

## コンクリートの耐凍害性評価方法に関する研究

大和, 竹史

<https://doi.org/10.11501/3090248>

---

出版情報 : 九州大学, 1992, 博士 (工学), 論文博士  
バージョン :  
権利関係 :

## 2.7 含有塩化物がコンクリートの耐凍害性に及ぼす影響

### 2.7.1 目的

近年、河川砂の枯渇に伴いコンクリート用細骨材として海砂の使用割合が増大しており特に西日本地区では70~90%にも達している。海砂を鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリートに用いる場合、海砂の含有塩化物が鉄筋やPC鋼材の発錆を促進するとして土木・建築両学会およびJISにおいては塩化物含有量の許容限度を設けて対処している。また、各研究機関においても、室内試験や戸外暴露試験を実施し、海砂の塩化物含有量と鋼材の発錆との関係を検討中である<sup>89)</sup>。

海砂を細骨材に使用する場合の最大の問題点は鋼材の発錆であることは論をまたないが、コンクリート構造物の置かれる環境によっては耐凍害性、耐熱性あるいは化学抵抗性について、十分検討をしておく必要がある。特に、気象作用の厳しい地域においては耐凍害性が重要な検討事項である。しかしながら、海砂に関する研究上の関心が鋼材の発錆問題にほとんど向けられており、上記の事項についてはほとんどその研究例がないのが現状である<sup>89)</sup>。

海岸地帯では施工後、外部より浸透・蓄積する塩化物量は打設時のそれに比べてはるかに多い。たとえば福岡市が1985年に行った志賀島橋の塩害調査<sup>90)</sup>によるとコンクリート中の塩化物含有量は土木学会のポストテンション部材に対する規制値の5~30倍である。寒冷地帯では、山間部においても塩化カルシウムなどの凍結防止剤の散布によりコンクリート中に塩化物が浸透・蓄積されることになる。またこのような寒冷地では、多量の塩化物を含んだコンクリートが繰り返し凍結融解作用を受けることになり、耐凍害性に与える影響も大きいと考えられる。

以上述べた観点から、海砂の絶乾重量に対して、NaCl換算で0~7.0%の塩化物を含むNON-AEおよびAEコンクリートの凍結融解試験を行ってコンクリートの耐凍害性に及ぼす塩化物含有量の影響を検討する。

### 2.7.2 実験方法

#### (1) 使用材料およびコンクリートの配合

使用したセメントは普通ポルトランドセメント(比重:3.16)である。細骨材には十分除塩した海砂(比重:2.59、吸水率:1.5%、粗粒率:2.65、NaCl換算塩化物:0.008%)を粗骨材には角閃岩碎石(最大寸法:20mm、比重:2.89、吸水率:1.1%、粗粒率:6.93)を使用した。

コンクリートの配合は2シリーズからなる。シリーズIにおけるコンクリートの目標空気量は2、3、4、5および6%の5通りとし、空気量は耐凍害性に大きい影響を及ぼすのでその許容範囲を±0.5%とした。海砂の塩化物含有量がコンクリートの耐凍害性に及ぼす影響を検討するため、海砂の塩化物含有量は砂の絶乾重量に対し、NaCl換算で0、0.1、0.3、0.5%の4通りに調整した。塩化物量の調整を海砂中の塩分によって行うのは非常に困難であるので、練りませ水の一部を海水(比重:1.02、塩化物含有量:NaCl換算で2.90%)で置換して行った。4通りの各塩化物含有量について5通りの空気量が有するコンクリートを作製したので、コンクリートの配合は総計20である。表-2.36にシリーズIにおけるコンクリートの示方配合を示す。

シリーズIIでは外部から浸透する塩化物を想定し多量の塩化物を含有したコンクリートの耐凍害性を検討した。塩化物量は砂の絶乾重量に対しNaClに換算して0.5、1、3、5および7%の5通りとした。コンクリート中の塩化物は本来、外部から浸透・蓄積させるべきであるが、今回の実験では打設時にNaCl溶液を配合水に混ぜ、塩化物濃度を調節した。コンクリートの配合はいずれも水セメント比55%、細骨材率45%で、目標空気量は6%とした。コンクリートの配合および強度を表-2.37に示す。

表-2.36 シリーズIにおけるコンクリートの配合およびフレッシュコンクリートの性状

コンクリートの種類	配合番号	記号	空気量 (%)	塩化物量 (%)	水セメント比 (%)	単位セメント量 (Kg/m <sup>3</sup> )	フレッシュコンクリート	
							スランブ (cm)	空気量 (%)
NON-AE コンクリート	1	00-2	2.0	0	55	350	10.0	2.1
	2	01-2		0.1		350	10.0	2.4
	3	03-2		0.3		350	10.5	2.5
	4	05-2		0.5		364	10.5	2.5
AEコンクリート	5	00-3	3.0	0	55	340	11.0	3.5
	6	01-3		0.1		340	10.0	3.4
	7	03-3		0.3		350	9.5	3.4
	8	05-3		0.5		356	9.5	3.1
	9	00-4	4.0	0	55	330	9.5	4.3
	10	01-4		0.1		330	9.5	4.4
	11	03-4		0.3		346	9.5	4.2
	12	05-4		0.5		350	11.5	4.2
	13	00-5	5.0	0	55	320	11.0	5.5
	14	01-5		0.1		320	9.0	5.0
	15	03-5		0.3		340	10.0	5.1
	16	05-5		0.5		334	11.0	5.5
	17	00-6	6.0	0	55	310	11.0	6.5
	18	01-6		0.1		310	10.0	6.5
	19	03-6		0.3		310	11.0	6.4
	20	05-6		0.5		326	11.0	6.3

表-2.37 シリーズIIにおけるコンクリートの配合およびフレッシュコンクリートの性状

コンクリートの種類	配合番号	空気量 (%)	塩化物量 (%)	水セメント比 (%)	単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	フレッシュコンクリート		圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
						スランブ (cm)	空気量 (%)	
AEコンクリート	21	6.0	0.5	55	326	7.0	6.5	304
	22		1.0		326	10.0	6.3	238
	23		3.0		340	12.0	6.2	305
	24		5.0		340	14.5	6.4	252
	25		7.0		340	16.5	6.4	234

(2) 凍結融解試験方法

一槽式水中凍結融解試験機を用い、ASTM-C666 A法に準じて淡水中凍結融解試験および海水中凍結融解試験を行った。ここで、海水中凍結融解試験というのはゴム容器中の供試体の周囲を海水で満たして行う試験である。海水中凍結融解試験の目的は寒冷地における

海水に接するコンクリート構造物を想定してコンクリートの周囲が海水で満たされる場合、塩化物含有量がコンクリートの耐凍害性に及ぼす影響が淡水の場合と比べてどの様に相違するか検討するためである。

コンクリートの打設に約2ヶ月間を要したので、凍結融解試験の開始材令は2ヶ月以上とし、それまで供試体は20℃の水中で養生した。凍結融解試験用供試体には10×10×40cmの角柱を用いた。ここで用いた凍結融解試験機は凍結および融解速度を設定できる型式ではないので供試体中心温度を-18.0~+4.5℃とした結果、淡水および海水中凍結融解試験の一サイクルはそれぞれ約3時間と4時間となり、凍結速度は前者で14.0℃/h、後者で11.5℃/hとなった。この差の原因は海水の比熱が淡水に比べ大きいためと思われる。

凍結融解に伴うコンクリート供試体の劣化を検討するための測定事項は融解時における外観の観察、供試体の質量、動弾性係数および長さ変化である。長さ変化は測定精度を良くするために供試体の温度を常に5℃に保ってコンタクトゲージにより測定した。

塩化物を含むコンクリートの空気泡分布性状とその耐凍害性との関係を調べるため、硬化コンクリートの空気泡分布をASTM-C457に準じたリニヤトラバース法によって測定した。

(3) コンクリートの細孔径分布

コンクリートの耐凍害性は硬化セメントペースト部の細孔構造に大きな影響を受けるので、コンクリートの凍結融解試験に並行してコンクリートの細孔構造を調べておくことが重要である。また塩化物含有量の相違によってモルタル部の細孔径分布が変化するかどうか、さらに凍結融解試験の開始前と後において細孔径分布が変化するか水銀圧入式ポロシメータを用いて検討した。

試料採取位置は角柱供試体(10×10×40cm)の中央部である。モルタル部を砕いて2.5~5.0mmの粒径にしたものをアセトンで洗浄し真空乾燥機で24時間かけて絶乾状態にした約10グラムを試料とした。

(4) 硬化コンクリートの塩化物含有量

圧縮強度試験で破壊した径10、高さ20cmの円柱供試体の中央部より取った120グラム程度の塊を塩化物含有量の測定用試料とした。塩化物含有量測定時のコンクリートの材令は2か月前後である。以下に塩分含有量試験方法を述べる。

- ① 500ccビーカーを乾燥させ、質量を測定する。
- ② 120g程度の塊を粉砕機および乳鉢で0.3~1.2mmの範囲の粒度まで砕く。
- ③ 試料を105℃で24時間、炉乾燥する。

- ④ 乾燥後、試料をビーカーに100g (W) 入れる。
- ⑤ 試料の入ったビーカーに蒸留水 300~400g注ぐ。
- ⑥ 水を入れたパットを電熱器にかけ、ビーカーを中に入れた状態で、約90°Cで3時間煮沸する。
- ⑦ ビーカーを冷却後、蒸留水の質量 (W') を測定する。
- ⑧ ビーカー中の上澄み液50ccを2回取り、クロム酸カリウム5%溶液を1mlずつ注ぐ。
- ⑨ 上澄み液を三角フラスコに入れて、0.1規定AgNO<sub>3</sub>溶液によって滴定する。
- ⑩ コンクリート中の塩化物含有量Qを次式で求める。

$$Q = \frac{0.005845 W'}{W} \times \frac{A}{V} \times 100$$

- ⑪ 細骨材の絶対乾燥状態の質量に対する塩化物含有量は上式に次式の換算係数Bを乗じて求める。

$$B = \frac{\text{セメントの質量} + \text{粗骨材の絶対乾質量} + \text{細骨材の絶対乾質量}}{\text{細骨材の絶対乾質量}}$$

### 2.7.3 シリーズIにおける実験結果および考察

#### 1) コンクリートの圧縮強度および静弾性係数

塩化物含有量の異なるコンクリートの材令7日、28日および120日における圧縮強度および静弾性係数を表-2.38に示す。また、図-2.31および図-2.32に、NON-AEコンクリート（配合番号1~4）およびAEコンクリート（配合番号5~20）の材令に伴う圧縮強度の推移を、図-4.3に空気量の異なるコンクリート（シリーズI）の材令に伴う圧縮強度の推移を示す。

塩化物含有量がコンクリートの圧縮強度および静弾性係数に及ぼす影響は、表-2.38、図-2.31、図-2.32などに示すように、同程度の空気量を有するコンクリートの圧縮強度を比較した結果、明確には認め難い。

コンクリートの圧縮強度および静弾性係数は連行空気量の増加に伴い減少する傾向が認められる。圧縮強度におけるこの傾向を塩化物含有量0.1%の場合について表-2.38に示す。表-2.38より、空気量1%増加に伴う圧縮強度の低下は塩化物0、0.1、0.3、0.5%に対し、それぞれ、21、19、23、25 kgf/cm<sup>2</sup>であるので平均22kgf/cm<sup>2</sup>となる。

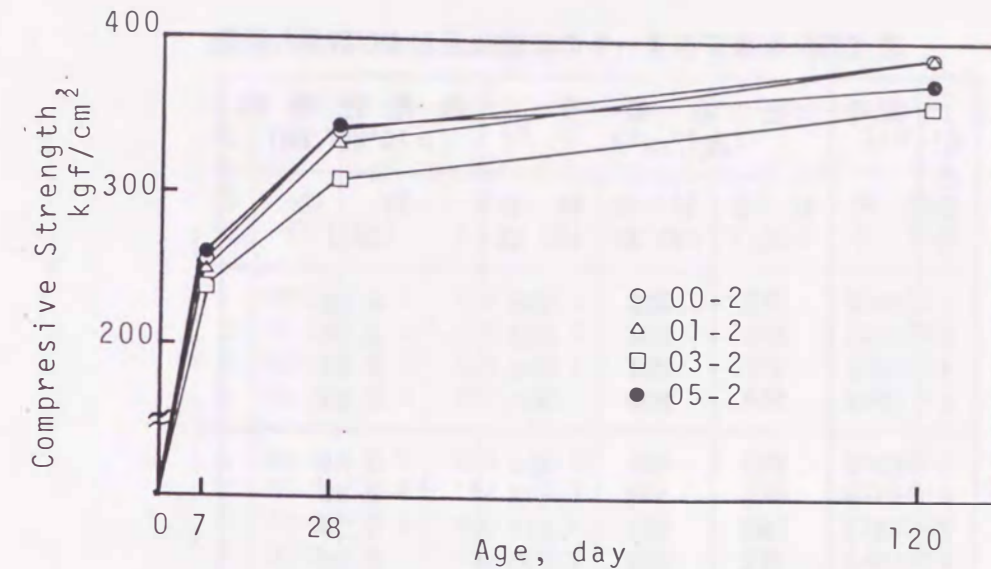


図-2.31 NON-AEコンクリートの圧縮強度

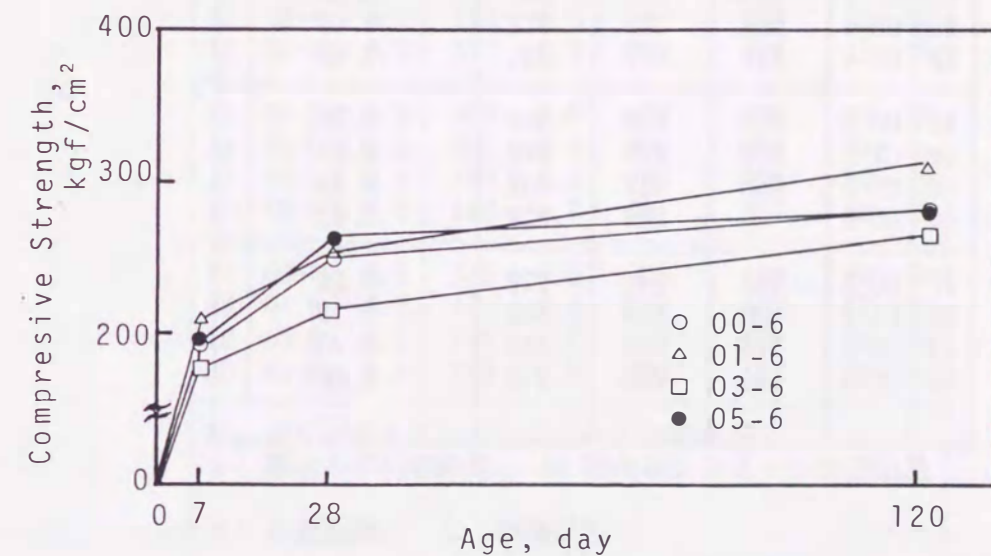


図-2.32 AEコンクリート(空気量6%)の圧縮強度

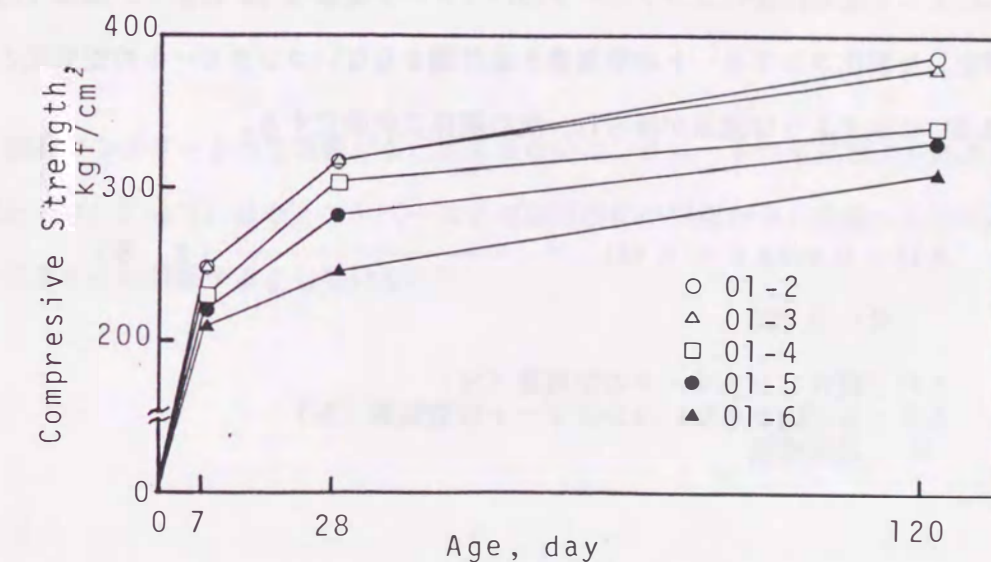


図-2.33 空気量の異なるコンクリートの圧縮強度

表-2.38 コンクリートの圧縮強度および静弾性係数

配合番号	記号	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )			静弾性係数 (×10 <sup>5</sup> kgf/cm)
		材令 7日	材令 28日	材令 120日	材令 28日
1	00-2	246	333	383	3.03
2	01-2	248	324	383	2.38
3	03-2	231	301	354	2.96
4	05-2	253	336	368	2.69
5	00-3	222	301	353	2.64
6	01-3	245	320	373	2.67
7	03-3	280	321	342	2.59
8	05-3	272	303	345	2.96
9	00-4	220	332	364	2.74
10	01-4	228	301	337	2.50
11	03-4	255	315	324	2.46
12	05-4	233	307	331	2.89
13	00-5	174	233	300	2.36
14	01-5	222	279	326	2.31
15	03-5	252	312	352	2.70
16	05-5		286	308	2.95
17	00-6	181	246	279	2.56
18	01-6	209	249	306	2.19
19	03-6	176	213	262	2.23
20	05-6	195	260	278	2.66

(2) 硬化コンクリートの空気泡分布

顕微鏡観察によって求めた硬化コンクリートのパラメータを表-2.39 に示す。ASTM-C45 7 に準じて測定した硬化コンクリートの空気量とまだ固まらないコンクリートの空気量との間には図-2.34 に示すような関係が得られ、次の関係式が成立する。

$$AH = 0.970AF + 0.441 \quad (2.5)$$

$$R = 0.896$$

ここに、  
 AH : 硬化コンクリートの空気量 (%)  
 AF : まだ固まらないコンクリートの空気量 (%)  
 R : 相関係数

表-2.39 硬化コンクリートの空気泡分布

配合番号	記号	AF (%)	パラメータ				DF	
			ℓ (μm)	AH (%)	α (cm <sup>2</sup> /cm <sup>3</sup> )	L (μm)	淡水	海水
1	00-2	2.1	199	2.8	202	320	35	26
2	01-2	2.4	213	2.3	150	382	39	29
3	03-2	2.5	207	3.1	182	350	16	16
4	05-2	2.5	267	3.1	158	431	10	7
5	00-3	3.5	219	4.6	185	286	84	69
6	01-3	3.4	184	3.9	221	254	87	75
7	03-3	3.4	268	3.4	150	406	21	25
8	05-3	3.1	210	3.2	181	351	13	16
9	00-4	4.3	204	4.8	250	202	84	78
10	01-4	4.4	153	3.5	262	222	86	72
11	03-4	4.2	262	5.0	192	264	42	54
12	05-4	4.2	151	3.8	266	218	48	55
13	00-5	5.5	208	7.0	193	208	86	75
14	01-5	5.0	207	6.4	202	224	87	75
15	03-5	5.1	190	4.5	186	280	32	45
16	05-5	5.5	182	4.7	221	231	50	65
17	00-6	6.5	193	7.0	208	186	89	78
18	01-6	6.5	173	6.4	257	182	87	79
19	03-6	6.4	188	6.2	215	199	84	78
20	05-6	6.3	168	7.5	239	159	83	72

AF: まだ固まらないコンクリートの空気量  
 ℓ: 気泡の平均切断長、AH: 硬化コンクリートの空気量  
 α: 比表面積、L: 間隔係数

硬化コンクリートの空気量がまだ固まらないコンクリートの空気量より大きめにできる原因として、O'Neill はセメントペーストの凝結前に小気泡から大気泡への空気泡の拡散が生じることに関係するとしている。<sup>91)</sup>

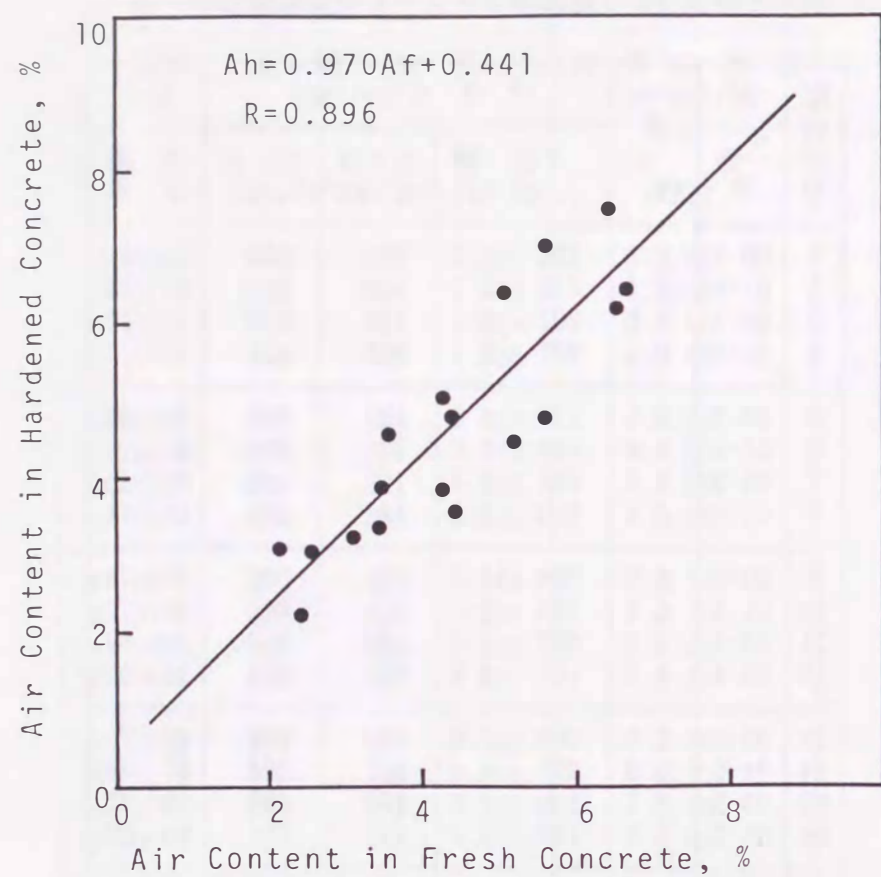


図-2.34 硬化コンクリートの空気量とまだ固まらないコンクリートの空気量との関係

(3) コンクリートの塩化物含有量および細孔径分布

1) 硬化コンクリートの塩化物含有量

前記の塩化物含有量試験方法により求めた硬化コンクリートの塩化物含有量は打設時含有量0.1、0.3、0.5%の場合につき、それぞれ0.085、0.23、0.40%であった。いずれも2割程度、減少している。この減少はセメント中のアルミン酸三石灰と塩素イオンが化合して不溶解性のフリーデル氏塩を生成するためと考えられる<sup>92)</sup>。なお、コンクリートの練り混ぜの時に導入される塩素イオンはセメント重量の0.4%程度まではフリーデル氏塩の形で固定されるが、二酸化炭素や硫酸塩の存在によって、この塩は分解することが知られており塩素イオンの水和物としての固定は期待しないのが最近の考えかたのようである。

2) コンクリートの細孔径分布

図-2.35 から図-2.38 はコンクリートの細孔径分布試験結果の一部である。これらの図には塩化物含有量が0.0%から0.5%までの結果が各空気量毎に示されている。これらの図から、海砂の塩化物含有量が多くなると細孔径分布のピークが細孔径の小さい側に移動する傾向が認められる。

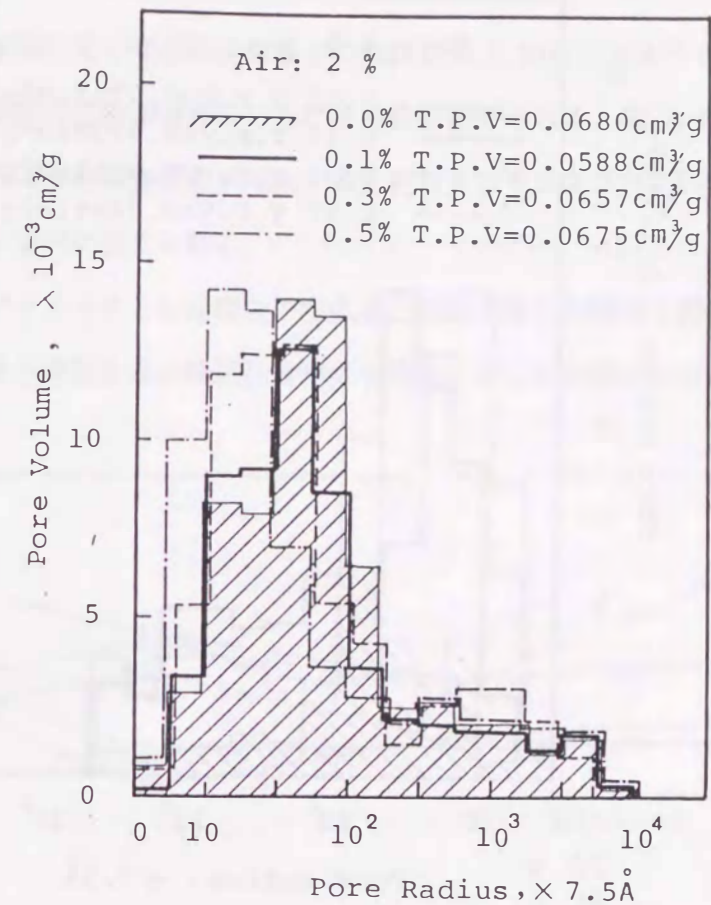


図-2.35 NON-AEコンクリートの細孔径分布

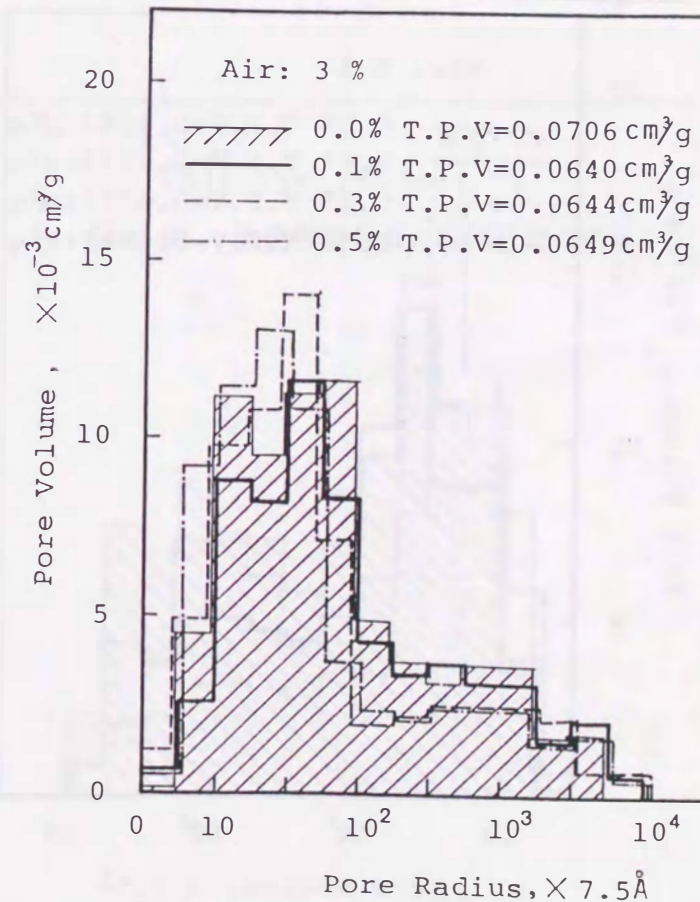


図-2.36 AEコンクリート(空気量3%)の細孔径分布

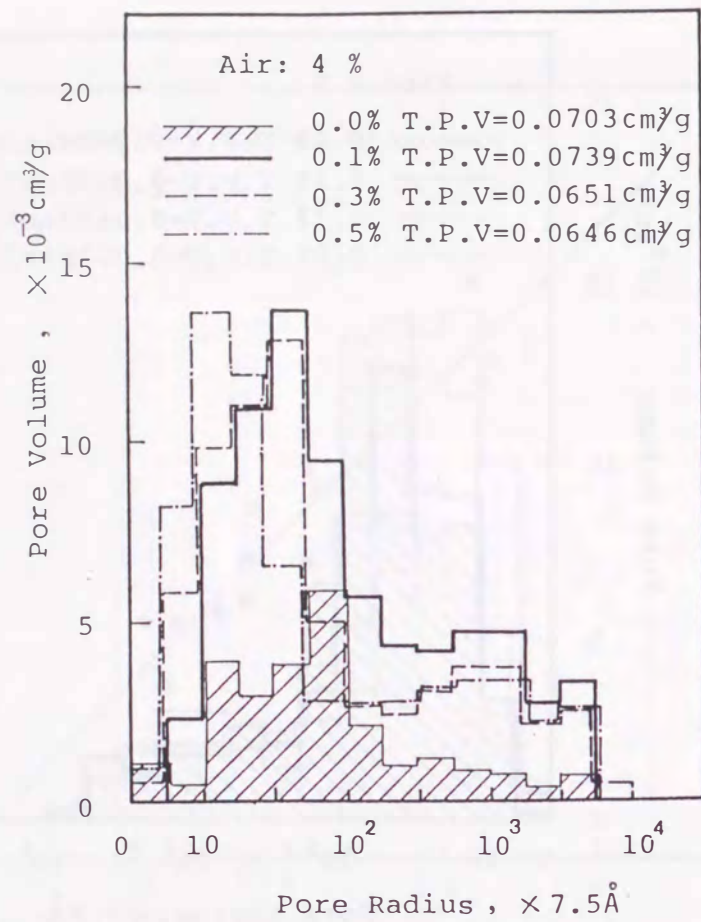


図-2.37 AEコンクリート(空気量4%)の細孔径分布

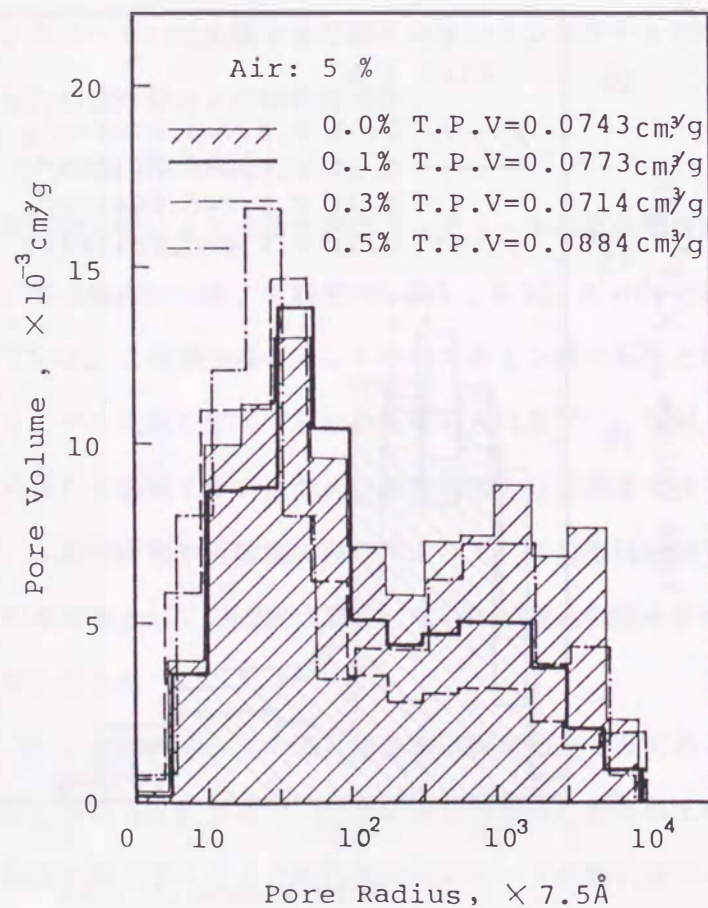


図-2.38 AEコンクリート(空気量5%)の細孔径分布

コンクリートの総細孔量と塩化物含有量との関係は図-2.39に示すように明確な傾向は認められないが累加細孔容積百分率の分布には差異が認められる。図-2.40にその一例を示す。図に示すように塩化物含有量が増加すると約75Å以下および750Å以上の細孔容積百分率が大きくなる傾向が認められる。

塩化物含有量をパラメータとした場合の空気量と総細孔量との関係を図-2.41に示す。この図より、空気量が増加すると総細孔量がやや増加することが認められる。

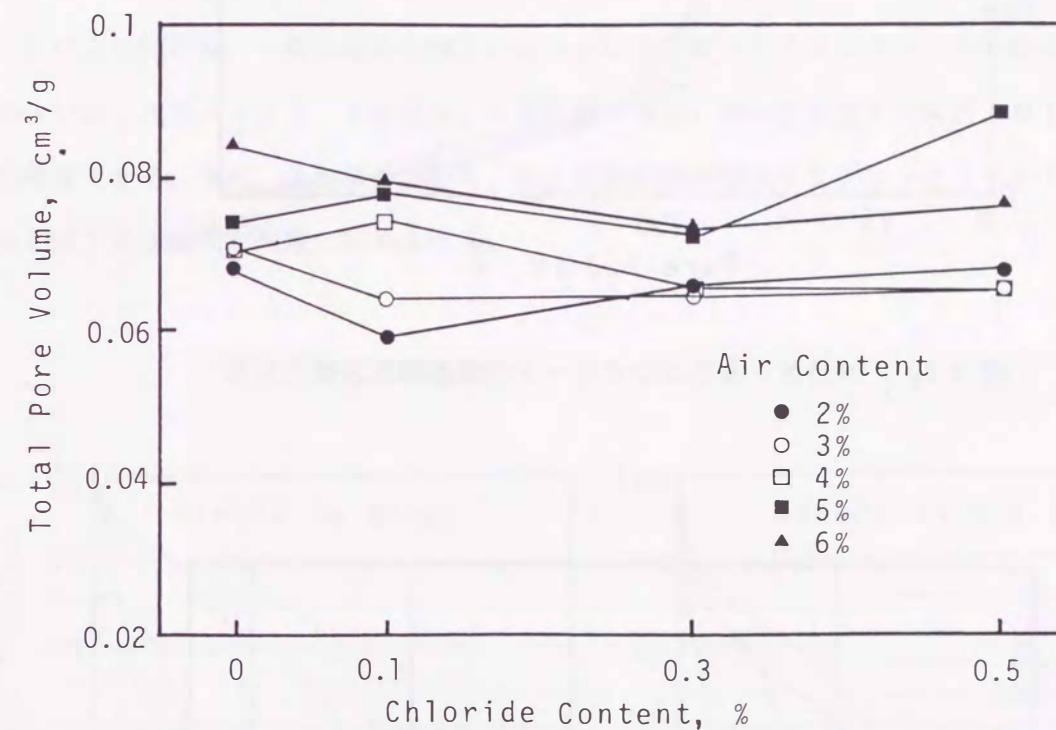


図-2.39 塩化物含有量と総細孔量の関係

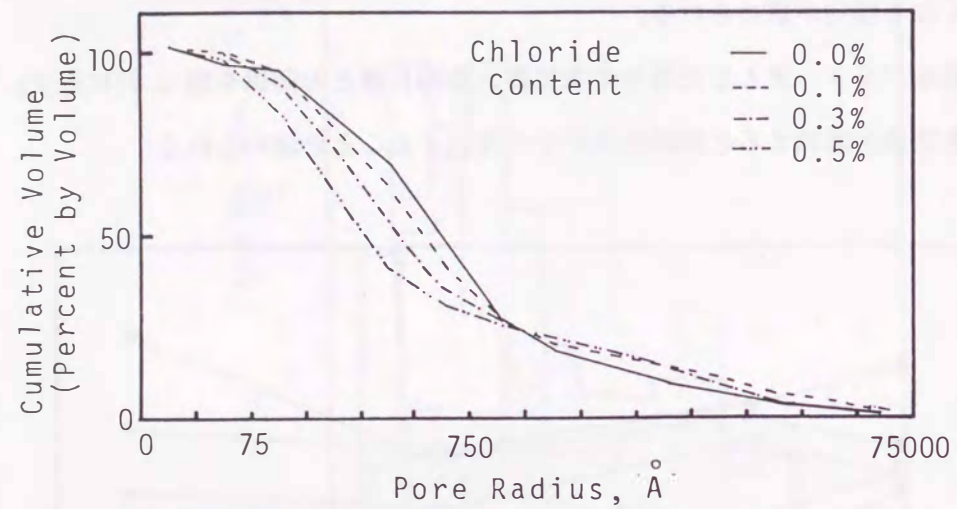


図-2.40 NON-AEコンクリートの累加細孔容積百分率

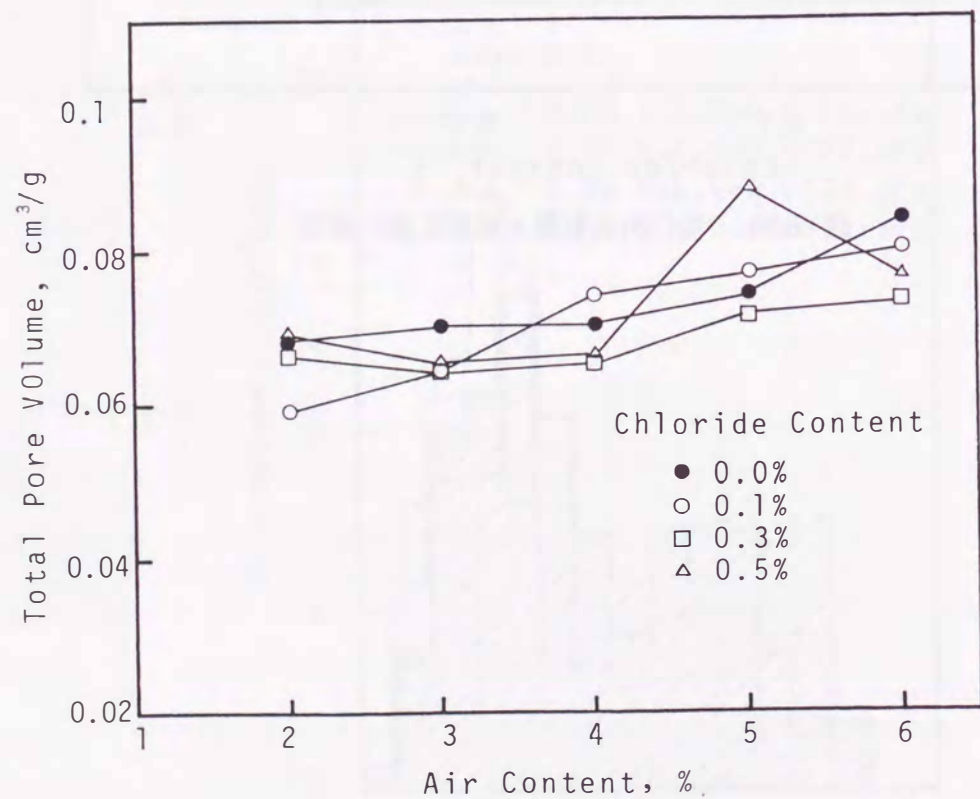


図-2.41 空気量と総細孔量の関係

(4) 凍結融解試験結果および考察

1) 相対動弾性係数および長さ変化

図-2.42~2.46に、凍結融解の繰り返しに伴うコンクリートの相対動弾性係数および長さ変化を示す。図-2.42はNON-AEコンクリートの結果を、図-2.43~図-2.46はAEコンクリートの結果を示している。また、各図における左図は淡水中試験結果を、右図は海水中試験結果を表している。図中の4本のグラフが塩化物含有量0、0.1、0.3および0.5%に対応するものである。

これらの図から、一般に認められているようにNON-AEコンクリートの耐凍害性は小さいが、AEコンクリートの場合には空気量の増加に伴い耐凍害性が改善されることが再確認できる。また、これらの図から、塩化物含有量が増加するとコンクリートの耐凍害性が低下する傾向が明瞭に認められる。

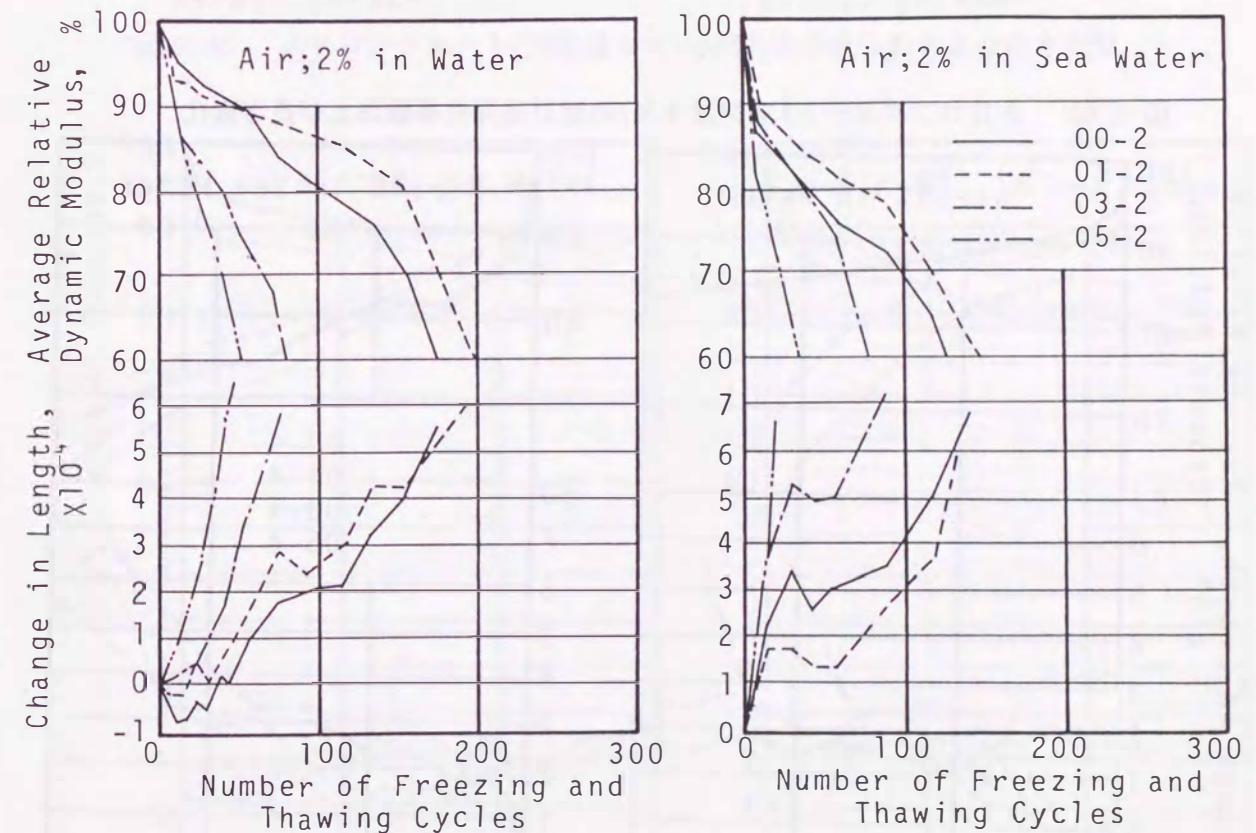


図-2.42 NON-AEコンクリートの相対動弾性係数および長さ変化



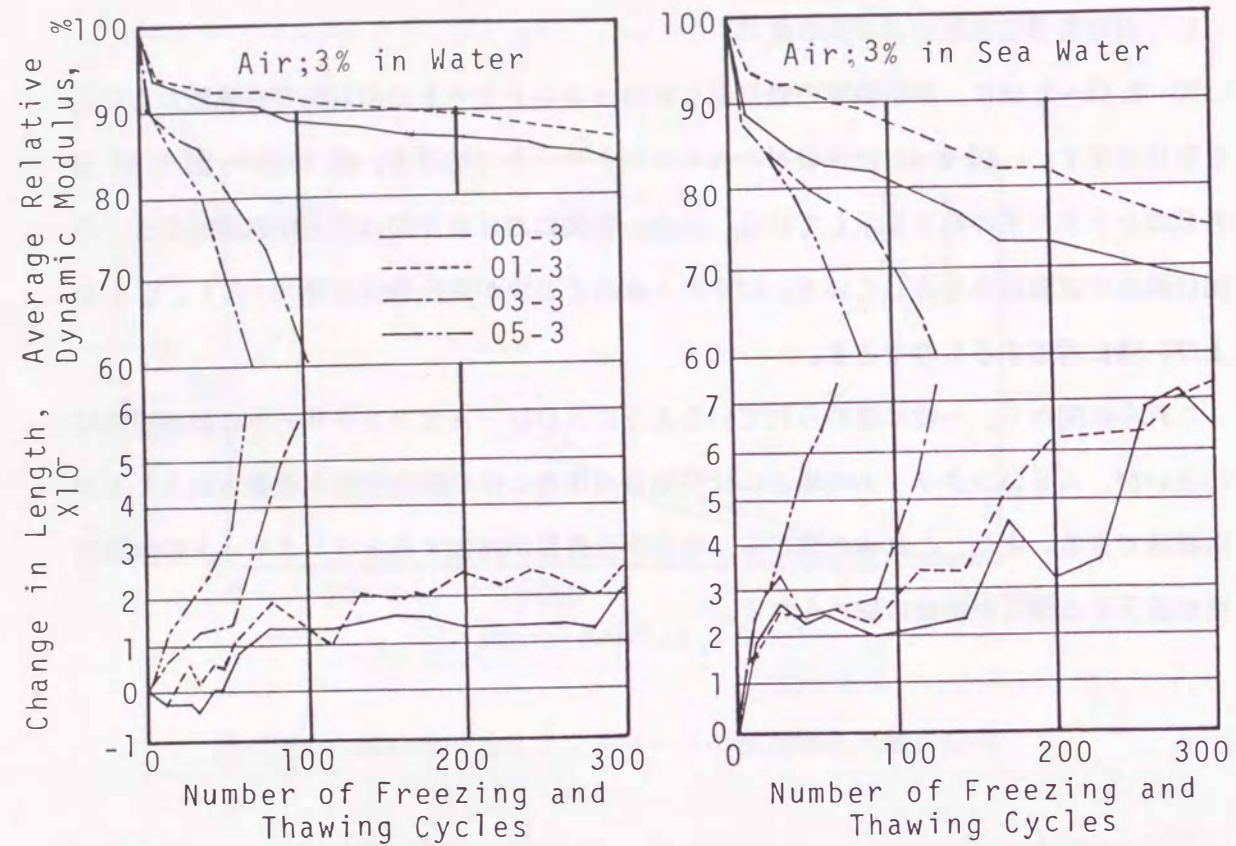


図-2.43 AEコンクリート(空気量3%)の相対動弾性係数および長さ変化

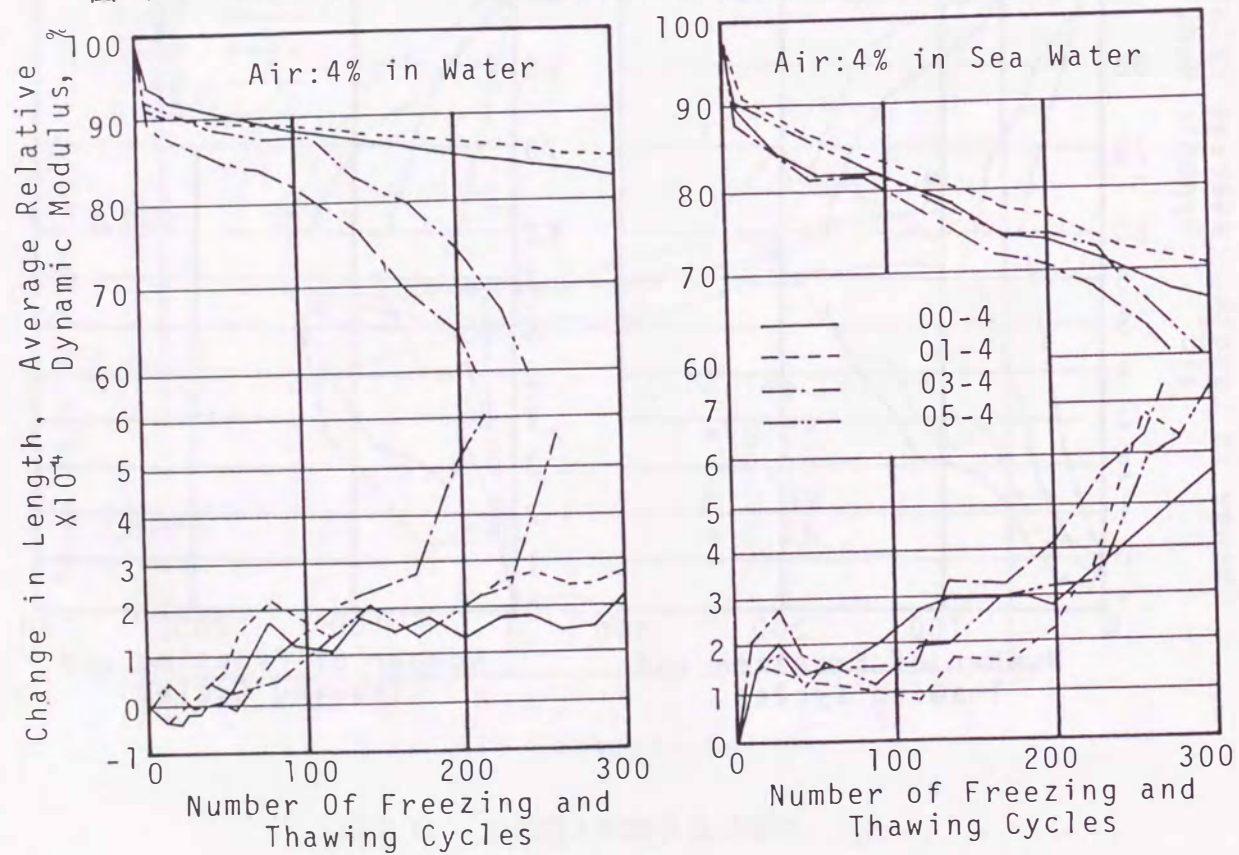


図-2.44 AEコンクリート(空気量4%)の相対動弾性係数および長さ変化

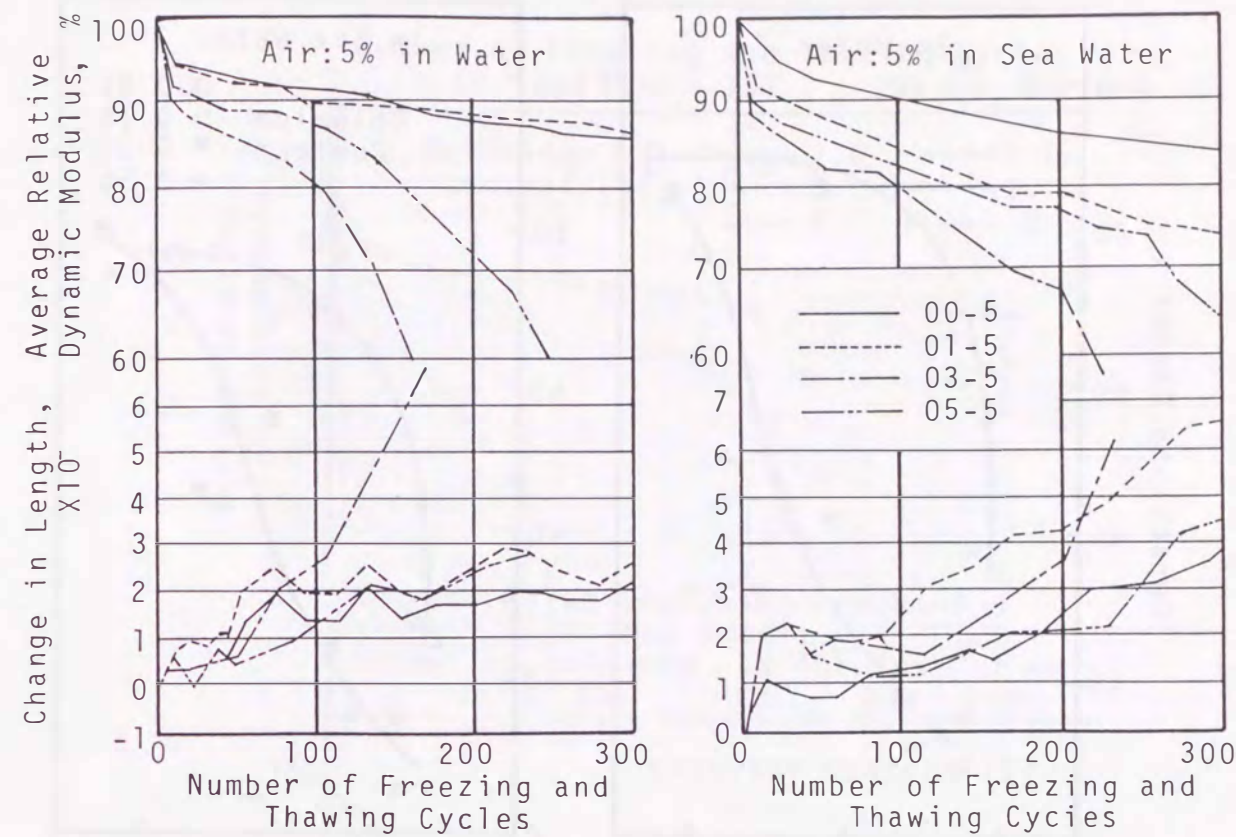


図-2.45 AEコンクリート(空気量5%)の相対動弾性係数および長さ変化

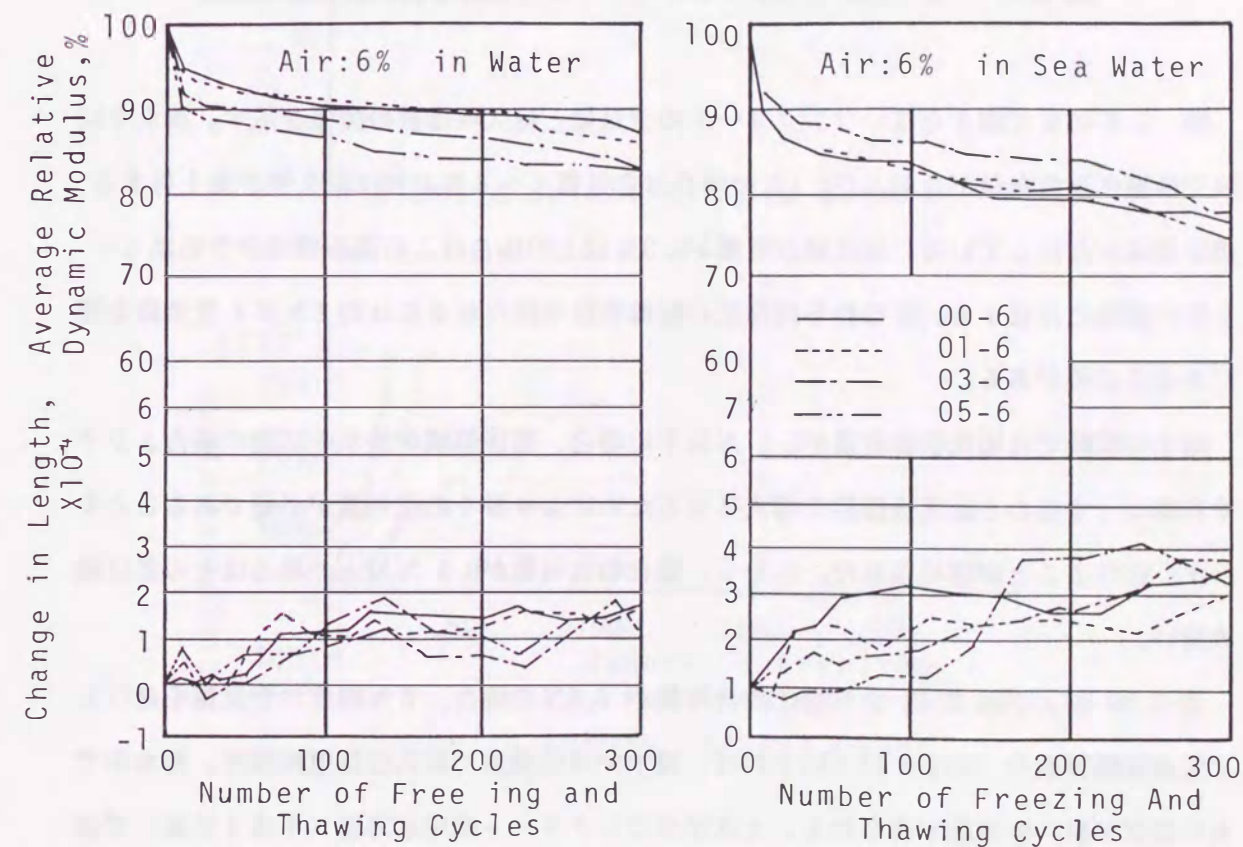


図-2.46 AEコンクリート(空気量6%)の相対動弾性係数および長さ変化

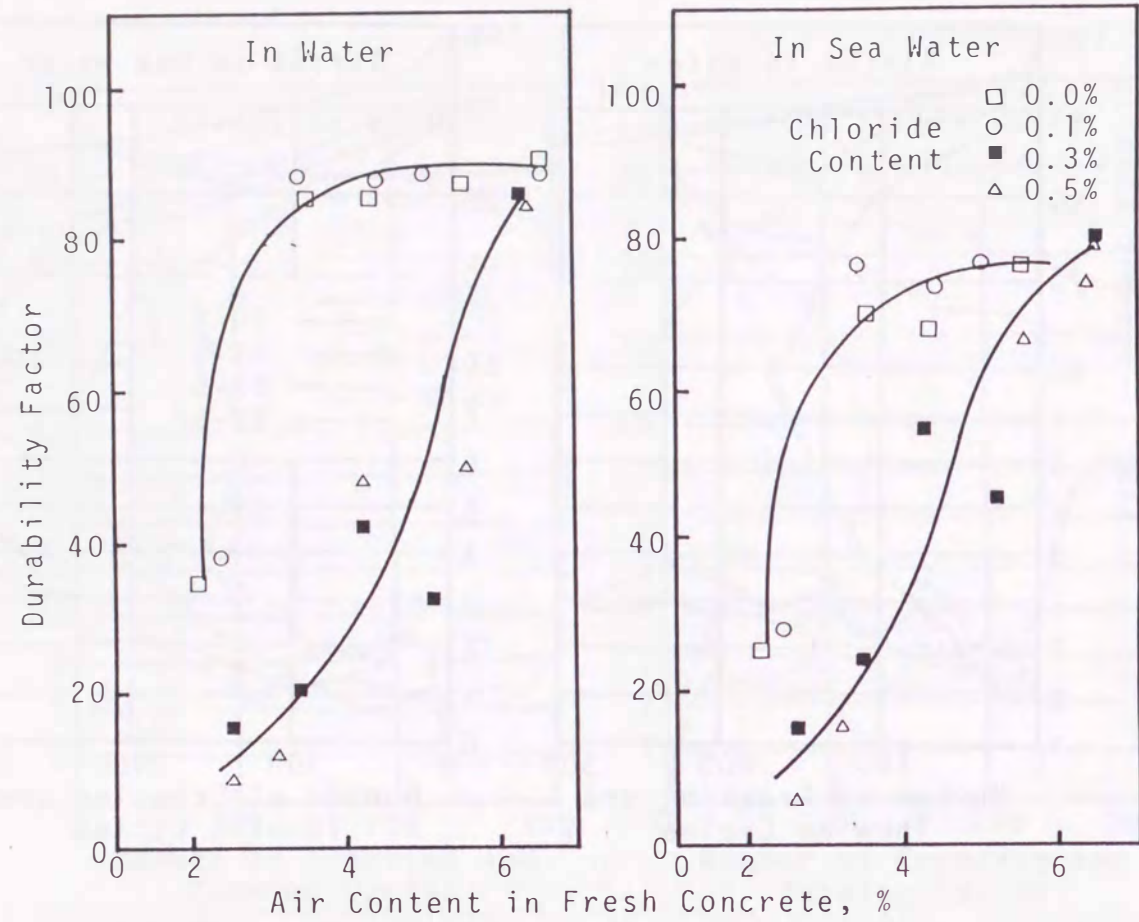


図-2.47 まだ固まらないコンクリートの空気量と耐久性指数の関係

図- 2.47にまだ固まらないコンクリートの空気量と耐久性指数の関係を示す。淡水中試験では塩化物含有量が0および0.1%の場合は空気量2～4%の間に耐久性が急上昇する遷移領域が存在している。塩化物含有量が0.3%以上の場合はこの遷移領域が空気量4～6%の間隔に存在する。すなわち同程度の耐凍害性を持たせるには約2%多く空気量を行わせる必要がある。

海水中試験では塩化物含有量が0.1%以下の場合、遷移領域が淡水中試験の場合よりやや右寄り（すなわち耐久性指数を増大させるためにより多くの空気量が必要であることを示す）になることが認められた。しかし、塩化物含有量が0.3%以上の場合はその差は認め難い。

表-2.39 および図-2.47 より塩化物含有量が0.5%の場合、6%程度の空気量を行って気泡間隔係数を200 $\mu$ m以下にすれば、淡水中凍結融解で耐久性指数80程度、海水中でも70程度の耐久性指数が得られる。土木学会コンクリート標準示方書（平成3年版）では一般の鉄筋コンクリート構造物に用いるコンクリートに対し、海砂に含まれる塩化物の許

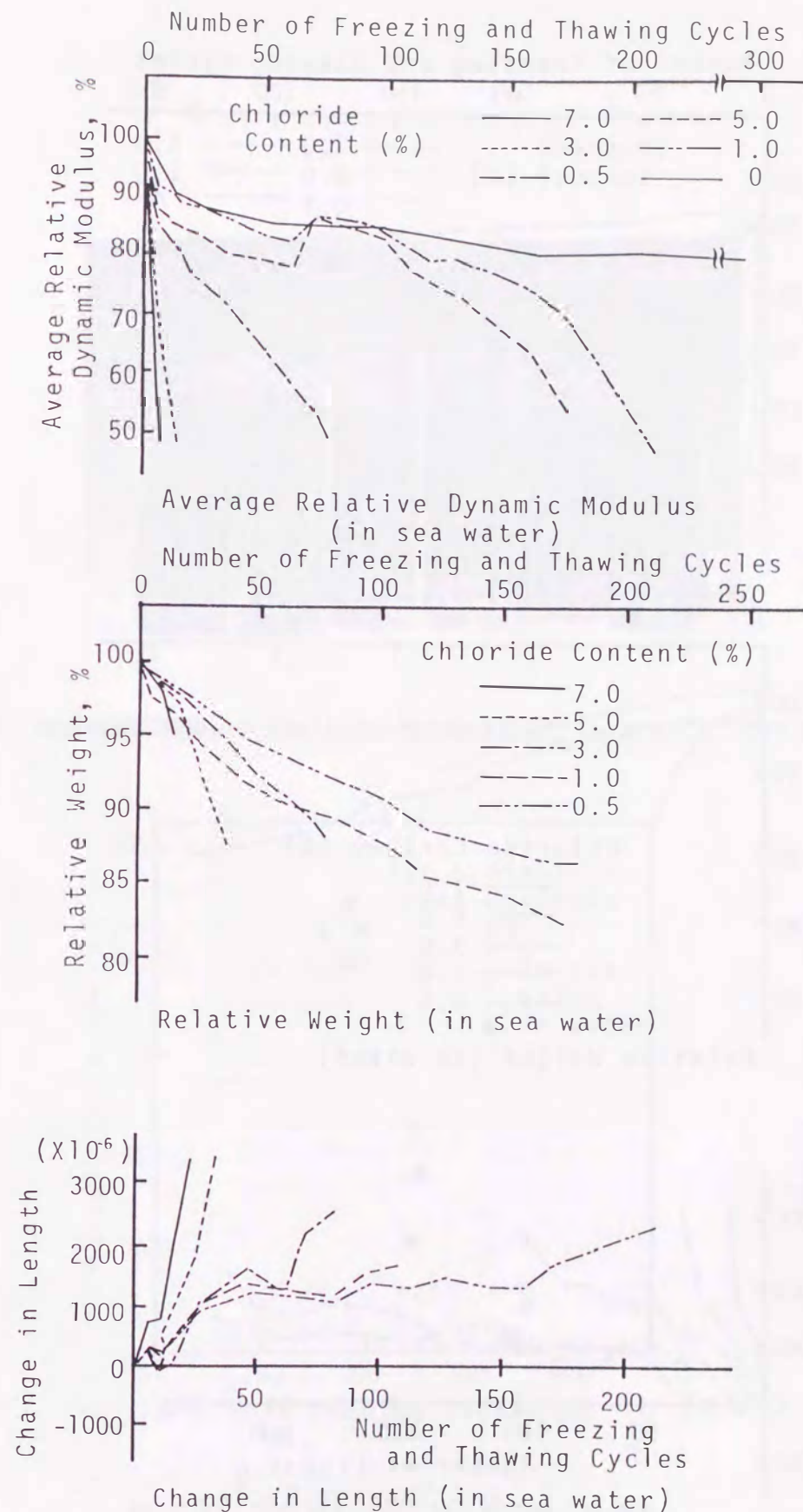


図-2.48 海水中凍結融解試験結果

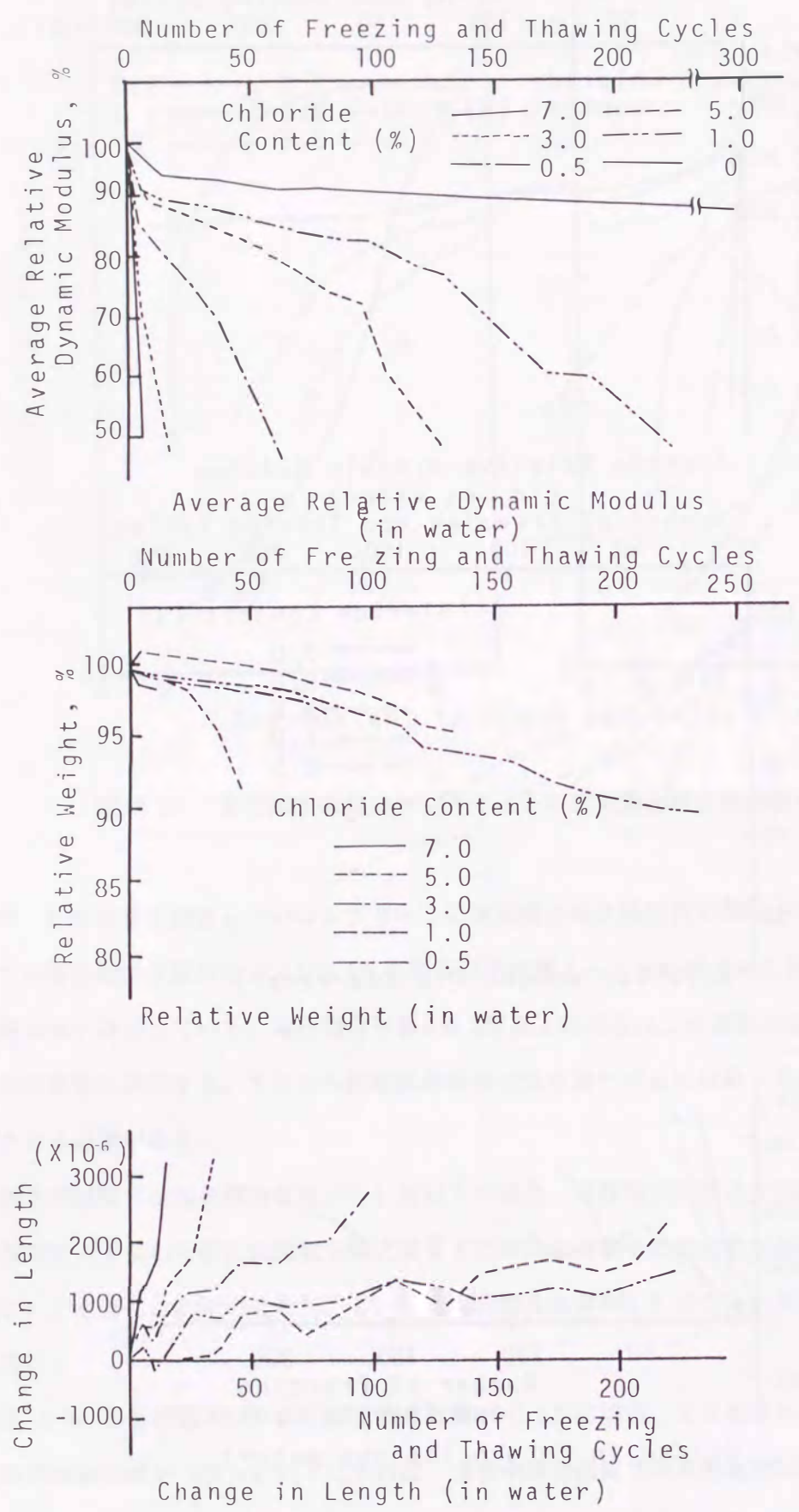


図-2.49 淡水中凍結融解試験結果

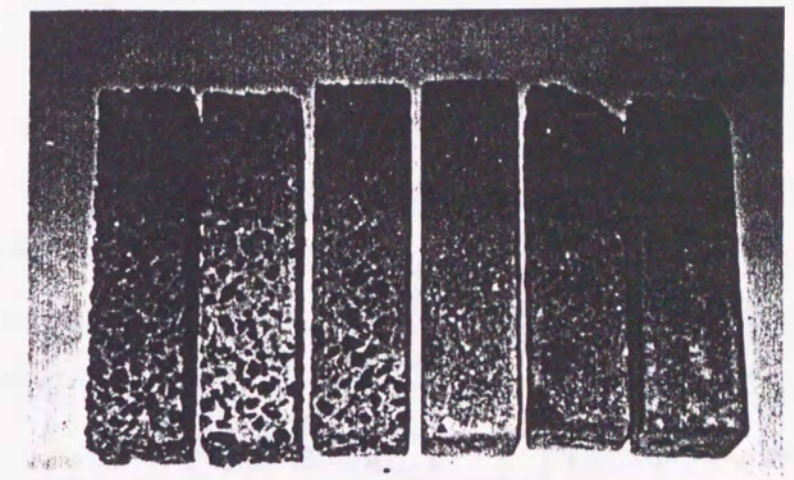


写真-2.1 凍結融解試験後の供試体(左から塩化物含有量0.42, 0.5, 1.0, 5.0, 7.0%)

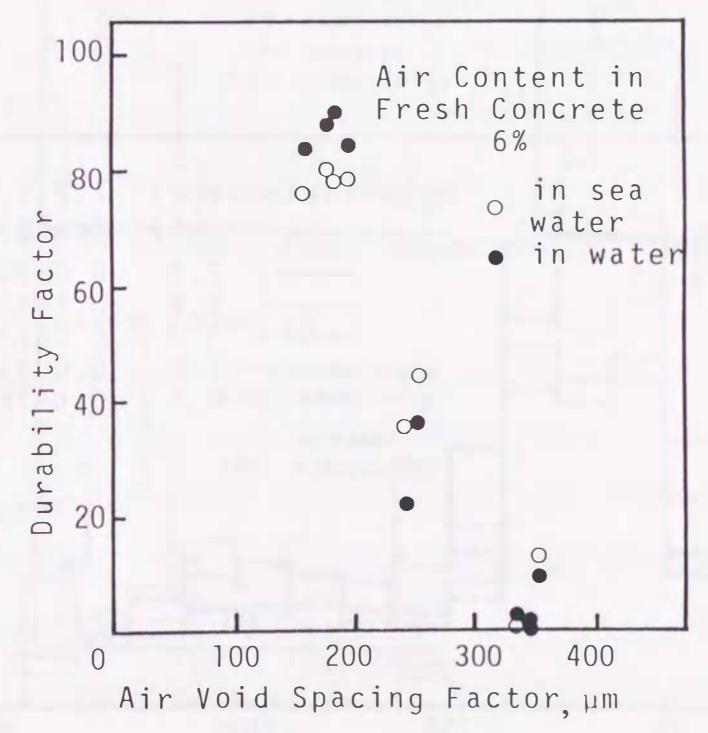


図-2.50 塩化物含有量と耐久性指数との関係

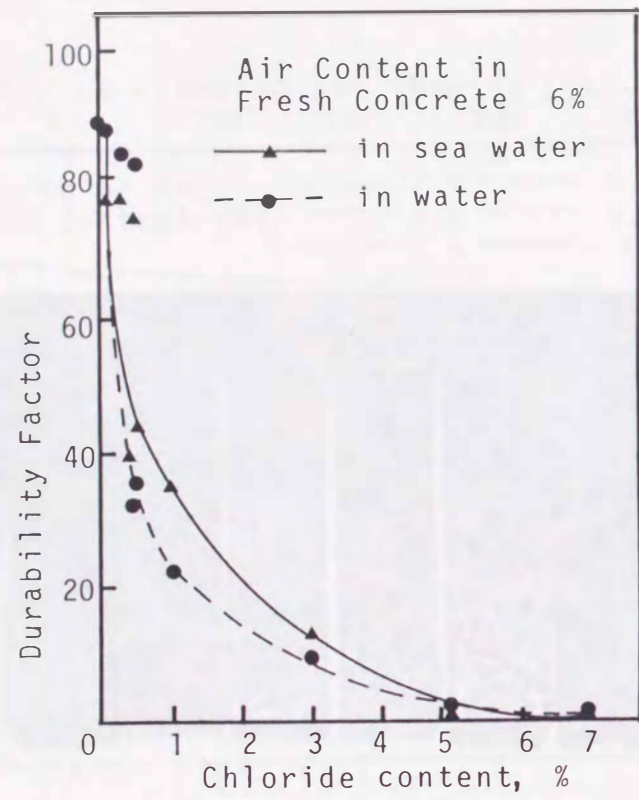


図-2.51 気泡間隔係数と耐久性指数との関係

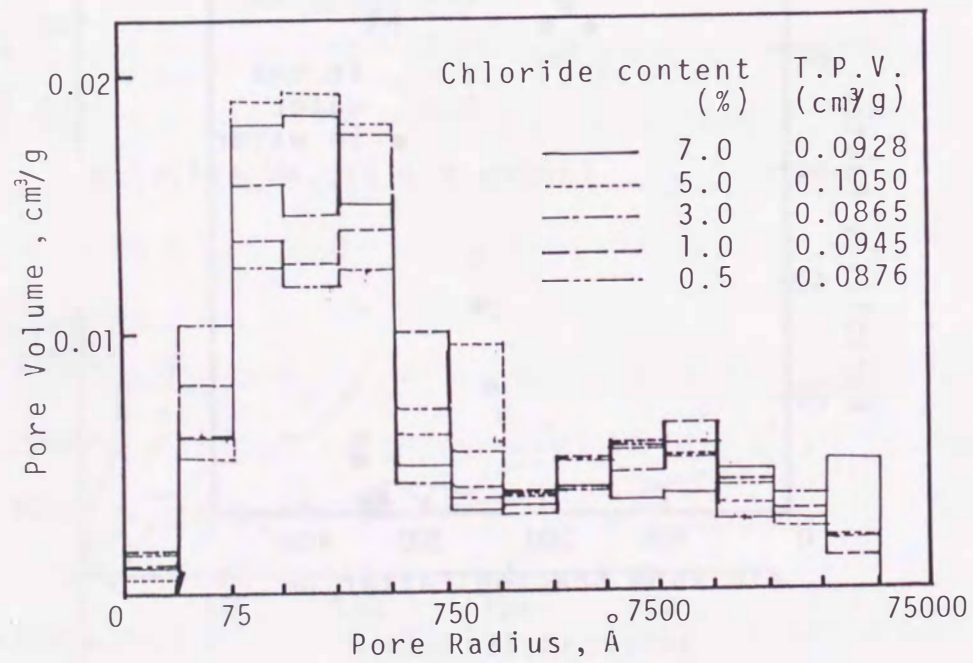


図-2.52 細孔径分布

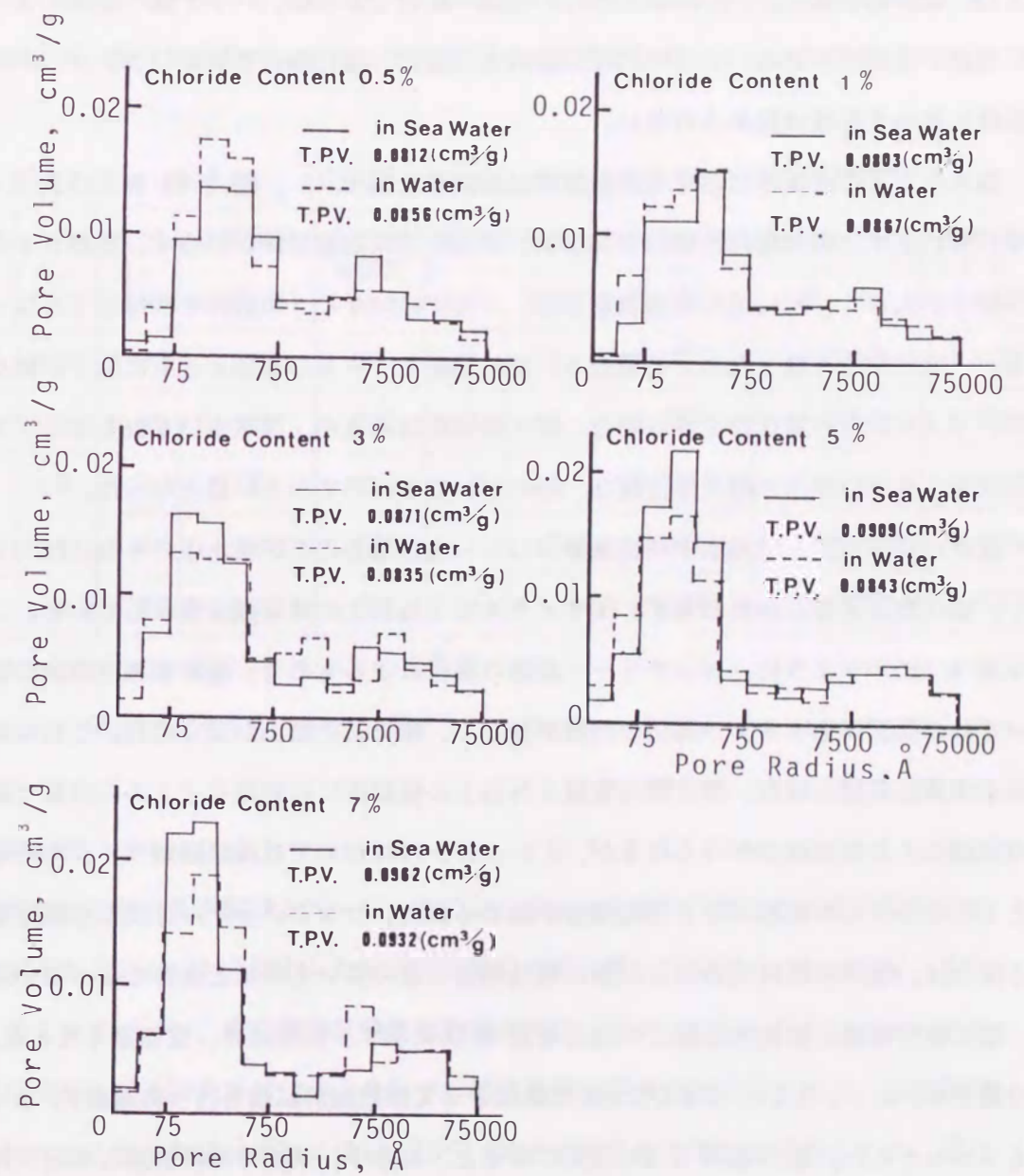


図-2.53 凍結融解試験後の細孔径分布

容限度の標準を海砂絶乾重量の0.03% (NaCl換算) としている。塩化物含有量が0.10%以下の場合、本シリーズの実験結果からコンクリートの耐凍害性は確保することができて実用上、問題ないことが確認された。

#### 2.7.4 シリーズIIにおける実験結果および考察

##### 1) 圧縮強度、相対動弾性係数、質量百分率および長さ変化

材令28日の圧縮強度を表-4.2に示す。塩化物含有量 0および1.0% は同一配合であり、また、塩分含有量3.0、5.0 および7.0 は同一配合であるが、バッチ間の変動により強度に相違が見受けられる。シリーズIの場合と同様に、塩化物含有量がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響は認められない。

海水中および淡水中における凍結融解試験結果を図-2.48、図-2.49 および表-2.40 にそれぞれ示す。相対動弾性係数は海水中、淡水中凍結融解にかかわらず、初期サイクルから低下が大きく、特に塩化物含有量5%、7%では20サイクル以内で60%以下となっている。塩化物含有量3%以下の場合も、凍結融解サイクルの増加とともに低下が認められる。0.5%以上の塩化物を含む場合、耐久性指数は海水中、淡水中いずれも50以下で、塩化物を含まない場合の耐久性指数78、89に対してきわめて小さい値となった。

質量百分率の低下は海水中凍結融解NON-AE場合の方が淡水中のそれに比べて大きく、塩化物含有量にかかわらず、50サイクルで5%以上の質量減少を示している。これは写真-4.1に示すように、コンクリート表面の劣化によるもので、海水中凍結融解の場合、いずれの供試体もモルタル部分の剝離が激しく、粗骨材の露出が見られた。これに対し、淡水中凍結融解の場合、塩化物含有量3%以上の供試体には初期サイクルの段階で隅角部の欠損による重量減少がみられるが、0.5、1.0%においては凍結融解サイクルの増加とともにモルタルの剝離による質量減少が認められた。コンタクトゲージにより測定した長さ変化は、動弾性係数百分率と同様に塩化物含有量の多いものほど大きくなっている。

塩化物含有量と耐久性指数との関係を図-2.50に示す。同図には、空気量6%とし、塩分量を0、0.1、0.3、および0.5%に変化させて凍結融解試験を行った結果(シリーズI)もプロットした。塩分量が0.5%以上になると、海水中、淡水中凍結融解とも耐久性指数の急激な低下が認められる。詳細に結果を見ると、海水中凍結融解試験の方が耐久性指数がやや大きい傾向が見受けられる。これはキャピラリー間隙水の濃度と供試体を取りまく海水あるいは淡水の濃度との差が影響しているものと思われるが、今後の検討が必要である。

##### 2) 硬化コンクリートの空気泡分布

顕微鏡により求めた硬化コンクリート中の空気泡測定結果を表-2.40 に、気泡間隔係数と耐久性指数との関係(シリーズIの結果も含む)を図-2.51 にそれぞれ示す。砂に対する塩化物量が0.5%の場合、6%程度の空気量を連行させ、200 $\mu$ m以下の気泡間隔係数を確保すれば、淡水中凍結融解で耐久性指数80程度、海水中凍結融解でも70程度の耐久性指数が得られている。しかしながら、本シリーズのように多量の塩化物を含む場合は、まだ固まらないコンクリートの空気量を6%程度にしても気泡間隔係数は250 $\mu$ m以下にすることはできず、耐久性指数はいずれも50%以下で、耐凍害性が小さいことが分かった。

表-2.40 空気泡分布性状、耐久性指数および総細孔容積

塩分量 (%)	A <sub>F</sub> (%)	A <sub>H</sub> (%)	比表面積 cm <sup>2</sup> /cm <sup>3</sup>	気泡間隔係数 ( $\mu$ m)	耐久性指数		凍結後のT.P.V. (cm <sup>3</sup> /g)		試験前のT.P.V. (cm <sup>3</sup> /g)
					海水	淡水	海水	淡水	
0.5	6.5	7.0	163	254	44	36	0.0812	0.0856	0.0876
1.0	6.3	8.0	145	243	35	22	0.0803	0.0867	0.0945
3.0	6.2	6.6	125	353	13	9	0.0871	0.0835	0.0865
5.0	6.4	5.4	144	336	1	2	0.0909	0.0843	0.1050
7.0	6.4	5.6	139	341	0	1	0.0962	0.0932	0.0928

注) A<sub>F</sub>(%) : フレッシュコンクリートの空気量

A<sub>H</sub>(%) : 硬化コンクリートの空気量

##### 3) 細孔径分布

凍結融解試験に用いる供試体と同一バッチのコンクリートから作製した角柱供試体の中央断面の表面から約2cmから採取したモルタル部分の細孔径分布を図-2.52に示す。また、図-2.53 および表-2.40、凍結融解試験後の供試体の表面部分2cmから採取したモルタルの細孔径分布および総細孔量(T.P.V.)を示す。凍結融解試験後の細孔径分布は、凍結融解試験前に比べると塩化物量の増加に伴い、75~430 $\text{\AA}$ の細孔量の増加が認められる。図-2.53の細孔径分布においても、塩分量3.0%以上では、75~430 $\text{\AA}$ の細孔量が増加することが認められた。

Cl<sup>-</sup>がセメントの水和に及ぼす作用は必ずしも明らかではない。しかし、Cl<sup>-</sup>はセメントの水和速度を変え、水和性生物の強度、化学組成、比表面積、細孔径分布等の特性に及

ばす $Cl^-$ の影響をRamachandranが紹介している<sup>9,3)</sup>。これによるとColleparadiは $CaCl_2$ をまぜたセメント硬化体の細孔容積はこれを用いない場合より増加し、この増加は10~50Åの細孔径の増大によるとしている。凍害機構の解明においてセメント硬化体の細孔径分布と耐凍害性の関係を検討することが重要であるが、定性的にはまだ明らかにされていないのが実状である。本実験でも全配合のモルタル部の細孔径分布を測定したが、Colleparadiが示したような傾向は認められなかった。

#### 2.7.5 塩化物を含むコンクリートの凍害機構に関する考察

海砂に含まれる塩化物含有量が増加すると、コンクリートの耐凍害性が低下する原因をCordon<sup>7)</sup>の解説に基づいて考察する。濃度の異なる二液が半透膜を介して在るとき溶媒のみが溶質濃度のより小さい方から大きい方へ移動するのが浸透で、浸透を止めるために濃厚溶液側にかけるべき圧力が浸透圧である。いま、コンクリート中の毛細管中およびゲル間隙水中の溶液を上記の二液に想定して考えることにする。セメントペーストの毛細管内における水に塩化物が含まれている場合、水が凍結するに従ってその濃度が増加し、ゲル間隙水が毛細管方向へ浸透することになる。毛細管中の未凍結水がゲル間隙の方へ移動するためには、静水圧理論における静水圧とゲル間隙水の流れをとめるための浸透圧との合計圧が必要でこの合計圧が大きい程凍害も大きくなる。この機構は融水塩によるコンクリート舗装のスケーリングの原因を検討する際に示されたものであるが塩化物を含む海砂を用いたコンクリートや海水に接するコンクリートの耐凍害性を考察する際にも適用出来るものと考えられる。その理由はこのような場合、毛細管中の水の濃度が周囲のゲル間隙水の濃度よりかなり大きくなると想定されるからである。塩化物含有量が大きい海砂を用いたコンクリートの方が、また淡水中よりも海水中のコンクリートの方が凍害が大きくなることは水圧説だけでは説明できない。しかし、従来のPowersの水圧説と上記の浸透圧説の両者を考慮すれば、本実験結果の説明が容易となるのである。

#### 2.7.8 本節のまとめ

扱った内容が多いので本節で得られた結果を以下にまとめる。

シリーズIでは塩化物含有量の異なる海砂を用いたNON-AEおよび数種のAEコンクリートの耐凍害性を検討した。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

1) NON-AEコンクリートおよび空気量6%程度までのAEコンクリートの耐凍害性は海砂の塩化物含有量の増加に伴い低下することが認められた。しかしながら、空気量を6%程度以上にしたAEコンクリートの耐凍害性は0.5%の塩化物含有量でも良好であることが認められた。

2) 海砂の塩化物含有量が特に0.1%以下の場合、海水中の耐凍害性は淡水中に比較して低下する傾向が認められた。

3) 土木学会コンクリート標準示方書(平成3年版)では一般の鉄筋コンクリート構造物に用いるコンクリートに対し海砂に含まれる塩化物の許容限度の標準を、海砂絶乾重量の0.03%(NaCl換算)としている。塩化物含有量が0.10%未満の場合、耐凍害性は低下するが実用上問題ないことが確認された。

海岸部におけるコンクリート橋の塩害調査によるとコンクリート内部の塩化物量は材料から供給される量の数倍から数十倍にもなっている。

そこで、本節のシリーズIIでは多量の塩化物を含むコンクリートの海水中および淡水中凍結融解試験を実施してその耐凍害性を検討した。得られた結果を要約すると次のとおりである。

(1) 細骨材の絶乾重量に対して0.5%以上の塩分を含む場合、空気量を6%程度にしても耐久性指数は海水中、淡水中凍結融解にかかわらず50以下となり、耐凍害性の低下が認められた。

(2) 質量百分率の低下は、海水中凍結融解の方が淡水中凍結融解の場合に比べて大きい。これは海水中凍結融解によるモルタル部分の剝離によるもので、モルタル部分の多孔化、粗骨材の露出が認められた。

(3) 長さ変化率は塩化物含有量の多いものほど多く、海水中、淡水中凍結融解とも $1000 \times 10^{-6}$ 程度の長さ変化で、相対動弾性係数は60%以下となった。

(4) 塩化物含有量が0.5%以上になると、所要の空気量を導入するために多量のAE剤を必要とし、塩化物含有量5%、7%では、硬化コンクリートの空気量はまだ固まらないコ

ンクリートのそれに比べ減少する傾向が認められた。

(5) 凍結融解試験後の供試体の表面部分から採取したモルタルのT. P. V. は、塩化物含有量 0.5%、1.0%では淡水中凍結融解の方が海水中凍結融解よりも大きく、塩化物量 3.0%以上では海水中の方が淡水中よりも大きい値となった。また、細孔径分布においても、塩化物量3.0%以上では75~430Åの細孔径に増加が認められた。

(6) 外部からコンクリートに供給される塩化物が多量になると鋼材の発錆を促すことはよく知られているが、この塩化物がコンクリートの耐凍害性に大きな影響を及ぼすことはいままで指摘されていなかった。本研究により多量の塩化物を含むコンクリートは著しい耐凍害性の低下を示すことが明らかとなった。したがって、寒冷地の海岸付近における重要なコンクリート構造物においては凍害を少なくするために塩化物侵入に対する何らかの防護措置を講じる必要性がある。

## 2.8 コンクリートの耐凍害性に及ぼす外的要因の影響

### 2.8.1 目的

コンクリートの耐凍害性に及ぼす内的要因である使用材料、配合、養生条件等がコンクリートの耐凍害性に及ぼす影響については前節までに述べた。内的要因に関する研究例は多数見受けられるが、凍結融解条件すなわち凍結温度や乾燥条件等の外的要因に関する研究例は非常に少ない。<sup>35-37)</sup>

寒冷地のコンクリート構造物が実際に受ける凍結融解繰り返し作用の条件は当然、実験室で行う促進試験の場合とは異なる。また、ASTM-C666 A法の場合、コンクリート供試体は水中で凍結融解試験を行うが、実際の構造物におけるコンクリートの含水程度は乾燥および湿潤作用により大きく変動する。したがって、前記の外的要因がコンクリートの耐凍害性に及ぼす影響を検討することは実際の構造物の凍害と実験室での促進試験との関連性を考察する上で非常に重要なことである。

また、気象作用による凍結温度をはるかに下回る極低温が作用するLNG(液化天然ガス)関連のコンクリート構造物では、LNGの出し入れに伴って極低温凍結融解繰り返し作用が働く。したがって、凍結最低温度を極低温域まで下げた凍結融解試験を実施してコンクリートの劣化状況を十分、調べる必要がある。極低温の温度変化を受けるコンクリートの劣化に関しては三浦らの研究<sup>38)</sup>があるが、-70°C程度以下の極低温凍結融解繰り返し作用によりコンクリートがどの程度劣化するか調べた例はない。

以上、述べた観点からコンクリートの凍害に及ぼす外的要因のうち、特に重要と考えられる凍結最低温度(極低温含む)及び養生期間中の乾燥条件さらに凍結融解作用を受ける前の乾燥湿潤作用によって異なる飽水度の影響について調べる。

### 2.8.2 凍結最低温度の影響

#### (1) 実験方法

実験はシリーズIとシリーズIIから成るので、シリーズ毎にその方法を以下に記す。

#### i) シリーズI

シリーズIでは自然界でコンクリート構造物が受ける凍結最低温度として-7、-13および-18°Cの3通りを設定した。

シリーズIにおいて用いたセメントは普通ポルトランドセメント(比重3.16、比表面積3040cm<sup>2</sup>/g)である。細骨材には筑後川産の川砂(比重2.53、吸水率3.55%)を、粗骨材には最大寸法20mmの角閃岩碎石(福岡県粕屋郡久山産、比重:2.95、吸水率3.55%)および

造粒型人工軽量骨材（比重1.52、吸水率：14.5%）を用いた。コンクリートの水セメント比は55%、細骨材率は41%とし、目標スランブを7±1cmとしたAEおよびNON-AEコンクリートの配合を試験練りにより決定した。表-2.41にコンクリートの配合および圧縮強度を示す。

凍結融解試験用供試体として7.5×10×40cmの角柱を用いた。試験開始材令は28日である。それまで約20℃の水中にて養生した。水中において行う凍結融解試験の凍結最低温度は供試体中心位置で-7、-13、および-18℃の3通りとし、融解温度はすべて+4℃に統一した。1サイクルの時間は試験機の性能上、3時間と一定としたので-18℃の凍結最低温度の場合はASTM-C666 A法に相当する。

図-2.54に水中凍結融解試験における供試体と試験槽内の温度・時間曲線を上から凍結最低温度-7、-13、-18℃の順に示す。この図より、凍結最低温度-7、-13、-18℃の場合における凍結速度および融解速度を求めると、凍結速度は順次、7、11、14℃/hであり、融解速度は順次、9、14、18℃/hとなる。なお、凍結最低温度が低いほど温度勾配が急な試験条件で、凍結最低温度の影響を検討することになるが、この程度の凍結速度の差の影響は凍結温度の差に比べて小さいとする報告がある<sup>109)</sup>。供試体の測定項目はたわみ振動（および超音波透過速度）による動弾性係数である。超音波透過速度の測定は超音波デジタル式コンクリート品質試験器（パンジット）で行ない、動弾性係数を次式により求めた

$$E_D = \frac{\rho V_2^2}{980} \quad (2.6)$$

但し、

$$\rho = \frac{W}{V_1} \quad , \quad V_2 = \frac{l}{t}$$

ここに、

$\rho$  : コンクリートの密度(kgf/cm<sup>3</sup>)  
 $W$  : コンクリートの質量(kgf)  
 $V_1$  : コンクリートの体積(cm<sup>3</sup>)

$V_2$  : 超音波透過速度(cm/ $\mu$ s)  
 $l$  : コンクリートの供試体の長さ(cm)  
 $t$  : 超音波透過時間( $\mu$ s)

ii) シリーズII

本シリーズではコンクリート製LNGタンクで生じる極低温凍結融解繰り返し作用を想定し、-30、-70および-100℃の凍結最低温度を選んだ。

本シリーズで用いたセメントも普通ポルトランドセメント（比重3.16）である。細骨材には海砂（比重2.58、吸水率1.65%、十分除塩済み）を、粗骨材には角閃岩碎石（最大寸法20mm、比重2.89、吸水率0.85%）を用いた。目標スランブを10±2cmとし、目標空気量を5±1%としたコンクリートの配合を試験練りにより決定した。実験に用いたコンクリートの配合および強度を表-2.42に示す。セメント比が55%および45%の場合にはポゾリスNo.5Lを、水セメント比35%および25%では高性能減水剤（マイティ150）を用いた。いずれのコンクリートもAE剤を使用して4±1%の空気量を連行させた。

表-2.41 シリーズIにおけるコンクリートの配合および強度

コンクリートの種類	AEとNON-AEの区別	W/C (%)	細骨材率 (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	単 位 量 (Kg/m <sup>3</sup> )				材令28日圧縮強度 (Kgf/cm <sup>2</sup> )
						W	C	S	G	
普通	AE	55	41	7±1	5.5±0.5	171	319	695	1165	285
	NON-AE	55	41	7±1	5.5±0.5	196	356	699	1172	332
軽量	AE	55	41	7±1	5.5±0.5	155	288	703	634	184
	NON-AE	55	41	7±1	5.5±0.5	181	329	705	636	258

表-2.42 シリーズIIにおけるコンクリートの配合および強度

コンクリートの種類	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	単 位 量 (Kg/m <sup>3</sup> )				材令28日圧縮強度 (Kgf/cm <sup>2</sup> )
					W	C	S	G	
W/C=55	55	43	8.0	4.6	164	298	778	1172	292
W/C=45	45	39	11.0	4.5	163	360	687	1221	385
W/C=35	35	36	17.0	4.7	175	500	589	1175	465
W/C=25	25	33	13.0	3.2	132	530	562	1296	668



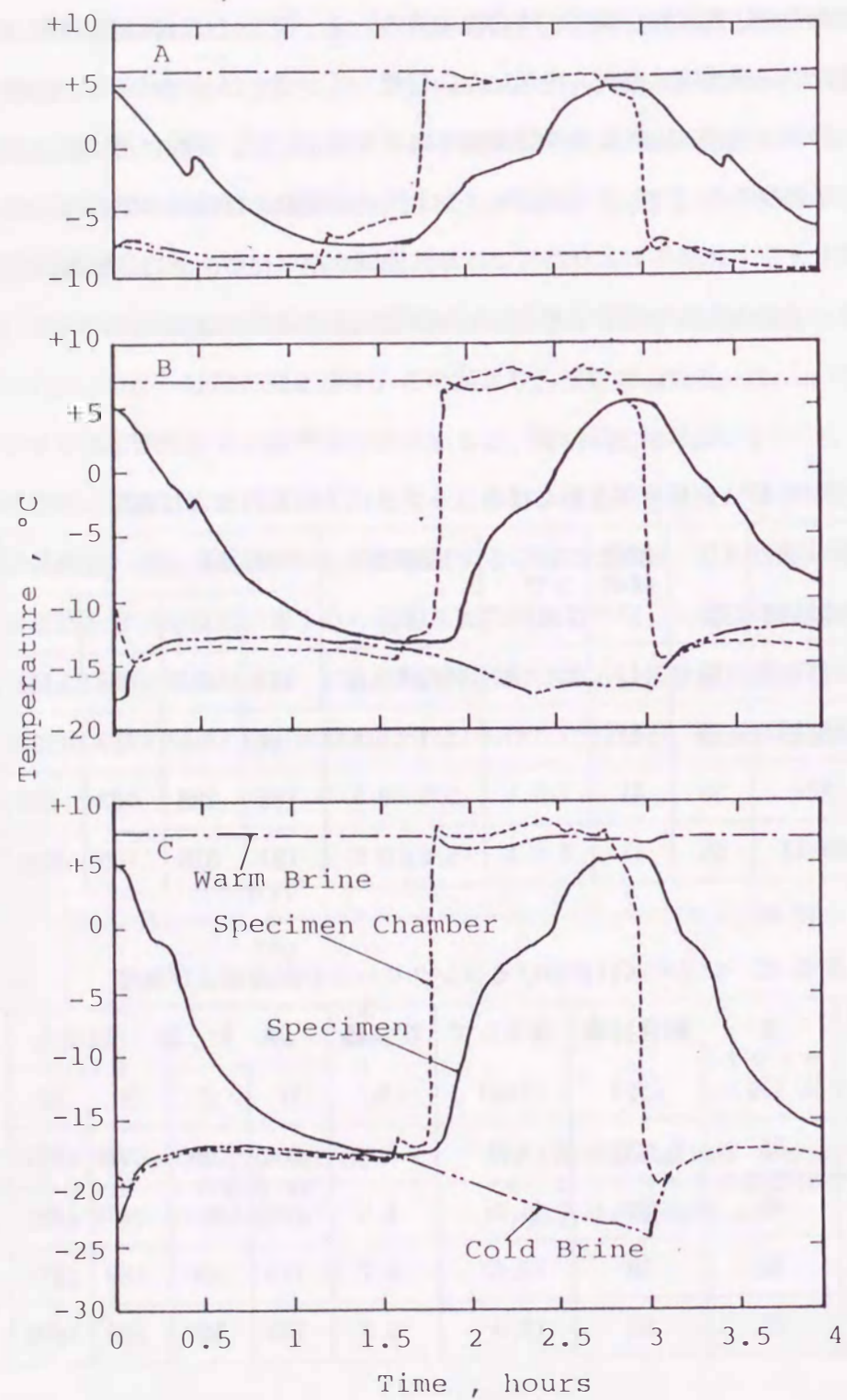


図-2.54 供試体、試験槽、冷ブラインおよび温ブラインの温度・時間曲線  
(上からA: -7°C、B: -13°C、C: -18°C)

強度試験用供試体にはφ10×20cmの円柱を、凍結融解試験用供試体には10×10×40cmの角柱を用いた。供試体は材令28日まで約20°Cの水中で養生した後、表面水をタオルで拭き取りサランラップを巻き、さらに銀紙で包んだ。凍結融解の1サイクルに要する時間は凍結最低温度 -30、-70、-100°Cに対して、それぞれ6、8、24時間とした。-30°Cと-70°Cの場合には超低温恒温恒湿器(-80°C~+180°C、タバイ製)を用い、-100°Cの場合には断熱材で保護した冷却槽に液体窒素(沸点-196°C)を徐々に出し入れして凍結融解の繰り返しを与えた。表-2.43に凍結融解繰り返し作用の条件をまとめて示す。なお、温度の管理は供試体中心に埋設したCC熱電対と測温抵抗体(Pl100Ω)により行った。

含水量の相違が劣化に及ぼす影響を検討するため、水中養生を行った後、真空乾燥炉により80°Cで12時間乾燥した供試体も使用した。測定項目は質量とたわみ振動による動弾性係数である。

極低温凍結融解繰り返しによる劣化を考察する上での参考とするために試験前後におけるコンクリートの細孔径分布を水銀圧入式ポロシメータにより測定した。

表-2.43 極低温凍結融解繰り返し作用の条件

No.	凍結最低温度 (°C)	冷却速度 (°C/h)	融解最高温度 (°C)	加熱速度 (°C/h)	制御方法
1	-30	10	5	14	自動制御
2	-70	15	5	25	自動制御
3	-100	6	5	21	手動制御
4	-18	11	5	22	自動制御 (ASTM C666 A法)

(2) 実験結果および考察

i) シリーズ I

(a) コンクリートの凍害に対する凍結最低温度の影響

普通コンクリートおよび軽量コンクリートの凍結融解サイクル数とたわみ振動により求めた相対動弾性係数との関係を図-2.55および図-2.56に示す。

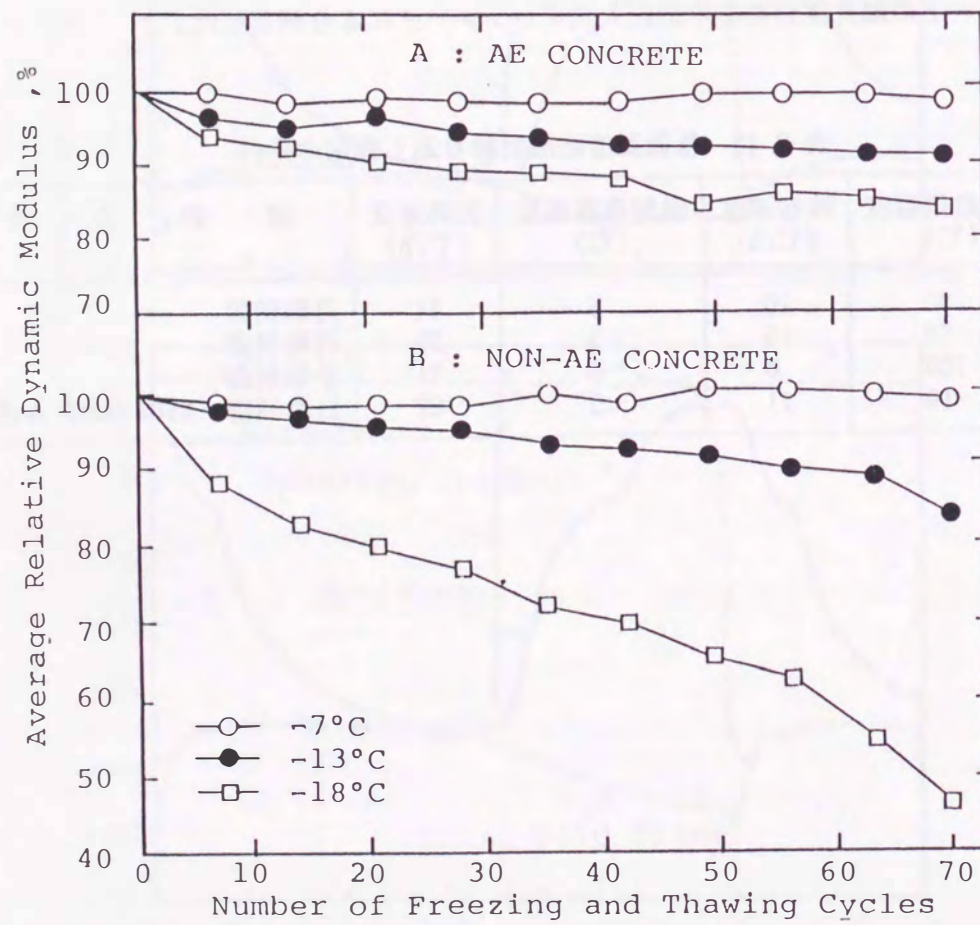


図-2.55 普通コンクリートのたわみ振動により求めた相対動弾性係数の推移に対する凍結最低温度の影響

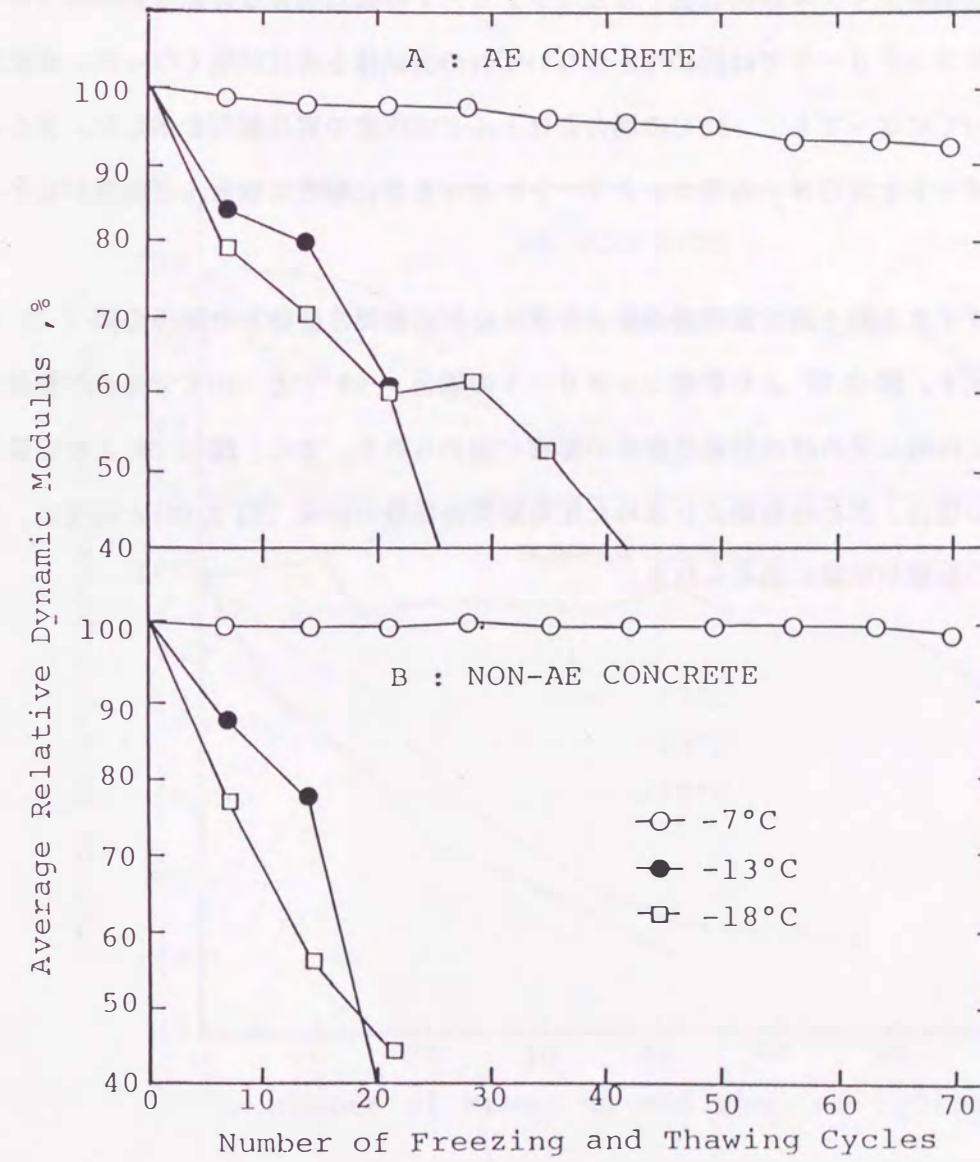


図-2.56 軽量コンクリートのたわみ振動により求めた相対動弾性係数の推移に対する凍結最低温度の影響

図-2.55より、普通骨材を用いたNON-AEコンクリートでは同じ凍結融解サイクル数で比較した場合、凍結最低温度  $-7^{\circ}\text{C}$  よりも  $-13^{\circ}\text{C}$  の方が、 $-13^{\circ}\text{C}$  より  $-18^{\circ}\text{C}$  の方が相対動弾性係数が小さく、従って供試体の劣化程度も大きく、凍結最低温度の影響が明らかに認められる。AE剤を使用して空気泡を連行させたAEコンクリートはNON-AEコンクリートに比べて凍結最低温度の影響がかなり小さくなる。

一方、人工軽骨（人工軽量骨材）を用いたコンクリートでは図-2.56より、凍結最低温度が  $-7^{\circ}\text{C}$  の場合には70サイクルまで動弾性係数の減少があまり見られないが、 $-13^{\circ}\text{C}$  になると凍結融解サイクル数20回位でAEコンクリートの相対動弾性係数は約60%でありNON-AEコンクリートでは約40%となりいずれの供試体も劣化が酷くなった。凍結最低温度が  $-18^{\circ}\text{C}$  になっても、 $-13^{\circ}\text{C}$  の場合とほとんど同程度の劣化傾向を示した。また、AEコンクリートとNON-AEコンクリートにおける劣化程度にほとんど相違がなかった。

凍結融解サイクル数と超音波透過速度より求めた相対動弾性係数との関係を図-2.57と図-2.58に示す。図-2.57より普通コンクリートの場合、 $-18^{\circ}\text{C}$  と  $-10^{\circ}\text{C}$  で相違が明確ではないが、全体的に見れば凍結最低温度の影響が認められる。また、図-2.58より軽量コンクリートの場合、たわみ振動より求めた相対動弾性係数の結果（図-2.56）と同様に、凍結最低温度の影響が明瞭に認められる。

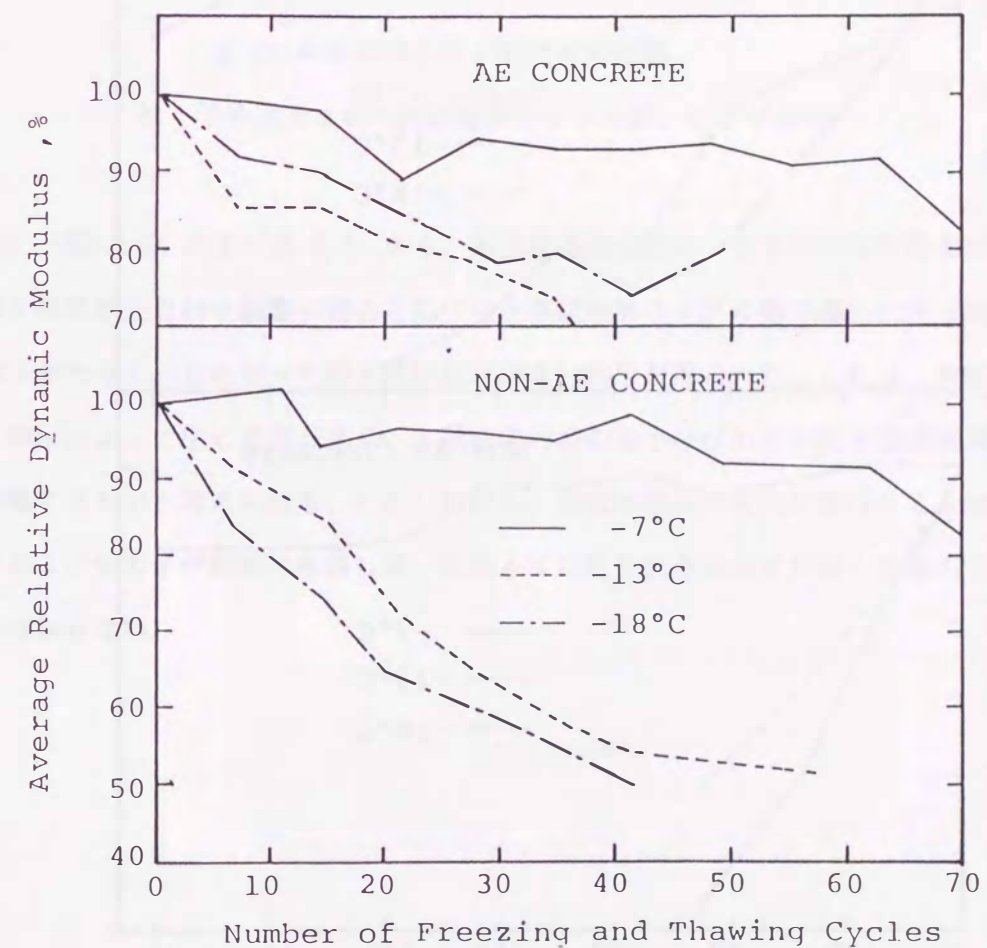


図-2.57 普通コンクリートの超音波透過速度より求めた相対動弾性係数の推移に対する凍結最低温度の影響

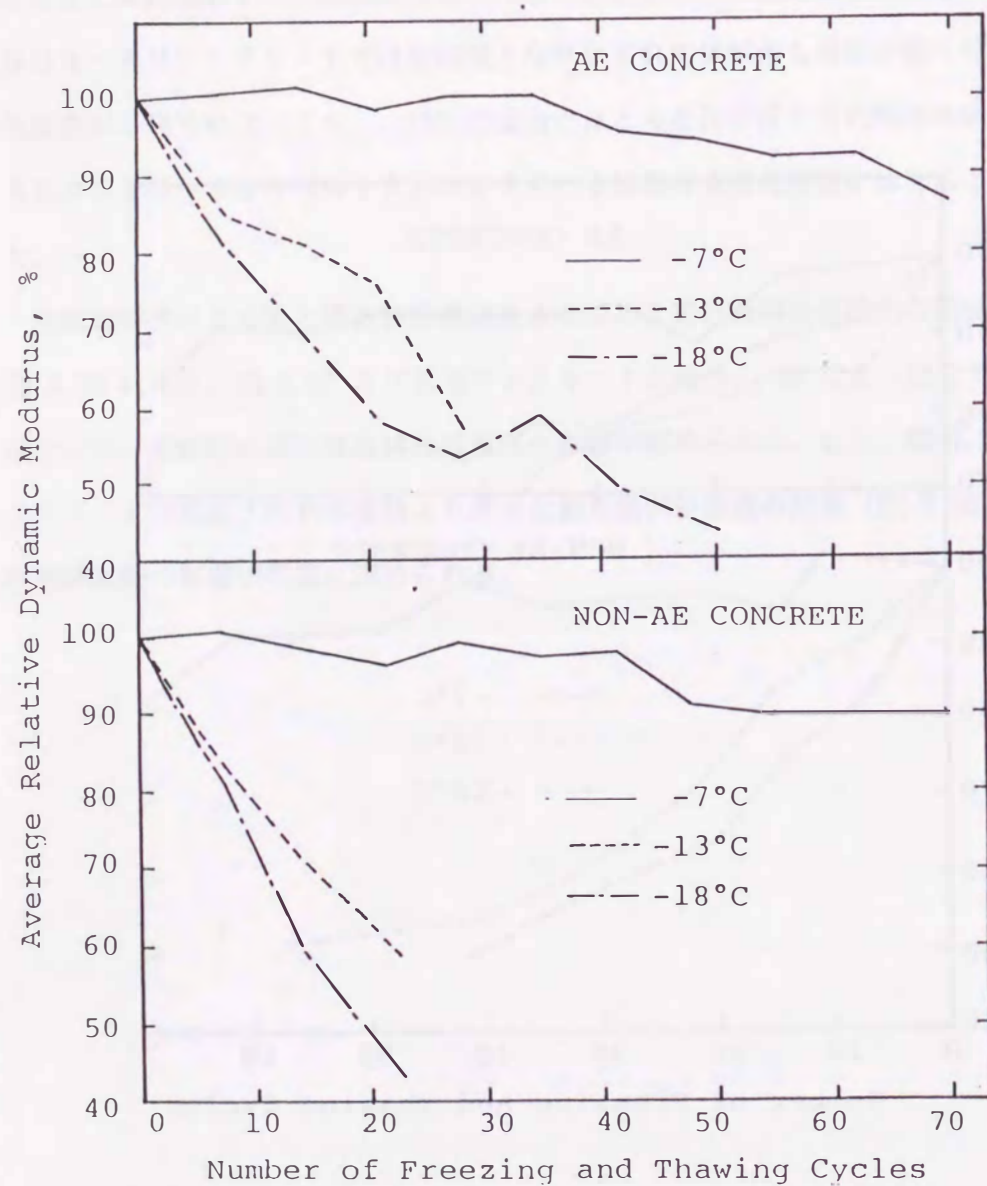


図-2.58 軽量コンクリートの超音波透過速度より求めた相対動弾性係数の推移に対する凍結最低温度の影響

凍結最低温度の影響や同一凍結最低温度における骨材やAE剤の影響を数量的に把握するために次式により耐久性指数(DF)を計算し、表-2.44に示す。これより、前記の傾向が明瞭に認められる。

$$DF = \frac{PN}{M} \quad (2.7)$$

ここに、DF：耐久性指数

P：Nサイクルにおける相対動弾性係数(%)

N：Pが予め定められた値、ここでは60%に

なった時の凍結融解サイクル数、または

Pが予め定めてある試験回数(ここでは70)

までに60%にならない時はその回数

M：予め示方された凍結融解サイクル数、ここでは70

図-2.55～図-2.58および表-2.44から、超音波透過速度により求めた相対動弾性係数および耐久性指数をたわみ振動の場合と比べると凍結融解サイクル数の進行に伴う動弾性係数の低下が大きく、したがって耐久性指数は小さい結果が得られた。これは、凍結融解繰り返し作用によって生じるコンクリート供試体内部の微小ひびわれが超音波透過速度に敏感に影響するためと考えられる。しかしながら、供試体端面の劣化が進行すると測定器の発振子および受振子が端面に密着し難い状態となり超音波透過速度が遅くなるので注意しなければならない。

表-2.44 耐久性指数の比較

骨材による 区分	AE剤の 有無によ る区分	凍結最低温度 (°C)	耐久指数	
			たわみ振動	超音波
普通	AE	-7	9.9	7.8
	"	-13	9.2	3.5
	"	-18	8.4	
コンクリート	NON-AE	-7	9.9	8.7
	"	-13	8.5	2.9
	"	-18	5.2	2.4
軽量	AE	-7	9.3	9.3
	"	-13	1.1	2.3
	"	-18	2.5	3.0
コンクリート	NON-AE	-7	9.9	9.0
	"	-13	1.0	1.9
	"	-18	1.2	1.2

(b) 凍害に対する凍結最低温度の影響に関する考察

コンクリートの凍害はモルタル部、骨材中および両者の境界部に存在する水分凍結による組織の緩みであるが、微細な細孔中にある水分はすべて0°Cで凍結するのではなく、0°C以下の温度低下に伴い凍結水量が増加することが知られている。これは、1950年にValoreによるセメントコンクリートの凍結膨張挙動を測定した実験で確認されており、Helmutはこの0°C以下の温度低下に伴う凍結水量の増加理由をコンクリート中の細孔径とその細孔中に存在する水の凍結温度との関係から説明している<sup>95)</sup>。この場合、細孔内の水分の凍結温度と細孔径との関係を次式で示している。

$$T_r = T_s \exp\left(-\frac{2 \sigma M}{r_c Q d}\right) \quad (2.8)$$

- ここで、 $T_r$  : 細孔内の水分の凍結温度  
 $T_s$  : 絶対温度、273 K  
 $\sigma$  : 水-水の界面張力 (10.2 dyne/cm)  
 $M$  : 水のモル重量 (18.02 g/mol.)  
 $r_c$  : 生成氷の半径  
 $Q$  : 分子融解熱 (14400 cal/g)  
 $d$  : 水の密度 (0.917 g/cm<sup>3</sup>)

もし、ここで、 $\sigma = 10.2$  dyne/cm、 $Q = 14400$  cal/g、 $d = 0.917$  g/cm<sup>3</sup>

$M = 18.02$  g/mol. を上式に代入すれば、表-2.45に示すように $T_r$ に対応する $r_c$ が求まるとしている。温度 $T_r$ で最小で安定な氷晶を含むキャピラリーの径 $D$ は $2ut + 2r_c$ で表される。また、 $t$ はバルク水の厚さに対応する値で3.1 Åである。 $u$ はバルク水の層数である。

表-2.45 細孔径と凍結温度

$T_r, -T_s$	$u$	$ut$	$r_c$	$(2ut + 2r_c)$
°C		Å	Å	Å
-2	*4.5	13.9	90	208
-6	4.0	12.4	29	83
-10	3.7	11.5	18	59
-15	3.2	9.9	12	44
-20	*2.7	8.4	9	35

樋口は毛管凝縮液が凝固点降下を起こすことをSiO<sub>2</sub>-C<sub>6</sub>H<sub>5</sub>NO<sub>2</sub>系について試みて明瞭に凝固点降下現象の起ることを確かめている<sup>96)</sup>。さらに、分散した毛管凝縮液とその凝固体の蒸気圧が等しい時に同化が起こること、両分散体(液相、固相)にそれぞれKelvin式およびClausius-Clapeyron式が適用できることを示した。まず、Kelvin式を一般化し、両相に対して式をたて、 $\Delta H$ (融解熱)を一定としてClausius-Clapeyron式を積分し整理して固相(氷)の接触角を $\pi/2$ に仮定して次式を得ている。

$$\frac{\Delta T}{T_0} = \frac{2 \gamma_L M}{r \rho_L \Delta H_{SL}} \quad (2.9)$$

- ここに、 $\Delta T$  : 凝固点降下  
 $T_0$  : 凝固点降下がない場合の温度  
 $\gamma_L$  : 液体の表面張力  
 $M$  : 氷のモル質量  
 $r$  : 毛管半径(氷の半径)  
 $\Delta H_{SL}$  : 融解熱  
 $\rho_L$  : 密度

樋口は凝固点降下の理論式の証明としてSiO<sub>2</sub>-C<sub>6</sub>H<sub>5</sub>NO<sub>2</sub>系の実験結果からその妥当性を証明している。その結果を表-2.46に示す。

表-2.46 各温度における  $C_6H_5NO_2$  の凝固の始まる収着量と毛管半径の関係

温度	100m	200m	345m	804m	平均	相当毛管半径
	mg	mg	mg	mg	mg	Å
0	1160	-	-	1150	1155	389
-10	936	913	938	928	929	154
-20	875	877	877	886	879	118
-40	818	815	810	832	819	81.5
-60	802	802	802	790	800	69.6

洪、鎌田は多孔質の軟石に含まれる水分の凍結温度を凍結膨張の挙動として求め、水銀圧入法による細孔径分布測定値から計算した凍結温度と比較して樋口式が実状に合うと判断している。<sup>97, 98)</sup> 須藤、秋葉、新井は石灰飽和溶液中において、 $0.14\mu$ 以下の細孔半径を有する空隙は、 $-30^{\circ}C$ では凍結しないことを実験的に確認している。<sup>99)</sup> 筆者も第4章で、冷却中のコンクリート供試体の示差熱解析で、この凍結点降下を指摘している。

以上、記したように毛管中凝縮液において凝固点降下が生じることは確実である。したがって、コンクリート中のモルタル部、骨材中の細孔構造が凍害に重要な役割を演じる。

本章の「2.7 含有塩化物が耐凍害性に及ぼす影響」の研究に用いたNON-AEコンクリート(記号00-2)およびAEコンクリート(記号00-5)のモルタル部の総細孔容積(図-2.35 および図-2.38)は、それぞれ $0.0681$ 、 $0.0743cc/g$ であり、大きな相違はない。一方、図-2.59に示すように、普通骨材の総細孔容積は $0.0025cc/g$ で、モルタル部の $1/25$ 程度である。また、人工軽量骨材の総細孔容積は $0.369cc/g$ で、モルタル部の5倍の大きさである。凍結融解試験で設定する凍結最低温度は低くなる程、モルタル部と骨材中での凍結する水量が増加し、凍害の原因となる。総細孔容積が大きいにもかかわらず、NON-AEコンクリートに比べAEコンクリートの凍害が少ないのは水を含まない連行空気泡が凍害を緩和しているためである。普通骨材コンクリートに比べ、軽量骨材コンクリートの凍害が大きいのは普通骨材の150倍もの総細孔容積を有する人工軽量骨材に含まれた水分が凍結し、骨材自体の劣化あるいは骨材とモルタルとの境界部の劣化が先行するのでモルタル部の連行空気泡はあまり凍害防止に役に立たない場合が多い。このようにコンクリートの凍害に対する凍結最低温度の影響はコンクリートを構成するモルタル、粗骨材等の細孔構造によって相違

するが、極めて重要な外的要因であることが既往の研究ならびに本研究によって明らかである。ASTM C666の凍結融解試験における凍結最低温度は $-18^{\circ}C$ であるが、実際のコンクリート構造物における凍結融解条件は各種各様である。実際のコンクリートの耐凍害性を評価するには、その構造物が受ける温度条件を考慮した試験を行うか、本章の2.9に述べるような凍結最低温度による補正を考慮する必要がある。

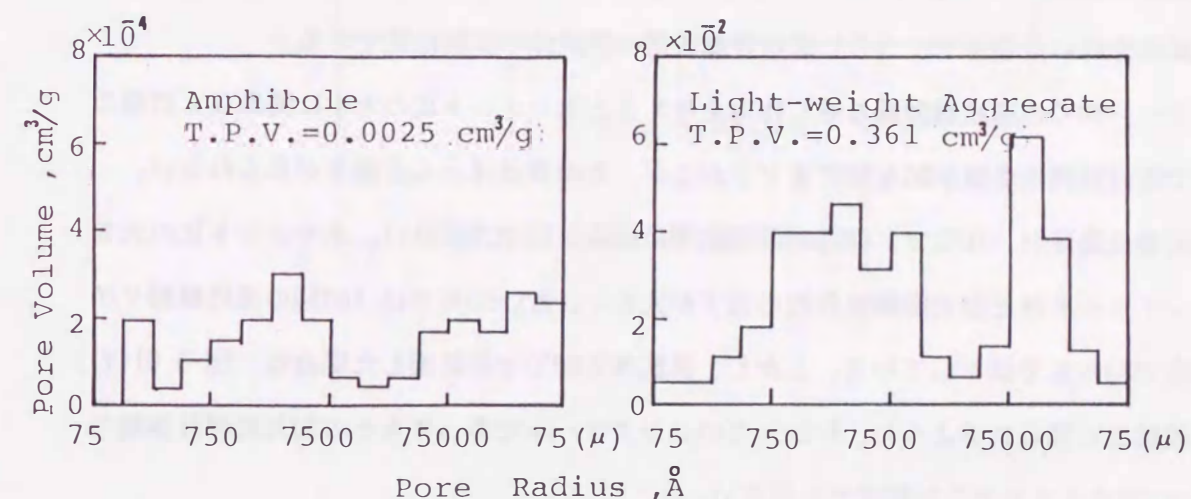


図-2.59 角閃岩碎石および人工軽量骨材の細孔径分布

1) シリーズII

20°Cにおいて求めたコンクリートの材令28日圧縮強度を100として-30、-70、-100および-170°Cにおける強度を表し図-2.60に示す。コンクリートの圧縮強度は-100°Cまで増加しているが、-170°Cでは一例(W/C=35%の場合)を除いて低下している。-100°Cまでの強度の増加割合は水セメント比が大きいコンクリートほど大きい傾向が認められる。完全な水和に必要な最小水量はセメント質量の40%程度といわれている<sup>100)</sup>。W/C=0.4以下になれば未水和のセメントが残存するが、水中に保存すれば水和に必要な水が供給される。また、水セメント比の大きいコンクリートでは水和に関与しない水分が多いため低温下での水の生成量が増加し、コンクリートの強度上昇に寄与したものと考えられる。

凍結最低温度を-30、-70、-100°Cの3通りとし融解温度はすべて5°Cとして行った凍結融解試験結果を図-2.61に示す。図-2.61の(A)、(B)および(D)図は湿潤状態の供試体を用いた場合で、(C)図は乾燥状態の供試体の試験結果である。

+5~-30°Cの凍結融解繰り返し作用を与えると水セメント比の大小に関係なく初期の数回で相対動弾性係数が90%程度まで下がるが、その後はほとんど低下が見られない。

凍結最低温度が-70°Cで供試体が湿潤状態の場合(図-2.61(B))、水セメント比の大きいコンクリートほど相対動弾性係数の低下が大きく、W/C=50%では100回の凍結融解サイクル数で80%まで低下している。しかし、供試体を80°Cで炉乾燥した場合は、図-5.61(C)の試験結果に見られるように、W/C=55%のコンクリートであってもその相対動弾性係数の低下は120サイクルで5%程度でしかない。

+5~-100°Cの凍結融解試験では相対動弾性係数の低下が最初の1、2サイクルで生じたが、12サイクルの範囲内でその後の低下は認められなかった。

凍結融解試験前後におけるW/C=55%のコンクリートの細孔径分布を図-2.62に示す。これより、凍結最低温度-30°Cの場合、100サイクル後のコンクリートの総細孔量(T.P.V.)は試験前のT.P.V.の1.03倍であるが、凍結最低温度-70°Cでは、これが1.43倍(ただし120サイクル後に測定したデータ)である。さらに、凍結最低温度が-100°Cの場合は12回の凍結融解サイクルで1.48倍と大きくなり、極低温になるほど凍結融解繰り返し作用による細孔量の増大が認められた。

以上の試験結果から、LNG関連のコンクリート構造物において極低温凍結融解繰り返し作用を受けるコンクリートの劣化を進行させないためには水セメント比を小さくすること、含水量を少なくすることなどが有効であると考えられる。

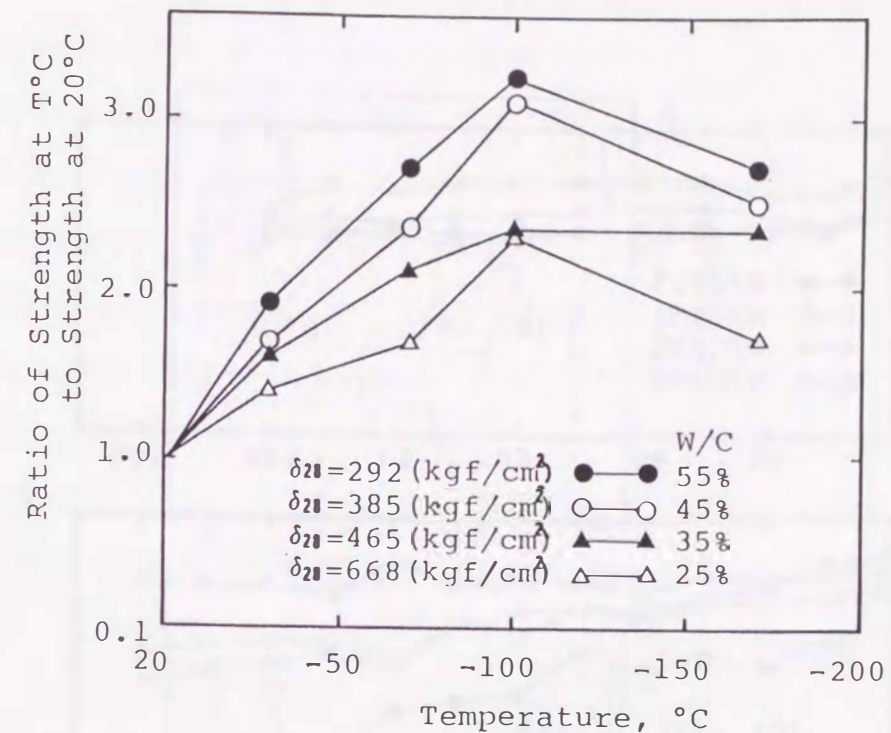


図-2.60 温度と圧縮強度との関係

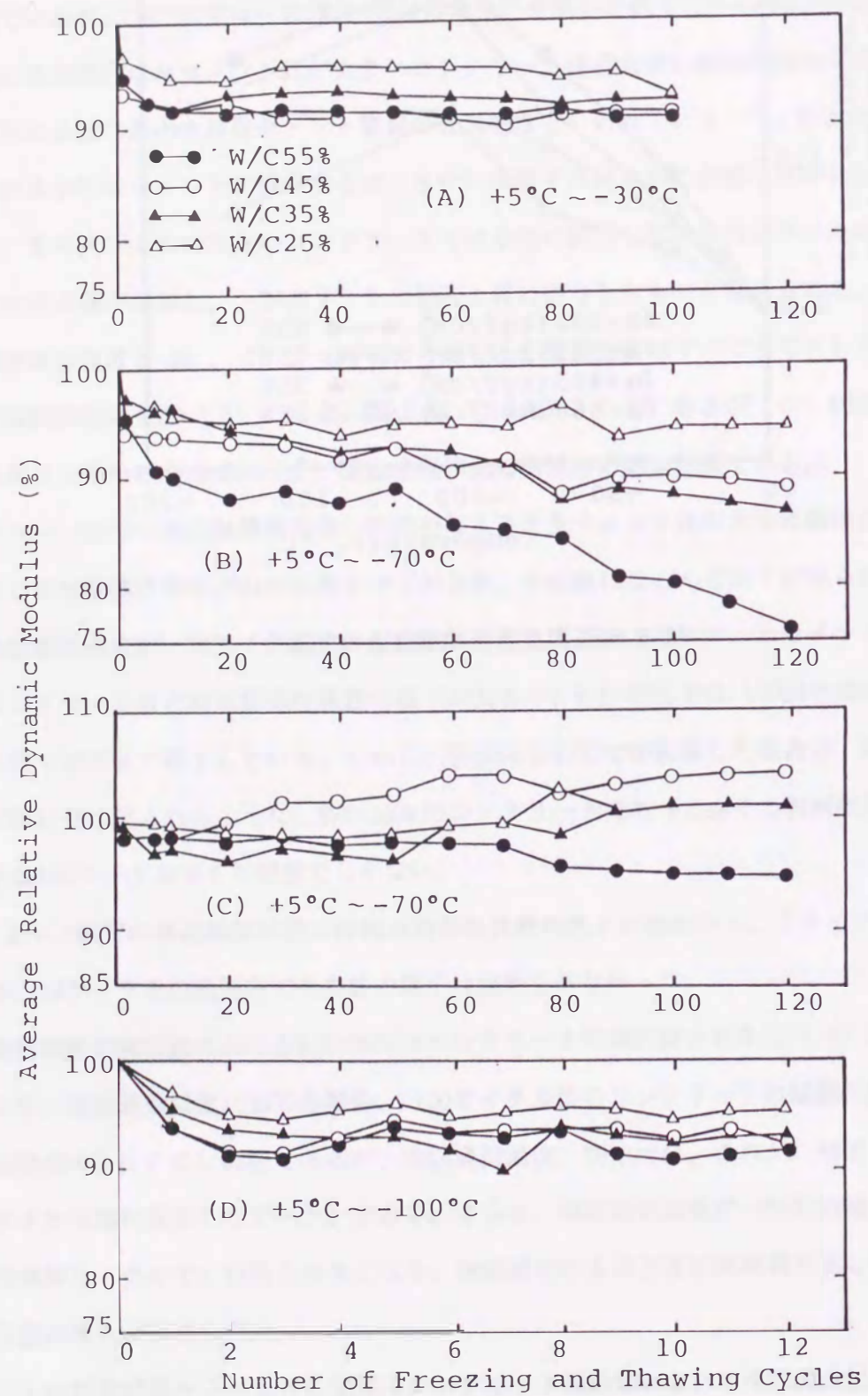


図-2.61 極低温凍結融解試験における相対動弾性係数の推移  
(A: 湿潤状態 B: 湿潤状態 C: 乾燥状態 D: 湿潤状態)

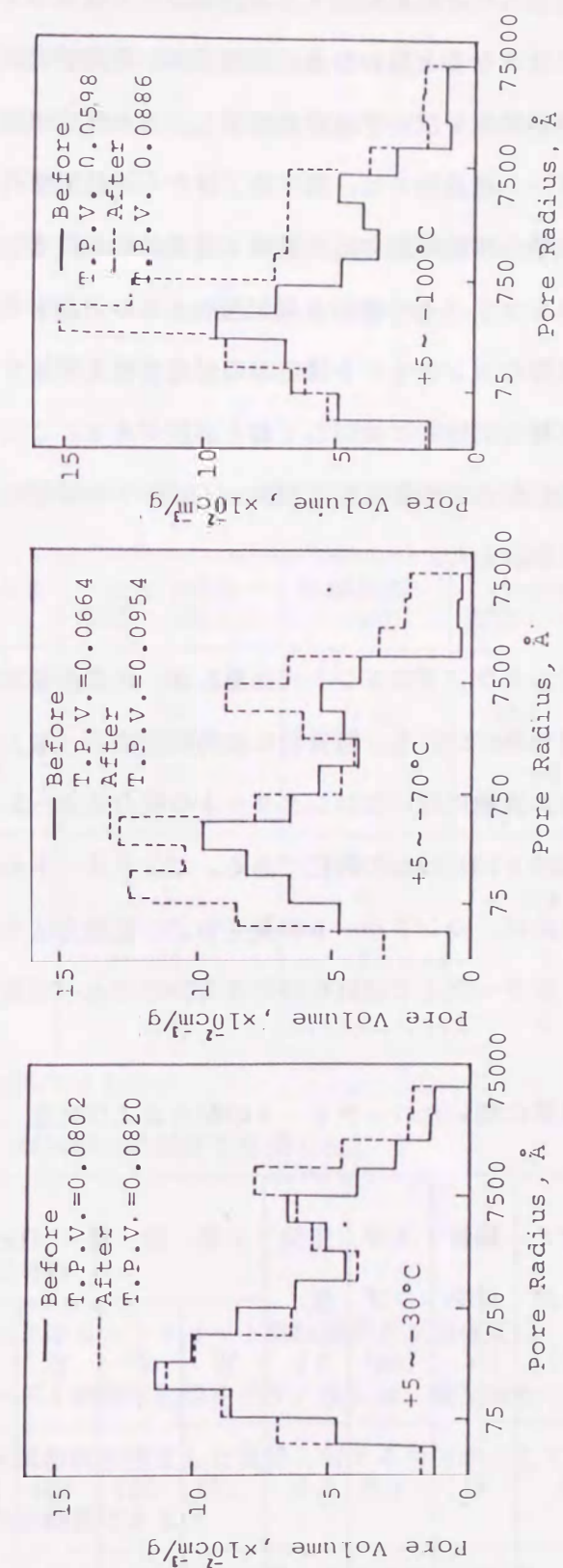


図-2.62 凍結融解繰り返し前後のコンクリートの細孔径分布



2.8.3 初期材令での乾燥程度の影響

1) 目的

コンクリートの凍害は含有水分の凍結に起因する組織の緩みであるので、当然その劣化度合は凍結する水量の多少に依るものと思われる。ASTM C666 の凍結融解試験では20℃で水中養生を行った材令14日の供試体を用いて試験を開始し、この間に供試体を乾燥させることはない。実際のコンクリート構造物では、養生終了後から凍結融解作用を受けるまでに乾燥や湿潤作用を受け、冬季も凍結融解作用と乾燥・湿潤作用が複合して働くのが通常である。特に、乾燥すればコンクリート内部の水分が逸散するので凍害も緩和されるものと思われる。したがって、実際のコンクリート構造物の耐凍害性を評価する場合、凍結最低温度と同様に乾燥度合の影響を実験的に検討しておく必要がある。ここでは、凍結融解作用をうけるまでの特に、初期材令での乾燥程度がコンクリートの凍害に対してどの程度の影響を与えるのか実験的に検討した。

2) 実験方法

使用したセメントは普通ポルトランドセメント（比重3.16、比表面積3030cm<sup>2</sup>/g）で、細骨材には川砂（比重2.59、吸水率1.83%）を、粗骨材には角閃岩砕石（最大寸法20mm、比重2.95、吸水率0.97%）を用いた。実験に用いたコンクリートの配合を表-2.47に示す。

凍結融解試験用供試体は7.5×10×40cmの角柱である。コンクリートの耐凍害性に及ぼす乾燥条件の影響を調べるために、コンクリートの養生および乾燥方法を表-2.48に示すように2シリーズに分けた。シリーズIでは材令14日まで20℃の水中で養生した供試体を

表-2.47 実験に用いたコンクリートの配合および強度

コンクリートの種類	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単 位 量 (Kg/m <sup>3</sup> )				材令28日 圧縮強度 Kgf/cm <sup>2</sup> )
					W	C	S	G	
AEコンクリート	55	41	7.5	6.0	170	317	691	1167	319
NON-AEコンクリート	55	41	6.5	1.8	196	356	699	1172	323

20℃、44%RH のチャンバー内で2時間、6時間、1日間および7日間の4通りで乾燥させた後、再び20℃の水中に戻し材令28日まで養生を行った。シリーズIIでは材令3、7および14日まで20℃の水中で養生した供試体を、その後、20℃、44%RH のチャンバー内で7日間乾燥させ、次いで材令28日（一部は38および39日）まで20℃の水中にて養生を行った。両シリーズにおいて比較のために、材令28日まで20℃で水中養生をして乾燥させない供試体も準備した。

凍結融解試験はASTM C666 A法に従ったが、開始は表-2.48に示す各材令とした。凍結融解試験機は小型の一槽式で6本の供試体を収容できる。1サイクルの凍結融解時間は約3.5時間である。

表-2.48 コンクリート供試体の養生、乾燥期間および凍結融解試験の開始材令

シリーズ	養生方法	一次水中養生 <sup>1)</sup> 期間 (日)	乾燥期間 <sup>2)</sup> (日)	二次水中養生 期間 (日)	凍結融解試験開始 材令 (日)
I	A	28	0	0	28
	B	14	1/12	13+11/12	28
	C	14	1/12	13+1/2	28
	D	14	1	13	28
	E	14	7	7	28
II	F	3	7	18	28
	G	7	7	14	28
	H	7	7	24	38
	I	14	7	7	28
	J	14	7	18	39
	K	28	0	0	28

注：1) 水温は20℃とした。

2) 20℃、44%RHで供試体を乾燥した。

2) 実験結果および考察

(1) 養生期間中におけるコンクリート供試体の含水量変化

表-2.49 にシリーズIの測定結果を示す。表には、脱型後から凍結融解試験直前までの供試体の質量変化を脱型直後測定した質量に対する百分率として示している。表に示した値は3個の供試体の平均値である。

当然のことであるが材令14日まで水中養生した後の乾燥時間が長くなるほど、損失水量が増加している。AEコンクリートおよびNON-AEコンクリートの養生方法(D)を(E)と比べることにより7日間の乾燥で減少する水量の約50%は最初の1日で失われて

いる。また、乾燥期間の長い7日間乾燥（E）の場合でも再び供試体を水中に7日間つけられれば損失水のほとんどを再吸水させることができる。

表-2.50 に乾燥開始材令を変化させたシリーズIIの測定結果を示す。7日間の乾燥による損失水量は乾燥開始材令に大きく左右されないようである。養生方法（G）と（H）、（I）と（J）における結果を比べることにより、乾燥後再び水中につける期間が長くなるほど回復水量が多くなる傾向が認められる。

表-2.49 および表-2.50 に示したように乾燥期間を設けず材令28日まで水中で養生した供試体は乾燥させた場合に比べかなり大きな質量増加（AEコンクリートで2.03%、NON-AEコンクリートで1.45%）を示している。

また、シリーズIおよびシリーズIIにおいて材令28日まで水中で養生したAEコンクリートはNON-AEコンクリートより質量増加が大きい傾向が認められる。

乾燥による供試体中の水分分布については確認していないので確実なことが言えない。コンクリートにおける水分移動あるいは含水率分布についてはまだ十分解明されておらず今後、検討すべき課題である。なお、シリーズIおよびシリーズIIにおける各養生方法を行った供試体の凍結融解試験開始時における動弾性係数を表-51に示す。この結果より、各シリーズでの養生方法の相違が動弾性係数に及ぼす影響は認められない。

表-2.49 養生期間中におけるコンクリート供試体の質量変化(シリーズI)

コンクリートの種類	養生方法	脱型直後の質量に対する質量増減率(%) および質量増減(g) <sup>1)</sup>							
		14	14 <sup>1</sup> / <sub>12</sub>	14 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	15	21	28	損失量 <sup>2)</sup>	回復量 <sup>3)</sup>
AEコンクリート	A						2.03 151		
	B	0.76 56	0.65 48				0.97 71	-0.11 -8	0.32 23
	C	1.17 86		1.05 77			1.14 83	-0.12 -9	0.09 6
	D	1.05 76			0.49 36		1.10 80	-0.56 -40	0.61 44
	E	1.35 91				0.24 18	1.21 82	-1.11 -73	0.97 64
NON-AEコンクリート	A						1.45 109		
	B	0.84 62	0.72 53				0.98 71	-0.12 -9	0.26 18
	C	1.06 79		0.87 65			0.98 73	-0.19 -13	0.11 8
	D	0.94 70			0.39 29		0.98 73	-0.55 -41	0.60 44
	E	1.07 79				-0.06 -4	1.01 75	-1.13 -83	1.07 79

注：1) 上段および下段の数値はそれぞれ、脱型時の質量に対する増減率および増減量である

2) 乾燥期間の損失水量(上段の単位は%、下段の単位はgram)

3) 再浸水の期間、供試体が再吸収した水量(上段の単位は%、下段の単位はgram)

表-2.50 養生期間中におけるコンクリート供試体の質量変化(シリーズII)

コンクリートの種類	養生方法	脱型直後の質量に対する質量増減率(%) および質量増減(g) <sup>1)</sup>							
		3	7	10	14	21	28	損失量 <sup>2)</sup>	回復量 <sup>3)</sup>
AEコンクリート	F	1.08 80		0.01 1			1.09 81	1.07 -79	1.08 80
	G		1.13 96		0.48 35		1.29 94	0.83 -61	0.81 59
	H		0.87 65		-0.47 -35		1.01 75	-1.34 -100	1.48 110
	I				1.23 91	0.28 21	1.02 75	0.95 -91	0.74 96
	J				1.35 99	0.32 23	1.23 90	1.03 76	0.91 67
	K						2.54 19		
NON-AEコンクリート	F	1.07 82		-0.12 9			1.16 103	1.19 -91	1.28 94
	G		0.94 71		-0.04 -3		0.92 64	0.98 -74	0.96 67
	H		0.88 69		-0.41 32		0.92 72	1.29 -101	1.48 104
	I				1.19 89	0.27 20	1.11 83	0.92 -69	0.84 63
	J				1.51 114	0.42 32	1.23 93	1.09 82	0.81 61
	K						1.37 10		

- 注: 1) 上段および下段の数値はそれぞれ、脱型時の質量に対する増減率および増減量である  
 2) 乾燥期間の損失水量(上段の単位は%、下段の単位はgram)  
 3) 再浸水の期間、供試体が再吸収した水量(上段の単位は%、下段の単位はgram)

表-2.51 凍結融解試験開始時におけるNON-AEおよびAEコンクリートの動弾性係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

シリーズ	養生方法	NON-AEコンクリート	AEコンクリート
I	A	3.85 × 10 <sup>5</sup>	3.78 × 10 <sup>5</sup>
	B	3.69 × 10 <sup>5</sup>	3.62 × 10 <sup>5</sup>
	C	3.62 × 10 <sup>5</sup>	3.54 × 10 <sup>5</sup>
	D	3.86 × 10 <sup>5</sup>	3.68 × 10 <sup>5</sup>
	E	3.90 × 10 <sup>5</sup>	3.66 × 10 <sup>5</sup>
II	F	4.59 × 10 <sup>5</sup>	4.42 × 10 <sup>5</sup>
	G	4.42 × 10 <sup>5</sup>	4.13 × 10 <sup>5</sup>
	H	4.62 × 10 <sup>5</sup>	4.45 × 10 <sup>5</sup>
	I	4.26 × 10 <sup>5</sup>	4.06 × 10 <sup>5</sup>
	J	4.38 × 10 <sup>5</sup>	4.02 × 10 <sup>5</sup>
	K	4.45 × 10 <sup>5</sup>	4.23 × 10 <sup>5</sup>

(2) 乾燥による耐凍害性の改善

シリーズ I における凍結融解サイクル数と相対動弾性係数との関係を図-2.63 に質量百分率(凍結融解試験直前の供試体質量に対する各サイクル終了時の質量百分率)を図-2.64に示す。また、シリーズ II におけるそれらを図-2.65と図-2.66に示す。数量的な比較を容易にするため耐久性指数(DF)を表-2.52に示す。DFの値はその計算式  $DF = PN/M$ におけるMを150として求めた。

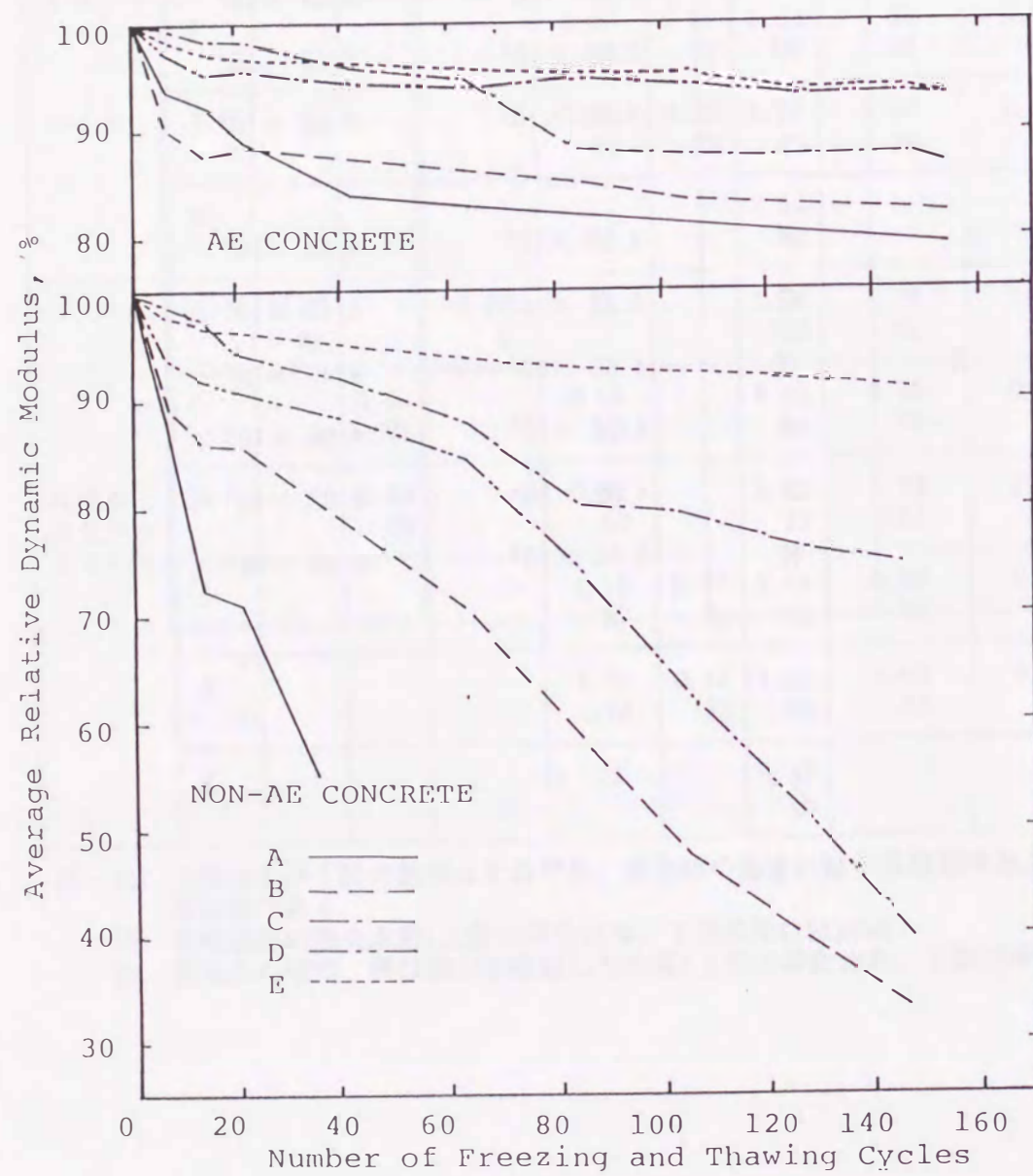


図-2.63 シリーズ I におけるコンクリートの相対動弾性係数の推移

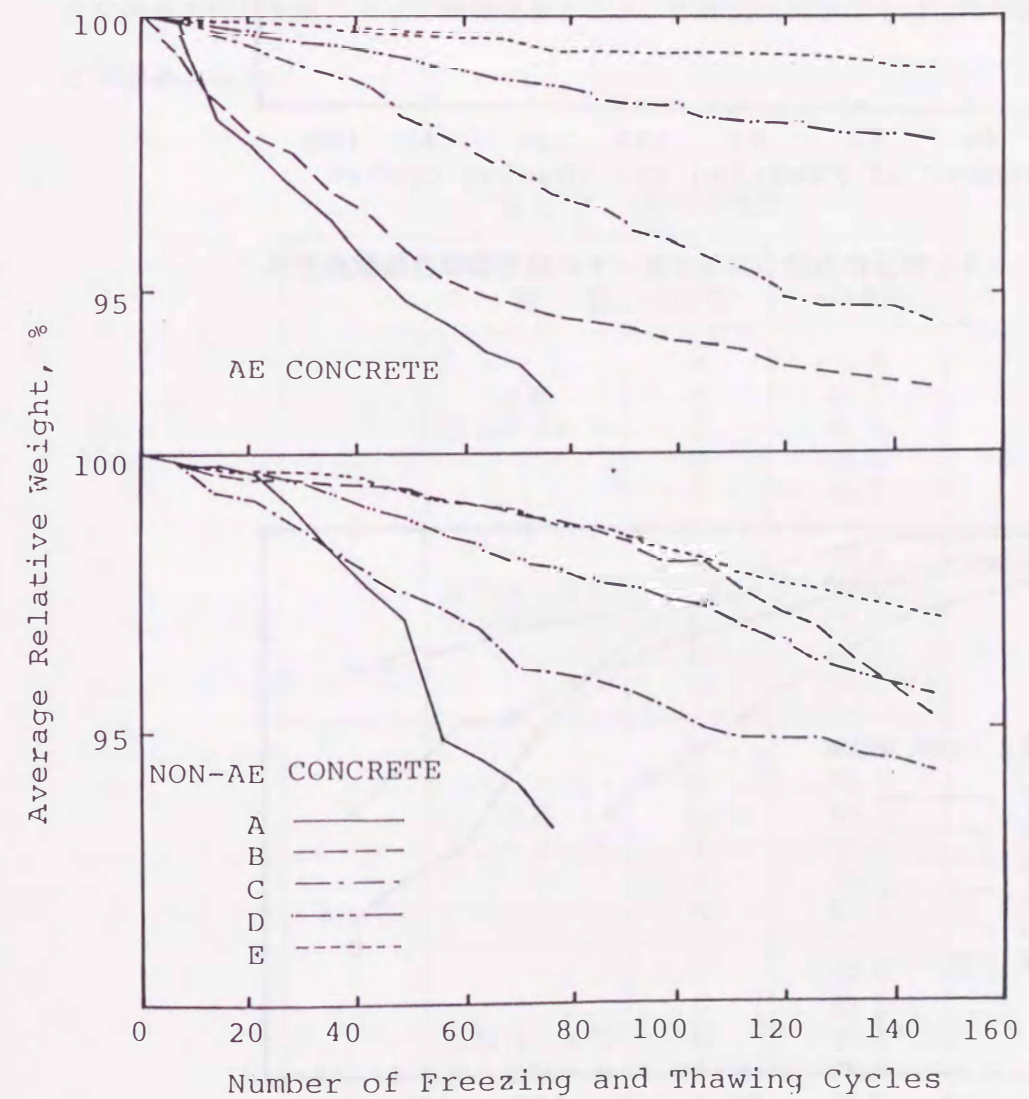


図-2.64 シリーズ I におけるコンクリートの質量百分率の推移

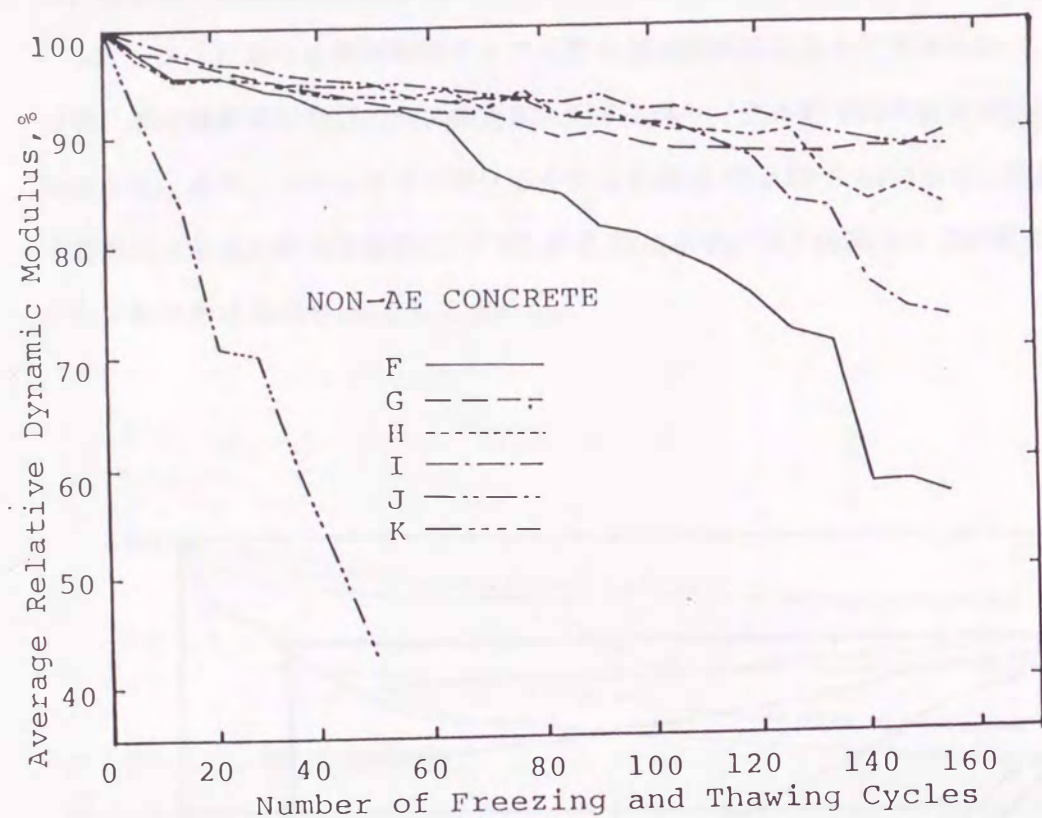


図-2.65 シリーズIIにおけるコンクリートの相対動弾性係数の推移

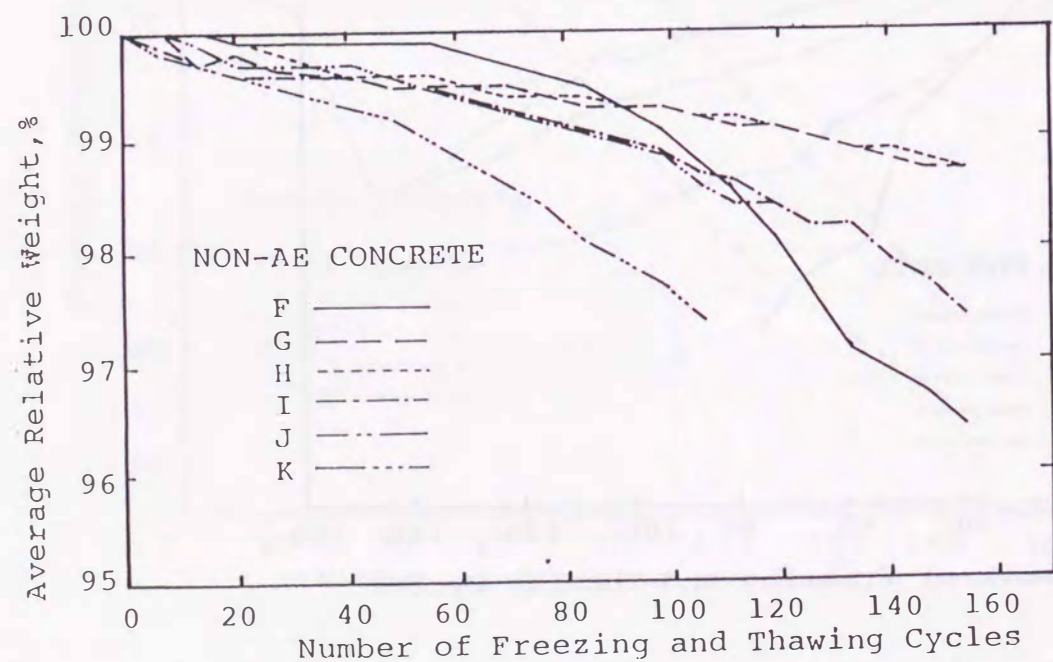


図-2.66 シリーズIIにおけるコンクリートの質量百分率の推移

図-2.63 から図-2.66 に示すように連続して水中養生を行った（AEコンクリートおよびNON-AEコンクリート）供試体では他の養生方法に比べて相対動弾性係数の低下が大きく質量の減少も他の養生方法に比べて大きい。その次に、相対動弾性係数および質量百分率の低下が大きいのは2時間しか乾燥しなかった供試体である。NON-AEコンクリートの一部（養生方法D）を除いて全体的に乾燥期間が長い方が相対動弾性係数および質量百分率の低下が少なく、したがって耐久性指数が大きい。半日、乾燥しただけでその後、水中で養生したコンクリートが大きい耐久性指数を示した実験結果は耐凍害性向上策を講じる上で参考になるものと思われる。図-2.65、図-2.66 および表-2.52 に示すように、乾燥開始材令を変えた場合の影響はもともと耐凍害性を有するAEコンクリートでは明確に表われていない。しかし、連続して水中で養生したNON-AEコンクリートの不良な耐凍害性は乾燥によって改善できること、乾燥開始材令は7日以降が望ましいことなどが認められた。

表-2.52 耐久性指数

シリーズ	コンクリートの種類	養生方法(記号)	耐久性指数(D F)
I	AEコンクリート	A	79.0
		B	82.5
		C	87.0
		D	94.2
		E	94.2
	NON-AEコンクリート	A	12.8
		B	32.8
		C	74.5
		D	44.0
		E	91.1
II	AEコンクリート	F	93.4
		G	96.4
		H	95.1
		I	97.6
		J	96.7
	NON-AEコンクリート	K	91.3
		F	58.8
		G	83.3
		H	88.8
		I	77.8
J	87.9		
K	14.0		

(3) 乾燥により耐凍害性が改善されるメカニズム

一度、コンクリート供試体を乾燥させても、再浸水すれば、ほとんどの場合、乾燥によって失った以上の水を再吸水するという測定結果(表-2.50)が得られた。しかしながら、連続して水中において養生した供試体(A、K)に比べると含水量は少ない。たとえば、シリーズIIのG(7日水中、7日乾燥、14日水中)では材令28日において脱型直後の質量に対して1.29%の質量増であるが、K(28日水中)ではこれが2.54%であった。したがって、一度乾燥したコンクリートでは凍害に寄与するキャピラリー水(凍結可能な水)が少なくなることが乾燥供試体の耐凍害性改善の主因と考えられる。すなわち、乾燥したコンクリートは再浸水させても飽水されない微細孔が残るため凍害の軽減に役立っているものと考えられる。

AEコンクリートのみについてであるが、セメント協会コンクリート専門委員会報告<sup>101)</sup>F-38(初期の乾燥がコンクリートの諸性質におよぼす影響)も、乾燥による耐凍害性の改善理由は再浸水しても水で満たされない空隙部分が残っているためであるとしている。

Malish<sup>36)</sup>は乾燥させた供試体を再浸水させると連続して湿潤養生を行った場合以上の含水量を有し、かつ耐凍害性が改善されたと報告している。Mallschはこの改善理由をPowers<sup>102)</sup>らが示したキャピラリー間隙間のセメントゲル“ウェブ”における微細なひびわれの存在に求めている。すなわち乾燥によって生じたセメントゲル“ウェブ”の微細孔がゲルの透水性を高めるために凍結時に毛細管内で発生する静水圧が緩和され、凍害が軽減されると説明している。

シリーズIIにおいて7日間乾燥させたNON-AEコンクリート供試体(J)の含水量は28日間水中養生した供試体(K)の場合と大差はないにも拘らず、耐久性指数は87.9(Kは14.0)となっており乾燥による耐凍害性の改善度合が非常に大きい。この場合の耐凍害性改善の主因はキャピラリー間隙周囲のセメントゲルの透水性が乾燥によって生じた微細ひびわれにより増加したためと考えられる。すなわち、もともとエントレインドエアーの存在しないNON-AEコンクリートではこの微細ひびわれが空気泡の役割を演じて耐凍害性が改善されたものと思われる。

2.8.4 飽水度の影響

1) 実験方法

使用したセメントは普通ポルトランドセメント(比重3.16、比表面積3200cm<sup>2</sup>/g)である。細骨材には海砂(比重2.61、吸水率0.90%)を、粗骨材には角閃岩碎石(最大寸法20mm、比重2.88、吸水率1.19%)を用いた。コンクリートの配合はNON-AEコンクリート(N-1)と目標空気量を4、5および6%に設定した3通りのAEコンクリート(AE-1, AE-2, AE-3)の合計4種類である。表-2.53にコンクリートの示方配合を示す。

表-2.53 コンクリートの示方配合

配合記号	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	スランプ (cm)	空気量 (目標値) (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					W	C	S	G	AE剤
N-1	55	42	7.5	2.6 (3.0)	182	330	815	1107	0
AE-1	55	42	12.0	3.8 (4.0)	176	320	802	1089	640
AE-2	55	42	13.1	4.8 (5.0)	171	310	800	1087	2263
AE-3	55	42	8.5	5.9 (6.0)	171	310	800	1087	2480

コンクリート供試体は圧縮強度試験用として40本の円柱供試体(φ10×20cm)と凍結融解試験用として15本の角柱供試体(10×10×40cm)を作製した。

脱型は全て打ち込み後、48時間とし、脱型後直ちに20℃の水中において試験時まで養生した。

試験開始時の材令は試験機の段取りで一定とすることが出来なかったが、全て4週以降とした。凍結融解試験開始前にコンクリートの飽水度Sを次式で定義し、これを100、95、85および75%の4通りに調整した。

$$S = 100 - \frac{W_s - W_e}{W_s - W_D} \times 100 = \frac{W_e - W_D}{W_s - W_D} \times 100 \quad (2.10)$$

ここに、W<sub>s</sub> : 表乾質量、W<sub>D</sub> : 絶乾質量、W<sub>e</sub> : 試験前質量とする。

水中から取り出した供試体の表面水を拭き取った状態(表乾状態)を飽水度100%とし、室内で自然乾燥もしくは温風をあてて緩やかに乾燥させ表乾状態の含水量(105℃の乾燥で

失われる水量)の約5、15および25%の水分が逸散した状態を順次、飽水度95、85、75%としたのである。飽水度を調整した角柱供試体から水の出入りが起こらないようにコーティング材を表面に塗布した。このコーティング材は浸透撥水形防水材(主成分はイソプロピルアルコール)で1回の塗布量は0.3~0.4kg/m<sup>2</sup>とし、予備試験でその回数および時間間隔についてメーカーの指示を受けた。

凍結融解試験はASTM C 666 A法に従って行った。凍結融解試験における測定項目はたわみ振動による一次共鳴振動数および質量変化である。硬化コンクリートの空気泡分布性状はASTM C457に従って測定した。

## 2) 実験結果および考察

フレッシュコンクリートの空気量、飽水度、凍結水空気比、質量減少率および耐久性指数を表-2.54と表-2.55に示す。また、硬化コンクリートの空気泡分布性状を表2.56に示す。当初はほぼ同材令で凍結融解試験の開始を予定していたが、試験機の故障や点検の段取りのため配合AE-2およびAE-3では材令29日と51日となりN-1 およびAE-1ではそれぞれ245日、280日の長期材令となった。若材令においては凍結融解試験の開始材令の相違が試験結果に大きく影響するものと考えられるが、本シリーズでは全て材令4週以上経過しており開始時の動弾性係数の測定結果から判断しても材令の影響は小さいものと思われる。

コンクリートの飽水度Sは表-2.54に示すように全配合においてほぼ所定の4レベルに設定できている。図-2.67にNON-AEコンクリートであるN-1の凍結融解サイクルの進行に伴う相対動弾性係数推移を示す。図-2.67 および図-2.68にSが100%および95%の場合の相対動弾性係数の推移を示す。

表-2.54 空気量、飽水度、凍結水空気比および凍結融解試験結果

記号	番号	空気量(%)	飽水度(%)	凍結水空気比	質量減少率(%)	耐久性指数
N-1	1	2.6	100.0	1.19	11.3	37
	2	2.6	100.0	1.12	11.7	34
	3	2.6	100.0	1.11	5.5	33
	4	2.6	94.9	1.08	8.0	66
	5	2.6	94.9	1.08	6.4	56
	6	2.6	94.8	1.08	9.3	56
	7	2.6	85.0	0.968	0.1	98
	8	2.6	85.1	0.966	0.2	97
	9	2.6	85.1	0.975	0.7	95
	10	2.6	75.1	0.860	0.1	100
	11	2.6	74.9	0.856	0.3	100
	12	2.6	75.1	0.852	0.0	100
AE-1	13	3.8	100.0	0.754	10.2	74
	14	3.8	100.0	0.723	8.2	71
	15	3.8	100.0	0.744	5.9	81
	16	3.8	95.0	0.705	5.1	82
	17	3.8	94.8	0.716	1.6	81
	18	3.8	94.9	0.706	4.2	82
	19	3.8	84.6	0.616	1.6	89
	20	3.8	85.0	0.628	5.7	85
	21	3.8	85.1	0.624	3.0	87
	22	3.8	75.1	0.549	1.9	89
	23	3.8	75.0	0.551	1.9	76
	24	3.8	78.7	0.557	0.6	88

表-2.55 空気量、飽水度、凍結水空気比および凍結融解試験結果

記号	番号	空気量(%)	飽水度(%)	凍結水空気比	質量減少率(%)	耐久性指数
AE-2	25	4.8	100.0	0.610	3.8	91
	26	4.8	100.0	0.637	3.4	93
	27	4.8	-	0.626	-	-
	28	4.8	95.0	0.590	2.2	96
	29	4.8	94.9	0.603	1.8	95
	30	4.8	94.7	0.587	2.5	95
	31	4.8	85.3	0.537	3.3	94
	32	4.8	85.3	0.535	4.1	91
	33	4.8	84.7	0.511	5.0	91
	34	4.8	75.3	0.474	6.5	92
	35	4.8	75.3	0.471	7.3	92
	36	4.8	75.1	0.467	7.1	87
AE-3	37	5.9	100.0	0.506	3.3	93
	38	5.9	100.0	0.516	3.6	92
	39	5.9	-	0.507	-	-
	40	5.9	94.8	0.473	2.1	96
	41	5.9	95.0	0.486	2.0	96
	42	5.9	94.9	0.489	2.2	95
	43	5.9	85.3	0.432	3.5	94
	44	5.9	85.3	0.430	3.3	89
	45	5.9	84.8	0.426	4.3	93
	46	5.9	75.3	0.382	6.4	88
	47	5.9	75.2	0.380	6.2	91
	48	5.9	75.2	0.380	6.1	91

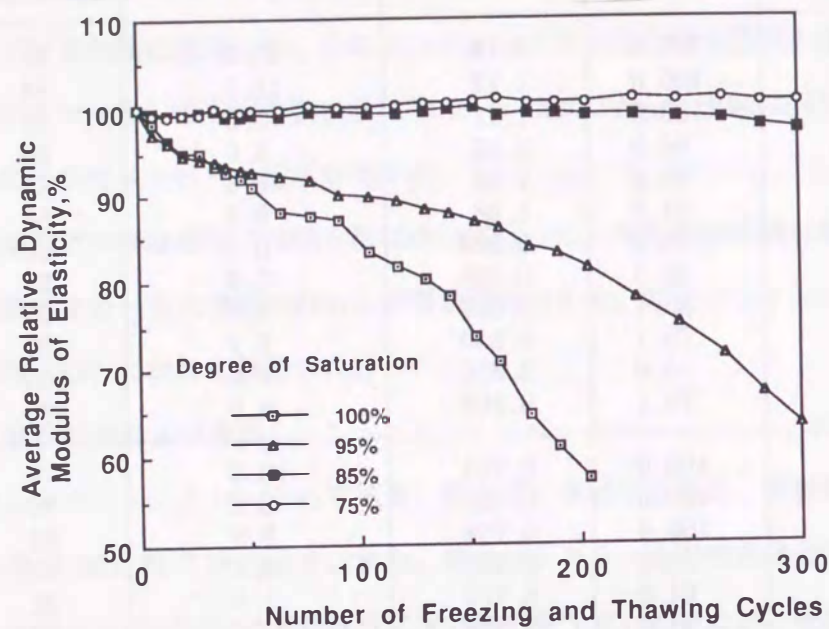


図-2.67 NON-AEコンクリートの相対動弾性係数の推移

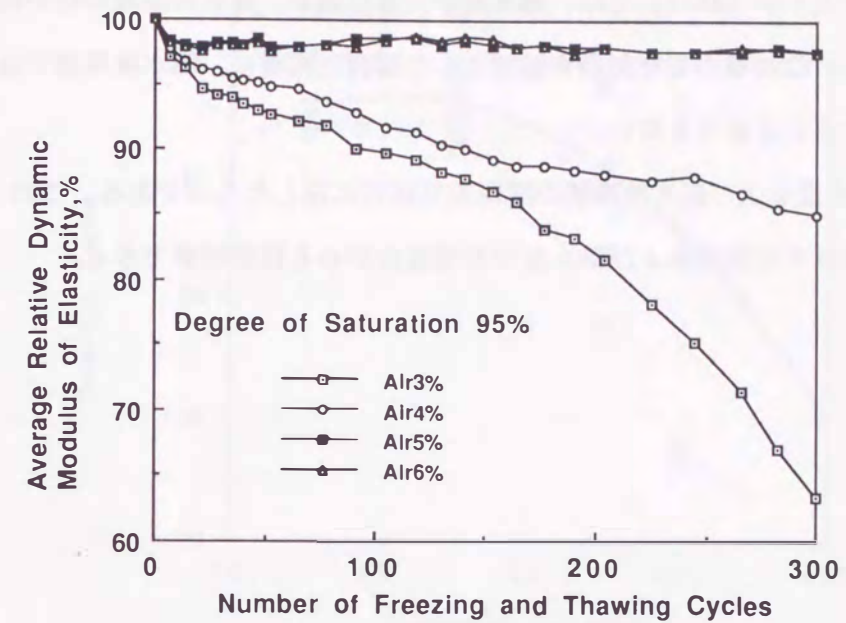


図-2.69 飽水度95%のコンクリートにおける相対動弾性係数の推移

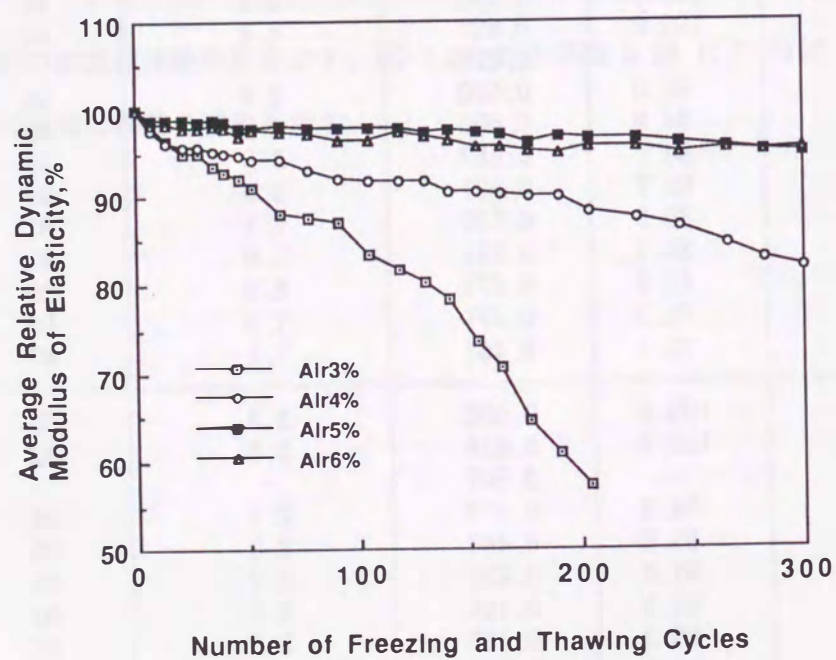


図-2.68 飽水度100%のコンクリートにおける相対動弾性係数の推移

表-2.56 硬化コンクリートの気泡分布性状

配合記号	フレッシュコンクリートの空気量 (%)	硬化コンクリートの空気量 (%)	気泡間隔係数 (um)
N-1	2.6	2.5	228
AE-1	3.8	3.8	158
AE-2	4.8	4.2	146
AE-3	5.9	6.8	126

NON-AEコンクリートでは、従来より認められているようにSが100%の場合に質量および動弾性係数の低下が大きく、耐久性指数DFは35であった。しかしながら、Sを95%にするとDF=59となり、85%にするとDF=97となつて大幅に耐凍害性が上昇することが認められる。一方、AEコンクリートの場合にも図-2.68および図-2.69に示すように連行空気量の増加に伴い耐凍害性の改善が認められるが、Sが100%の場合でも、もともと耐凍害性が大いので改善の度合はNON-AEコンクリートに比べ小さい。

図-2.70は空気量と耐久性指数の関係を示したものであるが、空気量が同じコンクリートでも飽水度が大きい場合に耐凍害性が劣る場合が認められる。特に、NON-AEコンクリー



トの場合にこの傾向が大きい。耐凍害性の指標として重要な空気量もそれ単独では耐凍害性を十分に評価することはできないことがわかる。

図-2.71は飽水度と耐久性指数の関係を示したものである。NON-AEコンクリートおよび空気量の少ないAEコンクリート（AE-1）では、飽水度が大きい場合、耐久性指数の低い傾向が認められる。しかし、この場合も空気量を指標とした場合と同様に、飽水度単独では耐凍害性を十分に評価することはできない。

図-2.72は空気量、飽水度および耐久性指数の関係を立体的に示したものである。この図より、耐久性指数に及ぼす空気量および飽水度の影響度合がある程度理解できる。

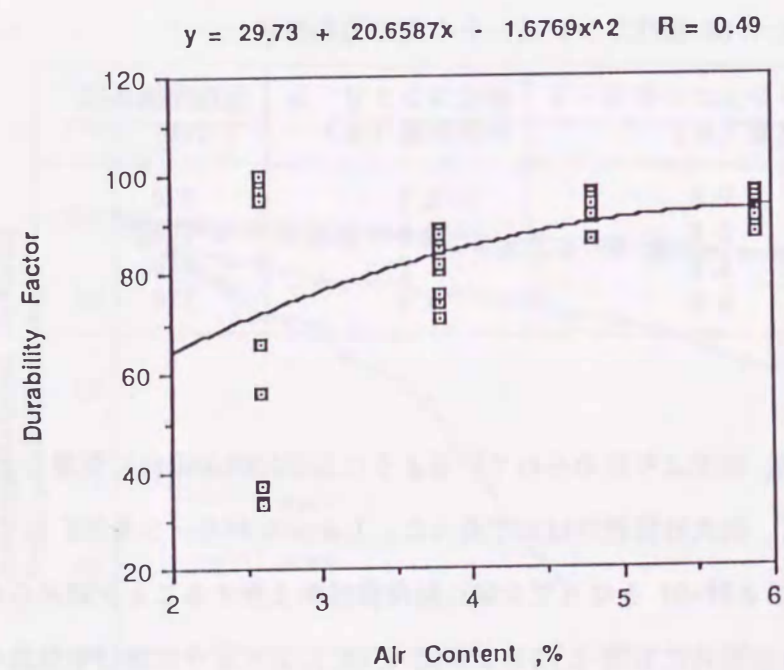


図-2.70 空気量と耐久性指数の関係

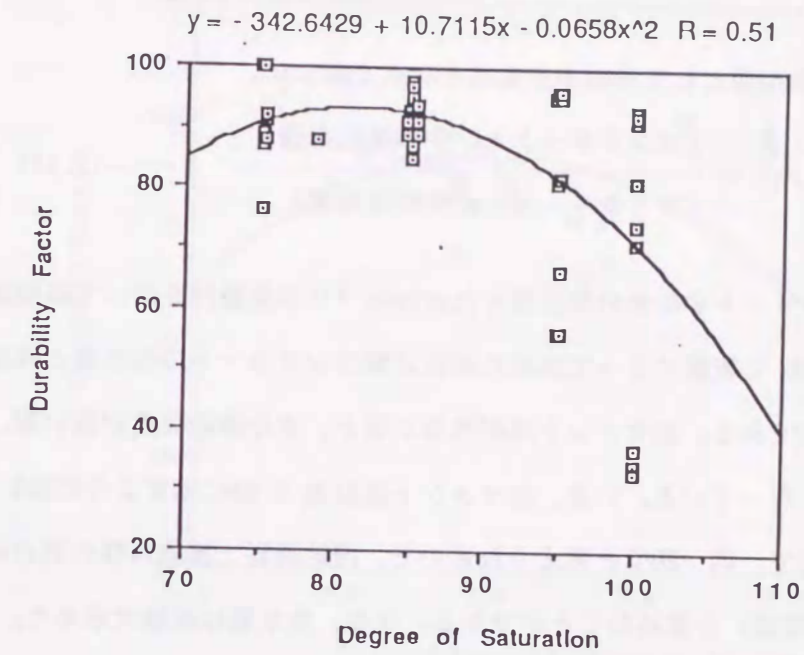


図-2.71 飽水度と耐久性指数の関係

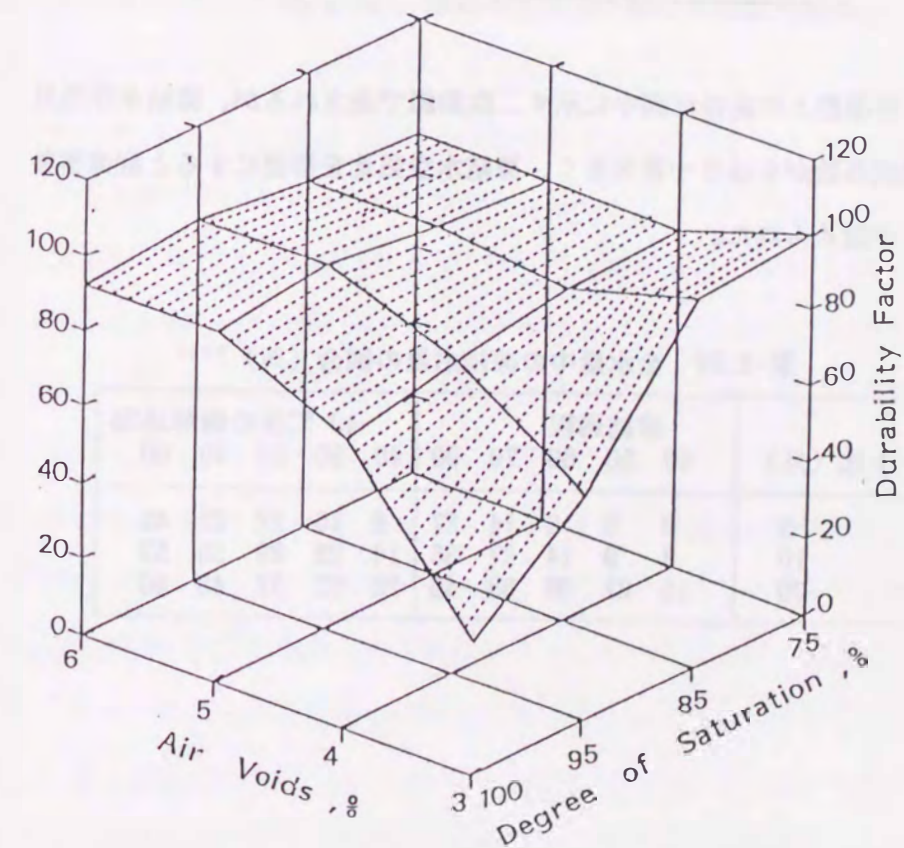


図-2.72 空気量および飽水度と耐久性指数の関係

コンクリートの凍害は内部水の凍結によるが、凍結水量はコンクリートの配合、特にセメントペーストの組成により異なる。前記の飽水度のかわりに自由水中の凍結水と凍害を緩和する空気量の比を指標とすることによって耐凍害性との対応が良くなることが期待できる。

関<sup>33)</sup>は耐凍害性の評価指標として凍結水空気比を次式で表した。

$$\text{凍結水空気比 ( } W_f / A \text{ )} = \frac{\text{(コンクリート } 1 \text{ m}^3 \text{ 中の凍結水量)}}{\text{(コンクリート } 1 \text{ m}^3 \text{ 中の空気量)}} \quad \text{---(2.11)}$$

沢田・鎌田<sup>103)</sup>はコンクリート中の水分凍結量をVuorinen<sup>104)</sup>の熱量計を用いて直接測定している。表-2.57は105℃乾燥によって求めた表乾状態コンクリートの含水量と凍結水量の比の値を示したものである。水セメント比が大きいくほど、また凍結温度が低い程、凍結水量の占めるが大きくなっている。いま、水セメント比は表-2.53に示すように55%である。凍結温度は-18℃で、約-20℃と考えられるので、凍結過程で凍結水量の割合は全水量の23% (21と26の中間値)と見込むことができる。なお、全水量は試験で求めた。

表-2.54および表-2.55に全配合の凍結水空気比を示し、図-2.73に凍結水空気比と耐久性指数の関係を示す。図より、凍結水空気比=1.0が耐久性指数60に対応するものとして読み取れる。

以上の指標と耐久性指数との関係は図中に示す二次曲線で表されるが、凍結水空気比と耐久性指数との相関係数がやはり一番大きく、凍結水空気比を指標にすると耐凍害性との対応が良いことが認められた。

表-2.57 全水量中の凍結水量の割合 (%) <sup>103)</sup>

水セメント比 (%)	凍結温度 (°C)	凍結過程					-40℃後の融解過程				
		40	50	60	70	90	40	50	60	70	90
-5	-5	0	2	3	14	27	9	15	22	27	45
-10	-10	3	9	14	27	36	14	23	29	35	52
-20	-20	10	21	26	38	46	20	32	37	43	60

$$y = 40.1253 + 176.0516x - 146.5525x^2 \quad R = 0.77$$

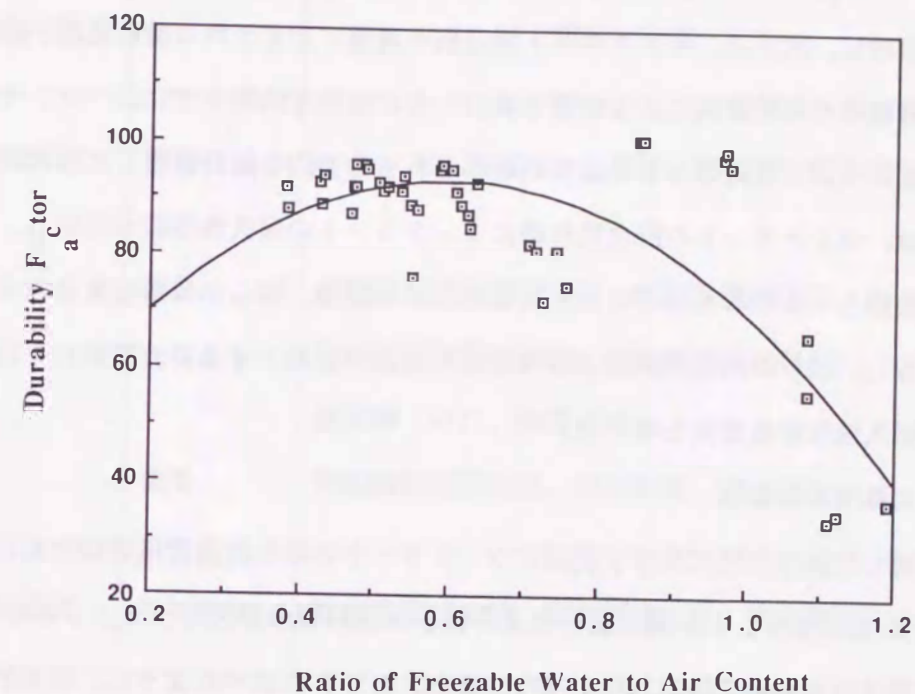


図-2.73 凍結水空気比と耐久性指数の関係