アスファルト舗装直下における液状化地盤の 支持力に関する基礎的実験

山田 和弘¹·中澤 博志²·菅野 高弘³·藤井 照久⁴

¹復建調査設計株式会社 東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)
 E-mail: k-yamada@fukken.co.jp
 ²独立行政法人港湾空港技術研究所 耐震構造研究チーム(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)
 E-mail:nakazawa@pari.go.jp
 ³独立行政法人港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)
 E-mail:sugano@pari.go.jp
 ⁴復建調査設計株式会社 東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)
 E-mail: teru-fujii@fukken.co.jp

滑走路や誘導路などの空港施設が地震による被災を受けた際,地盤中の過剰間隙水圧上昇と有効応力 の減少に伴い,地盤の支持力低下が想定される.このような地盤状況下で航空機が走行すると,航空機 荷重による滑走路の変状等の発生が懸念される.本研究では,液状化前後の地盤の支持力を対象にした 室内試験と模型振動台実験を実施した.室内試験では,液状化状態を模擬するための過剰間隙水圧比を 制御したCBR試験,およびアスファルト舗装-液状化地盤モデルによる模型振動台実験を実施し,アスフ ァルト舗装下の地盤が液状化した際の支持力への影響について調べた.

Key Words : Runway, bearing capacity, CBR, liquefaction, excess pore water pressure

1. はじめに

地震時・地震後における空港は,空路による救 急・救命活動,救援物資輸送,復旧物資輸送,陸路 の復旧までの代替輸送機関等として期待されている. 現在,主要空港の巨大地震時のあり方として,発災 後,早期に緊急・救命活動拠点として機能すること, 3日以内に緊急物資及び人員の輸送拠点として機能 し,民航機の運航再開にあたり,通常時の50%の施 設能力を回復することを目安として,対策が考えら れている¹⁾.

滑走路や誘導路などの空港施設が地震による被災 を受けた際,地盤中の過剰間隙水圧上昇に伴い,地 盤の支持力低下が想定される.このような地盤状況 下で航空機が走行すると,航空機荷重によって滑走 路の沈下や地盤の側方流動等の発生が懸念される. このような考え得る事象に対し,**表**-1に示す様に, 近年の空港土木施設の耐震設計体系の性能規定化に よって,地盤の液状化の有無に加えて地盤変形や地 盤支持力等が耐震設計上必要な照査項目となった²⁾. 前者については液状化地盤であっても,地盤改良を 施すことにより規定勾配内の変形量が確保され,供 用が可能であることが現場実験から示されている³⁾. しかし,滑走路や誘導路などのアスファルト舗装下 の地盤が液状化した際,航空機の脚荷重に対する支 持力の確保といった安定問題に関しては,過剰間隙 水圧が完全に消散した後における供用は可能である とされているが,被災事例,実験といった実現象に 基づいた検討は少ないのが現状である.したがって, 液状化前後の地盤の支持力の対象を目的に,過剰間 隙水圧比を制御することにより液状化状態を模擬し た*CBR*試験,および土層内に模型地盤およびアスフ ァルト舗装模型を作製し,震動台実験を実施した. 特に,振動台実験では,加振前後に平板載荷試験を 行い,アスファルト舗装下の地盤が液状化した際の 支持力への影響について調べた.本論文では,これ らの試験・実験結果を報告するとともに,既往の現 場実験結果⁴⁾を比較し,液状化発生時から液状化後 における支持力に関する定性的な傾向について報告 する.

2. 既往の現場実験

(1) 実験概要

本研究で対象とする液状化に伴う滑走路の変状調 査を目的とした現場実験(以下,現場実験)は, 2007年10月27日に北海道小樽市銭函の石狩湾新港西 地区において実施された.本実験は,実際の滑走路 と同等な設計により施工されたアスファルト舗装直

表-1 L2地震動に対する滑走路の要求性能²⁾

施設	地盤の変形	地盤の支持力	
滑走路中央部 (滑走路幅の2/3)	最大勾配が,横断方向 1.5%以内,縦断方向 1.0%以内の変形勾配	(過剰間隙水圧の消 散による)必要地盤 支持力の確保に影響	
滑走路縁部 (滑走路幅の1/3)	最大勾配が,横断方向 1/2以内,縦断方向1.5% 以内の変形勾配(滑走 路縁部は部分勾配とし て50%を許容)	を及ぼさない程度の 過剰間隙水圧比の経 時変化	



図-1 現場実験のアスファルト舗装断面

下に爆薬を装薬し、発破をすることで地盤を強制的 に液状化させるものであり、その際に生じたアスフ ァルト舗装への影響を検討するために実施された. 過去における国内の同様な実験については、液状化 時の港湾構造物の挙動観測を目的とした現場実験が 2001年に十勝港で実施されている⁵⁾.

空港舗装の特長としては、走行時の安全性に関す る方策が規定され、具備すべき要求性能は大別して 走行安全性能と構造安定性能の二点である.走行安 全性能は、平面形状、平坦性およびすべり抵抗性と いった項目が規定され、一方、構造安定性能につい ては、航空機の主脚や車輪荷重に対する舗装の支持 性能や繰返し荷重を含む地盤の荷重支持特性が挙げ られる.現場実験におけるアスファルト舗装の設計 は、空港舗装設計要領⁶により行われ、設計*CBR*を 11%とし、図-1に示す様に施工された.

写真-1に発破後の実験用地の全景を示す.実線部 分で示されている発破領域内にアスファルト舗装が 施工されており,平面図と断面図は図-2に示す通り である.アスファルト舗装部の地盤は,地表部から N値1~8の埋土層(Fs層),N値3~12の砂質土層 (As1層),およびその下位にN値8~20の砂質土層 (As2層)が堆積している.また,アスファルト舗装 下には,液状化対策工として密度増大工法と薬液注 入工法が合計6つの範囲に施工された.

実験条件としては、液状化層をGL-10mまでと設定し、GL-4.5mおよびGL-9.0mの上下方向2段、水平方向6.5m間隔を基本的な装薬パターンとして、上段の爆薬は2kg、下段は4kgのエマルション系含水爆薬を配置し秒時差200msで制御発破を行った. 発破時には、過剰間隙水圧の測定を実施するとともに、その前後においてボーリング調査、平板載荷試験、地中レーダー、および水準測量によるアスファルト舗装の変状観測等を実施し、液状化が舗装構造へ与え



図-2 滑走路モデルの平面・断面図

る影響について調査を実施した7)~9).

(2) アスファルトの変状に関する実験結果

図-3に5mメッシュで実施した水準測量に基ずく7 日後におけるアスファルト舗装の沈下分布図,図-4 にPW05地点のGL-4.0mで観測された過剰間隙水圧 比Δu/σ,'と代表地点の沈下量の経時変化についてそ れぞれ示す.これらの図より,アスファルト舗装の 地盤改良の無い範囲では,過剰間隙水圧が高い水準 を維持している発破一時間後までに顕著な変状が生 じ,その後,過剰間隙水圧の消散とともに,発破一 日後にはアスファルト舗装の変状がほぼ終息傾向と なっている.ほぼ残留変形に終息したと見られる発 破7日後において,各液状化対策工法の地盤改良体 中心の沈下量は20mm以下,地盤改良の無い範囲で は最大値368mmを示し,地盤改良の有無で明瞭な差 が生じている.

A-A'測線状の沈下分布とその勾配を図-5に示す. (a)に示すアスファルト舗装の沈下分布は,滑走路 縁部に顕著な沈下が生じ,地盤改良体上では沈下が 少なく,谷と山状の残留変形を示していることがわ



かる.次に,(b)に示す5mピッチの勾配分布を見る と,設計限界値1.5%と比較して改良体端部におい てやや大きくなっているものの,改良体上では設計 限界値内に収まっている.

(3) 地盤変状後におけるアスファルトの支持力調査a) FWD 試験

発破前,発破から1日,3日および7日後に,空港 舗装対応のFWD試験を実施した.写真-2に測定状 況を示す.FWD試験はアスファルト舗装の構造評 価を行うために一般に実施されており,衝撃荷重を 196kNとし,上述の測定時期ごとに重錘を4回落下 させ、2回目から4回目までの荷重により発生するた わみ値を平均することにより,たわみ分布を求めた. 通常,たわみの大きさは,舗装構造全体の荷重分散 性能を評価する指標となり得るが,たわみが大きい 場合,何らかの欠陥があるものと解釈される.また, 路床および舗装の支持力を評価する方法として,前 者は載荷点よりも1500mm離れた地点のたわみ D1500により判断が可能であり,後者はたわみ全体 の大きさ(形状)により評価される.

測定地点はアスファルト舗装上における液状化対 策範囲で31点,未改良範囲で16点であった.図-6に 未改良範囲におけるFWD試験の一例を示す.同図



図-5 発破後におけるアスファルト舗装の変状



写真-2 空港舗装対応 FWD 測定機



におけるたわみ量は、発破前に対して発破後に増加 し、発破後の時間が経過するにつれて発破前のたわ み量と同程度となるまで減少することが確認できた. ただし、過剰間隙水圧が1日後には完全に消散して いたため、たわみ量の変化との関連は確認できなか





舗装剥ぎ取り状況 (b) 平板載荷試験 (a) 写真-3 平板載荷試験の様子

表−2	平板載荷	試験結果
-----	------	------

実験の時期	極限支持力 Qu (kN/m ²)	地盤反力係数 Kvs (MN/m ³)	適用
発破前(4ケース)	930	87	路床土 (舗装施工前)
発破後(B)	1703	744	未改良域路床土 (舗装剥ぎ取り後)
発破後(A)	1708	252	薬液注入工法改良域路床土 (舗装剥ぎ取り後)

った.このたわみの変化の要因については、アスフ アルト舗装そのものの性質であると考えられるが, 具体的な要因については不明である.また、この傾 向は,液状化対策範囲でも同様であり,液状化対策 の有無による明確な違いは見られなかった.

b) 平板載荷試験

発破から5ヶ月後, A, Bを対象に, L=3.0m×W =1.5m×D=0.96mの範囲で舗装剥ぎ取り掘削を行 い、掘削箇所の底面であるGL-0.96mの路床上端で 平板載荷試験を実施した.実施にあたり,円形鋼板 (ϕ =30cm, t=2.5cm, A=7.07×10⁻²cm²) を用いた 段階式載荷とし,地盤工学会基準の地盤の平板載荷 試験 (JGS 1521-2003)¹⁰⁾により試験を実施した. なお、Jクラス航空機の離陸時の脚荷重より、滑走 路においてタイヤ4輪分にかかる圧力を(脚荷重/接 地面積) =92.794tf/(0.1645m²×4輪) =141.0tf/m²と し、試験の最大載荷圧力はこの離陸時圧力(141.0 tf/m²)を上回る値に設定した.アスファルト舗装剥 ぎ取りと平板載荷試験の様子を**写真-3**,試験結果を 表-2にそれぞれ示す. 極限支持力Q_u(kN/m²)と地盤 反力係数K_w(MN/m³)は,発破前後で比較すると発破 後の値が大きくなっているが、発破前の試験が舗装 する前の更地における調査であることも要因である と考えられる. また, 発破後のAとBで比較すると, 地盤改良をしていないBの方が薬液注入改良体上で あるAよりも高い値となったが、その原因を改良原 理から考えると, 薬液注入改良体は地盤の密度変化 が小さいことから液状化後に大幅な支持力増加は期 待されないことが挙げられる.一方,Bでは,発破 後30cm以上の沈下が発生しており,密度増加に伴 い支持力が増加した可能性が考えられる.



CBR 試験装置の概要



写真-4 CBR 試験の様子

3. 室内試験

現場実験結果を見ると、アスファルト舗装の変状 については, 地盤改良体上であれば供用に影響は無 く、液状化後十分に時間が経過していれば、支持力 的にも問題が無いことが推察される.しかし、支持 力に関しては、5カ月後に試験を実施しており、液 状化発生からの経過を追っての把握はなされていな い、ただし、現場実験や模型実験により液状化状態 で平板載荷試験等の液状化地盤の支持力調査を実施 することは困難であるため,過剰間隙水圧比を制御 することにより液状化状態を模擬した供試体による CBR試験を用いた載荷試験を実施し、過剰間隙水圧 比が地盤の支持力に与える影響について検討した.

(1) 試験概要

液状化時の過剰間隙水圧と航空機荷重を念頭にお いた地盤の支持力の関係を確認するため、図-7に示 す*CBR*試験装置(*d*150mm×*H*175mm)により供試体 を作製した.また,過剰間隙水圧の発生状況や変形 等を確認するため、写真-4に示す様に透明アクリル 製の容器を用い、変位制御の載荷試験を実施した. 表-3に示すように実験に使用した砂は、別途、現 場実験サイトのGL-1.0mで採取した石狩砂および相 馬硅砂 5号とした、地盤の締まり具合による支持力

への影響を確認するため、相馬硅砂では、緩詰め、 中密詰めおよび密詰めの 3ケースを設定し、それぞ れの相対密度を D_r =40、70および80%とした.また、 石狩砂については、現場実験の現位置相当である D_r =70%および D_r =95%の密詰め供試体を作成し試験 を実施した.なお、相馬硅砂では、別途、4.5kgfラ ンマーで67回/3層で突き固め、4日間水浸した後試 験を行い設計*CBR*も求め、 D_r =97%において*CBR*= 14.6%であった.

模型地盤は空中落下法により、目標の D_r となるよう落下高さを試行して作成した.模型地盤の過剰間隙水圧は水頭差により与え、過剰間隙水圧比が $\Delta u/\sigma_v'=0\sim1.0$ となるよう4~5段階に水頭差を調整した.実験上の液状化状態の判断は、クイックサン ド発生状態を $\Delta u/\sigma_v' \ge 1.0$ と見なすこととした.模型 地盤に対する貫入試験は、所定の過剰間隙水圧を発 生・維持させた状態で行い、計測項目は間隙水圧、 鉛直変位、荷重および貫入量とした.貫入ピストン の外径は ϕ 5cm、貫入速度は1mm/minとし、貫入量

試験項目	相馬硅砂5号	石狩砂
土粒子の密度 $ ho_t$ (g/cm ³)	2.656	2.705
自然含水比 w _n (%)		7.0
最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.270	1.184
最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.537	1.563
礫分(%)	0	1
砂分 (%)	99	94
細粒分 (%)	1	5
最大粒径 (mm)	0.85	4.75
均等係数 U _c	1.7	2.0

表-3 地盤材料の物理的性質

2.5mmおよび5.0mmの時の荷重および*CBR*を測定し, 通常のCBR試験と同様なデータ整理を実施した.

(2) 試験結果

図-8にCBR試験で得られた貫入量と荷重の関係図 を示す.試料の違いに拘わらず,密な供試体ほどピ ストンの貫入とともに荷重の立ち上がりが大きい様 子がわかる.また,供試体が密であるほど過剰間隙 水圧の影響が顕著であり, Δu/σ^v,の増加に伴い供試 体が軟化する傾向を示すことから, Δu/σ^v,=1の状 態に比べピークが小さく,かつ出現する貫入量も小 さい傾向を示している.

図-9に $\Delta u/\sigma_v$ 'と*CBR*の関係を示す.図中には、相 馬硅砂に関しては、*CBR*試験で求めた設計*CBR、一 方、石狩砂については、現場実験で設定した<i>CBR*= 11.0%を併記した.なお、現場で実施した平板載荷 試験から得られた地盤反力係数は、 K_{30} =87(MN/m³) であったため、以下の式^{10,11)}を用い K_{75} を介し*CBR* を算出すると10.2%であり、設計値と概ね整合が取 れていると考えられる.

$$K_{30} = 2.5K_{75} \tag{1}$$

$$K_{75} = 9.8(CBR/4 + 1) \tag{2}$$

 $\Delta u/\sigma_v$ 'とCBRの関係は、石狩砂の D_r =70%を除き、 $\Delta u/\sigma_v$ 'の増加に対するCBRが低減傾向にあるが、ある程度 $\Delta u/\sigma_v$ 'が増加すると、一定値に収束する傾向が見られる.ここで、過剰間隙水圧が発生した時の CBRについて、液状化による浸水、過剰間隙水圧の 履歴を考慮し、上記の値を基準に任意の $\Delta u/\sigma_v$ 'にお





図-9 過剰間隙水圧比と CBR の関係

ける*CBR*_iと $\Delta u/\sigma_v$ [']=0の時の*CBR*_oとの比である*CBR* 比と過剰間隙水圧比の関係を図-10に示す.これら の関係にはばらつきが認められるが,現場により近 い石狩砂の*D*_r=95%および相馬硅砂の*D*_r=80%の結果 を見ると, $\Delta u/\sigma_v$ [']<0.5の範囲で*CBR*比は急激に減少 し, $\Delta u/\sigma_v$ [']≥0.5の範囲で緩やかに減少している.最 終的に液状化に達した際には.*CBR*比は概ね0.5程 度の一定値に収束する傾向を示している.

4. 模型振動台実験

アスファルト舗装下の地盤が液状化した際の地盤 の支持力への影響について調べるため、模型振動台 実験を実施した.表-4に実験ケースを示す.Casel-1と1-2は加振前後に平板載荷試験を実施し、液状化 前後におけるアスファルト舗装-地盤モデルの支持 力について調査することを目的としたものである. 一方、Case2-1と2-2については、航空機の脚荷重相 当の載荷重が舗装上にある場合の液状化の影響を調 べたものである.また、すべてのケースにおいて、 加振前後で簡易動的コーン貫入試験を実施し、地盤 性状の変化について調べた.

(1) 模型概要および作製方法

本実験は、幅4.0m、高さ1.5m、奥行き2.8mの鋼製 土槽を使用し、内部に隔壁を設け2つに分割して2ケ ース同時加振とした. 模型の概要を図-11に示すが、 模型の縮尺比λは、対象とする地盤の範囲と土槽の 大きさとを考慮し長さの縮尺比をλ=5(実物スケー ル/模型スケール)とした.

模型地盤作成は相馬硅砂5号を用い,ホッパーを 用いた気中落下法により実施した.模型地盤作成後, 計測用の加熱合材によるアスファルト舗装である表 層,上層路盤(基層)および下層路盤(砕石)を敷 設した.表層材料は密粒度アスコン(t=4cm),上 層路盤材料はアスコン安定処理(t=6cm)および下 層路盤材料は切込砕石RC-40(t=10cm)とした. なお,舗装と土槽壁の隙間には,常温合材を敷き詰 め,舗装の敷設が完了した後,模型表面に地盤変位



表−4 模型実験ケース

実験ケース	目標加速度 α_{max} (gal)	相対密度 <i>D</i> ,(%)	載荷重 F (tf/m ²)	軽量簡易動 的貫入試験	平板載荷 試験
Case1-1	300	40	0	加振前後	加振前後
Case1-2	300	60	0	加振前後	加振前後
Case2-1	300, 450	40	1.4 (錘重量 616kg)	加振前後	_
Case2-2	300, 450	70	1.4 (錘重量 616kg)	加振前後	_

計測用のターゲットを長手方向に1列11個を基本に3 列設置した.なお、Case2については、模型表面に 載荷錘(重量W=616kg、床面積A=80cm×55cm)を 設置した.

模型実験で使用するアスファルト模型の品質を確認するため、コアを作成し予備的に試験を行い強度特性について求めた.表-6に圧縮強度および引張り強度の結果を示す.なお、試験はコンクリートの静弾性係数試験(JIS A 1149:2001)および割裂引張強度試験(JIS A 1113:2006)に準じて行った^{12~13)}.表中の表層・基層と上層路盤は、現場実験のアスファルト舗装のコアの試験結果であり、また空港誘導路のコアは、実際に供用中である誘導路のコアの試験結果を比較として示している.模型実験用のコアは、密度については現場で用いられているものと同様であるが、圧縮強度については概ね1/3~1/2、引張り強度については1/3から同等の値を示し、強度として





は低い状態であった.

計測項目として,加振前後においてターゲット計 測,簡易動的コーン貫入試験,色砂による土層内の 変形・沈下計測,またCaselでは平板載荷試験を実 施した.加振時には,加速度,間隙水圧,地表面変 位および鉛直土圧の計測を基本とし,アスファルト 舗装に生じるひずみについても計測した.

(2) 実験結果

a) 時系列

代表的な実験結果として、いずれもD_r=40%の地 盤であるCasel-1および2-1における加速度,過剰間 隙水圧および地表面変位を図-12に示す.

相馬硅砂 5 Dr=40, 70%

加速度および過剰間隙水圧について見ると, Case1-1では地表面の応答加速度(A-5)は最初の1 ~2秒間にα=±600gal程度認められるが,その後の3 ~4秒間で±200~300gal程度に減衰し,このタイミ ングで過剰間隙水圧が急増しており液状化の影響が



表-5 アスファルトの物性値

確認できる. 一方, Case2-1についてもCase1-1と概 ね同様であり, 地表面(A1-5)の応答加速度は最初 の1秒間で最大±400gal程度を示し, その後±200gal程 度まで一旦減衰しており液状化の影響が見られる. しかし, 載荷錘上(A-6)に関しては, 最初の1秒間 は最大±600gal程度であるが, その後は±500gal程度 を示し地盤ほど減衰しない傾向を示した.

地表面沈下について見ると、Casel-1では加振中 に10mm程度の沈下が生じ、加振後の過剰間隙水圧 の消散に伴い3mm程度の沈下が確認できる.また、 舗装内の表・基層、下層路盤の層境界で計測した層 別沈下のデータを見ても同様な傾向を示している様 子がわかる.一方, Case2-1についても,載荷錘以 外のLD1-1およびLD1-3についての挙動は, Case1-1 の傾向と全く同じであり,載荷錘の直近で計測した LD1-2についても,沈下量自体が大きいものの時系 列的な挙動に関しては全く同様であった.ただし, 載荷錘の応答加速度が比較的大きいことから,揺す り込み沈下の影響も一部あるものと考えられる.

次にひずみ時刻歴について述べる. CASE1-1の表 層と舗装構造内で生じたひずみについては,加振時 に圧縮される傾向が認められるものの,加振後,一 様に沈下が生じる過程でほぼ0に戻っていることと がわかる.一方, Case2-1では,載荷錘に近いほど,



図-14 軽量簡易動的貫入試験結果

舗装表面で生じる引張りひずみが大きく,加振終了 時に最大引張りひずみを示すものの,加振後には若 干回復し最終的に残留変形を生じている様子がわか る.この現象は,図-6に示す現場実験における FWD試験や本論文では示していないが,参考文献⁸⁰ に示す光ファイバによる液状化時に舗装に生じるひ ずみの測定結果でも確認でき,発破直後に最も大き な変状が発生し,過剰間隙水圧の消散とともに舗装 の変状が回復してくる傾向が見られている.

b) 残留変形および地盤性状の変化

 α =300Galで加振した際の地表面に載荷錘の有無 によるアスファルト舗装の変状の確認を目的に、図 -13にCase1-1と2-1およびCase1-2と2-2を比較し加振 後の残留沈下量分布を示す.液状化層が緩い D_r = 40%の場合には、液状化時に載荷範囲近傍でアスフ アルト舗装が大きく沈下し、一方、地盤が密な D_r = 70%の場合には、載荷範囲を中心に広範囲にアスフ ァルト舗装にたわみが生じている.したがって,地 盤が緩く,完全に液状化した状態で荷重が存在する 場合には、載荷範囲で押し抜きせん断に近い状況で 変形する可能性があると考えられる.

模型地盤の液状化前後における地盤性状の変化に ついて,軽量簡易動的コーン貫入試験結果を示す. 本試験は、ハンマーにより任意の人力による打撃で、 打撃1回あたりの貫入長と貫入抵抗値q_d(MPa)を連続 的に測定することが可能な試験装置¹⁴⁾である.試験 は、事前に設置しておいた貫入試験孔にコーン付ロ ッドを挿入し、硅砂地盤の最上部から最下部にかけ て打ち込みを実施した.なお、ハンマー打撃力は、 打撃1回あたりの貫入長が1~2cm程度になるように 調整し実施した.また、土槽側面のアクリル板を通 して加振後に色砂による沈下計測実施し、模型地盤 内に生じた体積ひずみε(%)の分布を求めた.

図-14にCase2-1およびCase2-2における加振前後に

実施した q_d と、色砂間の相対変位より算出した ϵ_o の 深度分布を示す. Casel-1では、もともと緩い地盤 であり q_d の深度分布にばらつきが大きいが、加振後 には過剰間隙水圧の消散に伴う砂粒子の再堆積により、均一化している様子がわかる.また、両ケース ともに、全体的に q_d が増加しており、若干ではある が密実化の兆候が示されている.一方、 ϵ_o の深度分 布を見ると、加振後において層全体が一様に体積収 縮しているのではなく、 D_c に拘わらず舗装直下の浅い層における体積収縮が顕著である.これは、地盤 よりも密度の高い舗装で地表面が被覆されているため、舗装直下の浅い層において舗装の沈下の影響に より密になったものと考えられ、現場実験や模型実



写真-4 平板載荷試験の様子



Case1-1 $(D_r = 40\%)$

(a)

験において,荷重支持性能が加振後に良くなる結果 を示した現象を説明しているものと考えられる. c) 平板載荷試験結果

加振前と加振後の模型地盤の支持力変化について 把握するために、Casel-1 (D_r =40%) およびCasel-2 (D_r =60%) において、加振前と加振後に平板載 荷試験を実施した.試験は地盤工学会基準「地盤の 平板載荷試験」(JGS 1521)¹⁰に従い、載荷方法は 段階式載荷とし、載荷板は円形鋼板(ϕ =300mm, t=25mm, A=7.065×104 mm²)とした.また、載荷 時には200kNの油圧ジャッキを用い、反力装置とし てH鋼(重量約200kg)4本を井桁組みし、土槽鋼製 枠に固定した.載荷時の最大載荷圧力の設定に関し ては、空港土木施設耐震設計要領および設計例¹⁵を 参考に、Jクラス航空機(B747)の離陸時の脚荷重 92.794tfと接地面積0.1645m²により、滑走路におい てタイヤ4輪分の面積にかかる圧力を模型実験用に 以下の様に試算して設定した.



模型スケールがλ=1/5であることから,模型実験 における試験時の最大載荷圧力は以下の通りとなる.



図-15 加振後の平板載荷試験結果

表-6 平板載荷試驗結果

実験の時期	相対密度	最大荷重	最終沈下量
天映《时旁	Dr (%)	kN/m ²	mm
加振前	40	419.7	31.33
加振後	40	415.1	41.47
加振前	60	415.9	48.50
加振後	60	419.7	45.19

(最大載荷圧力)

= $(タイヤ4輪分圧力) \times (載荷盤面積) \times 1/5$ =141.0tf×0.07065m²×1/5=2.0tf (4)

最大載荷圧力の算定上,2.0tfが上限と考えられるが, 試験では3.0tfを上限として実験を実施した.

Case1-1および1-2における加振後の試験結果について、図-15にそれぞれ示す。図-15は、載荷履歴、 載荷点の沈下量、地中内の土圧およびアスファルト 舗装に生じたひずみの時刻歴を示している。これらの図より、ケースの違いに拘わらず、各載荷段階において、荷重の増加に伴い沈下量、地中内の土圧増 分および地表面に生じるひずみが増加し、いずれも 地盤の相対密度に拘わらずほぼ同様な傾向を示している様子がわかる。ここで、土圧計の計測データで あるEP1-1~1-3およびEP2-1~2-3を見ると、最大荷 重時の地中内応力分散は、両ケースともに、同様な 荷重分布傾向を示しており、舗装表面における載荷 応力が約410kpaに対し、舗装直下の路床で約50%、 GL-1mでは10%程度に荷重が分散し、D_rによる差異 は少ないことが確認できる。

上述の結果に基づき,試験結果を表-6に取りまと め示す. Case1-1については,加振後の降伏応力の 算定が困難であったが,Case1-2については,加振 後の降伏応力が2割程度,また地盤反力係数が5割程 度増加している.現場実験では舗装を剥いで路床面 より平板載荷試験を実施しており,載荷条件の違う 模型実験で得られた結果と直接の比較はできないが, 舗装および路床の液状化後における荷重支持特性に ついては,定性的には液状化前と同等かそれ以上に なることが示唆されるため,支持力に関しては,地 盤に起因する以外の舗装の損傷等が無ければ供用可 能との判断が出来そうである.

最後に、模型実験について、液状化前後の支持力 $Q_u(MN/m^2)$ および地盤反力係数 $k_{vs}(MN/m^2)$ について 比較し図-16に示す.同図には、現場試験結果結果 も併記した.模型実験と現場実験における平板載荷 試験実施条件の大きな相違は、液状化後の実施時期 と相対密度であるが、両者の比較から、液状化発生 直後に実施した模型実験結果では、 Q_u および K_{sv} に 大きな変化は見られないが、5か月経過後に実施し た現場実験における結果では、 Q_u は若干増加し、 K_{sv} は大幅に増加していることが定性的にわかる.



5. まとめ

滑走路の要求性能は、走行安全性能と構造安定性 能が求められているが、当然、地盤が液状化した際 にも、滑走路を供用させるためは、その影響を把握 することが重要である。前者については現場実験よ り、液状化時の影響について把握することが出来た。 しかし、後者については現場実験による確認が困難 であり、室内試験および模型実験により、液状化が 舗装の支持力に与える影響についての把握を試みた。 以下に、得られた知見について述べる。

- 1) 液状化時の支持力の検討のため、過剰間隙水圧 を密度調整した供試体に付与した*CBR*試験を実 施し、 $D_r \ge 70\%$ に相当する密詰め供試体の*CBR* が過剰間隙水圧の増加とともに現象する傾向が 見られた.設計*CBR*値からの過剰間隙水圧の影 響を見た*CBR*比より、 $D_r \ge 80\%$ の比較的現場の 路床の条件に近い結果を見ると、 $\Delta u/\sigma_v < 0.5 \sigma$ 範囲で*CBR*比は急激に減少し、 $\Delta u/\sigma_v \ge 0.5 \sigma$ 範 囲で緩やかに減少し、液状化時に概ね0.5程度の 値となった.
- 過剰間隙水圧消散直後の舗装の支持性能を調べるため、模型実験を実施した.舗装上に航空機

脚荷重を模した実験ケースにおける液状化後の アスファルト舗装の残留変形については、液状 化層が緩い場合、液状化時に載荷範囲近傍でア スファルト舗装が大きく沈下し、地盤が密な場 合には、載荷範囲を中心に広範囲にアスファル ト舗装にたわみが生じた.地盤が緩く、完全に 液状化した状態で荷重が存在する場合には、載 荷範囲で押し抜きせん断に近い状況で変形する 可能性がある.

3) 模型実験で実施した液状化前後の舗装上から実施した平板載荷試験結果において、過剰間隙水 圧消散直後の極限支持力は、液状化前に比べ、同等か若干低下した.また、軽量簡易動的貫入 試験結果を見ると、液状化前後の舗装直下地盤において、qaにあまり変化が無く、過剰間隙水 圧が消散すれば、概ね極限支持力は液状化前に 戻るものと考えられる.

以上の室内試験および模型実験結果に加え,現場 実験で実施した平板載荷試験結果を加味し,時系列 的かつ総合的に判断すると,液状化の影響を受ける 支持力の定性的な傾向は以下のようにまとめられる.

4) 液状化に至る過程において、過剰間隙水圧の増加に伴いCBRが減少し、完全液状化の状態で 50%までCBRは減少する.過剰間隙水圧消散直後の支持力は、液状化前に比べ若干低下する可能性があるが、ほぼ同等を見なすことが出来る. その後、長時間かけて、支持力は増加に転じる傾向を示す.

最後になるが、舗装の設計、施工状況、地盤材料 の液状化特性等については、現場により異なってい ることが自明であるため、本研究では、定量的な評 価には至っていないが、液状化後の供用性の観点か らは、過剰間隙水圧が消散すれば、供用可能である と判断できるものと考えられる.

参考文献

国土交通省航空局:地震に強い空港のあり方検討委員会報告書,

http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/12/120427/01 .pdf, 2007.

- (財)港湾空港建設技術サービスセンター:空港土木 施設耐震設計要領及び設計例, pp.2-11, 2008.
- 中澤博志, 菅野高弘:空港における滑走路を対象とした液状化対策に関する実験的研究, 土木学会論文集F, Vol.66, No.1, pp.27-43, 2010.
- 5) 菅野高弘,小濱英司,三藤正明,塩崎禎郎:発破を 用いた港湾・臨海部都市機能の耐震性向上に関する 十勝港における実物大実験,日本地震工学シンポジ ウム論文集,11巻,pp.901-906,2002.
- (財)港湾空港建設技術サービスセンター:空港舗装 構造設計要領 国土交通省航空局,第2章 設計条 件,pp.5-23,1999.
- 前川亮太,坪川将丈,菅野高弘,中澤博志,水上純 一:液状化現場実験における空港舗装の変形及び FWD たわみ測定結果,土木学会舗装工学論文集, Vol.13, pp.157-162, 2008.
- 牛嶋龍一郎,春日井康夫,水上純一,中谷行男,中 澤博志,菅野高弘:臨海部埋立空港における地盤の 液状化に伴う滑走路変状に関する実験的検討,海洋開 発論文集, Vol.24, pp.279-284, 2008.
- 中澤博志, 菅野高弘, 高橋清:現場液状化実験における地中レーダーによる滑走路変状調査, 土木学会地震工学論文集, Vol.30, pp.821-826, 2009.
- 10) 地盤工学会:地盤調査法,第8編 第3章 地盤の 平板載荷試験, pp.345-353, 1999.
- 11) 地盤工学会:地盤調査法,第8編 第3章 道路の 平板載荷試験, pp.354-360, 1999.
- 12) コンクリートの静弾性係数試験(JIS A 1149:2001)
- 13) 割裂引張強度試験(JIS A 1113:2006)
- 14) Langton, D.D.: The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction, *Ground Engineering Septemer*, pp.33-34, 1999.
- 15) (財)港湾空港建設技術サービスセンター:空港舗装設計要領及び設計例,例-2 アスファルト舗装設計に用いる各航空機・トーイングトラクターの荷重諸元図表,例-12~例18,2008.

BASIC EXPERIMENTS CONCERNING BEARING CAPACITY OF THE LIQUEFIED GROUND UNDER ASPHALT PAVEMENTE

Kazuhiro YAMADA, Hiroshi NAKAZAWA, Takahiro SUGANO and Teruhisa FUJII

The mission of an airport during and after a great earthquake is important from a standpoint of its helpful function for emergency special operations of transporting relief supplies to the disaster area. However, it is expected that the function of runway will be lost due to differential subsidence and decrease in bearing capacity of the ground with excess pore water pressure induced by earthquake. In this paper, in order to estimate the bearing capacity of ground after liquefaction, a series of CBR tests and field tests were conducted. This paper describes the influence of excess pore water pressure to bearing capacity of runway ground during and after liquefaction.