## 直接基礎を支持するセメント改良土の地震時の内部破壊状況

## 独立行政法人土木研究所 正会員 佐藤 洋,杉田秀樹,谷本俊輔

1.はじめに 液状化層をセメント改良した改良地盤上に直接基礎を設ける工法について,改良体の地震時の挙動および破壊モード等の基本的な特徴を調べることを目的として,動的遠心模型実験を行った.本報では,改良地盤厚の薄い模型(Case4-4)に対し,レベル2地震動に相当する地震波形を入力し,改良体の内部破壊状況および破壊モードを検討した結果を示す.

2.実験方法 実験は,独立行政法人土木研究所所有の大型遠心 力載荷試験装置により,70Gの遠心力場で行った.以下に示す数値 は,全て実数スケールに換算されている.

実験模型の概要を図-1 に示す.地盤材料には豊浦硅砂を用い, せん断土槽内に,締固めによるDr=90%の支持層(層2),空中落下 法によるDr=60%の液状化層(層1)を作製した.直接基礎の直下 のセメント改良土は,液状化層がセメント改良された状態を想定し たものである.実験模型の液状化層厚は2.45mであり,改良体を支 持層上面に設置した.上部構造および橋脚は文献<sup>1)</sup>に示される連続 鋼桁橋の1基のRC橋脚を,遠心場の相似則に基づいて縮尺したも のであり,この模型を橋軸方向に加振した.

改良地盤を模擬したセメント改良土は,Dr=40%の豊浦硅砂に早 強ポルトランドセメントを混合させて型枠内に打設し,7日間気中 養生させることによって作製した.改良体の目標一軸圧縮強度は q<sub>u</sub>=1,000kPaであり,テストピースの強度は951kPaであった.

実験では2ステップの加振を行い,レベル1地震動に相当する道路橋示方書の動的解析用波形のうち, 種地盤における波形<sup>2)</sup>(図-2(a)),レベル2地震動に相当する神戸海洋気象台基盤波形<sup>3)</sup>(図-2(b))の順に入力した.ここで,神戸海洋気象台基盤波形は,兵庫県南部地震の強震動観測記録の逆解析から求められた解放基盤面における設計用地震動波形である.ただし,振動台の加振能力を勘案し,レベル1地震動およびレベル2地震動ともに振幅を70%として入力した.

<u>3.改良体の内部破壊状況および破壊モード</u>レベル2地震動 入力後の改良体の状況を写真-1に示す.レベル1地震動の加振後 は,改良体の上面に変状は見られなかった.一方,レベル2地震動 の加振後では,フーチングの両端部付近の2箇所に,加振直交方向 のクラックが生じていた.また,このクラックはほぼ鉛直方向に底 面まで達していた.

レベル2地震動入力時の改良体天端の沈下量(図-3)は,7秒以降, 中央部の鉛直変位が左右側と比べて顕著となっている.図-4に示

キーワード:液状化,改良地盤,直接基礎,動的遠心模型実験

022
4.5
I: mi2g hick m)

033
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

034
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

035
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

036
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
I: mi2g hick m)
I: mi2g hick m)

037
<td

図-1 実験模型の概要(Case4-4)



(a) L1(開北橋周辺地表面波形,2E,振幅 70%)



(b) L2(神戸海洋気象台基盤波形,2E,振幅 70%)図-2 入力地震動波形(テーブル上計測値)



写真-1 レベル2地震動入力後の改良体の状況



連絡先:〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 独立行政法人土木研究所, TEL 029-879-6771 FAX 029-879-6735

す 7.15 秒から 7.45 秒における改良体の鉛直変位分布によれば, 7.30 秒以降,改良体の中央部付近で鉛直変位分布が折れ曲がっていること がわかる.これらの状況から,7秒付近で改良体に内部破壊が生じた ものと考えられる.

一方,フーチング底面に設置した6体の2方向ロードセルの計測値 から算出したモーメント反力の波形(図-5)を見ると,7秒付近で基礎 底面に大きなモーメント反力が作用していることがわかる.また,フ ーチング底面の鉛直反力分布(図-6)に示されるとおり,7.30秒までフ ーチングの右側端部に鉛直荷重が集中している状況から,7秒付近で, フーチングの一端が浮き上がり,他端に集中した鉛直応力が改良体に 大きな内部応力を与え,改良体が内部破壊に至ったものと考えられる.

7秒付近に生じた改良体の内部破壊の破壊モードを検討するため に,改良体に作用するせん断応力度とせん断強度(図-7),割裂による 引張応力度と引張強度(図-8)を比較した.なお,引張による破壊モー ドには,主に底面の曲げ引張による破壊モードが想定されるが,本報 では割裂による破壊モードにより簡易に説明することを試みた.フー チング端部に位置する改良体断面(着目断面)のせん断応力度は,改 良体底面の土圧計計測値をもとに算出され(図-9(a)),着目断面底部に 作用する割裂による引張応力度は,改良体上面に作用するロードセル の計測値に改良体のポアソン比(=0.25)を仮定して求めた土圧係数 を乗じるものとして求められた(図-9(b)).改良体の割裂引張強度は,

一軸圧縮強度の 20%<sup>4)</sup>と想定した.図-7,図-8 より,せん断応力度は せん断強度に達していないが,引張応力度は,7秒付近で想定される 引張強度を越える結果が得られた.このことから,改良体に生じた内 部破壊は,7秒付近で生じた引張破壊である可能性を示しており,こ の結果は,改良体天端の鉛直変位分布の変動から推定される内部破壊 の発生時刻と整合している.

**4.まとめ** 改良地盤上の直接基礎に関して,改良体の地震時挙動お よび内部破壊状況を実験的に調べた.その結果, レベル2地震動に 対して,改良体の内部2箇所に加振直交方向のクラックが発生したこ と, この内部破壊の破壊モードは7秒付近で生じた引張破壊である ことを確認した.なお,引張破壊に関しては,今後,曲げ引張破壊の 可能性についても,数値計算等をとおして詳細に検討を行う予定であ る.

参考文献 1) 日本道路協会:6.地震時に不安定となる地盤 がある場合の耐震設計例,道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3 2)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 耐震設 計編,平成14年3月,p304-310,3) 国土交通省土木研究所 耐震技術研究センター振動研究室:大規模地震を考慮した地 中構造物の耐震設計法に関する試験調査,平成12年度振動 研究室調査試験研究成果概要報告書,第22号,pp.19-20, 2001.3 4) 日本建築学会:建築基礎のための地盤改良設計 指針案,p35,2006.11



