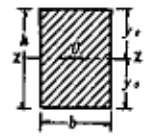
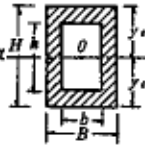
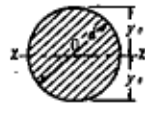
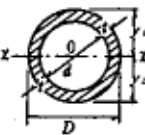
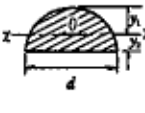
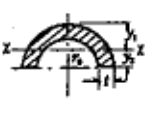
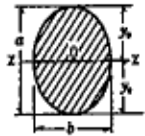
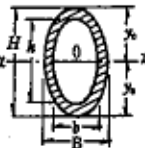
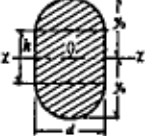
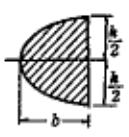
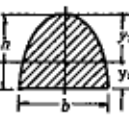
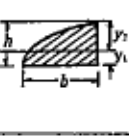

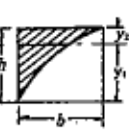
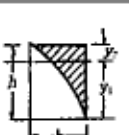


参考資料-1 図形の諸量

(1) 平面図形の諸量

図形	断面積 A	図示の軸より線に至る距離 y	図示の軸にかんする断面二次モーメント I	図示の軸にかんする断面係数 W	図示の軸にかんする回転半径 r
	bh	$y = \frac{h}{2}$	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{h}{\sqrt{12}} = 0.289h$
	$BH - bh$	$y = \frac{H}{2}$	$\frac{BH^3 - bh^3}{12}$	$\frac{BH^3 - bh^3}{6H}$	$\sqrt{\frac{BH^3 - bh^3}{12(BH - bh)}}$
	$\frac{\pi}{4}d^2 = 0.785d^2$	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^4}{64} = 0.0491d^4$	$\frac{\pi d^3}{32} = 0.0982d^3$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)$	$y = \frac{D}{2}$	$\frac{\pi}{64}(D^4 - d^4) = 0.0491(D^4 - d^4)$	$\frac{\pi}{32} \frac{D^4 - d^4}{D} = 0.0982 \frac{D^4 - d^4}{D}$ $\approx 0.8D^2t$ t/D が小さいとき。	$\frac{\sqrt{D^2 - d^2}}{4}$
	$\frac{\pi}{8}d^2 = 0.393d^2$	$y_1 = \frac{(3\pi - 4)d}{6\pi} = 0.288d$ $y_2 = \frac{2}{3\pi}d = 0.212d$	$\frac{9\pi^2 - 64}{1,152\pi}d^4 = 0.00686d^4$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{9\pi^2 - 64}{192(3\pi - 4)}d^3 = 0.0239d^3$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{9\pi^2 - 64}{768}d^3 = 0.0325d^3$	$\frac{\sqrt{9\pi^2 - 64}}{12\pi}d = 0.132d$
	$\pi r^2 t$	$y_1 = \left(1 - \frac{2}{\pi}\right)r = \frac{t}{2}$ $y_2 = \frac{2}{\pi}r$	$\left(\frac{\pi}{2} - \frac{4}{\pi}\right)r^4 t = 0.298r^4 t$	$W_1 = \frac{I}{y_1}$ $W_2 = \frac{I}{y_2}$	$\sqrt{\frac{1}{2} - \frac{4}{\pi^2}}r = 0.308r$
	$\frac{\pi ab}{4} = 0.785ab$	$y = \frac{a}{2}$	$\frac{\pi}{64}a^3 b = 0.0491a^3 b$	$\frac{\pi}{32}a^2 b = 0.0982a^2 b$	$\frac{a}{4}$
	$\frac{\pi}{4}(HB - hb) = 0.785(HB - hb)$	$y = \frac{H}{2}$	$\frac{\pi}{64}(H^3 B - h^3 b) = 0.0491(H^3 B - h^3 b)$	$\frac{\pi}{32} \frac{H^3 B - h^3 b}{H} = 0.0982 \frac{H^3 B - h^3 b}{H}$	$\frac{1}{4} \sqrt{\frac{H^3 B - h^3 b}{HB - hb}}$
	$\frac{\pi}{4}d^2 + hd$	$y = \frac{1}{2}(h + d)$	$\frac{\pi d^4}{64} + \frac{hd^3}{6} + \frac{\pi h^2 d^2}{16}$ $\frac{h^2 d}{12} + \frac{d^4}{9\pi}$	$W = \frac{I}{y}$	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

図形	断面積 A	図示の軸より線に至る距離 y	図示の軸にかんする断面二次モーメント I	図示の軸にかんする断面係数 W	図示の軸にかんする回転半径 r
中空小判形	$2(\pi r_0 + h)t$	$y_0 = r_0 + \frac{h+t}{2}$	$\pi r_0^2 t + 4tr_0 h + \frac{5}{2}tr_0 h^2 + \frac{1}{6}th^3$	$W = \frac{I}{y_0}$	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
欠円	$\frac{r^2}{2}(2\phi - \sin 2\phi)$	$y_1 = r(1 - \cos \phi) - y_2$ $y_2 = \frac{C^2}{12A}$ $y_1 = \frac{2\left[\frac{1}{3}\sin \phi(2 + \cos^2 \phi)\right] - \frac{2r(\phi \cos \phi)}{2\phi - \sin 2\phi}}{2\phi - \sin 2\phi}$	$r^3 \left[\phi \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \phi \right) - \sin \phi \cos \phi \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \phi \right) \right]$	$x-x$ 軸にかんする断面二次モーメント	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
円蓋	$\frac{r^2}{2}(2\phi + \sin 2\phi)$	$y_1 = r \sin \phi - y_2$ $y_2 = \frac{2r \left[\frac{1}{3}\sin \phi \left(\frac{1}{2}\sin 2\phi + 3\phi \right) \right] - \frac{2r \left[\frac{2}{3}(\cos \phi - 1) \right]}{2\phi + \sin 2\phi}}$	$r^3 \left[\phi \left(\sin^2 \phi + \frac{1}{4} \right) - \frac{4}{3}\sin \phi + \sin \phi \cos \phi \left(\frac{13}{12} + \frac{1}{6}\sin^2 \phi \right) \right]$		$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
三角形	$\frac{bh}{2}$	$y_1 = \frac{2}{3}h$ $y_2 = \frac{1}{3}h$	$\frac{h^3 b}{36}$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{h^2 b}{24}$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{h^2 b}{12}$	$\frac{h}{\sqrt{18}} = 0.236h$
台形	$\frac{1}{2}(a+b)h$	$y_1 = \frac{a+2b}{a+b} \times \frac{h}{3}$ $y_2 = \frac{2a+b}{a+b} \times \frac{h}{3}$	$\frac{a^3 + 4ab^2 + b^3}{36(a+b)} h^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{a^2 + 4ab + b^2}{12(a+2b)} h^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{a^2 + 4ab + b^2}{12(2a+b)} h^2$	$\frac{\sqrt{2(a^2 + 4ab + b^2)}}{6(a+b)} h$
I形	$bh - w(b-t)$	$y_1 = \frac{h}{2}$	$\frac{bh^3 - w^3(b-t)}{12}$	$\frac{bh^3 - w^3(b-t)}{6h}$	$\sqrt{\frac{bh^3 - w^3(b-t)}{12[bh - w(b-t)]}}$
I形	$bh - w(b-t)$	$y_1 = \frac{b}{2}$	$\frac{2fb^3 + wt^3}{12}$	$\frac{2fb^3 + wt^3}{6b}$	$\sqrt{\frac{2fb^3 + wt^3}{12[bh - w(b-t)]}}$
溝形	$bh - w(b-t)$	$y_1 = \frac{h}{2}$	$\frac{bh^3 - w^3(b-t)}{12}$	$\frac{bh^3 - w^3(b-t)}{6h}$	$\sqrt{\frac{bh^3 - w^3(b-t)}{12[bh - w(b-t)]}}$
溝形	$bh - w(b-t)$	$y_1 = \frac{b^3 h - w(b-t)^2}{2[bh - w(b-t)]}$ $y_2 = b - y_1$	$\frac{2fb^3 + wt^3}{3} - Ay_1^2$	$W_1 = \frac{I}{y_1}$ $W_2 = \frac{I}{y_2}$	$\sqrt{\frac{I}{A}}$
T形	$bf + wt$	$y_1 = \frac{th^2 + f^2(b-f)}{2(bf + wt)}$ $y_2 = h - y_1$	$\frac{th^3 + (b-f)f^3}{3} - Ay_1^2$	$W_1 = \frac{I}{y_1}$ $W_2 = \frac{I}{y_2}$	$\sqrt{\frac{I}{A}}$

図形	断面積 A	図示の軸より縁に至る距離 y	図示の軸にかんする断面二次モーメント I	図示の軸にかんする断面係数 W	図示の軸にかんする回転半径 r
放物線形 	$\frac{2}{3}bh$	$\frac{h}{2}$	$\frac{bh^3}{30}$	$\frac{bh^2}{15}$	$\frac{h}{2\sqrt{5}}$
放物線形 	$\frac{2}{3}bh$	$y_1 = \frac{2}{5}h$ $y_2 = \frac{3}{5}h$	$\frac{8}{175}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{4}{35}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{8}{105}bh^2$	$\sqrt{\frac{12}{175}}h$
放物線形 	$\frac{2}{3}bh$	$y_1 = \frac{3}{8}h$ $y_2 = \frac{5}{8}h$	$\frac{19}{480}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{19}{180}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{19}{300}bh^2$	$\frac{\sqrt{95}}{40}h$
放物線形 	$\frac{2}{3}bh$	$y_1 = \frac{2}{5}h$ $y_2 = \frac{3}{5}h$	$\frac{8}{175}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{4}{35}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{8}{105}bh^2$	$\frac{\sqrt{84}}{35}h$
放物線形 	$\frac{1}{3}bh$	$y_1 = \frac{3}{4}h$ $y_2 = \frac{1}{4}h$	$\frac{1}{80}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{1}{60}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{1}{20}bh^2$	$\frac{\sqrt{15}}{20}h$
放物線形 	$\frac{1}{3}bh$	$y_1 = \frac{7}{10}h$ $y_2 = \frac{3}{10}h$	$\frac{37}{2,100}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{37}{1,470}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{37}{630}bh^2$	$\frac{\sqrt{259}}{70}h$

(2) 立体図形の諸量

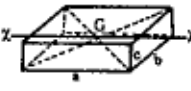
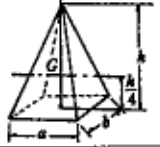


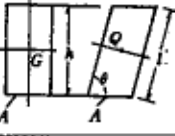
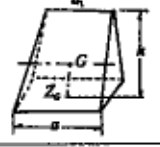
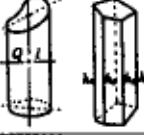
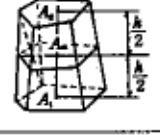
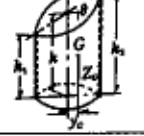

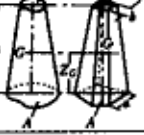
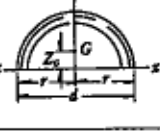
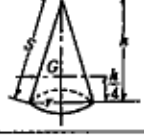
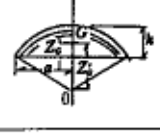
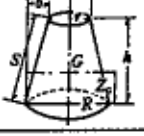
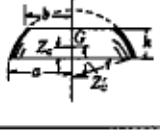
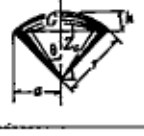
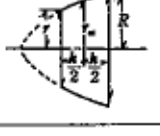


V: 立体の体積

F: 立体の全表面積

G: 立体の重心

M: とう体のとう面積または錐体の錐面積

A: とう体または錐体の底面積

直六面体		$V = abc$ $F = 2(ab + bc + ca)$ $d = \sqrt{a^2 + b^2 + c^2}$ ただし d は対角線の長さ	直四角スイ		$V = \frac{ah^2}{3}$
平行六面体		$V = abh = abc \sin \theta$ $h = c \sin \theta$ $F = 2[ab + (a+b)h] = 2[ab + (a+b)c \sin \theta]$	オベリスク		$V = \frac{h}{6} [(2a+a_1)b + (2a_1+a)b_1]$ $= \frac{h}{6} [ab + (a+a_1)(b+b_1) + a_1b_1]$ $Z_c = \frac{h}{2} \frac{ab + ab_1 + a_1b + 3a_1b_1}{2ab + ab_1 + a_1b + 2a_1b_1}$
とう体		$V = Ah = Ql$ $M = Uh = Cl$ $F = M + 2A$ $Q = A \sin \theta$ A = 底面積、C = 横断面の周辺長 Q = 横断面積、U = 底面の周辺長	くさび形		$V = \frac{Ah}{6} (2a + a_1)$ $Z_c = \frac{h}{2} \frac{a + a_1}{2a + a_1}$
斜截とう体		$V = Ql = \frac{Q_1}{\pi} (h_1 + h_2 \dots h_n)$ l = 両断面の図心を結ぶ線分の長さ h = 角とうにおける各辺長さ Q = とう体の軸 l に垂直な横断面積	プリズモイド		$V = \frac{h}{6} (A_1 + 4A_m + A_2)$ A1, A2 : 平行な両端面面積 h : A1, A2 の垂直距離 Am : $\frac{h}{2}$ の断面積
斜截直円とう		$V = \pi r^2 h = \frac{1}{2} \pi r^2 (h_1 + h_2)$ $M = 2\pi r h = \pi r (h_1 + h_2)$ $Y_c = \frac{r^2 \tan \theta}{4h}$ $Z_c = \frac{h}{2} + \frac{r^2 \tan^2 \theta}{8h}$	球		$V = \frac{4}{3} \pi r^3 = 4.189r^3 = \frac{\pi}{6} d^3 = 0.524d^3$ $F = 4\pi r^2 = \pi d^2$
截頭スイ体		$V = \frac{h}{3} [A + \sqrt{AB} + B]$ $Z_c = \frac{h}{4} \frac{A + 2\sqrt{AB} + 3B}{A + \sqrt{AB} + B}$ A, B = 截頭スイ体の底面積 とくに角スイにおいては $V = \frac{Ah}{3} \left[1 + \frac{b}{a} + \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right]$	半 球		$V = \frac{2}{3} \pi r^3 = \frac{\pi}{12} d^3$ $M = 2\pi r^2 = \frac{\pi d^2}{2}$ $Z_c = \frac{3}{8} r = 0.375r$
直円スイ		$V = \frac{\pi r^2 h}{3}$ $M = \pi r \sqrt{r^2 + h^2} = \pi rs$ $S = \sqrt{r^2 + h^2}$ $F = M + A = \pi r (\sqrt{r^2 + h^2} + r) = \pi r (s + r)$	欠 球		$V = \frac{\pi h}{6} (3a^2 + h^2) = \frac{\pi h^3}{3} (3r - h)$ $M = \pi (a^2 + h^2) = 2\pi rh$ $Z_c = \frac{h}{4} \frac{4r - h}{3r - h}$ $Z_c = \frac{3}{4} \frac{(2r - h)^2}{3r - h}$ $a^2 = h(2r - h)$
截頭円スイ		$V = \frac{\pi h}{3} (R^2 + Rr + r^2) = \frac{\pi h}{4} (a^2 + \frac{1}{3}b^2)$ $M = \pi a r$ $a = R + r$ $Z_c = \frac{h}{4} \frac{R^2 + 2Rr + 3r^2}{R^2 + Rr + r^2}$	球 帯		$V = \frac{\pi h}{6} (3a^2 + 3b^2 + h^2)$ $M = 2\pi rh$ $Z_c = \frac{h}{2} \frac{2a^2 + 4b^2 + h^2}{3a^2 + 3b^2 + h^2}$ $Z_c = \frac{3}{2} \frac{a^2 - b^2}{(3a^2 + 3b^2 + h^2)h}$ $r^2 a^2 + \frac{(a^2 - b^2 - h^2)^2}{2h}$
球底円スイ		$V = \frac{2}{3} \pi r^2 h$ $F = \pi r (2h + a)$ $Z_c = \frac{3r}{8} (1 + \cos \theta) = \frac{3}{8} (2r - h)$ $h = r(1 - \cos \alpha)$ $a = r \sin \alpha$	回転放物体 の截片		$V = \frac{\pi}{2} (R^2 + r^2) h = \pi r m^2 h$
楕円体		$V = \frac{4}{3} \pi abc$ 回転楕円体の場合 $b = c$ $V = \frac{4}{3} \pi a b^2$	円形断面の 環		$V = 2\pi^2 R r^2 = 19.739 R r^2 \approx 20 R r^2$ $F = 4\pi^2 R r = 39.478 R r \approx 40 R r$

本表は昭和42年8月30日農林省告示第1841号に基づく材積計算法によるものとする。

丸太材積計算の基礎

- イ 長6m未満のもの $(\text{材の最小径})^2 \times \text{材の長さ} \times \frac{1}{10,000}$
 ロ 長6m以上のもの $(\text{材の最小径} + \frac{L-4}{2})^2 \times \text{材の長さ} \times \frac{1}{10,000}$

ただし、Lは材長メートル単位(単位以下の端数を切り捨てる Exp: 1.4→1.0、7.8→

7.0) による数値とし、 $\frac{L-4}{2}$ の計算結果の数値は0.5単位とする。

ハ 丸太の材積は m^3 単位に依り単位以下3位に止め、4位を四捨五入とした。

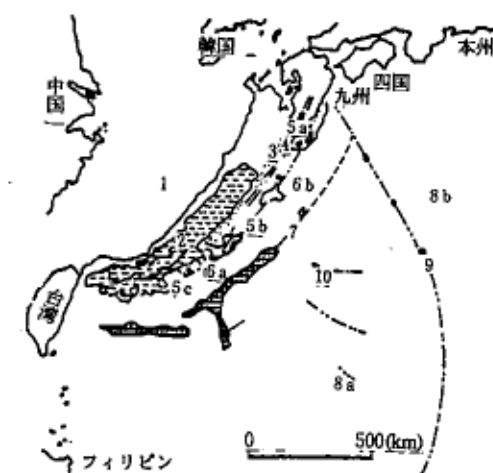
ニ 材の最小径: cm L: 材の長さ: mとする。

参考資料-2 沖縄の地形・地質

1 総括

1-1 琉球列島の地形・地質

琉球列島は一名琉球弧とも呼ばれ、花綵列島をつくる代表弧—朝鮮・琉球弧—の南半分にあたり、九州と台湾との間にあつて、北東から南西に連なる約1,200kmにも及ぶ列島から成り、その凹面は東支那海に、凸面部は太平洋に面している。この琉球弧の成因は、大陸のほうから太平洋に向かって加えられた圧力に起因する地殻運動の結果である、とされている。この琉球列島とその周辺は、次のような地形区（地質構造区）に区分される（図1-1参照）



(小西・1965年)

図1-1 琉球列島およびその周辺の地形区

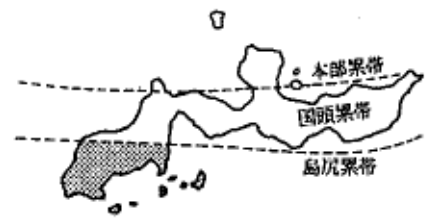
- (1) 東海陸棚区(Tunghai Shelf)
- (2) 琉球後背海盆区(Ryukyu Hinterbasin)
- (3) 古期琉球火山岩区(Paleo—Ryukyu Volcanic Belt)
- (4) 琉球火山帯または霧島火山帯(Ryukyu Volcanic Belt or Kirshima Volcanic Belt)
- (5) 琉球地背斜区(Ryukyu Geanticline)
 - (a) 東北琉球(Northeast Ryukyus)……………大隈群島
 - (b) 中部琉球(Central Ryukyu)……………沖縄・奄美大島群島
 - (c) 西南琉球(Southwest Ryukyus)……………先島群島
- (6) 宮古凹地(Miyako Depression)と吐喝喇海峡(Tokara Channel)
- (7) 琉球海溝(Ryukyu Trench)
- (8) フィリッピン海盆区(Philippine Sea Basin)
 - (a) 西部フィリッピン海盆区
 - (b) 東部フィリッピン海盆区
- (9) 九州パラオ海底山稜(Kyushu—Palau Ridgete)

(10)大東山地区(Daito Mountains)

このうち、琉球列島として海上に露出する岩体のほとんどは、(3)、(4) および (5) の地形区に属するものである（東支那海の尖閣列島および大東山地区を除く。）さらに琉球列島のおもな島々を含む琉球地背斜区は、内側から外側に向って、表1-1に示す6つの構造累帯に分けられる。なお、図1-2にみられるように、沖縄本島ではそのうち本部累帯・国頭累帯・島尻累帯の3つの帯状構造に分類される。

表1-1 琉球地背斜区の構造累帯（小西・1965年）

名 称	備 考
①瓶島累帯 (Koshikijima Belt)	
②石垣累帯 (Ishigaki Belt)	
③本部累帯 (Motobu Belt)	古生界の堆積岩類（石灰岩・チャート・砂岩・頁岩・凝灰岩）と緑色岩類（輝緑岩・斑柘岩）その上に第三系始新統（宮良層）が存在
④国頭累帯 (Kunigami Belt)	複雑に褶曲し、緑色片岩相の結晶片岩類、千枚岩類から成る累層と砂岩・頁岩の単調な繰り返しから成る厚い累層（嘉陽層と名護層）
⑤島尻累帯 (Shimajiri Belt)	中部琉球では地下、東北琉球では火山島の基盤岩類・天願断層を境として以南の部
⑥熊毛累帯 (Kumage Belt)	



(小西・1965年)
図1-2 沖縄本島帯状構造

次に、図1-3に示すように、この琉球列島は地算構造上凹部側より、旧期琉球火山岩帯（中生層で、輝石安山岩および同集塊溶岩より成り、ときに砂岩やシルト岩が補獲されることもある、）中新期琉球火山脈（内帯：吐喝喇列島・鳥島・久米島および台湾基隆北方の彭花島を連ねる帯で、開聞岳・桜島御岳・霧島火山・阿蘇山はその北方延長であり、台湾北端の大屯火山はその南方延長である。古期岩帯（中帯：古生代二疊期ペルム紀の層で、主として粘板岩・砂岩・輝緑凝灰岩などから成り、ときに火成岩で貫かれている。屋久島・奄美大島・徳之島・与論島・沖縄北部・古宇利・伊江・瀬底・屋我地・伊平屋・慶良間・石垣・西表などを連ねる帯で、琉球列島の基盤岩を成す）、および第三系帯外帯：第三系およびそれ以後の若い地層からなり、種子・馬毛・喜界・沖縄中部および南部・与那国・波照間島などを連ねる帯）に分けられる。なお、内帯・中帯で、沖縄と石垣島の間が著しく離れているのは、この間に大きな構造線（先述の宮古凹地）があるため、と考えられている。

琉球列島の地史を表1-2に一覧して掲げておく。一般に沖縄と称されているのは、前述のいわゆる琉球列島のうち、ほぼその真中以南を占める沖縄・宮古・八重山の3群島、東支那海上の尖閣列島（魚釣島・黄尾礁・赤尾礁等）、および太平洋上に浮かぶ北・南・沖の3大東島を含む大小60あまりの島々から成っており、北緯24°から27°にあり、北回帰線の北側に位置するものである。これら琉球列島の地質層序は表1-3に示すようである。



(波多江・1955年)

図1-3 琉球列島地質構造図

表1-2 琉球列島の地史一覧表

区分	地質時代		地質変動		備 考
	世 界	琉球	琉球列島	日 本	
1	古 生 代 (二 疊紀)		琉球列島の主軸山 脈の核心成る		奄美大・沖縄本島北部・伊平屋 列島・慶良間列島・石垣島・小浜 島成る。
2	中 生 代 上部二疊紀 下部中生代		火山岩噴出し地殻 変動を起こす。大気 の風化作用を受け る。		地層の歪曲・褶曲・断層等を生 ず。脊梁山脈は数個の山塊に分 割さる。
3	新生代古 第三期前期	宮良期	陸地下降す。 宮良層堆積	秋 津 期	琉球列島大部分海中に没す。
4	新生代古 第三期後期		陸地上昇す。 宮良層海上露出	高千穂期	
5	新生代新 第三期前期	八重山期	陸地降下す。 八重山夾炭層堆積		八重山火炭層下部に火山灰の薄 層あり。
6	新生代新 第三期中期	島尻期	島尻層・祖納礫層堆積 す。 火山爆発	瑞穂期	
7	新生代新 第三期後期	後島尻期	陸地著しく上昇す。	矢部教授説 大陸時代	琉球列島の大部分海中、トカラ 列島鳥島・粟国島・久米島爆発。 全日本・琉球列島・台湾・アジ ア大陸接続、約700m上昇。琉球 列島の交山の山頂のみ海面上に あり、約720m沈下
8	新生代新 第三期後期	同 上	陸地著しく降下す。造 礁珊瑚繁殖		
9	新生代第四 期洪積期	琉球期	陸地上昇す。 琉球石灰岩海上露出		
10	新生代第四 期洪積期中期	後琉球期	陸地降下す。	敷 島 期	
11	新生代第四 期洪積期後期	国頭期	陸地上昇す。 国頭礫層露出		
12	新生代第四期沖 積期前期	後国頭期	陸地降下す。 沿岸に裾礁		各島20m以下沈下
13	新生代第四期沖 積期前期		陸地上昇す。 隆起珊瑚礁露出		各島2~20m上昇 海岸段丘(ベンチ)作る。

表 1-3 琉球列島地質層序表

時代	北琉球	中琉球	南琉球	台湾
第四紀	長谷層 (礫)	琉球層群 (石灰岩・砂岩)	琉球層群 (石灰岩・砂岩)	台湾運動
鮮新生		島尻層群 (泥岩・砂岩・凝灰岩)	島尻層群 (泥岩・砂岩・凝灰岩)	
中新世	釜水層群 (砂岩・シルト)	グリーンダブ・火山岩類	八重山層群 (砂岩・凝灰岩)	海岸山脈運動
漸新世		高千穂変成・変形作用	時計廻り巨礫衝上運動	プーリ 扇状運動
始新世	熊毛層群 (砂岩・頁岩)	西嘉陽(和野)層 (砂岩・頁岩)	野原火山岩類 (玄武岩・安山岩)	
晩新世		万	構造成作用と変形作用	タイピン 太平洋運動
白亜紀		普国頭・奄美層群 (粉砂岩・砂岩・緑色岩)	高嶺層 (砂岩・頁岩・チャート)	
ジュラ紀		与那覇層 (千枚岩・チャート)	変成・変形作用	ナナオ 南澳運動
三畳紀		今帰仁層 (チャート・石灰岩)		
ペルム期		本部層 (石灰岩・チャート・緑色岩)	トムル層 (燧石片岩類)	
石炭紀				

1-2 沖縄群島の地形・地質

沖縄本島は、前記琉球列島のほぼ真中に位置し、南北に80km、東西に5kmの縦に長い島で、その面積は1,290km²、琉球列島全体の62.8%を占めている。

地形的にみると、北部は中央に西銘岳(標高420m)、与那覇岳(同504m)、伊湯岳(同449m)などの300~500m級の高くはないが急峻な山地が縦走り、断崖状を呈する東海岸をはじめとして、これらの山が海に迫り、このため平地に乏しく、わずかに本島のつけ根、名護市一带に沖積平野がみられる程度である。北部の河川は中央の山地を境に、東に奥川・安波川・福地川などが流れをなし、西に辺野喜川・与那川・大保川などがある。中部は標高100~200m程度の丘陵が中央を走り、比較的平地も多く、河川としては比謝川・天願川などがある。南部は主として標高200m以下の丘陵地帯で、安里川・国場川の流れる那覇市を中心として平地が開けている。

地質的には沖縄本島は先述の地史一覧表(表1-2)にみられるように、中生代初期の火山活動によってその原形が形づくられ、その後あい次ぐ地殻の変動を経て新生代第三紀に水没し、ここでいわゆる島尻粘土層の堆積をみ、その後第四紀にかけて地殻の隆起変動による石灰質層の沈積・浸食が行なわれ、粘土層の沈積を経て、珊瑚礁の海岸が形成されたものである。

図1-4に示されているように、沖縄本島には、中生層石英斑岩島尻層群・琉球層群・国頭礫層および沖積層がある。その層序表を表1-4に示す。

古生層は、本島中部以北に広く達するほか、瀬底・伊江・古宇利各島の一部に発達し、主として粘板岩などの堆積層より成り、ひどくもめているが、一般走向(strike)は北東で、北西に傾斜(dip)する。本島は接解変成作用により点紋粘板岩やホルンフェルスになっているところもある。先述の本部半島をはじめ、北端の辺土・鏡水・田港・古宇利島・瀬底島・伊江島などの西海岸地区には、結晶質石灰岩が発達している。これは、緻密に結晶した硬質の石灰岩で、黒色~灰白色を呈し中には褐色を呈するものもある。コンクリート骨材、セメントの原料、アスファルト舗装用バラスとして利用されている。

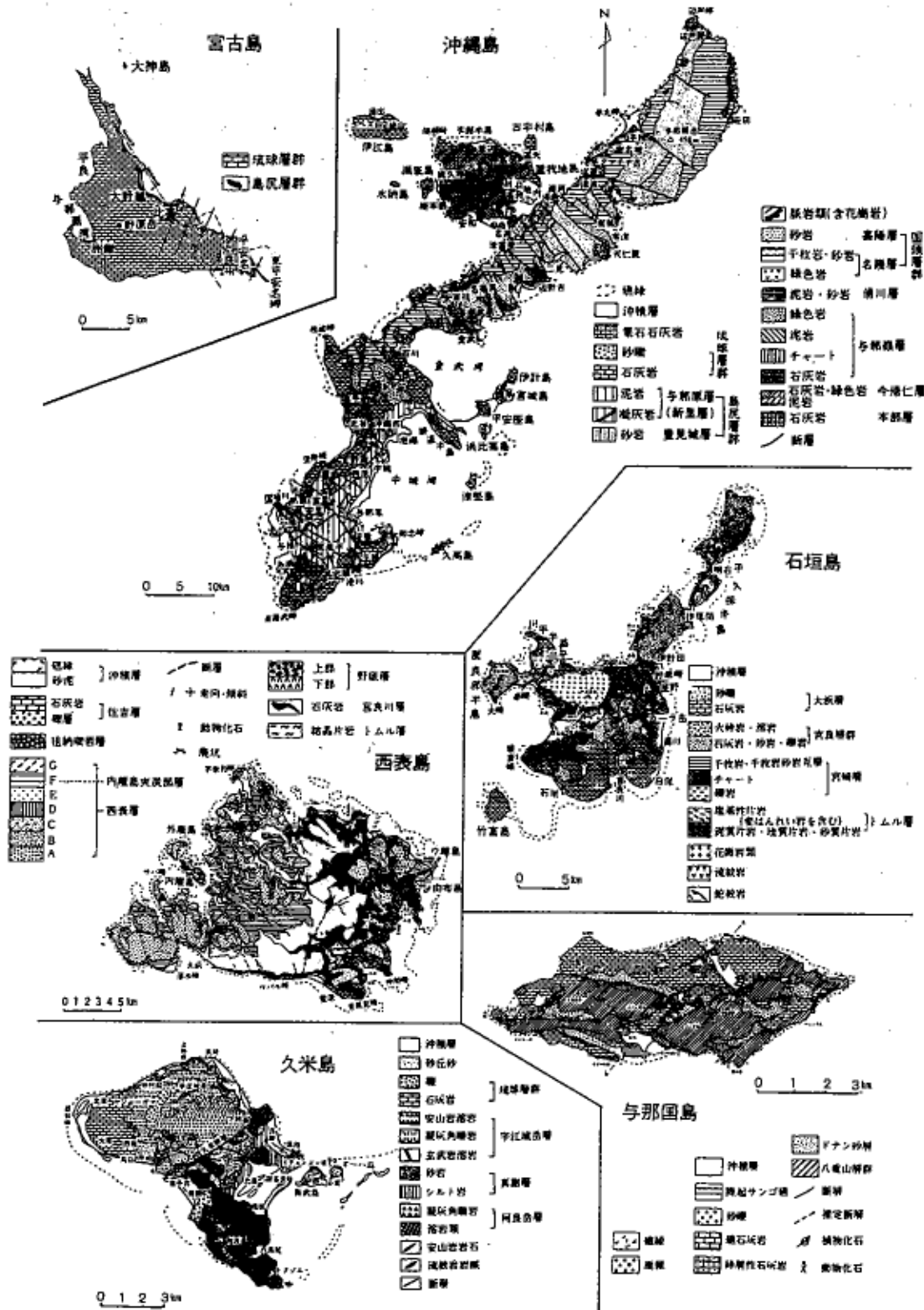


図1-4 琉球列島の地質図「琉球弧の地質誌」より抜粋

石英斑岩、西部の与那・津波・三ツ堤・名護・轟滝・許田・名嘉真付近に、古生層を貫いて点々と露出する。

島尻層群は南部に広く発達するほか、本部半島基部にも発達する。表1-4に示されているように、この島尻層群は豊見城層、与那原層、新里層とに分かれるが、島の北西部ではこれらは欠如してい

るものと思われる。新里凝灰岩層上には不整合をへだてて、北西部では仲尾次砂層、南東部では知念砂層が載るが、中部では欠如している。

琉球石灰岩は、多くは白色～淡黄色で、南部および付属島のほか、中部の東海岸に段丘をなして発達する。基底部にしばしば礫岩が発達する。これは、さらに下位より那覇石灰岩・読谷石灰岩および牧港石灰岩の順で重なる。

以上の島尻層群および琉球石灰岩についてはのちに詳述する。

国頭礫層は、那覇以北の標高80～100m段丘上に古生層や琉球石灰岩を不整合におおい、あるいは那覇・読谷両石灰岩に対し側方に移化、あるいは舌状に存在する厚さ数m程度の赤色または褐色を呈する同時代の海底堆積礫の部分あるいは、その風化残留物である。

隆起海浜堆積物は、北部西海岸の大宜味付近・水納島、中部東海岸の瀬嵩付近・浮原離・久高島・慶徳島などに発達し、隆起海食台上に堆積する薄い固結した石灰質堆積物あるいは平地沖積層および河口性堆積物である。

表1-4 沖縄本島地質層序表（「琉球弧の地質誌」より抜粋）

(中北部)				(南部)					
時代	柱状図	地質区分	岩相・構造	地形	土壌				
新 生 代	第四紀	完新世	沖積層ピーチサンド・サンゴ礁						
		更新世	琉球層群	国頭礫層	サンゴを主体とする礫層・礫状層および礫地の粘土・シルト・砂・礫を主体とする礫層部	サンゴ礁地形	土壌化せず		
			仲尾次砂層		石灰質砂層 埋没礫層土をほきむ	砂丘	砂質未熟度		
			呉我礫層		埋没一帯褐色泥・砂・礫。サンゴ片などの海生化石を含む	沖積低地	灰色低地土壌(沖積土壌)		
		鮮新世	安山岩 石英斑岩		褐色粘土質土 砂質石灰岩(礫石)混入し、礫層厚さ分石は南東に高く北西に薄い	段丘(中位段丘) 60～5m	褐色土壌(黄褐色土)		
	第三紀	漸新世	嘉陽層		赤褐色土	石灰岩台地(断層ブロックによって断層崖多し)	赤褐色～黄褐色粘度質土壌(島尻マージ)		
		始新世	名護層		島尻マージ(石灰岩の風土化) 石灰岩は表層数～10mが再結晶作用を受ける下部は解理発達し、砂礫主体。固結部と砂礫未固結部との反層あり				
		暁新世	?		知念砂層				
		白亜紀	湧川層		新里層				
		ジュラ紀	(与那嶺層) 今帰仁層 本部層	オリストストローム	島尻層群				
中生代	三疊紀			与那原層					
	ペルム紀			豊見城層					
古生代									

2 琉球石灰岩

2-1 分布

琉球列島は、日本本土と異なった亜熱帯気候という自然条件下にあり、現在の島弧をつくる島じまの周辺には島をとりまくエメラルドグリーンのごんご礁がひろがっている。この生きたごんご礁もその生成の歴史をさかのぼれば古い地質時代から延々と続いていたものではなく、今から約1万年程前から形成されはじめたということがわかってきた。では、それ以前の琉球列島の姿はどのようなものであつたらうか。東洋のガラパゴスと呼ばれているように今も生き残る第三紀型動物群であるイリオモテヤマネコ、アマミノクロウサギなどや台地上の石灰岩洞穴から発見されたゾウ、シカなどの化石をみても、過去の琉球列島の姿は、台湾や中国大陸と陸続きであつたことを示唆している。このようなことから琉球列島は、過去200万年以降の第四紀といわれる地質時代に日本本土とは異なる自然条件下に発達してきたことがうかがえる。この琉球列島独特の代表的な地層として琉球石灰岩がある。琉球列島には一般にごんご礁堆積物で構成された島が非常に多い。これらは現在の島じまの周囲をとりまいて浅い海をつくる生きたごんご礁でなくて、島そのものをつくる過去のごんご礁堆積物のことである。すなわち、第四紀更新世に堆積したごんご礁堆積物のうち、主要なものを「琉球石灰岩」と呼んでいる。この琉球石灰岩は、初め矢部長克・半沢正四郎(1925)によって、台湾南部の小島である琉球嶼において現世ごんご礁および隆起ごんご礁といった完新世のごんご礁をつくる石灰岩と異なり、台地をつくる第四紀更新世の石灰岩について名付けられたもので、これらと同じ分布を示す琉球列島の台地をつくる石灰岩について同じ呼び方をしたものである。

このような琉球石灰岩は、琉球列島にひろく分布しているが、その北限はトカラ列島宝島であり、それより以北の島じまには分布しない。その分布状況は図2-1のとおりである。この図で明らかな

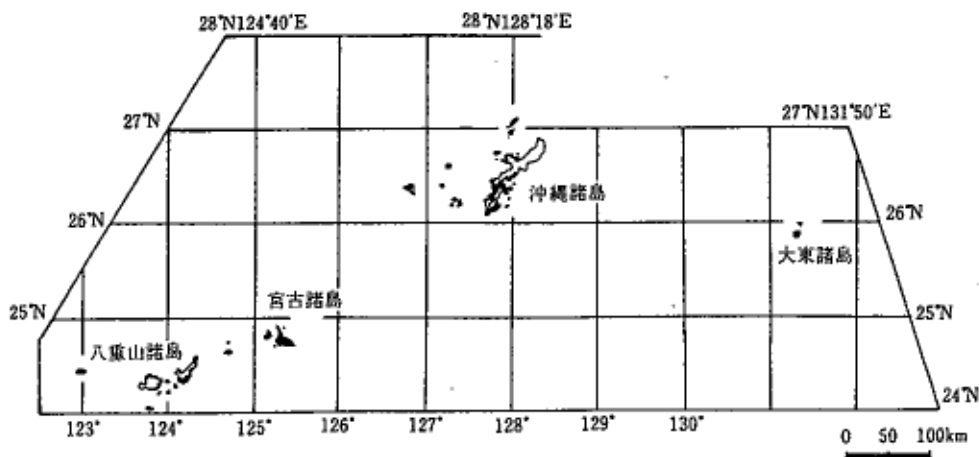


図2-1 沖縄における琉球石灰岩の分布

ように島の全部および大部分が琉球石灰岩から構成されているところは、奄美諸島の喜界島・沖永良部島・与論島・沖縄諸島の伊江島・瀬底島・古宇利島・津堅島・粟国島・沖縄本島中南部、大東諸島の南大東島・北大東島、宮古諸島の宮古島・伊良部島・多良間島・水納島、八重山諸島の石垣島南部・竹富島・黒島・波照間島などがある。これらの分布の特徴はつぎのとおりである。

(1) 地形

琉球石灰岩は数十万年前の第四紀更新世に発達したさんご礁がその後の地殻変動・海水準変動などによって、隆起沈降をくり返し、現在のような石灰岩台地をつくったものである。琉球列島を通じ最も高い位置にあるものは、奄美諸島喜界島百ノ台で標高250mにも達している。一般には、標高40mから160mまでの範囲のいろんな高さに平坦面をつくって分布しており、これらの台地周辺は、沖縄本島中南部や宮古島のように比高差50~70mに達する垂直な急崖を形成している。このような地形は遠くからみると、溶岩台地にみられるメサ状地形と非常によく似ている。しかし、一方では、那覇市街地から那覇沖合にのびるように陸上から海底にまで連続して分布する地域もある。このような分布高度の差は、大部分がウルマ変動と呼ばれている琉球石灰岩堆積後の第四紀地殻変動によって形成されたものである。

- M : 山地
 H : 琉球石灰岩大地
 T : 段丘
 C : 海岸低地
 R : 現世さんご礁
 BM : 先新第三系基盤岩類
 SH : 島尻層群およびそれ相当層
 RL : 琉球石灰岩
 TL : 段丘石灰岩
 AL : 沖積層
 RS : 現世さんご礁堆積物

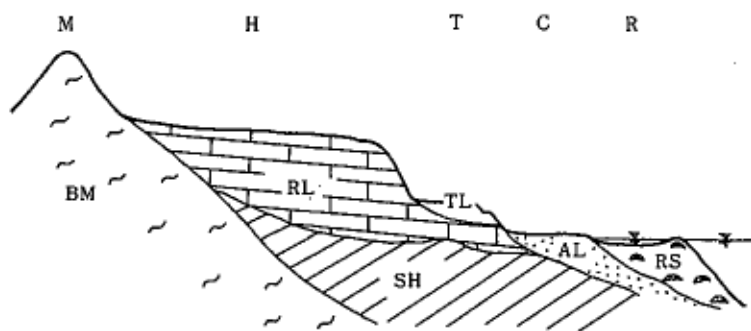


図2-2 琉球石灰岩地域の地形・地質模式断面図

一般には、図2-2に示すように琉球列島の島の配列を直角に切る北西-南東方向の断層運動によって切られ、石灰岩台地がいくつもの単位にブロックされた形態をもっている。この断層によって石灰岩台地地帯にはいくつもの規則的な方向性をもつ垂直の比高数十mに達する断層崖が分布している。このような琉球石灰岩台地とその周辺の急崖に沿って段丘状に堆積した新しい段丘石灰岩がある。この段丘の高さは、地域によって異なるが、一般に20~40m程度のものが多い。これは、ウルマ変動後に起こった海進の際堆積したもので、通常その見かけ上の特徴から栗石石灰岩と呼ばれている砂質石灰岩で沖縄本島南部具志頭村港川、知念村山里などに分布している。一方、海底下に延びる石灰岩は那覇市首里台地から西へ向かって、しだいに低下し、那覇港や安謝新港付近では、湾内海底下の現世のさんご礁堆積物の下位に広く分布していることが明らかになった。これらは、さらに沖合では水深200~300m付近にまで落ち込んでいることが知られている。

(2) 地質層序と岩相変化

琉球石灰岩は、島尻層群および先新第三紀層を不整合におおひ、段丘堆積物または沖積層・現世さんご礁堆積物におおわれる第四紀更新世の地層であり、最大層厚120m、平均層厚40~50mで基盤岩類の上に薄く分布しているのが特徴である。この石灰岩を構成するものはさんご礁を形成する生物群の石灰質遺骸からなり、わずかに陸源の砂、礫などを含むことがある。さんご礁を形成する生物群はさんごをはじめ、こけ虫、二枚貝、巻貝、腕足貝、石灰藻、有孔虫、うになどで

あり、堆積物はこれらの破片から構成されている。さらに、これらの堆積物は、石灰質であるため、隆起し離水し台地をつくと2次的に再結晶作用が進行し、地表面に近い表層数mの区間が固結しやすい傾向にある。このことをケースハーディングという。石灰岩台地の表面はよく岩石化しており、石灰岩という名称が調和するが、この再結晶岩は一般に地表から数m区間で、それより下部では、砂礫質のコーラルと呼ばれている岩相になる。すなわち、琉球石灰岩とコーラルは同一の地層であり、琉球石灰岩は地質学的名称で、コーラルは一般名として実用的に使用されている。

ここでは、琉球列島のなかでもっとも代表的な琉球石灰岩の島である宮古島の地質層序と岩相

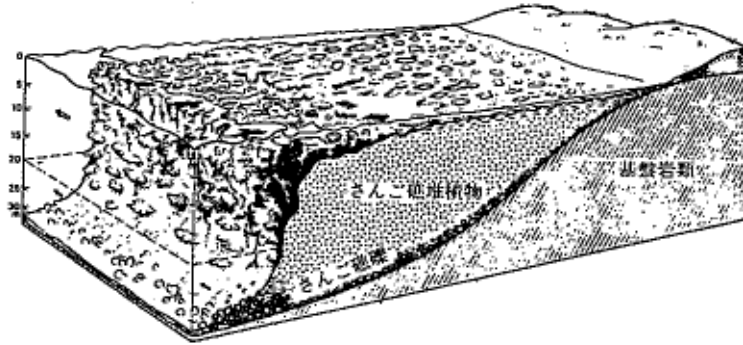


図2-3 さんご礁の模式断面図(Mergner, 1967)

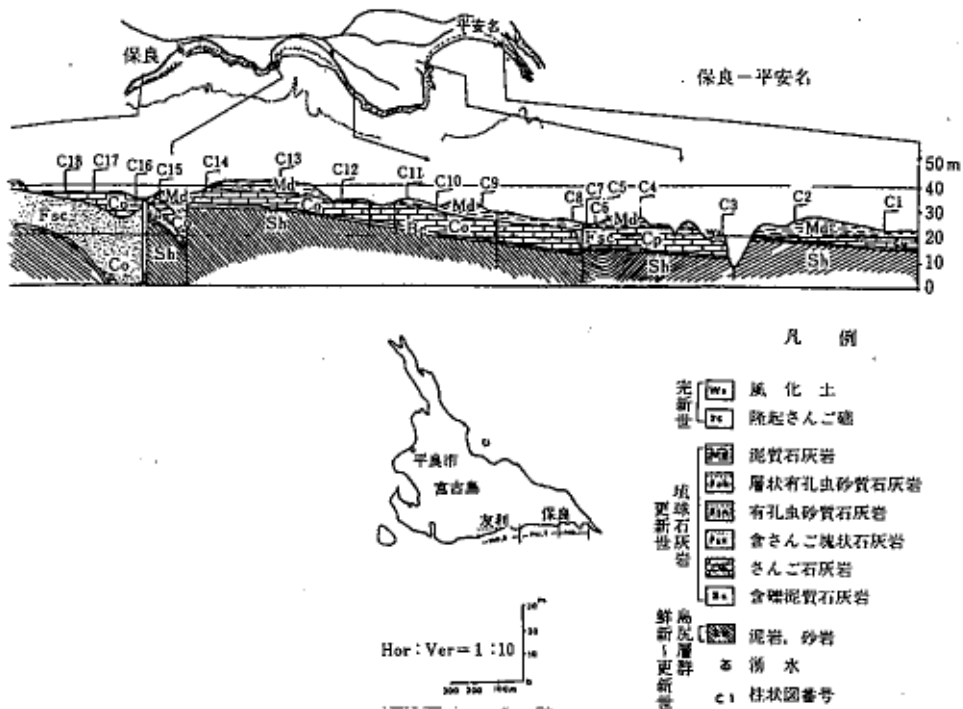


図2-4 宮古島南部海岸地質断面図(古川他)

変化について紹介する。宮古島¹⁾は、標高50~80mの平坦な琉球石灰岩台地の島である。この石灰岩は、基盤の島尻層群を不整合におおい、層厚40~80mで広く分布する。岩相としては基底部含礫泥質石灰岩、さんご石灰岩、砂質石灰岩、泥質石灰岩の4つの岩相に区別される。

基底部含礫泥質石灰岩は、琉球石灰岩の基底礫岩に相当し、島尻層群起源の直径3~4m以下の泥質角礫をもつ固結の進んだ泥質石灰岩ないし石灰質泥岩である。さんご石灰岩は固結度が低くルーズで有孔虫を主とする石灰質砂を基質にもち、礫性のさんごを多数含んでいる。砂質石灰岩は、淘汰の進んだ有孔虫からなり、固結度はやや低い。泥質石灰岩は砂~泥質な基質をもち、琉球石灰藻を多産する固結の進んだ石灰岩である。

この石灰岩の地質層序は、最下部に基底礫岩をもち、その上にさんご石灰岩が乗っている。さんご石灰岩は、大小のマウンド状に成長しており、その間をうめて、あるいは、その上にかさなって砂質石灰岩が分布する。泥質石灰岩は部分的には中、下部にもはさまるが最上部で島の広い地域をおっている。このように宮古島の琉球石灰岩は基底礫岩→さんご石灰岩→砂質石灰岩→泥質石灰岩の順で整合的にかさなり、1つの海進相を示している一連のさんご礁堆積物である(図2-5参照)。このような関係は、沖縄本島や他の島じまにおいてもよく似た傾向を示す。

一方、宮古島のように後背本島のないさんご礁のみ分布する地域と異なり、沖縄本島や石垣島のように後背山地のある地域では琉球石灰岩と国頭礫層とが指交関係で分布し、より外側の外洋に面した地域に琉球石灰岩が、より内側の内湾側に非石灰質堆積物である国頭礫層があり、この両者は、相互に移化している。図2-8は、沖縄本島中部天願川沿いの琉球石灰岩と国頭礫層の岩相変化を示したものであり、未固結の砂・礫・泥と琉球石灰岩との指交関係がよくわかる。

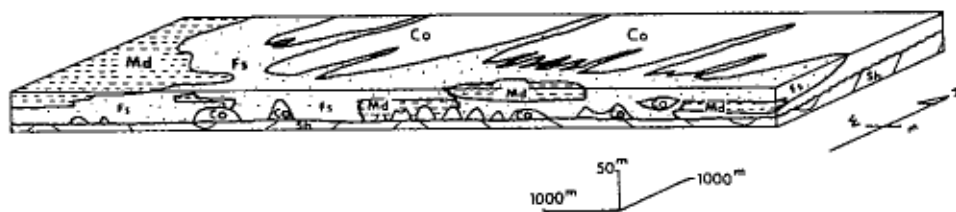


図2-5 宮古島南部海岸付近における琉球石灰岩の初期~中期の堆積相を示すブロックダイヤグラム

(末期には全域が泥質石灰岩でおおわれる。地質平面図、地質断面図、層序断面図から作成されたもの。Sh: 島尻層群、Co: サンゴ石灰岩、Fs: 砂質石灰岩、Md: 泥質石灰岩)

2-2 琉球列島第四紀層形成史²⁾

これまでのべたように、琉球石灰岩は過去数十年前の第四紀更新世に発達したさんご礁堆積物であり、当時琉球さんご海と呼ばれる南北数百kmにわたる浅いさんご礁が発達していたことがわかる。この琉球石灰岩の前後には、構造物の基礎とされている島尻層群や軟弱層である現世さんご礁堆積物が分布している。これらの地層の古い方から順に形成史を見ていくことにする。

(1) 島尻層群の堆積

沖縄本島中南部、宮古島などで琉球石灰岩の下位に基盤をつくって分布しているもので、主として半固結～固結泥岩からなり、間に砂岩、凝灰岩をはさんでいる。ローカルネームで“くちや”、“じゃあがる”と呼ばれており、最大層厚3,000mにも達する。一般に琉球列島の方向で延びており、東または東南側へ10～20°でゆるく傾斜している。この地層はさらに下位から上位へ豊見城層、与那原層、新里層とに細分されており、豊見城層は砂岩・泥岩の互層で、このなかの厚い砂岩は小緑砂岩と呼ばれており、石灰質の部分は再結晶作用によって固く固結されている。与那原層は厚い泥岩からなっており、間にうすい砂岩と凝灰岩をはさんでいる。最上部の新里層は、沖縄本島南部知念半島や勝連半島などに分布し、砂岩と泥岩との互層であり、凝灰岩もはさまれる。これらはいずれも亜熱帯を示す二枚貝・巻貝・有孔虫・腕足貝・さんごなどの動物化石を含み、有孔虫化石からこの地層の堆積時代は第三紀中新世から第四紀更新世の初めまでの期間に連続して堆積したものであることがわかる。堆積深度が数百mから千m以上にも達する深い静かな海であり、このころには、琉球石灰岩を堆積させた広大な琉球さんご海の姿は存在しなかったことがわかる。この島尻層群は、下位から上位へ向かってしだいに深い海から浅い海へと堆積環境が変化し、ついには、琉球列島の背骨にあたる部分で、陸上に隆起し、最後には広い範囲にわたって陸上に姿をあらわした。この時期が第四紀の初めの約100万年前に相当する。

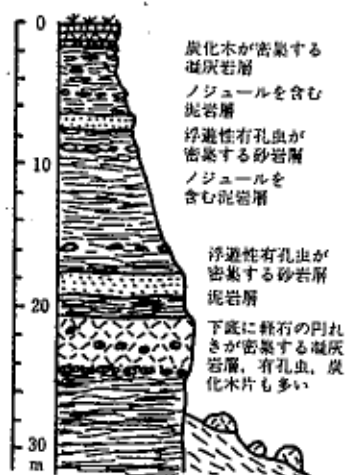


図2-6 新里層のスケッチ断面図（沖縄地学会、1982）

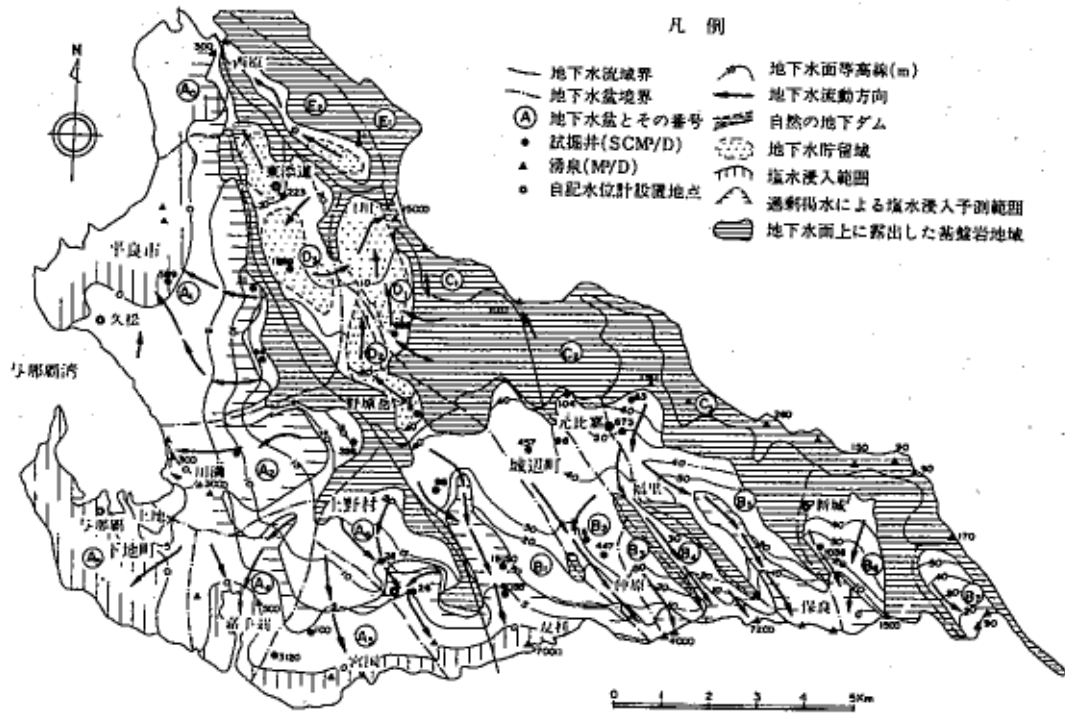


図2-7 宮古島水埋地質図³⁾(古川)

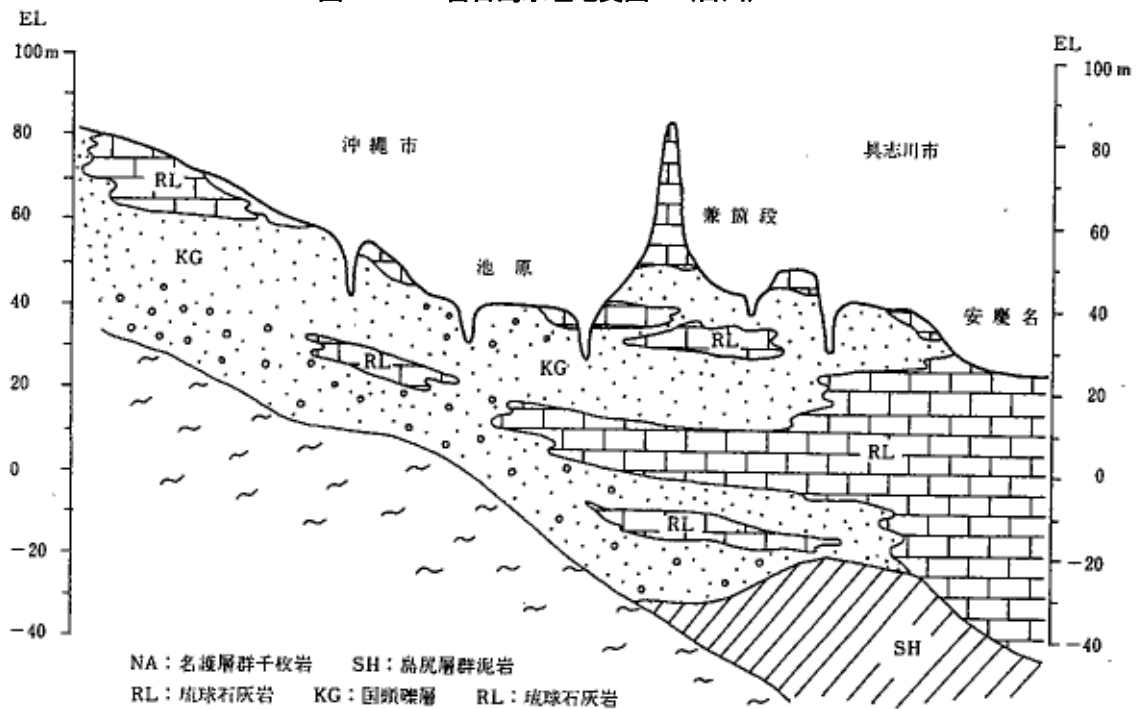


図2-8 沖縄本島中部天願川沿いの琉球石灰岩と国頭礫層との指交関係

(2) 島尻層群堆積後の隆起と侵食面の形成

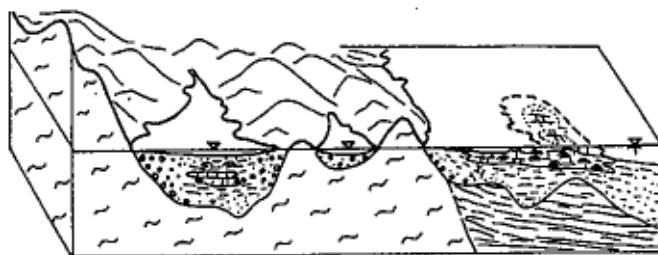
島尻層群堆積末期の相対的な浅海化によって、最上部の知念砂岩堆積時には水深数十mの浅海化が行われ、ついには、広大な陸地が形成された。この隆起の終わりには侵食と並行して、北西-南東方向の断層運動によって、地盤の凹凸が形成され、この凹地に沿って浸食作用による谷地形が形成された。この谷地形が現在の琉球石灰岩台地下の石灰岩基盤底面をつくる埋没谷であり、これが琉球列島の水理地質学的な不透水基盤上面構造である。この基盤上面構造は、基本的には、島尻層群堆積

後の地殻変動とそれに並行して行われた侵食作用によって形成されたものであり、これらがほぼ現在の沖縄本島などの河川や山地の大地形の基本を決定したことは、間違いない。これらの点は、九州などのように一時期新しい更新世後半に決定された地域の多いところと異なり、過去の第四紀初めの地質構造がダム、道路などの土木構造物建設の際の基礎として直接影響を与える点を無視してはならない。

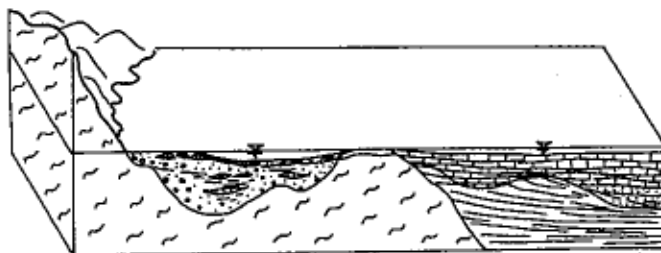
(3) 琉球石灰岩の形成

島尻層群の侵食谷に沿って海進が開始され、これらの基盤を浅く広くおおうさんご礁の海が出現した。このさんご礁は、現世さんご礁のように陸地をつくる島のまわりを取りまく裾礁としての小規模なさんご礁でなく、幅数十 km、長さ数百 km に達する大さんご礁であり、そのなかに点々と沖縄本島や石垣島のような陸地をつくる島があった。このさんご礁は、すでに岩相・層序でのべたように大部分は、さんごだけから構成されるのではなく、さんご礁をつくる生物群の碎屑物からなっている。そして、地域ごとの堆積環境によって礫質、砂質、泥質なものに区分されている。このことは、これらの岩相が水平、垂直方向に漸移しており、陸側へは非石灰質堆積物である土砂と同時異相の関係で移り変わり、ついには、非石灰質堆積物のみになる。国頭礫層と呼ばれるものはこのような岩相のもの

(A) 琉球層群（琉球石灰岩、国頭礫層）堆積初期



(B) 琉球層群（琉球石灰岩、国頭礫層）堆積期（主要期）



(C) 琉球層群（琉球石灰岩、国頭礫層）の台地（現在）——隆起後——

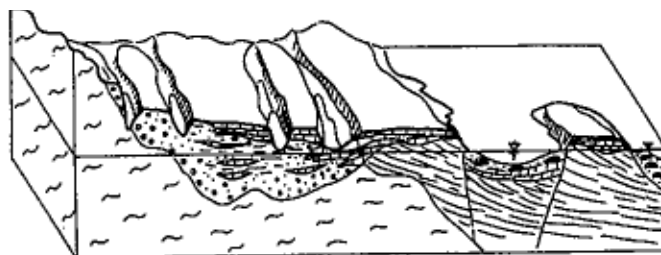
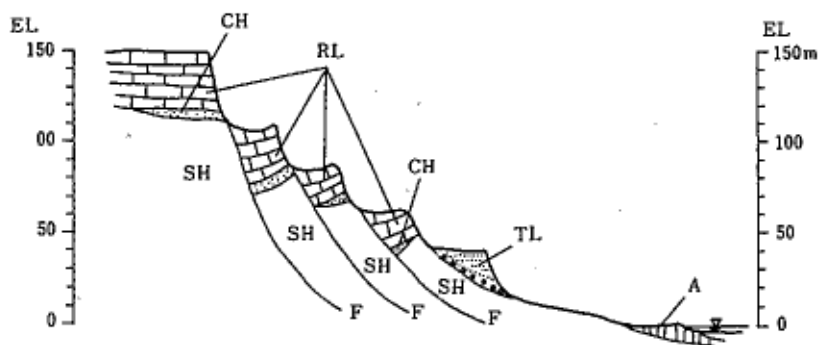


図2-9 琉球層群（琉球石灰岩、国頭礫層）の堆積順序とその古地理（沖縄本島中部をモデル）

をいう。これらの関係がよく観察できるのは、沖縄本島中部天願川流域である。この地域は図2-8のようになっている。ここでは、島尻層群泥岩およびそれ以前の地層の侵食谷・断層谷を埋積して50~80mの琉球石灰岩と国頭礫層が分布しており、具川市天願川下流域では琉球石灰岩のみの台地が分布し、上流の基盤岩山地になるにしたがい、しだいに非石灰質国頭礫層に移り変わる。そして、その中間付近は両者が指交関係で分布している。このような岩相の相違は当時の古地理を示しており、外洋に面した部分にさんご礁が発達し内陸側になるにしたがい陸地からの土砂の流入があったことがわかる。このような琉球石灰岩および国頭礫層を堆積させた堆積盆は、沖縄本島本部半島・中南部、宮古島などをみてもいずれも北西-南東方向に細長い形をもっており、その埋没谷の形成が単なる侵食作用だけでなく、同方向の断層活動によって規制されていることを示している。

(4) ウルマ変動による琉球石灰岩台地の形成

琉球石灰岩を堆積させた琉球さんご海は、その直後に起こった大きな地殻変動によって島弧の地背斜部は大きく隆起し、その周辺は落ち込んだ。この運動はウルマ変動と呼ばれており、主として北西-南東方向に断層活動がもっともはげしかった時期で、そのため石灰岩台地は、断層崖をへだてて、いくつものブロックに区分された。地域によって琉球石灰岩台地の高さが異なるのは、そのためである。また、沖縄本島南部では、このウルマ変動によって隆起し、その急斜面に沿って階段状に石灰岩台地が落ち込み、古い地すべり様地形を形成している。現在、沖縄本島南部から中部にかけての琉球石灰岩台地の斜面に発生している地すべりは、このような古期の地すべりが再活動しているものが多い。



- A : 沖積層
- TL : 段丘石灰岩 (基底礫+粟石石灰岩)
- RL : 琉球石灰岩 CH : 知念砂層
- F : 断層 SH : 島尻層群 (泥岩)

図2-10 沖縄本島南部知念半島南斜面の地質断面図⁴⁾

(5) 段丘の形成

沖縄本島をはじめとして多くの島じまで海岸段丘を形成する数段の段丘平坦面が分布している。この段丘堆積物は、国頭礫層や琉球石灰岩より新しい時期に形成されたものであるが、島ごとに地域的な隆起・沈降量の差による平坦面の高さの相違が認められるためこれらの段丘の琉球列島全域にわたる対比は未だ明らかでない。しかし、図2-10に示されるように、沖縄本島南部知念村山里付近では、琉球石灰岩台地の斜面に琉球石灰岩円礫を基底礫層とする段丘石灰岩（栗石石灰岩）が標高40mの平坦面をつくって分布している。この栗石石灰岩で代表される段丘石灰岩は、那覇空港南の岡波島で標高5m、さらに西方慶良間列島渡嘉敷島でも5m付近に分布し、知念半島や港川付近よりかなり低い位置にあり、沖縄本島南部一帯は全体として西方へ傾動していることがわかる。このような段丘堆積物で年代が明らかになっているものは名護市許田粘土層、与那国島の宇良部砂藻層などである。この段丘堆積物も琉球石灰岩と同様に堆積環境によって石灰岩相を示すものと非石灰質相（礫・砂・泥）を示すものがある。

(6) 赤褐色土の形成

琉球列島を通じて成帯性土壌として特徴的な台地・段丘・山地の表層をつくる赤褐色土がある。これは亜熱帯気候に層する地域に特徴的に生成され分布している風化土壌であり、現在の沖縄地方のような気候条件、すなわち、年平均気温20～23℃、年平均降雨量1,800～2,300mmが必要であるといわれている。このような風化土を沖縄では大きく2つに区分しており、琉球石灰岩の風化土を「島尻まあじ」、非石灰質の国頭礫層・基盤岩類の風化土を「国頭まあじ」と呼んでいる。このような赤褐色土は、最近琉球列島の島じまの周辺に分布する現世さんご礁堆積物の下位の海底下に普遍的に分布することが明らかになってきた。この現世さんご礁堆積物はほぼ1万年前以降の堆積物であることから、明らかにこの赤褐色土は更新世に形成されたものであるといえる。この点は、陸上、海底下ともに土層区分を行ううえで色調が赤褐色であるが否かは、土層分類、その形成時期などを決定するうえで重要な鍵層となる。

(7) 更新世末期の侵食谷の形成

世界的な第四紀更新世末期の氷期の発達は、海面を100m前後低下させたといわれている。沖縄本島周辺でみるかぎり、水深80～100m付近に海底平坦面がよく発達する。とくに沖縄本島南部那覇沖合から慶良間列島にかけては、水深60～80mの平坦面がよく分布しており、その面は、主として石灰質砂層によって構成されている。また、糸満沖の水深100m付近には、同じ等深線に沿って琉球石灰岩の円礫が密集しており、この円礫層は氷河期の海退期に形成された海浜礫である可能性が非常に高く、この付近が当時の海岸付近であったものと考えられる。一方、本島をはじめとして島じまの周辺では平野・台地などから周辺の現世さんご礁堆積物の下位に向かって海退期の琉球石灰岩面上の侵食による谷地形が発達してある。図2-12のように那覇市街地から那覇沖合までの地域には、安里川と国揚川沿いに-15～-20mに達する基盤の侵食の谷があり、それを埋積して沖積層が分布する。

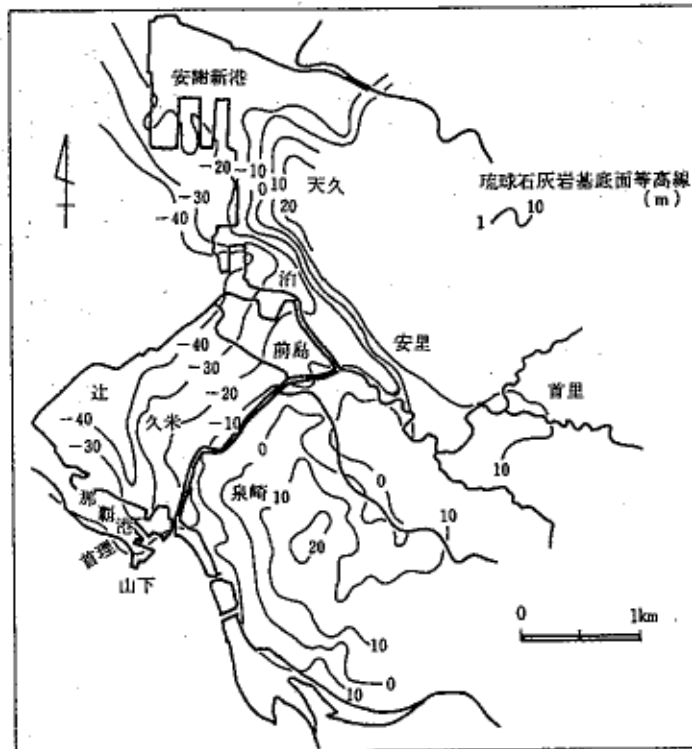


図2-11 那覇市一帯の琉球石灰岩基底面構造図⁷⁾ (古川他)

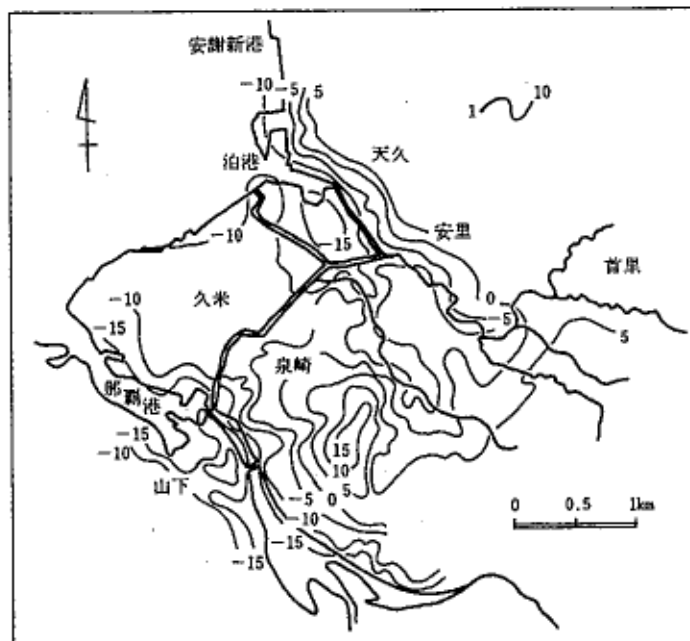


図2-12 那覇市一帯の琉球石灰岩上面構造図⁷⁾ (古川他)

(8) 現世さんご礁の形成と砂丘の発達6)

更新世最末期の18,000年前から完新世中期にかけての急激な海面上昇によって、水深100m付近まで陸化していた広大な陸域は水没し、ほぼ現在の形をもった島じまが形成された。この海面上昇に対応して陸域の海岸平野や河川沿いの低地では砂礫、泥、砂～砂礫の粗～細～粗の堆積サイクルをもつ地層が形成され、一方、島じまの周辺には、現世さんご礁が発達した。この現世さんご礁は一般にさんごを主とする石灰質砂礫を最下部層とし、それをおおって層厚15～20mのさんご礫まじりの泥～砂層が分布している。そして最上部の海底面付近では、一部に点々と小規模のさんご礁をはさみながら主として砂～砂礫堆積物が分布している。このようなさんご礁堆積物の層厚、岩相とその変化などは、さんご礁の碎屑物を多量に含む点をのぞけば、その堆積様式は日本内地の内湾堆積物である沖積層とよく調和している。さらに石垣島宮良川中流平喜名付近では、標高1m付近まで海成シルト層が分布しており、その¹⁴C年代は4,120±115年B. P.である。これは、完新世中期の海進のピークを示す一例である。また、このさんご礁堆積物の基底の¹⁴C年代は、9,190～13,700年B. P.の範囲にあり、その形成年代も日本内地の沖積層とよく一致している。すなわち、現在琉球列島で見られる現世さんご礁は、約1万年間に連続して形成された完新世の地層であることがわかる。さらに、このさんご礁の海の背後地をつくる海岸には砂丘がよく発達している。この砂丘砂は、日本内地の石英質砂と異なり、クリーム色をした石灰質砂から構成され、有孔虫、さんごをはじめとしたさんご礁の砂を起源としている。この砂丘砂層は宮古島や与那国島などで海面下1～2mから堆積を開始しており、その形成期も含まれる人工遺物や年代測定から2,000～3,000年前と

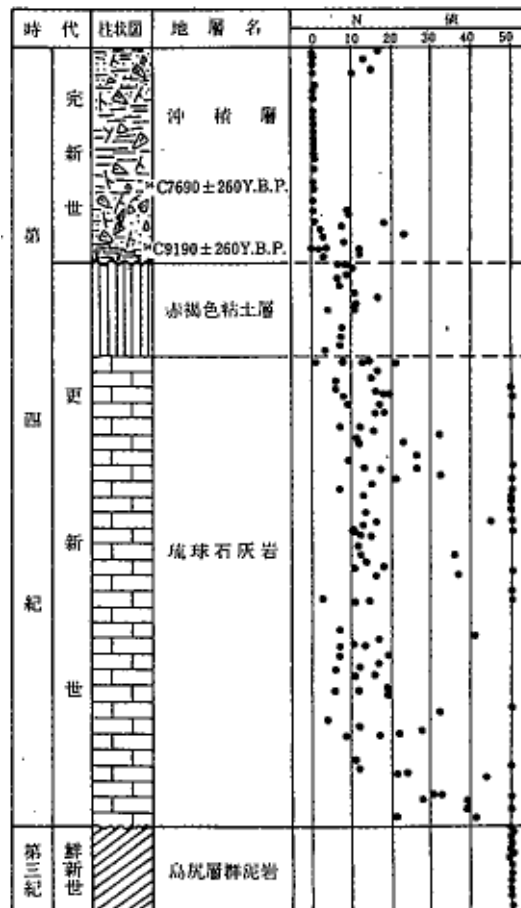


図2-13 那覇沖一帯海底下の地質層序と各層のN値分布(古川)

ということが明らかになっている。この頃には現在より1~2m海面が低下し海岸沿いに発達していた礁原の一部が露出し、砂丘砂の主要な供給源となったものである。その後、ほぼ現在面の高さに回復した。

2-3 琉球石灰岩の諸性質

琉球石灰岩の物理性・力学性については次章の「コーラルリーフロック」の項で述べられる通りである。そこで、次章にふれられていない性質について2、3ふれることとする。

(1) 塊状率⁸⁾

琉球石灰岩地帯の地質ボーリングやコアサンプリングについては、同じボーリング地点で一軸圧縮強度が200~300kgf/cm {19.6~29.4MN/m²} 以上にも達するような棒状コア都とN値20以下を示すような砂礫状、砂状、粘土状コアとが複雑に堆積しており、きわめて変化に富んでいる。このような石灰岩の掘削については、送水掘削を行うと泥水のバックがなく全量逸水し、コアの採取率がきわめて悪く、1m区間中に10~30%程度の礫状コアが採取できる程度である。一方、コアの採取率を高めるために無水掘削を行うとビットの回転に伴うまさつ熱による粉状化によりコアの鑑定が困難になり、コア鑑定の客観性が失われる傾向にある。このような琉球石灰岩のボーリングコアによる区分として、黒川(1980)は塊状率で石灰岩の再結晶度、固結度を判定するように考えた。この塊状率はボーリングによる柱状コアおよび礫状コアの採取量を掘進延長で除した値であり、深さ1mごとにその比率を求めて断面図に表現する方法が試みられている。宮古島皆福地ダム地点の琉球石灰岩の塊状率は図2-14のとおりである。これによると、再結晶帯および礫状石灰岩帯は下部と上部に大きく2分され、中部の比率は小さい。上下2層はほぼ水平に連続して追跡することができるが、このうち、上部については、地表に近いことから石灰岩の再結晶の影響が大きいものとみられるが、下部は再結晶によるものだけでなく、琉球石灰岩の下部の礫質層、とくにさんご化石の含有率の高さを示しているものであろう。

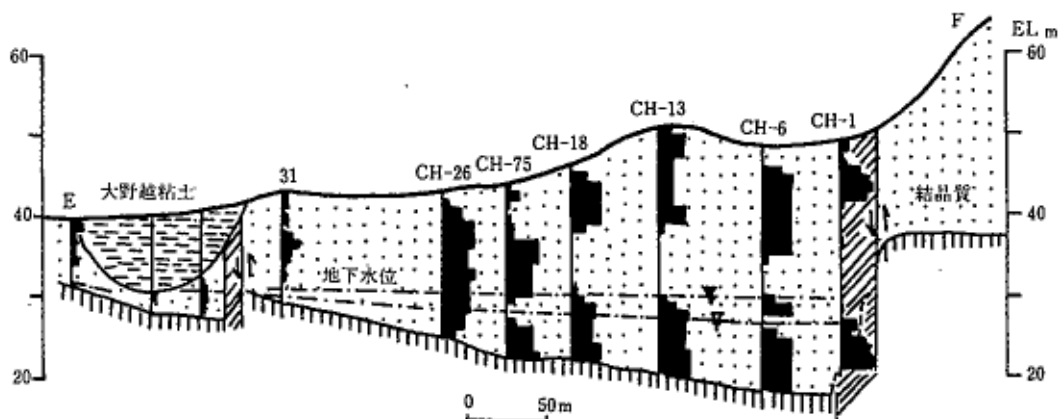


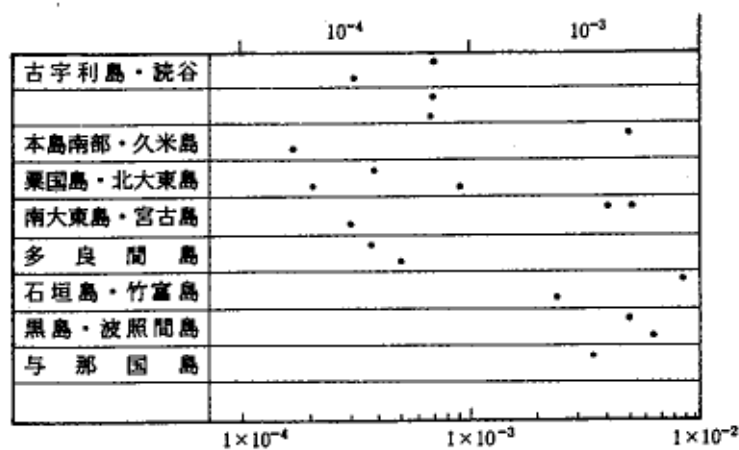
図2-14 宮古島皆福地ダム中心線沿いの地質断面図とボーリングコアの塊状率(黒色部)(黒川、1980)

表 2-2 沖縄本島の第四系地質層序総括表

時代	柱状図	地層名	岩相	地質変動	地形面	対比
完新世 1万年		沖積層	風成石灰質砂層(礫石) 上部石灰質砂 パツナリーフ サンゴ礁まじり泥 石灰質砂礫	海成 海成柱状石灰山積 活断層	砂丘面 沖積面	沖積層
		現世サンゴ礁層	藻類 有機質粘土	埋没	現世サンゴ礁 埋没面	
第四紀 100万年		赤褐色土	赤褐色粘土質土壌	海成 海成下	低位段丘面 (10-20m)	低位段丘砂礫層
		低位段丘砂礫層	未固結礫・砂・泥 砂質石灰岩			
		段丘石灰岩(III)	礫石石灰岩			
		赤褐色土	赤褐色粘土質土壌	海成 海成下	中位段丘面 (30-50m)	中位段丘砂礫層
		中位段丘砂礫層	未固結礫・砂・泥 礫石石灰岩			
赤褐色土	赤褐色粘土質土壌	埋没 断層活動	高位段丘面 (40-80m)	高位段丘砂礫層		
高位段丘砂礫層	未固結礫・砂・泥 礫性石灰岩礫					
赤褐色土	赤褐色粘土質土壌 琉球石灰岩 礫性石灰岩 石灰質礫石石灰岩 砂質石灰岩 礫質石灰岩 固結礫層 未固結礫・砂・泥	海成 海成下 海成下 海成下 海成下 海成下 海成下 海成下	80-160m 丘陵地	大坂層群 上部		
200万年	知念砂層	石灰質砂・シルト (半固結)	埋没 断層	正段丘	宮崎層群	
第三紀 更新世	高尾層群	泥・砂の互層 (半固結-固結) 一部に凝灰岩をはきむ	埋没 断層 海成			

(2) 透水性

琉球石灰岩は琉球列島における最も主要な地下水帯水層であり、沖縄県における全地下水賦存量約3億7千万m³のうち、75%に相当する2億8千万m³が琉球石灰岩中に含まれている。このうち、沖縄本島と宮古島だけで琉球石灰岩の地下水の70%に相当し、その比率がきわめて大きいことがわかる。とくに宮古島においては、本格的地下ダムがこの琉球石灰岩を貯留層として昭和54年3月に完成している。このような地下水の帯水層としての能力を示唆する透水量係数(T)についてこれまで明らかになった島じまの値を示すと図2-15のようになる。これをみると大部分は、 $T=10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ m}^2/\text{S}$ の範囲内に含まれることがわかりその透水性はかなり大きい。しかし、流域面積の狭さによる地下水涵養量の限界および周囲を海に囲まれているため地下地質構造によっては、過剰揚水による塩水化の危険性が残っている。



透水量係数 (m^2/s)

図2-15 琉球石灰岩の各島における平均透水量係数 (T)

引用文献

- 1) 古川博恭他：沖縄県宮古島城辺町南部の地質——とくに琉球石灰岩の層序について——琉大理紀要、Vol. 28、pp.143~154、1979.
- 2) Furukawa, H : Quaternary geologic history of the Ryukyu islands, Bull., Sci. & Eng., Div., Univ. Ryukyu. No.27、pp.99~161、1979.
- 3) 古川博恭：九州・沖縄の地下水、九州大学出版会、pp. 293~303、1980.
- 4) Maruo, Y. et al. : A mode of the "URUMA" crustal movement in the southeastern part of the Okinawa——jima, Ryukyu island, Bull., Sci. & Eng. Univ. Ryukyu/No.27、pp.89~98、1979.
- 5) 古川博恭：沖縄および九州地方の完新世新史、琉球列島の地質学研究、Vol. 1、pp.127~131、1976.
- 6) 古川博恭：沖縄における応用地質学的諸問題、琉球列島の地質学研究、Vol. 5、pp.75~90、1980.
- 7) 古川博恭他：沖縄県那覇市及び周辺海域の地盤、琉球列島の地質学研究、Vol. 6、pp.85~105、1981.
- 8) 黒川睦生：宮古島東部の地質、琉球列島の地質学研究、Vol. 5、pp.63~68、1980.

3 国頭まあじ

3-1 名称の由来ならびに成因

沖縄地方の土は、大まかには赤色系と灰色系の2つに識別される。このうち赤色系の土がまあじと呼ばれる土である。まあじということばは“真地”からきたという説もあるが定かではない。しかし古くから赤色土または地方によって赤色土のやせ地の呼称であったといわれる。

まあじと呼ばれる土にはさらに2種類あって、一つは主として沖縄本島国頭地方に分布する国頭まあじで、もう一つは島尻地方の琉球石灰岩上に分布する島尻まあじである。従来両者の違いは、基本的には分布形態が異なることと、営農上の取扱いから経験的に区別されてきた。島尻まあじの成因についてはまだ明らかでないが、ここで述べる国頭まあじは大部分が風化残積土であるため、その成因は明確である。

一般に国頭まあじは、千枚岩、頁岩、砂岩および火成岩類の風化残積土と、更新世の堆積物（国頭礫層）等の赤色化した部分を総称し、基岩の風化岩および末風化岩とははっきり区別される。このように基岩の種類が多いこと、また国頭礫層にあってはその層位の違いによって国頭まあじの物理性は広範囲にまたがるが、土色はほぼ赤褐色ないし黄褐色である。特に赤褐色土は熱帯ないし亜熱帯地方特有のラテライトに見かけ上よく似た土である。

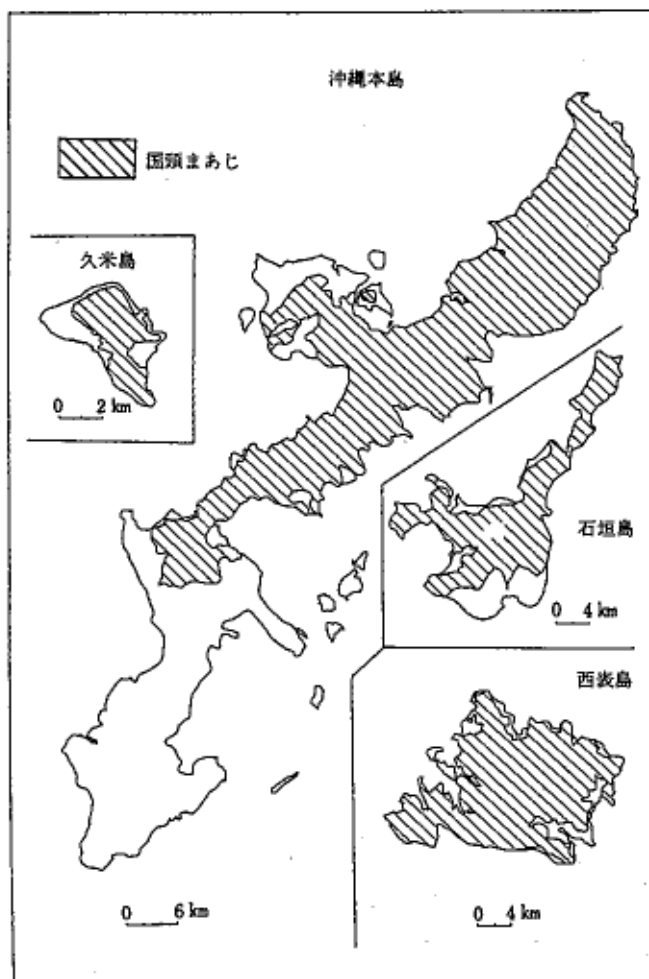


図3-1 国頭まあじの分布²⁾

3-2 分布

沖縄地方は数多くの島で構成されているが、国頭まあじの分布する島は多い。その中で代表的な分有地域は沖縄本島中北部、石垣島、西表島、久米島等である(図3-1参照)。沖縄本島中北部は、地質学的には中生代に属するといわれる名護層群(千枚岩を主体とし、砂岩、緑色岩類を含む。安山岩、石英斑岩、閃緑岩などの貫入岩あり)、古第三紀の嘉陽層(砂岩、頁岩)および更新世の堆積物であり国頭礫層に由来する国頭まあじが分布する。特に嘉陽層は東海岸沿いに分布し、国頭礫層は海岸沿いの比較的低位位置に点在する。

石垣島では古生代のトムル層(緑色片岩、黒色片岩、らん閃片岩)、古第三紀の野底層(安山岩溶岩、凝灰角礫岩)、新第三紀の花岡岩類(黒雲母花崗岩花崗閃緑岩)の風化残積土および国頭礫層に由来する国頭まあじが分布する。¹⁾西表島の国頭まあじはその大半が八重山層群(砂岩)の風化残積土であり、久米島は新第三紀の火山岩類(輝石安山岩、凝灰角礫岩、玄武岩溶岩等)の風化残積土である。

国頭まあじ地帯は全般的に比較的急峻な山地をなしている。このような地形的条件から水による侵食を受けやすく、そのため土層の厚さは局部的に大きく変化する。残積土の場合、土層の厚さは薄いところで1m以内であるが、一般には2~5m程度で基岩の強風化層に達する。また国頭礫層の場合は土層の厚さは比較的厚く十数mに達するところもある。

3-3 国頭まあじ地帯の土木工事の特徴および問題点

国頭まあじの分布する地域は比較的人口密度の低い、過疎化現象の激しい地域となっている。したがってこの地域での土木工事の種類も限られ、その主なるものは地域振興開発計画に基づく道路整備、ダム建設、農業の基盤整備事業であり、これらの工事量は沖縄の日本復帰時点を境にして急速に伸びてきた。特にダム建設においては、農業用水源も含めて既設のダムのほとんどがこの国頭まあじ地帯に建設されており、さらにいくつかのダムがこの地域に施工または計画中である。また道路建設および基盤整備事業の場合、工事に伴う土砂流出が激しく、周辺浅海の赤土汚染が省に問題となっている。

(1) ダム建設

沖縄地方の年平均降雨量は2,000~2,300mmで全国的にも上位にあるが、一方では干ばつの頻度も高い。³⁾また既設ダムの貯水容量が小さいこともあって、この地方では水不足に悩まされ、給水制限は日常茶飯事となっている。したがって水源確保がこの地方の重要課題の一つである。また国頭まあじ地帯にダムサイドが求められる理由としては、河川が多いことと、決して十分ではないが地形、地質的にダムサイドとしての条件が他地域より優れていることである。

古川⁴⁾によると、沖縄のダムはその基礎地質条件から山地中のダム、台地中のダムおよび河川下流の谷底平野に位置するダムの3タイプに分けられるとしている。

山地中のダム基礎として問題になるのは、一般には排除される国頭まあじではなく、その下部層基盤岩の風化程度である。古川によると、先第三系基盤岩類山地の特徴として、河床部からある標高までは弾性波速度2.0km/s以上の速度層が地形勾配に調和して分布するが、ある標高以上になると急にこの速度境界が緩傾斜を示し、速度層の変曲点が認められるとしている。このように比較的厚い基盤岩の風化帯は、支持力は弱く、透水係数は 10^{-4} ~ 10^{-3} cm/sのオーダーにあることからダム基礎としてはその取扱いが常に議論の対象となる。

台地のダム地質ではしばしば第四紀の国頭礫層に遭遇する。この層厚は数mから数十mと場所によ

って大きく異なり、地表面近くは風化して赤褐色～黄褐色を呈する国頭まあじとなっている。また下部層は未団結でルーズな場合が多い。ところによっては礫率が高い層があり、ダム基礎としては透水性に問題がある。フィルダムの場合、この層厚が薄いところでは掘削排除すればよいが、この層が厚い場合には注入工法による基礎処理あるいはブランケット工法などによってこの層からの透水量の低減をはかる必要がある。また国頭礫層は支持力の点でも問題があり、変形解析の結果大きな変形が予想される場合が一般的である。

昭和30年代から40年代前半にかけて数多くの農業用低ダムが築造されたが、この時期にはほとんどが国頭まあじによる均一型であった。最近ではダムが大型化する反面ダムサイトの地質条件は悪く、一方ではそれなりの高い安全基準が適用されるようになってこの地域でのダムタイプもフィルダムが多くなってきた。

フィルダムの場合、築堤材料の中で最も賦存量が多いのは、国頭まあじによるコア材である。国頭まあじは締め固めることによって遮水性となるが、一般には細粒質であるため締め固め効果が低く、圧縮指数は大きくなり、強度定数は小さくなる傾向にある。したがって、これらの材料を単独に使用する場合には、高い含水比状態で盛立て転庄を行うと高い間隙水圧が発生し、有効応力は減少すること、不均一な乾燥密度のゾーンが存在すると、圧縮性の違いから境界面にせん断変形によるクラック発生の危険性があること、また乾燥収縮が大きいいため夏期高温下では乾燥によるクラックが入りやすいことなどの点で注意が必要である。また、このような国頭まあじに礫質土または基盤岩の強風化層を混合することによって、材料としての強度増加をはかることがあるが、下層にある粗粒材を得るために排除される国頭まあじの残土処理が問題として残る場合が多い。トランジション材としては、基岩の風化層で粘土化していない層位があてられる。またロック材はその地域が火成岩類を基岩とする場合は別として、片岩類を基岩とする地域では近傍での材料確保は難しい。

(2) 農地基盤整備事業

国頭まあじ地帯の圃場は、地形的には比較的急峻な山腹か、傾斜面に富む台地に多い。このため基盤整備事業における一地区の圃場面積は30～40ha程度の小面積単位の場合が多くなる。またこれらの地区内には、従来地形的に耕作できなかった急斜面も決まって点在するが、基盤整備事業ではこれらの面積も含めた山成工あるいは改良山成工法の造成形態を採用するのが一般的である。すなわち、既耕地の整備だけにとどまらず、開畑を含むのがこの地域の基盤整備事業の特徴でもある。このようなことから、工事に際しては切盛土量が大きくなり、広い面積にわたって裸地状態となるので、施工中の降雨によって土壌は激しく侵食される。特に沖縄の降雨特性として降雨が集中型であり、雨滴エネルギーも大きい⁵⁾ことから土壌侵食は激しく、また河川勾配が急であり、耕地が海岸に近い等の条件が重なって、従来、侵食された土砂は直接海へ流出し、さんごの死滅による漁業環境の破壊はもちろんのこと、県の重点施策の一つである観光資源の保護に逆行するものとして社会的に大きく問題提起されたこともあった。しかし最近では、当然のことながら環境保全につとめ、計画にあたっては圃場面勾配と流亡土量の関係から造成勾配を5°以下に制限し、排水路には沈砂池を造り、さらに下流では砂防堤を構築するなど土砂流亡には万全を期しているが、農地開発と自然環境保護とは表裏一体を成すだけに非常にむずかしい問題である。

3-4 物理・化学特性

(1) 物理的性質

国頭まあじは前述のように各種の岩石を母材とし、風化過程の違いもあってその物理性は広い範囲に分布する。表3-1は国頭まあじ地帯の各地で採取した土の物理的性質を示す。

比重は一部を除きほぼ2.72~2.84の範囲にあるが、試料5.7のように比重が小さい土は嘉陽層の風化した黄褐色国頭まあじの一部にみられる。液性限界は、本島東海岸沿いの試料に低い値がみられるが、粘質土でも普通75%以下である。また粒度組成も試料によって大きな差があり、粘土分含有率でみても13%から80%まで大きく変化している。

比表面積は土の粒度組成を表わす指標となるが、比表面積と液性限界の関係ではばらつきが大きく、また粘土分含有量との関係ではある程度相関性が表われている(図3-2参照)。ガス吸着法による土の比表面積は、土粒子内の空洞、亀裂等の内部表面積まで含み、また砂、シルトの含有量および石質によって変化するため、同一系統の土であればガス吸着法による比表面積と液性限界および塑性指数の間に、ある程度相関性がみられる⁶⁾が、ここに示す各種の基岩から成る国頭まあじではこれらの関係がみられない。

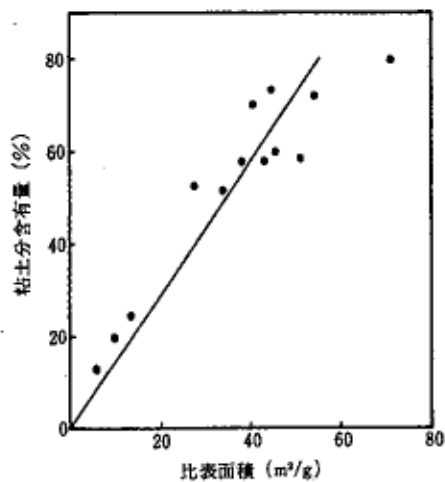


図3-2 粘土分含有量と比表面積の関係

表3-1 国頭まじの物理的性質

番号	試料名	比重	比表面積 (㎡/g)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	砂礫 分 (%)	シルト 分 (%)	粘土 分(%)	分類
1	国頭村辺戸	2.73	-	39.6	19.6	20.0	44	25	31	(CL)
2	大宜味村大保	2.84	-	51.5	31.2	20.3	27	33	40	(CL)
3	名護市為又	2.74	-	43.9	27.7	16.2	52	28	20	(ML)
4	〃 幸喜	2.74	27.6	24.9	24.8	30.1	15	32	53	(CL)
5	〃 久志	2.69	6.1	32.0	-	-	72	15	13	(SM)
6	宜野座村真平原	2.82	54.0	56.0	32.1	23.9	5	23	72	(CH)
7	金武町金武	2.69	10.3	34.9	-	-	47	33	20	(ML)
8	〃	2.75	13.3	39.3	-	-	39	36	25	(ML)
9	石川市山城	2.79	39.6	62.1	31.4	30.7	4	26	70	(CH)
10	〃	2.82	53.8	63.1	33.8	29.3	3	24	73	(CH)
11	読谷村多幸山	2.77	-	60.4	35.5	24.9	9	39	52	(CH)
12	石垣市名蔵	2.75	45.5	62.1	32.8	29.2	13	27	60	(CH)
13	〃 嵩田	2.75	33.5	55.4	23.6	31.8	22	26	52	(CH)
14	〃 轟川	2.76	42.7	73.0	29.1	43.9	6	36	58	(CH)
15	〃 大浦	2.78	-	77.9	48.9	29.0	28	35	37	(CH)
16	〃	2.79	-	112.0	45.7	66.3	6	27	67	(CH)
17	仲里村比嘉	2.76	51.2	54.6	28.9	25.7	10	31	59	(CH)
18	〃	2.76	70.9	72.6	36.9	35.7	2	18	80	(CH)

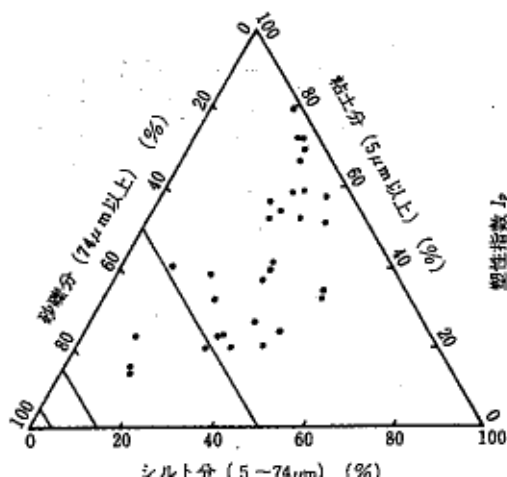


図3-3 三角座標による分類

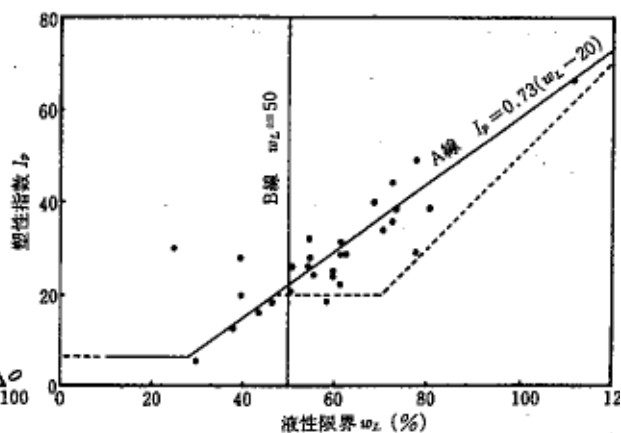


図3-4 塑性図

国頭まあじは日本統一土質分類法によると、三角座標(図3-3)では、嘉陽層および国頭礫層系の一部が{GF}で他はFに分類されFに属する土を塑性図(図3-4)で見るとほぼ(CL)~(CH)である。

(2) 化学的性質

国頭まあじの中でも代表的土壌である中川統(国頭礫層)と具志堅統(粘板岩)についての粘土鉱物と、けい酸、アルミナ、酸化鉄などの含量分析例を表3-2、3-3に示す。

粘土鉱物はカオリン鉱物、バーミキュライト、イライトおよびバーミキュライトとイライトの不規則混合型からなり、またギブサイトやゲータイトを伴う場合が多い。小林ら⁷⁾によると、これらの土はイライト→バーミキュライト様鉱物→ハロイサイト+ギブサイトの一般的变化過程をとるのであるといわれ、この論にしたがえば、これらの土はカオリン鉱物やバーミキュライト様鉱物を主要な鉱物としてギブサイトやゲータイトも多いことから、最も風化の進んだ土であるといわれる。⁸⁾

表3-2 国頭まあじの粘土鉱物(松坂、音羽、山田、浜崎)

試料名	層位	イライト	イライト+ バーミキュライト	バーミキュライト	カオリナイト	ギブサイト	ゲータイト
中川統	Ap	±	+	+++	++		
	B ₂	±	+	+++	++		
具志堅統	Ap	+++	+	+	++		
	B ₂	+	++	+	+++		

国頭まあじは、沖縄の気候特性および見かけ上の類似から、かつてラテライトまたはラテライト性土と呼ばれたことがあった。しかしラテライトの統一的分類体系はまだ固まっておらず、いくつかの定義⁹⁾がなされているが、一般には、ラテライト化作用とは土中のけい酸とアルカリ成分が溶脱され、相対的に酸化鉄や酸化アルミニウムが富化する現象で、熱帯の高温多湿な、排水のある条件で起こる¹⁰⁾とされている。また、プリンサイトまたは地下水水位の変動による酸化還元電位の変化によって形成される赤色斑状粘土が、湿潤と乾燥を繰り返すことによって不可逆的に固化する性質

をもっており、このような物質が地表面や切割に露出して固結した状態にあるもの^{11) -12)}ともいわれている。

土の化学成分から定義される場合、けんばん比($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$)またはけい鉄ばん比($\{\text{SiO}_2/(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)\}$)が基準になることが多いが、けい鉄ばん比で定義される例では、けい鉄ばん比が1.33以下をラテライト(laterite)、1.33~2.0の範囲をラテライト性土(lateritic soil)、2.0以上を非ラテライト性土(non-lateritic soil)と分類している。⁹⁾

表3-3の分析結果によると、国頭まあじのけい鉄ばん比は、B層の粘土分(2 μm 以下)については、2.0以下となっているが、2mm以下試料では3.50以上の高い値を示していて、ラテライト性土の範ちゅうにも入らないことになる。また国頭まあじ風化によって赤色化し、PHも4~6の範囲にあつて酸性を呈するが、露出して不可逆的に固結する性質をもっていない。これらの性質から、国頭まあじをラテライトあるいはラテライト性土として取り扱うにはなお検討が必要であろう。

また、2mm以下と2 μm 以下の試料のけいばん比を比較すると、両者に大きな差がある。これは、これらの土に含まれるシルト、砂部分に石英などのけい酸質粒子が多いことを意味する。

表3-3 国頭まあじのけい酸、アルミナ、酸化鉄含有量とけいばん比、けい鉄ばん比¹³⁾

試料名 (層位)	2mm以下					2 μm 以下				
	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	$\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3}$	$\frac{\text{SiO}_2}{(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)}$	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	$\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3}$	$\frac{\text{SiO}_2}{(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)}$
中川統 (Ap)	79	9	5	14.5	11.02	41	24	12	2.9	2.20
〃 (B)	65	19	8	5.8	4.59	37	22	16	2.7	1.95
具志堅統 (Ap)	63	18	8	6.4	4.64	39	23	12	2.9	2.16
〃 (B)	59	21	12	4.8	3.50	32	21	24	2.6	1.50

3-5 地山特性

(1) 自然含水比と乾燥密度

国頭まあじとその基岩の強風化帯を含めた自然含水比は、ほぼ20~40%の範囲にある。国頭まあじ部分で25~40%程度とみられるが、ごくまれには50%以上の値を示すところも各地に点在する。また強風化千枚岩または頁岩などで20~28%程度である。自然含水比の高い土は赤褐色土の一部で、ふつうの国頭まあじと隣り合せに分布しているが、見かけ上は区別することがむずかしい。またこの土は、粘土分含有率においても表3-1、試料16に示すように特に大きいわけではないが、液性限界112.0%、塑性指数66.3と国頭まあじにあつては大きな値を示し、締固め試験においても他と異なる特性を示す。この種の土も含めて、国頭まあじの自然含水比は、一般に最適含水比より3~8%程度潤側にあり、築堤用土として利用する場合には、最大乾燥密度の95%内の含水比状態で転圧できることが多い。しかし沖縄地方の気象特性から、施工時期によっては掘削、運搬、まき出しの過程で最適含水比より乾燥側に移行することも考えられるので、施工管理には注意が必要である。

地山の乾燥密度は、密なところで1.7t/m³、ゆるいところで1.3t/m³程度であるが、ふつう1.4~1.6t/m³の範囲にあり、これらは深度との間に相関性がみられない。

(2) 地盤調査結果の諸値

透水試験、標準貫入試験、孔内載荷試験等に関するデータはダム基礎調査として行われたものが多く特別な場合を除き基盤岩が対象となるので、表層である国頭まあじそのものの調査データは少ない。そのため、ここでは一部基盤岩の風化帯も含めて過去の調査結果をあげてみる。

国頭まあじの透水試験は、粘質土層で： $k 10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/s}$ 、砂質土層で $= k 0^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/s}$ 程度のところが多い。ただし、河床部に位置する沖繩層では、堆積過程の層位によって粒度組成が大きく変化し、礫率に富む層ではそれなりに透水係数は大きくなる。

国頭まあじ下部層の千枚岩の調査結果¹⁴⁾によると、強風化帯の透水係数は $= k 10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/s}$ のオーダーにあつて透水性であり、ダム基礎としては透水性に問題があるが、層厚が場所によっては、十数 m^2 もあり、実際にはこの層を排除することは困難な場合が多い。また下層の弱風化帯では $= 10^{-5} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$ 程度である。

N値については、国頭まあじ層で10以下と思われ、千枚岩強風化帯上層部で30~50、強風化帯下層から弱風化帯にかけては50以上である。又国頭礫層を除く他の基盤帯でも、これまでの調査では高いN値が得られている。

ボーリング孔を利用した水平載荷試験¹⁴⁾では、千枚岩強風化帯上層部から下層部にかけて、地盤係数 $K=40 \sim 430 \text{ kg f/cm}^2$ $\{392 \sim 4214 \text{ MN/m}^2\}$ 、変形係数 $E=190 \sim 1920 \text{ kg f/m}^2$ $(19 \sim 188 \text{ MN/m}^2)$ となつていて、強風化帯と判別される層でも上下層によって大きく変化し、深さ方向に増大している。この層における弾性波速度 V_p は 1.5 km/s 前後と見られる。また千枚岩の強風化帯になると、K値、Eとも急激に増大し、 $K=20,000 \text{ kg/cm}^3$ $(196,000 \text{ MN/m}^2)$ 、 $E=89,000 \text{ kgf/cm}^2$ $(8,700 \text{ MN/m}^2)$ の値まで得られており、 V_p も 3 km/s 以上で固い層であることが分かる。

図3-5は同じ地域における採土場の弾性波速度を現した断面であるが、表層部の国頭まあじは、 $V_p=0.2 \sim 0.4 \text{ km/s}$ 程度で小さい。

また山の中央付近では風化層がかなり厚くなつていて、3-3の(1)で述べた風化の特徴をよく表している。

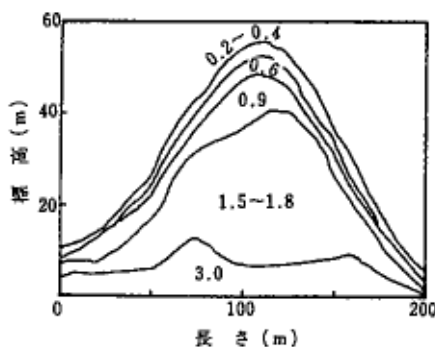


図3-5 採土場断面の弾性波速度 V_p (km/s) の分布

3-6 材料特性

(1) 締固め特性

図3-6は、各種国頭まあじの突固め試験における最大乾燥密度(ρ_{dmax})と最適含水比(ω_{opt})の関係を示している。国頭まあじには礫質土から粘質土まであらゆる粒径が包含され、また掘削に際しては基石の強風化層まで混入してくることが多い。したがってこれらの締固め曲線は広い範囲に分布する。

図3-6中、上位にあるAグループは国頭まあじの礫質土または基石の強風化土を含む土で、一部大型締固め試験(モールドφ30cm、ランマー質量15kg、落下高45cm、突固め回数75回、3層)による結果も含む。

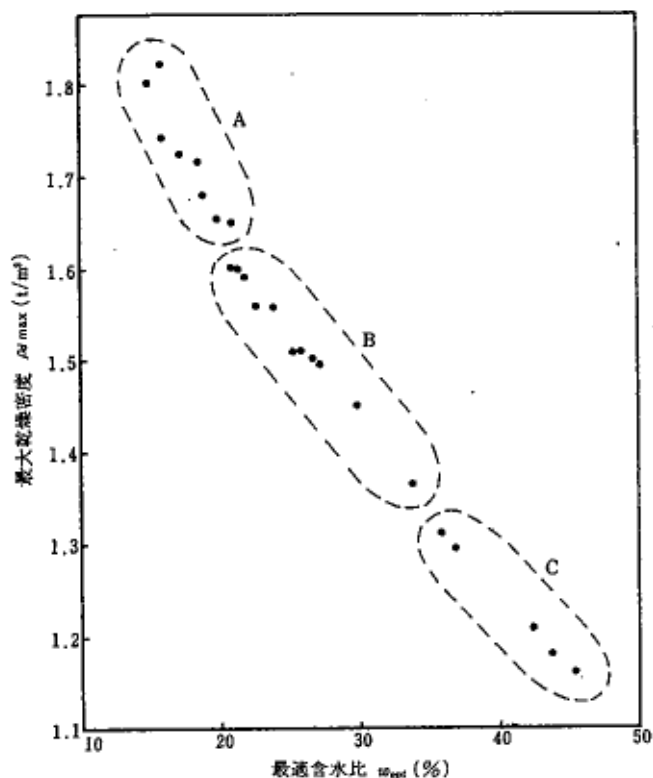


図3-6 最大乾燥密度と最適含水比の関係

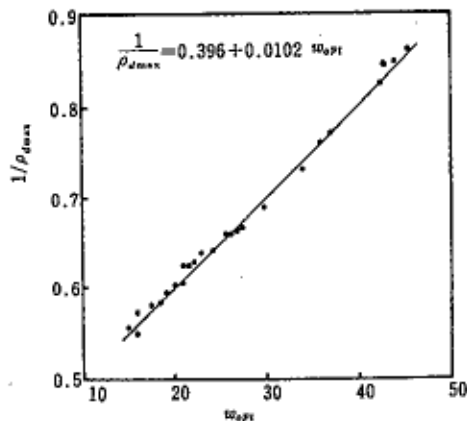


図3-7 $1/\rho_{dmax}$ と ω_{opt} の関係

これらの土は締固め効果も高く、また透水係数は $k=10^{-6}\sim 10^{-8}\text{cm/s}$ 程度である。Bグループは千枚岩および火成岩類を基岩とする一般的国頭まあじで、 $p_{dmax}=1.35\sim 1.60\text{t/m}^3$ 、 $\omega_{opt}=20\sim 32\%$ 程度で、透水係数は $k=10^{-6}\sim 10^{-8}\text{cm/s}$ の値が得られる。これらの中にはフィルダムのコア材料として単独に使用するには、圧縮性およびせん断強度の点で問題となるものがあり、実際には遮水性の許容範囲内で礫質土または基岩の強風化層と混合することによって締固め密度をあげ、圧縮性を小さくし、せん断強度の増加をはかる場合が多い。しかし千枚岩類の礫質度の場合、礫の風化程度によっては締固め後の礫破碎率が高く、混合効果が小さい場合もある。

Cグループは、国頭まあじの中でも特殊土として取り扱う必要のある赤褐色土の一部である。この土は、分布面積は小さいが各地で確認されており、また見かけ上他と区別することはむずかしい。調査段階では、自然含水比あるいは風乾土の含水比が他よりはるかに高いことで判別している。これらの土は、 $P_{dmax}=1.1\sim 1.3\text{t/m}^3$ 、 $\omega_{opt}=35\sim 50\%$ 程度で、築堤材料としては適当でない。

国頭まあじの P_{dmax} と ω_{opt} の関係(図3-7)は、 $1/P_{dmax}=0.396+0.0102\omega_{opt}$ のようになり、酒井ら¹⁵⁾の報告とはずれがあるが、森¹⁶⁾の報告には比較的近い関係を示している。

国頭まあじの粒度分の範囲をA、B、Cグループに分けて示すと、ほぼ図3-8のようになる。締固め効果の大きい粒度分布の理想型にTalbot曲線があるが、Talbotによれば、 p を材料の通過百分率、 d を材料の粒径、 D を最大粒径、 n を指数とすると、

$$p=(d/D)^n$$

の関係が成り立ち、上式の n が $0.25\sim 0.5$ で最もよく締まると言われている。¹⁷⁾ $D=10\text{mm}$ 、 $n=0.25\sim 0.5$ の範囲を示すと図3-8のようになり、国頭まあじでは締固め効果の大きいAグループの粒度分布がこの範囲と一致する。またBグループの大部分は、米国開拓局の示す最もクラックの入りやすいとする範囲に入ることになる。

水侵CBR¹⁸⁾は、図3-9に示すように10%以下の場合が多く、乾燥密度の増加に対して変化がみられない。特にCグループに属する土では、1%前後の低い値を示すことが多く、またAグループでは、礫率が多くなると、20%以上の値を示すようになる。これらの値はラテライトの試験結果¹⁹⁾と比較すると、わずかに小さいようである。

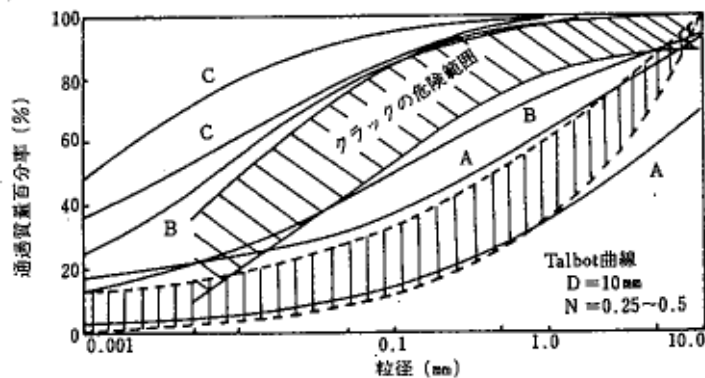


図3-8 国頭まあじA、B、Cグループの粒度分布

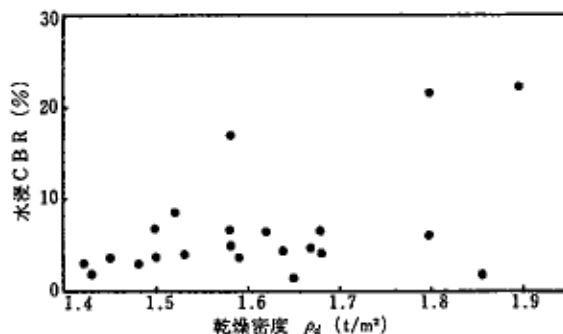


図3-9 水浸CBRと乾燥密度の関係

(2) せん断試験結果

せん断試験における粘着力およびせん断抵抗角は、国頭まあじの粒度特性から他の諸性質と同様に地域によって広範囲の値を示す。過去の多くの試験結果でも、 p_{dmax} の試料について $\phi_u = 5 \sim 34$ 、 $C_u = 3 \sim 14 \text{tf/m}^2$ $\{29 \sim 137 \text{kN/m}^2\}$ の範囲にあり、そのうち (CH)、(CL) に分類される土については、 $\phi_u = 5 \sim 23^\circ$ 、 $C_u = 7 \sim 14 \text{tf/m}^2$ $\{68 \sim 137 \text{kN/m}^2\}$ 、(GC) 材は、 $\phi_u = 19 \sim 34^\circ$ 、 $C_u = 3 \sim 9 \text{tf/m}^2$ $\{29 \sim 88 \text{kN/m}^2\}$ となっている。 C_{cu} 、 ϕ_{cu} についても同様な傾向にあり、これらの c 、 ϕ は締固め含水比および乾燥密度に対してばらつきが大きく、相関性がみられない。また、築堤材料に適する (GC) 材は国頭まあじの中では比較的少なく、 ϕ の値が大きい土は、強風化基岩との混合土の場合が多い。

引用文献

- 1) 古川博恭：九州・沖縄の地下水、九州大学出版会、pp.15～26、1981.
- 2) 国土庁土地局：土地分類図、1977.
- 3) 藤川武信、他：南西諸島の干ばつの研究、pp.7～18、1979.
- 4) 吉川博恭：沖縄における応用地質学的諸問題、琉球列島の地質学研究、Vol. 5、pp.75～90、1980.
- 5) 翁長謙良：沖縄における農地保全の基礎的研究X I、琉球大学農学部学術報告、Vol. 27、pp.257～264、1980.
- 6) 宮城調勝：土の比表面積と2、3の性質について、琉球大学農学部学術報告、Vol. 18、pp.120～126、1971.
- 7) 小林 崗・品川昭夫：南西諸島の土壌に関する研究、1、琉球列島の土壌について、鹿児島大学農学部学術報告、16、pp.11～55、1966.
- 8) 松坂泰明・音羽道三・山田 裕・浜崎忠雄：沖縄本島・久米島の土壌の分類について、農業技術研究報告B、Vol.22、pp.304～397、1971.
- 9) Gidgasu, M. D. : Laterite soil engineering, pp.4～5、1976.
- 10) 川口桂三郎：土壌学概論、養賢堂、p.157、1977.
- 11) 土質工学会編：土質学における化学の基礎と応用、p.140、1978
- 12) Buol, S. W. F. D. Hole&R. J. McCracken, 和田秀徳他訳：ペドロロジー、p.356、1977.
- 13) 大屋一弘：ジャーガルとマージの化学性と粘土鉱物について、第47回農業土木学会九州支部講演集、pp.1～13、1976.
- 14) 沖縄県長浜ダム調査報告書.

- 15) 酒井左武郎・佐藤 悟：土の最大乾燥密度および最適含水比の簡略決定法に関する試み、土と基礎、Vol. 5、No. 2、pp. 30～33、1957.
- 16) 森 満雄：土の最大乾燥密度と最適含水比について、土と基礎、Vol. 10、No. 9、pp. 12～16、1962.
- 17) 森井浩一：土の粒度配合による締固め特性の変化、土と基礎、Vol. 5、No. 5、pp. 19～22、1957.
- 18) 沖縄県建設材料試験所：試験年報、pp. 52～58、1976.
- 19) 高田直樹・門田 博・末岡 徹：熱帯風化残積度の土質工学的特性と路盤材としての利用、土と基礎、Vol. 29、No. 2、pp. 27～32、1981.

4 島尻層泥岩

4-1 まえがき

島尻層は従前より良好な支持層とみなされる反面、自然斜面では多くの崩壊・すべりが発生する地すべり頻発地帯としても知られている。島尻層泥岩は比較的軟質な泥岩を主体とし、大気にさらされた自由水と接触すると、スレーキングによる粘土化、吸水膨張による強度低下を伴い、耐久性の面から不安定な性質を示すだけでなく、地殻変動を受けて大小多くの断層、破碎帯、分離面などの弱面が地山そのものに形成されている。

このような軟弱化しやすい性質と地盤における弱面の存在が最近の大規模切土斜面や掘削に伴う岩塊を使用した盛土に対する設計・施工上に問題として指摘され、また構造物の重量化に伴って支持層としての可否も再検討されつつある。これらの工学上の問題は島尻層泥岩に限ったことではなく、わが国における第三紀層泥岩地帯に共通することであって¹⁾例えば、切土斜面において安定解析に必要なせん断強度定数にどの値を用いるべきか、岩塊盛土においては圧縮性、せん断強度、透水性など盛土に要求される工学的特性を確保するためにはどの程度転圧時に岩塊を破碎すればよいか、そのためには施工法としてどのような手段を採ればよいか、また支持力問題では地盤内の不連続面の存在と方向性をどのように考慮するか、など設計・施工上明確にされていないことが多い。それらを解決するためには今後の研究成果をまたなければならないが、ここではそれに関連する島尻層泥岩の基本的性質を示す。

4-2 分布と成因

第三紀中新世から鮮新世にかけての海成堆積物である島尻層群は沖縄本島嘉手納町砂辺から具志川市天願に抜ける天願断層以南の中南部地域に分布し、上位より新里層、与那原層、那覇層に区分される²⁾ (図4-1)。ここでいう島尻層泥岩は与那原層と新里層における泥岩を総称し、その主体をなす与那原層は900mにも及び、帯緑色あるいは帯青灰色の泥岩からなり、砂岩、凝灰岩を挟有している。新里層は南部地域の知念から具志頭にかけて与那原層の上に整合し、帯緑灰色粘土岩を主に砂岩を従とする互層をなし、上部では、新里地すべりで知られるいわゆる新里凝灰岩を挟んでいる。那覇層および与那原層下部の厚層砂岩は島尻層砂岩と総称され、局所的に露出している。これらの島尻層群は部分的に琉球石灰岩を主とする第四系の堆積物でおおわれている。

沖縄地方の方言では島尻層泥岩を“くちや”、風化表層部の褐色に土壌化したものを“じゃあがる”と呼んでいる。また軟質な泥岩であることから岩というよりもむしろ固結粘土として表現した方がよいとする見方もあり“島尻粘土(島尻クレイ)”としても広く呼ばれている。なお、島尻層砂岩は“にいび”と呼ばれている。

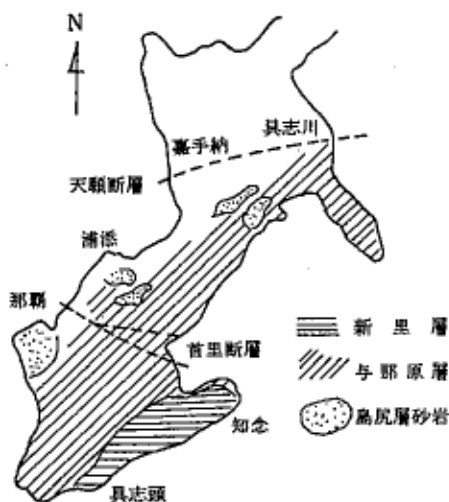


図4-1 島尻層群の分布略図

4-3 物理的性質

風化層というまでもないが、半固結状態にある泥岩に対しても構成粒子の性質が母岩の性質を支配するとして、解きほぐして土の物理試験が行われている。

島尻層泥岩の比重は2.70~2.80の範囲にある。粒度組成とコンシステンシー試験結果を図4-2に示す。島尻層泥岩を構成する土粒子は細粒土からなり、塑性図上では(CH)に分類される。塑性図から明らかなようにLL=50~80%、PL=20~30%にあつて一般の沖積層の粘土と同様中粒の塑性を示している。

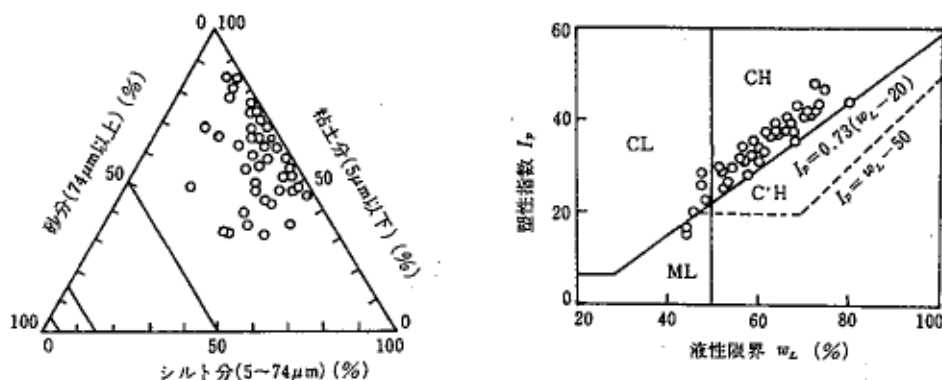


図4-2 島尻層泥岩を構成する土粒子の分類

島尻層泥岩のpHは8以上でアルカリ性を示す。³⁾

ところで島尻層泥岩は一般の土質材料よりも固結しているので、こね返しただけでは粒子が分離せず、シルト径大の団粒を形成したままである。そのため解きほぐし程度によって粒度およびコンシステンシーの値が変化する。図4-3は乾燥(風乾、炉乾)→湿潤(水浸)の繰返しと解きほぐし程度(こね返しの場合と、かくはん装置により高含水比で5分間かくはんした場合)によるコンシステンシーの変化を示したもので、次のことがわかる。①LLは乾湿繰返しに伴う化学成分の溶脱により低塑性化する。②乾湿作用による細団粒化に伴ってLLが増加するが、その後は逆に溶脱により低塑性化する。③炉乾試料は風乾試料よりも低塑性である。④解きほぐし程度によりLLが変化する。⑤PLは

乾湿、解きほぐし程度の影響はあまり受けない。これらのことから乾湿作用や溶脱を受けた風化表層部は未風化層の解きほぐし土に比べ低塑性化する傾向にあるといえる。また、乾湿によってコンシステンシーが変化するため、その測定においては自然含水比で十分な解きほぐしが必要である。

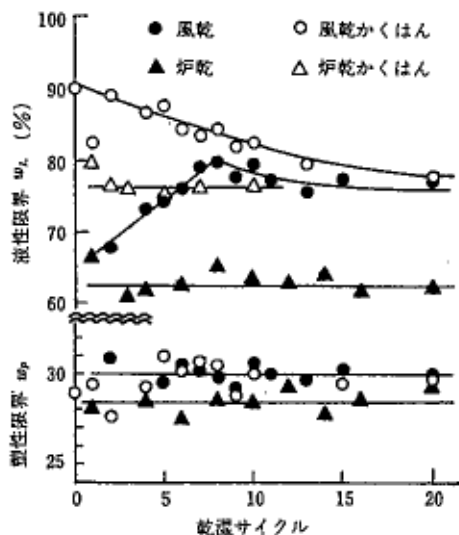


図4-3 乾湿サイクルによるコンシステンシー変化⁴⁾

4-4 地山特性

泥岩は堆積後の地質履歴を受けて半固結化しているため通常の土質調査の深度に限定すると、N値や状態量としての湿潤密度に対する深度方向への変化は顕著でなく、その差異はむしろ風化程度に反映される。

図4-4は泥岩と風化表層部における乾燥密度と自然含水比の関係を示したものである。泥岩は地山では飽和状態にあつて、湿潤密度は $\rho_t = 1.90 \sim 2.10 \text{ g/cm}^3$ にあり、一方、風化層は風化作用により間隙比を増し、土の状態になっている。しかし、泥岩の湿潤密度と含水比は位置や層によって異なり、表4-1に示すように砂・シルト分含有量が多くなるほど、湿潤密度は減少し、含水比は増加する傾向にある。

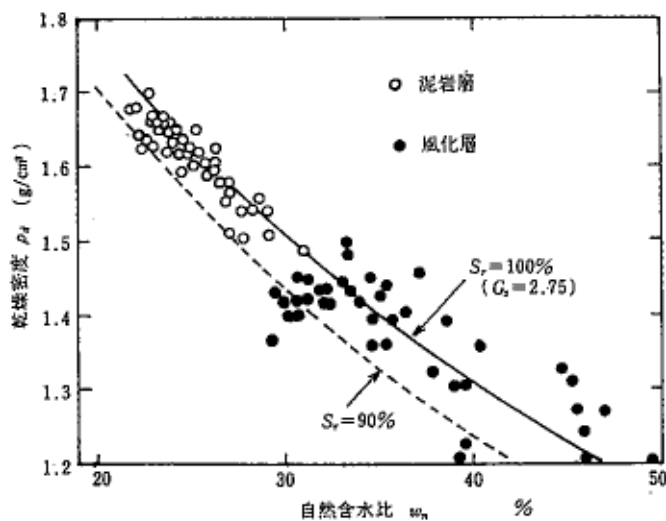


図4-4 自然含水比と乾燥密度の関係

表4-1 島尻層泥岩の物理量

採取位置	比重 Gs	間隙比 e	含水比 w (%)	湿潤密度 Pt (g/cm ³)	粒度組成 (%)		
					砂分	シルト分	粘土分
那 覇(石 嶺)	2.78	0.65	23.1	2.07	0	24	76
豊見城(平 良)西	2.74	0.69	25.4	2.03	1	33	66
原(小波津)	2.79	0.71	24.6	2.03	3	36	61
西 原(千原1)	2.76	0.84	29.8	1.95	7	47	46
西 原(千原2)	2.72	1.00	36.1	1.86	15	40	45
具 志 頭	2.73	1.06	38.7	1.83	11	54	35

島尻層全般の地盤特性をN値で区分する際、N値30以下を(CH) (高塑性粘土)層、N値30以上を島尻層固結粘土層としている。図4-5は与那原層におけるN値の深度方向への変化を示したものである。ここでN値が50以上の場合には300mm未満の貫入量と打撃数から比例関係で300mm貫入量に換算した値で示してある。N値の変化特性から地盤を区別すると、N<20の風化領域、深度ともにN値50以上に増加する準風化領域、それ以深においてN値がほぼ一定値となる未風化領域に大別できる。未風化領域におけるN値は調査地点によって異なるが、那覇市内では70~180の値にある。⁶⁾しかし、自然斜面においては深度に対するN値の変更が激しく、図のように単純にモデル化できない場合が多い。図4-6は新里層におけるN値の例である。15m以深は未風化層と見なせるが、N値は20から30の値を示し、また他の調査地点でもN値40が限度であり、新里層は与那原層に比べて軟質である。

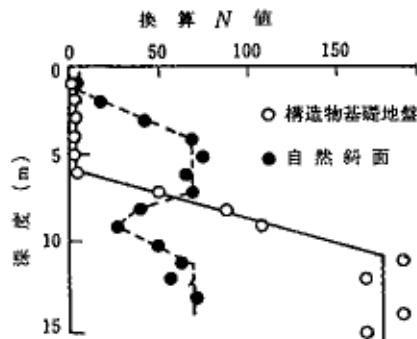


図4-5 与那原層におけるN値特性⁵⁾

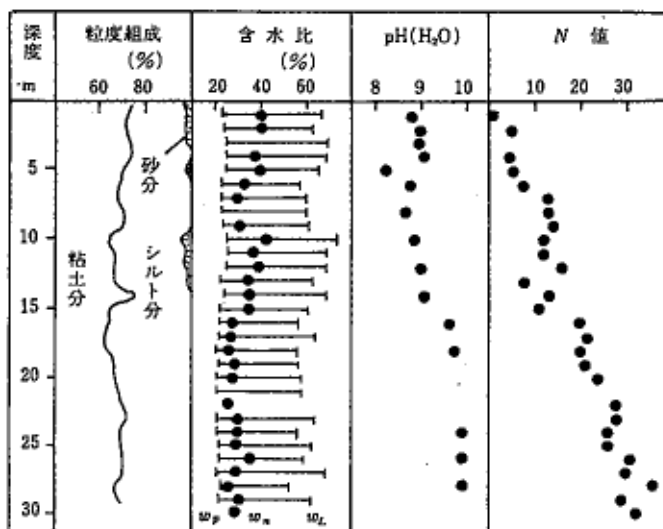


図4-6 新里層（玉城村）における土質柱状図⁵⁾

N値特性から明らかなように泥岩層は良好な支持層となり得るが、地盤内には地盤変動による大小多くの断層が存在し、特に傾斜地での大規模切土斜面では小断層群のオンパレードの観を呈する場合もあり、切土斜面には不連続面が必ず介在するとみるべきである。

この不連続面はN値に反映されない弱面を形成し、切土斜面の安定のみならず支持力に対しても影響を及ぼす。最近切土高30～40mにも及ぶ切土斜面が施工されるようになり、施工中あるいは施工完了後に斜面崩壊を起こす場合が増えている。このような島尻層における地すべり・崩壊に対し、従来の地すべり対策工の安定解析に加えて、より合理的なせん断強度数の決定法が提案され、⁷⁾ それにもとづいた対策工も施されている。

しかし、切土斜面の設計においては調査による不連続面の確認が容易でなく、そのため不連続面を当初設計に反映させることは困難である。したがって、用地の確保が困難な条件下での大規模切土斜面施工においては詳細な調査はいうまでもないが、施工中に切土面に出現する不連続面の方向性や水の存在などを考慮しながら切土斜面の動き（変位）を計測観測し、設計変更など次のとるべき対策に備えておくことが重要である。

4-5 力学特性

(1) スレーキング

島尻層泥岩は自然含水比のまま水浸しても崩壊に至らないが、一度乾燥させて水浸すると細粒化し、さらに乾燥水浸を繰り返すと泥状化することが観察される。このスレーキング現象は泥質岩に共通な性質であり、のり面保護上考慮すべき重要な性質であるばかりでなく強度低下の原因にもなっている。

スレーキング量は細片のふるい目通過量や吸水率増加により評価する方法がとられている。⁸⁾ 例えば、島尻層泥岩では19.1～38.1mmの岩塊に強制的に乾湿作用を加えると、5サイクル目では9.52mmふるい通過量が100%となる。

他方、同じ泥岩では乾燥程度、拘束条件、吸水速さによってスレーキング量が異なる。図4-7は乾燥程度による細粒化を2,000μmふるい、あるいは74μmふるい、残留率で示したものである。スレーキングは自然含水比よりいくらか乾燥した段階から始まり、風乾状態の含水比付近で最も激

しい。図4-8は拘束状態を変えた場合の乾湿サイクルに伴う含水比増加を示すもので、拘束程度によりスレーキング量が異なっている。また、乾燥供試体に噴霧器で徐々に湿気を与え時間をかけて湿潤させると、最終的に水浸飽和させても崩壊することなく、圧縮試験用供試体として、そのまま供することができる。⁹⁾ただし、この場合、内部には微小クラックが発生していて自然泥岩に比べて低い強度を示す。

これらのことはのり面において大気にさらされている表層部と土被りで拘束されているところでは乾燥程度、土被り厚さ、水の浸透速さによってスレーキング量に差があることを示唆している。

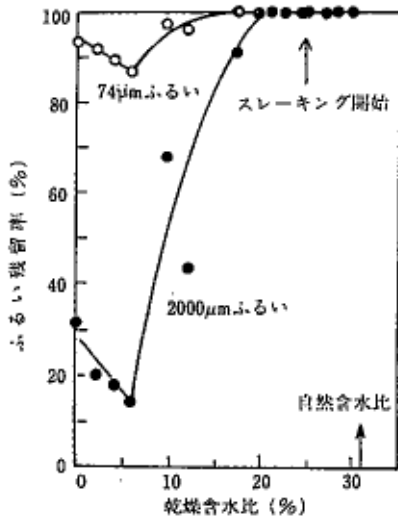


図4-7 乾燥程度とスレーキング⁹⁾

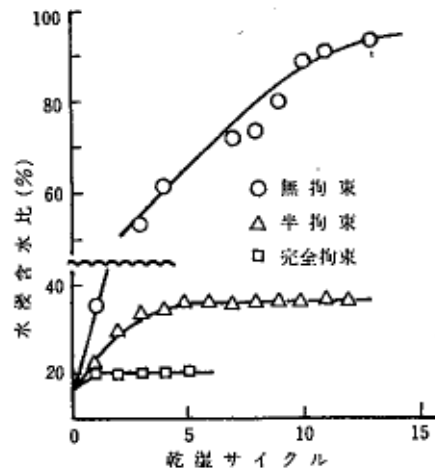


図4-8 スレーキングに及ぼす拘束条件の影響⁹⁾

(2) 水浸に伴う強度低下

自然含水比の泥岩でも水浸すると吸水膨張により徐々に強度が低下する。図4-9に水浸に伴う強度低下を水浸直前の強度で無次元化した強度化と水浸時間(対数)の関係で示してある。この場合水浸1年目の強度比は0.67で、その間の含水増加は1%である。1年目までの結果しか得られていないが、最終的に軟弱化した状態の強度に達するには引き続き長時間を要することがわかる。

このことは乾燥を受けることでなくても常時自由水に接するところでは長期にわたって強度低下が進行することも示すもので、例えば泥岩塊を用いた盛土において地下水が浸透すると吸水膨張により強度が低下し、岩塊の接触点で応力集中を伴った角くずれの原因となる。

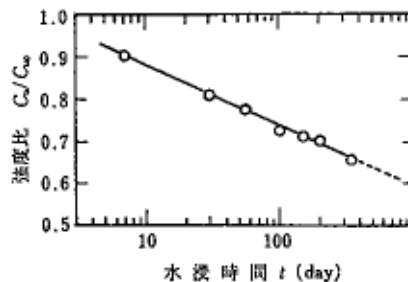


図4-9 水浸時間に伴う強度低下¹¹⁾

(3) 圧密特性

島尻泥岩は堆積後の地質履歴を受けて現在過圧密状態にあり、土質用標準圧密試験機では圧密降伏荷重が求まらない。図4-10に圧密圧力 200kgf/cm^2 $\{19.6\text{MN/m}^2\}$ まで载荷可能な一次元圧密容器による圧密試験結果の例を示す。図には同一試料を自然含水状態で解きほぐし、スラリー状に練返して圧密圧力 0.8kgf/cm^2 $\{78\text{kN/m}^2\}$ で予圧密した供試体の結果も示している。圧密降伏荷重は $p_c = 70\text{kgf/cm}^2$ $\{6.86\text{MN/m}^2\}$ で、現在の土被り圧よりはるかに大きい。また、圧密試験から求めた透水係数は 10^{-7}cm/s のオーダーである。なお圧密降伏荷重は場所、地層により異なるが、それらは $20\sim 100\text{kgf/cm}^2$ $\{1.96\sim 9.8\text{MN/m}^2\}$ の範囲にある。¹²⁾

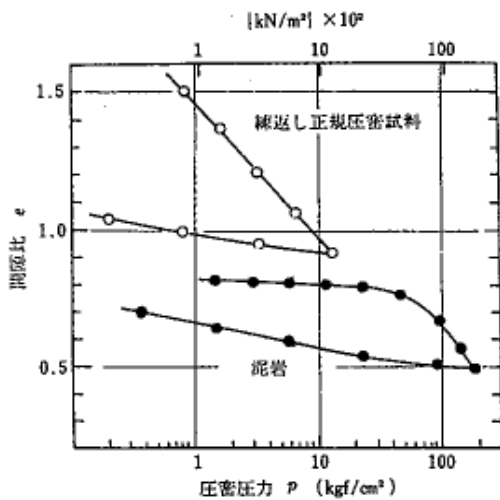


図4-10 島尻層泥岩の $e \sim \log p$ 関係⁵⁾

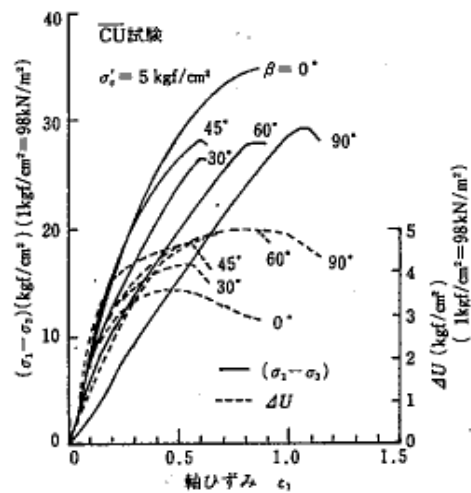


図4-11 応力～間隙水圧～軸ひずみ関係¹³⁾

(4) せん断特性と残留強度

泥質堆積岩では強度・変形ともに異方性を示すことが知られている。図4-11は種々の軸方向をもつ供試体 (β : 軸と堆積面のなす角) について圧密圧力 $\sigma_c = 5\text{kgf/cm}^2$ $\{490\text{kN/m}^2\}$ における圧密非排水三軸圧縮試験 (CU試験) による軸差応力と軸ひずみ関係および間隙水圧と軸ひずみ関係を示したもので、供試体の軸方向により最大応力、破壊ひずみ、間隙水圧に差があり、異方性を示している。特に非排水せん断試験においては強度・変形の異方性が顕著な場合があり、ブロッグサンプルから供試体を成形する際には方向性を確認する必要がある。

図4-12は鉛直供試体について圧密圧力 25kgf/cm^2 $\{2.45\text{MN/m}^2\}$ までの圧密排水三軸圧縮試験 (CD試験) による軸差応力の軸ひずみ関係および体積ひずみ関係を示してある。応力とひずみの関係は初期のひずみにおける直線関係から次第に離れ、最大応力に達し、その後ひずみの増大とともに応力が減少し、最終的に応力がほぼ一定となる残留状態に至る。同様にせん断に伴う体積ひずみは最大強度まで体積圧縮を示し、その後ダイレイタンスにより体積膨張に移行して最終的に体積ひずみもほぼ一定となる。

側圧一定の三軸圧縮試験では応力-軸ひずみ関係における初期の直線部分の勾配から $E = (\sigma_1 - \sigma_3) / \epsilon_1$ としてヤング率が求まる。図4-13にCD試験および圧密圧力 60kgf/cm^2 $\{5.89\text{MN/m}^2\}$ までのCU試験による鉛直供試体に体するヤング率と圧密圧力 (側圧) の関係を示してある。ヤング率は圧密圧力とともに増加しているが、その影響はCD試験よりもCU試験で著しく、

同一圧密圧力に対して排水条件により異なった値にある。また、ヤング率は圧縮強度と高い相関関係にあることが知られている。他に実験した一軸圧縮試験および非圧密非排水三軸圧縮試験（UU試験）によるヤング率と圧縮強度の関係は図4-14に示すように、ほぼ100:1の関係にある。ここでは鉛直供試体のヤング率だけを示したが、島尻層泥岩では鉛直供試体よりも水平供試体のヤング率が大きくなる傾向にある。¹⁵⁾

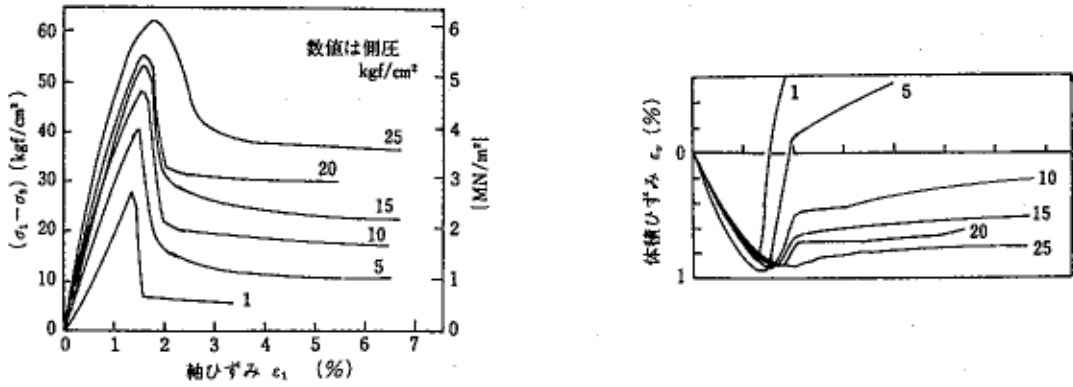


図4-12 応力～体積ひずみ関係（CD試験）¹⁴⁾

CD試験による最大強度時の破壊包絡線を図4-15 (a)に、応力と体積ひずみがほぼ一定となる残留時の強度包絡線を図4-15 (b)に示す。最大強度時の破壊包絡線は非線型となり、Mohr—Coulombの破壊規率は適用できないが、このような非線型の破壊包絡線に対してはべき関数型の破壊規準が適用されている。他方、残留時の強度包絡線はほぼ直線関係を示し、Mohr—Coulombの破壊規準が適用できる。残留時のせん断強度定数のうち $\phi_d = 23^\circ$ は、この泥岩を解きほぐし、スラリー状に練り返して正規圧密した状態のせん断強度定数 $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ と一致している。

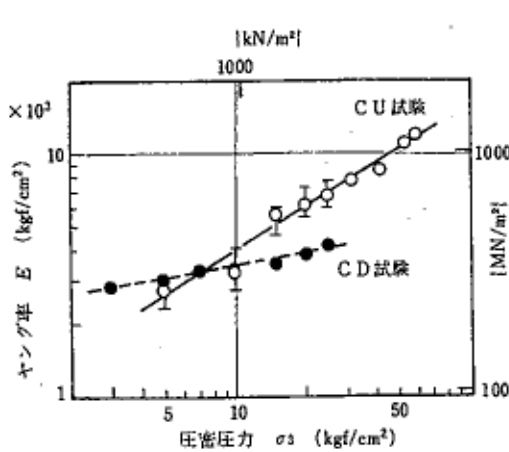


図4-13 ヤング率に及ぼす側正の影響

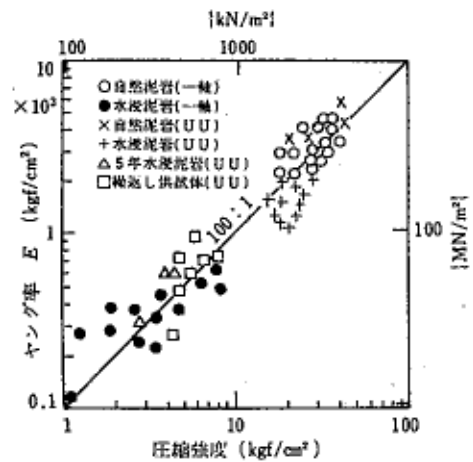


図4-14 圧縮強度とヤング率の関係

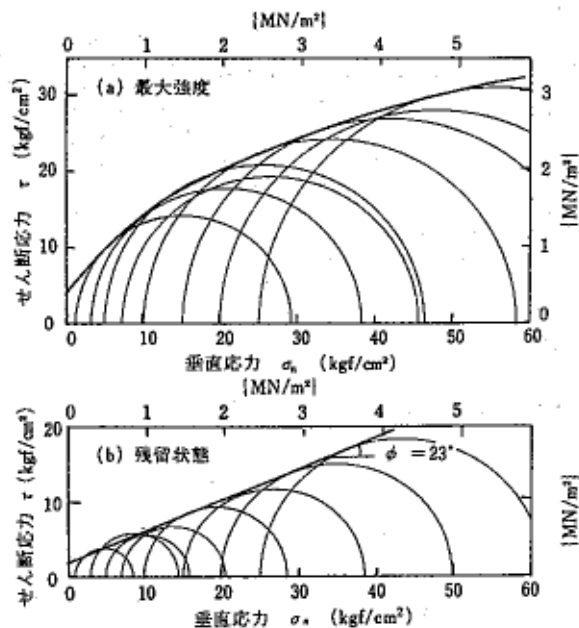


図4-15 三軸圧縮試験による破壊包絡線と残留強度 (CD試験)¹⁴⁾

すでに述べたように泥岩地盤内には断層などの不連続面が存在しているが、この不連続面は地殻変動によるせん断面であるからその面における強度は残留時の強度まで低下していると考えられる。したがって、地盤の強度は不連続面の存在とその方向性に支配されるので、支持力問題ではこれらを考慮する必要がある。

ところで、三軸圧縮試験では供試体に与えられるひずみはせいぜい数十%であるが、リングせん断試験機で大変位を与えるとさらに強度を減じ、薄片状の粘土粒子が完全配向した残留強度に達する。¹⁶⁾図4-16はリングせん断試験による島尻層泥岩の残留強度の例である。¹⁷⁾図(a)、(b)は事前に施した分離面の平滑さの程度と水の存在が残留強度に及ぼす影響が示すものであり、分離面に生成される破碎粘土量が少ない滑面ほど残留強度は小さく、またこれらの残留強度は水膜が形成されると著しく減少する。一方、図(c)は分離面を施さなくてもせん断が可能な程度にまで弱い弱化した泥岩の結果である。この場合でもダイレイタンスにより泥岩の間隙にとり込まれている水が吸い出され、せん断面に高含水比の粘土簿層が形成されるため強度は著しく低下する。それに対し水浸条件のように外部から余分に水が供給される場合にはせん断領域の拡大とそれに伴う破碎粘土量の増大により強度は逆に増大する。このように大変位による残留強度はせん断面に生成される破碎粘土の量や水の存在有無によって、 $c_{dr}=0$ 、 $\phi_{dr}=11$ から $c_{dr}=21$ まで大きく変動するが、いずれにしても繰り返して正規圧密した状態の強度よりも小さな値を示している。

小断層などの不連続面の強度はこの残留強度まで低下している場合が多く、地すべりや切土斜面の安定を大きく支配する。

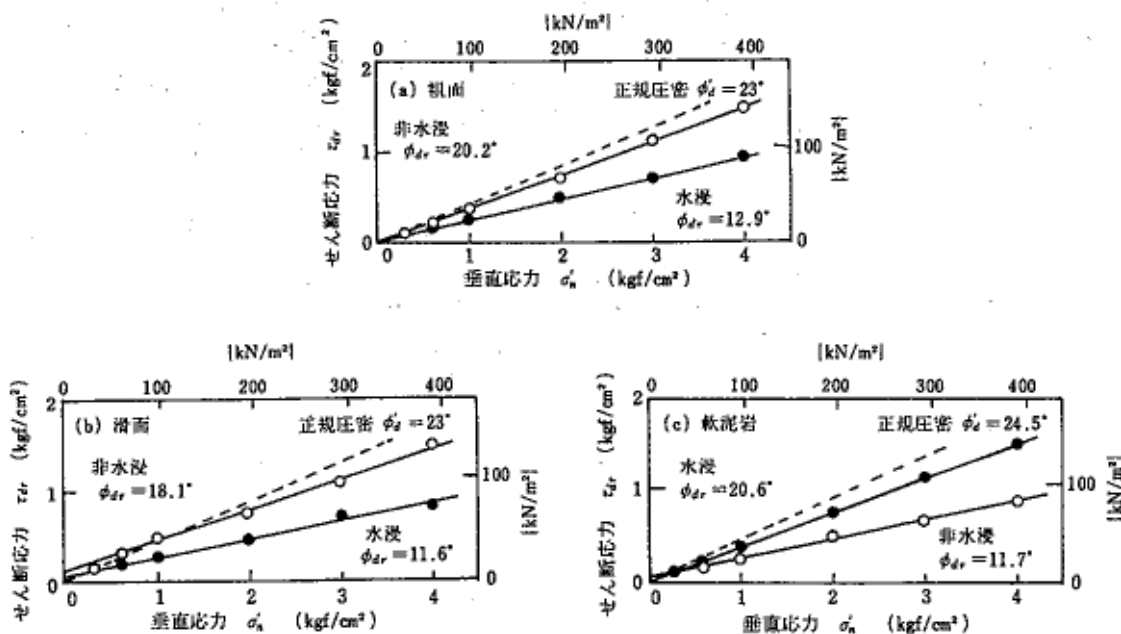


図4-16 リングせん断による島尻層泥岩の残留強度
 (藤川・宜保¹⁷⁾に正規圧密強度を追加)

(5) 締固め特性

泥岩塊の締固め試験は、岩塊を紳礫状に砕くか、掘削ずりを所定のふるい目を通させ、これを乾燥法、非乾燥法のいずれかの方法で含水比を調節した試料を用いて行う。しかしこの礫状の岩塊は、乾燥すると硬い塊となって破碎されにくくなり、逆に加水すると吸水膨張に伴って軟質となり容易に変形する。また、乾燥法では加水量の増加に伴ってスレーキングによる細粒化が著しく、含水比調整段階で破碎を促進したことになる。すなわち、同一含水比においても含水比調整法により岩塊の状態が異なり、破碎のしやすさが締固め機構と締固め密度に影響する。¹⁹⁾

図4-17は標準締固め(1・1法)による締固め試験結果を含水比調整法に対して比較してあるが、乾燥法、すなわち細粒化した試料ほど最大乾燥密度は増大している。図4-18は地山含水比状態で38.1mm³ふるいを通させた試料に対して締固め方法2.5-cに準じ、突固め回数を変えた場合の結果を示してある。この場合の締固めエネルギーは泥岩塊を破碎するのに十分な重転圧に相当するが、類推される締固め機構は次のようである。地山含水比(23%)より乾燥側では密度増加が著しく、締固め仕事量は最初に硬い岩塊の破碎作用に消費され、その後に密度増加に寄する。一方、地山含水比あるいは湿潤側では軟質化した岩塊が容易に変形破碎され空隙を埋めるが、締固め仕事量の増加は逆に過転圧をもたらす。

岩塊が破碎されていない盛土では施工完了後降雨の浸潤、地山からの地下水浸透による岩塊の軟弱化が盛土の圧縮沈下の原因となるといわれている⁸⁾が、更にこのことは締固めた岩塊の強度にも影響を及ぼす。

盛土の安定解析に用いるせん断強度は一般に締固めた土の非圧密非排水せん断試験(UU試験)の結果が用いられるが、島尻層泥岩のように地下水により軟質化したり細粒化する場合には締固め直後と、その後に水浸作用を受けた状態とではその強度に著しい差異が生ずる。したがって締固めた礫状土に対して所定の圧密圧力のもとで飽和させた後非排水せん断(CU試験)あるいは

排水せん断 (CD試験) を行ってせん断強度定数を決定する必要がある。

表4-2は地山含水比のまま4,760 μ mふるい通過試料を用いて地山含水比を中心に締固め含水比と密度を変えた締固め状態に対する。締固め直後のUU試験と水浸飽和させたCU試験によるせん断強度定数を示してある。比較のためCU試験による C_{cu} 、 ϕ_{cu} も示してあるが、これによると水浸によって強度が著しく低下することがわかる。

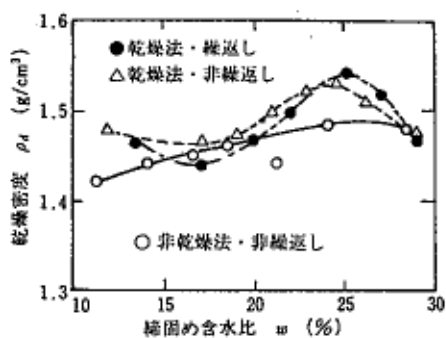


図4-17 締固め曲線(100mm モールド) 上原¹⁸⁾に加筆

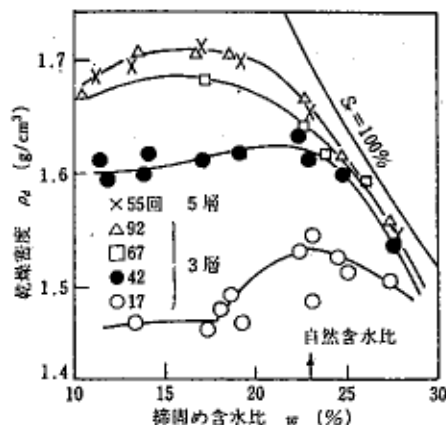
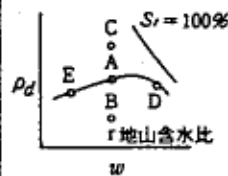


図4-18 締固め曲線 (15mm モールド)¹⁹⁾

表4-2 締固めた泥質礫状土のせん断試験結果²⁰⁾

締固め状態	締固め含水比 (%)	乾燥密度 Pd (g/cm³)	締固め直後 UU 試験		水浸飽和 CU 試験			
			Cu (kgf/cm²)	ϕ_u (°)	C_{cu} (kgf/cm²)	ϕ_{cu} (°)	C' (kgf/cm²)	ϕ' (°)
A	23	1.49	1.17	27.8	0.34	17.2	0.14	29.2
B	23	1.36	0.65	29.0	0.30	13.2	0.08	28.3
C	23	1.63	2.42	24.5	1.38	20.1	0.09	32.4
D	27	1.52	0.97	22.0	0.79	16.0	0.18	28.9
E	18	1.46	1.07	32.9	0.24	18.5	0.17	29.2

(1 kgf/cm²=98kN/m²)



5. 島尻層泥岩上の橋梁基礎工設計・施工指針（案）

5-1 総 則

1.1 本指針（案）の主旨

本指針(案)は、沖縄本島中南部に広く分布する島尻層泥岩に支持された橋梁基礎工の設計・施工に関する統一的な取り扱いを規定したものである。

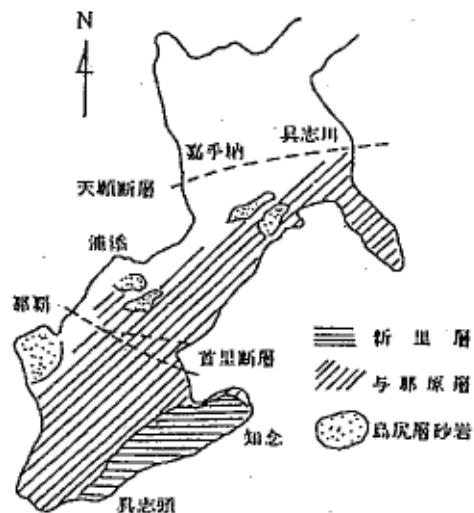
(解説)

沖縄本島の地盤構成は、本部半島を構成する石灰岩、チャートおよび粘板岩からなる古世代二畳系の本部累帯、本島の主部を構成し中世代とされている千枚岩および砂岩を主とする地層からなる国頭累帯および島尻層群に被覆され、古期新生代および新期中生代からなると推定されている島尻累帯の3累帯に分けられている[1]。

このうち島尻層群は、本島中南部に広く分布する第三紀中新世から鮮新世にかけての海成堆積物であり、上位より新里層、与那原層および豊見城層(那覇層や島尻層砂岩ともいう)に区分される(図一解1. 1. 1)。

新里層は、南部地域の知念から具志頭にかけて与那原層の上に整合し、常緑灰色粘土岩を主に砂岩を従とする互層をなし、上部では新里凝灰岩を挟んでいる。与那原層は、島尻層群の主体をなし、具志川市から糸満市までの広い範囲に分布し、緑色あるいは青灰色のシルト質泥岩からなり、上部層(350m厚)、中部層(500m厚)および下部層(50～80m厚)に区分される。豊見城層は小緑砂岩として知られ、大部分が地下に発達しており、わずかに最上部が局所的に露出している[2]。

本指針(案)にいう島尻層泥岩とは、新里層と与那原層における泥岩を総称する。これらの島尻層泥岩は、軟質な泥岩であることから乾湿風化を受けやすく、沖縄地方の代表的な地域土のひとつである。豊見城層については、これまで施工実績がほとんどなかったことから本指針(案)では取り扱っていない。



図一解 1. 1. 1
沖縄本島中南部地域の地質図〔1〕

橋梁基礎の支持層としての島尻層泥岩は、地層上面が起伏に富み上位置と不整合をなしているとともに、地盤強度も風化の程度や潜在的なクラックにより著しく変化に富んでいるため、設計・施工上の取り扱いが難しい地盤である。これまで島尻層泥岩上の橋梁基礎工については、一部道路橋示方書IV下部構造編の規定とは別に、原位置による載荷試験などから得られた成果を適宜、設計・施工に反映させてきた。近年、ある程度の地盤物性値や載荷試験データが蓄積されたことにより、直接基礎および杭基礎の支持力特性が次第に明確になってきたところである。

このような状況を踏まえ、島尻層泥岩を支持層とする直接基礎および杭基礎の設計施工指針(案)策定を目的として、平成6年度に「沖縄の特殊土における橋梁基礎工設計施工委方法検討委員会」(委員長上原方成・琉球大学教授)を設置し、4ヶ年にわたり審議を進めてきた。その結果、島尻層泥岩上の橋梁基礎工の設計・施工指針(案)(以下、指針(案)という)として島尻層泥岩に支持された基礎の設

計・施工に関する統一的な取扱いを規定することとした。

本指針（案）は、既往の地盤物性値や載荷試験データに基づき策定されたものである。しかし、さまざまな地層構成や地盤強度を有する島尻層泥岩に適用するにはまだデータの蓄積が十分とはいえず、今後データの蓄積を持って改訂すべき点も多い、したがって、設計担当者は指針（案）の考え方を理解するとともに策定のベースとなった試験データ（参考資料を参照のこと）からその適用範囲に留意して、場合によっては原位置試験を実施するなりして、所要の安全性・使用性・耐久性を確保しコスト縮減に配慮した設計を行うことが肝要である。

1.2 通用範囲

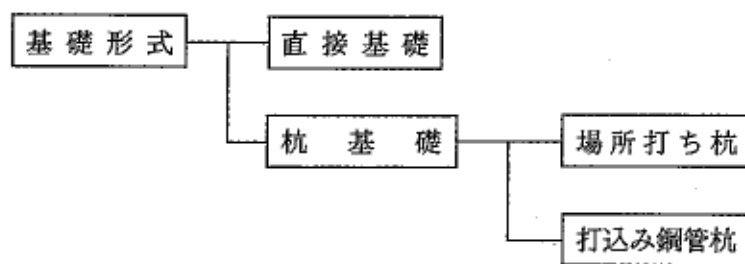
本指針（案）は、島尻層泥岩上に支持された橋梁基礎工のうち、基礎に係わる調査および直接基礎、杭基礎の鉛直支持力の設計とこれらの基礎構築に係わる施工に適用する。

（解説）

1) 本指針（案）は、沖縄本島中南部に広く分布する島尻層泥岩を支持層とする橋梁基礎工の基礎に係わる調査、設計、施工に適用する。

ここで、図一解 1.2.1 に本指針（案）で扱う基礎形式を示し、以下に主な規定内容を示す。

- ①地盤調査：予備調査、本調査、施工時調査の3段階に分けて、各々の調査内容と調査にあたっての留意事項を規定する。
- ②直接基礎：基礎底面地盤の最大地盤反力度の上限値および極限支持力度の推定式を規定する。
- ③杭基礎：場所打ち杭、打込み鋼管杭の周面および先端についての極限支持力を規定する。
- ④施工：直接基礎と杭基礎における島尻層泥岩固有の施工時の留意事項を規定する。



図一解 1.2.1 本指針（案）で対象とする基礎形式

本指針（案）では中掘り杭^{参考2.4)}については規定していない。中掘り杭は地層構成や周辺環境によっては有効な基礎形式となるが、これらは現状では実測データが乏しく指針（案）に取り扱いを規定するには至らなかった。また、島尻層泥岩を被覆する形で堆積している琉球石灰岩^{参考2.5)}も島尻層泥岩と同様、基礎形式の選定や支持力評価上難しい地盤であり、指針（案）策定が望まれているが、本規定の対象からは除外している。

本指針（案）の規定の背景および中掘り杭、琉球石灰岩については、「参考資料」を参照されたい。ここでは検討に用いた載荷試験事例の概要や解析結果の一部を例示しているため、本規定を適用する際の範囲および制限の参考に資することができる。また、規定化には至らなかったものの現行道路橋示方書（H8版）で規定しているものと異なる挙動を予測させるデータも掲載しているため参考にされたい。

2) この指針(案)に規定されていないものについては、下記の基準類に準拠する。

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(平成8年12月)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編(平成8年12月)
- 3) 沖縄総合事務局開発建設部：赤土等砂流出防止対策マニュアル(案)(平成7年10月)
- 4) 日本道路協会：杭基礎設計便覧(平成4年10月)
- 5) 日本道路協会：杭基礎施工便覧(平成4年10月)
- 6) 地盤工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説(平成2年2月)
- 7) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説(平成2年2月)
- 8) 地盤工学会：地盤調査法(平成7年11月)
- 9) 地盤工学会：土質試験の方法と解説(平成2年2月)
- 10) 沖縄総合事務局開発建設部：沖縄特殊土の道路土工の手引き(平成2年3月)

5-2 地盤調査

2.1 調査一般

基礎地盤の調査においては、島尻層泥岩の特徴を考慮してそれぞれの設計施工段階に適合した調査を実施するものとする。

(解説)

- 1) 橋梁基礎の設計・施工において島尻層泥岩は、以下のような問題点が指摘されている。
 - ①潜在的なクラックが多いため、せん断強度定数を把握することが難しいこと。
 - ② スレーキング現象が著しいため、直接基礎の床付け面や場所打ち杭の先端部において強度低下の恐れがあること。
 - ③地殻変動の変動による大小多くの断層、破碎帯などの弱面が多いため、基礎工施工時の床掘り法面が崩壊しやすいこと。
 - ④杭の根入れ深さによっては打込みや掘削が困難となる場合があること。
このような島尻層泥岩の特徴を十分に考慮した上で、基礎を経済的かつ安全に設計・施工するために、適切な調査を行わなければならない。
- 2) 基礎地盤の調査は、その目的を理解して予備調査、本調査および施工時段階に適合した内容を過不足なく実施することが大切である。
 - ①予備調査：概略設計または予備設計時の基礎工選定のため、建設予定地点の地質構造、地層構成と設計施工上の問題点の把握を主目的として行う。
 - ②本調査：詳細設計時の設計地盤定数の設定や施工性判定のための基礎資料を得ることを目的として行う。
 - ③施工時調査：基礎構築のため、安全で確実な施工を進めていくことを目的として行う。
表一解 2.1.1 に各調査段階における調査内容の目安を示す。建設地点によって地盤状況が異なるため基礎の形式や規模などを勘案のうえ適切な調査を行わなければならない。

表一解2. 1. 1 各段階ごとの調査内容の目安

	予備調査	本調査	施工時調査
資料調査	◎	-	-
地表踏査	◎	○	○
ボーリング調査	◎	◎	○
サウンディング	◎	◎	○
サンプリング	○	◎	○
室内試験	○	◎	○
物理探査および物理検層	○	○	-
原位置試験	○	◎	◎

ここに、◎：必須、○：必要に応じて実施

2.2 基礎地盤の調査

2.2.1 予備調査

- (1) 資料調査
- (2) 地表踏査
- (3) ボーリング調査
- (4) サウンディング

(解説)

(1) 資料調査

資料調査は、対象となる建設予定地点の地盤の概略状況を既存の地盤調査資料あるいは地形図、航空写真などを通して把握するものである。調査区域の近傍に既設の構造物がある場合には、その資料を収集し参考に資する。

(2) 地表踏査

島尻層泥岩は大小多くの断層、破砕帯などの弱面が多いため、調査区域の露頭を注意深く観察する。

(3) ボーリング調査

ボーリング調査は地盤の地層構成、島尻層泥岩の分布状況および地下水位を調べるために行われる。支持層の選定にあたっては、サウンディングや原位置試験などを併用し、設計上からの観点だけでなく基礎構造のための施工能力も勘案して適切に定める。

(4) サウンディング

サウンディングは、地層構成や地盤種別の判定を目的として行われるものであり、標準貫入試験やコーン貫入試験が広く用いられている。島尻層泥岩は風化による支持層天端の不陸が大きいことから、支持層の分布状況は入念に調査する。標準貫入試験では良質な支持層に着岩後5m程度確認すればよい。支持地盤が浅い場合は、試掘その他の方法によって地層の性状を直接確認することも考える。

なお、同じ島尻層泥岩であっても与那原層と新里層ではその支持力・変形特性が異なることから、適切な判定が必要である。1.1(解説)で述べたように、両者は分布範囲が異なることから概ね判定ができるが、深さ方向の地盤構成やN値の分布および地盤物性値の大きさから判別が可能である。

2. 2. 2 本調査

- (1) ボーリング調査
- (2) サウンディング
- (3) サンプルング
- (4) 室内試験
- (5) 物理探査および物理検層
- (6) 原位置調査

(解説)

(1) ボーリング調査

予備調査結果を踏まえ、フーチングの規模や基礎の形式に応じてボーリング本数を増やす等により泥岩の起伏状況を明確にしておかなければならない。

(2) サウンディング

2.2.1 (4)に準ずる。

(3) サンプルング

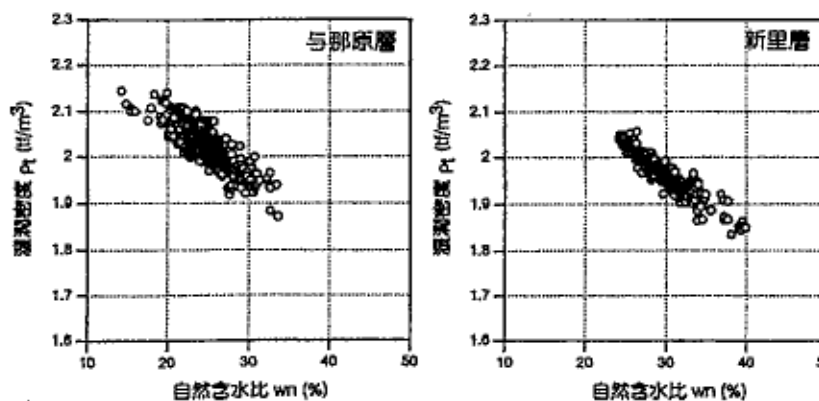
島尻層泥岩は潜在的なクラックが多いため、サンプルングの採取・運搬には十分に留意する必要がある。サンプルングの方法・特徴については、「地盤調査法」(地盤工学会) [3] を参照するのがよい。

(4) 室内試験

室内試験には、土粒子の比重、含水比、土の単位体積重量などの土の判別分類のための物理的性質を求める試験と粘着力、せん断抵抗角、変形係数などの力学的性質を求める試験がある。

1) 物理試験

一般に物理定数は、その地盤の固結度や性状を表す重要な指標であることから、島尻層泥岩においても種々の試験を行い、その性状を把握することが必要である。特に、図一解2.2.1に示すように湿潤密度 P_t と自然含水比 w_n 値は相関性が高いため累層判定や性状把握の参考にすることができる。



図一解2. 2. 1 $P_t \sim w_n$ 関係

2) 力学試験

島尻層泥岩のせん断強度定数は一般に一軸圧縮試験や三軸圧縮試験から求められるが、種々の要因から試験値はばらつくことになり設計値の決定が容易でないことが多い。特に与那原層はこの傾向が顕著で、潜在的なクラックの有無により結果が大きく異なることがある。また、土のせん断強度は排水条件によっても異なることから、各種排水条件下で試験が行われてきた。

このように島尻層泥岩のせん断強度定数を決定するのは容易ではなく、既往の調査でもさまざまな試験法でさまざまな設計値から提案されてきた [4]。しかし、データの蓄積の観点からみた場合、統一的な評価法を定めておくことが重要である。ここでは、島尻層泥岩の強度定数として下記に示す方法による非排水せん断強度 S_u を統一して用いることとした。これは直接基礎および杭基礎の支持力推定のための地盤物性値を得るために標準的に定めたものであり、その挙動が非排水条件と見なせない場合やその他基礎への適用はこの限りではない。

島尻層泥岩の非排水せん断強度 S_u は、下記の要領で一軸圧縮試験または三軸圧縮試験（非圧密非排水UU試験）から求めた非排水せん断強度定数より定める。

① 一軸圧縮試験による場合： $S_u = q_u / 2$

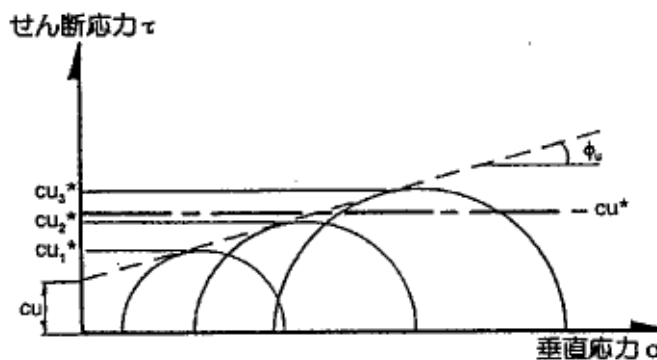
② 三軸圧縮（UU）試験の場合： $S_u = c_u^*$

ここに、 q_u ：一軸圧縮強度、 c_u^* ：粘着力

なお、三軸圧縮試験によった場合の c_u^* は、以下の方法によってよい。

ケース1：せん断抵抗角 ϕ_u がほぼゼロとみなしうる場合、 $c_u^* = c_u$

ケース2： $\phi_u \neq 0$ の場合は、図一解2.2.2の考え方により各々の c_{u1}^* の平均値を c_u^* とする。



図一解 2. 2. 2 c_u^* の求め方 ($\phi_u \neq 0$ の場合)

$$c_u^* = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (c_{ui}^*) \quad \text{ここに、} c_{ui}^* \text{は、} i \text{ 番目の供試体から得られる } c_u^* \text{ 値をあらわす。}$$

なお、潜在クラックが試験結果に大きな影響を及ぼすと判断される場合には、クラックの閉合を目的として、本試験に先行して排水条件のもと数分間の拘束圧 (0.5~1.0 kgf/cm² 程度) を加圧することが有効である。

(5) 物理探査および物理検層

物理探査および物理検層には種々の方法があり、例えば、弾性波探査やPS検層では支持層の深さや風化、亀裂の程度などを調べることができる。

(6) 原位置試験^{参考1)}

原位置試験は、地盤や杭に直接載荷して支持力や地盤反力係数、バネ定数などを原位置にて求める試験であり、平板載荷試験、孔内水平載荷試験、深層載荷試験、鉛直載荷試験などがある。試験は状況に応じて適宜行うこととするが、支持力その他を決定する際には標準貫入試験、土質試験、地層構成などの結果とあわせて考察する必要がある。

1) 平板載荷試験

これまで実績のない新里層で直接基礎を採用する場合は、本調査段階で平板載荷試験を行うのが望ましい(4.2参照)。試験にあたっては、新里層の支持機構解明のためにも極限支持力まで載荷するのを原則とする。なお、限界荷重度 p_y 、 p_u の求め方は参考1.1を参照されたい。

2) 深層載荷試験

場所打ち杭の先端支持力度を直接原位置にて確認する必要がある場合は、深層載荷試験が有効である。一般に、杭の先端支持力を調査する方法としては静的な鉛直載荷試験が実施されている。しかし、試験の準備から実施までの期間が長く、また工費的に高価であるなどの難点もある。一方、深層載荷試験は、ボーリング調査孔を活用して地表面から所定の深度の地盤の支持力を容易に測定でき、かつ経費も安価であるため、場所打ち杭の先端支持力度を検討する場合は深層載荷試験が有効である。

特に、新里層の場所打ち杭において、非排水せん断強度 $S_u < 2\text{kgf}/\text{cm}^2$ を有する地盤での杭先端支持力度を検討する場合は、本調査段階で深層載荷試験を実施し、支持力評価の参考にするのが望ましい(5.2.1参照)。

試験を行うにあたっては、ボーリング調査孔を活用することが可能であるため、ボーリング調査とあわせて計画するのがよい。また、通常実施されている土質試験のためのコア採取方法と同様に、深さ方向に複数点で計画するのが望ましい。なお、限界荷重度 p_y 、 p_u の求め方は参考1.3を参照されたい。

3) 鉛直載荷試験

既往実績と異なる地盤条件のもとで杭基礎の支持力を検討する場合は、本調査段階で鉛直載荷試験を行うか、または施工時での試験実施を前提とすることが望ましい。既往実績と異なる条件とは N 値 < 50 の与那原層を支持層とした場所打ち杭や新里層における打込み鋼管杭などをいう。また琉球石灰岩層が厚く堆積しており、下位の泥岩層まで根入れすることが合理的でない判断され琉球石灰岩層に支持させるような場合も同様である。

試験にあたっては、試験杭近傍での地盤調査を行うとともに、極限支持力が把握できるよう載荷荷重を計画する。なお、限界荷重 R_y 、 R_u の求め方は参考1.2を参照されたい。

2.2.3 施工時調査

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> (1) ボーリング調査 (2) サウンディング・ (3) 原位置試験 |
|--|

(解説)

- (1) 島尻層泥岩は風化による支持層の不陸が激しいことから、調査・設計段階におけるボーリングの密度・深度および基礎の規模などを考慮し、施工時においては必要に応じてチェックボーリングを実施する。

チェックボーリングは、フーチングの四隅で行うのを原則とする。

- (2) テックボーリングを実施する場合は、サウンディングを併用する。サウンディングの方法は2.2.1の規定によるが、支持層の深さや硬軟の確認を中心に行う。
- (3) 施工時の原位置試験は、表一解2.2.1の通りである。

表一解 2. 2. 1 施工時の原位置試験

		平板載荷試験	深層載荷試験	鉛直載荷試験
直接基礎		◎	-	-
杭基礎	打込み杭	-	-	○
	場所打ち杭	-	○	○

ここに、◎：必ず実施する。○：必要に応じて実施する。

1) 平板載荷試験

施工時に実施する平板載荷試験は、基礎底面の支持力を確認することを目的として行うものである。平板載荷試験の方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法・同解説」[5]による。

i) 非排水せん断強度 S_u の逆算

載荷試験結果より原位置での S_u を逆算する場合は下式によることとする。この式による逆算 S_u と室内試験値 $q_u/2$ または c_u の相関は図一解4.2.1を参照されたい。

$$Q_u = \pi D^2 / 4 (1.3 N_c)$$

ここに、 Q_u ：平板載荷試験によって求めた極限支持力(t f)

D ：載荷板直径 (m)

c ：島尻層泥岩の粘着力 (= S_u) (t f/m²)

N_c ：支持力係数 (=5.14、 $\phi_u=0$ と仮定)

ii) 平板載荷試験実施時の留意事項

- ① 準備～試験～後片付けとともに風化が進行する。したがって、床掘りは計画基面の200mm～300mm程度上部で止め、その高さで載荷試験を行うか、または部分的に床付面まで掘削して行うこととする。
- ② 一般に、許容支持力または地盤反力度の上限値の3倍を載荷し、極限に至らないことを確認することによって支持力安全性を確認する。極限支持力の確認および今後のデータ蓄積を目的として、載荷荷重は載荷幅 D (通常 300mm) に対して沈下レベル S/D (= 沈下量/載荷幅) が5%以上発揮されるよう計画する。

2) 鉛直載荷試験

地盤条件が既往実績と異なる杭基礎においては、鉛直載荷試験により直接支持力を確認するのが望ましい。鉛直載荷試験の方法は地盤工学会の「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」[6]による。試験杭の選定としては、代表的な杭または支持力が最も得られないと予測される杭の二通りの考え方があり、状況に応じて、適切に試験杭を選ぶのがよい。

5-3 基礎の安定に関する一般事項

3.1 基礎形式の選定

基礎は、地形・地質条件、荷重規模、施工・環境条件、経済性などを勘案し、所要の安全性、使用性および耐久性を満足する最適な形式を選定しなければならない。

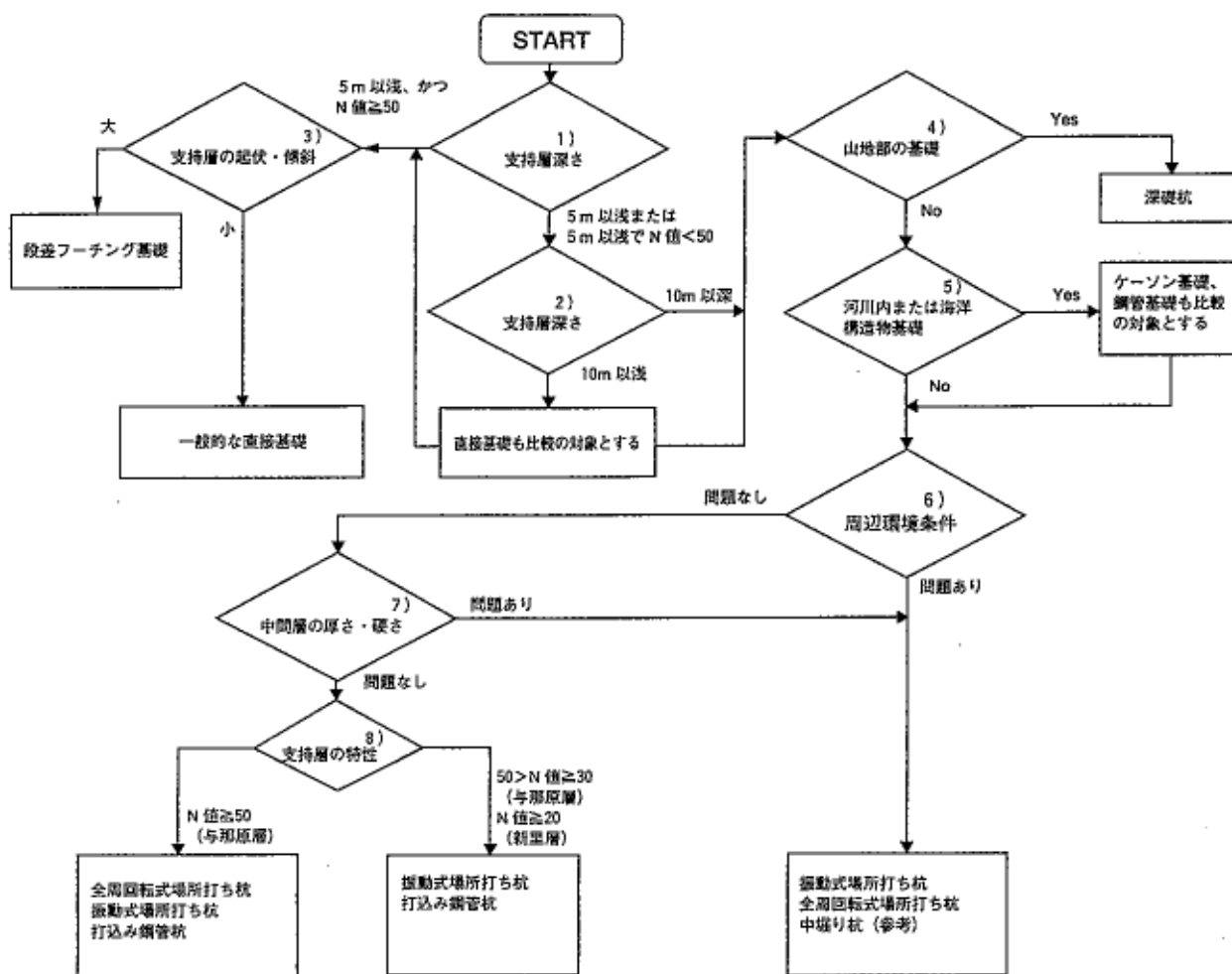
(解説)

島尻層泥岩を支持層とする橋梁の基礎形式の選定フローを図一解 3.1.1 に示し、以下に選定にあたっての留意点を示す。

- 1) 「支持層」とは与那原層ではN値 ≥ 30 の地盤を、新里層ではN値 ≥ 20 の地盤をいう(3.2、表-3.2.1)。「支持層深さ」が5m以浅でN値 ≥ 50 の場合については一般に直接基礎が有利である。
- 2) 「支持層深さ」が5m~10mの場合は、直接基礎と杭基礎の両者について比較検討する。
- 3) 「支持層の起伏・傾斜」は段差フーチング基礎か一般的な直接基礎かを選定する判定基準である。これまでの実績では、支持層の傾斜が0~10°程度では直接基礎、25°~30°程度では段差フーチングを採用している例が多い。ただし、基礎幅や切土可能範囲などの設計条件や地山条件によっても最適な基礎形式は変わりうる。
- 4) 「山地部」とは、ここでは地形状況から重機搬入が不可能な場所をいう。山地部の場合は、施工性から一般に深礎杭が採用されるため、深礎杭とそれ以外の杭を分ける判定基準とする。
- 5) 「河川内または海洋構造物基礎」として、ケーソン基礎や鋼管矢板基礎も選定の対象とする。
- 6) 「周辺環境条件」とは、一般に、施工時の騒音・振動が特に問題となるような条件(例えば、学校や病院等が近接している箇所や民家が密集している場所)で杭を施工することをいう。このような条件のもとでは中掘り杭または場所打ち杭を検討する。場所打ち杭においては、後述する⁸⁾と同様、地盤条件も考慮し揺動式か全周回転方式かを検討する。
- 7) 「中間層」とは、硬質ではあるが支持層としては十分とはいえない層が表層中にある厚さを有しており、支持層までの杭の打込みまたは掘削が容易でない地盤をいう。中間層の厚さ・硬さと基礎の施工性については、既往の実績や杭基礎施工便覧[7]を参考とするのがよい。

中間層として琉球石灰岩が厚く堆積し、その下位の島尻層泥岩まで根入れすることが経済性・施工性から合理的でないと考えられる場合は、琉球石灰岩層に杭を支持させることも考えられる。
- 8) 「支持層の特性」とは、与那原層においてはN値50を境として区分し、新里層は $50 \geq N > 30$ の与那原層と同程度と見なした。鋼管杭では、泥岩への所要根入れ長を考慮し、打込み杭か中掘り杭のいずれかについて検討する必要がある。

場所打ち杭では、N値 ≥ 50 の与那原層で根入れが深い場合は全周回転式を原則とする。ただし、泥岩中に砂岩を挟在していない場合や支持層のN値が50以上の与那原層であっても杭の根入れ長が短い場合は、全周回転式とともに揺動式も検討するのがよい。



図一解 3. 1. 1 基礎形式の選定フロー

3.2 支持層の選定と根入れ深さ

(1) 直接基礎および杭基礎は良質な島尻層泥岩（表-3.2.1）に支持させるものとする。

表 3.2.1 良質な支持層

	与那原層	新里層
N値	30 以上	20 以上

(2) 杭基礎は上部構造の形式と機能、地質条件、打撃貫入性および杭の支持機構を考慮して適切に根入れ深さを決めなければならない。

(解説)

(1) 良質な支持層

①支持層の定義としては、与那原層ではN値 ≥ 30 を良質な支持層とする。これまでの実績によれば、与那原層の直接基礎ではN値 ≥ 30 に、杭基礎ではN値 ≥ 50 に根入れされており $50 > N \geq 30$ を支持層とした事例はない。しかし、今後 $50 > N \geq 30$ の層が厚く堆積しているサイトも想定され、この場合N値 ≥ 50 の層にまで根入れさせることは不経済となることもあり得るところから、支持

力・施工性・経済性等を総合的に評価することを前提に $50 > N \geq 30$ も根入れの対象と明記することとした。新里層については、道路橋示方書 IV に示す粘性土地盤の定義に準じ、 $N \geq 20$ を良質な支持層とする。

②支持層の起伏が激しい場合は、サウンディングなどによりその分布を性格に把握することが肝要である。

(2) 杭の根入れ深さ

場所打ち杭については、支持層への根入れは、 $1D$ (D : 杭径) 以上とする。揺動式によった場合は支持層への根入れが困難になることも考えられるので、根入れ深さは所要支持力の確保とともに、施工機種能力も考慮のうえ適切に決める。

打込み杭については、これまでの実績では杭径 $D=800\text{mm}$ 、一軸圧縮強度 $q_u \approx 8.5 \sim 14\text{kgf/cm}^2$ において、 $1.5 \sim 3.8D$ 程度根入れされている^{参考2.2)}。本指針(案)では、杭先端の極限支持力度は根入れ比(支持層への根入れ深さ/杭径) $=2$ を上限として定めている(5.2.2参照)。これは、支持層への根入れ長をのばしても支持力はさほど増加しないことをあらわしており、また支持層への過度な根入れは抗体の座屈にもつながるため、支持層の強度を十分勘案のうえ根入れ長を決定する。

3.3 設計のための地盤定数

基礎の設計に用いる島尻層泥岩の設計地盤諸定数は、地盤調査および土質試験の結果を総合的に判断して決めなければならない。

(解説)

1) 単位体積重量 γ_t

島尻層泥岩の単位体積重量 γ_t は、地層の固結度および性状をあらわす重要な指標であることから、土質試験により求めることを原則とする。なお、杭の鉛直支持力の算定においては、その影響が少ないことから 2.0tf/m^3 を用いてもよい(図一解2.2.1)。

2) N値

N値は、本指針(案)では支持層の判定に用いている。しかし、図一解3.3.1に示すように、N値と一軸圧縮強度 q_u との関係はばらつきが大きく明確な相関が認められない。したがって、安易にN値だけから支持層を決定するのではなく、 q_u や非排水せん断強度 S_u などの物性値も勘案して定めるのがよい。

3) 非排水せん断強度 S_u

非排水せん断強度 S_u は、直接基礎および杭基礎の支持力を算定する際に用いられる。ここで、 S_u は2.2.2に示すように $q_u/2$ (一軸圧縮試験) または粘着力 c_u^* (三軸UU試験) とする。図一解3.3.2に c_u^* と $q_u/2$ の関係を整理した。この図からわかるように、新里層では両者はほぼ近似しているが、与那原層では、 c_u^* が $q_u/2$ に比べてやや大きく評価される。

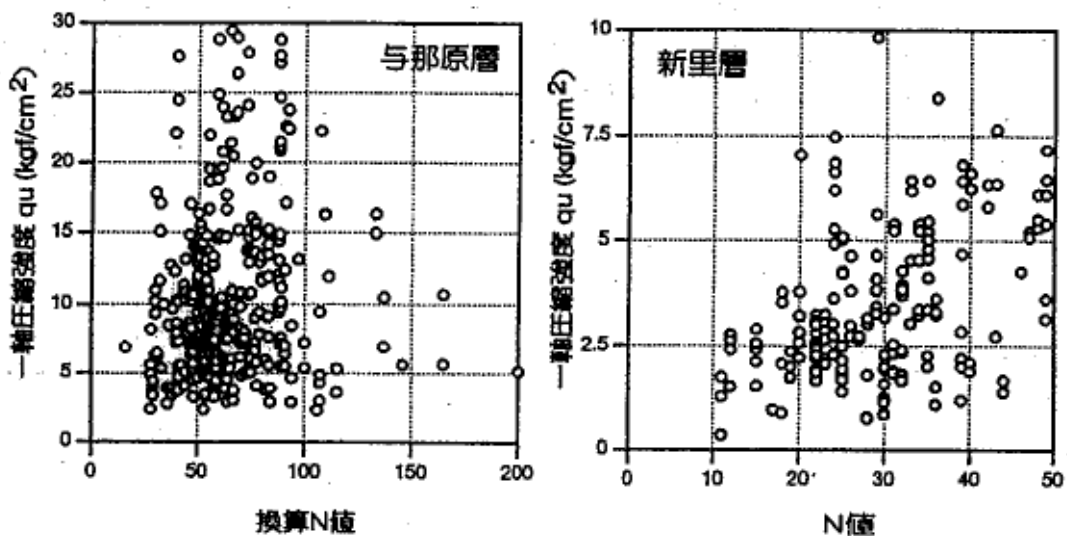
4) せん断抵抗角 ϕ

せん断抵抗角 ϕ は、原則として考慮しないものとする。なお、仮設構造物の設計にあたっては、従来用いられてきた地盤物性値 ($c=12\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=23^\circ$) を用いてよい。

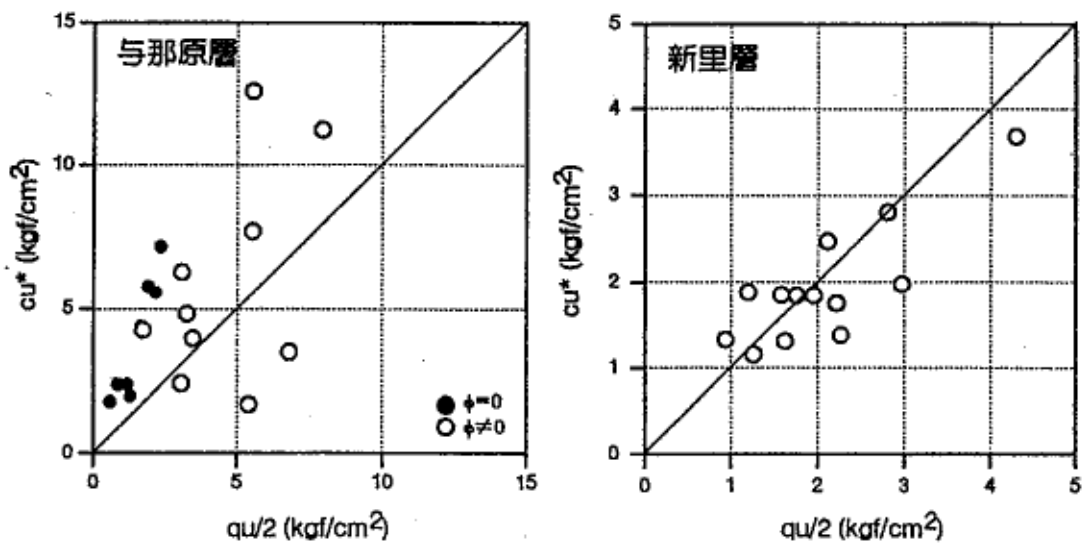
5) 変形係数

島尻層泥岩の変形係数は、潜在クラックや異方性の影響により測定方法によって大きく異なり、

与那原層でその傾向が強い。現状では試験方法間の相関関係も確立したものがいないため、当面設計値の設定は道路橋示方書 IV の規定に準じてよい。



図一解 3. 3. 1 N値～qu関係



図一解 3. 3. 2 $c u^* \sim q u / 2$ 関係

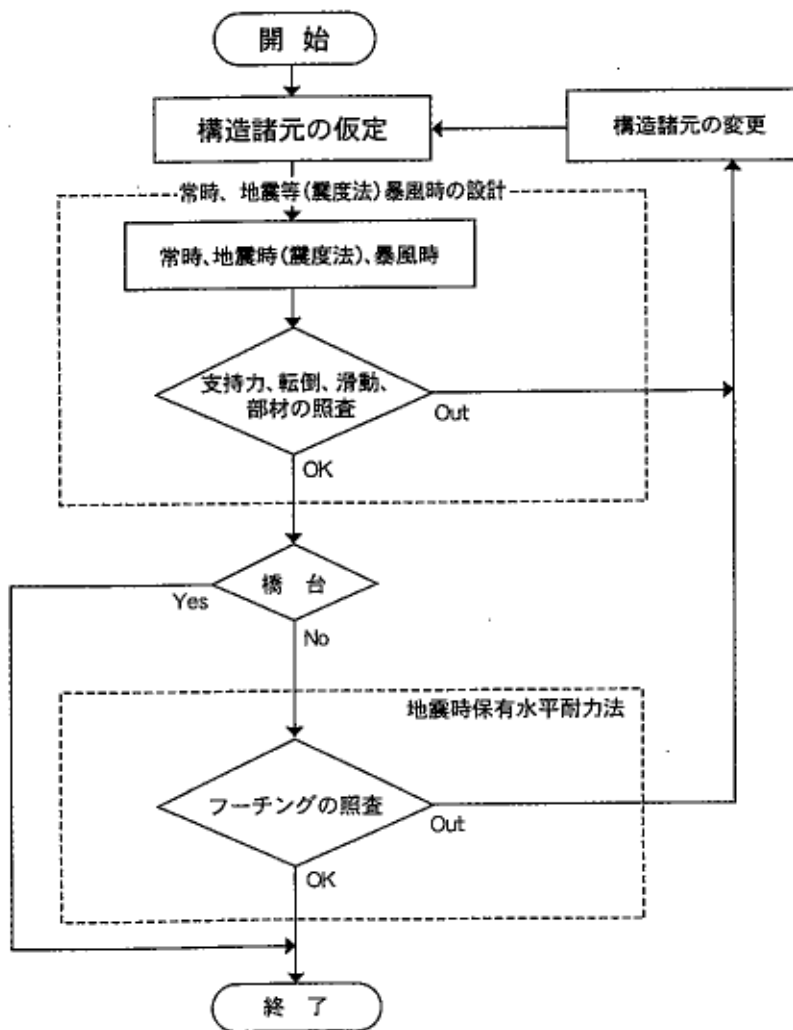
5-4 直接基礎の設計・施工

4. 1 設計の基本

- (1) 直接基礎底面における鉛直地盤反力は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力をこえてはならない。
- (2) 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の 1/6 以内、地震時（震度法）には底面幅の 1/3 以内にならなければならない。
- (3) 直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力をこえてはならない。
- (4) 直接基礎の根入れ部に水平荷重を分担させる場合には、その水平反力は、地盤の許容水平支持力をこえてはならない。
- (5) 直接基礎の変位は、許容変位をこえてはならない。

(解説)

道路橋示方書 IV 下部構造編 8.1 に準じた。図一解 4. 1. 1 に直接基礎の設計計算フローを示す。



図一解 4. 1. 1 直接基礎の設計計算フロー [8]

4.2 地盤の鉛直支持力およびせん断抵抗力

- (1) 基礎底面地盤の極限支持力
道路橋示方書IV下部構造編 8.3.1 に準拠する。
(2) 最大地盤反力度の上限値

表-4.2.1 島尻層泥岩の最大地盤反力度の上限値

種類		最大地盤反力度 (tf/m ²)	
		常時	地震時 (震度法)
与那原層	30 ≤ N 値 < 50	30	45
	N 値 ≥ 50	50	75
新里層	N 値 ≥ 20	20	30

- (3) せん断抵抗力評価のための摩擦係数と付着力は表-4.2.2の通りとする。

表-4.2.2 摩擦係数と付着力

条 件	摩擦係数	付着力
岩とコンクリート	$\tan \phi B = 0.6$	$c_B = 0$

(解説)

- (1) 基礎底面地盤の極限支持力

基礎底面地盤の極限支持力は、下式により求めてよい。

$$Q_u = A_e \{ \alpha_k c N_c + k_p N_q + 1 / 2 \gamma_1 \beta B_e N_\gamma \} \dots \dots \text{道示式(8.3.1)}$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(t f)

c : 地盤の粘着力 (t f / m²)、 $c = S_u$ として求める。

q : 上載荷重 (t f / m²)、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1 、 γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量(t f / m²) ただし、地下水位以下では、水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)、 $B_e = B^2 eB$

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)、泥岩で、かつ確実に期待できる層を対象とする。

α 、 β : 基礎の形状係数

k : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c 、 N_q 、 N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 (原則として $\phi = 0$ とする)

原位置での平板載荷試験結果から非排水せん断強度 S_u を逆算する方法は、2.2.3、(3) 解説を参照されたい。既往の平板載荷試験事例を表一解 4.2.1 に示す。ここで、第1、第2限界荷重度の判定は次の要領によっている^{参考1. 1)}。

①第1限界荷重度：残留沈下量が急増するときの載荷荷重度。

②第2限界荷重度：荷重 p - 沈下量 S 曲線において、沈下が直接的に増加するときの載荷荷重度。

表一解 4.2.2, 図一解 4.2.1 に平板載荷試験より求めた逆算 S_u と室内試験から求めた試験値 $q_u/2$

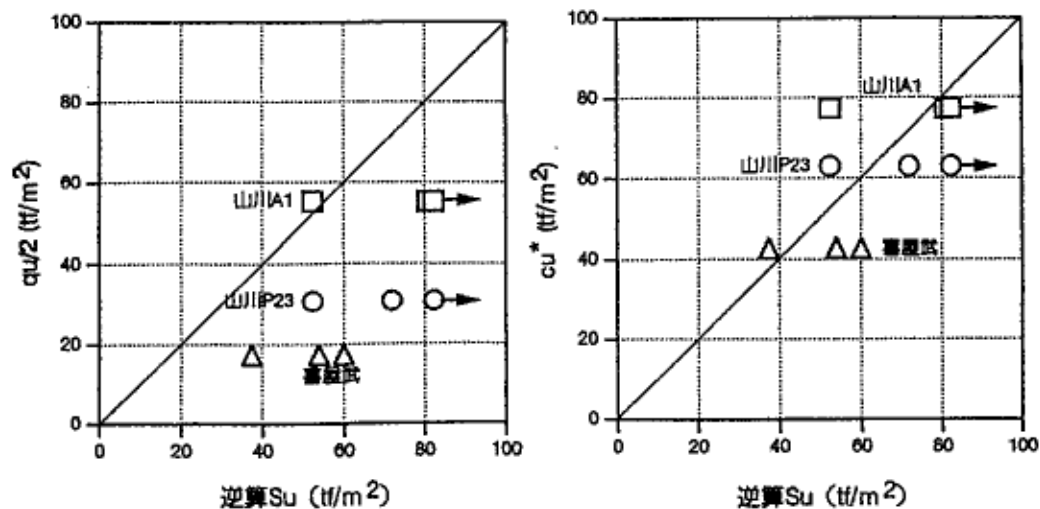
2 (一軸圧縮試験) および c_u^* (三軸圧縮試験) を比較した。これより、逆算により求めた S_u に対し、 $q_u/2$ はやや過小評価の傾向があるが c_u^* は概ね一致することがわかる。

表一解 4.2.1 平板載荷試験結果一覧表

名 称		山川 A 1			山川 P 23			喜屋武		
累 層		与那原層								
諸 元	径 D (mm)	10	30	50	10	30	50	10	30	50
	最大荷重 P_{max} (tf/m ²)	660	550	400	600	550	382	450	420	300
	最大沈下量 S_{max} (mm)	7.9	7.6	11.3	8.2	12.7	23.8	4.0	11.5	20.2
	S_{max}/D (%)	7.92	2.52	2.26	8.22	4.22	4.76	4.00	3.82	4.04
第1限界荷重 p_y (tf/m ²)		330	310	320	295	330	300	240	254	170
第1限界沈下量 S_y (mm)		1.4	2.7	6.3	1.4	4.1	10.4	1.3	3.5	5.0
第2限界荷重 p_u (tf/m ²)		540	550以上	350	480	550以上	350	400	360	250
第2限界沈下量 S_u (mm)		2.5	7.6以上	7.5	3.5	12.7以上	16.0	2.4	5.4	11.3

表一解 4.2.2 逆算 S_u と $q_u/2$ 、 c_u^* の関係

試験位置	載荷幅 D (mm)	第2限界荷重 p_u (tf/m ²)	逆算 S_u (tf/m ²)	室内試験結果 (tf/m ²)	
				$q_u/2$	c_u^*
山川 A 1	100	540	80.8	55.3	77.3
	300	550以上	82.3以上		
	500	350	52.4		
山川 P 23	100	480	71.8	30.7	63.0
	300	550以上	82.3以上		
	500	350	52.4		
喜屋武	100	400	60.0	17.3	42.7
	300	360	53.9		
	500	250	37.4		



図一解 4.2.1 逆算 $S_u \sim q_u/2$ 、 c_u^* 関係

(2) 最大地盤反力度の上限値

表-4.2.1に最大地盤反力度の上限値を設定した。

なお、設計に用いる地盤の許容値は、道示式(8.3.1)により求めた支持力を所定の安全率(常時3、地震時2)で除したものと、最大地盤反力度の上限値のうちいずれか小さい方から決定される。

(3) 摩擦係数と付着力

せん断抵抗力は道示式(8.3.2)により求めるものとするが、ここで摩擦係数と付着力は表-4.2.2によることとした。本指針(案)では、鉛直支持力算定のための強度定数として非排水せん断強度 S_u を用いているが、水平方向については特に検討していないため従来通りの考え方によった。

4.3 地盤反力係数

地盤反力係数は、各種の調査・試験により得られた変形係数を用いて、基礎の載荷幅などの影響を考慮して定める。

(解説)

地盤反力係数は、基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定数であるため、各種の試験・調査結果を十分考慮して定めなければならない。また、地盤反力係数を求めるための変形係数は、各種試験により適切に定めるものとする。

4.4 直接基礎の施工

1) 床掘り

- (1) 床掘りにおいては、クラックや破碎帯の状況を確認しながらのり面崩壊が生じないよう適切な保護工を実施しなければならない。
- (2) 床掘り勾配は、下表を標準とする。

表-4.4.1 床掘り勾配

与那原層		新里層
風化	未風化	～
1:0.7～1.2	1:0.5～0.7	1:0.7～1.2

上表の掘削震度は、5m程度とする。

- (3) 所定の床掘り勾配が確保できない場合は、適切に対処しなければならない。

(解説)

(1) 1) 床掘り

床掘り時ののり面崩壊の原因としては、スレーキングによる劣化、クラックや破碎帯の存在および層状傾向(流れ方向)等が考えられる。また、のり面崩壊は、長雨や降雨と日照が交互に繰り返すような天候において発生し易いことがこれまでの施工実績からわかっている[9]。したがって、施工にあたっては床掘りのり面の展開図などを作成し、地盤状況を入念に観察するとともに、施工期間中の気象情報にも留意する必要がある。なお、施工中に降雨に遭遇した場合は、雨水が掘削面内に流入しないよう速やかに適切な対応をしなければならない。

2) 法面の保護工

床掘り法面の保護工は、施工期間の長さによって使い分けられているが、①乳剤散布、②ブルー

シート被覆、③土壌侵食防止剤の散布、④モルタル吹付け等が採用されている。

これらの法面保護工は、例えば、ブルーシート被覆は法面状態を目視できないため管理がやりずらい。乳剤散布は簡単に施工できるが降雨時ははがれやすく、また、乾燥するとはく離し易い等の得失を有している。したがって、選定にあたっては経済性・施工性および施工期間などを十分検討した上で施工する必要がある。

(2) 床掘り勾配

これまで、島尻層泥岩の床掘り勾配は、未風化層で0.3、風化層で0.5が標準とされてきた。しかし、この勾配では崩壊する事例が見受けられる。したがって、本指針(案)ではこれまでの実績を踏まえ表中に示す勾配を採用したものである。また、施工中に流れ盤や断層が認められる場合は、表中の勾配の範囲内で緩勾配を採用するなどして適切に対応しなければならない。

ここで、与那原層の風化・未風化の判定は、表一解4.4.1に示す項目を目安としてよい。これまでの実績から風化層と未風化層との相違は、目視および掘削の難易などにより概ね判定可能であることがわかっている。

表一解 4.4.1 風化、未風化の判定の目安（与那原層）

	風 化 部	未風化部
色	灰色、色むらがある	鮮やかな濃紺（暗責黒色）
状 態	泥土状でもろい	岩塊状で硬固
掘 削（バックホウ）	容 易	困難（掘削土は岩塊状）削るような感じになる・
クラック	多	少

(3) 所定の床掘り勾配が確保できない場合

所定の床掘り勾配が確保できない場合は、現地状況より適切に対応しなければならない。通常は、鉄筋挿入、自立式の親杭横矢板工法などが採用されており、施工性・経済陸などを勘案した上で最適な工法を選定する必要がある。また、掘削深さが5mを越える場合で、表-4.4.1の床掘り勾配では崩壊の恐れがあると判断された場合も同様である。

2) 支持力の確認

直接基礎の底面において、平板蔵荷試験により支持力を確認するものとする。

（解説）

島尻層泥岩を支持層とする直接基礎底面の支持力の確認は、施工時に平板載荷試験により行わなければならない。試験時の留意事項は、2.2.3、(3)の規定による。なお、試験期間中は降雨によるスレーキングに留意し、ブルーシートやテント張り等の降雨対策を行うのが望ましい。

試験位置を定めるための基礎底面地盤の風化・未風化を調査する方法としては、例えば切土法面の風化判定に用いられる単管式小型動的コーン貫入試験 [10] を準用することができる。

3) 床付け作業

床付け作業における基礎底面の処理は、適切に行わなければならない。

（解説）

島尻層泥岩は、乾湿のくり返しによるスレーキングが激しいため、床付け作業は基面を乾燥させないよう迅速に行わなければならない。特に仕上げ面はブルーシートなどで養生し、さらに均しコンクリート打設時にはコンプレッサーで基面を清掃する等の適切な処置を行うことが必要である。

4) その他の施工時の留意事項

- (1) 工事用道路は適切な対策工を実施し、施工に支障がないようにしなければならない。
- (2) 施工中は、河川および海上への汚泥流出が生じないようにしなければならない。

(解説)

- (1) 島尻層泥岩は、雨水によりトラフィカビリティーに影響を及ぼす場合が見受けられることから、必要に応じて仮設道路およびヤードなどの表層の被覆対策を行う必要がある。被覆対策としては、通常、再生クラッシャーラン、セメント改良等が採用されている。
- (2) 島尻層泥岩の泥ねい化に伴う汚泥流出防止について規定したものである。流出防止対策については「赤土等砂流出防止対策マニュアル(案)」を参照されたい。

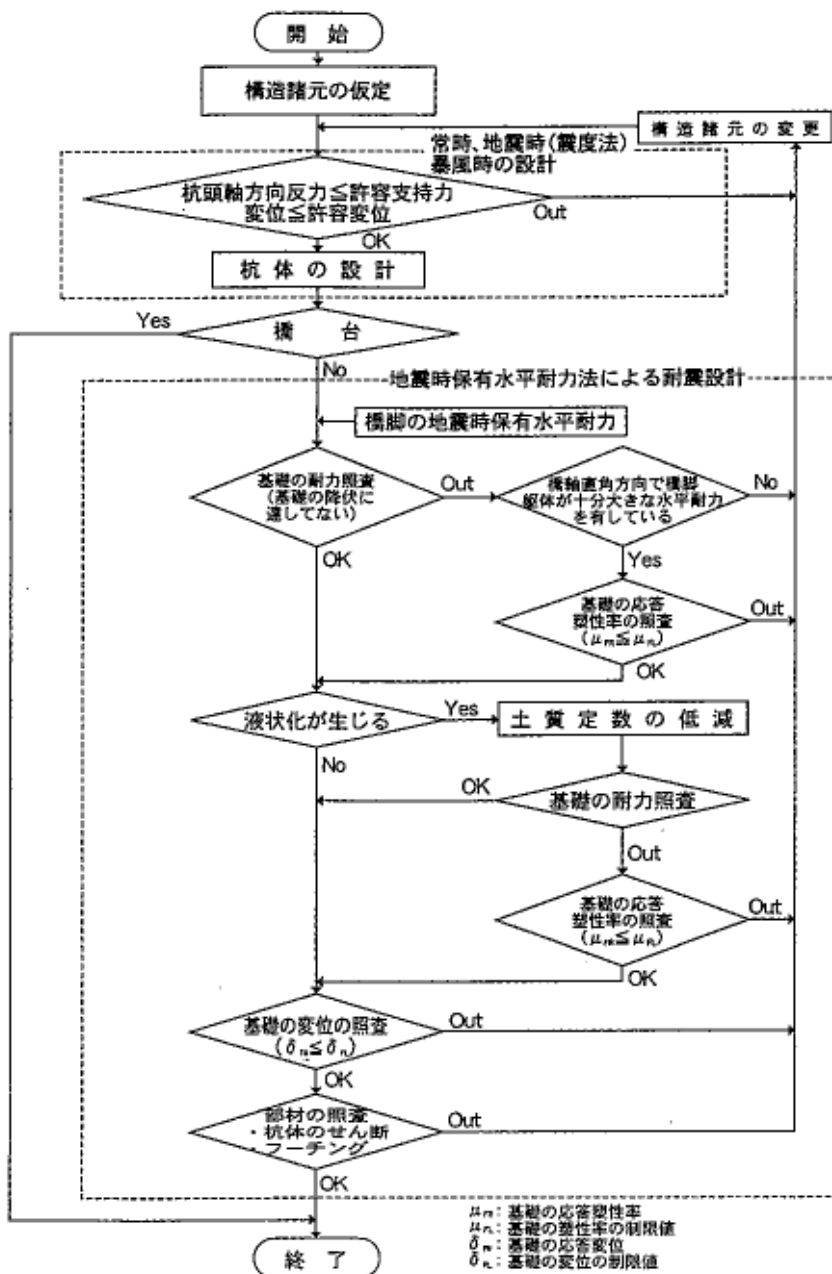
5-5 杭基礎の設計・施工

5.1 設計の基本

- (1) 杭基礎の常時、地震時(震度法)、暴風時の設計は次によるものとする。
 - 1) 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力をこえてはならない。
 - 2) 杭基礎の変位は、許容変位をこえてはならない。
- (2) 地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計は、道路橋示方書 IV10.10 の規定によるものとする。

(解説)

道路橋示方書 IV 下部構造編 10.1 に準じた。杭基礎の標準的な設計計算フローを図一解 5.1.1 に示す。



図一解 5.1.1 杭基礎の標準的な計算フロー [11]

5.2 杭の支持力

地盤から決まる杭の極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力推定式により算定するかあるいは、載荷試験を行って決めるものとする。

(解説)

- 1) 本指針(案)における場所打ち杭および打込み鋼管杭の極限支持力推定式は、限られた数量の原位置試験(鉛直載荷試験や深層載荷試験)に基づいたものである。杭の支持力は、同じ杭種・杭径であっても地層構成や支持層への根入れ長さによって周面摩擦力度や先端支持力度は異なってくる可能性がある。したがって、適用する地盤条件が既往の載荷試験事例と著しく異なる場合は新たな鉛直載荷試験の実施などによる検討が望ましい。
- 2) 新里層における場所打ち杭の先端支持力度の評価において、 $S_u < 2 \text{ kg f / cm}^2$ の場合は深層載荷試験により支持力度を確認するのが望ましい(5.2.1、(2) 参照)。

5.2.1 場所打ち杭の支持力

(1) 最大周面摩擦力度

表-5.2.1 最大周面摩擦力度 f (tf/m²)

与那原層	N値<50	2
	N値≥50	7
新里層		4

(2) 杭先端の極限支持力度

表-5.2.2 極限支持力度 q_d (tf/m²)

与那原層 (N値 50 以上)	450
新里層 (N値 ≧30 以上)	250

(解説)

(1)最大周面摩擦力度 f 参考21)

最大周面摩擦力度(および杭先端の極限支持力度)は、表一解5.2.1に示す鉛直裁荷試験結果から規定したものである。

最大周面摩擦力度 f を室内試験および原位置試験から得られた非排水せん断強度 S_u から推定する場合は、表一解5.2.2に示す式によってよい。ただし、与那原層のN値<50については、 f と c ($=S_u$)との間に相関性が認められないため推定式は示していない。

なお、表一解5.2.2より求めた f が表5.2.1に示す値より小さい場合は、表-5.2.1の値を設計値としてよい。

表一解5.2.1 場所打ち杭の載荷試験結果一覧表

名 称		南風原A杭	南風原B杭	宮城杭	H8宮城杭	下田杭	与那城杭
累 層		与 那 原				新 里	
諸元	杭径D (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.0	1.0
	杭長L (m)	13.7	7.1	28.8	25	21	21.5
	最大荷重 P_{max} (tf)	720	720	980	886	680	500
	施工法	全周回転	全周回転	全周回転	全周回転	ペント	ペント
	最大沈下量 S_{max} (mm)	52	173	81	128	124	114
	最大沈下レベル S_{max}/D (%)	4.3	14.4	6.8	10.6	12.4	11.4
杭頭	第1限界荷重 R_y (tf)	240	180	500	300	240	200
	第1限界沈下量 S_y (mm)	1.0	2.5	3.7	2.9	1.8	2.0
	第2限界荷重 R_u (tf)	720	639	980	868	645	470
	第2限界沈下量 S_u (mm)	52	120	81	120	100	100
周面	周面摩擦力 R_f (tf)	188	179	541	368	376	275
先端	先端支持力 R_p (tf)	532	460	439	500	269	195
	先端支持力度 q_d (tf/m ²)	470	407	388	442	343	248

※ 周面、先端の値は第2限界荷重時

表一解5.2.2 最大周面摩擦力度 f (tf/m²)の推定式

与那原層 (N値 ≥50の場合)	$f = s_u / 10$
新里層	$f = s_u / 2$

(2) 杭先端の極限支持力度 q_d 参考2.1)

極限支持力度 q_d の推定法としては、一般に地盤工学的支持力式による強度定数の関数として表示する方法がある。島尻層泥岩の場合は設計地盤定数の設定が難しいため、累層およびN値の大きさにより表-5.2.2のように定めた。これは、下記のように既往の杭の載荷試験事例から、下限値を設計 q_d として定めたものである。与那原層 $50 > N \geq 30$ の q_d については、既往の載荷試験事例がなかったため条文では規定していないが、当面道示規定に準じて 300tf/m^2 (砂レキ層及び砂層 ($N \geq 30$) に準拠) としてよい。

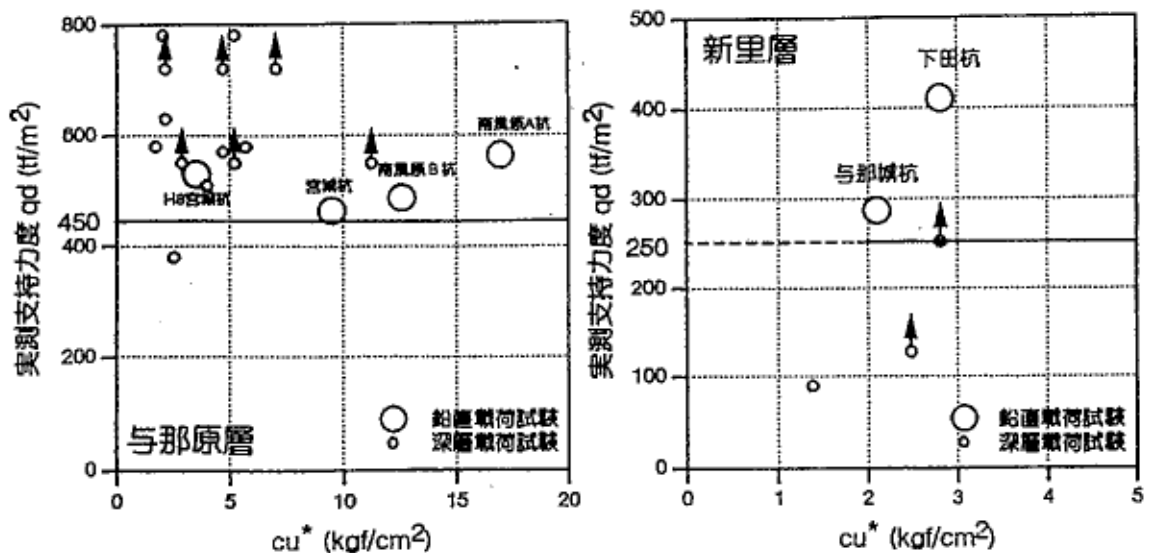
図一解 5.2.1 に載荷試験の実験値による q_d (図中の大きな円) と杭先端 $1D$ (D : 杭径) の範囲の c_u^* (三軸圧縮試験) との関係をもとめた。ここで、 q_d は杭頭沈下層が杭径の10%時の先端支持力度 (荷重度) を補正係数 $\gamma = 1.2$ で割増したものである参考2.1)。また、同図には深層載荷試験結果 (図中の小さな円) も併せて図示した。

この図から、以下のことがわかる。

- ① 与那原層の場合 c_u^* の大きさによらず実杭による鉛直載荷試験及び深層載荷試験とも、 q_d として 450tf/m^2 以上は確保されている。
- ② 新里層の場合、 $c_u^* \geq 2 \text{tf/m}^2$ では鉛直載荷試験から $q_d \geq 250 \text{tf/m}^2$ が確保されているが、深層載荷試験からは低い支持力度し力肩尋られていない。よって c_u^* (または S_u) $< 2 \text{tf/m}^2$ の地盤では積極的に深層載荷試験を実施して支持力度評価の参考にすることが望まれる。

ここで、鉛直載荷試験と深層載荷試験による極限支持力度 q_d を比較する参考1.3) 既往の深層載荷試験事例を表一解 5.2.2 に示す。ここで、第1、第2限界荷重度の判定は次の要領によっており参考1.3)、第2限界荷重度を深層載荷試験における q_d と仮定している。

- ① 第1限界荷重：残留沈下量が急増するときの荷重度
- ② 第2限界荷重：載荷幅 ($D=90\text{mm}$) の10%沈下量を生ずる時の載荷荷重度



図一解 5.2.1 $q_d \sim c_u^*$ 関係

表一解5.2.2 深層載荷試験結果一覧表(与那原層)

名称		宮城1	宮城2	宮城3	山川1	山川2	山川3
諸 元	径D (mm)	90					
	最大荷重度 P_{max} (tf/m ²)	550	550	550	440	550	660
	最大沈下量 S_{max} (mm)	1.8	2.6	4.1	15.8	16.0	20.5
	最大沈下レベル S_{max}/D (%)	2.0	2.9	4.6	17.5	17.8	22.8
第1限界荷重度 P_y (tf/m ²)		—	400	340	220	330	495
第1限界沈下量 S_y (mm)		—	1.7	1.4	1.2	2.1	5.8
第2限界荷重度 p_u (tf/m ²)		550以上	550以上	550以上	380	510	580
第2限界沈下量 S_u (mm)		1.8以上	2.6以上	4.1以上	9.0	9.0	9.0

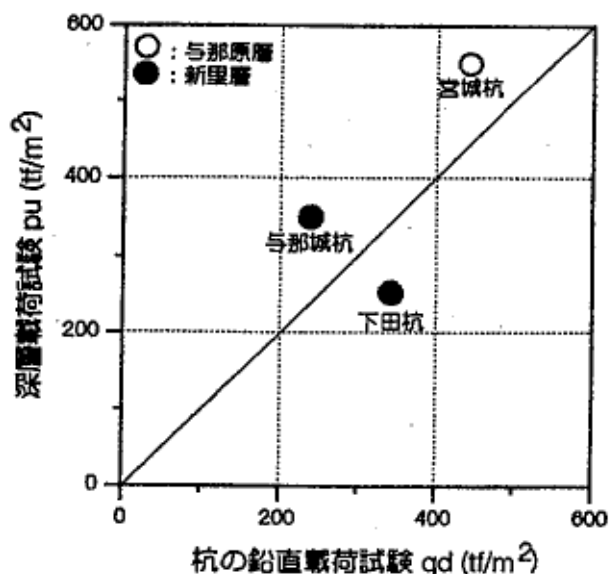
表一解5.2.2 (つづき)(与那原層)

名称		東風原 A1	東風原 A2	東風原 B1	東風原 B2	東風原 C1	東風原 C2	東風原 D1	東風原 D2
諸 元	径D (mm)	90							
	最大荷重度 P_{max} (tf/m ²)	630	780	720	780	720	640	600	720
	最大沈下量 S_{max} (mm)	6.2	8.9	7.4	9.3	6.0	10.5	9.7	6.6
	最大沈下レベル S_{max}/D (%)	6.9	9.9	8.2	10.3	6.7	11.6	10.7	7.4
第1限界荷重度 P_y (tf/m ²)		—	560	560	530	640	480	480	560
第1限界沈下量 S_y (mm)		—	2.6	4.9	3.7	4.4	6.7	6.1	7.0
第2限界荷重度 p_u (tf/m ²)		630以上	780	720以上	780	720以上	570	580	720以上
第2限界沈下量 S_u (mm)		6.2以上	9.0	7.4以上	9.0	6.0以上	9.0	9.0	6.6以上

表一解5.2.2 (つづき)(新里層)

名称		下田1	下田2	下田3	与那城1	与那城2	与那城3	与那城4	与那城5
諸 元	径D (mm)	90							
	最大荷重量 P_{max} (tf/m ²)	96	128	252	220	350	270	350	480
	最大沈下量 S_{max} (mm)	10.8	7.8	6.4	8.4	7.6	12.0	7.8	9.1
	沈下レベル S_{max}/D (%)	12.0	8.7	7.1	9.3	8.4	13.3	8.7	10.1
第1限界荷重量 P_y (tf/m ²)		64	96	190	—	190	150	210	—
第1限界沈下量 S_y (mm)		2.1	4.5	2.6	—	3.0	4.5	3.4	—
第2限界荷重量 p_u (tf/m ²)		90	128以上	252以上	220以上	350以上	245	350以上	480
第2限界沈下量 S_u (mm)		9.0	7.8以上	6.4以上	8.4以上	7.6以上	9.0	7.8以上	9.0

表一解5.2.1~2に示した載荷試験のうち、両試験が実施されているものは宮城杭(与那原層)、下田杭および与那城杭(新里層)の3杭である。図一解5.2.2に両者の q_d の関係を示す。この図から、新里層については平均的にはほぼ一致しているが、与那原層については杭の鉛直載荷 q_d に比べて深層 q_d が大きく出る傾向があることに留意する必要がある。



図一解 5. 2. 2 深層 qd～杭の鉛直 qd 関係

5. 2. 2. 打込み鋼管杭の支持力

最大周面摩擦力度および杭先端の極限支持力度は、表-5.2.3の通りとする。

表-5.2.3 打込み鋼管杭の支持力度（与那原層に限定）

最大周面摩擦力度 f (tf/m ²)	4 (参考値) (N値 ≤ 50)
杭先端の極限支持力度 q_d (tf/m ²)	$6d \cdot S_u$ ($\leq 12 S_u$)

ここに、

S_u : 非排水せん断強度

d : 支持層 (N値 ≥ 50) への根入れ比 (=支持層への根入れ長/杭径) ただし、 $d \leq 2$

(解説)

1) 周面摩擦力度

最大周面摩擦力度（および杭先端の極限支持力度）は、表一解 5. 2. 3 に示すこれまでの鉛直載荷試験結果から規定したものである。新里層については載荷試験事例がなかったことから規定していないので、設計にあたっては載荷試験によって支持力を確認するなどの対応が望ましい。

表-5. 2. 3 の $f = 4$ は、N値 < 50 の与那原層の周辺摩擦力度の参考として示したものである（参考 2. 2）。N値 ≥ 50 （支持層の周辺摩擦力は 2）で述べるように先端支持力として評価していることから、この部分の周面摩擦力度は考慮しないものとする。

表一解 5. 2. 3 打込み鋼管くいの載荷試験結果一覧表（与那原層）

名 称		山川 SPP	西原 SPP	鏡原 SPP
累 層		与那原層		
諸元	杭径 D (mm)	800	800	800
	肉厚 t (mm)	9.0	9.0	9.0
	杭長 L (m)	7.0	16.9	17.6
	支持層への根入れ長 (m)	1.20	1.20	3.00
	支持層への根入れ比 d	1.50	1.50	3.75
	最大荷重 P _{max} (tf)	240	470	480
	最大沈下量 S _{max} (mm)	17.8	49.8	23.0
	最大沈下レベル S _{max} /D (%)	2.2	6.2	2.9
杭頭	第1限界荷重 P _y (tf)	120	300	390
	第1限界沈下量 S _y (mm)	2.4	6.6	13.8
	第2限界荷重 R _u	240	470	480
	第2限界沈下量 S _u (cm)	17.8	49.8	23.0
局面	局面摩擦力 R _f (tf)	62	130	95
先端	先端支持力 R _p (tf)	178	340	385
	先端支持力度 q _d (tf/m ²)	354	676	766

周面先端の値は第2限界荷重時

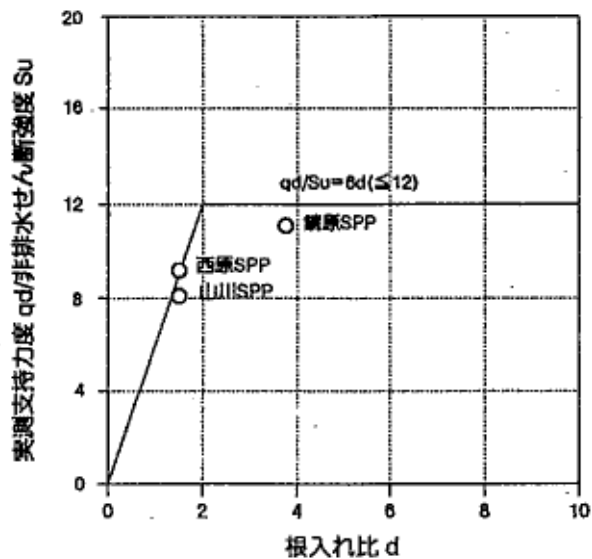
2) 杭先端の極限支持力度^{参考2.2)}

図一解 5. 2. 3 に q_d/S_u と根入れ比 d との関係を示す。ここで、 q_d は N 値 ≥ 50 の与那原層の天端から杭先端までの周面摩擦力および先端支持力の合計を杭断面積で割って単位面積あたりの支持力としたものである。鋼管杭の場合、この支持力度を便宜的に杭先端の極限支持力度として扱っている。 S_u は N 値 ≥ 50 の非排水せん断強度の値である。

同図から、根入れ比 $d=2$ まで q_d/S_u が増加するが、2以上に根入れを増やしても支持力は増加しない傾向がある(ここで、鏡原 SPP は $D=800$ 皿、 $d=3.75$ 、他の鋼管杭は $D=800$ mm、 $d=1.5$)。

したがって、ここでは $d=2$ までは $q_d = 6d \cdot S_u$ 、2以上は $12S_u$ 一定と考えることとした。

※



図一解 5. 2. 3 に q_d/S_u と根入れ比 d 関係

5.3 水平方向地盤反力係数および鉛直バネ定数

- (1) 水平方向地盤反力係数は地盤調査、土質試験の結果を十分に検討したうえで求めるか、あるいは、杭の水平裁荷試験による荷重一変位曲線から逆算して求めるものとする。
- (2) 1本の杭の軸方向バネ定数は、既往の鉛直裁荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直裁荷試験による荷重一沈下量曲線から求めるものとする。

(解説)

道路橋示方書 IV 下部構造編の 10.5～10.6 規定に準じた。島尻層泥岩に根入れされた杭の水平方向地盤反力係数および軸方向バネ定数については一般土砂地盤のそれとは異なるところがあるが、指針(案)として規定できるまでには至らなかったため当面道示に準ずることとし^{参考2・2)}

5-4 杭基礎の施工

5.4.1 機械掘削による場所打ち杭工法

1) 適用する工法

適用する工法は、オールケーシング工法とする。

(解説)

島尻層泥岩を支持層とする場所打ち杭の施工は、これまでの実績からオールケーシング工法が主流であるため、ここに規定したものである。なお、オールケーシング工法における揺動式と全周回転式の使い分けは図一解 3.1.1 を目安とする。

2) 支持層の確認

- (1) 施工時のチェックボーリングは、必要に応じて行わなければならない。
- (2) 支持層の確認は、杭先端計画付近の掘削土と地質柱状図との比較により確認しなければならない。

(解説)

- (1) チェックボーリングは、支持層の不陸に配慮し、設計段階でのボーリングの密度やフーチングの規模などに配慮し、必要に応じてフーチングの4隅で行うのが望ましい。
- (2) 支持層の確認は杭先端付近の掘削土砂、地質柱状図、サンプルなどと比較して行うものとする。

また、掘削土による風化層と未風化層の判定要領は、表一解 5.4.1 によってよい。また、掘削機の回転トルクあるいは電圧と掘削速度との関係にも留意する。

表一解 5.4.1 風化層未風化との区別(与那原層)

	風化層	未風化層	備考
色	灰色、色むらがある	鮮やかな濃紺	
状態	もろく、泥だんご状 (ハンマーでたたくと容易に剥離する)	岩塊状 (ハンマーでたたいても割れにくい)	
掘削	容易	困難	ハンマーグラブの掘削速度が異なる。

3) 孔底処理

コンクリート打込みに先立ち、孔底沈殿物（スライム）の除去は適切に行わなければならない。

(解説)

孔底処理は、孔内水の有無によって取り扱いが異なるため以下の点に留意し、施工を行わなければならない。

①孔内水がない場合やわずかな場合

孔内水がない場合は、掘削基面を傷めないようハンマングラブで時間をかけて掘りくずを処理するのがよい。

孔内水がわずかな場合は、島尻層泥岩はスライム粒子が小さくヘドロ状になり排土が困難となる。したがって、ハンマングラブで慎重に底ぎらいを行った後、一定時間沈殿待ちした後にスライムバケットにより入念に除去するのがよい。沈殿待ち時間は、試験施工時に沈殿試験を行い決定する。スライム除去が困難な場合は、別途対策を講じる必要がある。

②孔内水が多い場合

孔内水が多い場合は、孔内に注水し水位を一定にした後スライムバケットにより沈殿物を除去する。その後水中コンクリートを打設するのがよい。

4) その他施工時の留意事項

- (1) ケーシングチューブの圧入・引抜きは、十分留意して行わなければならない。
- (2) 孔内に入る雨水および湧水は、適切に処理しなければならない。

(解説)

- (1) 島尻層泥岩の地盤状況によって、ケーシングの圧入・引抜きが困難となる場合があるため、ケーシングチューブの鉛直性、刃先と掘削底の位置関係に十分注意して施工を行うものとする。
- (2) 掘削中の降雨対策としては、ケーシングを養生シート等でしっかり覆い、雨水が孔内に進入しないようにする。特に、降雨時の支持層掘削は行ってはならない。また、地層境界面や琉球石灰岩を挟在する箇所では湧水が確認される場合があるため、チェックボーリング時に地下水の位置を十分把握し、必要に応じてあらかじめ対応策を検討しておくことが望ましい。

5. 4. 2 打込み杭工法

1) 適用する工法

打込み杭の適用にあたっては、地盤条件・周辺環境条件・施工条件など考慮して選定しなければならない。

(解説) 本指針(案)で示す打込み杭は、原則として鋼管杭を対象とする。ただし、小規模な構造物の基礎については、本規定を他の杭種にも準用することができる。

2) 支持層の確認

施工時のチェックボーリングは、必要に応じて行わなければならない。

(解説)

これまでの実績から、支持層の起伏により高止まりや杭長不足の事例が認められたことから、チェックボーリングは設計段階のボーリングの密度やフーチングの規模などを考慮し必要に応じて行うも

のとする。なお、チェックボーリングは、フーチングの四隅で行うのが望ましい。

3) 打込みおよび打止め

- (1) 打込みに際しては、常に抗のずれと傾斜に注意し、また抗体に損傷のないよう打込まなければならない。
- (2) 抗の打止め管理は、抗の根入れの長さ、リバウンド量、貫入量、支持層の状態などにより総合的に判断しなければならない。

(解説)

(1) 島尻層泥岩は支持層が傾斜している場合があるため、打込みにあたっては常に杭の位置および軸線を観測し、ずれのないように注意して施工しなければならない。

(2) 杭の打止めは、貫入量、リバウンド量および打止め管理式などによって総合的に評価する必要がある。

4) その他施工時の留意事項

杭先端の打込みが容易でない場合には、必要に応じて先端補強を行うものとする。

(解説)

N値 ≥ 50 の島尻層泥岩は硬質であり、かつ支持層の起伏が激しい場合が多い。これまでの実績では、補強バンドの取付けは約半数が実施している。したがって、打込み困難と判断される場合や抗体の座屈の恐れがある場合は、杭先端には補強バンドを取り付けるのが望ましい。なお、杭先端に取り付ける補強バンドの標準は、道路橋示方書 IV 下部構造編 10.11.4 の規定に準ずる。

5. 4. 3 深礎杭 (参考)

1) 掘削

掘削にあたっては、湧水および破砕帯等に留意して施工しなければならない

(解説)

これまでの実績から、地層境界面では湧水があることが多く、また、破砕帯ではブロック状の滑り・崩落の発生が見受けられることから、地山状況を十分確認しながら施工しなければならない。特に層理・節理が発達している場合は孔壁崩壊などにより余掘りが大きくなる恐れがあるため、孔壁周辺の掘削は慎重に施工する必要がある。なお、掘削土の排出に際しては、こね返し等で泥土化しないように留意する。

2) 支持層の確認

支持層の確認は、杭先端計画付近の掘削土と地質柱状図との比較により確認しなければならない。

(解説)

掘削完了後は、速やかに支持層確認を行う必要がある。支持層の確認方法としては、目視、シュミットハンマー、土質試験調査資料などと設計図書との対比で行う。なお、杭径が大きい場合は、必要に応じて平板載荷試験により確認するのが望ましい。

3) 孔底処理

孔底処理は、掘削完了後速やかに行わなければならない。

(解説)

深礎杭は、底面支持力に頼ることが大きいので、孔底処理は適切に行わなければならない。処理に

あたっては、風化を促進させないため、掘削完了後、速やかに孔底をコンクリートで覆うのがよい。
湧水がある場合は、釜場を設け排水ポンプにより排水したり、スポンジなどで吸い取り、除去してから施工する必要がある。

4) その他の留意事項

降雨時は、雨水が孔内に入らないよう適切な処理を行わなければならない。

(解説)

掘削時の降雨対策としては、孔内に雨水が入らないようベニヤ等によるフタやブルーシートで覆う等の処理や雨水の流入防止策として、最上段リングを枠止めコンクリートから10cm程度突出させる方法がある。特に、降雨時の支持層掘削は行ってはならない。

■引用・参考文献(本文中に[・]で表示)

- [1] 福田理・大山桂：第5次沖縄天然ガス資源調査・研究概報、地質調査所月報、Vol. 21、No11、pp. 627～667、昭和45年
- [2] 地盤工学会九州支部：九州・沖縄の特殊土、pp. 227～228、昭和58年7月
- [3] 地盤工学会：地盤調査法、平成7年11月
- [4] 例えば、砂川徹男・上原方成：島尻層群における与那原層の工学的性質、土と基礎、Vol. 31、No4、pp. 33～37、昭和58年
- [5] 地盤工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説。pp. 70～71、昭和57年12月
- [6] 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説、平成2年2月
- [7] 日本道路協会：杭基礎施工便覧、pp. 58～59、平成4年10月
- [8] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、pp. 248～249、平成8年12月
- [9] 沖縄総合事務局開発建設部：沖縄特殊土の道路土工の手引き(平成2年3月)
- [10] 新城俊也・小宮康明：島尻層新里粘土の力学特性、琉球大学農学部学術報告、第25号、pp. 3～337、昭和55年
- [11] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、pp. 326～328、平成8年12月

■参考資料(本文中に参考●、●)で表示)

参考1. 解析に用いた載荷試験

1. 1 平板載荷試験
1. 2 杭の鉛直載荷試験
1. 3 深層載荷試験

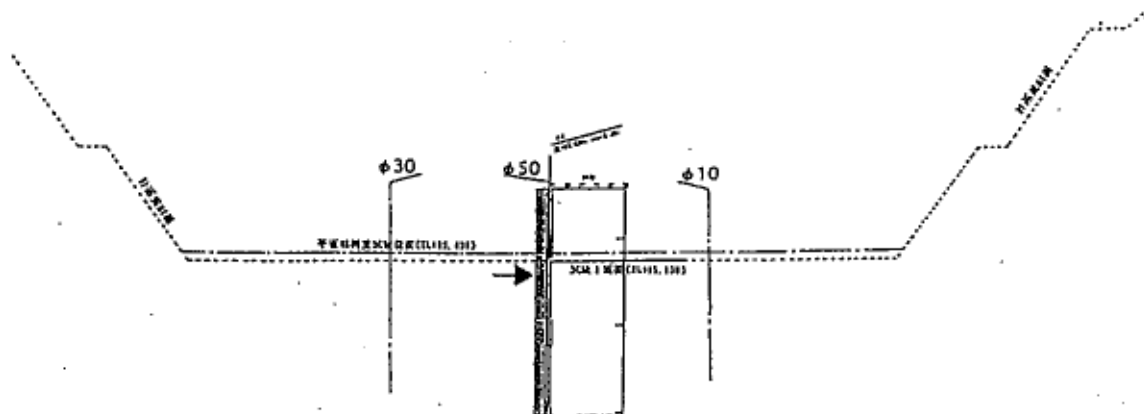
参考2. 杭基礎の支持力と変形

2. 1 場所打ち杭の支持力推定
2. 2 打込み鋼管杭の支持力推定
2. 3 杭の軸方向バネ定数
2. 4 中掘り杭の支持力の考え方
2. 5 琉球石灰岩に根入れされた杭基礎

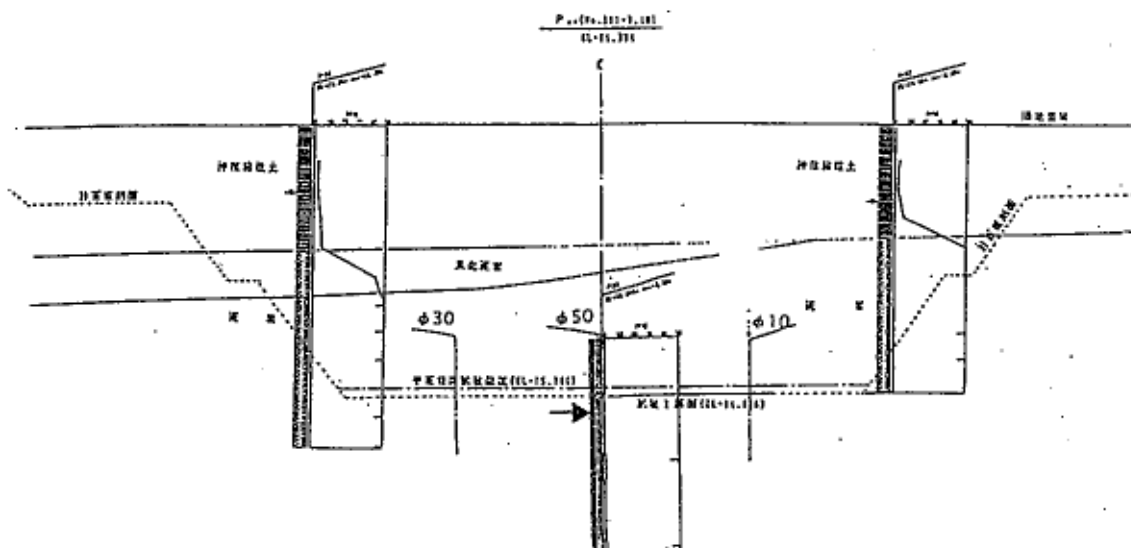
5-5 参考資料

参考1. 解析に用いた載荷試験

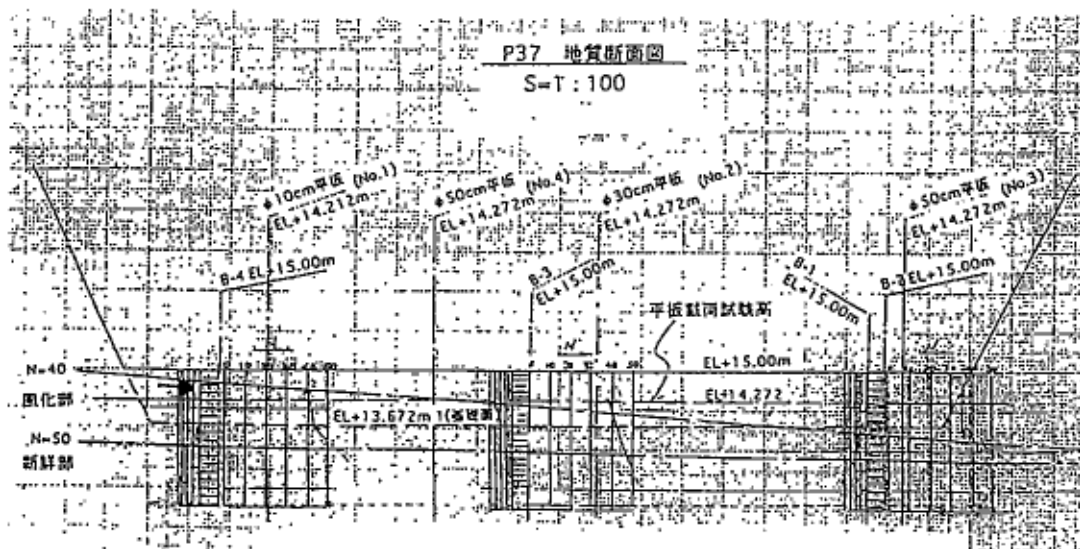
1.1 平板載荷試験



図一参 1.1.1 (a) 山川A1 試験位置の地盤状況



図一参 1.1.1 (b) 山川 P23 試験位置の地盤状況



図一参 1.1.1 (c) 喜屋武試験位置の地盤状況

凡例
 →室内試験位置

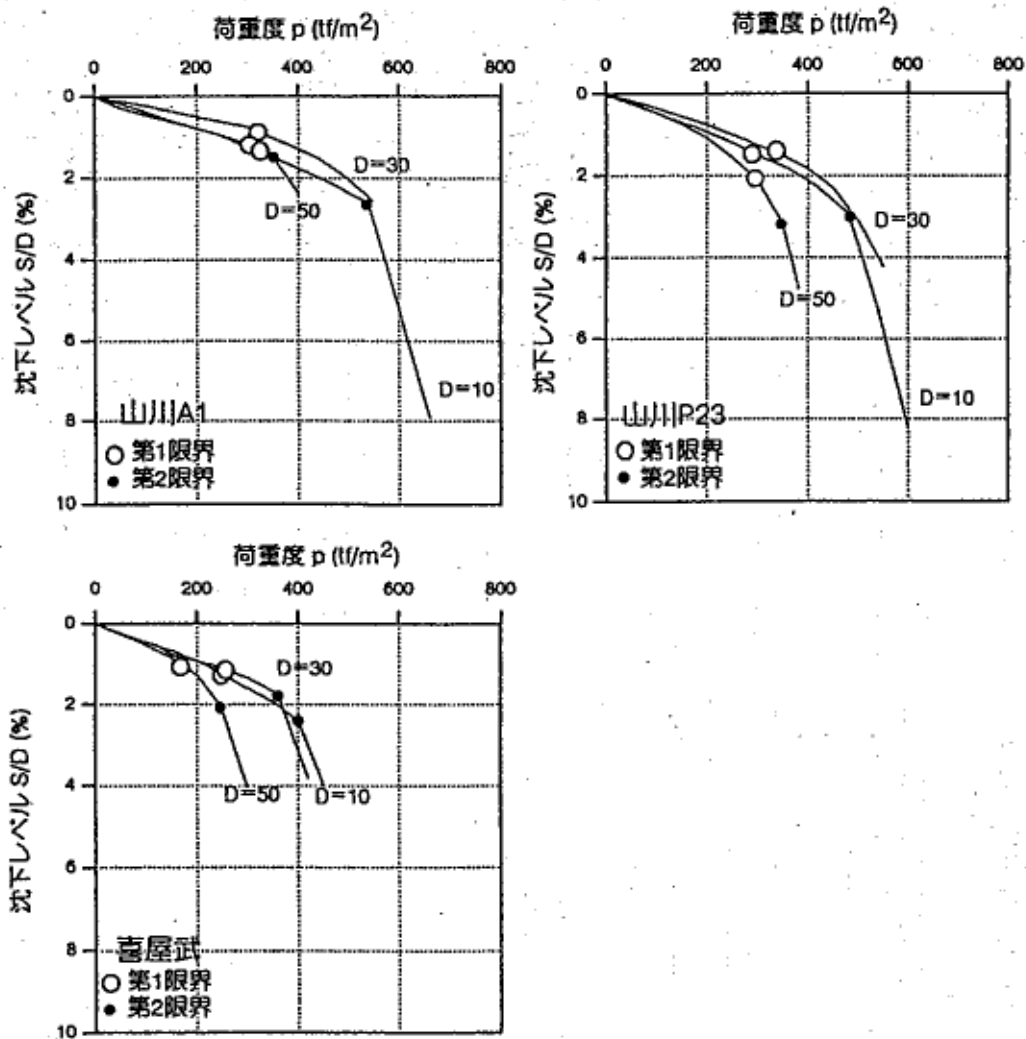
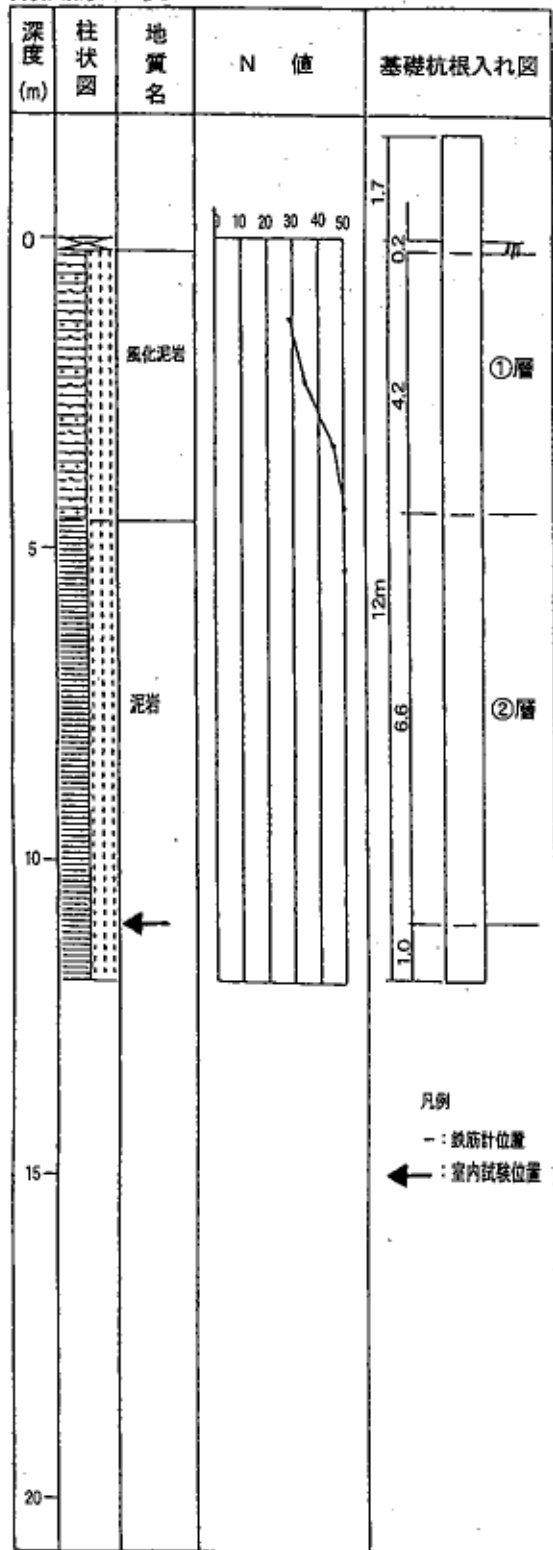


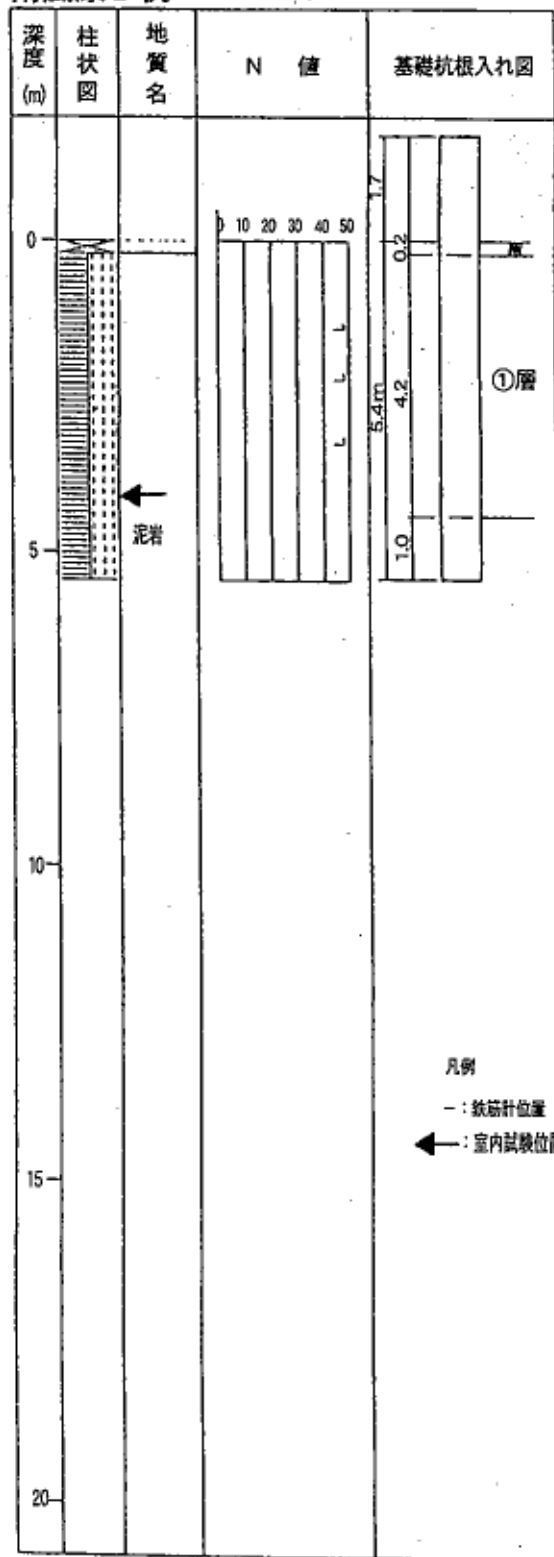
表-参1.1.2 P~S/D関係

1.2 杭の鉛直載荷試験
 場所打ち杭

南風原 A 杭



南風原 B 杭



図一参 1.2.1(a) 南風原 A 杭の地盤状況

図一参 1.2.1(b) 南風原 B 杭の地盤状況

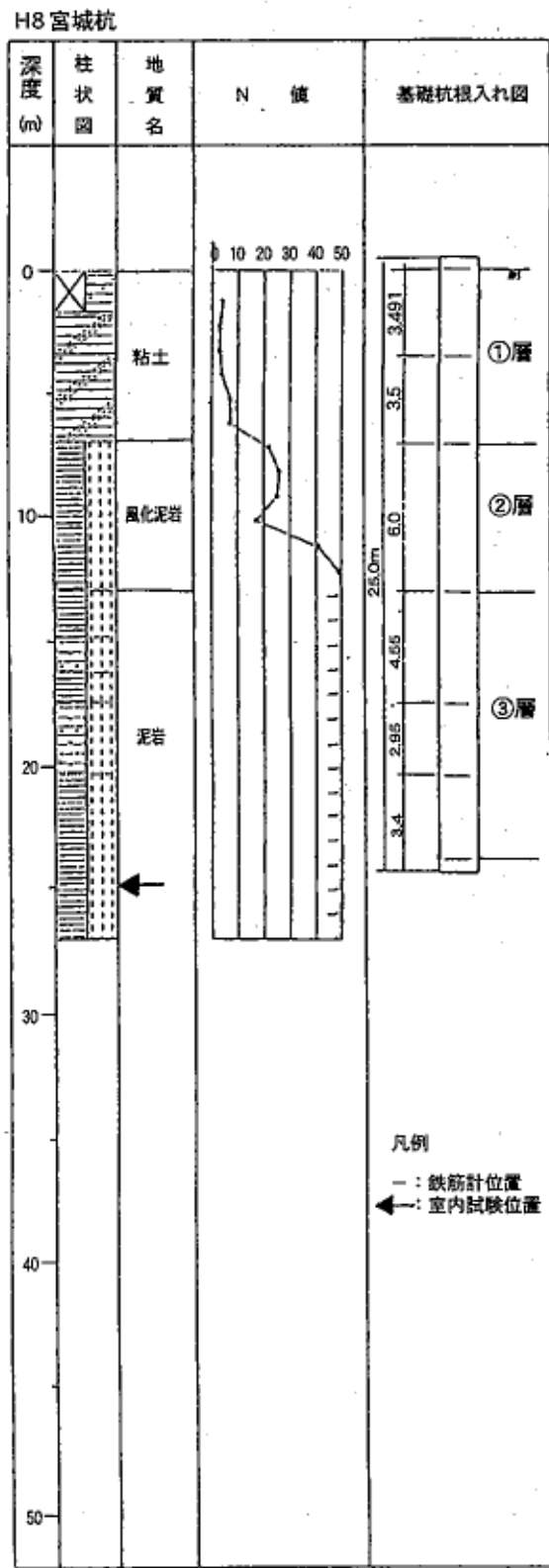
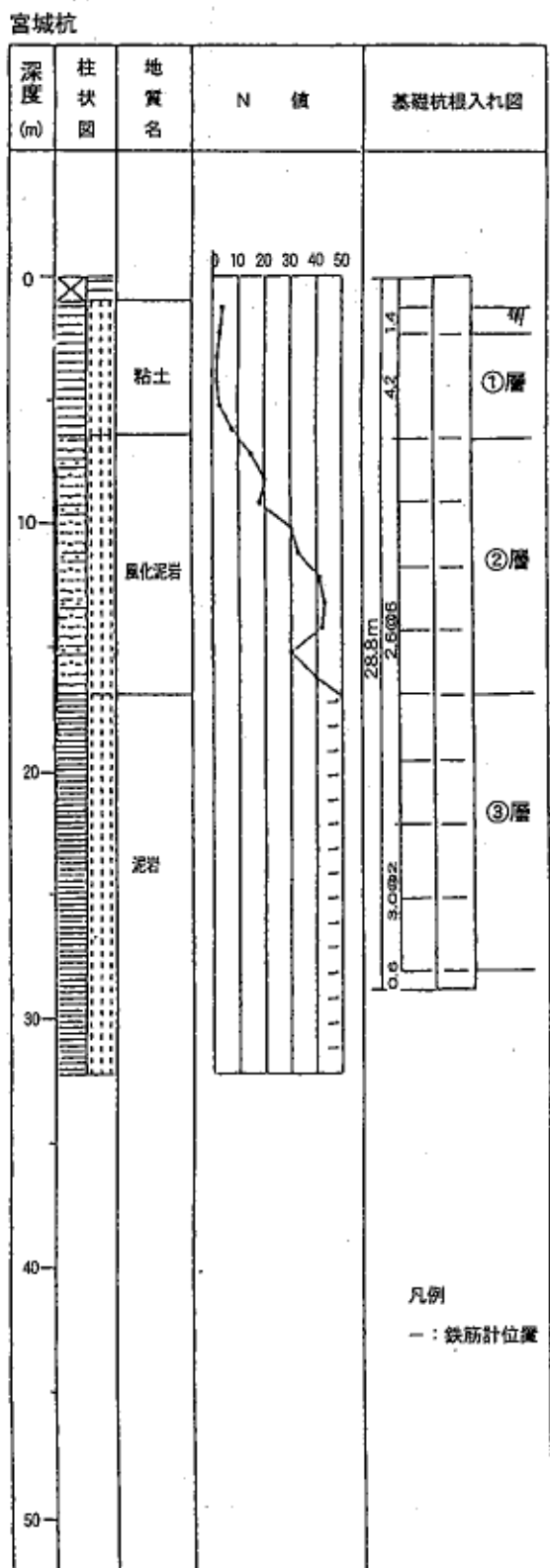


図-参 1.2.1(c) 宮城杭の地盤状況

図-参 1.2.1(d) H8 宮城杭の地盤状況

下田杭

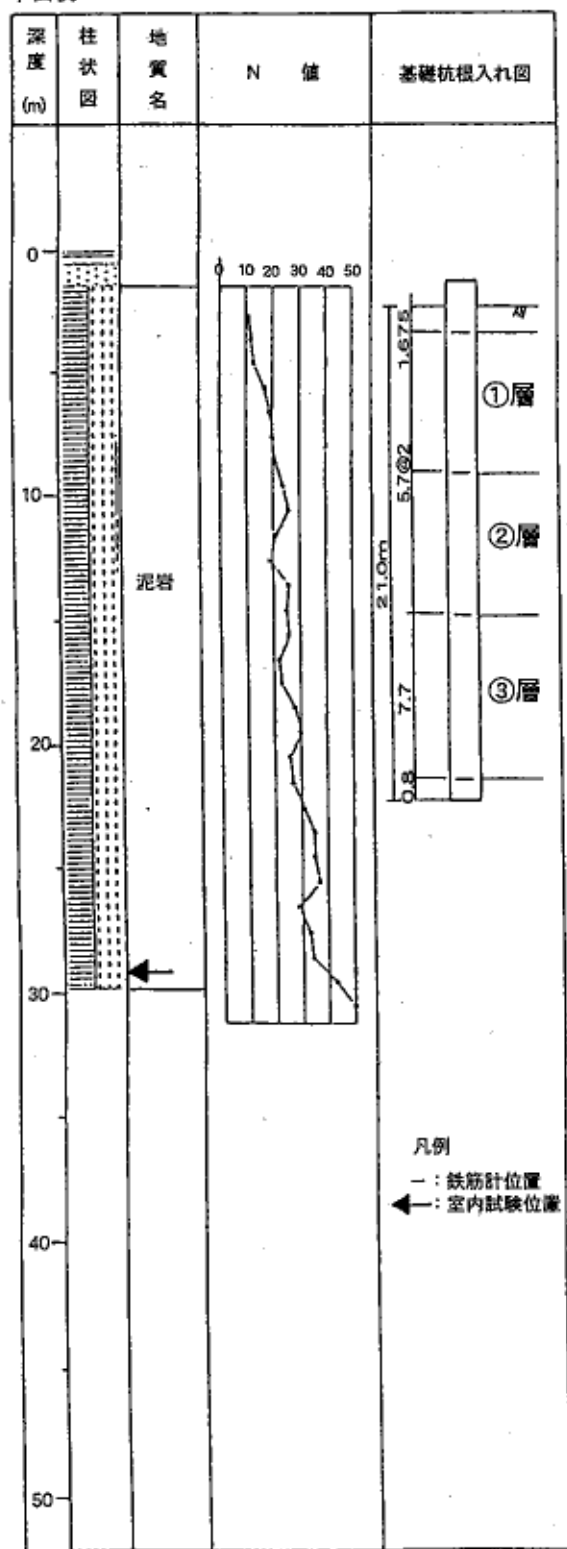


図-参 1.2.1(e) 下田杭の地盤状況

与那城杭

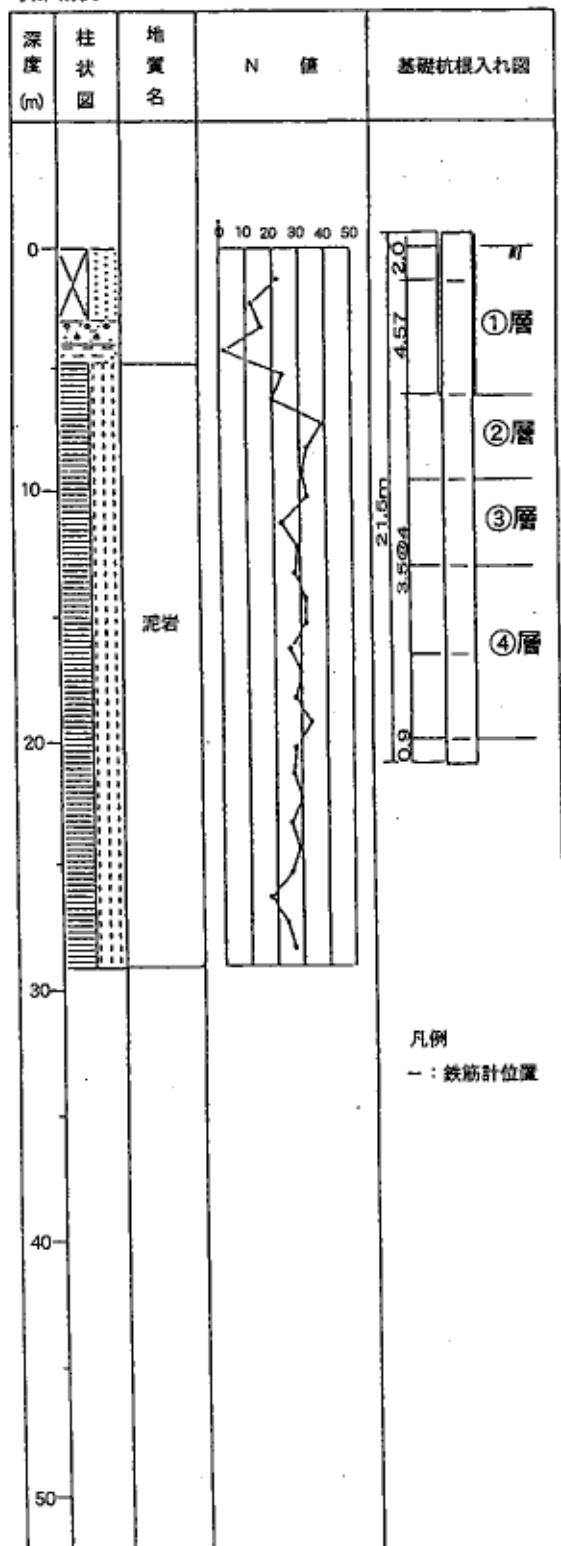


図-参 1.2.1(f) 与那城杭の地盤状況

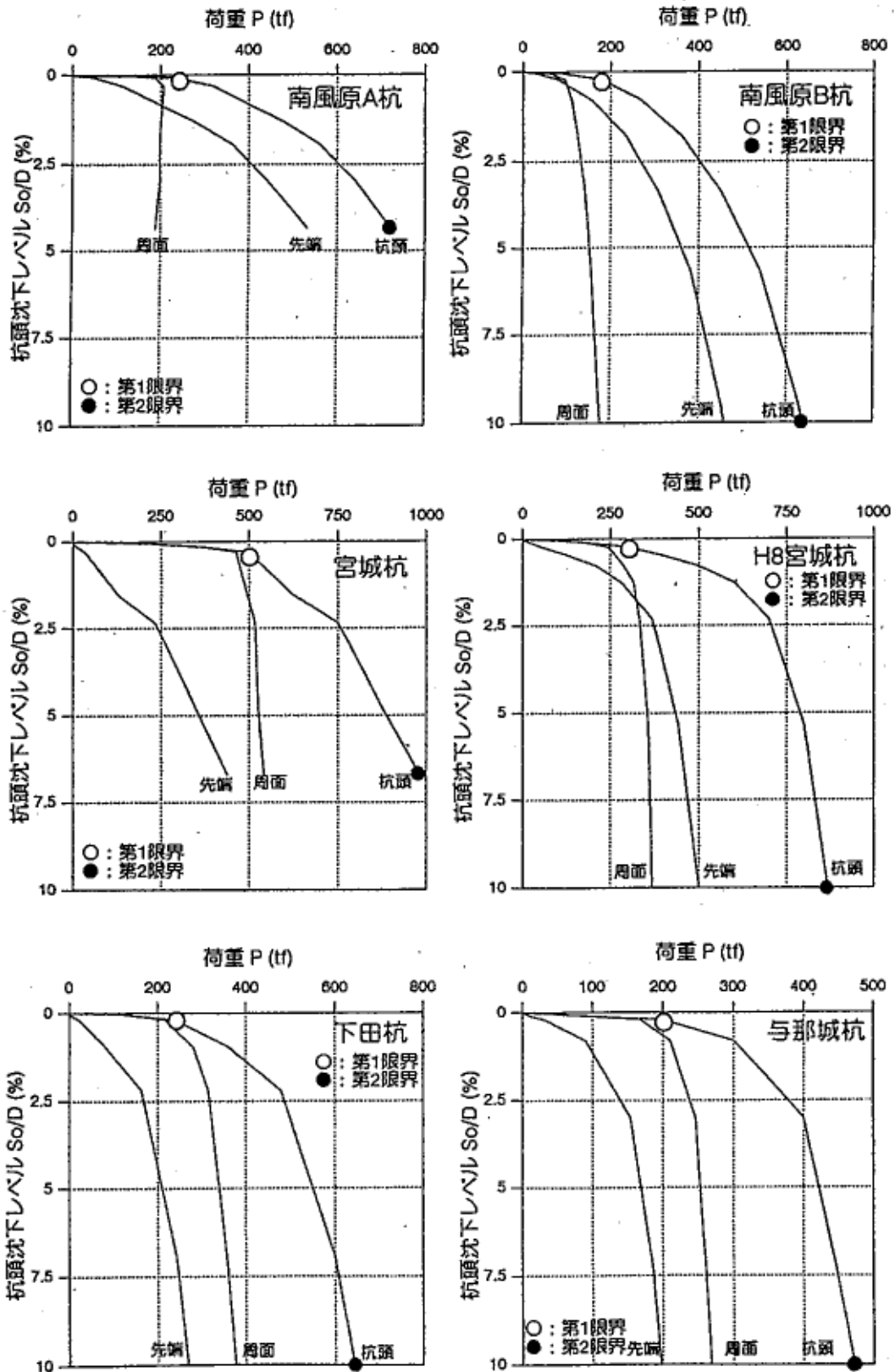
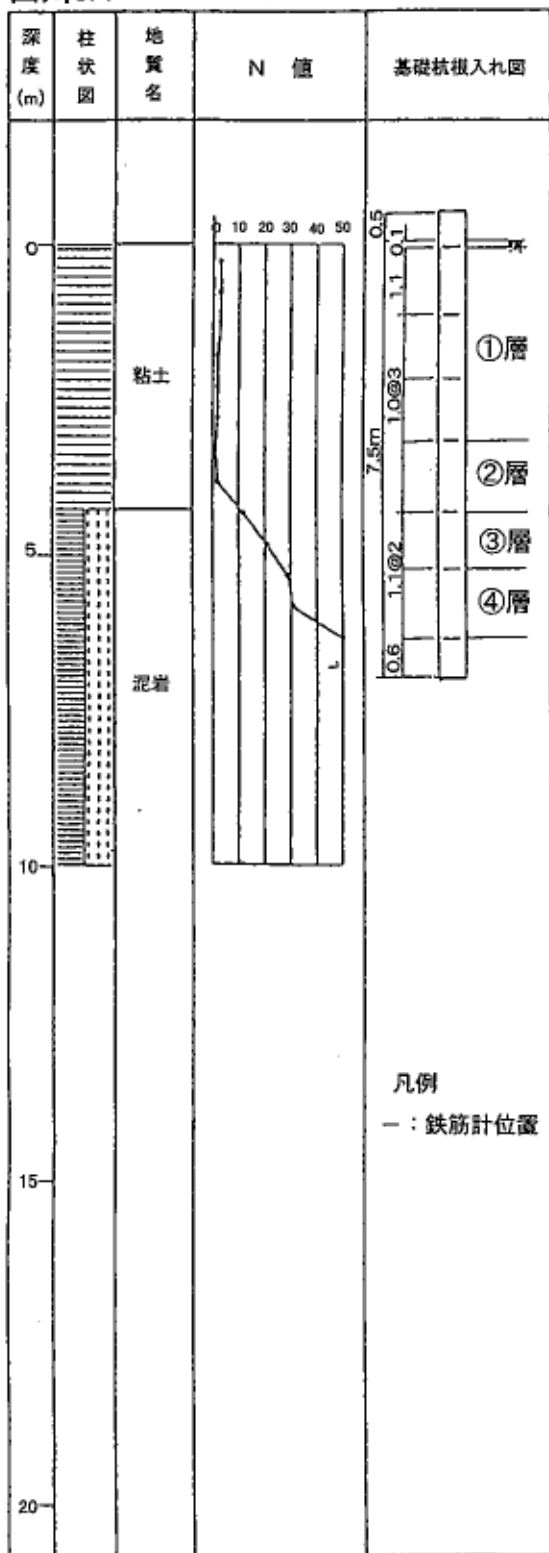


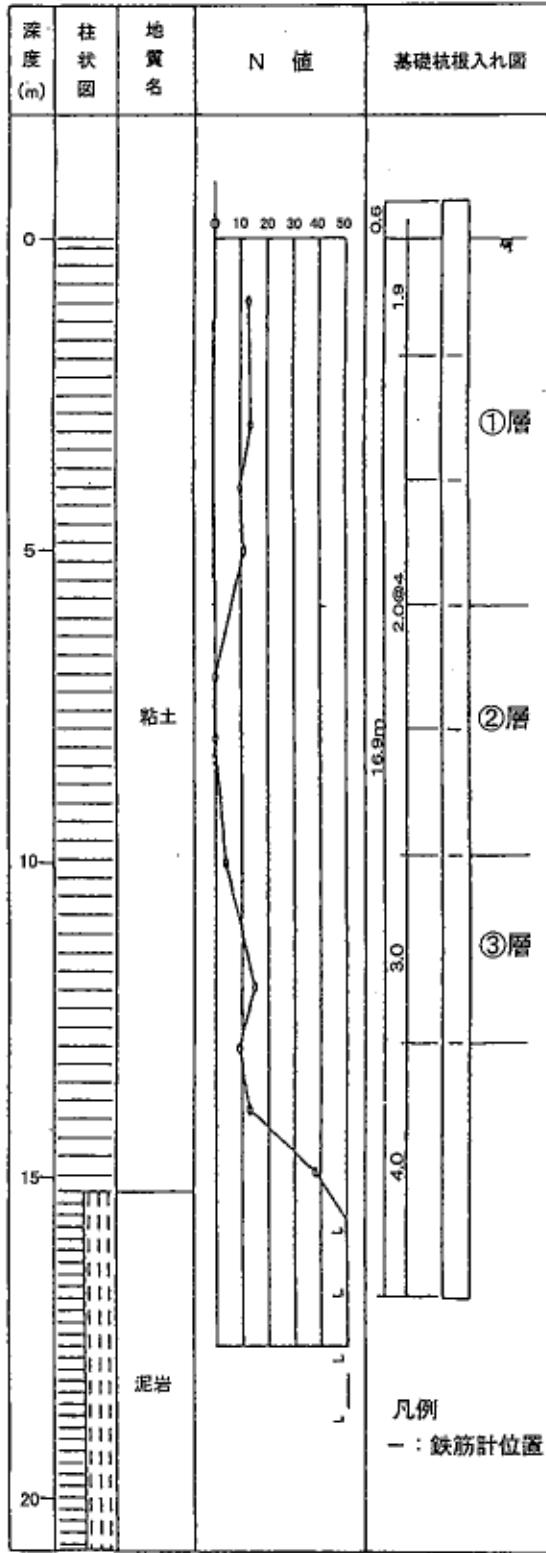
図-参 1.2.2 P ~ So / D 関係

打ち込み鋼管杭

山川SPP



西原SPP



図一参 1.2.3(a) 山川SPP杭の地盤状況

図一参 1.2.3(b) 西原SPP杭の地盤状況

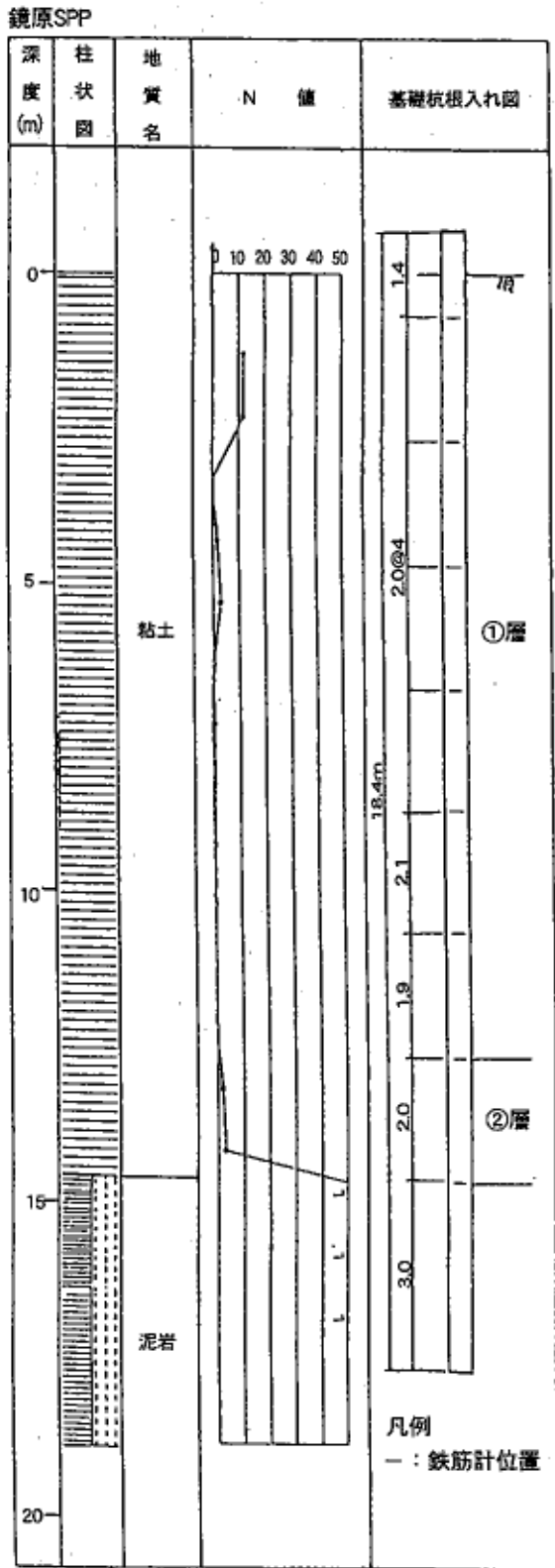


図-参 1.2.3(c) 鏡原SPP杭の地盤状況

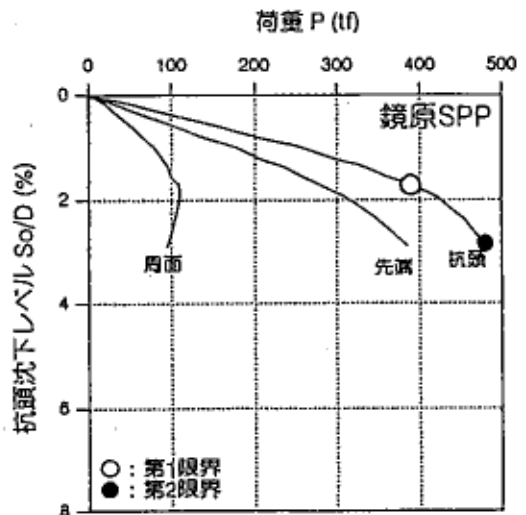
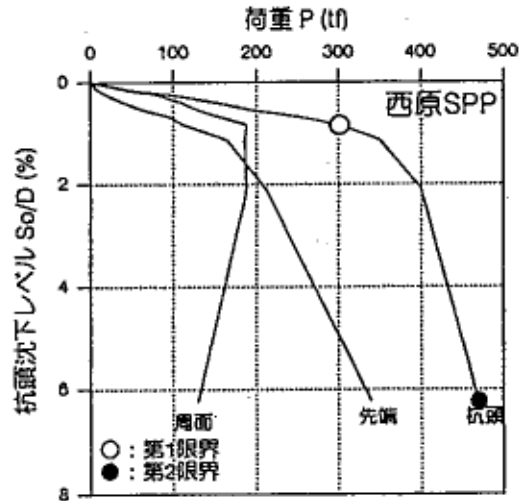
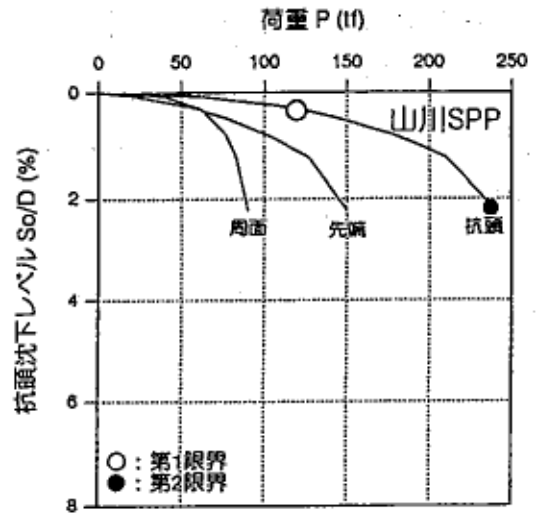


図-参 1.2.4 P~So/D関係

1.3 深層載荷試験

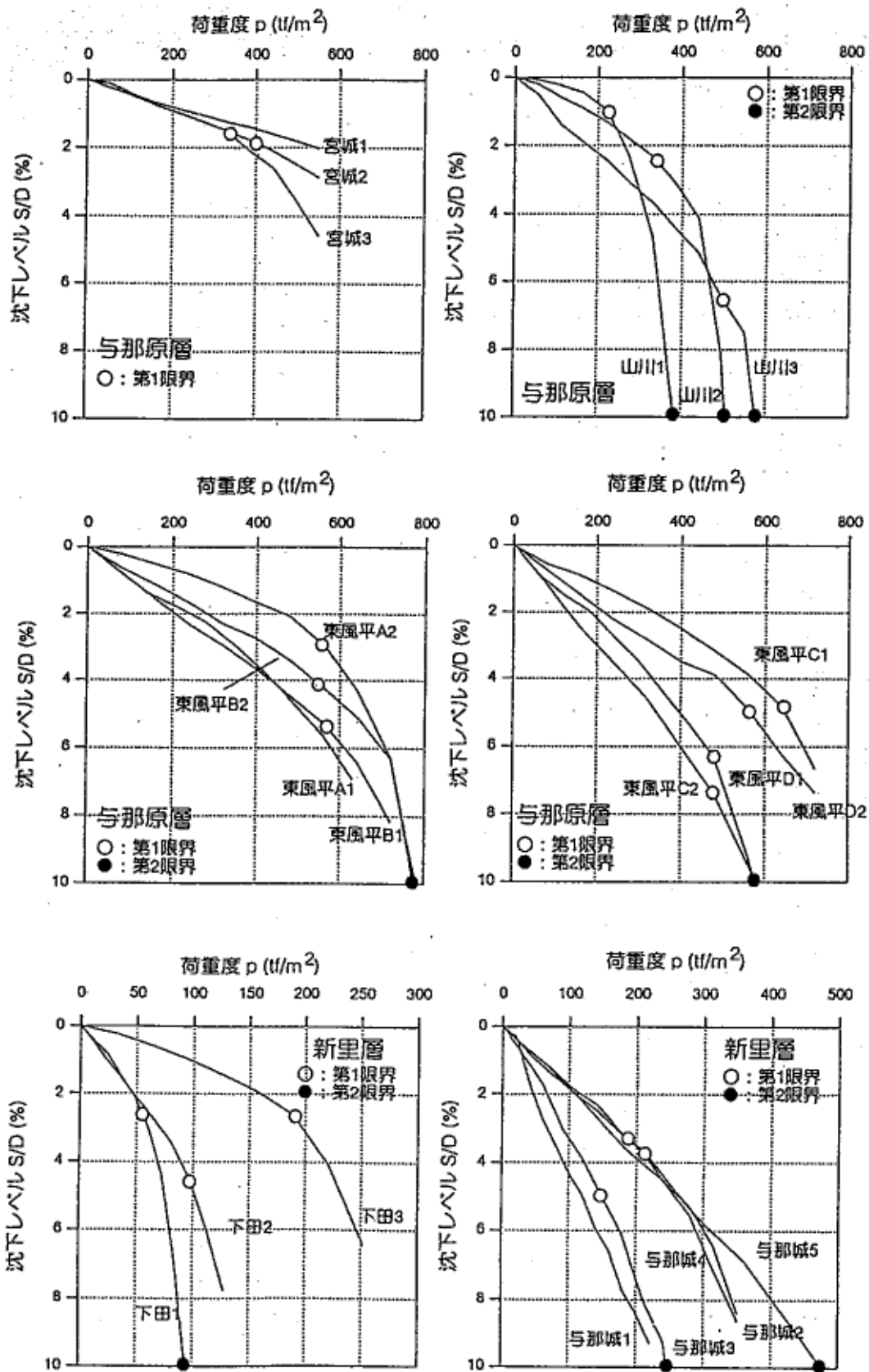
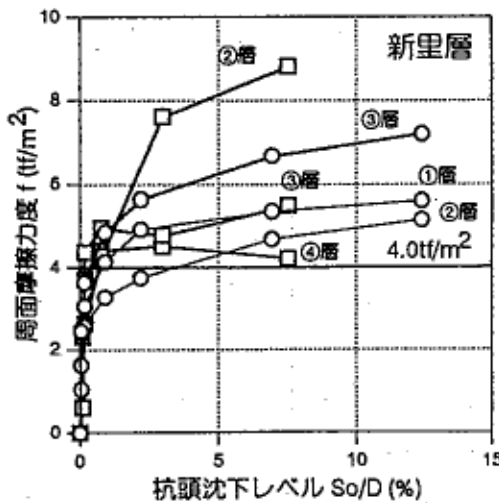
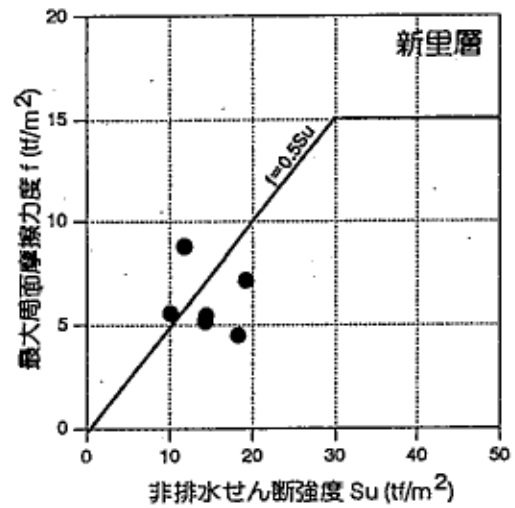
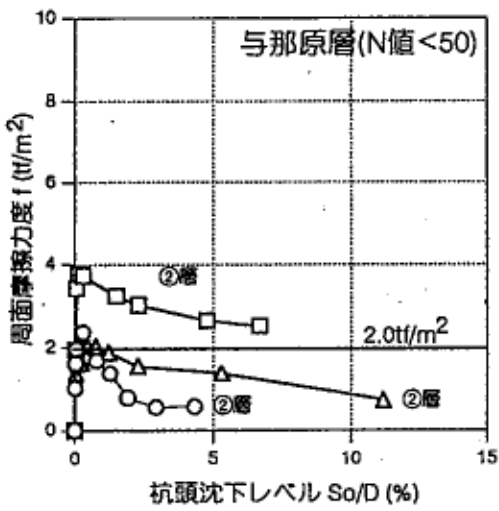
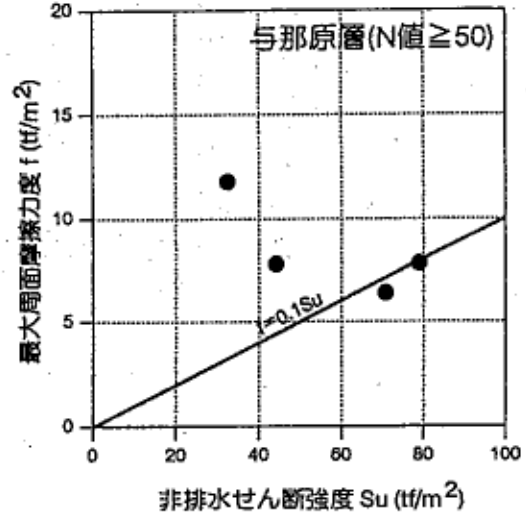
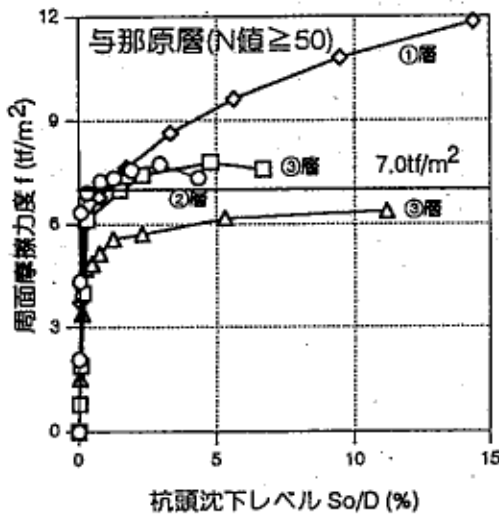


図-参 1.3.1 P~S/D関係

参考 2. ・杭基礎の支持力と変形

2.1・場所打ち杭の支持力算定



図一参 2. 1、2 f ~ Su 関係

凡例

[与那原層]

○：南風原 A 杭

□：宮城杭

△：H 8 宮城杭

[新里層]

○：下田杭

□：与那城杭

図一参 2.1.1 f ~ So/D 関係

2.2 打ち込み鋼管杭の支持力推定

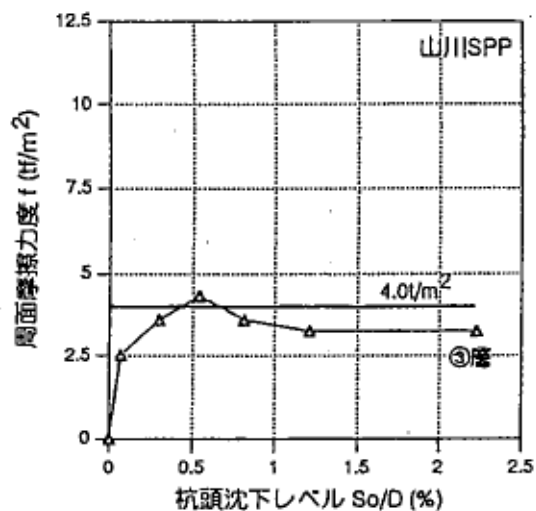


図-参 2.2.1 $f \sim S_o/D$ 関係

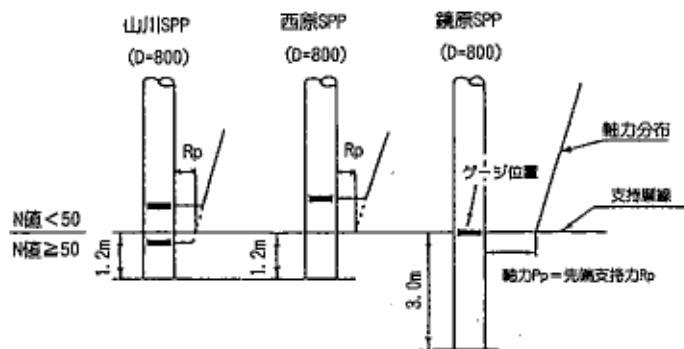


図-参 2.2.2 先端支持力度の求め方

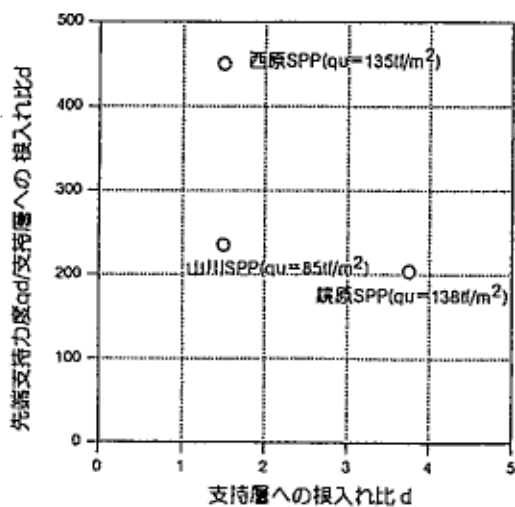
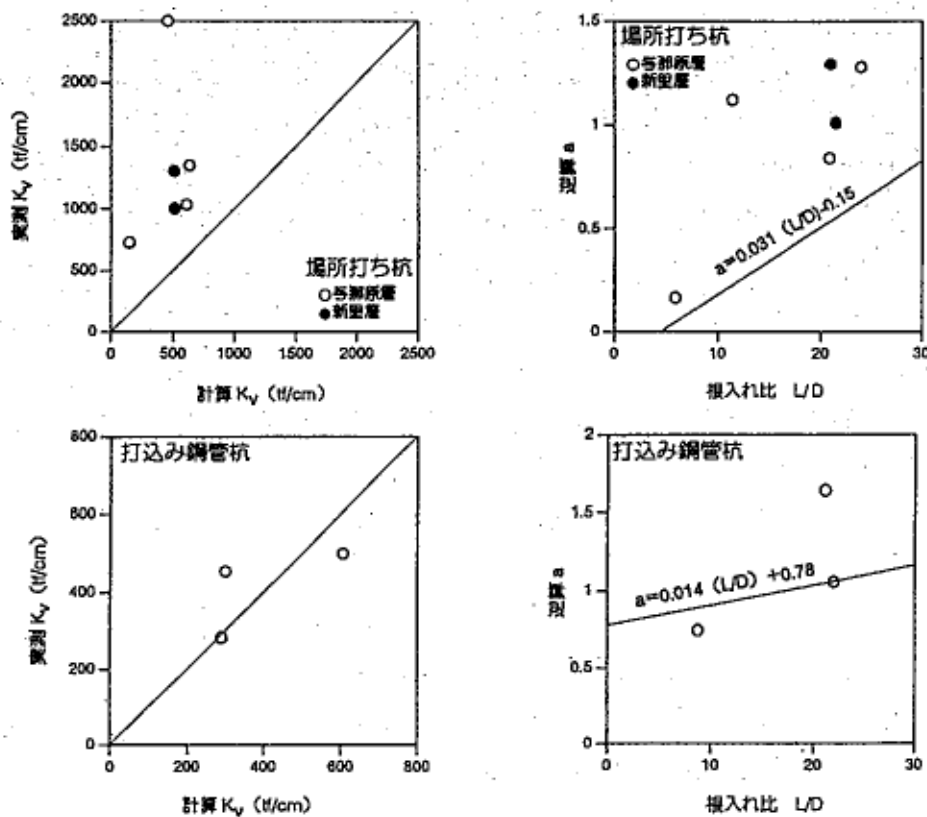


図-参 2.2.3 $q_d/d \sim d$ 関係

2.3 杭の軸方向バネ定数



図一参 2.3.1 実測パネKV～計算パネKV関係

2.4 中掘り杭の支持力の考え方

これまで中掘り杭の試験結果がほとんどないことから、設計では当面以下のように考える。

- (1) セメントミルク噴出攪拌方式については、道路橋示方書では粘性土系地盤では適しないこととなっているため、島尻層泥岩においても道示に準じ採用しない。
 - (2) 中掘り杭の周面摩擦力度 f は、島尻層泥岩の場合、指針(案) 5. 2. 2に規定する $f=4$ (参考値) の $1/2$ の値程度と考えてよい。これは、道路橋示方書下部構造編の表一解 10. 4. 4において中掘り杭の周面摩擦力度が打込み杭のその $1/2$ となっていることによる。また、琉球石灰層における中掘り杭の周面摩擦力度は、琉球石灰岩を支持層とする中掘り杭の $f (=1\sim 2 \text{ t f / m}^2)$ を参考としてよい。
 - (3) 最終打撃方式の杭先端極限支持力度は、指針(案) 5. 2. 2に規定する打込み鋼管杭の算定式 $q_d = 6d \cdot S_u$ (ただし、 $d \leq 2$) を準用してよい。
 - (4) コンクリート打設方式の杭先端の極限支持力度については、指針(案) 5. 2. 1に規定する場所打ち杭の先端支持力度を準用してよい。
- ・与那原層 (N値 50 以上) : $q_d = 450 \text{ t f / m}^2$
 - ・新里層 (N値 ≈ 30 以上) : $q_d = 250 \text{ t f / m}^2$
- (5) 中掘り杭を採用する場合は、支持力機構を明確にするとともに、今後の試験データの蓄積のために設計または施工段階において鉛直載荷試験を実施するのが望ましい。

2.5 琉球石灰岩に根入れされた杭基礎

1) 既往事例の調査

琉球石灰岩を橋梁基礎の支持層とする場合は、以下のような問題点がある。

- ① 堅い層や軟弱な層が複雑（不均質性）堆積しており、根入れ位置の設定が難しいこと。
- ② どの程度の支持力が期待できるか、物質値との関連が不明確であること。

橋梁基礎は、これまで琉球石灰岩を貫通して最下層の島尻層泥岩に根入れする杭基礎で計画されているのが実状である。ただし、琉球石灰岩が厚く堆積している場合は下部の島尻層泥岩を支持層とした杭基礎の施工が困難であることが指摘されている。

表一参2.5.1に、琉球石灰岩を支持層とした施工事例を一覧表にして示す。この表より、以下のことがわかる。

- ① 基礎形式としては、ほとんどが杭基礎を採用している。施工方法としては、打込みの困難さから中掘り工法、またはプレボーリング工法を用いている。
- ② 石垣港橋梁では、基礎地盤（島尻層泥岩）が非常に深い（-60m以深）ため、経済性・施工性の観点から石灰岩層を支持層としている。
- ③ 直接基礎の採用事例は1例あるが、琉球石灰岩の特殊性（地盤が不均質）から、JSG工法により設計N値（ $N \geq 30$ ）を満足するよう改良を行っている。
- ④ 琉球石灰岩層に根入れした基礎工の支持力評価方法については、ほとんどの事例で何らかの原位試験（深層、平板、鉛直裁荷試験）を実施している。

表一参2.5.1 琉球石灰岩を支持層とした設計施工事例一覽表

橋梁名	基礎工諸元	地盤条件		支 持 力		原位置試験	施 工 方 法	備 考
		N値	強度定数	設計	評 価			
池間大橋	直接基礎 (P3、P5橋脚のみ)	N > 50		・ 道路橋示方書に準じ q a = 30tf/m ² を採用 [N値 ≥ 30の砂礫を想定]	[平板載荷試験] ・ 最大載荷荷重は90tf/m ² と し計画 (実試験では、Pmax ≒ 135~240tf/m ² まで載荷) ・ qa = 45~80tf/m ² (Pmax の1/3を許容支持力度と設 定)	床付面から2~3m以深 でN値≤30箇所はJSG (ソイルセメントパイ ル) 工法により改良	・ 平板載荷試験は3点実 施	
那覇北谷浄水場	杭基礎 (P H C杭: ℓ = 15~19m、φ 950~600mm)	[支持層] N ≒ 30~50		[周面] [先端]	[鉛直載荷試験] ・ 載荷荷重は、設計支持力(= 65~110tf)の3倍として計画 ・ 杭頭沈下量は2.3cm~5.9cm で支持力的に問題なしとして いる	打撃工法		
名垣港橋梁	杭基礎 (鋼管杭: ℓ = 45m、φ 1200 mm)	[支持層] N ≥ 30 (上部はN ≒ 15でばらつき 大)	q u = 23~38 1kgf/cm ² (平均124kgf /cm ²) (深度40mよ り上部のqu を対象)	[周面] 施工方法および道路橋示方書 を参考としてfu=0.2Nを採 用 [先端] 鉛直載荷試験を行った事例 (那覇泊大橋)を参考とし て、qu=20Nを採用	[深層載荷試験] ・ 極限荷重をS/D=25%と して載荷 ・ qu = (20~40) Nの関係を 得る	・ 拡大オーガーにより先 行掘削後、パイプロハン マーにより打撃	・ 基盤岩(砂岩、千枚岩) は、DL-60~64m以深に 分布 ・ 周面摩擦強度は、泊大 橋、瀬底大橋からfu=N /5~N/18の幅広い結 果が得られている。	
老間大橋	杭基礎 (鋼管杭: ℓ = 30~38m、φ 10 00mm)	[支持層] N > 50		[周面] [先端]			プレボーリングまたは先 端拡大ビットによる中掘 工法	

2) 鉛直載荷試験結果による琉球石灰岩の支持力

表一参 2.5.2 に、琉球石灰岩を支持層とした杭基礎の鉛直載荷試験結果を一覧表に、表一参 2.5.1 に各試験杭の地盤状況を示す。表一参 2.5.2 に杭頭、周面、先端の各々の荷重～沈下レベル（＝杭頭沈下量 S_o / 杭径 D ）関係を、図一参 2.5.3 および図一参 2.5.4 にそれぞれ最大周面摩擦力度と沈下レベルと N 値との関係を示す。なお、瀬底の 2 本の試験杭については、周面、先端の軸力データがなかったため杭頭のみ挙動を示す。

これより、載荷試験結果から以下のことがわかる。

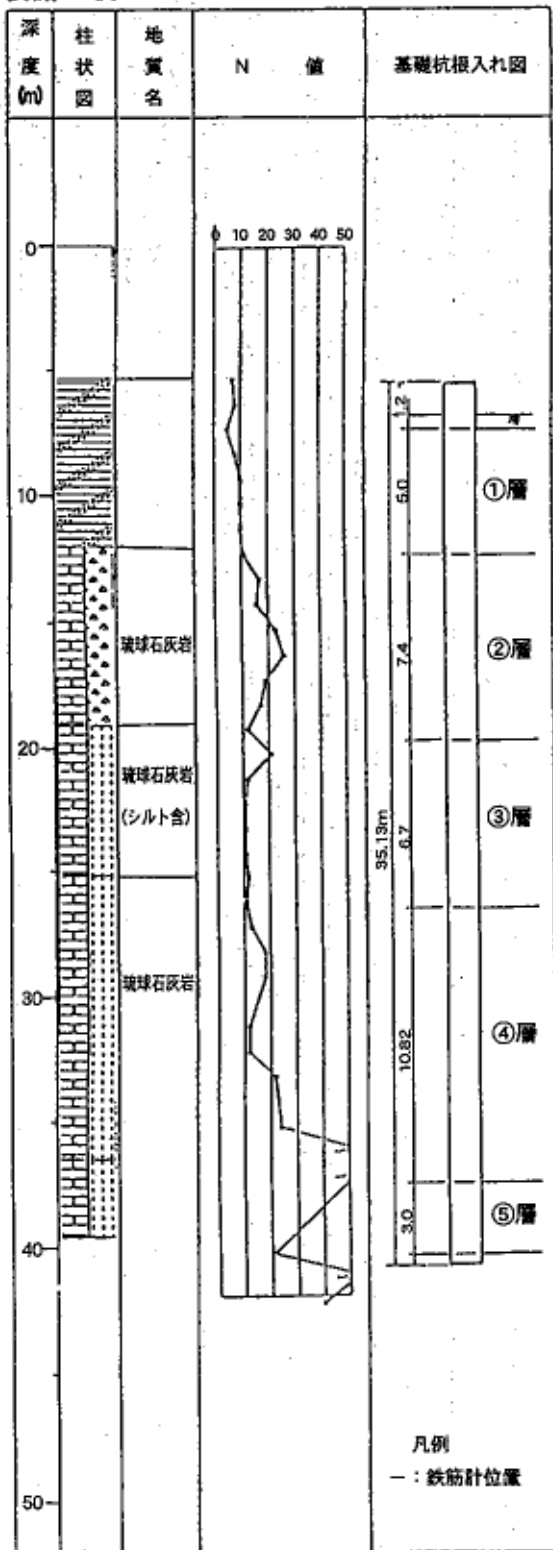
- ① ほとんどの載荷試験において、杭頭の沈下レベルが小さいため杭周面の相対沈下レベルが小さく、また先端にまで荷重が達していない。
- ② 周面摩擦力度と N 値との相関性は明確でないが、場所打ち杭で $f=1.5\sim 4tf/m^2$ 、中掘り杭で $f=1\sim 2tf/m^2$ 程度である。

表一参 2.5.2 鉛直載荷試験結果一覧表

名称		安謝 T2 杭	安謝 P-16 杭	南風原知念杭	瀬底 P-2 杭	瀬底 P-3 杭
杭種		場所打ち杭	中掘り鋼管杭	場所打ち杭	打込み鋼管杭	打込み鋼管杭
累層		琉球石灰岩	琉球石灰岩	琉球石灰岩	琉球石灰岩	琉球石灰岩
諸元	杭径 D (m)	1.0	0.8	1.2	0.9	0.9
	杭長 L (m)	35.13	44	34.3	44	56.4
	最大荷重 P_{max} (tf)	280	210	1000	300	550
	最大沈下量 S_{max} (mm)	2.4	6.3	2.9	30.3	32.1
	最大沈下レベル S_{max}/D (%)	0.2	0.8	0.2	3.3	3.6
杭頭	第1限界荷重 P_y (tf)	-	-	-	-	-
	第1限界荷重 S_y (mm)	-	-	-	-	-
	第2限界荷重 R_u (tf)	280 以上	210 以上	1000 以上	300 以上	550 以上
	第2限界沈下量 S_u (cm)	2.4 以上	6.3 以上	2.9 以上	30.0 以上	32.1 以上
周面	周面摩擦力 R_f (tf)	250	210	1000	-	-
先端	先端支持力度 R_p (tf)	29.8 以上	0 以上	0 以上	-	-

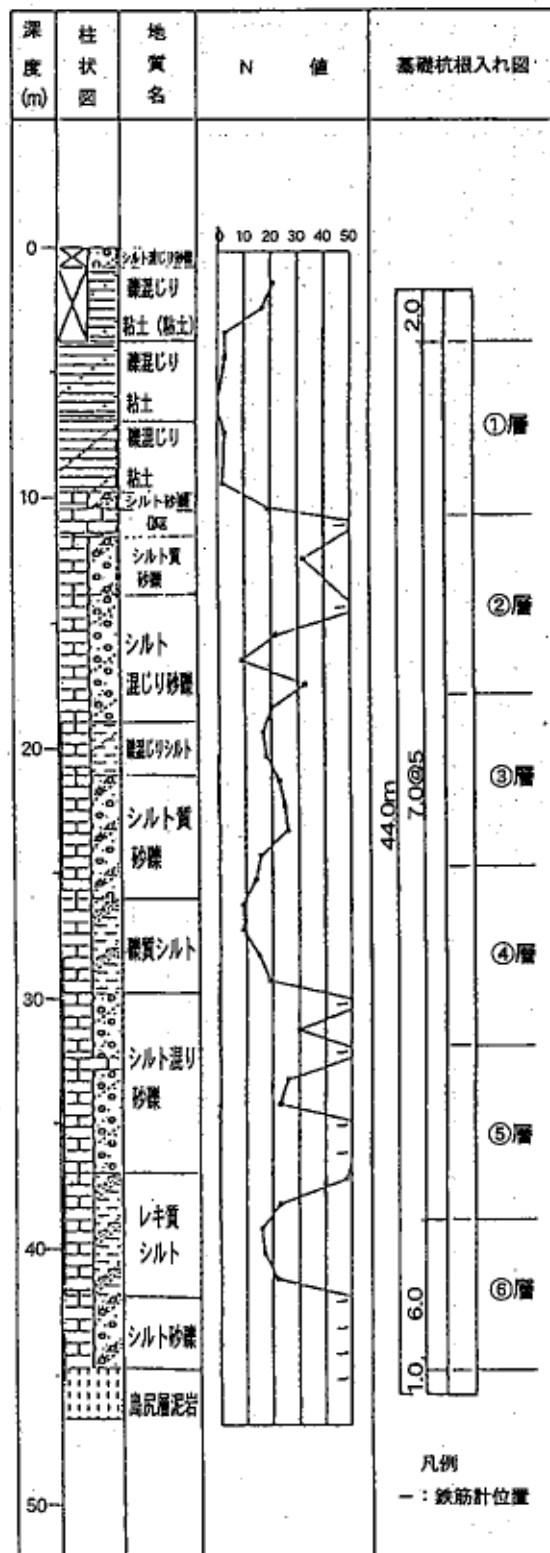
※安謝 P9-16 杭の杭先端付近の地層は島尻層泥岩である。

安謝T2杭



図一参 2.5.3(a) 安謝T2杭の地盤状況

安謝P9-16杭



図一参 2.5.3(b) 安謝P9-16杭の地盤状況

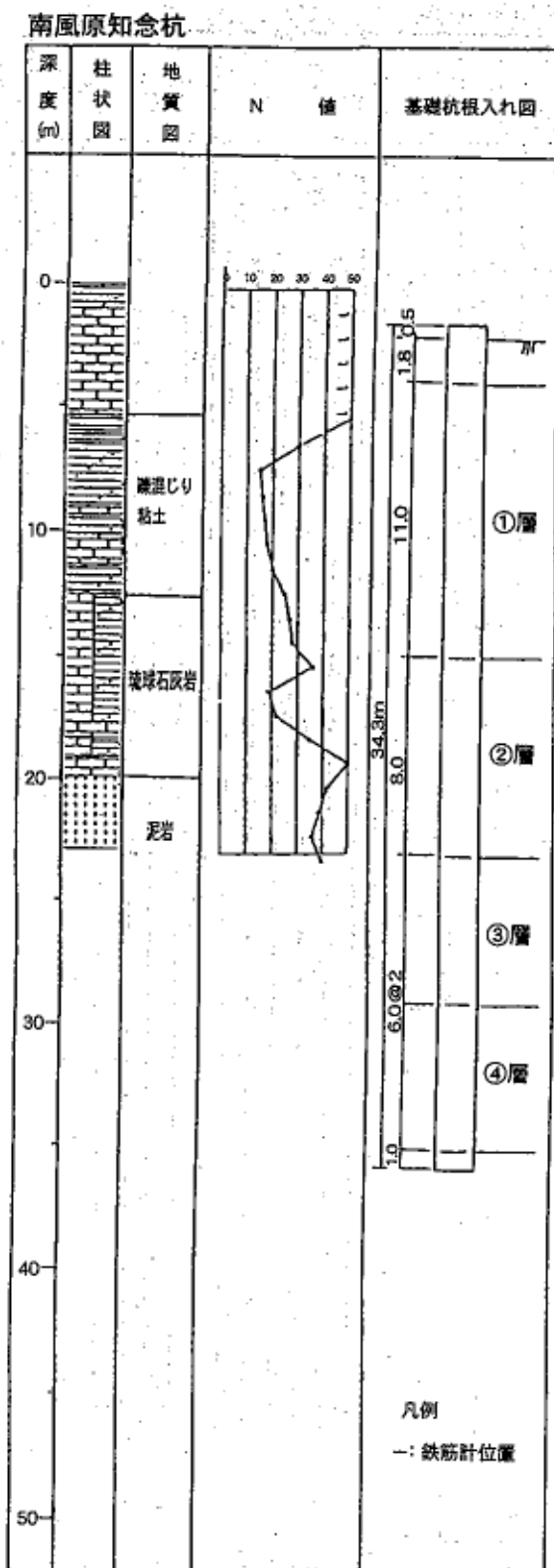


図-参 2.5.3(c) 南風原知念杭の地盤状況

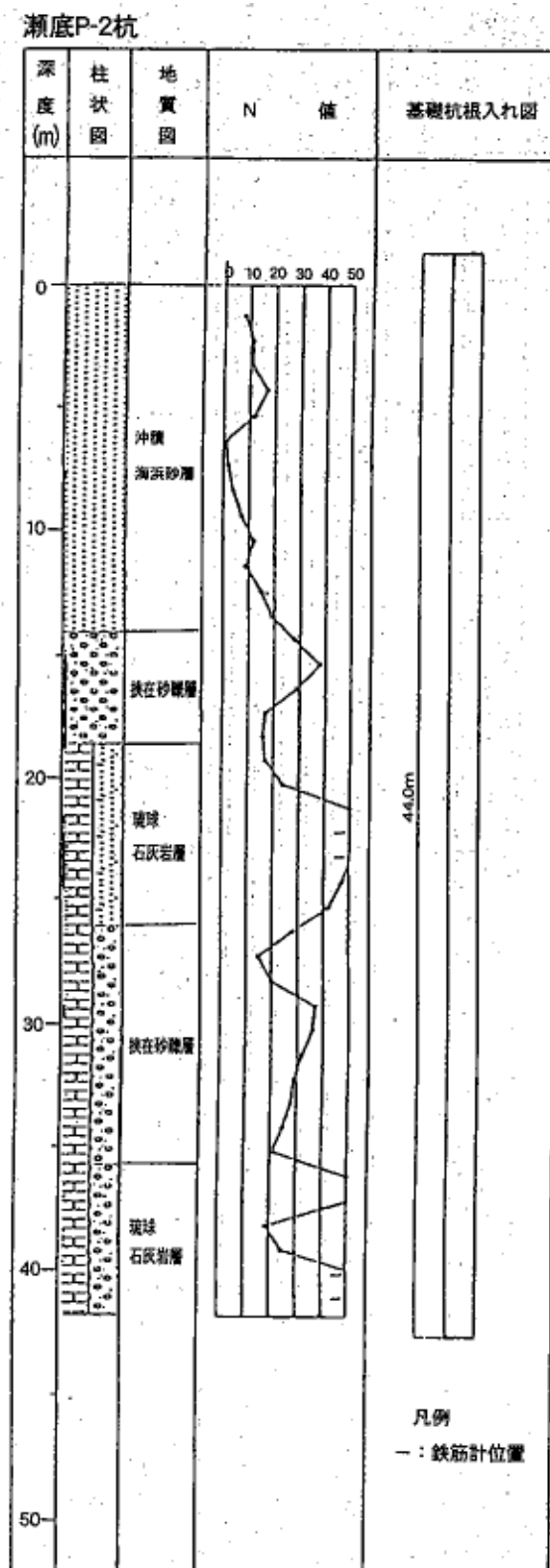


図-参 2.5.3(d) 瀬底 P-2 杭の地盤状況

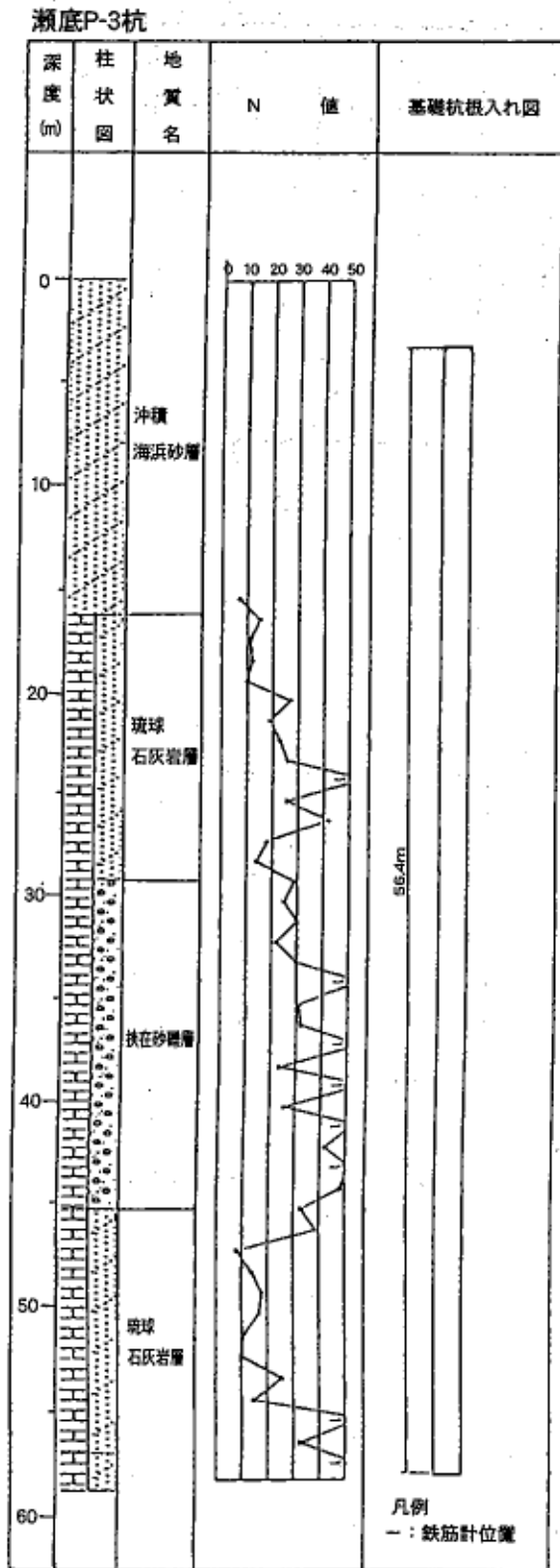


図-参 2.5.3(e) 瀬底 P-3 杭の地盤状況

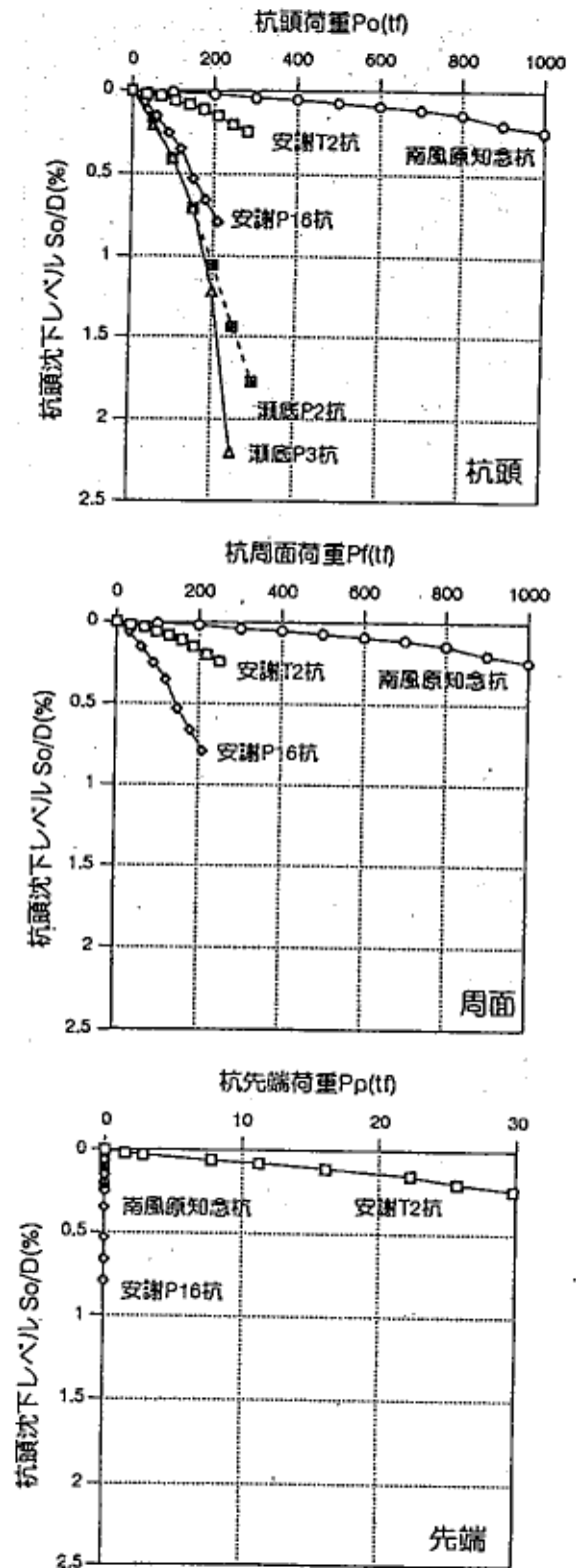


図-参 2.5.4 P~ S_o/D 関係

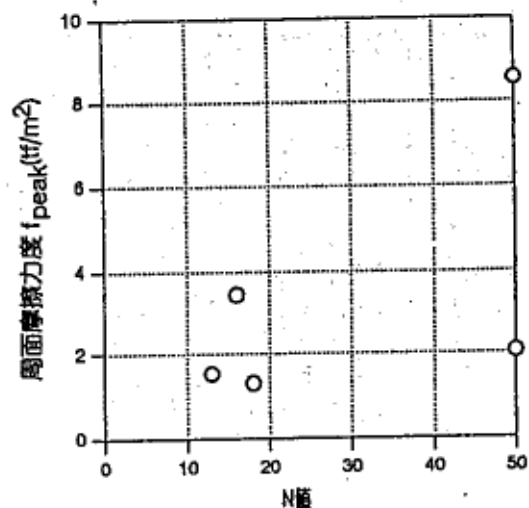
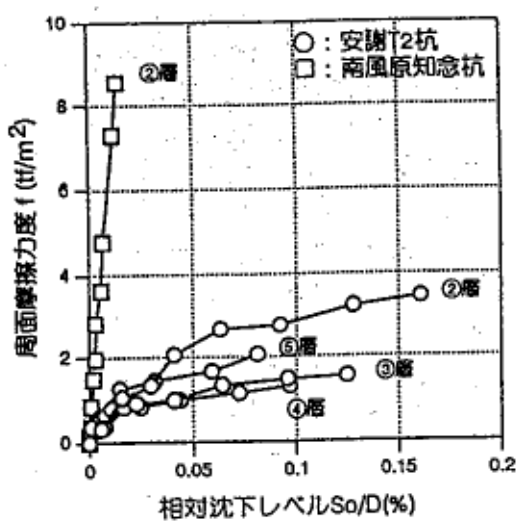


図-参2.5.5 $f \sim S_o/D$ 、N値関係 (場所打ち杭)

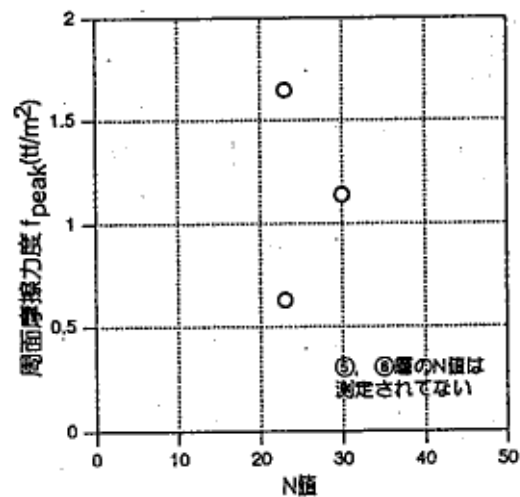
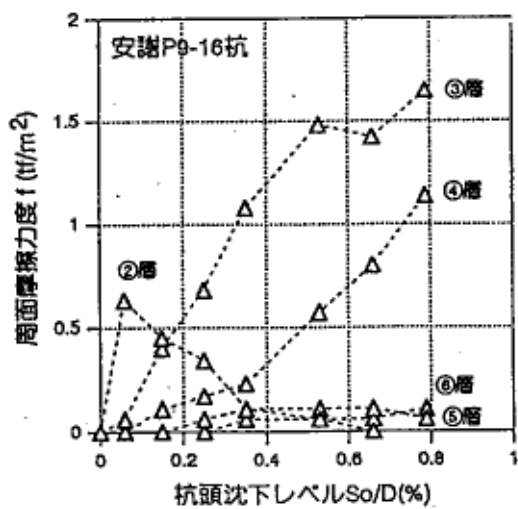


図-参2.5.6 $f \sim S_o/D$ 、N値関係 (中掘り杭)

引用文献

- 1) 土質工学会編：日本の特殊土、pp. 315～355、1974.
- 2) 福田 理地：第5次沖縄天然ガス資源調査・研究概報、地質調査月報、Vol. 21、No. 11、pp. 627～672、1970.
- 3) 上原方成・大城博文：沖縄・島尻層構成土の化学特性と地すべり・崩壊について、第30回土木学会年次学術講演集、第3部、pp. 398～399、1975.
- 4) 小宮康明・新城俊也：乾湿繰返しによる島尻泥岩における2、3の物理的性質の変化、琉球大学農学部学術報告、第25号、pp. 295～305、1978.
- 5) 新城俊也・小宮康明：島尻層新里粘土の力学特性、琉球大学農学部学術報告、第25号、pp. 325～337、1978.
- 6) 砂川徹男・上原方成：那覇市の地盤について、琉球大学理工学部紀要工学篇、第6号、pp. 101～162、1973.
- 7) 宜保清一：翁長地内すべりの安定解析と排土工について、琉球大学農学部学術報告、第27号、pp. 247～225、1980.
- 8) 島博保・今川史郎：スレーキング材料（ぜい弱岩）の圧縮沈下と対応策、Vol. 28、No. 7、pp. 45～52、1980.
- 9) 藤川武信：西南地域における堆積粘土の理工学的性質と斜面の安定性に関する研究：藤川武信教授定年退官記念事業会、pp. 58～64、1981.
- 10) 小宮康明・新城俊也：乾湿繰返しによる島尻層泥岩の収縮一膨張特性の変化、第54回農業土木学会九州支部講演集、pp. 83～84、1979.
- 11) 新城俊也・小宮康明：乾湿繰返しによる島尻泥岩の強度低下、琉球大学農学部学術報告、第25号、pp. 307～323、1978.
- 12) 小宮康明・新城俊也：島尻層泥岩の圧密特性、第17回土質工学研究発表会講演集、pp. 585～588、1982.
- 13) 新城俊也：島尻層泥岩の強度異方性、琉球大学農学部学術報告、第23号、pp. 255～267、1976.
- 14) 新城俊也：島尻層泥岩のセン断特性、琉球大学農学部学術報告、第23号、pp. 237～254、1976.
- 15) 新城俊也：弱固結粘土岩の異方弾性挙動、琉球大学農学部学術報告、Vol. 26、pp. 307～327、1979.
- 16) Skempton. A. W. :First-time slides in overconsolidated clays、Geotechnique、Vol. 20. pp. 320～324、1970.
- 17) 9)と同じ、pp. 78～84.
- 18) 上原方成：土の締固めに関する研究（第1報）、琉球大学理工学部紀要工学編、第8号、pp. 47～64、1975.
- 19) 新城俊也：島尻層泥岩土の締固めに関する2、3の特性、琉球大学農学部学術報告、第24号、pp. 413～425、1977.
- 20) 新城俊也：締固めた泥質れき状土の強度・変形特性、琉球大学農学部学術報告、第27号、pp. 231～245、1980.

沖縄の地形・地質及び特殊性は下記の図書から抜粋してまとめたものである。詳細についてはこれらの図書を参照のこと。

- (1) 沖縄の地盤
松井彰・横山美泰：土木学会誌 1973 年 9 月号
- (2) 九州・沖縄の特殊土
土質工学会九州支部編
- (3) 島尻層泥岩土の締固め特性と安定処理
砂川徹男・上原方成：土と基礎 August, 1984.
- (4) 泥岩土の締固め機構について
周藤宜二・上原方成・比嘉知則：昭和 56 年度研究発表会講演集 土木学会西部支部
- (5) 沖縄における泥灰岩の工学的特性（Ⅱ）泥灰岩地山における切取りについて新城俊也：沖縄農業
第 10 巻 1・2 号
- (6) 珊瑚質石灰岩の混在地盤における杭の支持力について
金沢寛・橋本正治：土木学会第 36 回年次学術講演会講演概要集第 3
- (7) 試験年報昭和 58 年度
沖縄県建設技術センター

5-6 技術の紹介

土木建築部において、実施された技術について紹介する。

海上橋の耐久性向上を目的としたコンクリートの検討

渡久山直樹(宮古支庁 土木建築課 伊良部大橋建設現場事務所)

1. はじめに

沖縄県においては、現在まで13の離島架橋の整備を行い離島におけるシビルミニマムの向上に努めてきた。宮古島においても2橋の離島架橋の整備が完了し離島苦の解消が図られた。

しかし、宮古島内の橋梁において含有塩分の分布状況の調査を行った結果、道路橋示方書で想定される値とは異なった結果となったことや、アルカリ総量規制以降に建設された離島架橋において、アルカリ骨材反応(以下 ASR という)が確認されたことから、今後100年耐用を目指す上で重要な課題となった。

離島架橋は海上橋であり、常に塩害の厳しい環境条件にさらされている。一度劣化が生じると多大な維持管理費がかかることが容易に推測される。そのため、現在建設中の橋長3,540mの伊良部大橋においては、ライフサイクルコストを低減するため、塩害・ASR対策を目的とし、フライアッシュコンクリート(以下 FAC という)の採用を決定したので、現状における取り組み状況について紹介する。

2. コンクリート耐久性向上のための課題

平成12年と平成17年に伊良部大橋と同様な環境条件にある海上橋2橋について含有塩分量分布状況の調査を行った。

その結果、図-2の通り相当量の塩分がコンクリート表面より浸透しており、鉄筋かぶり付近まで塩分が浸透していた。また、その浸透濃度は鋼材の腐食発生限界濃度である1.2kg/m³以上となっており、調査橋梁が築造後12年ないし14年しか経

過していないことを考慮すると、想定以上の腐食環境下にあることが判明した。

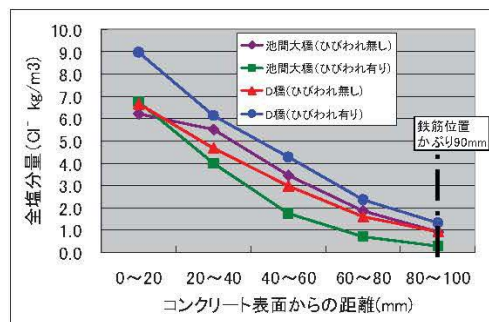


図-2 D橋橋脚における含有塩分量分布状況

このデータからコンクリート表面塩化物イオン濃度と塩化物イオン拡散係数を推定すると、道示の塩害対策の根拠となっている「コンクリート橋の塩害対策資料集～実態調査に基づくコンクリート橋の塩害対策の検討～(2002年11月:国土交通省国土技術政策総合研究所)」に示される算定式で算定される値より大きな値となり、道示での想定以上に過酷な環境であることが分かる。また、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]:土木学会」に示される塩化物イオンの浸入に伴う鋼材腐食に関する照査においても、現状では照査を満足しない結果となった。

また、アルカリ総量規制以降に建設された宮古島の橋梁において、JIS規格品である台湾産骨材を使用したことが原因と思われるASRの発生が確認された。よって伊良部大橋においては、コンクリート構造物の劣化原因である塩害とASRについて重点的に対策を行うこととした。

3. コンクリートの耐久性向上のための対策

伊良部大橋ではコンクリートの耐久性向上のため平成17年度に「伊良部大橋コンクリート耐久性検討委員会(委員長:大城武 琉球大学名誉教授)」を行い、対策として以下の事項が提言された。

- ①骨材は、過去にアルカリ骨材反応(以下、ASR という)による劣化事例のない骨材を使用することが望ましい。
- ②耐久性を向上させる観点から、FA の下部工での使用は推奨されるが、コスト面等の課題を十分考慮する事が必要である。

委員会からの提言を受けて、下部工に使用するコンクリートの耐久性向上対策として、ASR の劣化事例のない骨材の使用すること。また FAC を使用し、耐海水性(塩害)、ASR の抑制を図ることとした。しかし沖縄県内において、ダム以外の重要構造物に使用された事例はなく、施工性、単価、流通性などの課題の解決が必要となった。

よって課題を解決するため、実際に本部産碎石、新川産海砂と FA を混和材として使用したコンクリートの配合試験を行い、そのフレッシュ性状、施工性、強度発現特性、単価、宮古島における実施体制及び品質管理方法を含めた条件の下で、コンクリートの配合を決定し製造・打設を行った。

4. FAC の性能及び課題

FA とは、石炭火力発電所において、微粉炭を燃焼した際に発生する石炭灰のうち、集塵器で採取された灰のことである。FA は「JIS A 6201 コンクリート用フライアッシュ」において、強熱減量、比表面積等の項目により I 種～IV 種に分類されている。

FA を混入した FAC は、①流動性の向上、②水和熱による温度上昇の抑制、③アルカリシリカ反応の抑制、④耐硫酸塩性の向上⑤耐海水性の向上⑥高流動化、⑦高強度化等を向上させる性質が

あることが知られている。

使用目的	種類	I種	II種	III種	IV種
流動性の向上		10~40%	10~30%	-	-
水和熱による温度上昇の抑制		-	20~30%	20~30%	20~30%
アルカリシリカ反応の抑制		15~40%	15~30%	15~30%	25~30%
耐硫酸塩性の向上		10~40%	10~30%	10~30%	-
耐海水性(塩害含む)の向上		10~40%	10~30%	10~30%	-
高流動化		20~40%	20~30%	-	-
高強度化		10~30%	-	-	-

(注)普通ポルトランドセメントの一部をフライアッシュで置換する場合について示したものである。

表 4-1 FA の種類と置換率

今回は沖縄県内で製造されている II 種を使用し、水和熱による温度上昇の抑制、また耐海水性の向上に伴う塩害対策とあわせて流動性の向上に伴うワーカビリティの改善を目的に配合を行うこととした。

このように FA には多くの利点が確認されているが、初期強度の発現が小さい点や大量に添加すると粘性が増加する点など課題もあり、FA の種類及び置換率に応じて強度発現、フレッシュコンクリートの性状など使用目的に応じて使用する FA の種類及び置換率を試験により適切に定める必要があるため、配合試験を行った。

5. 下部工 FAC の配合試験

FAC の配合を決定するため室内配合試験、実機試験を行った。

室内試験においては、下部工の配合条件 27N-12-40 のもと、細骨材置換を 0~125kg、セメントの置換を 0~65kg とし 13 配合の室内試験を行いスランプ、空気量などを測定した。その結果、スランプ等については満足したものの、空気量において、FA 中の未燃炭素が AE 剤を吸着し規定の空気量(4.5±1.5%)を満足せず、大量の AE 剤の混入が必要となった。そこで、空気量の規定はワーカビリティの確保と凍結融解作用による劣化防止が目的であることから、FA によるワーカビリティが確保されている点や、沖縄県においては凍結融解作用を受けないことなどから伊良部大橋においては、空気量は規定しないこととした。

室内試験で得られたデータを基に最適配合と思われる2種類の配合と比較のためノーマルコンクリート、最もFA混入率が高く粘性が強いと思われる配合について練り混ぜ直後0分、30分、60分と実機試験を行った。その結果、ノーマルコンクリートと比較してブリージングも少なく良好な結果となった。またポンプ圧送性については60分経過後でも問題なく施工を行うことができた。

室内・実機配合試験の結果から圧縮強度特性、遮塩性効果、施工性や単価等を考慮し1m³あたりセメントとの置換65kg、細骨材との置換25kgとする配合に決定した。

6. LCC に対する検討について

FAC を使用するにあたり、ライフサイクルコスト(以下 LCC という)の検討が重要な課題となったことから検討を行った。

表-6 想定したLCC検討ケース一覧

Case	初期施工			補修方法	補修時期/回数
	コンクリート	鉄筋	併用対策		
①	普通コンクリート	普通鉄筋	無	補修時期に断面補修	6年毎12回
②	普通コンクリート	エポキシ鉄筋	無	補修時期に断面補修	75年目以降 6年毎4回
③	普通コンクリート	普通鉄筋	表面塗装	塗替時期に塗装塗替	30年毎5回
④	普通コンクリート	エポキシ鉄筋	無	補修時期に達する前に表面塗装 +塗替時期に塗装塗替	60年目に塗装 30年毎1回
⑤	普通コンクリート	普通鉄筋	電気防食	25年毎にコンクリート中の鉄筋 +50年毎に電極の交換	左記
⑥	普通コンクリート	エポキシ鉄筋	無	補修時期に達する前に電気防食 +25年毎にコンクリート中の鉄筋と補修	60年目に電気防食 補修等は左記
⑦	フライアッシュコンクリート	エポキシ鉄筋	無	補修無	無

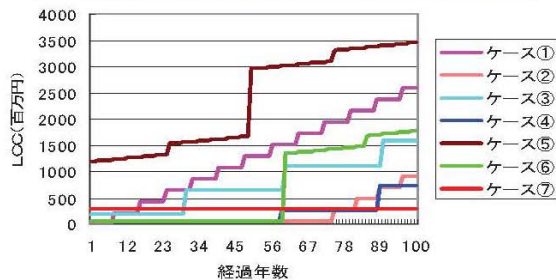


図-6 LCCの算定結果

道示に示おける最小かぶり(90mm)、W/C=50%の普通コンクリート、普通鉄筋を用いた場合を基本とし、それに対するコスト増を加算する形で算定した(表-6)。なお、補修時期は鋼材表面における塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界濃度(1.2kg/m³)に達した時点とした。また塩化物イオ

ン濃度の推定は「コンクリート標準示方書」「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるコンクリートの設計施工指針」により算定した。

結果、図-6 に示すとおり、FAC とエポキシ樹脂塗装鉄筋を併用することで LCC を低減できること判断した。

7. 下部工 FAC の ASR 抑制効果について

7.1 下部工の細骨材における ASR の課題

前述の委員会の提言①に従い、下部工において新川産海砂をコンクリートに配合してきた。しかし、同骨材を用いた本島内の橋梁において、橋脚表面に亀甲状のひび割れが確認されASR発生の疑いがでてきた。

また、新川産海砂の岩種判定試験を行った結果、アルカリと反応しやすい状態の石英鉱物で形成されていることが判明し、文献等からも「アルカリ骨材反応をおこす可能性がある岩種」と判定された。

伊良部大橋では「過去に ASR 発生事例のない骨材を使用する」としていたが、岩種判定試験などの結果から、下部工で使用しているコンクリートの ASR 抑制効果の確認を行う必要が生じた。

7.2 下部工27NFACにおける促進膨張試験

7.2.1 試験方法

表7.2.1 促進膨張試験一覧表

条件	試験名	内容	
		試験方法	測定時期
酸しい	JCI-DD2	試験方法	40℃、95%RH以上の養気中で養生する方法
		養生条件	40±2℃、95%RH以上の環境で促進養生を行う。
	測定期間	3ヶ月間	
	測定材料	1週間毎	
	NaCl 浸漬法	試験方法	50℃飽和NaCl水溶液に浸漬する方法。
		測定期間	3ヶ月間。
測定材料	1週間毎		
NaOH 浸漬法	試験方法	80℃1mol/l NaOH水溶液に浸漬する方法。	
	測定期間	28日間	
酸しい	測定材料	14日間はほぼ等間隔で少なくとも3回測定。 14日以降28日までは少なくとも1週間毎に測定。	

下部工 FAC、下部工ノーマルコンクリート(以下 NC という)、上部工 NC の3配合について、コンクリート供試体からコアを採取し3種類の促進膨張試験を行った。(表 7.2.1)

- ① JCI-DD2 法((社)コンクリート工学会基準)
- ② NaCl 浸漬法(デンマーク法)
- ③ NaOH 浸漬法(カナダ法)

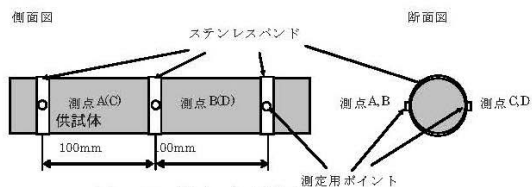


図-7.2.1 測定バンド貼付図

測定方法は3試験とも同じであり、図7.2.1に示すように測定用ポイントを標点間距離100mmで貼り付け(ステンレス製バンドにハンダ付けし)、各材齢でポイント間の長さ変化を測定した。

7.2.2 試験結果

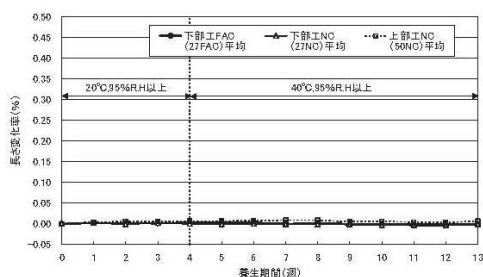


図7.2.2-① JCI-DD2法

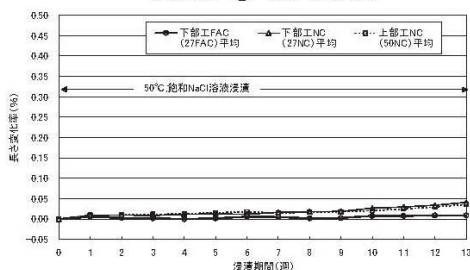


図7.2.2-② NaCl浸漬法

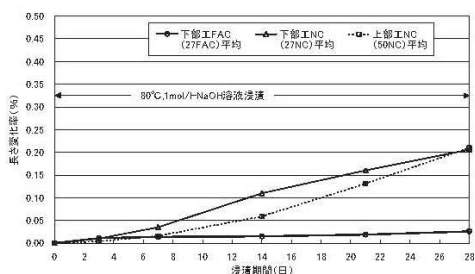


図7.2.2-③ NaOH浸漬法

図7.2.2-①、②、③よりJCI-DD2法・NaCl浸漬法・NaOH浸漬法、いずれの促進環境においても、

FACは膨張性を示さなかった。またJCI-DD2法ではFACとNCの膨張量の差は確認されなかったが、NaCl浸漬法からNaOH浸漬法と促進条件が厳しくなるほど、NCの膨張量は増大しており、FAを混和材として配合したFACは全く膨張せず、ASRの発生を抑制することが試験の結果より確認できた。

また、作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会2008.9(社)コンクリート工学会によると「遅延性骨材」によるASR発生事例が報告されており、標準的に行われているJCI-DD2法のみでは、判別が困難である事が判明した。

8. まとめ

今回、塩害、ASR対策として、FACによるコンクリート耐久性向上が図られたことは、今後の維持管理に大きな影響を与えられようと考えられる。特にFACの配合を決定し宮古島内で実施体制を確立しASRに対して有効である事を確認できたことは、沖縄県内の海岸構造物に有効利用が可能であると確信している。

また、沖縄県の離島架橋は現在まで、補修または架け替えが行われている。限られた維持管理費を有効に活用するためには、橋梁自体の状況をより正確に把握し、適切な時期に補修を行う事が求められる。伊良部大橋では、供試体による暴露試験を行い、塩分・ASR抑制効果等を追跡調査し、適切に維持管理する資料として、データを構築し整理していく事としている。

今後建設される構造物においては、FAを利用したコンクリートを使用する事でASRを抑制し長寿命化が図られ、併せて産業廃棄物であるFAの利用促進につながることで循環型社会への貢献もできるものと期待する。

橋梁下部工塩害対策に対する検討

砂川 勇二

(財)沖縄建設技術センター 試験研究部試験研究班
主任技師
SUNAKAWA Yuji

1. はじめに

橋梁下部工の塩害対策は、海上や海岸部も含め道路橋示方書(以下「道示」)の規定による対策を行うのが一般的である。道示では、塩害地域に建設される下部構造の鉄筋コンクリート部材は、塩分の浸透性等を考慮して、100年の目標期間において鉄筋位置における塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度(1.2kg/m³:この濃度以上になると鉄筋が錆び始める濃度)以下となることを照査することにより耐久性の検討を行うが、規定の最少かぶり等を確保すれば所要の耐久性が損なわれないとしている。

一方、コンクリート標準示方書(以下「コン示」)では、海岸部等の環境条件が厳しい場合は、鋼材位置における塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度以下であることを確かめることによって照査を行うこととされており、基本的には道示と同様である。

当センターでは、宮古島と伊良部島を結ぶ約4.3kmの海上架橋である伊良部大橋の100年耐用を目指したコンクリートの耐久性検討を行っており、下部工に塩害、温度応力、アルカリ骨材反応抑制対策としてフライアッシュコンクリート(以下 FAC)を使用することとした。

本稿では、耐久性の検討を行う中で、伊良部大橋と同様な環境条件である海上架橋の下部工で塩分量調査を行った結果と、道示、コン示との比較をとおり、海水や波しぶきを直接受けるという厳しい塩害環境に建設される橋梁下部工におけるFACの遮塩効果について検討した概要を紹介する。

2. 現地調査

現地調査は、宮古島の海上架橋である池間

大橋とA橋の下部工からコアを採取し、表面からの塩分浸透量を測定した。建設記録誌や当時の配合報告書によると、両橋とも呼び強度270kgf/cm²、水セメント比(W/C)50%のコンクリートが使用されている。この配合は、現在橋梁下部工に使用される配合と同様な配合である。

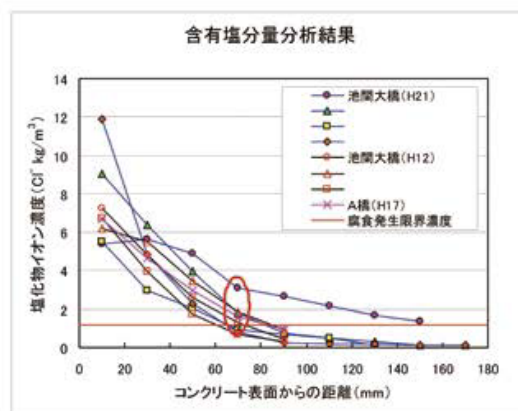


図 1 現地調査による塩分量分析結果

図-1に含有塩分量分析結果を示す。池間大橋の橋脚は1987(昭和62)から1989(平成元)年度に、A橋の橋脚は1991(平成3)年度に建設されたものであり「道路橋の塩害対策指針(案)」に基づき、鉄筋の最少かぶりは70mmである。調査結果から、建設後十数年から二十年程度で鋼材腐食発生限界濃度以上の塩分が浸透し、同様な環境で同様な配合で構造物を建設すると、かなりの塩分がコンクリート中に浸透する可能性があることは容易に推察できる。

3. 示方書と現地調査結果の比較

コンクリート中への塩化物イオンの浸透については、コン示の他、2002(平成14)年の道示の塩害に対する検討の改訂に反映された、「コンクリート橋の塩害対策資料集-実態調査に基

「しまたて」 No.52 2010.1 p35~39

表 1 両示方書における塩化物イオン浸透の推定式

コンクリート標準示方書(2007年制定)	
○鋼材位置における塩化物イオンの設計値(kg/m ³)	
$C_d = \gamma_d \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\}$	
C_0 : コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度(kg/m ³)	c : かぶりの期待値(mm) 一般に設計かぶり
t : 塩化物イオンの浸入に対する耐用年数(年) 耐用年数100年を上限とする	γ_d : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数
$\left\{ \begin{array}{l} 1.3 : \text{一般の場合} \\ 1.0 : \text{高流動コンクリートを用いる場合} \end{array} \right.$	
D_d : 塩化物イオンに対する設計拡散係数(cm ² /年)	ここで、
$\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$: 誤差関数	
道路橋示方書[国総研資料](2002年11月)	
○時間t(sec)経過した時点でのかぶりx(cm)の位置での塩化物イオン量(kg/m ³)	
$C(x,t) = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) \right\}$	
C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m ³)	x : かぶり(cm)
t : 時間(sec)	D_c : みかけの拡散係数(cm ² /sec)
ここで、	
$\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$: 誤差関数	

づくコンクリート橋の塩害対策の検討-(2002年11月:国土交通省国土技術政策総合研究所) (以下「国総研資料」)に予測式が示されている。

両者ともフィックの拡散法則に基づいて塩化物イオンの拡散を推定するもので、基本的に同じ考え方であるが、コンクリート表面塩化物イオン濃度と塩化物イオン拡散係数の設定が両者で異なっている。以下に両示方書と現地調査結果との比較を示す。

(1)コンクリート表面塩化物イオン濃度

道示では、全国の沿岸域で飛来塩分量調査を行った結果を基に、コンクリート表面塩化物イオン濃度と飛来塩分量、海岸線からの距離との関係を、バラツキがあるデータの平均的な近似式として示している。塩害状況の調査は、海岸線から数km内陸部までの橋長15m以上のコンクリート橋(一般国道)を対象に実施しており、

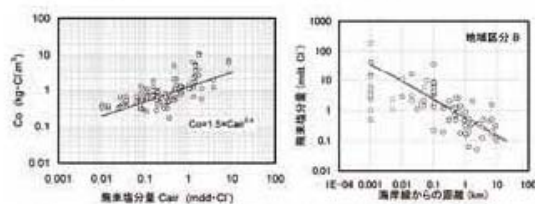


図 2 道示による表面塩化物イオン濃度(文献 1), 2), 3)より)

県内ではR58、R329、R330の3路線が対象となっている。

一方、コン示では、海岸からの距離により定数としてコンクリート表面塩化物イオン濃度を与えている。

表 2 コン示による表面塩化物イオン濃度(kg/m³)

飛沫帯	海岸線からの距離(km)				
	汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5

図-3に、両示方書と現地調査から推定される表面塩化物イオン濃度の比較を示す。なお、現地調査結果からの推定は、(独)土木研究所から提供されている「コンクリート中の塩化物イオン濃度分布簡易分析シート」により推定した。図より、道示の値に比べてコン示の値が大きく、現地調査結果による推定値は、コン示の汀線付近から飛沫帯の近くに分布しており、中には15kg/m³を超える値もある。

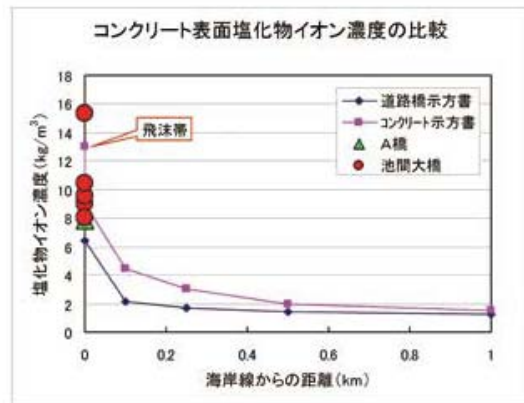


図 3 コンクリート表面塩化物イオン濃度の比較

(2)コンクリート中の塩化物イオン拡散係数

道示では、早強セメントを使用したコンクリート供試体を、沿岸部で2~3年暴露試験を行った結果から拡散係数を近似式で示している。他機関で行われた暴露試験結果でもセメントの種類による顕著な差は見られないとしているが、拡散係数算定に使用したデータが少ないうえに、早強セメントコンクリートのみで拡散係数を算定しているのが気になるところである。

一方コン示では、2002年制定の示方書改訂資料に根拠が示されており、海岸部、内陸部、飛沫帯、干満帯、海中等に建設された構造物のデータから、普通ポルトランドセメントと高炉セメ

「しまたてい」 No.52 2010.1 p35~39

ント・シリカフェームを用いたコンクリートそれぞれで、バラツキがあるデータの近似式による

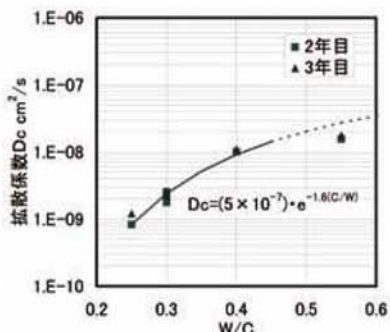


図-4 道示による拡散係数の設定【文献1)、2)、3)より】

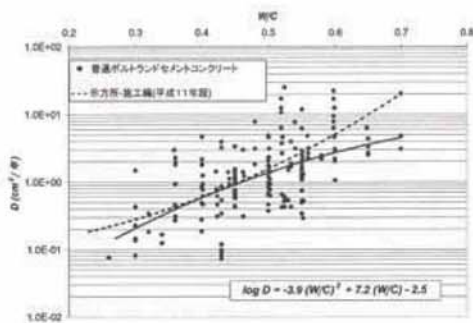


図1.3.2 普通ポルトランドセメントを用いた場合の水セメント比と塩化物イオンの拡散係数の関係

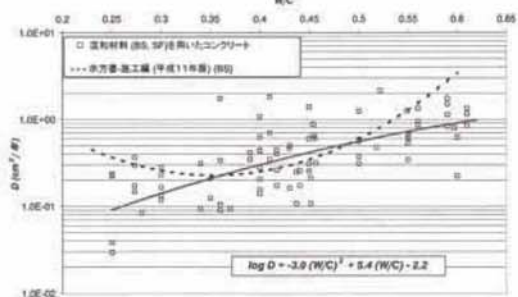


図1.3.3 混和材料 (BS, SF) を用いた場合の水セメント比と塩化物イオンの拡散係数の関係【コンクリート標準示方書より引用】

図-5 コン示による拡散係数の設定

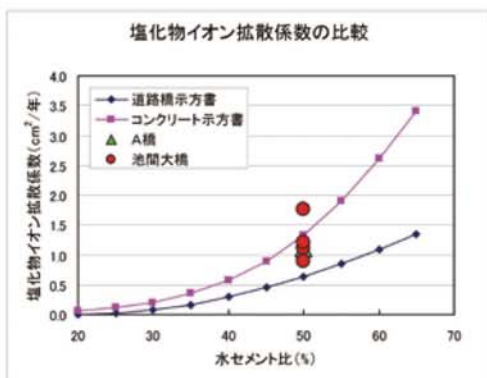


図-6 塩化物イオン拡散係数の比較

り拡散係数を示している。

図-6 に両示方書と現地調査から推定される塩化物イオン拡散係数の比較を示す。拡散係数も道示に比べてコン示の値が大きくなり、現地調査結果による推定値は、道示の値よりも大きなところ分布する結果となった。

4. 塩化物イオンの浸入に伴う鋼材腐食に関する照査

示方書と現地調査結果との比較では、データのバラツキの程度の議論はあると思われるが、表面塩化物イオン濃度、拡散係数とも総じて道路橋示方書≦現地調査による推定値≦コンクリート標準示方書]という結果となった。

この結果や、道示では拡散係数を早強セメントのみで算出していること、波や波しぶきを頻繁に受ける部材は別途検討が必要であるとしていること等を総合的に考えると、現地調査結果をふまえた場合、海上という過酷な環境下で長期の耐久性を目標として建設される橋梁下部工等の構造物では、現状ではコンクリート標準示方書により照査を行うことが安全であり、適切な手法であると判断できる。

これまでの検討をふまえ、コン示に示される推定式により、道示で想定している橋梁下部工で一般的なW/C=50%のコンクリートで、かぶり90mmとした場合における照査を行う。なお、ここではひび割れの影響は考慮しないものとした。

$$\gamma_i \frac{C_d}{C_{lim}} \leq 1.0 \quad \dots \dots \text{(照査式)}$$

γ_i : 構造物係数 一般に1.0、重要構造物に対しては1.1
 C_{lim} : 鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度 一般に1.2kg/m³
 C_d : 素地鋼材表面における塩化物イオン濃度 (表-1参照)

図-7 に普通鉄筋を使用した場合でCoを13kg/m³、9kg/m³とした場合の鉄筋表面における塩化物イオン濃度の経年変化を示す(道示による計算値も参考に記載)。いずれの場合も100年の間には相当量の塩分が浸透し、照査は満足しない結果となる。

対策としてかぶり厚を増すことも考えられるが、計算上の必要かぶりとする構造物の重量が大きくなり、無筋部分が増えることにより乾燥収縮等によるひび割れも懸念されるため、か

「しまたてい」 No. 52 2010.1 p35~39

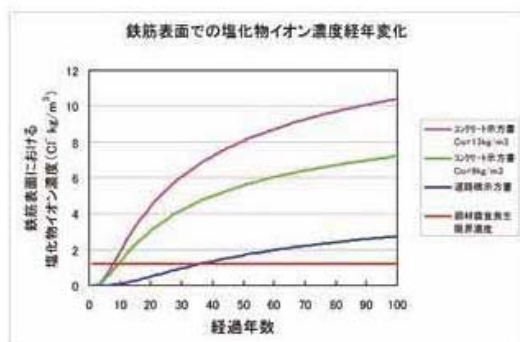


図 7 鉄筋表面での塩化物イオン濃度の経年変化
 ぶりに加えて別途対策の併用が必要であることが国総研資料にも記載されている。

図-8 は、図-7 での条件にエポキシ樹脂塗装鉄筋を併用した場合の鉄筋表面における塩化物イオン濃度の経年変化である。エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する場合は、土木学会による「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]」に塩化物イオン浸透の算定式が示されており、エポキシ樹脂の効果が考慮されたものとなっている。図より、100年を目標とした場合、エポ筋を用いても C_{lim} を超える結果となり照査を満足しないことが分かる。

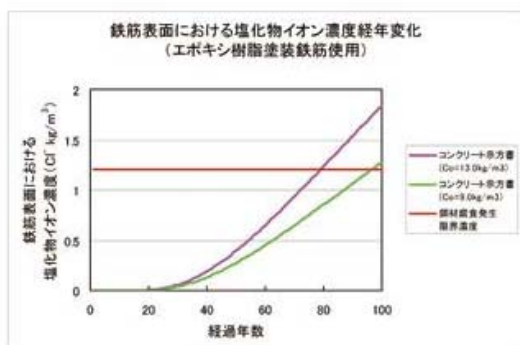


図 8 鉄筋表面での塩化物イオン濃度の経年変化(エポキシ樹脂塗)

この場合にも、かぶり厚を増す、W/Cを小さくする等の対策が考えられるが、前述の理由や、相対的にセメント量が増えることによる温度ひび割れも懸念されることから、別途対策として混合セメント、混和材の使用を検討した。

遮塩性を増す目的で使用される混和材には高炉スラグやフライアッシュ(以下「FA」)等があり、本土では、海岸部に建設される橋梁下部工は、道示の規定を満足した上で高炉セメントを使用するのが一般的であり、十分な塩害対策

となっている。県内では、JIS A 6201に規定されるⅡ種のFAが生産されていることから、今回はFAの使用を検討した。

FAを用いる上で課題となるのは、示方書等に拡散係数の算定式が示されていないことである。FACの遮塩性を示す県内での例として、沖縄電力のFAを使用し、10年間暴露試験を行ったコンクリート供試体の塩分浸透量を調査した結果を図-9に示す。NCがW/C=65%の普通コンクリートで、FACはW/B(水結合材比、Bはセメント量+FA量)を35%から50%としたものである。供試体の上・下面が暴露面であり、図では左側が上面となっている。伊良部大橋で使用しているFACはW/B=45.5%であるが、同程度のコンクリートでも高い遮塩性を有していることが分かる。

図-10は、暴露試験結果や既往文献(沖縄県内での暴露試験結果等も含まれている)で報告されているFACの拡散係数を整理して拡散係数の水結合材比に対する回帰式を求め、高炉セメントやシリカフェームを使用した場合の示方

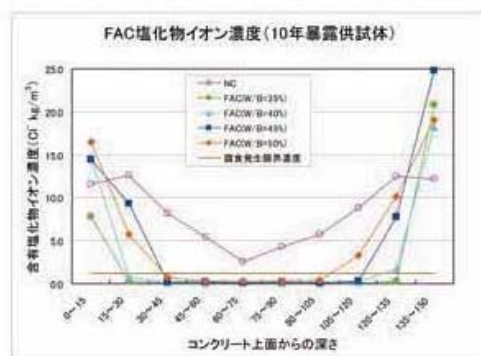


図 9 暴露(10年)供試体による塩化物イオン浸透

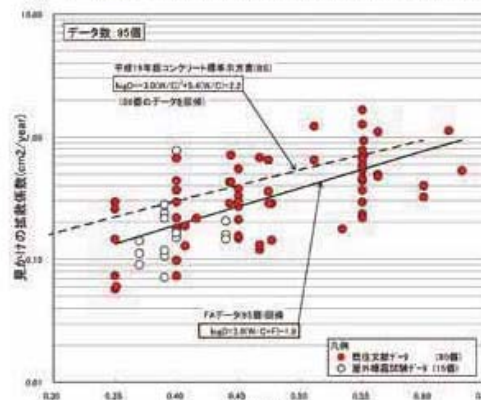


図 10 FACの見掛けの拡散係数【文献より】

「しまたてい」 No. 52 2010.1 p35~39

書予測式と比較したもので、図-11は、同じデータでFACの材齢毎に回帰式を求めたものである⁷⁾。図-11には、沖縄電力での暴露試験結果から推定された拡散係数も参考に示している。

これらから、FACの拡散係数は高炉セメントの拡散係数と同程度かそれ以下となっており、材齢5年以上になると、高炉セメントの拡散係数よりも明らかに小さくなるのが分かる。県内での既往の研究でも同様の結果が確認されているが、今回はコン示に示される高炉セメントの拡散係数を用いて照査を行ってみた。

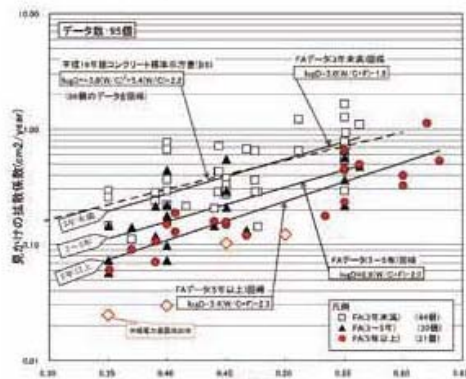


図 11 FAC材齢別の見かけの拡散係数【文献⁷⁾より】

図-12に、エポキシ樹脂塗装鉄筋とFAを用いた場合(伊良部大橋仕様)の鉄筋位置における塩化物イオン濃度の経年変化を示す。耐用年数を100年とした場合でも腐食発生限界濃度以下となり、照査を満足する結果が得られる。

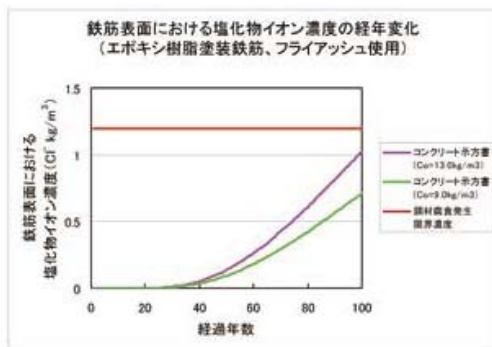


図 12 鉄筋表面での塩化物イオン濃度の経年変化(エポキシ樹脂塗装鉄筋、フライアッシュ使用)

5. おわりに

伊良部大橋の下部工では、塩害対策等の目的でFACを使用している。今回、実際に海上架

橋下部工での塩分量調査と示方書との比較をとおして、海上橋の塩害環境の厳しさと、その対策としてのFACの有効性の検討を行った。4kmに渡る海上でひとたび劣化が生じた場合の維持管理の困難性、膨大な費用と時間、代替のきかない島民の生活道路やライフラインといったことを考えると、現状でできる限りの耐久性向上策を実施して長寿命化を図り、ライフサイクルコストの低減を図ることが重要な課題であった。

今回の検討で、示方書のデータのバラツキの原因、施工の良否との関係等、塩害についてはまだまだ検討・解決すべきことが多い現象であることが分かった。現在、沖縄県と建設技術センターでは、普通コンクリートやFACの暴露試験を継続して実施しており、また、県、土木研究所との橋梁耐久性に関するプロジェクトや琉球大学等と共同でのコンクリート耐久性に関する研究プロジェクトに取り組んでいる。今後の暴露試験や実構造物での調査データ等の蓄積により、県内の厳しい塩害環境下における耐久性の向上・長寿命化が図られることを期待する。

最後に、本稿執筆にあたり、大城武琉球大学名誉教授、琉球大学工学部環境建設工学科の山田義智教授、富山潤准教授に、資料の提供やご助言を頂いた。ここに、深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 中谷昌一・玉越隆史・内田賢一・廣松新・池田明寛『国土技術政策総合研究所資料 コンクリート橋の塩害対策資料集 実態調査に基づくコンクリート橋の塩害対策の検討』国土交通省国土技術政策総合研究所、2002(平成14)年11月
- 2) 『ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書(Ⅱ) コンクリート道路橋の必要加筋に関する検討』建設省土木研究所(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、2000(平成12)年12月
- 3) 『ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書(Ⅲ) PC橋の塩害対策に関する検討』国土交通省土木研究所(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、2001(平成13)年3月
- 4) 後谷麻彦・島居和之・川村清紀・根川康男『海洋環境下に長期間暴露したコンクリートへの塩化物イオン浸透性』コンクリート工学年次論文報告集』Vol.18, No.1, 1996, pp.957~962
- 5) Vira Sorn・山田義智・杉山隆文・大城武『フライアッシュを細骨材の一部として代替したコンクリートの透水性評価』『日本建築学会構造系論文集』第560号、2002, pp.17~25
- 6) 杉山隆文・Sorn Vira・辻幸和・大城武『フライアッシュコンクリートの塩分浸透性の迅速評価に関する電気泳動法の適用』『土木学会論文集』No.711, Vol.56, 2002, pp.191~203
- 7) 井口敬一郎・武知隆男・石井光裕・横田俊・杉山隆文『フライアッシュを用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抑制性能について』『土木学会第64回年次学術講演会概要集』2009(平成21)年9月
- 8) 長嶺健吾『コンクリート中への塩化物イオン浸透特性に関する研究』琉球大学修士論文、2003(平成15)年度