飛島建設㈱	正会員	沼田 淳紀	(社)電力土木技術協会	正会員	須田 嘉彦
中央大学	正会員	國生 剛治	㈱シー・アール・エス		吉田 保夫
中央大学	学生員	諏訪 正博	東電設計(株)	正会員	佐藤 正行

1.はじめに

1995年兵庫県南部地震では,まさ土を主体に埋め立てられた神戸ポートアイランド¹⁾などの海岸埋立地のいたるところで液状化が生じ,以来,地震応答解析も数多く実施されてきた.地震応答解析を行うに当たり,地盤のせん断剛性は最も重要な物性のうちのひとつである.ここでは,一連のまさ土の実験²³³⁴⁾で,せん断ひずみが1×10⁵程度以下の微小ひずみ領域の初期せん断剛性について実験結果より推定式を定式化し,併せて原位置の地盤調査結果と比較を行った.

2.実験方法

実験に用いた試料および試験装置は , 筆者らが実施してきた一連のまさ土の実験 ²⁾³⁾⁴⁾と同様である . 試料は , 神戸市東灘区

の海岸埋立地から採取されたまさ土である.実験は,標準貫入試験を行う ために実施した中型土槽を用いた土槽貫入試験と,この土槽より凍結サン プリング法により不攪乱試料を採取して実施した三軸試験とに分けられる 中型土槽は上載圧を載荷できるようになっており,振源棒を土槽外側より 打撃することで地盤内部にせん断波を発生させ,地盤内に埋設した速度計 でせん断波速度を測定できる.また,載荷した上載圧と水平方向の土圧も 計測によって求めることが可能となっている.三軸試験では,せん断ひず みが 1×10^5 程度以下の微小ひずみ領域で動的変形試験を実施するととも に,供試体に微小なねじり振動を与え,それを供試体に接着させた加速計 で計測しせん断波速度も求めた.なお,試料および実験方法の詳細は,文 献2)3)4)を参照されたい.

3. 三軸試験結果

図-1 に,三軸供試体の動的変性試験から求められた初期せん断剛性 G_0 図-1 と,せん断波速度より求められたせん断剛性 G_{vs} の比較を示す.なお, G_{vs} は(1)式より求めた.ここで, G_{vs} :Vsより測定したせん断剛性(kPa), t: 供試体の湿潤密度(g/cm³),Vs:せん断波速度(m/s)である.

$$G_{V_{s}} = \rho_t V_s^2 \tag{1}$$

図より, G_{vs}の方がわずかに大きいが両者はほぼ一致することがわかる. そこで以降, せん断剛性として, 微小ひずみ領域の動的変形試験より求められた初期せん断剛性G₀を用いて検討を進めることとする.

図-2 に,拘束圧 c²=98kPa の三軸試験で求められた供試体の間隙率 n(=e/(1+e)) と初期せん剛性の関係を示す.両者はほぼ直線関係にあること がわかる.そこで,両者の関係を文献5)に倣い求めると(2)式となる.

$$G_0 = 785000(0.416 - n) \tag{2}$$

次に図-3に,拘束圧と初期せん断剛性の関係を示す.初期せん断剛性は 密度の影響を補正するために,(2)式で除した値とした.また,拘束圧は, 98kPa を基準拘束圧として正規化している.両者の関係は,両対数軸上で ほぼ直線関係にあることがわかる.これより,両者の関係を求めると(3) 式を得る.ここで,。':三軸試験における拘束圧(kPa),。':三軸試験 における基準拘束圧(98kPa)である.

$$\frac{G_0}{785000(0.416-n)} = 0.981(\frac{\sigma_c'}{\sigma_{c98}'})^{0.58} \quad (3)$$



〒270-0222 千葉県東葛飾郡関福町木間ヶ瀬 5472 飛島建設㈱技術研究所, TEL 0471-98-7553, FAX 0471-98-7586 〒105-0003 東京都巷区西新橋 2-19-4 西新橋ド・I ビルア 〒12-8551 東京都文京区春日 1-13-27 中央大学理工学部士木工学科, TEL 03-3817-1798, FAX 03-3817-1803 〒270-1176 千葉県我孫子市柴崎台 2-11-23 川村第3ビル(㈱シー・アール・エス, TEL 0471-83-5711, FAX 0471-83-5691 〒110-0015 東京都台東区東上野 3-3-3 東電5計上野センター6F, TEL 03-4464-5561, FAX 03-4464-5595





4. 初期せん断剛性推定式の定式化

ここでは,三軸試験によって得られた試験結果に土槽貫入試験の 結果を加え,前述の関係を再度計算し初期せん断剛性の推定式の定 式化を行った.ただし,土槽貫入試験における地盤は,異方応力状 態なので上載圧、'および水平方向の土圧''なり平均有効主応力 m'(=(、'+2 ')/3)を求め,これを拘束圧とした.したがって, (、'/、 (*))は(m'/mos')と書き改める.このようにして得られた関 係が(4)式である.ここでは,間隙率を間隙比 e として示した.ここ で, G_0 :初期せん断剛性(kPa),e:間隙比,m':平均有効主応力(kPa) mss':基準の平均有効主応力(98kPa)である.

$$G_0 = 3.7 \times 10^5 \, \frac{(0.79 - e)}{(1 + e)} \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{m98'}}\right)^{0.55} \tag{4}$$

図-4 に、三軸試験と土槽貫入試験より得られた間隙比と初期せん断剛性の関係を示す.初期せん断剛性は、拘束圧の補正を行うために(4)式より($_{m'}/_{m68}$)⁰⁵⁵ で除した値である.ばらつきもあるが、ほぼ(4)式で表現可能と判断される.図中には、砂について柴田ら⁵⁾, Hardin& Richart⁶⁾が、礫質土について國生・吉田⁷⁾が示した関係を本実験結果と比較できるように変換して示した.まさ土の結果は既往の関係式とはいずれも異なるが、勾配に関しては礫質土よりも砂の方に近いことがわかる.また、図-5 に平均有効主応力と初期せん断剛性の関係を示す.初期せん断剛性は、間隙比の補正を行うために3.7×10⁵(0.79-e)/(1+e)で除した値である.この結果、ほぼ(4)式で近似できることがわかる.平均有効主応力と初期せん断剛性の関係は、($_{m'}/_{m68}$)⁰⁵ と比例するとすることが多いが、まさ土の結果もこれに近いといえる.

5. 原位置における調査結果との比較

図-6 は, 試料を採取した地点で行われた地盤調査結果と(4)式で推定し た初期せん断剛性を比較して示したものである. 地盤調査は, サスペンシ ョン法による PS 検層と, 凍結サンプリング法によって採取された不攪乱 試料を用いて実施された三軸の動的変形試験である.このときの拘束圧は, 上載圧で設定されているので, 求められた初期せん断剛性は, 各深度の平 均有効主応力に換算し直してプロットした.また, 推定式に用いた間隙比 は, 不攪乱試料の各深度ごとの平均の間隙比とした.

深度 8~13m では, 三者ともほぼ一致していることがわかる.一方,深 度が3~5mの浅い範囲では,三軸試験より求めた値が小さめになるが,PS 検層結果と推定値は良く一致ている.したがって,(4)式は,原位置での整 合性も良いと考えられる.

6.まとめ

神戸市東灘区のまさ土を用いて,間隙比,平均主応力,初期せん断剛性の関係式を定式化した.この式を用いて原位置の地盤調査結果と比較した ところ,地盤調査結果との整合性も良いことがわかった.

参考文献

- 1) 木下 正明, 田中 泰雄: 土質工学的諸問題とその対応臨海埋立地 埋立造成, 土 と基礎, Vol.36, No.11, pp.85-90, 1988.11.
- 2) 國生 剛治, 吉田 保夫, 諏訪 正博, 桑原 弘昌, 佐藤 正行: 土槽貫入実験による まさ土の液状化強度の評価(その 1) - 土槽実験による各種土質定数の関係 - , 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.125-126, 1999.7.



- 4) 須田 嘉彦, 沼田 淳紀, 國生 剛治, 瀬下 雄一, 平岡 良介, 吉田 保夫: まさ土の液状化強度推定式の検討, 土木学会第55回年次学術講演会, 2000.9.(投稿中)
- 5) 柴田 徹, 土岐 憲三, 寺田 邦雄: 砂中の弾性波速度について, 第4回土質工学研究発表会, pp.97-100, 1969.6.
- 6) Hardin, B. O. and Richart, F. E.: Elastic wave velocities in granular soils, Journal of SMF division, Proceedings of ASCE, SM1, 3407, pp.33-65, 1963.2.
- 7) Kokusho, T. and Yoshida, Y.: SPT N-value and S-wave velocity for gravelly soils with different grain size distribution, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.37, No.4, pp.105-113, 1997.12.







た初期せん断剛性の比較