

基礎の地盤反力度特性に関する振動台実験

白戸真大¹・秋田直樹²・福井次郎³

¹正会員 工修 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム (〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

²正会員 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム

³正会員 工修 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム

基礎の動的解析モデルに用いる地盤抵抗特性を定式化するための基礎データを得ることを目的に、せん断土槽中に上部構造を持つ剛体基礎を設置し、振動台実験を行った。入力波は、正弦波 2Hz、加振加速度は 100gal、300gal、500gal である。基礎の前背面および底面にはロードセルを設置して、地盤反力度を計測した。本論文では、地盤反力度の履歴特性の関係を中心に考察を行う。

Key Words : shaking table test , foundation , ground reaction intensity , seismic design

1. はじめに

現在の基礎の設計法で考慮する地盤抵抗は、過去に実施された多くの静的一方向載荷実験の結果より解明された静的な抵抗特性に基づいたものである。しかし、地震時に基礎が受ける地盤反力度は、その履歴特性を知るための実験や観測例が少ないことから、未だ十分に解明されていないのが現状である。

そこで、基礎と地盤の動的な挙動や抵抗特性を把握し、それを反映させた耐震設計法を確立することを目的に、橋梁の上部構造を模擬した上載荷重を有する深い剛体基礎モデルを砂地盤中に設置して、振動台実験を行った。

本論文では、基礎が地震時に受ける地盤抵抗と基礎・地盤間の相対変位との関係について考察を行ったので報告する。なお、基礎と地盤の挙動などに関しては文献^{1), 2)}を参照されたい。

2. 実験模型と実験方法

実験は、土木研究所所有の三次元大型振動台（テーブル寸法 8m×8m）上にせん断土槽（縦 4m×横 4m×高さ 2.1m）を固定し、せん断土槽内に作成した砂地盤中に実構造物の約 1/10 の寸法の基礎モデルを設置して実施した。

図-1 に実験の概要および各センサー位置を示す。はじめに支持地盤（下層）を作成し、その上に基礎モデルを設置したのち上層地盤を作成した。地盤材料は豊浦標準砂（乾燥砂）であり、上層は相対密度 $D_r=58\%$ （作成目標 60%）、単位体積重量 1.55g/cm^3 、

下層は $D_r=70\%$ （作成目標 70%）、単位体積重量 1.58g/cm^3 である。S 波速度の測定の結果は、実験前が 200m/s、実験終了後が 230m/s であった。

構造物模型の上部構造重量は 11.47kN で、その奥行き幅は 80cm、重心位置は地表面から 1.16m の位置である。かさ上げ治具の重量は 4.99kN で奥行き幅は 60cm、基礎の重量は 8.74kN で奥行き幅は 60cm である。基礎および治具は中空断面であり、剛性を確保するために板厚 32mm の鋼板を用いて作成した。また、基礎の前背面中心線上にロードセルを、底面に土圧計（ $\phi 50\text{mm}$ ）を設置した。

なお、道路橋示方書³⁾の式より求めた模型・地盤系の固有周期は 11.75Hz である。

加振は、2Hz の正弦波で 100gal (94.20gal)、300gal (276.51gal)、500gal (525.73gal) を入力した。ここに、() 内は振動台上で計測した加速度の最大値である。各加速度ステップでは、一定時間加振した後に、振動台を一旦停止し、その後、次の加速度ステップの加振を行った。また、センサーは加振直前にすべてゼロクリアしている。

記録された加速度波形は、加振周波数や記録波形の卓越周波数を考慮し、1.0Hz~3.0Hz の成分を取り出して、処理を行うものとした。

基礎、および地盤の変位は、処理した加速度を時間方向に 2 回積分を行うことにより算出した。基礎の変位は、基礎本体に取り付けた 3 箇所の加速度計から算出した変位分布を高さ方向に直線近似したものをを用いる。地盤の変位は A-4 より算出し、各加速度計間の変位の深度方向分布は、それぞれ直線で補間した。なお、A-2 から算出した場合も行ってみた

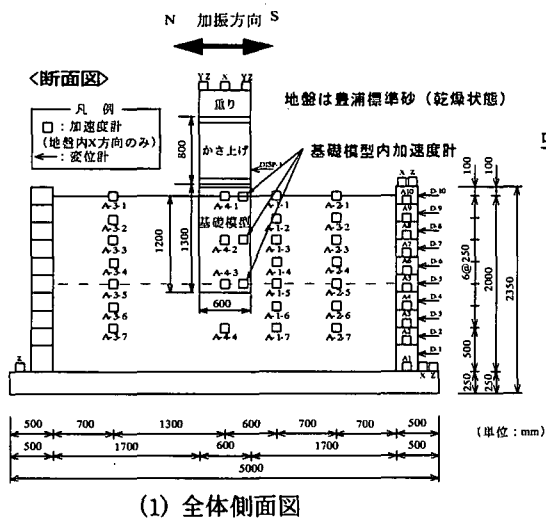


図-1 実験概要図

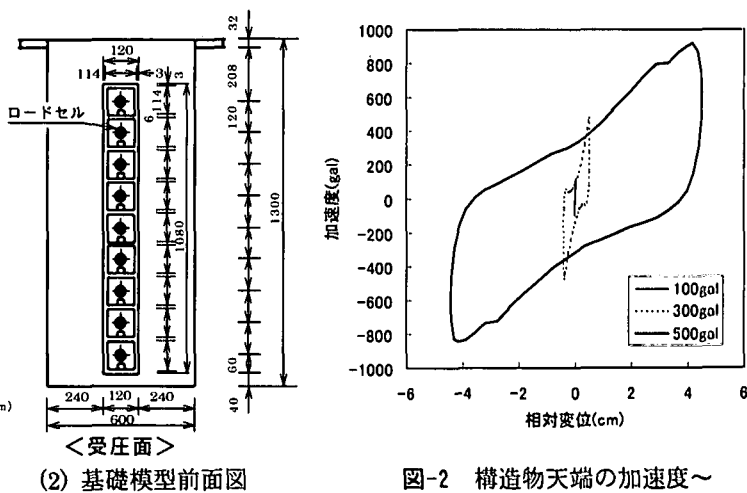


図-2 構造物天端の加速度～
相対変位関係

が、ほぼ一致していた。

ロードセルで計測した地盤反力度の整理に当たっては、受圧版はアルミ製で非常に軽いため、受圧版に生じる慣性力に対する計測値の補正は行わない。

3. 実験結果

(1) 構造物天端位置の応答

図-2 は 15 波目において、縦軸に構造物天端に生じた加速度を、横軸に上部構造慣性力作用位置と地表面との相対変位を取り、15 波目の履歴を描いたものである。各加振加速度ケースにおける加速度が最大・最小となる点を結ぶ割線剛性は、変位レベルが大きくなるにつれて低下しており、地盤の非線形化の影響が表れているものと考えられる。

なお、この実験に関して著者が報告した文献^{1),2)}の同様のグラフは、今回の報告とは異なるループ形状になっている。これは、文献^{1),2)}では、相対変位の算出に誤りがあったためであり、訂正したい。

(2) 地盤反力度の時刻歴

図-3 に、500gal 加振における北面の地盤反力度の時刻歴 (GL-0.14m, -0.62m) を示す。ここに、正側が押込み、負側が引張りである。地盤反力度がマイナスの値をとる時刻もあるが、これは各加振前にゼロクリアをして計測を行っているためと考えられる。

現在の道路橋基礎の設計では、基礎が受ける地盤反力度の上限値 p_{Hu} として、基礎の静的一方方向載荷試験結果に基づき、次式に示すようにクーロン受働強度 p_{EP} の 3 倍を上限とした割増しを行っている⁴⁾。

$$p_{Hu} = \alpha p_{EP}, \quad \alpha = 1 + 0.5(z/B) \leq 3.0 \quad (1)$$

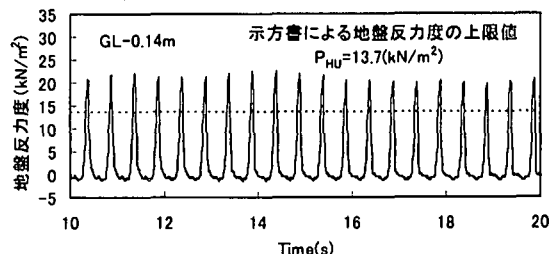


図-3 側面地盤反力度の時刻歴

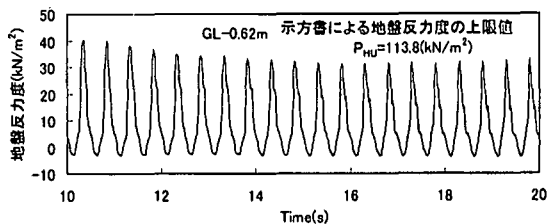


図-4 底面土圧の時刻歴

ここに、 z は深度、 B は基礎幅である。受働土圧の算出は文献⁴⁾を参照されたい。

そこで、図-3 には、式(1)で算出される地盤反力度の上限値も数値および破線で示した。地表面から浅い位置においては求めた地盤反力度の上限値よりも大きな地盤反力度となったが、上限値を超えても地盤反力度は一定値とはならない。

図-4 は、図-3 同様、500gal 加振における基礎底

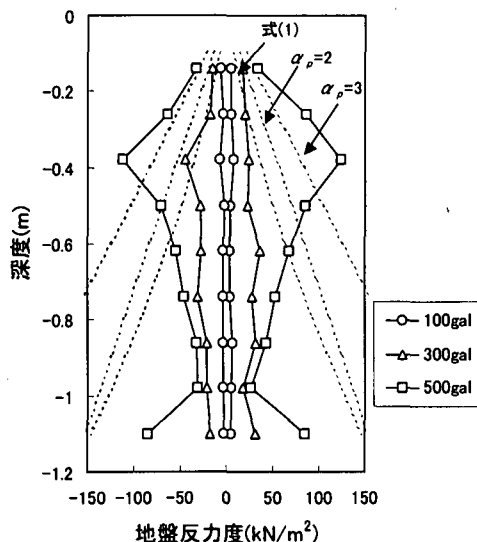


図-5 最大・最小地盤反力度分布

面地盤反力度の時刻歴である。これも押込みを正としている。北側、南側と交互に地盤反力度のピークが表れており、ロッキングの振動が生じていることを示すものと考えられる。また、図中には道路橋示方書⁴⁾に従い算出したケーソン基礎の地盤反力度の上限値も示した。地盤反力度は、文献⁴⁾により算出される上限値には至らなかった。

(3) 地盤反力度の最大値

図-5に各加振ケースにおける地盤反力度の最大・最小値の深度方向の分布を示す。ここでの地盤反力度は、北面は押込みを正、南面は押込みを負とし、各時刻でその和をとったものである。地盤反力度の絶対値が小さい方から、100gal, 300gal, 500gal加振である。地盤反力度の最大値は、100galおよび300gal加振では深度方向に対してほぼ一定の値となっているのに対し、500gal加振では地表面からGL-0.4m付近まで深度方向に増加し、その後減少していく傾向にあり、最深部において再び増加している。これは、100galおよび300gal加振では、基礎は、スウェイが卓越しているのに対し、500gal加振ではロッキングも顕著になってくるため、基礎の回転に伴い浅い位置で前面側が受働状態になっているときに、深い位置では背面側で受働状態になるためと考えられる。図-5には、 p_{EP} を式(1)の α_p で割増した値、および $\alpha_p=2, 3$ とした値も破線で示した。本実験では、浅い位置においても、受働土圧強度の3倍程度の地盤抵抗を受けていた。

また、図-3の地盤反力度の時刻歴では、浅い位置であっても地盤反力度に頭打ちの傾向がみられなかったことから、実際の地盤反力度の上限値はここでの計測値よりもさらに大きな値である可能性もある。

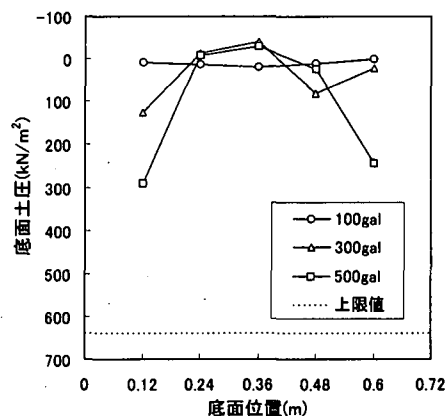


図-6 底面土圧の最大値分布

ただし、土槽との距離が近かったために大きく出ているとも考えられ、今後検討すべき課題である。

図-6は底面の地盤反力度の最大値分布である。点線は道路橋示方書⁴⁾のケーソン基礎の設計法に従って算出した上限値である。加振加速度が大きくなるにつれて中央位置と両端の土圧の差が大きくなる傾向にある。これも、加振加速度が大きくなるにつれ基礎の挙動がスウェイの状態からロッキングが大きくなるためと考えられる。

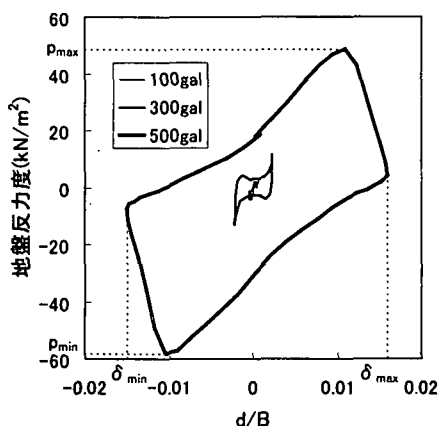
(4) 地盤抵抗の履歴特性

図-7に、300gal, 500gal加振の15波目において、基礎に作用する地盤反力度と基礎・地盤間の相対変位の関係を示す。ここに、基礎・地盤間の相対変位 d は、基礎前背面の各ロードセル中心位置の深度における基礎と地盤の相対変位であり、図-7では相対変位 d を基礎幅 B で無次元化して示している。

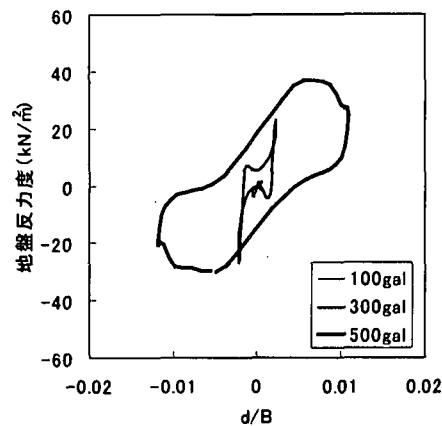
履歴ループ形状は、第1象限と第3象限において三角形形状でふくらんでおり、変位レベル d/B の振幅が小さいうちは水平軸を底辺とした三角形が上下で組み合わせられたスリップ型の形状が、変位レベル d/B の振幅が大きくなると平行四辺形状になる。平行四辺形状のループは100gal加振、300gal加振では見られないが、500gal加振ではGL=-0.14m~-0.38mで見られ、変位の平均値は、 $\delta/B=0.02$ 程度であった。

次に、それぞれの深度において、各加振加速度の15波から20波の計6波に関して同様のループを描き、地盤反力度の最大・最小値(p_{max} , p_{min})と地盤変位の最大・最小値(δ_{max} , δ_{min})の関係に着目して整理を行った。結果を図-8に示す。各深度・加振加速度で、地盤反力度と変位の関係はばらつきが少ないことがわかる。

そこで、各深度・加振加速度で、それぞれデータの平均値をとり、各深度ごとに直線で結んでみた結果を図-9に示す。比較的浅い位置では、変位の増加



GL-0.26m



GL-0.62m

図-7 地盤反力度と基礎・地盤間の変位関係（正弦波 500gal：15 波目）

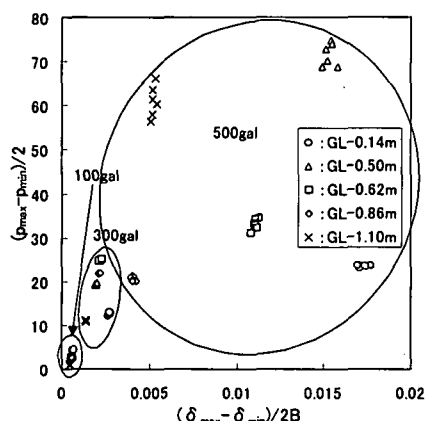


図-8 最大地盤反力度～最大地盤変位関係（その 1）

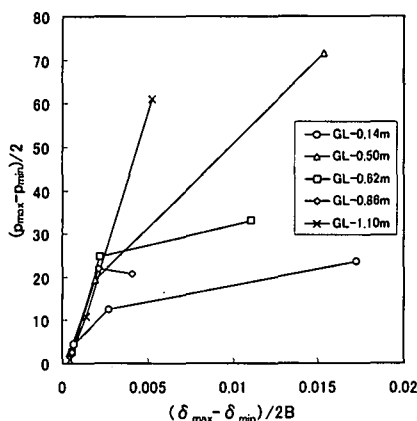


図-9 最大地盤反力度～最大地盤変位関係（その 2）

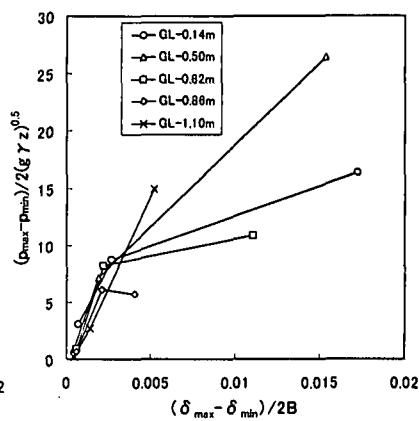


図-10 最大地盤反力度～最大地盤変位関係（その 3）

につれて徐々に剛性が低下する様子が見られる。これは、地盤剛性のひずみレベル依存性を反映したものと考えられる。

また、深度による違いは大きく、最も浅い GL-0.14m では、他に比べ、同一の変位レベルに対して極端に地盤反力度が小さく、剛性の低下も大きい。一方、最も深い GL-1.1m はほとんど非線形挙動が見られない。

砂質土のせん断剛性は拘束圧の約 1/2 乗に比例することが知られている⁵⁾。そこで、図-9 の縦軸を上載圧の 1/2 乗で除したものを図-10 に示す。図-9 に比べて分布が一致してくる。これより、発揮される地盤抵抗には、地盤剛性の拘束圧依存性の影響が反映されるものと考えられる。

4. おわりに

基礎が受ける地盤抵抗特性を実験により把握した。地盤反力度～相対変位関係は、地盤材料の性質が反映されたものであり、要素試験から得られる材料特性からモデル化が可能であると考えられる。

今回の実験では、基礎と地盤の相対変位量が基礎幅の 2% 以下であり、レベル 2 地震動を想定した変位量としては小さかったものと考えられる。

今後も実験を行い、さらに変位量が多い場合や、地盤条件、基礎幅などにより、地盤抵抗特性がどのように変化していくのか調べていきたい。

参考文献

- 1) 福井次郎, 白戸真大, 秋田直樹: 地震時に基礎が受ける地盤抵抗に関する振動台実験 (その 1) ～ (その 3), 第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, 2001.
- 2) 福井次郎, 白戸真大, 秋田直樹: 深い剛体基礎の大地震時挙動に関する振動台実験 (その 1) ～ (その 3), 第 36 回地盤工学研究発表会, 2001.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 4) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 1996.
- 5) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.