

有明沿岸道路橋梁杭基礎の耐震設計について

佐賀大学大学院工学系研究科 ○学生会員 井塚孝弘
 正会員 荒牧軍治
 正会員 大塚哲哉

Mahmudur R.

1. まえがき

超軟弱な有明粘土が深く堆積する佐賀平野に自動車専用有明沿岸道路が計画されている。道路橋示方書耐震編は杭基礎に及ぼす地盤変位の影響を考慮することを規定していないが、鉄道構造物等設計標準は地盤変形の影響を考慮した動的解析を行う必要があるとしている。本研究は、実際に佐賀平野を対象に試設計したモデルを用いて、両設計標準の解析法の違いによる動的応答解析結果を比較検討し、問題解決の方向性を提案する。

2. 解析に用いた試設計モデル

解析には、表-1に示す佐賀県六角川周辺での土質調査結果を基に、道路橋示方書に定められた地震時保有水平耐力法により設計したモデルを用いた。構造形式は4径間連続橋とし、支承には水平力分散構造を用いた。(図-1)

3. 解析方法

上部構造-橋脚-杭基礎系を、はり-質点系でモデル化し、佐賀大学で開発した構造解析プログラム SESAS を用いて解析を行った。道路橋示方書に基づき慣性力のみを評価し、地盤変位を考慮しない手法を単一入力モデル、鉄道構造物等設計標準に基づき慣性力の他に地動変位の影響を考慮した手法を Penzien モデルと呼ぶ。

単一入力モデル(図-2)は、地表面加速度を基盤層に入力し、地盤は杭を支持する側に作用するとするモデルである。

Penzien モデル(図-3)においては、地動変位の影響を考慮するため、地表面加速度から重複反射理論を用いて得られた基盤加速度を基盤層に入力すると同時に、各深さ位置での地震動変位波形を多点入力する。

表-1 地盤特性

| 地盤条件 | 地盤層 | 層厚(m) | 平均粒径 | 1層層厚(L/D) | | | 縦響力 (kN/m ²) | 横響力 (kN/m ²) |
|------|-----|-------|------|-----------|---------|---------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | 層厚(L/D) | 層厚(L/D) | 層厚(L/D) | | |
| 第1層 | 粘性土 | 2.0 | 0.0 | 50.0 | 84.7 | 70.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 4.0 | 0.0 | 50.0 | 84.7 | 70.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 8.0 | 0.0 | 50.0 | 84.7 | 70.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 2.0 | 0.0 | 50.0 | 84.7 | 100.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 2.0 | 0.0 | 50.0 | 77.5 | 100.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 2.0 | 0.0 | 50.0 | 104.9 | 100.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 2.0 | 0.0 | 50.0 | 117.2 | 100.0 | 30.0 | 16.0 |
| | | 2.0 | 0.0 | 50.0 | 117.2 | 100.0 | 30.0 | 16.0 |
| 第2層 | 砂質土 | 4.0 | 30.0 | 246.6 | 246.6 | 246.6 | 0.0 | 18.0 |
| 第3層 | 粘性土 | 9.0 | 24.0 | 289.6 | 289.6 | 289.6 | 160.0 | 17.0 |
| 第4層 | 粘性土 | 4.0 | 3.0 | 144.2 | 144.2 | 144.2 | 30.0 | 18.0 |
| 第5層 | 砂質土 | 6.0 | 40.0 | 178.8 | 178.8 | 178.8 | 0.0 | 18.0 |

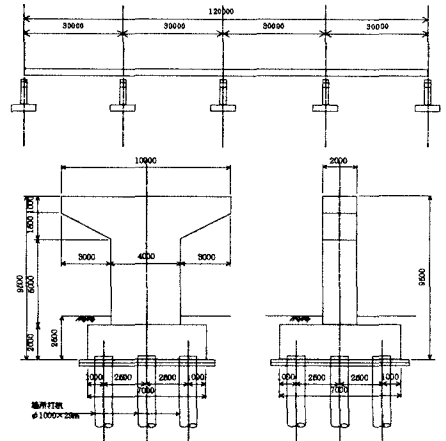


図-1 試設計モデル

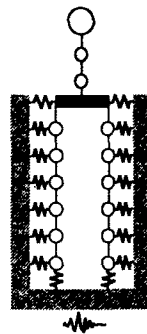


図-2 単一入力モデル

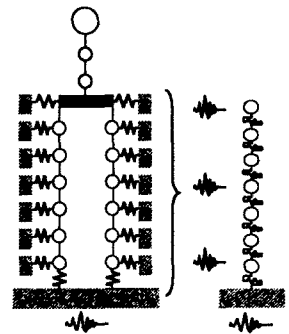


図-3 Penzien モデル

4. 解析結果

入力加速度波形は、道路橋示方書の応答スペクトル曲線に適合した標準波形で、タイプIとタイプIIの波形をそれぞれ3波形ずつ用いた。道路橋示方書は土質調査でPS検層等のせん断弾性波速度の測定が行われない場合、N値がゼロの地層のせん断弾性波速度は一律に50m/sとすることを勧めている。(ケース①)一

方、せん断弾性波速度を求める別の方法として、鉄道構造物等設計標準には一軸圧縮強度より求める方法がある。(ケース②) また、PS 検層結果を用いた解析 (ケース③) も行い、せん断弾性波速度の扱いの違いによる比較を行った。

図-4は、入力加速度波形はタイプI、橋軸方向加振時の杭頭部分における最大曲げモーメント、最大回転角を降伏時の値で正規化して示したものである。ケース①の Penzien モデルでは塑性率が 2.38 に達し、杭は弾性範囲であることを求めている道路橋示方書の基準を満たしていない。一方単一入力モデルでは塑性率は 0.20 で、十分に弾性範囲である。

また、鉄道構造物等設計標準に準じて一軸圧縮強度より求めたせん断弾性波速度を用いて解析を行った場合(ケース②)は、PS 検層結果を用いて解析を行った場合と同様に、塑性率 0.34 から 0.55 の範囲にとどまった。

表-2は、各深さ位置において杭に発生する最大曲げモーメント、最大塑性率、最大変位を示したものである。ケース①において、N値の急変位置である 11m において、杭頭より大きな曲げモーメントと塑性率が発生していることに注意してほしい。ケース②、③でせん断弾性速度が深さ方向に漸増するため、そのような極端な曲げモーメントは生じていない。

橋脚基部における塑性率は、Penzien モデルで 0.25 から 0.35 程度、単一入力モデルでも 0.44 から 0.66 程度と、非常に小さな値を示している。この原因としては、杭を支持する地盤ばねが塑性域に入っているため大きな減衰が生じていること、地盤の卓越周期が大きいこと、橋梁全体として免震効果が発生したことが考えられる。このことは道路橋示方書が規定する地震時保有水平耐力法による静的設計は、超軟弱な有明粘土が深く堆積する地域では過大設計になっている可能性があることを示している。

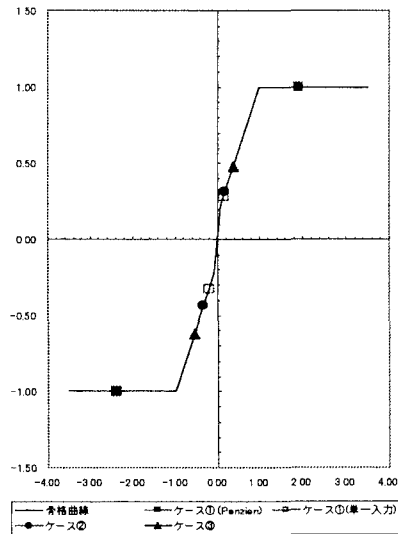


図-4 杭頭部分における最大曲げモーメント-最大回転角

表-2 解析結果一覧

| 杭先端からの高さ | Penzienモデル | | | | | | | |
|-----------|-----------------------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| | 道路橋示方書に準拠した震源地震度 タイプI | | | | ケース④ | | | |
| | ケース① | 最大変位 (cm) | 最大曲げモーメント | 塑性率 | 最大変位 (cm) | 最大曲げモーメント | 塑性率 | 最大変位 (cm) |
| 39R(上部橋脚) | - | - | 68.60 | - | 25.66 | - | - | 30.54 |
| 38S(地盤変位) | - | - | 64.98 | - | 19.49 | - | - | 24.27 |
| 28 | 13218.18 | 0.25 | 60.52 | 15844.39 | 0.33 | 17.26 | 16309.53 | 0.35 |
| 25 | 5250.03 | 2.38 | 58.78 | 2311.40 | 0.34 | 15.56 | 3287.00 | 0.55 |
| 22 | 4684.72 | 0.86 | 54.92 | 2143.07 | 0.30 | 15.51 | 4169.18 | 0.75 |
| 24 | 3645.55 | 0.63 | 49.61 | 1248.34 | 0.10 | 13.94 | 1923.38 | 0.25 |
| 22 | 3076.23 | 0.50 | 43.37 | 999.16 | 0.05 | 12.19 | 3006.73 | 0.49 |
| 20 | 3307.46 | 0.56 | 36.70 | 1449.07 | 0.14 | 10.57 | 3251.00 | 0.54 |
| 18 | 3111.74 | 0.51 | 29.55 | 1232.04 | 0.10 | 9.17 | 1283.92 | 0.12 |
| 16 | 2315.79 | 0.57 | 21.86 | 882.29 | 0.07 | 7.95 | 677.28 | 0.05 |
| 13.5 | 1502.84 | 0.25 | 11.63 | 1360.52 | 0.03 | 6.59 | 606.41 | 0.04 |
| 11 | 3393.81 | 4.53 | 2.05 | 1286.42 | 0.17 | 5.31 | 2030.73 | 0.45 |
| 9 | 1436.74 | 0.23 | 1.59 | 1154.92 | 0.12 | 4.66 | 1194.33 | 0.13 |
| 6.5 | 1159.80 | 0.12 | 1.43 | 1540.86 | 0.27 | 4.11 | 1503.34 | 0.25 |
| 4 | 816.99 | 0.06 | 0.92 | 1774.52 | 0.36 | 2.86 | 1669.13 | 0.32 |
| 2 | 561.30 | 0.04 | 0.36 | 1089.91 | 0.09 | 1.15 | 1071.01 | 0.08 |
| 0.5 | 1876.08 | 0.40 | 0.01 | 3393.81 | 1.42 | 0.01 | 3393.81 | 1.26 |
| | | | 単一入力モデル | | | | | |
| 39R(上部橋脚) | - | - | 26.09 | - | - | 28.07 | - | 27.97 |
| 38S(地盤変位) | - | - | 11.20 | - | - | 7.17 | - | 7.99 |
| 28 | 19306.69 | 0.44 | 5.63 | 25157.02 | 0.62 | 1.91 | 26215.16 | 0.66 |
| 28 | 1722.44 | 0.20 | 3.75 | 2336.94 | 0.34 | 0.40 | 2430.18 | 0.36 |

5. まとめ

今回の解析により、せん断弾性波速度が小さい場合、地盤変位の影響が大きく現れることが分かった。よって、佐賀平野のような軟弱地盤においては、地盤変位を考慮した解析を行う必要がある。ただし、道路橋示方書に準じてN値ゼロの地層のせん断弾性波速度を一律で 50m/s とするのは問題である。地盤変位を考慮した解析を行う場合、PS 検層結果もしくは鉄道構造物等設計標準に準じて一軸圧縮強度から求める方法を用いる必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 2) 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