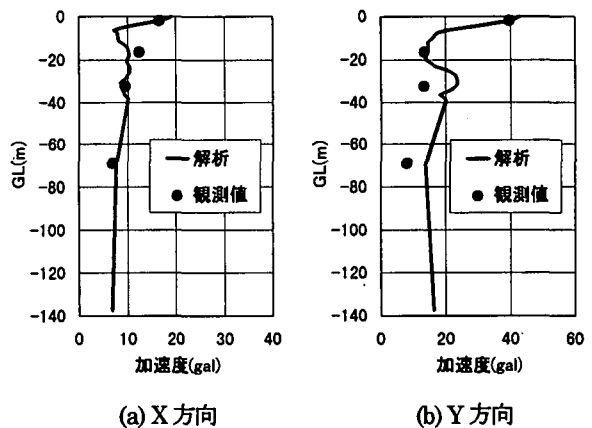


図-8 1次元地盤応答解析結果と観測値の比較(最大加速度)

ーソン天端と同一変位となるように、ケーソン外壁の頂部の節点と並進および回転成分について拘束した。

b) 地盤条件

ケーソン近傍地盤については、PS検層の結果から、ケーソン沈設にともなう地盤の緩みにより、せん断弾性波速度の低下が確認された(図-6)。そこで、地盤の緩みによる影響を評価するために、ケーソン沈設にともなう緩みを考慮する範囲(図-5)には、ケーソン沈設前と沈設後の2ケースの物性値を設定した。それ以外の範囲には、図-2に示すケーソン沈設前の地盤物性値を用いた。なお、解析対象としたEQ1は、地表面における加速度が40gal程度と小さいので、地盤ひずみは微小と判断し、弾性体としてモデル化した。

c) 入力地震動

入力地震動は、図-2の物性値に基づき作成した自由

地盤モデルを用いて1次元地盤応答解析を行い、図-7に示す測点 F1 の加速度時刻歴波形を、図-5のFEM解析モデル底面まで引き戻すことにより作成した。

図-8に、1次元地盤応答解析結果と測点F1~F5の測値の最大加速度についての比較を示す。X方向は、解析と観測が良く一致しているが、Y方向には差が見られる。これは図-1に示すように、測点のY方向に建屋があるため、観測値が振動方向にある建屋の影響を受けたことが理由のひとつとして考えられる。

(2) 解析結果と観測値の比較

a) 建屋および建屋近傍地盤の加速度

図-9に建屋および建屋近傍地盤の最大加速度分布についての解析結果と観測値の比較を示す。地中部については、解析結果と観測値は良く一致している。しかし、建屋屋上部については、Y方向で、解析結果は観測値より約50%小さな値となった。建屋屋上部の加速度フリースペクトルのピーク振動数は、解析と観測でほぼ一致していたことから、地上部のモデル化は妥当であったといえる。したがって、地盤を対象に設定したレーリー減衰が、建屋地上部に対しては過少評価であったことが原因と考えられる。また、ケーソン近傍地盤の緩みを考慮する場合と考慮しない場合の解析結果にはほとんど差がないことから、応答加速度は構造物近傍地盤の局所的な物性値の違いにより大きな影響を受けないと思われる。

b) 地震時増分土圧

図-10に地震時増分土圧の最大値分布についての解析結果と観測値の比較を示す。地震時増分土圧は、ケーソンに接する要素の半径方向の応力 σ_r にて評価した。解析は、観測で見られた地震時増分土圧が地表面から深くなるにつれて減少する傾向を捉えている。特にX方向については、解析と観測は良く一致している。Y方向については、観測値よりも全体に大きな解析結果になっているが、これは図-8のY方向の1次元地盤解析結果が、GL-30m~70mの範囲で観測値よりも大きな値となっていることに起因していると思われる。

ケーソン沈設にともなう近傍地盤の緩みによる影響は、ケーソン底面付近に見られるが、全体的には図-6で示されるような沈設前と沈設後の地盤物性値の差ほどの違いは生じていない。したがって、構造物の構築にともなう近傍地盤の緩みを解析にを取り入れなくても、周辺地盤の物性値を用いることにより、地震時増分土圧を十分に再現できると思われる。

4. まとめ

本構造物の地震観測およびシミュレーション解析から、以下のことが分かった。

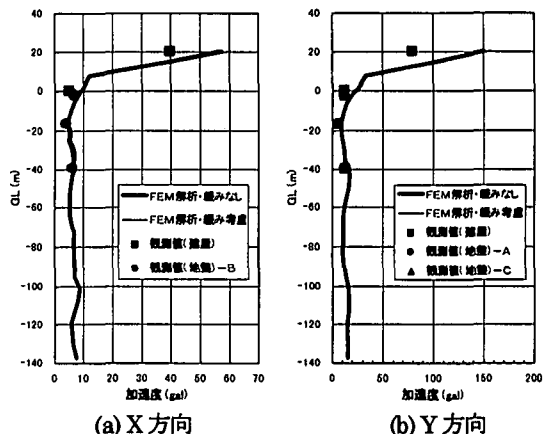


図-9 最大加速度分布の解析結果と観測値の比較

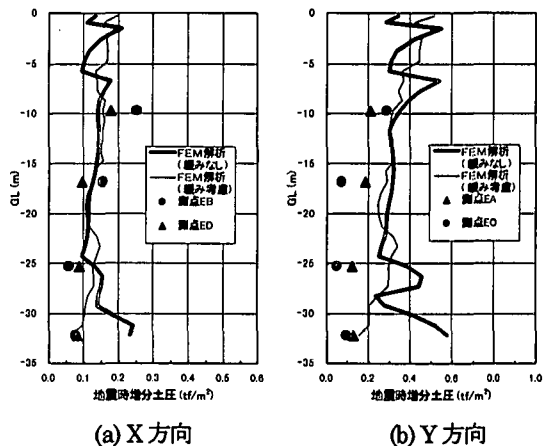


図-10 最大地震時増分土圧分布の解析結果と観測値の比較

- ①地震時増分土圧は、地表面から深くなるにつれて減少する傾向がある。この傾向は、地震動の周波数特性の相違によらず一定である。
- ②最大加速度を記録した地震(EQ1)については、動的FEM解析により、加速度および地震時増分土圧を精度よく再現することができた。
- ③構造物構築にともなう近傍地盤の緩みを考慮した解析を行わなくても、加速度および地震時増分土圧を十分に再現できる。

以上は、加速度レベルが小さく地盤を弾性体として扱うことのできる地震についての知見であることから、大地震時については、今後の研究が必要である。

参考文献

- 1) 例えば、広田昌憲ほか：軟岩中に埋込まれた構造物に作用する土圧に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1991.9
- 2) 藤田朝浩・上條直隆・田中英朗・玉腰直樹・大嶋義隆・荒 泰雄：大規模非岩盤支持構造物における地震観測結果とシミュレーション解析，平成13年度全国大会第56回年次学術講演会，2001.9（投稿中）
- 3) 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，p.110，平成11年10月