

東京大学工学部 学生員 ○松原啓乙

神戸大学工学部 正員 桜井春輔

神戸市交通局 正員 泉並隆二

1. まえがき

従来より地下鉄仮設構造物に対する耐震設計上のチェックは、日本に地震が多発するという状況にもかかわらず、ほとんど行われていないのが現状である。そこで、地下鉄仮設構造物の地震時の挙動を定量的に推し計ることが非常に重要な問題であると考え、本報告では、先だて行われて研究と基礎とし杭端の境界条件を変化させた場合の結果について検討する。また、先の場合、受桁の圧縮材としての効果は考えず、杭最上部を自由端としたが、本報告において受桁を切梁同様の圧縮材として解析した。

2. 構造物の解析

図-1に示すように剛な基盤上に厚さ D 、平均の N 値 N_m の表層と地盤バネとして置き換え、この表層に構造物を設置するものとして解析を行なった。土留杭の根入れ部の支持条件は、固定またはヒンジとし切梁、受桁は両端ヒンジのバネとした。このような構造物-地盤系にせん断一次モードにもとづく入力変位を与え、直接剛性法によって解析を行なったものである。地表加速度 α 、基盤加速度 β との間には、地盤振動特性と表わす金井の式を用いて $\alpha = (\sqrt{T_n}/0.2)\beta$ なる関係があるものとする。ただし、地盤固有周期 T_n は地震動周期に一致させる。土留杭頂部の集中質量 m は、覆工板および自動車荷重を分配して作用させたものである。表層地盤の諸定数は、せん断波速度 $V_s = 19 N_m^{0.6}$ 、せん断弾性定数 $G = \gamma V_s^2 / 8$ 、地盤バネ定数 $K = \sqrt{2(1+\mu)} G \alpha^{(3)}$ 、地盤の固有周期 $T_n = 4D / V_s$ 、土の内部摩擦角 $\phi = \sqrt{2N_m} + 15$ 、土圧係数 $K_a = 0.8 \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ 、の諸式を用いて求めた。ここに γ, μ, α はそれぞれ土の単位体積重量、重力加速度、表層地盤の poisson 比、地盤バネの間隔である。解析結果は、表層厚 D 、地盤の N 値 N_m 、および地表加速度 α 計3つのパラメーターで表わされることになる。なお、切梁および地盤バネの特性としては、図-2に示されるような非線形ものを仮定した。このバネ特性に反しない結果の算出のために、本報告では、NOTENSION法を適用した。対象とした構造物の諸元は、掘削深さ15m、掘削幅10m、土留杭および切梁は、H300×300、受桁はH900×300で、切梁は鉛直方向3m間隔に4段設置した。

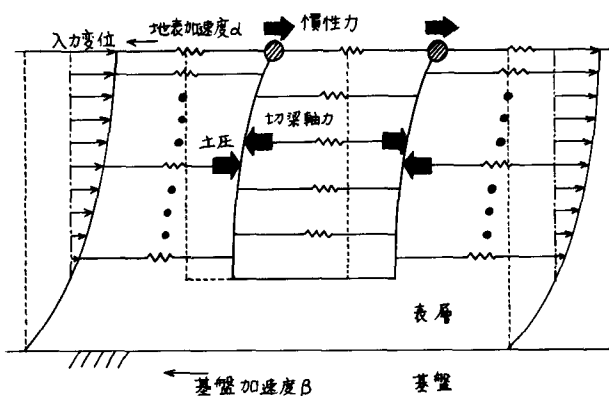


図-1 解析モデル

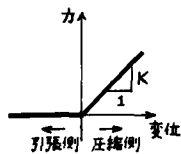


図-2 バネ特性

3数値計算結果 数値計算を行なうにあたって、図-3に示すような2種類の地盤振動を入力として与えた。すなわち、圧側の地盤に動的変位を与えるものをCASE I、一方の地盤を固定し片側の地盤のみに動的変位を与えるものをCASE IIとする。数値計算結果は図-4から図-13までに示した。図中、横軸に水平に点線で、両端ヒンジのEulerの座屈応力および曲げ降伏応力が示されておりそれぞれ1168kg/cm²、2500kg/cm²である。また、実線は杭根入れ部固定で受桁を圧縮材として考えるもの、一点鎖線は杭根入れ部固定、杭最上端自由の支持条件のもの、破線は杭根入れ部ヒンジ支承で受桁を圧縮材として考えるものを示す。いずれの図もパラメーターは

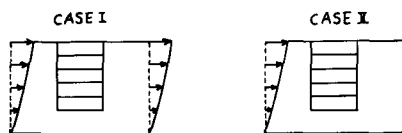


図-3 地盤変位

地表加速度である。CASE IとIIの場合について発生する最大の切梁軸応力と地盤のN値および表層厚との関係を図-4から図-7までに示す。ここに最大の切梁軸応力はCASE Iの場合実線で示したものが第3段切梁、一点鎖線は第1段切梁、破線は第2段切梁にそれぞれ発生している。CASE IIの場合はすべて第1段切梁に最大の切梁軸応力が生じている。図において実線と破線は重なっており杭根入れ部の支持条件の違いは切梁軸応力に反映していない。CASE Iでは切梁軸応力は常時と変わらず、表層厚にも関係なく一定値を示しているが、受桁を圧縮材として解析した結果はN値の大きい方で下回りN値の大きい方では逆に若干上回っている。この傾向はCASE IIの場合に顕著に現われている。またCASE IIでは常時と比べて大きな切梁軸応力が得られN値減少によって軸応力の増加は著しい。これは、表層厚の増加による軸応力の増加がゆるやかであるのに対照的である。以上から切梁軸応力については、CASE IよりもCASE IIの方が不利な場合であること、杭根入れ部の支持条件には依存しないこと、受桁の圧縮材としての効果によって軸応力を小さくするのはN値の小さい場合に限られることが挙げられる。次に、杭に発生する最大の曲げ応力と地盤のN値および表層厚との関係を、図-8から図-13に示す。ここで最大の曲げ応力の生ずる位置はCASE Iの場合実線、一点鎖線で示したものが杭根入れ部、点線は杭のほぼ中央部でありCASE IIの場合はいずれも第1段切梁付近である。全般的な傾向は切梁軸応力の場合と同様である。杭の根入れ部がビンジの場合は国定の場合よりもCASE Iで極端に小さい値を示している。それに対しCASE IIではN値が小さい場合にのみ、この傾向が現われている。曲げ応力も受桁を圧縮材とすることにより減少が見られるがCASE IではN値にかかわらず一様に減少しているのに対し、CASE IIではN値が小さくなるほど減少の割合は大きい。以上より、杭の曲げ応力については、杭根入れ部の支持条件としてビンジの方が特にCASE Iで小さい値を示し、受桁の効果によりCASE I,IIともに応力を減少させていると言ったことができる。

最後に、本報告を作成する機会を与えて下さった関係各位に深く感謝する次第である。

- 参考文献 (1) 泉並, 桜井: 地下鉄駅構造物の耐震性について, 土木学会関西支部講演会Ⅱ-40 昭和52年5月 (2) 金多他: 土木建築耐震設計施工 pp 39~40 (3) L. Zeevaert: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, 1972, pp 553~570. (4) O. C. Zienkiewicz: Stress Analysis of Rock as a "No Tension" Material, Geotechnique 18, 1968, pp 56~66

