

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

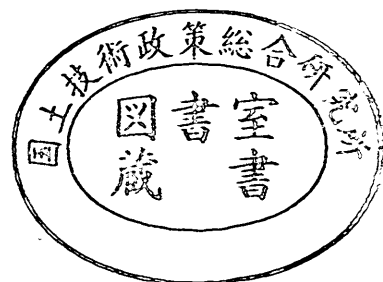
---

VOL. 12

NO. 4

DEC. 1973

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



1/22 1973

# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第12巻 第4号 (Vol. 12, No. 4), 1973年12月 (Dec. 1973)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 波と流れによる砂移動に関する実験  
..... 田中則男・小笹博昭・小笠原昭..... 3  
(Experiments on Sand Movement by Waves and Currents  
.....Norio TANAKA, Hiroaki OZASA and Akira OGASAWARA)
2. 楕円柱体近似による固定船体に働く波力の理論および実験  
..... 合田良実・高山知司・笹田 正..... 23  
(Theoretical and Experimental Investigation of Wave Forces on a Fixed Vessel  
Approximated with an Elliptic Cylinder  
..... Yoshimi GODA, Tomotsuka TAKAYAMA and Tadashi SASADA)
3. 空港アスファルト舗装のわだちぼれ  
..... 森口 拓・浅島豊明・渋谷英男..... 75  
(Rutting of Asphalt Pavements for Airports  
..... Hiraku MORIGUCHI, Toyoaki ASAJIMA and Hideo SHIBUYA)
4. 連続載荷方式による急速圧密試験  
..... 梅原靖文・松本一明・成田 実・梅田裕史.....131  
(Rapid Consolidation Test Under Continuous Loading  
.....Yasufumi UMEHARA, Kazuaki MATSUMOTO, Minoru NARITA  
and Hirojumi UMEDA)
5. 各種地盤における平均応答スペクトル  
..... 土田 肇・倉田栄一・石坂徳三・林 聡.....171  
(Average Response Spectra for Various Site Conditions  
..... Hajime TSUCHIDA, Eiichi KURATA, Tokuzo ISHIZAKA  
Satoshi HAYASHI)
6. 太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ  
..... 関 博.....201  
(Crack Characteristics of Reinforced Concrete Beams with Large-sized Deformed Bars  
.....Hiroshi SEKI)
7. ドラグヘッドに関する研究 (第1報)  
——ドラグヘッドの基礎形状について——  
..... 八木得次・奥出 律・是石昭夫.....233  
(Study of Drag Suction Head (Part 1)—On the Basic Geometry of Draghead—  
..... Tokuji YAGI, Tadasu OKUDE and Akio KOREISHI)

## 5. 各種地盤における平均応答スペクトル

土田 肇\*・倉田栄一\*\*・石坂徳三\*\*・林 聡\*\*\*

### 要 旨

わが国の港湾地域で得られた強震記録の 222 水平成分について応答スペクトルを計算し、それらをスペクトルの形にもとづいてグループ A, B, C に分類した。各グループに属する観測地点の地盤条件を検討したところ、グループ A は岩盤または非常に締った地盤、グループ C は非常にゆるい砂質地盤、グループ B はその中間的地盤に対応していた。各グループごとに、減衰定数 0, 0.025, 0.05, 0.10, 0.25 に対する平均応答スペクトルを求めた。

---

\* 構造部 耐震構造研究室長  
\*\* 構造部 耐震構造研究室  
\*\*\* 構造部長

## 5. Average Response Spectra for Various Site Conditions

**Hajime TSUCHIDA\***  
**Eiichi KURATA\*\***  
**Tokuzo ISHIZAKA\*\***  
**Satoshi HAYASHI\*\*\***

### Synopsis

Response spectra for 222 horizontal components of strong motion accelerograms obtained in port areas in Japan were calculated; and classified into three groups, A, B, and C according to their shapes. Site conditions of the stations in each group were examined and it was found that: the subsoils of the stations in the group A are rock, or very dense sand or gravel layers; the subsoils for the group C are very loose sand layers; and the subsoils for the group B are intermediate between those of the groups A and C. The average response spectra for each group were calculated for damping factors 0, 0.025, 0.05, 0.1 and 0.25.

---

\* Chief of the Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

\*\* Member of the Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

\*\*\* Head of the Structures Division

## 目 次

|                           |     |
|---------------------------|-----|
| 要 旨 .....                 | 171 |
| 1. はじめに .....             | 175 |
| 2. 強震記録 .....             | 175 |
| 2.1 観測網および強震計 .....       | 175 |
| 2.2 観測地点の地盤条件 .....       | 175 |
| 2.3 強震記録 .....            | 177 |
| 3. 応答スペクトルの計算 .....       | 177 |
| 3.1 記録のデジタル化 .....        | 177 |
| 3.2 応答スペクトルの計算 .....      | 181 |
| 4. 応答スペクトルの分類 .....       | 181 |
| 4.1 分類の方針 .....           | 181 |
| 4.2 応答スペクトルの検討 .....      | 182 |
| 4.3 応答スペクトルの分類 .....      | 184 |
| 5. 平均応答スペクトル .....        | 189 |
| 5.1 グループ別平均応答スペクトル .....  | 189 |
| 5.2 最大値および信頼区間 .....      | 189 |
| 5.3 他の平均応答スペクトルとの比較 ..... | 193 |
| 6. ま と め .....            | 198 |
| 7. おわりに .....             | 198 |
| 引用文献 .....                | 199 |

## 1. はじめに

耐震工学の分野において、地震応答スペクトルが極めて有用であることは明白である。もちろん、構造物が耐えるべき最大級の地震動に対し、構造部材あるいは地盤の挙動が線型領域を超えることは十分予想される。しかし、そのことを考慮しても、現在の耐震工学に関する研究や実務において、地震応答スペクトルの意義は大きい。

近年、地表での地震動には地表層の影響が顕著であることが明らかになり、構造物の地震応答解析や地震動の解析にこれを取り入れるようになりつつある。著者の1人も地表で得られた地震波を重複反射理論にもとづいて基盤からの入射波に還元し、そのスペクトル特性を検討した<sup>1)</sup>。しかし、地表における記録の地震応答スペクトルは、多くの場合構造物の最大応答を推定するのに直接的に利用でき便利である。地表における記録の地震応答スペクトルとして、過去の大地震の記録の地震応答スペクトルに着目することも一方法であろう。しかし、同一地震波あるいは完全に同一な地震応答スペクトルとなるような地震波が再来することは有得ない。したがって、設計において多数の記録の地震応答スペクトルを参照するのは当然といえる。

多数の記録の地震応答スペクトルを直接参照することは労力的に大変な作業となるので、当然、平均応答スペクトルを作るといことが考えられる。しかし、地震応答スペクトルの形はそれぞれの記録で異なり、全体としては相当にばらつきが大きい。したがって、得られている地震応答スペクトルを何らかの基準で分類した上で平均するのが実際のであろう。

本報告では、日本の港湾地域で得られた強震記録 111本の水平成分、222成分の地震応答スペクトルを計算し、それらをスペクトルの形から3グループに分類し、平均応答スペクトルを求めた。また、分類された各グループと地盤条件との対応を検討した。また、地震のマグニチュードや震央距離など、地盤条件以外で地震波に影響を及ぼす可能性のあるパラメータの影響についても検討した。

ここに報告するものとはほぼ同一な考え方にもとづいた平均応答スペクトルをすでに報告してある<sup>2)</sup>。それと今回の報告とでは、検討対象とした地震記録の数が約2倍となっていること、信頼区間などの検討を加えたこと、

詳細な結果を加えたこと、などが新らしくなっている。

## 2. 強震記録

### 2.1 観測網および強震計

この研究で用いた記録は、港湾技術研究所が港湾関係諸機関と協力して組織している港湾地域強震観測網で記録されたものである。対象とした記録は1963年から1972年までの10年間に得られたものである。

港湾地域強震観測網では、1973年3月末現在で、42港に63台の強震計が設置されている。図-1に強震計の設置されている地点を示す。同一地点に複数台設置されている場合もあり、地点数は強震計台数よりも少ない。使用されている強震計はSMAC-B2強震計およびERS-B強震計の2種類である。ERS-B強震計は港湾技術研究所で開発したもので、可動線輪型の変換器と無現像電磁オシログラフを組合わせたものである。この強震計による記録は今回の研究に含まれていないので詳細は省略する。強震計は地盤上に設置されているものと、構造物の応答を記録するため構造物上に設置されているものがある。強震計の種類および設置条件別の台数は表-1に示す通りである。今回の研究の対象とした記録は地上に設置されたSMAC-B2強震計によるもので、43地点の強震計の記録が対象とされた。実際には設置以来地震応答スペクトルを計算できる振幅の記録が得られていない地点もあり、37地点が研究の対象となった。

地盤上に設置されたSMAC-B2強震計は、2,3の例外を除き、図-2に示す基礎の上に設置されている。これは、基礎の形状による記録波形への影響を各観測地点で統一し、異なった観測地点での記録の相互比較を容易にしようとするための処置である。地盤条件が悪く地震時に基礎が沈下したりすることが危ぶまれる地点では、図-2に示す基礎を比較的短い杭で支持した。これら観測地点の詳細は別に港湾地域強震観測地点資料として報告されている通りである<sup>3,4,5)</sup>。

### 2.2 観測地点の地盤条件

観測地点の地形や地盤条件はこの種の研究に欠くことができない。港湾地域強震観測網の強震計については、設置地点の土質柱状図および周辺の地形図が別に地点資料で報告されている<sup>3,4,5)</sup>。土質柱状図は強震計設置位置でのボーリングによるものと、その地点でボーリングが実施されていないので、近くの建設工事のために行なっ

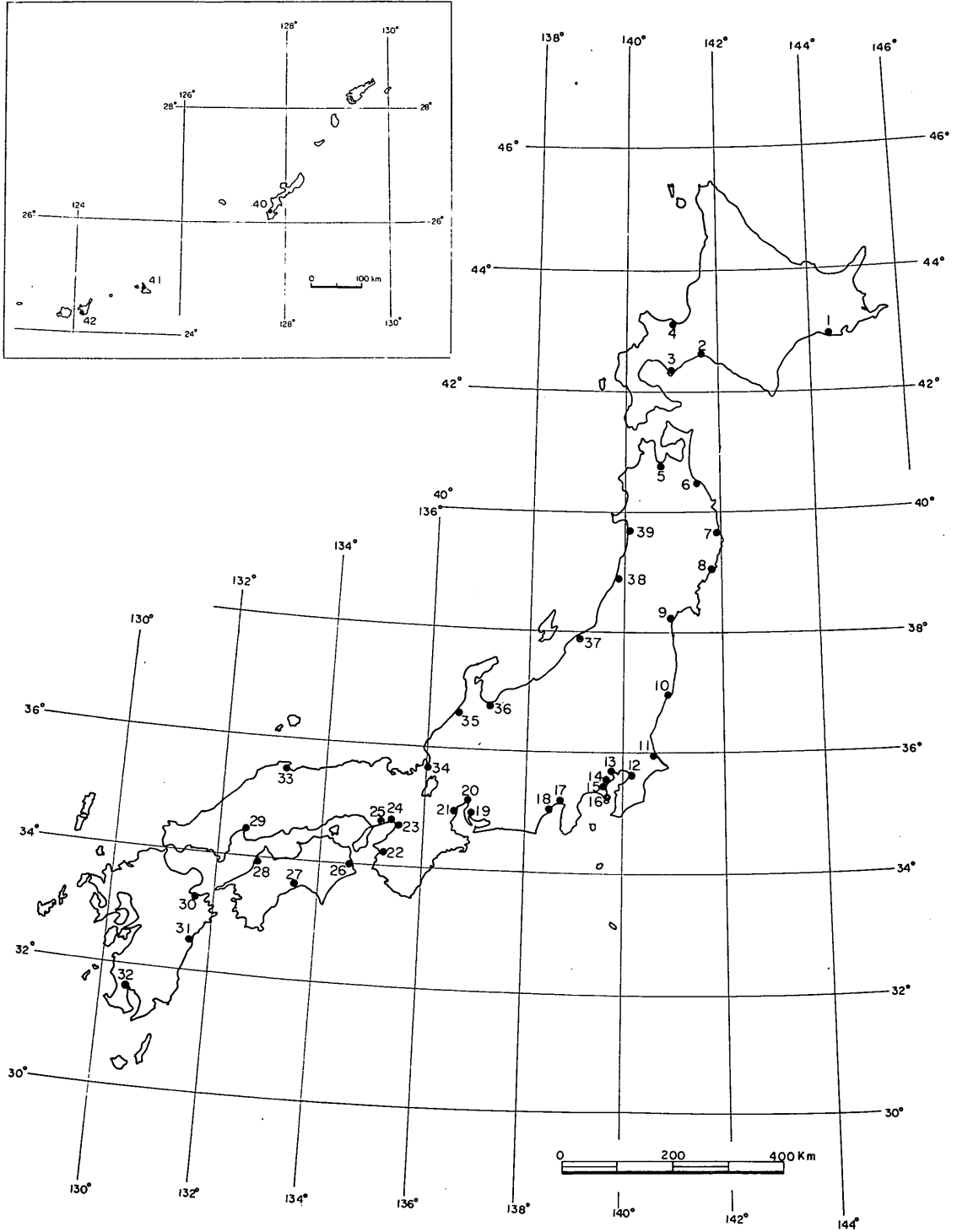


図-1 港湾地域強震観測網 (1973年3月現在)

各種地盤における平均応答スペクトル

表-1 強震計設置台数 (1973 年 3 月現在)

|              | 地 盤 上 | 構造物上 | 合 計 |
|--------------|-------|------|-----|
| SMAC-B 2 強震計 | 43    | 8    | 51  |
| ERS-B 強震計    | 2     | 10   | 12  |
| 合 計          | 45    | 18   | 63  |

たボーリング結果を参照したものがある。今回対象とした観測地点の土質柱状図を 図-3 に示す。これでは、土層を相当簡略化して示してある。

2.3 強震記録

検討の対象とした 111 本の記録を観測地点ごとに分類して 表-2 に示す。観測地点は略称で示してあるが、略称に対する正しい設置位置等は地点資料を参照されたい。また、記録は記録番号で示してある。番号の先頭の S は SMAC 強震計による記録であることを示し、数値は記録の港湾技術研究所への到着順に付した通し番号である。表中の最大加速度は水平 2 成分の加速度のうち、大きいものを示した。これらの記録は港湾地域強震観測で 1972 年 12 月までに得られた記録のうち、地盤上に設置された記録で、水平成分の最大加速度が 20 ガル以上のものである。ただし、最大加速度が 20 ガル以上と思われたので記録の数字化等の作業を行なったところ、数字化した結果では 20 ガル以下であった例もある。したがって、20 ガル以上という基準は原記録で読取った概略値で 20 ガル以上ということである。

3. 応答スペクトルの計算

3.1 記録の数字化

地震応答スペクトルの計算はデジタル電子計算機で行なった。そのため SMAC-B 2 強震計の記録は数字化される必要があった。数字化作業の詳細は年報に示されているので、ここではその概要を記述するにとどめる<sup>2)</sup>。

まず、原記録からマイラーシートをベースとした感光フィルムに密着焼付を行なう。その結果、半透明フィルム上に黒線で波形およびタイムマークが現われる。これを専用の数字化装置にセットし、時間軸 0.1 mm 間隔 (0.01 sec に対応) で振幅値を読取る。読取値は自動的に紙テープにさん孔され、この紙テープを用いて電子計算機に入力される。また、読取値は適当な振幅に拡大して図化され、読取りにおける誤りおよびゼロ線挿入の適正さが確かめられる。ゼロ線の挿入位置が不適当と判断さ

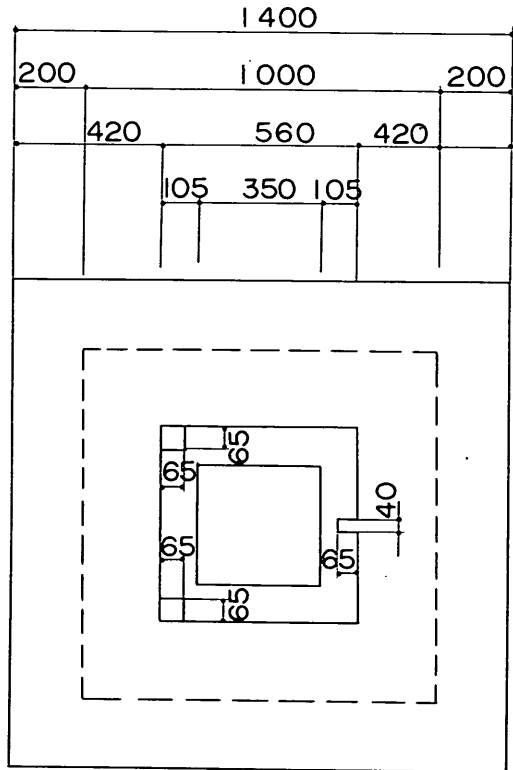
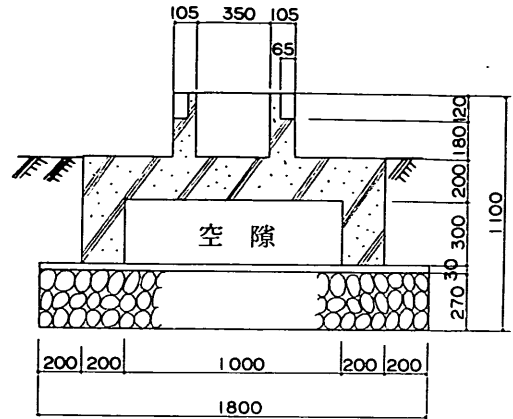


図-2 強震計基礎 (SMAC-B 2 強震計用)

れたときは、電子計算機内で補正されるか、数字化からやり直しがされる。次いで、時間軸に対し円弧誤差の補正が行なわれる。この結果、不等時間間隔で数字化された記録となる。これを直線補間により 0.01 sec 間隔の数値に変換する。

以上で数字化の作業が完了する。このようにして数字



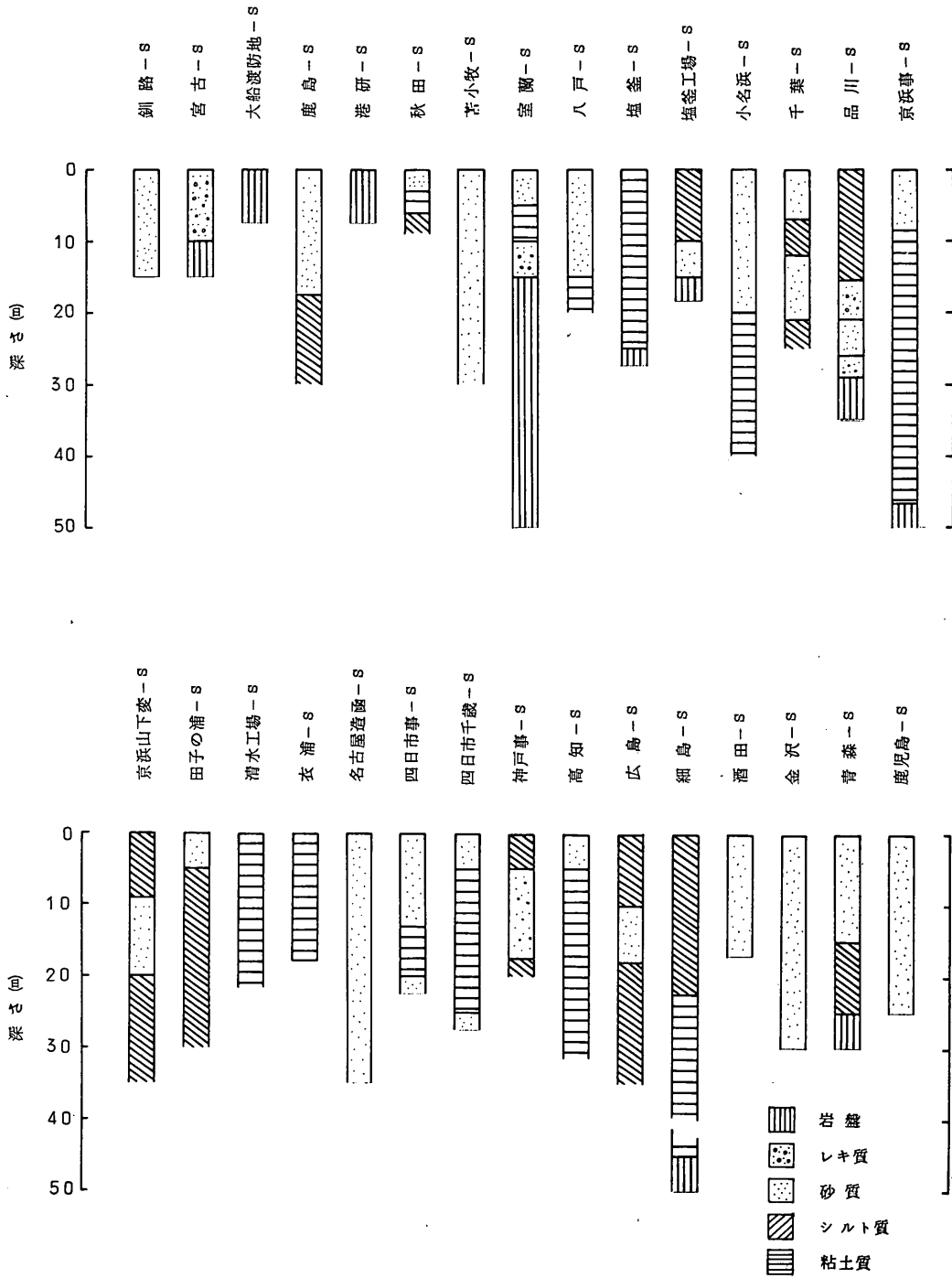


図-3 観測地点土質柱状図

各種地盤における平均応答スペクトル

表-2 使用した強震記録 (観測地点の番号は 図-1 の番号と対応する)

| 強 震 記 録    |       |                |                  |                    | 地 震 資 料 |         |             |             |  |
|------------|-------|----------------|------------------|--------------------|---------|---------|-------------|-------------|--|
| 観 測 地 点    | 記録番号  | 最大加速度<br>(gal) | 震央距離<br>(km)     | 発 震 時 刻<br>(年月日時分) | 緯 度     | 経 度     | 深 度<br>(km) | マグニ<br>チュード |  |
| 1 釧 路-S    | S-98  | 73             | 96               | 1965-10-26-07-34   | 43.7°N  | 145.5°E | 160         | —           |  |
|            | S-262 | 47             | 262              | 1968-05-16-09-49   | 40.7°N  | 143.7°E | 0           | 7.9         |  |
|            | S-369 | 72             | 43               | 1968-08-07-17-00   | 42.7°N  | 144.9°E | 80          | —           |  |
|            | S-394 | 30             | 109              | 1968-09-03-14-23   | 42.8°N  | 145.7°E | 60          | 5.2         |  |
|            | S-439 | 30             | 192              | 1969-01-19-16-02   | 44.6°N  | 143.5°E | 260         | —           |  |
|            | S-475 | 40             | 263              | 1969-08-12-06-28   | 42.7°N  | 147.6°E | 30          | 7.8         |  |
|            | S-518 | 41             | 111              | 1970-01-21-02-33   | 42.7°N  | 143.1°E | 50          | 6.7         |  |
|            | S-634 | 68             | 209              | 1971-08-02-16-25   | 41.2°N  | 143.7°E | 60          | 7.0         |  |
| S-674      | 94    | 61             | 1972-05-11-09-45 | 42.6°N             | 144.9°E | 60      | 5.8         |             |  |
| 2 苫 小 牧-S  | S-633 | 30             | 234              | 1971-08-02-16-25   | 41.2°N  | 143.7°E | 60          | 7.0         |  |
| 3 室 蘭-S    | S-234 | 205            | 310              | 1968-05-16-09-49   | 40.8°N  | 143.6°E | 0           | 7.9         |  |
|            | S-241 | 95             | 221              | 1968-05-16-19-39   | 41.4°N  | 142.9°E | 40          | 7.5         |  |
|            | S-399 | 46             | 173              | 1968-09-21-22-06   | 42.0°N  | 142.8°E | 80          | —           |  |
|            | S-515 | 34             | 172              | 1970-01-21-02-33   | 42.7°N  | 143.1°E | 50          | 6.7         |  |
|            | S-627 | 29             | 285              | 1971-08-02-16-25   | 41.2°N  | 143.7°E | 60          | 7.0         |  |
|            | S-668 | 24             | 237              | 1972-03-20-00-58   | 40.8°N  | 142.0°E | 80          | —           |  |
| 5 青 森-S    | S-235 | 208            | 236              | 1968-05-16-09-49   | 40.8°N  | 143.6°E | 0           | 7.9         |  |
|            | S-264 | 86             | 188              | 1968-05-16-19-39   | 41.4°N  | 142.9°E | 40          | 7.5         |  |
|            | S-304 | 22             | 250              | 1968-06-12-22-42   | 49.4°N  | 143.1°E | 0           | 7.2         |  |
|            | S-400 | 26             | 214              | 1968-09-21-22-06   | 42.0°N  | 142.8°E | 80          | —           |  |
|            | S-670 | 56             | 101              | 1972-03-20-00-58   | 40.8°N  | 142.0°E | 80          | —           |  |
| 6 八 戸-S    | S-252 | 232            | 179              | 1968-05-16-09-49   | 40.8°N  | 143.6°E | 0           | 7.9         |  |
|            | S-310 | 37             | 191              | 1968-06-12-22-42   | 39.4°N  | 143.1°E | 0           | 7.2         |  |
|            | S-401 | 35             | 190              | 1968-09-21-22-06   | 42.0°N  | 142.8°E | 80          | —           |  |
|            | S-469 | 30             | 77               | 1969-06-21-00-38   | 40.7°N  | 142.4°E | 40          | 5.6         |  |
|            | S-516 | 20             | 269              | 1970-01-21-02-33   | 42.7°N  | 143.1°E | 50          | 6.7         |  |
|            | S-536 | 31             | 149              | 1970-04-01-23-23   | 49.8°N  | 140.1°E | 80          | —           |  |
|            | S-629 | 31             | 167              | 1971-08-02-16-25   | 41.2°N  | 143.7°E | 60          | 7.0         |  |
|            | S-669 | 54             | 48               | 1972-03-20-00-58   | 40.8°N  | 142.0°E | 80          | —           |  |
| 7 宮 古-S    | S-236 | 112            | 191              | 1968-05-16-09-49   | 40.8°N  | 143.6°E | 0           | 7.9         |  |
|            | S-271 | 90             | 214              | 1968-05-16-19-39   | 41.4°N  | 142.9°E | 40          | 7.5         |  |
|            | S-272 | 40             | 138              | 1968-05-17-03-43   | 40.8°N  | 142.4°E | 40          | 5.9         |  |
|            | S-273 | 51             | 94               | 1968-05-23-04-29   | 40.3°N  | 142.6°E | 30          | 6.3         |  |
|            | S-312 | 110            | 97               | 1968-06-12-22-42   | 39.4°N  | 143.1°E | 0           | 7.2         |  |
|            | S-313 | 46             | 121              | 1968-06-13-20-57   | 39.2°N  | 143.3°E | 40          | 5.7         |  |
|            | S-420 | 52             | 96               | 1968-11-14-03-42   | 40.2°N  | 142.8°E | 30          | 6.0         |  |
|            | S-537 | 114            | 164              | 1970-04-01-23-23   | 39.8°N  | 140.1°E | 80          | —           |  |
|            | S-553 | 39             | 106              | 1970-09-14-18-45   | 38.7°N  | 142.4°E | 40          | 6.2         |  |
|            | S-666 | 47             | 134              | 1972-03-20-00-58   | 40.8°N  | 142.0°E | 80          | —           |  |
| 8 大船渡防地-S  | S-554 | 66             | 77               | 1970-09-14-18-45   | 38.7°N  | 142.4°E | 40          | 6.2         |  |
| 9 塩 釜-S    | S-138 | 46             | 88               | 1967-01-17-20-59   | 38.3°N  | 142.1°E | 30          | 6.3         |  |
| 9 塩釜工場-S   | S-696 | 33             | 88               | 1972-09-25-18-27   | 38.4°N  | 142.1°E | 50          | 5.5         |  |
| 10 小 名 浜-S | S-111 | 84             | 94               | 1966-04-03-13-43   | 36.3°N  | 141.5°E | 20          | 5.8         |  |
|            | S-375 | 38             | 174              | 1968-07-01-19-45   | 36.0°N  | 139.4°E | 50          | 6.1         |  |
|            | S-598 | 28             | 72               | 1971-01-06-15-04   | 36.4°N  | 141.2°E | 40          | 5.5         |  |
|            | S-711 | 25             | 423              | 1972-12-04-19-16   | 33.2°N  | 141.0°E | 30          | 7.2         |  |
| 11 鹿 島-S   | S-196 | 85             | 72               | 1967-11-19-21-07   | 36.4°N  | 141.2°E | 50          | 6.0         |  |
|            | S-341 | 44             | 118              | 1968-07-01-19-45   | 36.0°N  | 139.4°E | 50          | 6.1         |  |
|            | S-460 | 24             | 67               | 1969-05-13-23-20   | 36.5°N  | 140.7°E | 50          | 5.2         |  |
|            | S-533 | 29             | 56               | 1970-02-10-19-40   | 36.2°N  | 140.2°E | 70          | —           |  |
|            | S-588 | 49             | 72               | 1971-01-06-15-04   | 36.4°N  | 141.2°E | 40          | 5.5         |  |
|            | S-216 | 54             | 44               | 1971-06-13-13-06   | 36.2°N  | 141.0°E | 40          | 5.3         |  |
|            | S-647 | 127            | 13               | 1971-10-11-19-16   | 35.9°N  | 140.6°E | 40          | 5.2         |  |

表-2 のつづき

| 強 震 記 録        |       |                |              |                    | 地 震 資 料 |         |             |             |  |
|----------------|-------|----------------|--------------|--------------------|---------|---------|-------------|-------------|--|
| 観 測 地 点        | 記録番号  | 最大加速度<br>(gal) | 震央距離<br>(km) | 発 震 時 刻<br>(年月日時分) | 緯 度     | 経 度     | 深 度<br>(km) | マグニ<br>チュード |  |
| 12 千 葉-S       | S-661 | 23             | 279          | 1972-02-29-18-23   | 33.2°N  | 141.3°E | 70          | 7.0         |  |
|                | S-703 | 23             | 269          | 1972-12-04-19-16   | 33.2°N  | 141.0°E | 30          | 7.2         |  |
| 13 品 川-S       | S-192 | 23             | 47           | 1967-11-10-03-19   | 35.5°N  | 140.3°E | 80          | —           |  |
|                | S-340 | 113            | 58           | 1968-07-01-19-45   | 36.0°N  | 139.4°E | 50          | 6.1         |  |
|                | S-441 | 35             | 39           | 1968-10-08-09-50   | 35.5°N  | 140.2°E | 70          | —           |  |
|                | S-664 | 31             | 300          | 1972-02-29-18-23   | 33.2°N  | 141.3°E | 70          | 7.0         |  |
|                | S-702 | 23             | 67           | 1972-11-06-20-40   | 36.2°N  | 139.8°E | 40          | —**         |  |
|                | S-704 | 26             | 289          | 1972-12-04-19-16   | 33.2°N  | 141.0°E | 30          | 7.2         |  |
| 15 京 浜 事-S     | S-414 | 20             | 56           | 1968-10-08-09-50   | 35.6°N  | 140.2°E | 70          | —           |  |
|                | S-558 | 28             | 8            | 1970-09-30-04-26   | 35.5°N  | 139.6°E | 40          | 4.8         |  |
|                | S-621 | 27             | 56           | 1971-07-23-07-07   | 35.6°N  | 139.0°E | 10          | 5.3         |  |
|                | S-657 | 30             | 300          | 1972-02-29-18-23   | 33.2°N  | 141.3°E | 70          | 7.0*        |  |
| 15 京 浜 山 下 変-S | S-339 | 51             | 62           | 1968-07-01-19-45   | 36.0°N  | 139.4°E | 50          | 6.1         |  |
|                | S-345 | 26             | 79           | 1968-07-04-09-34   | 34.8°N  | 139.8°E | 100         | —           |  |
|                | S-412 | 63             | 37           | 1968-10-08-09-50   | 35.5°N  | 140.2°E | 70          | —           |  |
|                | S-559 | 37             | 12           | 1970-09-30-04-26   | 35.5°N  | 139.6°E | 40          | 4.8         |  |
|                | S-620 | 40             | 65           | 1971-07-23-07-07   | 35.6°N  | 139.0°E | 10          | 5.3         |  |
|                | S-658 | 53             | 295          | 1972-02-29-18-23   | 33.2°N  | 141.3°E | 70          | 7.0         |  |
|                | S-706 | 38             | 282          | 1972-12-04-19-16   | 33.2°N  | 141.0°E | 30          | 7.2         |  |
| 16 港 研-S       | S-656 | 23             | 267          | 1972-02-29-18-23   | 33.2°N  | 141.3°E | 70          | 7.0         |  |
|                | S-705 | 15             | 253          | 1972-12-04-19-16   | 33.2°N  | 141.0°E | 30          | 7.2         |  |
| 17 田 子 の 浦-S   | S-662 | 32             | 291          | 1972-02-29-18-23   | 33.2°N  | 141.3°E | 70          | 7.0*        |  |
| 18 清 水 工 場-S   | S-74  | 107            | 23           | 1965-04-20-08-42   | 34.9°N  | 138.3°E | 20          | 6.1         |  |
| 19 衣 浦-S       | S-480 | 61             | 102          | 1969-09-09-14-15   | 35.8°N  | 137.1°E | 0           | 6.6         |  |
|                | S-585 | 81             | 53           | 1971-01-05-06-09   | 34.5°N  | 137.2°E | 40          | 6.1         |  |
| 20 名 古 屋 造 函-S | S-1   | 30             | 127          | 1963-03-27-06-34   | 35.8°N  | 135.8°E | 0           | 6.9         |  |
|                | S-20  | 28             | 24           | 1963-09-17-00-23   | 34.9°N  | 136.9°E | 0           | 4.1         |  |
|                | S-578 | 53             | 73           | 1971-01-05-06-09   | 34.5°N  | 137.2°E | 40          | 6.1         |  |
| 21 四 日 市 事-S   | S-166 | 29             | 20           | 1967-06-23-05-13   | 34.9°N  | 136.8°E | 0           | 4.1         |  |
|                | S-479 | 38             | 110          | 1969-09-09-14-15   | 35.8°N  | 137.1°E | 0           | 6.6         |  |
| 21 四 日 市 千 歳-S | S-577 | 86             | 79           | 1971-01-05-06-09   | 34.4°N  | 137.2°E | 40          | 6.1         |  |
| 25 神 戸 事-S     | S-391 | 24             | 65           | 1968-08-27-21-58   | 35.0°N  | 135.8°E | 10          | 4.9         |  |
|                | S-485 | 23             | 212          | 1969-09-09-14-15   | 35.8°N  | 137.1°E | 0           | 6.6         |  |
| 29 広 島-S       | S-364 | 61             | 123          | 1968-08-06-01-17   | 33.3°N  | 132.4°E | 40          | 6.6         |  |
| 27 高 知-S       | S-211 | 97             | 169          | 1968-04-01-09-42   | 32.3°N  | 132.5°E | 30          | 7.5         |  |
|                | S-367 | 48             | 114          | 1968-08-06-01-17   | 33.3°N  | 132.4°E | 40          | 6.6         |  |
|                | S-431 | 24             | 47           | 1968-12-11-20-45   | 33.5°N  | 134.1°E | 50          | 5.6         |  |
| 31 細 島-S       | S-213 | 242            | 76           | 1964-04-01-09-42   | 32.3°N  | 132.5°E | 30          | 7.5         |  |
|                | S-366 | 44             | 120          | 1968-08-06-01-17   | 33.3°N  | 132.4°E | 40          | 6.6         |  |
|                | S-453 | 98             | 51           | 1969-04-21-16-19   | 32.1°N  | 132.1°E | 10          | 6.5         |  |
|                | S-544 | 122            | 45           | 1970-07-26-07-41   | 32.1°N  | 132.0°E | 10          | 6.7         |  |
|                | S-545 | 49             | 45           | 1970-07-26-16-10   | 32.1°N  | 132.0°E | 10          | 6.1         |  |
|                | S-678 | 21             | 73           | 1972-06-22-00-29   | 31.8°N  | 132.0°E | 10          | 5.4         |  |
| 32 鹿 児 島-S     | S-489 | 28             | 131          | 1969-09-18-03-41   | 30.9°N  | 131.7°E | 0           | 5.9         |  |
|                | S-551 | 24             | 144          | 1970-07-26-07-41   | 32.1°N  | 132.0°E | 10          | 6.7         |  |
| 35 金 沢-S       | S-483 | 23             | 100          | 1969-09-09-14-15   | 35.8°N  | 137.1°E | 0           | 6.6         |  |
| 38 酒 田-S       | S-564 | 22             | 93           | 1970-10-16-14-26   | 39.2°N  | 140.8°E | 0           | 6.2         |  |
|                | S-682 | 46             | 36           | 1970-08-20-19-20   | 38.6°N  | 139.9°E | 20          | 5.3         |  |
| 39 秋 田-S       | S-655 | 73             | 27           | 1972-02-17-07-06   | 39.8°N  | 139.9°E | 70          | —           |  |

化された記録で最大加速度が 50 ガル以上のものは年報に掲載されている。1968 年十勝沖地震とその主な余震の記録は、年報とは別に報告されている<sup>9)</sup>。ただし、報告の形式は年報と同じで、デジタル化された記録も含まれている。

### 3.2 応答スペクトルの計算

応答スペクトルの計算は、前節で説明したデジタル化された記録を用いて行なった。最初は 1 自由度 1 質点系の運動方程式を Runge-Kutta-Gill 法で数値積分し、最大応答値を求める方法によった。後に、計算を能率化するため、入力加速度が計算の 1 ステップに対応する時間（ここでは 0.01 sec）では直線的に変化するとして、ある瞬間の応答値から次のステップの応答値を求める解析解を求め、これに数値を代入して順次計算を進める方法に切替えた<sup>9)</sup>。この切替は 1968 年の記録を処理している頃に行なわれた。両計算法により結果に有意な差が生じないことは、実験計算により確かである。

いずれの計算法による場合でも、計算の 1 ステップは 0.01 sec とした。ただし、固有周期の短い質点系の応答を計算するときは、計算の 1 ステップの時間が固有周期の 20 分の 1 以下となるようにし、必要な計算精度を維持するようにした。この場合、入力加速度は直線補間により、必要な時間間隔の記録に変換した。

このようにして計算された応答スペクトルはデジタル化された記録と同じように年報に集録されている。

ここで取上げられた応答スペクトルでは、固有周期が 0.05 sec から 4.0 sec までについて計算されている。SMAC-B2 強震計の特性を考慮するとき、計算する固有周期の範囲が短周期側に広がりすぎているという意見もあろう。これは、港湾地域強震観測で用いている ERS-B 強震計が周期 0.05 sec の正弦波に対し感度低下 3.6% という振動数特性を有し、これによる記録も同一プログラムで処理しようとするために生じたことである。したがって、ここに取上げる応答スペクトルを見るときは、平均応答スペクトルの場合も含めて、SMAC-B2 強震計の特性も考慮の上見ていただきたい。

応答スペクトルの値としては、相対変位、相対速度、絶対加速度が考えられる。しかし、本報告では、最大応答加速度（図中 AMX と略す）と最大地盤加速度（図中 GMX と略す）の比（以後単に加速度比と書く）に着目した。その第 1 の理由は、加速度比は無次元量で、最大加速度の異なる記録の応答スペクトルも直接比較できることである。第 2 の理由は、現在の設計法では力の釣

合いを考えることが多いので、加速度に着目するのが後々の利用上便利と思われるからである。

## 4. 応答スペクトルの分類

### 4.1 分類の方針

すでに説明したように、応答スペクトルの形には相当な差がある。したがって、得られている全スペクトルを平均するというのも 1 方法ではあるが、適当な分類を行なって平均することができれば、より好ましいであろう。分類を行なうとすれば、応答スペクトルの形に影響を及ぼす要因をとり出し、それによって分類する方法と、応答スペクトルの形そのものにもとづいて分類する方法とが考えられる。

前者の方法をとるとすれば、応答スペクトルの形に影響を及ぼす要因が明らかでなければならない。一応、要因としては、発震機構と震源の位置、観測地点までの伝播経路、地震のマグニチュード、震央距離、地盤条件などが考えられる。これら可能性の考えられる要因が本当に応答スペクトルに影響しているか否かを調べるには、着目する要因以外のものが同一のデータ群をつくり、その中で応答スペクトルがどのように変化しているかを調べればよいであろう。十分なデータがあれば数理統計的な手法も適用できる。現在のところ、データの量も限られていて、前記のごとき組織的手法の適用は難かしく、いくつかの事例をもとに推察することとなる。

応答スペクトルへの影響要因については後節で若干の考察を行なうが、現在のところ明確な結論は得られていない。そこで、本報告では応答スペクトルの形からグループ分けを行ない、その平均を求めると共に、グループ内のデータに共通する条件を見出すことにした。

応答スペクトルをその形で分類する場合、その形が定量化されていることが望ましい。著者らは 2, 3 の方法を検討した。たとえば、Housner の提案している Spectrum intensity も計算してみたが<sup>10)</sup>、応答スペクトルの形を定量化する指標としては、満足すべき結果は得られなかった。結局、応答スペクトルを形により分類する作業は、観察により行なうこととした。

応答スペクトルをその形で分類するとすれば、同一地点で得られた記録でも異なったグループに分類されることが考えられる。しかし、それでは平均応答スペクトルの利用上具合が悪いので、同一地点で得られた記録の応答スペクトルは、同一グループに分類することとした。実際には、同一地点の記録の応答スペクトルの形

が異なっていて別のグループへ分類し得るという事例は少なかった。

#### 4.2 応答スペクトルの検討

応答スペクトルの分類を行なうにあたり、応答スペクトルの形についての検討を行なった。実際には、このような検討もふまえて、先述の分類方針が決められたのである。以下、それらの検討の概要を説明する。この検討には、減衰定数 0.05 の応答スペクトルが用いられた。減衰定数がゼロの応答スペクトルではばらつきが大きく、全体としての傾向を把握するのに不便であり、あまり減衰定数の大きいものでは個々の記録の差を圧縮してしまうと考えたからである。

##### (1) 水平 2 成分のスペクトルの比較

計算された全応答スペクトルについて、同一地点で同一地震に対して得られた水平 2 成分の記録の応答スペクトルを比較したところ、ごく少数の例外的記録をのぞけば、全体的傾向の良く似たスペクトルとなっていることが認められた。

##### (2) 同一地点のスペクトルの比較

同一地点で得られた全記録の応答スペクトルを同一図

面にプロットし、そのばらつきを調べた。図-4~7 に宮古-S、品川-S、八戸-S、青森-S で得られた記録の応答スペクトルを同一図面にプロットしたものを示す。

宮古-S、品川-S はよくまとまっているものの例で、八戸-S はややばらついているものの例、青森-S は非常にばらついているものの例である。この例に示されているような基準での観察により 2 本以上の記録が解析されている各地点のスペクトルのばらつき具合を調べたところ、次のようになった。

|              |    |
|--------------|----|
| よくまとまっている地点  | 11 |
| ややばらついている地点  | 9  |
| 非常にばらついている地点 | 2  |

##### (3) マグニチュードなどの影響

前項で説明したように、同一地点で異なった地震に対して得られた記録のスペクトルがよくまとまっている例の多いことが認められる。しかし、各地点ごとの記録に対する地震を調べると、マグニチュードや震央距離は相当に広い範囲の値になっている。図-4 に見られるように、宮古-S についていえば、地震のマグニチュードは

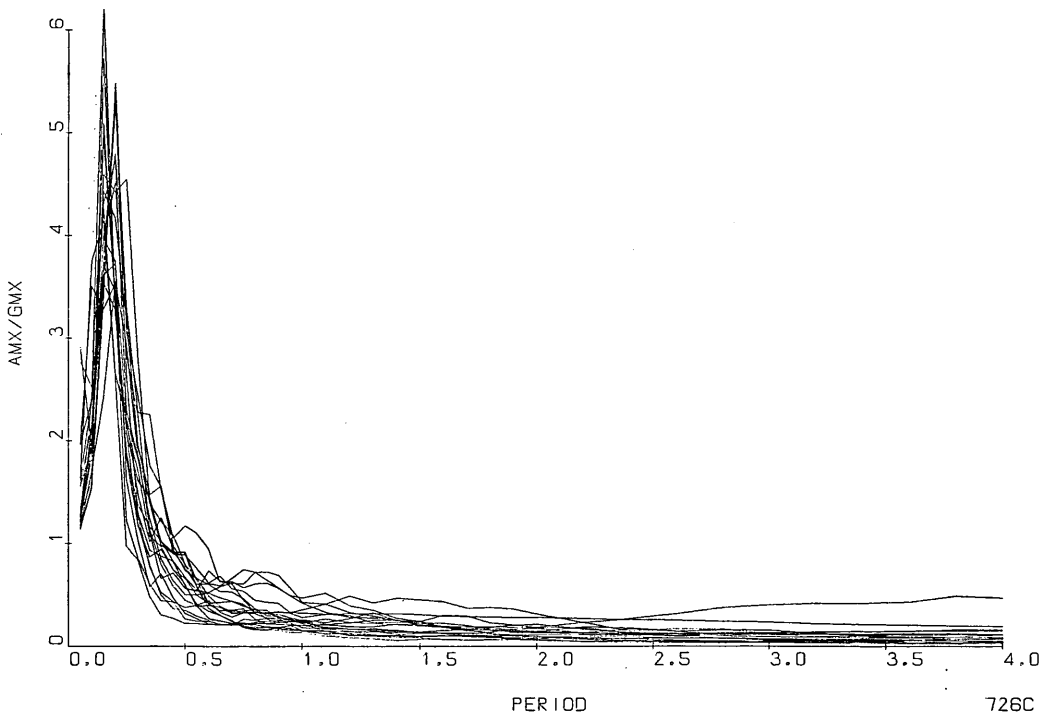


図-4 観測地点別応答スペクトル (宮古-S,  $h=0.05$ , 周期 (PERIOD) の単位は sec)

各種地盤における平均応答スペクトル

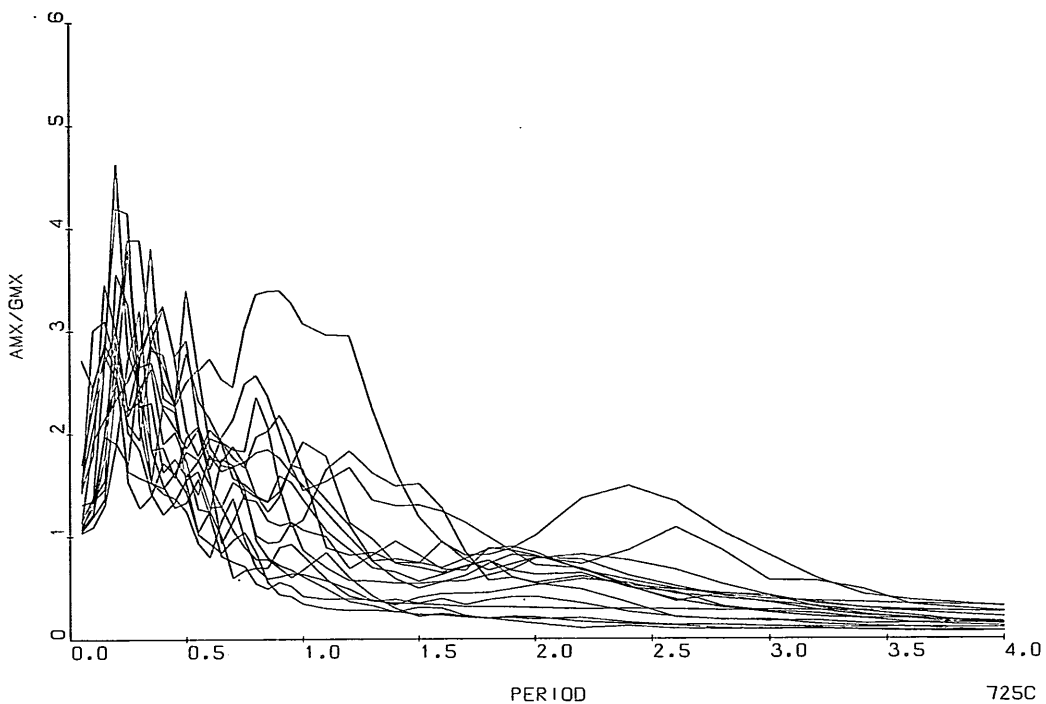


図-5 観測地点別応答スペクトル (八戸-S,  $h=0.05$ )

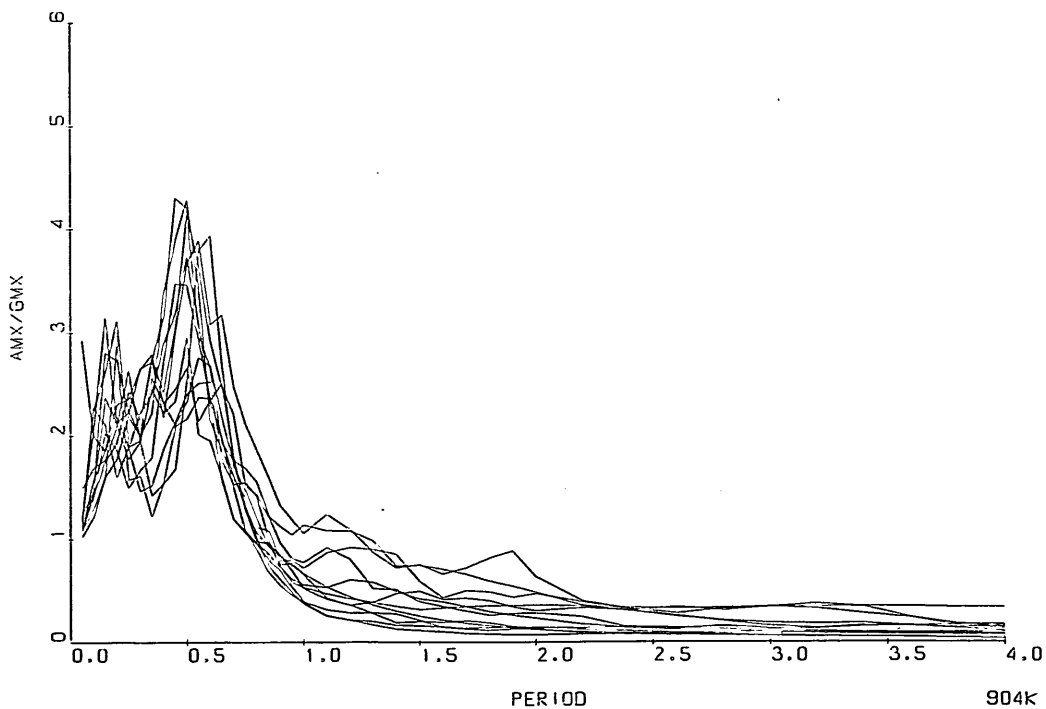


図-6 観測地点別応答スペクトル (品川-S,  $h=0.05$ )

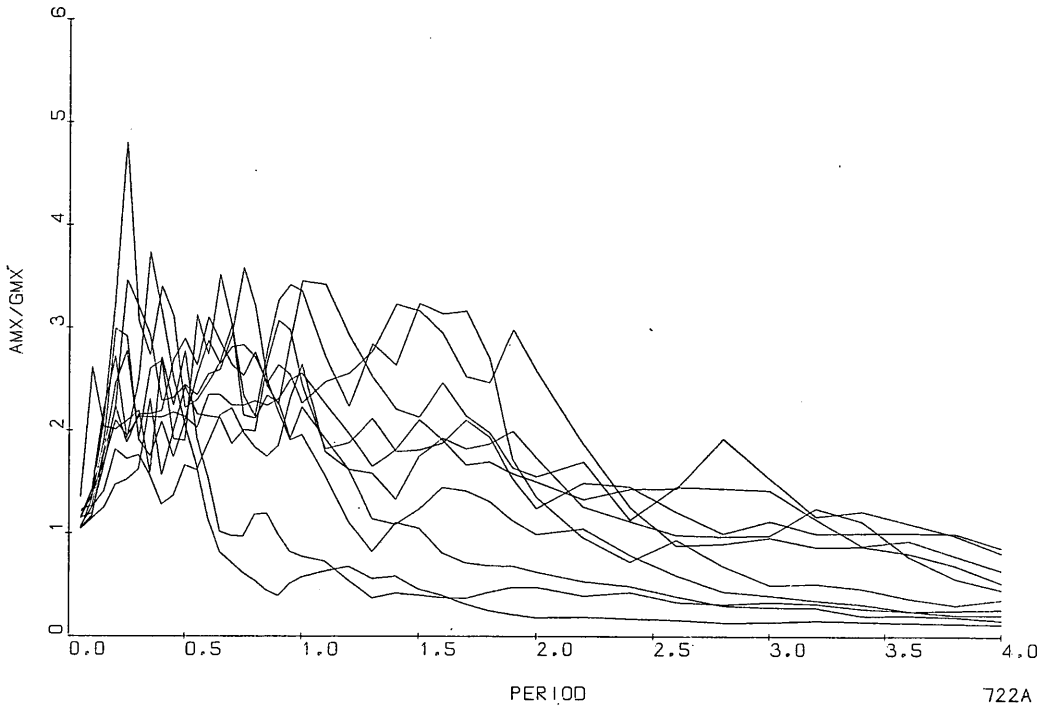


図-7 観測地点別応答スペクトル (青森-S,  $h=0.05$ )

7.9 から気象庁が発表しない程度に小さいものまで含まれているし、震央距離も 39 km から 214 km まで変化しているのに、応答スペクトルの形は非常に似ている。このことは、品川-S や室蘭-S などについてもいえる。したがって、現在のところ、マグニチュードや震央距離の影響をとり出すことは難しい。この点については、今後記録の集積をまって検討されるべきであろう。

#### (4) 常時微動

観測地点の常時微動の卓越周期と応答スペクトルの形とに対応性がないか検討された。もし、その対応が明らかであれば、常時微動を測定することによりその地点での地震の応答スペクトルを推定できるからである。

今回取上げた観測地点のすべてについて常時微動の観測が行なわれているわけではないが、部分的には金井らによって観測されている<sup>11)</sup>。この観測結果の周期頻度曲線のピークに対応する周期と、その地点の応答スペクトルがピークを示す周期とを両軸にとってプロットしてみた。応答スペクトルのピークに対する周期は、その形状を示すひとつのパラメーターと考えたわけである。結果を図-8 に示す。図から明らかなように、はっきりした

傾向は認められなかった。

### 4.3 応答スペクトルの分類

#### (1) 地点別平均スペクトル

これまでの説明で明らかなように、地震のマグニチュードや震央距離などのパラメーターの影響を検討するには、十分な量のデータが集まってはいない。そこで、応答スペクトルの形による分類を行なうことにしたのである。そのために、すでに説明したように、図-4~7 に示すような各観測地点の応答スペクトル (減衰定数 0.05) をそれぞれ 1 枚の図面にプロットしたものを、各観測地点に対して作製した。また、各観測地点ごとの平均応答スペクトルと最大および最小の包らる線を示す図を作製した。宮古-S, 八戸-S, 品川-S, 青森-S についてのものを、図-9~12 に示す。その他の地点については紙数の都合上、本報告では省略するが、すべて 1972 年の年報に掲載されているので参照されたい<sup>7)</sup>。

#### (2) 代表的なスペクトルの形

前項で説明した各観測地点ごとの応答スペクトルを検討したところ、スペクトルの形としては大体 3 種類の傾向が認められた。

各種地盤における平均応答スペクトル

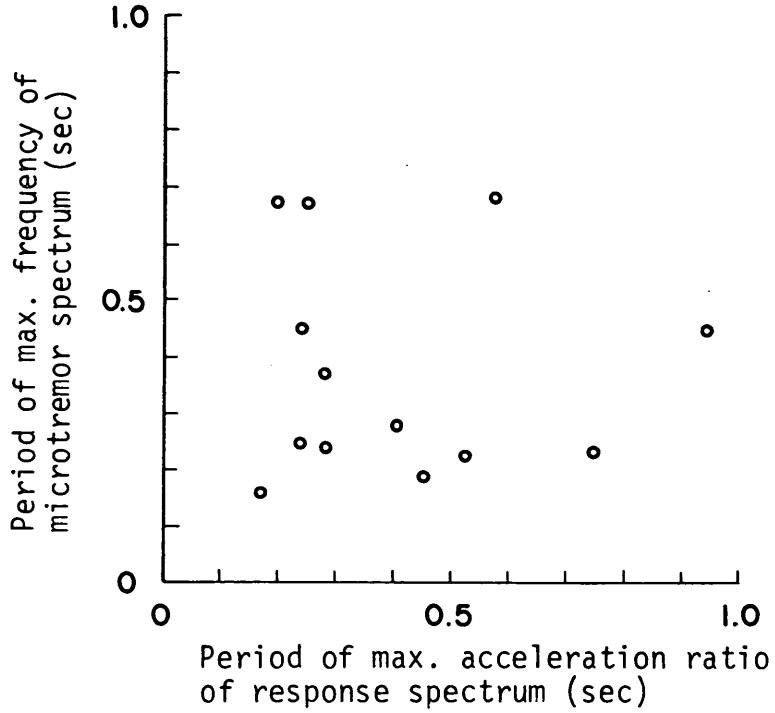


図-8 応答スペクトルのピークの周期と常時微動の頻度曲線のピークの周期との対応

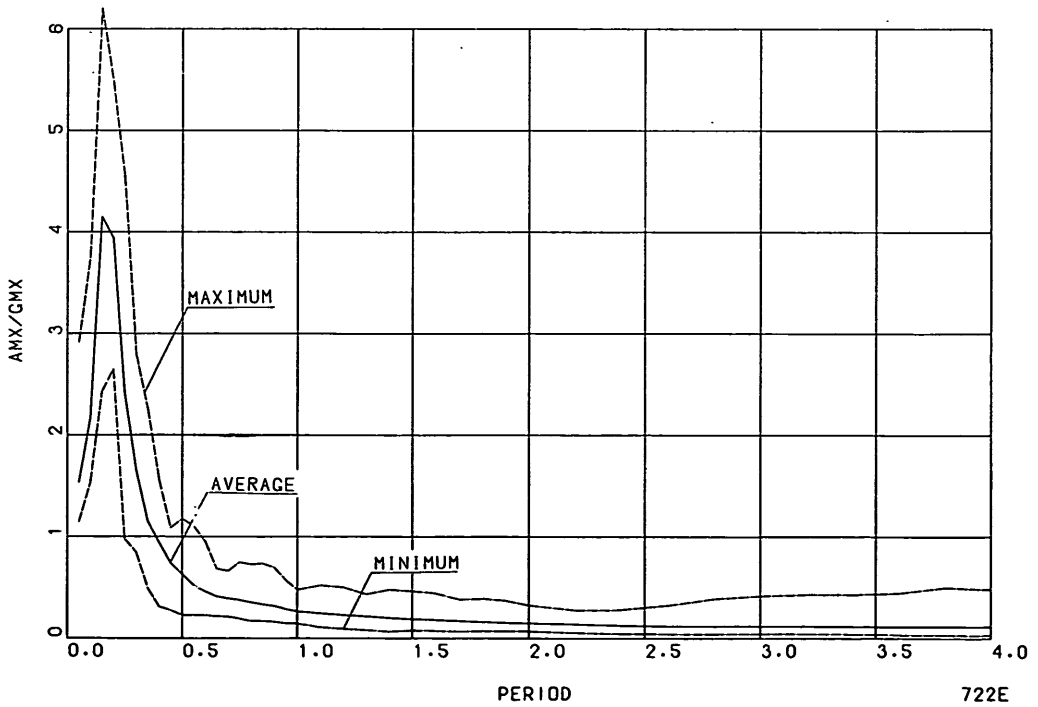


図-9 地点別平均応答スペクトル (宮古-S,  $h=0.05$ )



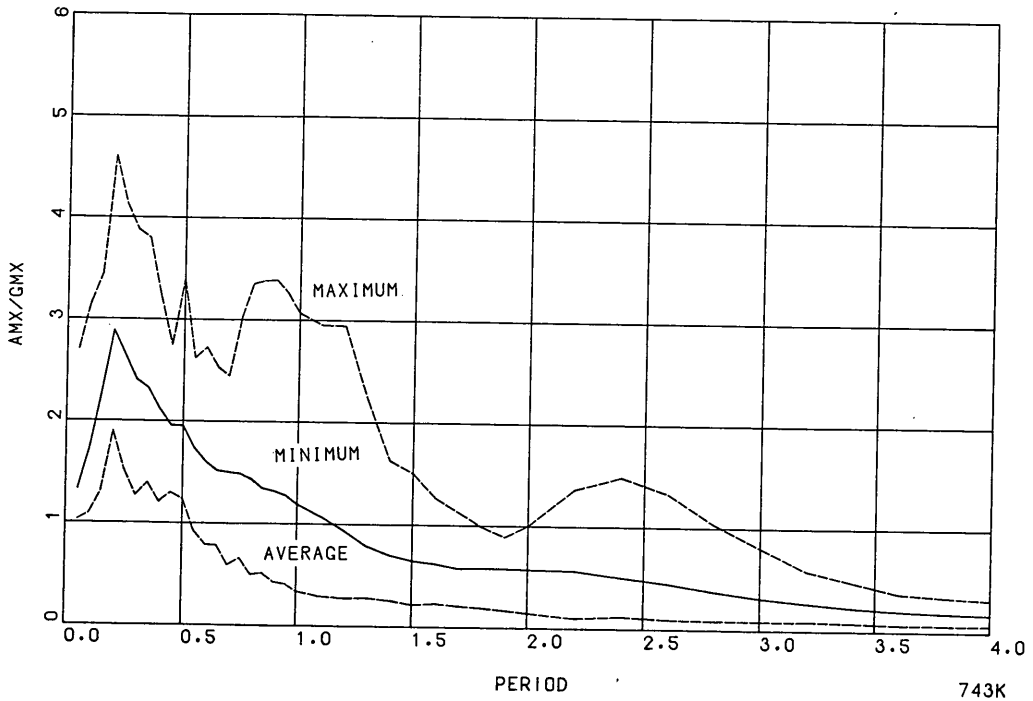


図-10 地点別平均応答スペクトル (八戸-S,  $h=0.05$ )

743K

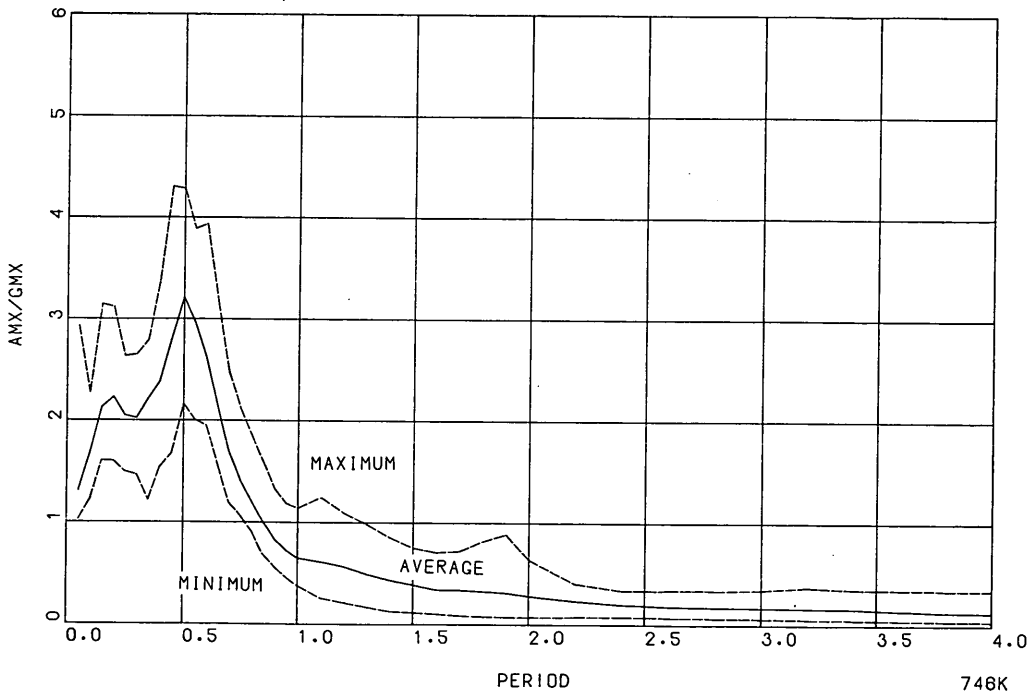


図-11 地点別平均応答スペクトル (品川-S,  $h=0.05$ )

746K

各種地盤における平均応答スペクトル

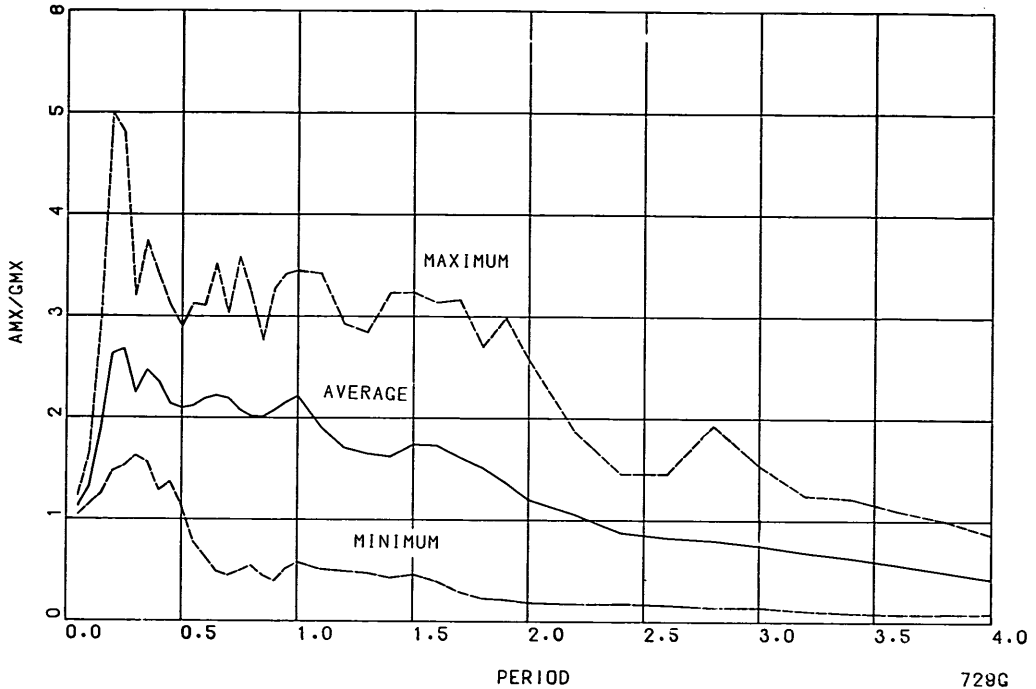


図-12 地点別平均応答スペクトル (青森-S,  $h=0.05$ )

第1は、宮古-Sの応答スペクトルに代表されるようなもので、その特徴は0.25sec以下の周期で非常に鋭いピークを有し、それ以外に目立ったピークが無く、かつ加速度比が1.0以下となる周期が短いものである。以後このような応答スペクトルをグループAと呼ぶ。

第2は、品川-S、八戸-Sに代表されるようなもので、グループAほどにはピークは鋭くなく、ピークの現われる周期および加速度比が1.0以下となる周期もグループAよりは長周期側に寄っている。これをグループBと呼ぶ。

第3は、青森-Sに代表されるもので、ピークはあまり顕著ではなく、加速度比が1.0以下となる周期はグループBに比較しても長周期側に寄っている。これをグループCと呼ぶ。

(3) スペクトルの分類と地盤条件

前項の考察にもとづいて、全地点をA、B、Cのグループに分類した。もちろん、前項で示した各グループの特徴と対照すると中間的なものもあったが、一応分類を行なった。

次に、各グループに属する観測地点の地盤条件を調

べ、同一グループ内の観測地点について共通する地盤条件がないか検討した。その結果、2、3の例外的なものを除き次のような共通性が認められた。

グループA：岩盤および非常に締ったN値約50以上のれき層、砂層から成る地盤

グループB：中程度に締った砂層およびシルト質、粘土質地盤、すなわち、グループA、グループCのいずれにも属さない中間的地盤

グループC：ゆるづめでN値約5以下の砂層から成る地盤

以上のような各グループの応答スペクトルの特徴と地盤条件との対応とを基準に全観測地点を見直したところ、グループ分けに多少迷いを感ずる地点がいくつか発生した。これらについて簡単に説明する。

釧路-S：地盤条件から分けるとグループAに属する。

応答スペクトルの形も、大部分のものはグループAの特徴と合うが、何本かの記録の応答スペクトルは周期1sec付近に山がある。最終的にはグループAに分類した。

港研-S：地盤条件は、地表面下数メートルの位置に岩

盤（土丹層）があり、その上は砕いた土丹による埋立てである。地盤条件からはグループAに分類される。しかし、スペクトルの形はグループBに近い。最終的にはグループAに分類した。

和歌山事一S：地盤条件はグループBに属するが、スペクトルの形は明らかにグループAの特徴に一致している。得られている記録のほとんどは至近距離で発生した地震であることから、特別な条件のものということも考えられる。今回の作業では分類を保留した。

敦賀一S：強震計位置から約300mの地点での地盤は深度20m付近までシルト質地盤である。したがって地盤条件からはグループBに分類するのが適当である。しかし、スペクトルの形は明らかにグループAの特徴を示す。現在までに記録が1本しか得られていないこと、および強震計位置近くでの地盤条件が不明なこと、などの理由もあり、今回は分類を保留した。

新潟一S：地盤は深度10m付近まではN値の平均が6程度の砂質地盤で、それ以深ではN値が10~20の砂質地盤である。新潟地震における流動化現象の発

生などを考慮すると、地盤条件としてはグループCに分類することも考えられる。すくなくともグループAに対応する地盤ではない。しかし、スペクトルの形はグループAの特徴を示す。得られている記録は最大加速度20ガルのもの1本である。今回は分類を保留した。

大船渡一S：地盤は細砂および砂礫混りシルトである。スペクトルは周期約0.4secおよび0.9secに顕著なピークがある。このように顕著なピークが2個現われた例は他に無いので、今回は分類を保留した。なお、この観測地点は移設されたため、現在は無い。

以上の考察により、観測地点の分類が完了した。各グループ別の観測地点を表-3に示す。表-3には各グループのスペクトルの特徴および対応する地盤条件も示した。

これまで、応答スペクトルの分類は主に観察によって行ってきた。ここで、分類された各グループのスペクトルの特徴を定量的に検討してみる。スペクトル曲線を定量化することが容易ではないことは、すでに説明したとおりであり、何をもってスペクトルの形を示す指標と

表-3 観測地点のグループ分け

|              | 地盤条件およびスペクトルの形   | 観 測 地 点  |
|--------------|--|--|
| グループA        | 岩盤および非常に締ったN値50以上のれき層、砂層から成る地盤、スペクトルの形としては、おおよそのところ、ピークの値(AMX/GMX, max)が3~5.5、スペクトルの値が1.0以下となる周期( $T_{1.0}$ )が0~0.5sec | 宮古一S、鹿島一S、釧路一S、港研一S、大船渡防地一S、秋田一S   |
| グループB        | 中程度に締った砂層およびシルト質、粘土質地盤すなわち、グループA、グループCのいずれにも属さない中間的地盤、AMX/GMX, max=2.5~4.5, $T_{1.0}$ =0.5~2.0sec                      | 室蘭一S、八戸一S、塩釜一S、苫小牧一S、塩釜工場一S、小名浜一S、千葉一S、京浜事一S、品川一S、山下変一S、田子の浦一S、清水工場一S、衣浦一S、名古屋造函一S、四日市事一S、四日市千歳一S、神戸事一S、広島一S、高知一S、細島一S、金沢一S、酒田一S |
| グループC        | ゆるづめでN値約5以下の砂層から成る地盤、AMX/GMX, max=2.5~4.0, $T_{1.0}$ =2.0~4.0sec   | 青森一S、鹿児島一S   |
| 分類が保留されている地点 |  | 和歌山事一S、敦賀一S、新潟一S、大船渡一S   |

するかは難かしい問題である。ここでは、とりあえず次のような2つの量に着目した。

第1は応答スペクトルのピークの高さである。第2は加速度比の値がピークよりも周期の長い側で1.0よりも小さくなる周期である。前者をグラフの縦軸に、後者をグラフの横軸にとって各スペクトルに対応する位置にプロットしたものが図-13である。グループ別は記号で区別してある。

図-13を見ると、同一グループのスペクトルに対する点でも相当にちらばっている。しかし、全体的傾向として次のようなことが読取れる。グループAは、加速度比は3~5.5で、加速度比が1.0以下となる周期は短かく0.5sec以下である。グループBは加速度比は2.5~4.5で、加速度比が1.0以下となる周期は0.5~2.0secである。グループCは加速度比の値も小さく2.5~4で、加速度比が1.0以下となる周期は長く2.0sec以上である。これを図示したものが図-13の点線である。各グループの特徴を定量化したのものとして、一応の参考になろう。

## 5. 平均応答スペクトル

### 5.1 グループ別平均応答スペクトル

表-3に示したグループ分けにより、各グループごとの平均応答スペクトルを求めた。平均は各周期ごとに行なっている。減衰定数は0, 0.025, 0.05, 0.1, 0.25の5種類とした。結果を図-14~16に示す。また、グループ相互の比較のため、減衰定数0.05に対する各グループの平均応答スペクトルを図-17に示す。これら平均応答スペクトルを数値で示したものを表-4~6に示す。

### 5.2 最大値および信頼区間

前項で示した平均応答スペクトルに対し、当然のことながら、個々の記録に対するスペクトルは異なった値となる。しかも、大まかに考えて約半数のスペクトルは平均応答スペクトルよりも大きな値をとるといえる。構造物の設計において、平均値を基準とするか既往最大を基準とするかは、その場合、場合によるであろう。また、そのいづれでもない値、たとえば95%信頼限界などを基準とすることも考えられる。いずれにしろ、それと併

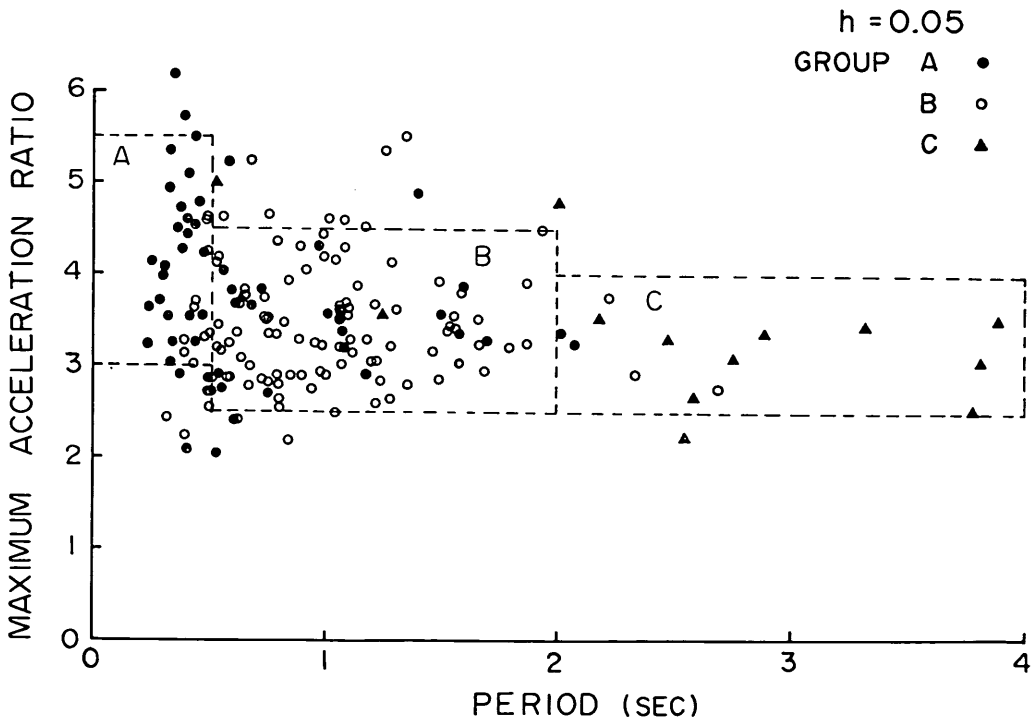


図-13 応答スペクトルのピーク値およびスペクトル値が1.0以下となる周期とグループとの関係 ( $h=0.05$ )

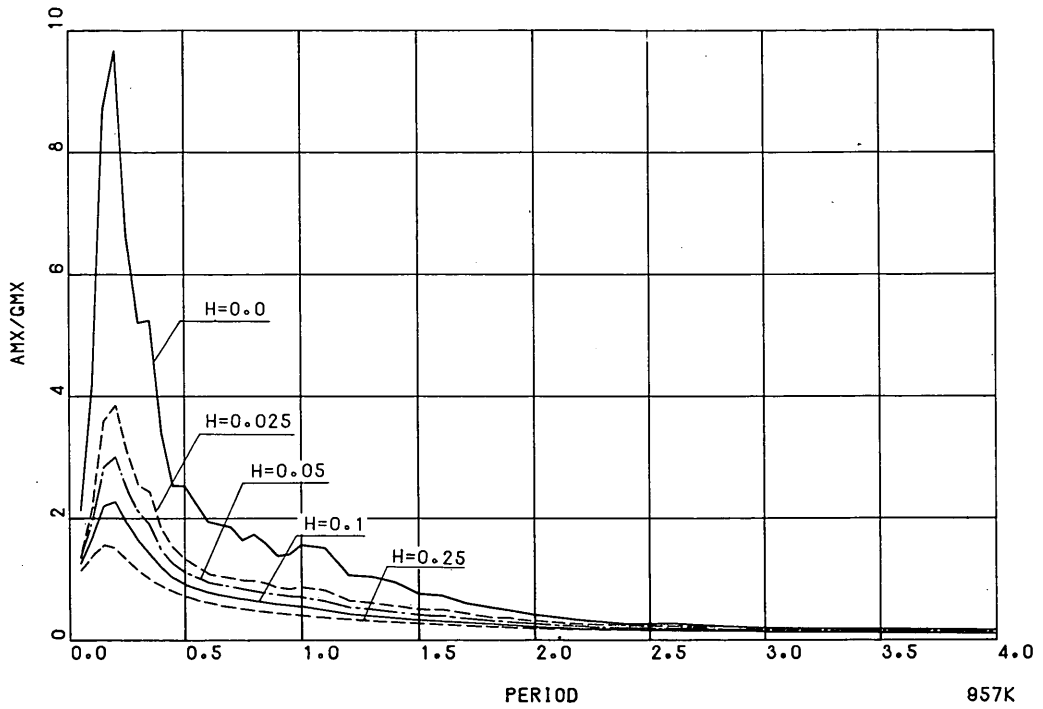


図-14 平均応答スペクトル (グループA)

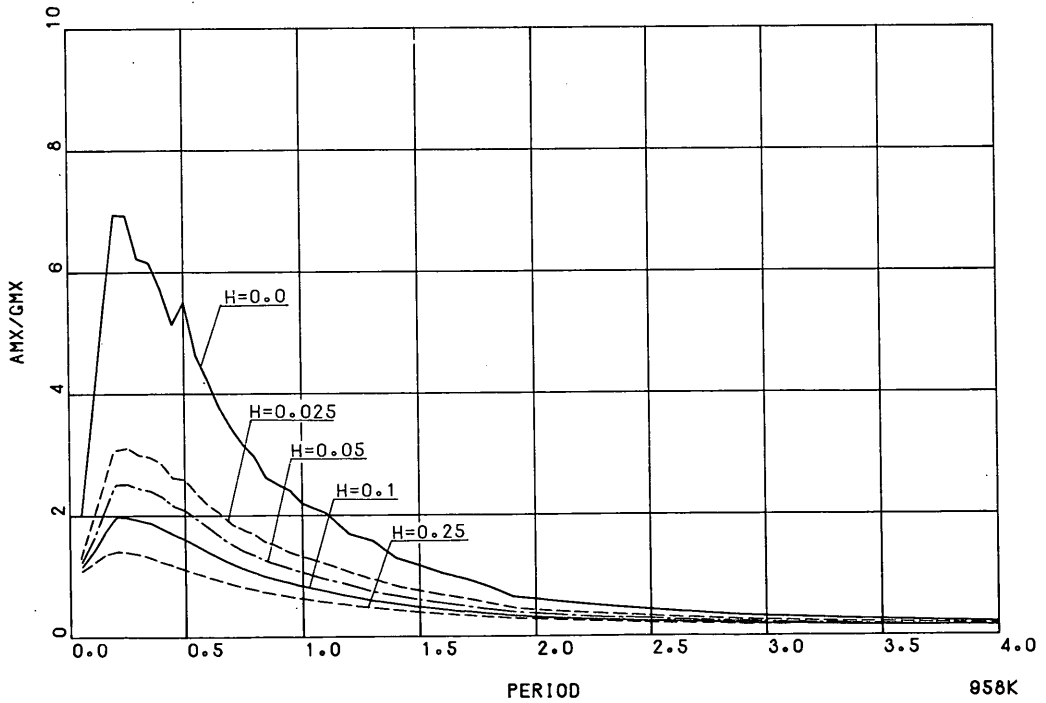


図-15 平均応答スペクトル (グループB)

各種地盤における平均応答スペクトル

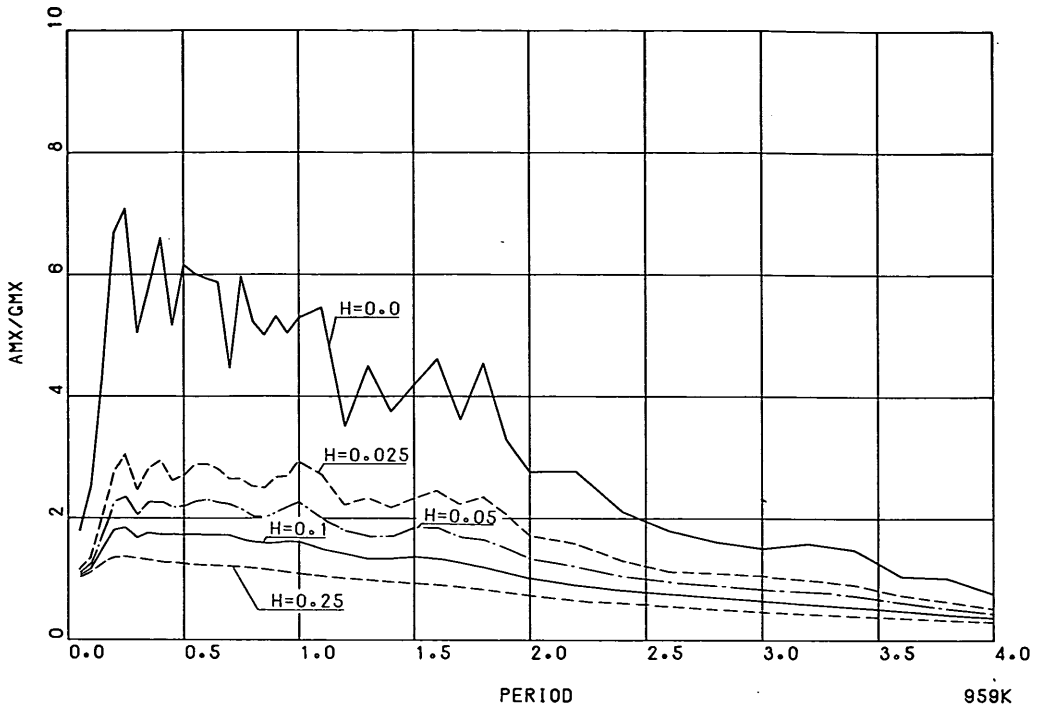


図-16 平均応答スペクトル (グループC)

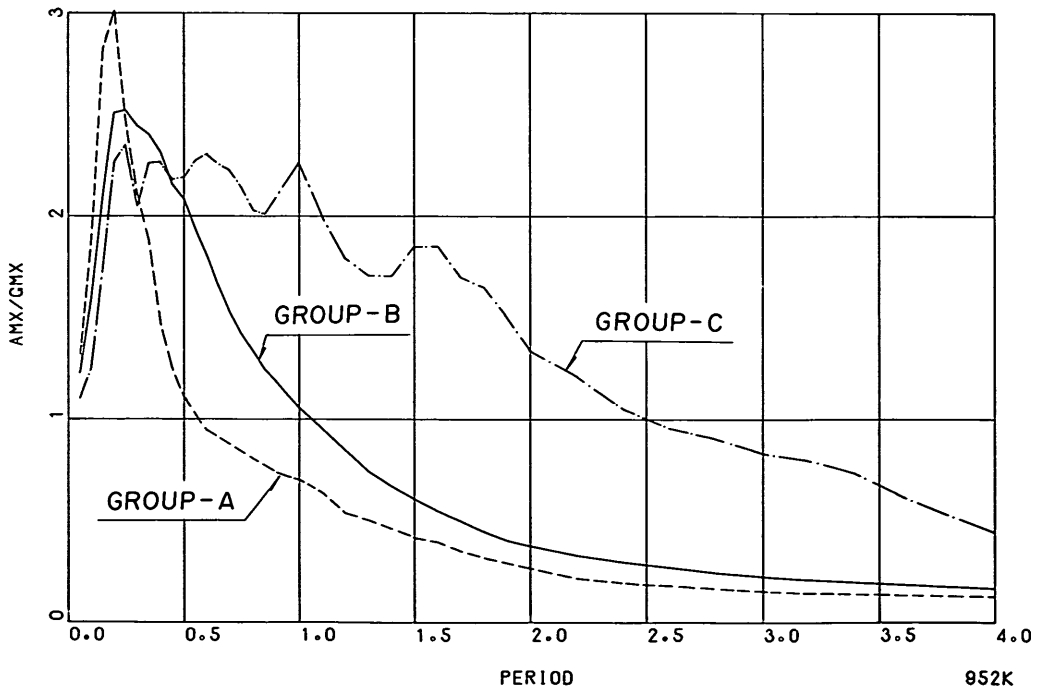


図-17 グループ別平均応答スペクトルの比較 ( $h=0.05$ )

表-4 平均応答スペクトル(グループA)

| 固有周期<br>(sec) | 減 衰 定 数 |       |       |       |       |
|---------------|---------|-------|-------|-------|-------|
|               | 0.0     | 0.025 | 0.05  | 0.1   | 0.25  |
| 0.05          | 2.138   | 1.379 | 1.319 | 1.245 | 1.152 |
| 0.10          | 4.192   | 2.192 | 1.915 | 1.673 | 1.391 |
| 0.15          | 8.708   | 3.617 | 2.831 | 2.202 | 1.575 |
| 0.20          | 9.662   | 3.863 | 3.015 | 2.271 | 1.530 |
| 0.25          | 6.639   | 3.121 | 2.488 | 1.929 | 1.340 |
| 0.30          | 5.209   | 2.552 | 2.106 | 1.639 | 1.156 |
| 0.35          | 5.242   | 2.434 | 1.888 | 1.418 | 1.014 |
| 0.40          | 3.388   | 1.819 | 1.472 | 1.190 | 0.901 |
| 0.45          | 2.532   | 1.524 | 1.248 | 1.025 | 0.807 |
| 0.50          | 2.529   | 1.344 | 1.112 | 0.920 | 0.736 |
| 0.55          | 2.240   | 1.223 | 1.027 | 0.846 | 0.677 |
| 0.60          | 1.945   | 1.097 | 0.944 | 0.785 | 0.625 |
| 0.65          | 1.899   | 1.059 | 0.908 | 0.744 | 0.583 |
| 0.70          | 1.855   | 1.027 | 0.873 | 0.707 | 0.551 |
| 0.75          | 1.643   | 0.984 | 0.837 | 0.676 | 0.523 |
| 0.80          | 1.735   | 0.978 | 0.803 | 0.648 | 0.496 |
| 0.85          | 1.589   | 0.939 | 0.769 | 0.619 | 0.474 |
| 0.90          | 1.384   | 0.862 | 0.737 | 0.597 | 0.453 |
| 0.95          | 1.408   | 0.842 | 0.716 | 0.574 | 0.433 |
| 1.00          | 1.560   | 0.872 | 1.703 | 0.554 | 0.414 |
| 1.10          | 1.512   | 0.817 | 0.639 | 0.497 | 0.381 |
| 1.20          | 1.066   | 0.652 | 0.537 | 0.434 | 0.349 |
| 1.30          | 1.040   | 0.613 | 0.503 | 0.398 | 0.322 |
| 1.40          | 0.951   | 0.564 | 0.458 | 0.366 | 0.299 |
| 1.50          | 0.762   | 0.507 | 0.417 | 0.337 | 0.280 |
| 1.60          | 0.733   | 0.496 | 0.396 | 0.315 | 0.262 |
| 1.70          | 0.610   | 0.437 | 0.352 | 0.291 | 0.245 |
| 1.80          | 0.545   | 0.370 | 0.317 | 0.268 | 0.228 |
| 1.90          | 0.481   | 0.349 | 0.292 | 0.246 | 0.214 |
| 2.00          | 0.417   | 0.304 | 0.264 | 0.225 | 0.203 |
| 2.20          | 0.327   | 0.248 | 0.217 | 0.193 | 0.185 |
| 2.40          | 0.262   | 0.221 | 0.194 | 0.176 | 0.172 |
| 2.60          | 0.269   | 0.210 | 0.184 | 0.162 | 0.161 |
| 2.80          | 0.225   | 0.196 | 0.171 | 0.152 | 0.152 |
| 3.00          | 0.195   | 0.177 | 0.155 | 0.143 | 0.144 |
| 3.20          | 0.186   | 0.167 | 0.147 | 0.135 | 0.137 |
| 3.40          | 0.182   | 0.164 | 0.143 | 0.131 | 0.131 |
| 3.60          | 0.177   | 0.157 | 0.137 | 0.126 | 0.126 |
| 3.80          | 0.172   | 0.151 | 0.133 | 0.121 | 0.121 |
| 4.00          | 0.162   | 0.146 | 0.130 | 0.119 | 0.117 |

表-5 平均応答スペクトル(グループB)

| 固有周期<br>(sec) | 減 衰 定 数 |       |       |       |       |
|---------------|---------|-------|-------|-------|-------|
|               | 0.0     | 0.025 | 0.05  | 0.1   | 0.25  |
| 0.05          | 1.996   | 1.294 | 1.226 | 1.153 | 1.088 |
| 0.10          | 3.654   | 1.864 | 1.601 | 1.403 | 1.222 |
| 0.15          | 5.393   | 2.520 | 2.091 | 1.730 | 1.364 |
| 0.20          | 6.943   | 3.080 | 2.509 | 1.970 | 1.424 |
| 0.25          | 6.929   | 3.122 | 2.521 | 1.972 | 1.415 |
| 0.30          | 6.223   | 3.005 | 2.445 | 1.917 | 1.380 |
| 0.35          | 6.152   | 2.968 | 2.403 | 1.873 | 1.323 |
| 0.40          | 5.712   | 2.872 | 2.313 | 1.786 | 1.257 |
| 0.45          | 5.141   | 2.634 | 2.156 | 1.683 | 1.194 |
| 0.50          | 5.502   | 2.602 | 2.083 | 1.600 | 1.129 |
| 0.55          | 4.632   | 2.381 | 1.936 | 1.498 | 1.065 |
| 0.60          | 4.231   | 2.191 | 1.806 | 1.399 | 1.004 |
| 0.65          | 3.781   | 2.053 | 1.656 | 1.293 | 0.944 |
| 0.70          | 3.450   | 1.883 | 1.525 | 1.201 | 0.887 |
| 0.75          | 3.170   | 1.775 | 1.419 | 1.120 | 0.835 |
| 0.80          | 2.965   | 1.701 | 1.337 | 1.052 | 0.789 |
| 0.85          | 2.617   | 1.569 | 1.247 | 0.985 | 0.748 |
| 0.90          | 2.503   | 1.498 | 1.185 | 0.932 | 0.709 |
| 0.95          | 2.406   | 1.397 | 1.118 | 0.883 | 0.673 |
| 1.00          | 2.193   | 1.327 | 1.055 | 0.833 | 0.639 |
| 1.10          | 2.037   | 1.215 | 0.954 | 0.746 | 0.580 |
| 1.20          | 1.688   | 1.075 | 0.847 | 0.669 | 0.530 |
| 1.30          | 1.578   | 0.958 | 0.743 | 0.596 | 0.487 |
| 1.40          | 1.292   | 0.840 | 0.670 | 0.540 | 0.447 |
| 1.50          | 1.172   | 0.756 | 0.607 | 0.491 | 0.412 |
| 1.60          | 1.038   | 0.691 | 0.548 | 0.448 | 0.383 |
| 1.70          | 0.943   | 0.625 | 0.498 | 0.408 | 0.357 |
| 1.80          | 0.814   | 0.551 | 0.447 | 0.373 | 0.333 |
| 1.90          | 0.650   | 0.470 | 0.403 | 0.344 | 0.311 |
| 2.00          | 0.610   | 0.434 | 0.376 | 0.321 | 0.293 |
| 2.20          | 0.528   | 0.383 | 0.330 | 0.285 | 0.262 |
| 2.40          | 0.459   | 0.341 | 0.297 | 0.258 | 0.239 |
| 2.60          | 0.403   | 0.311 | 0.271 | 0.237 | 0.221 |
| 2.80          | 0.352   | 0.275 | 0.244 | 0.218 | 0.206 |
| 3.00          | 0.317   | 0.252 | 0.226 | 0.202 | 0.193 |
| 3.20          | 0.292   | 0.236 | 0.211 | 0.189 | 0.182 |
| 3.40          | 0.268   | 0.218 | 0.197 | 0.178 | 0.173 |
| 3.60          | 0.248   | 0.205 | 0.186 | 0.169 | 0.166 |
| 3.80          | 0.229   | 0.192 | 0.175 | 0.162 | 0.159 |
| 4.00          | 0.213   | 0.181 | 0.167 | 0.155 | 0.154 |

各種地盤における平均応答スペクトル

表-6 平均応答スペクトル (Cグループ)

| 固有周期<br>(sec) | 減 衰 定 数 |       |       |       |       |
|---------------|---------|-------|-------|-------|-------|
|               | 0.0     | 0.025 | 0.05  | 0.1   | 0.25  |
| 0.05          | 1.790   | 1.138 | 1.100 | 1.067 | 1.035 |
| 0.10          | 2.527   | 1.338 | 1.245 | 1.178 | 1.126 |
| 0.15          | 4.323   | 1.974 | 1.708 | 1.492 | 1.273 |
| 0.20          | 6.681   | 2.758 | 2.268 | 1.813 | 1.373 |
| 0.25          | 7.081   | 3.054 | 2.354 | 1.854 | 1.388 |
| 0.30          | 5.043   | 2.454 | 2.046 | 1.687 | 1.357 |
| 0.35          | 5.795   | 2.816 | 2.262 | 1.777 | 1.337 |
| 0.40          | 6.598   | 2.948 | 0.264 | 1.741 | 1.296 |
| 0.45          | 5.169   | 2.613 | 2.181 | 1.746 | 1.291 |
| 0.50          | 6.157   | 2.702 | 2.191 | 1.736 | 1.271 |
| 0.55          | 6.014   | 2.888 | 2.275 | 1.745 | 1.251 |
| 0.60          | 5.933   | 2.900 | 2.305 | 1.744 | 1.244 |
| 0.65          | 5.871   | 2.812 | 2.256 | 1.741 | 1.236 |
| 0.70          | 4.466   | 2.649 | 2.225 | 1.733 | 1.226 |
| 0.75          | 5.967   | 2.644 | 2.194 | 1.666 | 1.215 |
| 0.80          | 5.226   | 2.525 | 2.028 | 1.626 | 1.201 |
| 0.85          | 5.003   | 2.493 | 2.008 | 1.603 | 1.180 |
| 0.90          | 5.315   | 2.668 | 2.097 | 1.611 | 1.156 |
| 0.95          | 5.038   | 2.689 | 2.185 | 1.634 | 1.131 |
| 1.00          | 5.291   | 2.932 | 2.261 | 1.624 | 1.106 |
| 1.10          | 5.456   | 2.721 | 1.998 | 1.507 | 1.068 |
| 1.20          | 3.510   | 2.224 | 1.790 | 1.421 | 1.030 |
| 1.30          | 4.499   | 2.330 | 1.705 | 1.350 | 1.001 |
| 1.40          | 3.750   | 2.181 | 1.703 | 1.355 | 0.980 |
| 1.50          | 4.187   | 2.326 | 1.850 | 1.381 | 0.955 |
| 1.60          | 4.614   | 2.449 | 1.851 | 1.349 | 0.922 |
| 1.70          | 3.620   | 2.233 | 1.700 | 1.284 | 0.882 |
| 1.80          | 4.542   | 2.339 | 1.651 | 1.204 | 0.839 |
| 1.90          | 3.291   | 2.070 | 1.510 | 1.118 | 0.794 |
| 2.00          | 2.762   | 1.725 | 1.338 | 1.026 | 0.745 |
| 2.20          | 2.771   | 1.586 | 1.210 | 0.912 | 0.663 |
| 2.40          | 2.105   | 1.308 | 1.053 | 0.827 | 0.613 |
| 2.60          | 1.794   | 1.126 | 0.957 | 0.769 | 0.566 |
| 2.80          | 1.614   | 1.098 | 0.904 | 0.718 | 0.519 |
| 3.00          | 1.506   | 1.047 | 0.834 | 0.656 | 0.474 |
| 3.20          | 1.585   | 0.989 | 0.800 | 0.603 | 0.436 |
| 3.40          | 1.481   | 0.909 | 0.736 | 0.549 | 0.402 |
| 3.60          | 1.048   | 0.740 | 0.621 | 0.492 | 0.369 |
| 3.80          | 1.018   | 0.633 | 0.527 | 0.428 | 0.338 |
| 4.00          | 1.764   | 0.518 | 0.447 | 0.379 | 0.314 |

用される安全率の設定も含めて、総合的に合理的なものとなっていれば良いのである。しかし、平均値と共に最大値について正確な認識をもつことは重要である。

図-18~23 に、各グループの応答スペクトル (減衰定数 0 および 0.05) の最大包らく線を示した。同時に最小包らく線も示してある。これらは各周期ごとに最大および最小を取出しているから、両包らく線のような応答スペクトルが存在するわけではない。

構造物の設計を行なう場合、想定した設計条件よりも苛酷な条件に遭遇する危険がどの程度あるかを考慮しながら設計条件を定めることもある。このような考え方を応答スペクトルに適用するならば、信頼区間を検討しなければならない。応答スペクトルの値が正規分布をなすとすればこのような信頼区間の計算が可能である。ただし、応答スペクトルの値が正規分布をすると考えてよいか否かについては、いろいろと議論があろう。その検討は将来に保留するとして、ここでは、正規分布をするものとして求めた信頼区間を 図-18~23 に示した。信頼水準は 95% に設定した。この結果から見ると、最大包らく線と平均スペクトルの差は大きい、95% 信頼区間は相当に狭い。

5.3 他の平均応答スペクトルとの比較

ここで求めた平均応答スペクトルと他機関で求めた平均応答スペクトルを比較した。結果を 図-24~26 に示す。比較は減衰定数 0.05 の平均応答スペクトルについて行なった。

Housner は 4 本の地震記録の平均応答スペクトルを示している<sup>10)</sup>。観測地点の地盤条件による分類は行っていないので、グループ A, B, C の各平均応答スペクトルと比較した。

栗林他は 44 成分の記録の応答スペクトルを 4 種の地盤条件に分類し、平均応答スペクトルを求めている<sup>12)</sup>。地盤条件の分類およびそれぞれのグループに属する記録の成分数は次の通りである。

GR 1 : 岩盤または岩盤までの表層の厚さが 3m 程度以下の場合 (成分数 8)

GR 2 : 洪積層 (成分数 12)

GR 3 : 沖積層で GR 4 より良好な地盤 (成分数 10)

GR 4 : 厚い沖積層で、しかも表層 10m 以上にわたって N 値が 10 程度以下である比較的軟弱な地盤 (成分数 14)

この地盤条件の分けかたと著者らのグループごとの地盤条件とは異なっているので、相互に比較する相手が明



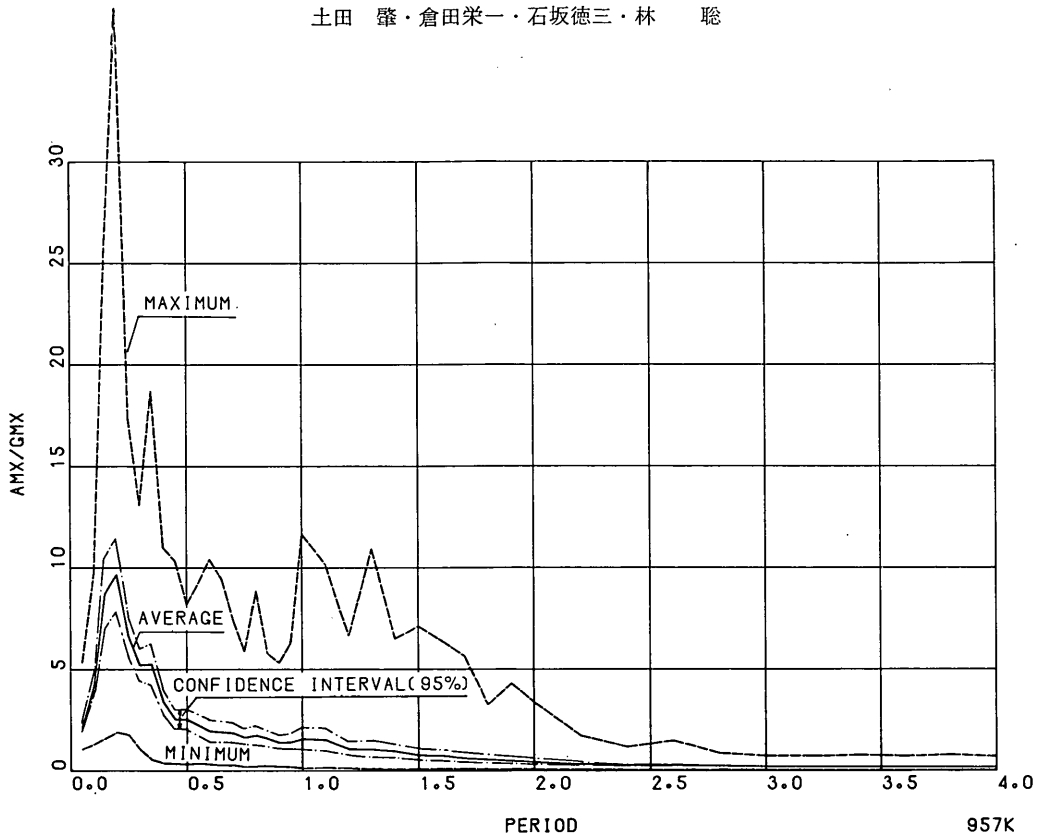


図-18 最大、最小包らく線および 95% 信頼区間 (グループA,  $h=0$ )

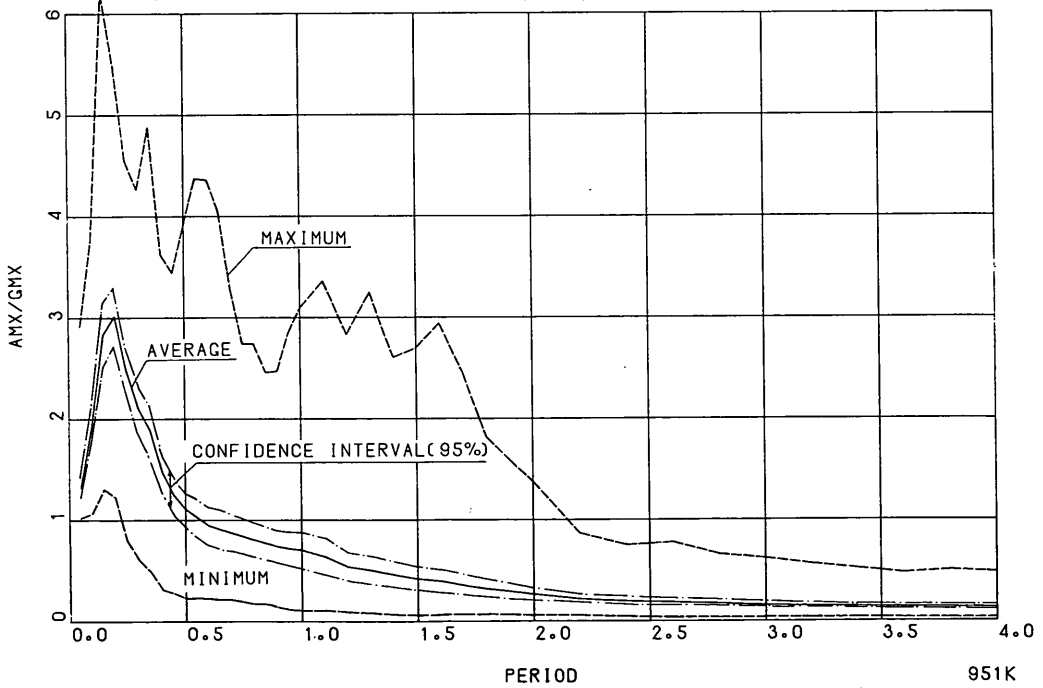


図-19 最大、最小包らく線および 95% 信頼区間 (グループA,  $h=0.05$ )

各種地盤における平均応答スペクトル

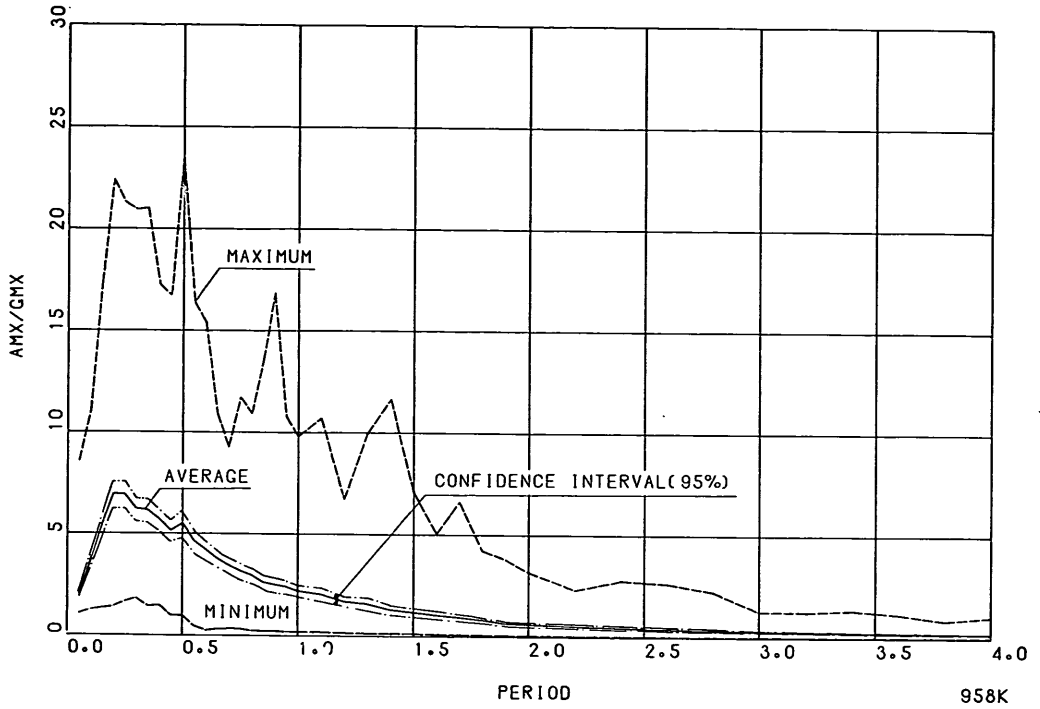


図-20 最大, 最小包らく線および 95% 信頼区間 (グループB,  $h=0$ )

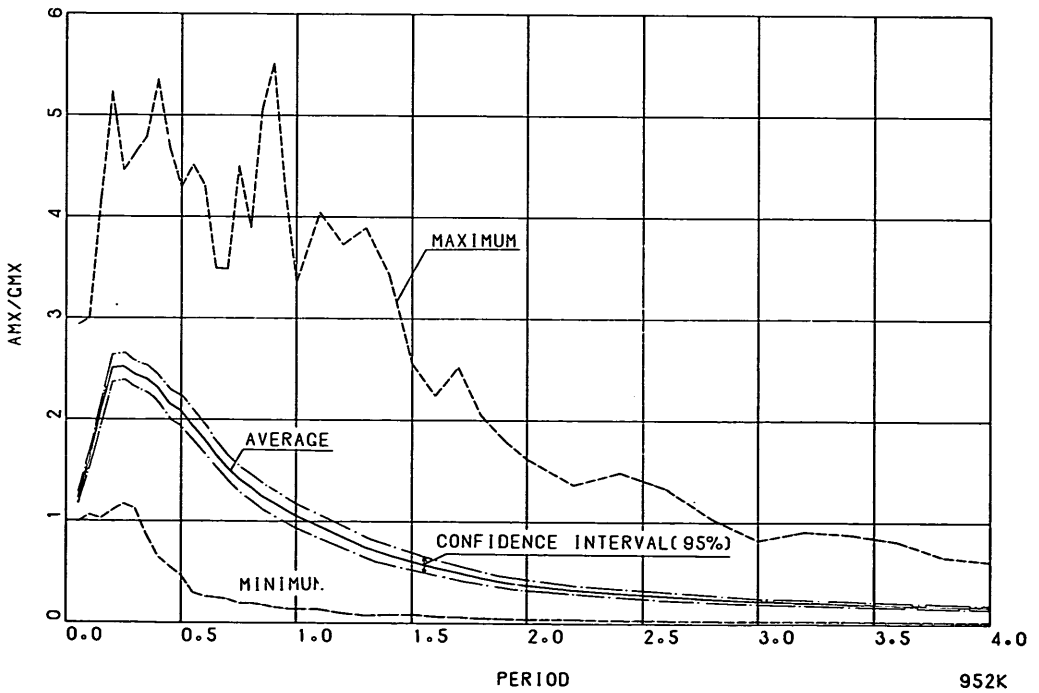


図-21 最大, 最小包らく線および 95% 信頼区間 (グループB,  $h=0.05$ )

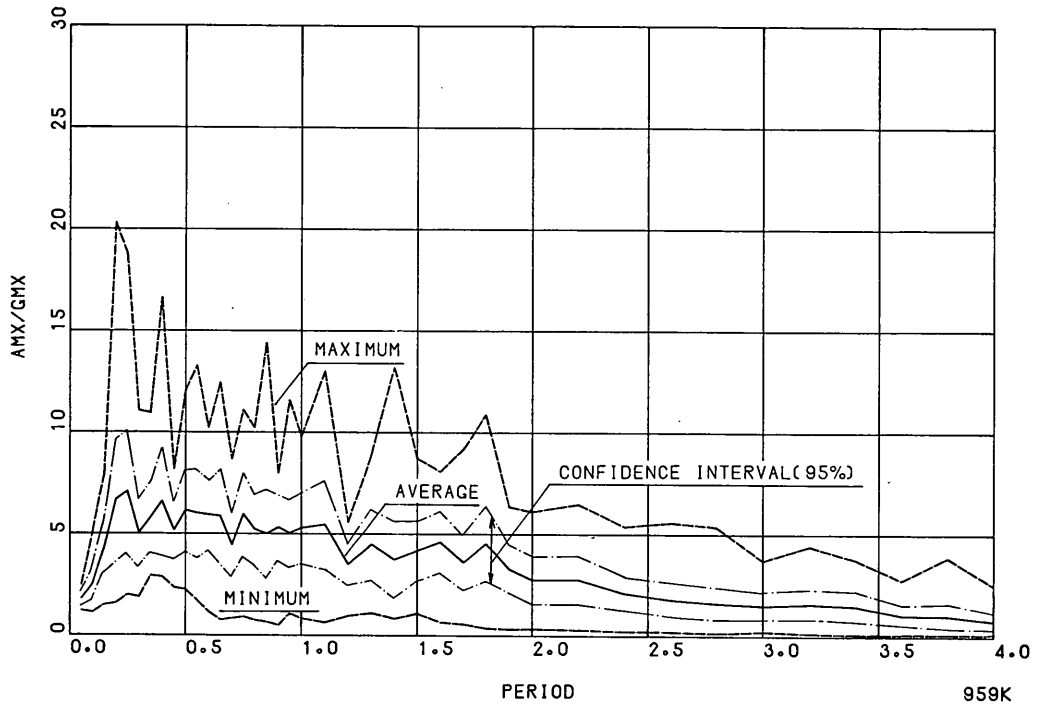


図-22 最大、最小包らく線および 95% 信頼区間 (グループC,  $h=0$ )

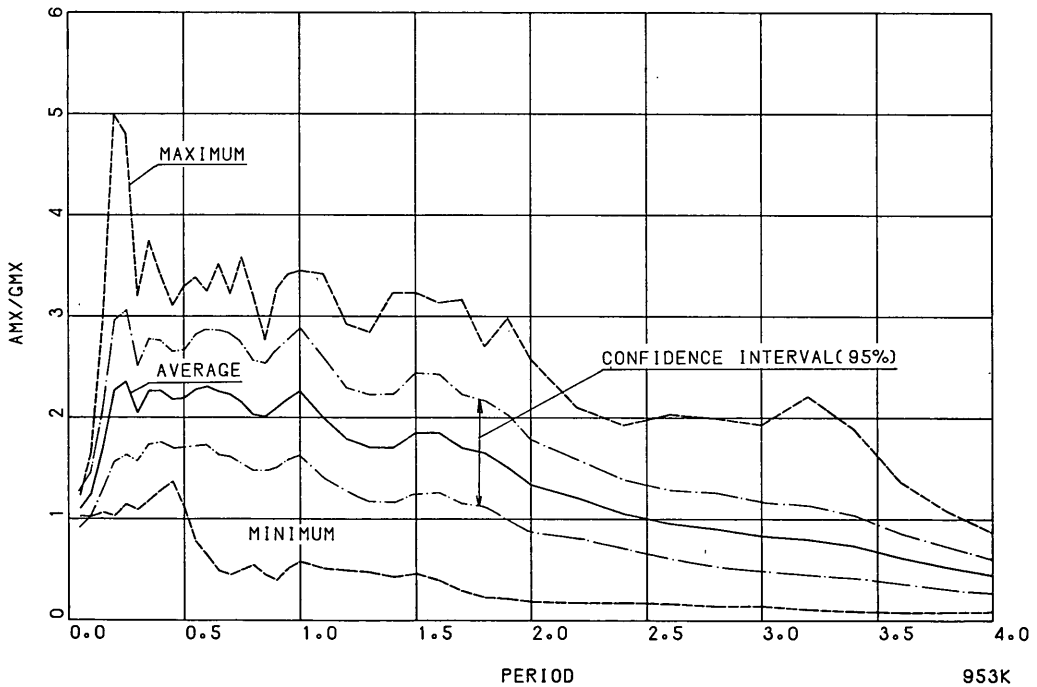


図-23 最大、最小包らく線および 95% 信頼区間 (グループC,  $h=0.05$ )

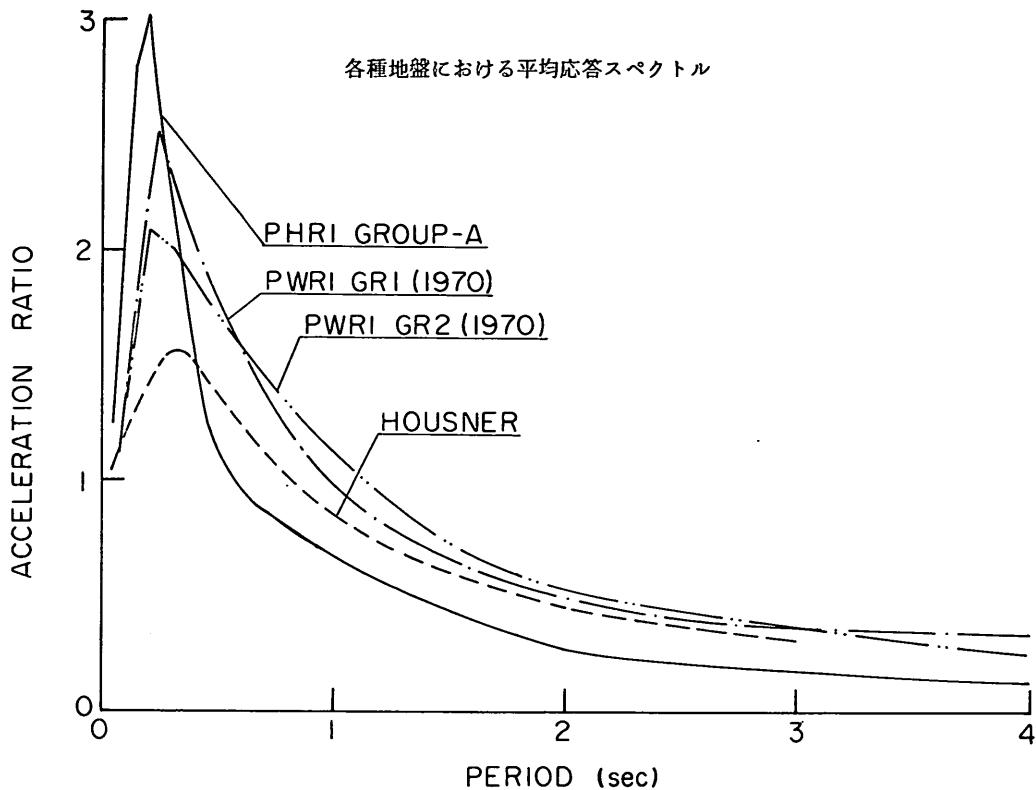


図-24 各種平均応答スペクトルの比較 (グループAに対し,  $h=0.05$ )

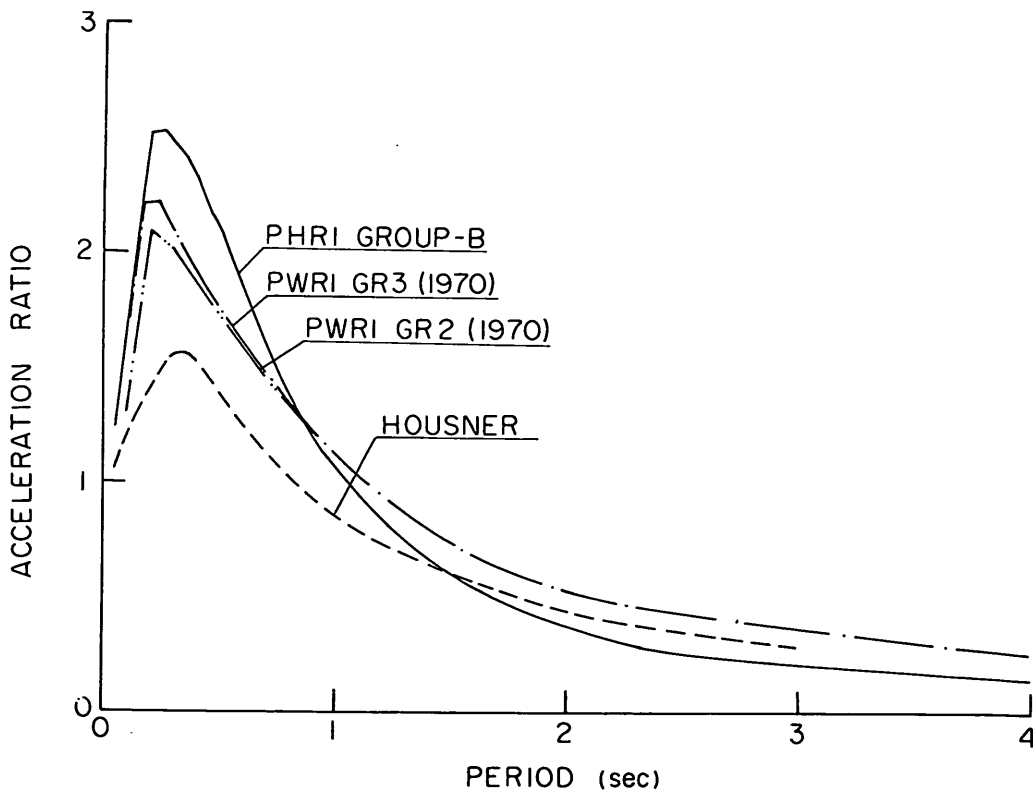


図-25 各種平均応答スペクトルの比較 (グループBに対し,  $h=0.05$ )

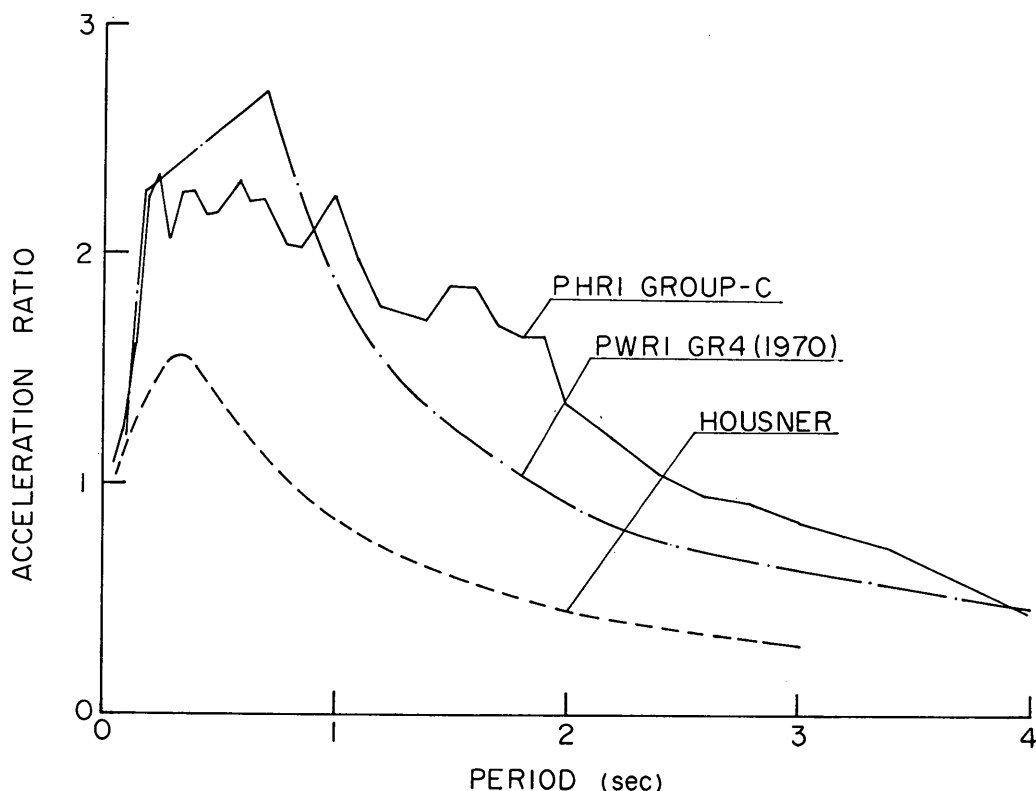


図-26 各種平均応答スペクトルの比較 (グループCに対し,  $h=0.05$ )

確ではない。グループAとGR 1およびGR 2, グループBとGR 2およびGR 3, グループCとGR 4を比較した。ここに用いたGR 1~GR 4の応答スペクトルは計算結果そのものではなく, 設計用に平滑化したものを用いている。

## 6. まとめ

今回の研究の結果をまとめると次の通りである。

i) わが国の港湾地域に設置されているSMAC-B 2強震計の記録 222 水平成分の応答スペクトルを検討した。地点数は 34 である。

ii) 検討したデータの範囲では, 地震のマグニチュードや震央距離の影響は明らかではなかった。これら応答スペクトルに影響する要因の検討はデータの集積を待って行なう必要がある。

iii) 応答スペクトルの形をもとに観測地点をグループA, B, Cの3グループに分類した。グループAから順に応答スペクトルの加速度比のピーク値が小さくな

り, 加速度比が1.0以下となる周期が長くなる傾向をもつ。

iv) グループA, B, Cと地盤条件の対応はグループAから順に岩盤あるいは非常に締った地盤からN値5以下のゆるづめの地盤へと変化する。(詳しくは表-3参照)

v) スペクトルの形による分類と地盤条件による分類とでグループが一致しないものが6地点あり, そのうち4地点は分類を保留した。

iv) 各グループごとの平均応答スペクトルを作った。また, 最大, 最小包らく線および95%信頼区間を示した。(図-14~16 および 図-18~23)

vii) 他機関の平均応答スペクトルと比較した。(図-24~26)

## 7. おわりに

地震動の複雑さに対し, われわれの持っている資料はあまりにも少ない。しかし, 地震記録は急速に蓄積され

## 各種地盤における平均応答スペクトル

るものでもないので、現在の段階でとりまとめた。今後記録が増すのに応じて研究を続けていく予定である。諸兄の御指導をお願い致したい。

この研究は港湾地域強震観測の成果によるものであり、同観測には次の諸機関が関係しています。

運輸省港湾局、港湾技術研究所、各港湾建設局  
北海道開発局港湾部  
東京都港湾局  
岩手県、静岡県、宮崎県港湾課  
大阪市港湾局

関係機関の観測事業に対する理解と協力で謝意を表します。また、強震計の維持点検は上記機関に所属する担当者が多忙な業務の中で行なっていますが、これら担当者諸氏の努力に対し敬意を表します。本来ならば氏名を記して謝意を表すべきところですが、多人数のため略させていただきました。この種の研究は記録の蓄積を待つ必要があります。宮島信雄、山田通一郎両氏（いずれも元港湾技術研究所）は港湾地域強震観測の初期に貢献されましたが、この研究に関与する機会を得ませんでした。両氏の港湾地域強震観測における努力に対し謝意を表します。  
(1973年9月29日受付)

### 引用文献

- 1) 土田 肇, 上部達生: 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性, 港湾技術研究所報告, Vol. 11, No. 4, 1972年12月, pp. 191~270.
- 2) Satoshi Hayashi, Hajime Tsuchida, and Eiichi Kurata: Acceleration Responses Spectra on Various Site Conditions, Proc. of the 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, November 1970, pp. 207~214.
- 3) 土田 肇, 山田通一郎, 倉田栄一: 港湾地域強震観測地点資料(その1), 港湾技研資料, No. 34, 1967年11月, 306p.
- 4) 倉田栄一, 土田 肇, 須藤克子: 港湾地域強震観測地点資料(その2), 港湾技研資料, No. 107, 1970年12月, 87p.
- 5) 倉田栄一, 石坂徳三: 港湾地域強震観測地点資料(その3), 港湾技研資料, No. 156, 1973年3月, 54p.
- 6) たとえば, 土田 肇, 山田通一郎, 倉田栄一, 須藤克子: 港湾地域強震観測年報(1963・1964), 港湾技研資料, No. 55, 1968年11月, pp. 1~86.
- 7) 倉田栄一, 石坂徳三, 土田 肇: 港湾地域強震観測年報(1972), 港湾技研資料, No. 160, 1973年3月, 206p.
- 8) 土田 肇, 倉田栄一, 須藤克子: 1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録, 港湾技研資料, No. 80, 1969年6月, 476p.
- 9) Nava C. Nigam and Paul C. Jennings: Calculation of Response Spectra from Strong-Motion Earthquake Records, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 59, No. 2, April 1969, pp. 909~922.
- 10) G. W. Housner: Behavior of Structures during Earthquakes, Proc. of ASCE, Vol. 85, No. EM4, October 1959, pp. 109~129.
- 11) 文部省特定研究, 強震動・構造物応答研究班(代表者 金井 清): 強震計設置場所の常時微動.
- 12) 栗林栄一, 岩崎敏男, 辻 勝成: 地震応答スペクトルに及ぼす諸因子, 第11回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会耐震工学委員会, 1971年7月, pp. 71~74.

## 6. 太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

関 博\*

### 要 旨

太径鉄筋 (D51) 等を用いたコンクリートはり (断面  $0.4 \times 0.6\text{m}$ , 長さ  $5.0\text{m}$ ) 18 本を製作し, 引張鉄筋の計算引張応力度  $1,600 \sim 2,000\text{kg/cm}^2$  におけるひびわれ特性を明らかにすることを主眼とする載荷試験を実施した。なお, 供試はり 3 本は内部ひずみの測定用に供した。実験要因は, 鉄筋径 (D32, D38, D51), 鉄筋比 (約 1%, 2%, 3%), 試験材令 (14日, 28日) である。なお, これらの項目の他に, ひびわれ幅の減少を計るためにカルシウムサルフォアルミネート系の膨張材 (混入量 5%, 10%, 15%) を混入しその効果を検討した。

本実験の範囲内で得られた主要な結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 鉄筋径によってひびわれ間隔は大幅に変化しないようであり, 本実験において使用した太径鉄筋においても D32 に近いひびわれ分散性を期待することができる。
- (2) 鉄筋重心位置のひびわれ幅  $0.1 \sim 0.2\text{mm}$  に対し, けた引張縁におけるひびわれ幅はこれの  $1.3 \sim 1.4$  倍程度である。
- (3) 鉄筋径によるひびわれ幅の変化ははりの材令によって異なる。材令 28 日程度では, D32 に比較し D51 は  $0.05\text{mm}$  程度増加する。
- (4) はりのひびわれ幅は, 鉄筋径, 配筋条件等の要因のほか試験時に至る発生条件の影響が大きい。
- (5) 膨張材の使用によってひびわれ幅は若干減少する傾向がある。また, 材令の経過によるひびわれ幅の増大は膨張材の使用によって著しく抑制される。
- (6) 太径鉄筋を用いたはりの鉄筋の許容引張応力度は, 表面ひびわれ幅  $0.15\text{mm}$  および  $0.20\text{mm}$  に対し, それぞれ,  $1,500\text{kg/cm}^2$  および  $1,800\text{kg/cm}^2$  以下とするのがよい。

\* 構造部 コンクリート主任研究官

## 6. Crack Characteristics of Reinforced Concrete Beams with Large-sized Deformed Bars

Hiroshi SEKI\*

### Synopsis

This paper discusses flexural property, crack propagation and maximum crack width of reinforced concrete beams ( $0.4 \times 0.6 \times 5.0$  m) used with large-sized deformed bars, nominal diameter of which is mainly 51 mm. Total number of beam specimens are eighteen. Testing factors selected are nominal diameter of bars (32, 38 and 51 mm), reinforcement ratio (1%, 2% and 3%), testing age (2 weeks, 4 weeks) and compound ratio of expansive cement agent (5%, 10% and 15%).

The following items are to be concluded based on the testing results.

- (1) Maximum crack width of large-sized deformed bars (D 51) is larger than deformed bars of D 32 by 0.05 mm at the age of four weeks.
- (2) Crack width greatly depends on curing condition and testing age, in addition to diameter of bars and arrangement method of reinforcement.
- (3) Expansive cement concrete slightly diminishes maximum crack width.
- (4) Allowable tensile stress of large-sized deformed bars stipulated with durability of reinforced concrete members is to be less than  $1500 \text{ kg/cm}^2$  for maximum crack width of 0.15 mm and  $1800 \text{ kg/cm}^2$  for maximum crack width of 0.2 mm.

---

\* Senior Research Engineer, Structures Division



## 目 次

|                           |     |
|---------------------------|-----|
| 1. ま え が き .....          | 205 |
| 2. 使用材料および供試体の製作 .....    | 205 |
| 2.1 鉄 筋 .....             | 205 |
| 2.2 セメントおよび混和材料 .....     | 205 |
| 2.3 骨 材 .....             | 207 |
| 2.4 供試体の形状 .....          | 207 |
| 2.5 供試体の製作方法 .....        | 207 |
| 3. 載荷試験方法 .....           | 209 |
| 3.1 荷重載荷方法 .....          | 209 |
| 3.2 測 定 方 法 .....         | 210 |
| 3.3 標準供試体の試験 .....        | 210 |
| 4. 大径鉄筋を使用したはりの曲げ性状 ..... | 210 |
| 4.1 載荷試験結果 .....          | 210 |
| 4.2 ひずみおよびたわみ性状 .....     | 210 |
| 5. 大径鉄筋を使用したはりのひびわれ ..... |     |
| 5.1 ひびわれ間隔 .....          | 215 |
| 5.2 鉄筋径および鉄筋比とひびわれ幅 ..... | 220 |
| 5.3 膨張材がひびわれ幅に及ぼす影響 ..... | 223 |
| 5.4 最大ひびわれ幅の推定 .....      | 225 |
| 6. 結 論 .....              | 230 |
| 謝 辞 .....                 | 230 |
| 参 考 文 献 .....             | 231 |

## 1. まえがき

近年、港湾施設は積載荷重の大型化に伴い構造物断面が増加する傾向にあり、また、沈埋トンネル等の高い応力を受ける大断面構造物が各所に建設されるすう勢にある。断面の大型化に伴いコンクリート部材に配筋する鉄筋量は増すが、従来の公称径の鉄筋を使用すると施工がはん雑になり、コンクリートの打ち込みに多大な困難をきたす過密配筋になり易い。このため、径の大きい鉄筋を使用することが考えられるが、現状では、JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼 には D41 までの規格しか提示されておらず、また、土木学会コンクリート標準示方書の規定は D32 までの鉄筋に適用されるに止まっている。

わが国における太径鉄筋(本文中では D51 の鉄筋を指すものとする)の開発状況をながめると、1社が数年前より市販を開始し、他の鉄鋼会社も鋭意開発中あるいは市販の段階にある。

太径鉄筋を鉄筋コンクリート用棒鋼として使用するに際しては、設計・施工上多くの問題点がある。これらは、異形鉄筋としての適切な表面形状、定着方法、継ぎ手方法等であり、現在までに太径鉄筋に関する実験研究も行なわれ<sup>1),2)</sup>など、また、使用法に関する規準も提案されている<sup>3)</sup>。

鉄筋の応力度が 100~300kg/cm<sup>2</sup> 内外でひびわれの発生する鉄筋コンクリート部材は、設計荷重に至る時点においてひびわれ幅はさらに拡大するが、部材の耐久性(内部鉄筋の腐食)の観点からひびわれ幅を低減させることは重要な課題である。筆者は、海水環境にある鉄筋コンクリートの表面ひびわれと内部鉄筋の腐食に関し報文を発表している<sup>4)</sup>が、過酷な気象・海象作用を受ける港湾構造物においては新材料の適用に当ってひびわれの問題を詳細に検討する必要がある。既往の提案式により太径鉄筋を用いたはりの最大ひびわれ幅を算定すると、ひびわれ幅は増大し、鉄筋の許容引張応力度を低減するか配筋方法を変更する等の対策を講じなければならない。部材断面が他の条件から規定されている構造物においては他の配筋型式を採用することは困難であり、後者の対策を検討せねばならず太径鉄筋の長所を十分に活用できなくなる。ひびわれの観点から太径鉄筋の問題を検討した実験例は少なく、また、ひびわれ幅の提案式を太径鉄筋を用いた部材に適用することにも問題があると思

われた。

上述のように、太径鉄筋を用いたコンクリート部材はひびわれ幅が径の小さな鉄筋に対し増大することが予想されたために、許容引張応力度を低減させることなく、太径鉄筋の特徴を活用するために膨張材の混入効果を検討した。膨張材は、早期コンクリートにおけるひびわれ防止効果、あるいは、プレストレスト効果を有するものとして多くの研究報告等<sup>5),6),7)</sup>があり、また、実際の構造物への応用例も見られる<sup>8),9)</sup>など。膨張材はその化学成分、混入割合、養生条件等によって上記効果は相違するが、さらに供試体の形状効果の影響も無視できぬ要因である。既往の実験報告例は小型供試体によるものであり、それらの実験成果を直ちに形状の異なる構造物に適用するには問題がある。本文においてはカルシウムサルフォアルミネート系の膨張材を使用した大型コンクリートはりを製作し、ひびわれ幅の低減効果に関し検討した。

本文においては、以上の事柄から、D51 を主体とした鉄筋コンクリートはりを製作し、載荷試験を実施して、設計荷重(鉄筋の引張応力度基準)近傍におけるひびわれ幅等に関し種々の検討を行なった。既往の理論解析例、実験例を参照するとひびわれ幅は多くの要因によって影響を受けるようであるが、実際の構造物との対応性から判断して本文ではかぶりを一定とし鉄筋比、鉄筋径、試験時材令、膨張材混入量を実験要因に選んでいる。実験は、I および II に分割して昭和 48 年 1 月~3 月にわたり実施した。実験 I においては、鉄筋径および鉄筋比によるひびわれ性状の相違を検討することを主眼とし、他の要因に関しては実験 II に含めて試験を行なった。

## 2. 使用材料および供試体の製作

### 2.1 鉄筋

使用した主鉄筋はいずれも異形鉄筋で、鉄筋の呼び名は実験 I においては D32, D38, D51 の 3 種、実験 II においては D32, D51 の 2 種である(住友金属工業株式会社製)。表面形状および JIS Z 2241 金属材料引張試験方法に基づいて実施した引張試験の結果は表-2.1 に示す通りである。

### 2.2 セメントおよび混和材料

セメントは普通ポルトランドセメント(実験 I では日本セメント株式会社埼玉工場製、実験 II では第一セメン

表-2.1 鉄筋の表面形状および強度特性

| 呼び名 | 規 格   | 公称直径<br>(mm) | フシの許容限界 ①                   |             |             |                              | 実 験<br>番 号      | 強 度 特 性 ②                      |                               |            |
|-----|-------|--------------|-----------------------------|-------------|-------------|------------------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------------------|------------|
|     |       |              | フシの平均<br>間隔の<br>最大値<br>(mm) | フシの高さ       |             | フシのす<br>きまの和<br>の最大値<br>(mm) |                 | 降伏点応力<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 伸 び<br>(%) |
|     |       |              |                             | 最小値<br>(mm) | 最大値<br>(mm) |                              |                 |                                |                               |            |
| D32 | S D35 | 31.8         | 22.3                        | 1.6         | 最小値の<br>2倍  | 25.0                         | I<br>3,710(0.9) | 5,840(0.4)                     | —                             |            |
|     |       |              |                             |             |             | II                           | 3,760(1.0)      | 5,860(1.0)                     | 33(9.8)                       |            |
| D38 | S D30 | 38.1         | 26.7                        | 1.9         |             | 30.0                         | I               | 3,110(0.8)                     | 4,840(0.5)                    | —          |
| D51 | S D35 | 50.8         | 35.6                        | 3.0         |             | 40.0                         | I<br>4,200(2.2) | 6,000(1.4)                     | 30(8.4)                       |            |
|     |       |              |                             |             |             |                              | II              | 4,450(1.0)                     | 6,250(0.9)                    | 30(9.8)    |

注) ① 製造会社の資料から抜粋した。

② 試験片9本の平均値である。( )内の数値は測定値の変動係数(%)である。

表-2.2 使用セメントの物理的, 化学的性質

(1) 普通ポルトランドセメント

| 実験<br>番号 | 比重   | 粉末度                                 |            | 凝 結       |             |             | 安<br>定<br>性 | 曲げ強さ(kg/cm <sup>2</sup> ) |      |      | 圧縮強さ(kg/cm <sup>2</sup> ) |     |     | 化学成分(%)  |     |                 |
|----------|------|-------------------------------------|------------|-----------|-------------|-------------|-------------|---------------------------|------|------|---------------------------|-----|-----|----------|-----|-----------------|
|          |      | ブ<br>レ<br>ン<br>(cm <sup>3</sup> /g) | 88μ<br>(%) | 水量<br>(%) | 始発<br>(時一分) | 終結<br>(分一時) |             | 3日                        | 7日   | 28日  | 3日                        | 7日  | 28日 | ig. loss | MgO | SO <sub>3</sub> |
|          |      |                                     |            |           |             |             |             |                           |      |      |                           |     |     |          |     |                 |
| 実験 I     | 3.15 | 3,230                               | 2.6        | 27.2      | 2-28        | 3-47        | 良           | 30.4                      | 45.9 | 69.3 | 127                       | 227 | 407 | 0.5      | 1.2 | 2.0             |
| 実験 II    | 3.15 | 3,110                               | 1.3        | 28.6      | 3-10        | 4-15        | 良           | 35.2                      | 49.8 | 71.3 | 146                       | 239 | 412 | 0.4      | 1.4 | 2.0             |

注) 実験 I は日本セメント株式会社埼玉工場製

実験 II は第一セメント株式会社川崎工場製

(2) 膨 脹 材

| 実験<br>番号 | 比重   | 粉末度<br>88μ<br>(%) | 化 学 成 分 (%) |                                |      |                 | 長 さ 変 化 率 (無拘束 %) |       |       |       |
|----------|------|-------------------|-------------|--------------------------------|------|-----------------|-------------------|-------|-------|-------|
|          |      |                   | ig. loss    | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | CaO  | SO <sub>3</sub> | 1日                | 2日    | 4日    | 7日    |
| 実験 II    | 2.98 | 43.1              | 0.9         | 9.5                            | 50.3 | 30.5            | 0.286             | 0.558 | 0.638 | 0.658 |

注) 電気化学工業株式会社 デンカ CSA #20

ト株式会社川崎工場製)を使用した。膨脹セメントは、普通ポルトランドセメントに膨脹材を約5%、10%、15%混入したものである。使用した膨脹材はカルシウムサルフォアルミネート系の電化 CSA #20(電気化学工業株式会社製)である。セメントおよび膨脹材の物理的・化学的性質は表-2.2に示してある。

使用した混和剤は、プラストクリートおよびシーカ AER(日本シカ株式会社製)であり、指定使用量に準じて所要のコンシステンシーおよび空気量が得られるよう試験練りを実施し、本練りにおける使用量を定めた。

表-2.3 使用骨材の物理的性質

| 実験番号  | 骨 材 | 産 地     | 比重   | 吸水量<br>(%) | 粗粒率  |
|-------|-----|---------|------|------------|------|
| 実験 I  | 細骨材 | 神奈川県酒匂川 | 2.65 | 2.42       | 2.81 |
|       | 粗骨材 | 神奈川県酒匂川 | 2.75 | 1.04       | 7.02 |
| 実験 II | 細骨材 | 神奈川県相模川 | 2.60 | 2.90       | 2.89 |
|       | 粗骨材 | 神奈川県相模川 | 2.68 | 0.85       | 6.66 |

## 太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

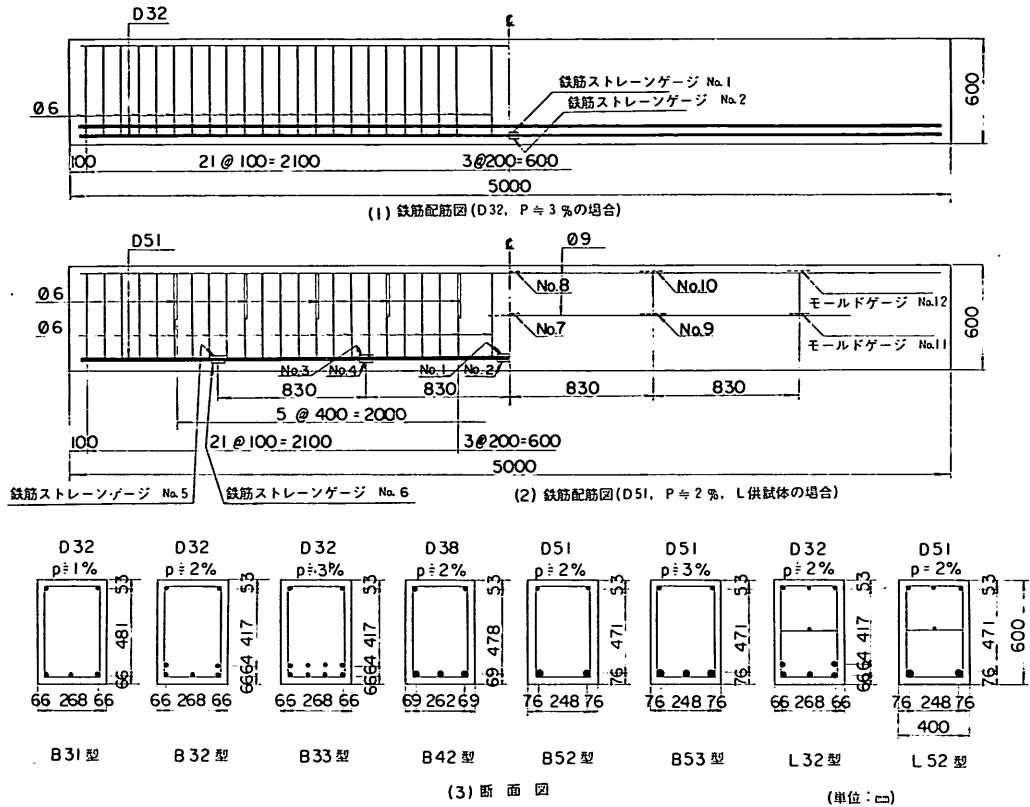


図-2.1 供試体の形状および配筋方法

### 2.3 骨 材

細骨材は川砂、粗骨材は粗粒を破碎した碎石を含む川砂利であり、その物理的性質は表-2.3 に示す通りである。

### 2.4 供試体の形状

実験に供した試験体は、断面  $40 \times 60$  cm、長さ 5 m の矩形断面の鉄筋コンクリートはりである。供試体の形状および配筋型式は図-2.1 に示した通りである。鉄筋コンクリートはりは、載荷試験においてせん断破壊が生ぜぬように十分な量のスターラップを配筋した。コンクリートのかぶりはいずれの鉄筋コンクリートはりにおいても 5 cm であり、モルタルブロックを用いてかぶりを確保した。主鉄筋の配筋に際しては、リブが水平に設置された鉄筋に対して左右に位置するように心掛けた。主鉄筋、スターラップ、組み立て鉄筋の緊結は焼き鈍し鉄線を使用した。供試体は表-2.5 に示すように 18 本であり、15 本は載荷試験に供し、残り 3 本は内部ひずみの測定用とした。

### 2.5 供試体の製作方法

#### (1) コンクリートの配合

コンクリートの配合は、コンクリートの圧縮強度（実験 I においては  $\sigma_{14} \approx 350 \text{ kg/cm}^2$ 、実験 II においては  $\sigma_{28} \approx 350 \text{ kg/cm}^2$ ）、スランブ（ $7 \pm 2 \text{ cm}$ ）、空気量（ $4 \pm 1 \%$ ）が所要の範囲を満足するよう試験練りを行なって決定した。圧縮強度は、試験練りにおいては材令 1 日経過後脱型し、以後屋内放置の養生条件を基準とした。膨張セメントコンクリートの圧縮強度は、膨張材の混入量、供試体の拘束条件（温度、湿度）などの要因によって著るしく影響をうける。実験条件をできるだけ統一するために、試験練りにおける養生条件は前述の方法と同一とした。供試体の型わくは JIS A 1132 コンクリートの強度試験用供試体の作り方 に規定する  $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$  の鑄製型わくとし、特に軸方向の拘束は与えていない。セメントの単位量は  $300 \text{ kg/m}^3$  とし、膨張材の混入量は、セメントと膨張材の合計量に対してはほぼ 5%、10%、15% の 3 段階となるようにした。最終的に求められたコン

表-2.4 コンクリートの配合

| 実験<br>番号 | 配合<br>番号 | 粗骨材の<br>最大寸法<br>(mm) | スランプ<br>(cm) | 空気量<br>(%) | W/C*<br>あるいは<br>W/C+EC<br>(%) | s/a<br>(%) | 1 m <sup>3</sup> 当りの使用量 (kg) |     |     |     |       |
|----------|----------|----------------------|--------------|------------|-------------------------------|------------|------------------------------|-----|-----|-----|-------|
|          |          |                      |              |            |                               |            | W                            | C   | EC* | S   | G     |
| 実験 I     | M1       | 25                   | 7 ± 2        | 4 ± 1      | 50.0                          | 40.0       | 150                          | 300 | 0   | 756 | 1,178 |
| 実験 II    | M2       | 20                   | 7 ± 2        | 4 ± 1      | 48.0                          | 40.7       | 143                          | 300 | 0   | 771 | 1,137 |
|          | ME1      | 20                   | 7 ± 2        | 4 ± 1      | 46.0                          | 40.4       | 144                          | 300 | 16  | 759 | 1,133 |
|          | ME2      | 20                   | 7 ± 2        | 4 ± 1      | 43.5                          | 40.0       | 145                          | 300 | 33  | 744 | 1,130 |
|          | ME3      | 20                   | 7 ± 2        | 4 ± 1      | 41.0                          | 39.5       | 146                          | 300 | 53  | 727 | 1,127 |

\* EC とは膨張材を示すものとする。

クリートの示方配合は 表-2.4 に示す通りである。

(2) コンクリートの打込みおよび養生

鉄筋コンクリートはりの型わくは鋼製である。写真-2.1 は鉄筋の配筋の状況を示している。コンクリートの練り混ぜおよび運搬は、実験 I においては工場内のパッチャープラントにおいて練り混ぜ後、フォークリフトによって打ち込み箇所までコンクリートを運搬した。一本のはりは、一回の練り混ぜで得られた同一コンクリートである。実験 II の鉄筋コンクリートはりは、レーミクストコンクリートを用い、ミキサー車一台ではほぼ 1~3 本のはりを製作した。



写真-2.2 コンクリートの打ち込み

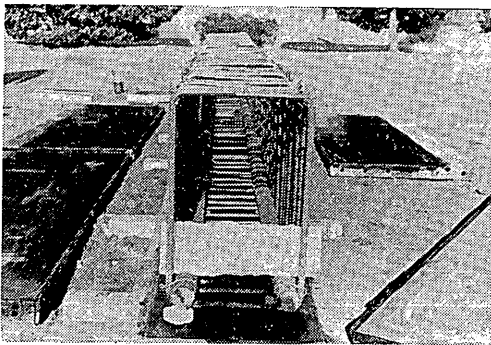


写真-2.1 鉄筋の配筋状態 (供試体 B 5 M21)

コンクリートの打ち込み直前に、コンクリートのスランプと空気量 (ワシントン型エアメーター使用) を測定し、コンクリートの締め固めは棒状バイブレーターにより行なった (写真-2.2)。養生は型わくの脱型 (材令 5 日) に至るまで 写真-2.3 に示すように上面を湿った麻布で覆い、脱型後は原則として屋外暴露とした。

鉄筋コンクリートはりの製作と同時に、圧縮強度、引張強度、ヤング係数測定用の供試体を製作した。型わくは 2.5(1) で述べた φ15×30 cm の鋼製型わくとし、鉄

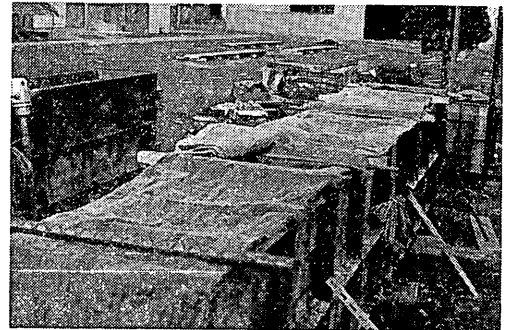


写真-2.3 型わく脱型時までの供試体の養生

筋コンクリートはりにおけると同様の養生方法とした。供試体数はいずれも所定材令において 3 箇の測定値が得られるように準備した。コンクリート打ち込み時の測定値、試験材令などは 表-2.5 に示した通りである。

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

表-2.5 供試体番号および諸元

| 供試体名     | 実験番号 | スランプ (cm) | 空気量 (%) | 気温 <sup>③</sup> (°C) | 打設 <sup>①</sup> 月日 | 試験 <sup>①</sup> 月日 | 試験時材令 (日) | コンクリート配番番号 | 膨張材量 EC/C+EC (%) | 配筋型式 <sup>②</sup> | 鉄筋比 (%) |
|----------|------|-----------|---------|----------------------|--------------------|--------------------|-----------|------------|------------------|-------------------|---------|
| B 3 Z 2  | 実験 I | 5.1       | 3.5     | 11                   | 1.11               | 1.27               | 16        | M 1        | 0.0              | B32型              | 1.95    |
| B 3 Z 22 | II   | 8.6       | 4.9     | 8                    | 2.23               | 3.22               | 27        | M 2        | 0.0              | B32               | 1.95    |
| B 3 M12  | II   | 8.4       | 4.4     | 8                    | 2.16               | 3.15               | 27        | ME 2       | 9.9              | B31               | 1.12    |
| B 3 M21  | II   | 9.4       | 4.8     | 8                    | 2.16               | 3.3                | 15        | ME 2       | 9.9              | B32               | 1.95    |
| B 3 M22  | II   | 9.4       | 4.8     | 8                    | 2.16               | 3.16               | 28        | ME 2       | 9.9              | B32               | 1.95    |
| B 3 M32  | II   | 8.4       | 4.4     | 8                    | 2.16               | 3.17               | 29        | ME 2       | 9.9              | B33               | 3.16    |
| B 4 Z 2  | I    | 7.6       | 3.2     | 11                   | 1.11               | 1.29               | 18        | M 1        | 0.0              | B42               | 1.61    |
| B 5 Z 2  | I    | 7.9       | 2.8     | 10                   | 1.11               | 1.26               | 15        | M 1        | 0.0              | B52               | 1.93    |
| B 5 Z 22 | II   | 8.6       | 4.9     | 7                    | 2.23               | 3.23               | 28        | M 2        | 0.0              | B52               | 1.93    |
| B 5 Z 3  | I    | 6.6       | 2.8     | 11                   | 1.11               | 1.29               | 18        | M 1        | 0.0              | B53               | 2.90    |
| B 5 S22  | II   | 6.6       | 4.7     | 7                    | 2.28               | 3.26               | 26        | ME 1       | 5.1              | B52               | 1.93    |
| B 5 M21  | II   | 8.4       | 4.4     | 8                    | 2.16               | 3.2                | 14        | ME 2       | 9.9              | B52               | 1.93    |
| B 5 M22  | II   | 6.5       | 3.2     | 7                    | 2.28               | 3.27               | 27        | ME 2       | 9.9              | B52               | 1.93    |
| B 5 M32  | II   | 6.5       | 3.2     | 7                    | 2.28               | 3.28               | 28        | ME 2       | 9.9              | B53               | 2.90    |
| B 5 L22  | II   | 6.3       | 3.7     | 8                    | 2.23               | 3.23               | 28        | ME 3       | 15.0             | B52               | 1.93    |
| L 3 M 2  | II   | 6.2       | 4.6     | 7                    | 2.28               | —                  | —         | ME 2       | 9.9              | L32               | 1.95    |
| L 5 Z 2  | II   | 5.3       | 3.8     | 8                    | 2.23               | —                  | —         | M 2        | 0.0              | L52               | 1.93    |
| L 5 M 2  | II   | 6.2       | 4.6     | 7                    | 2.28               | —                  | —         | ME 2       | 9.9              | L52               | 1.93    |

注) ① コンクリートの打設および試験はいずれも昭和48年1月～3月に亘り実施した。

② 供試はりの配筋型式は 図-2.1 を参照。

③ 実験IIはコンクリート打ち込み日の平均気温。

3. 荷重試験方法

3.1 荷重載荷方法

鉄筋コンクリートはりの支間は 図-3.1 に示すように 4.7m とし、荷重載荷スパンは 1.0m とした。

荷重は油圧ジャッキ (ブルドン管型式) により載荷し (写真-3.1), 同時に取り付けられた荷重計, ひずみ計は,

株式会社東京測器研究所 (TS-IC 型) により正確に所定の荷重に調整した。

荷重の載荷方法は, 設計荷重 (鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa}=2,000 \text{ kg/cm}^2$  として換算) 近傍に至るまでは, 15 点以上の測定値が得られるよう 1t~3t の荷重間隔で荷重を載荷した。その後, 荷重を 0t まで戻し, 再び設計荷重近傍まで 3 段階で荷重を上昇させ, 以後の荷重間隔

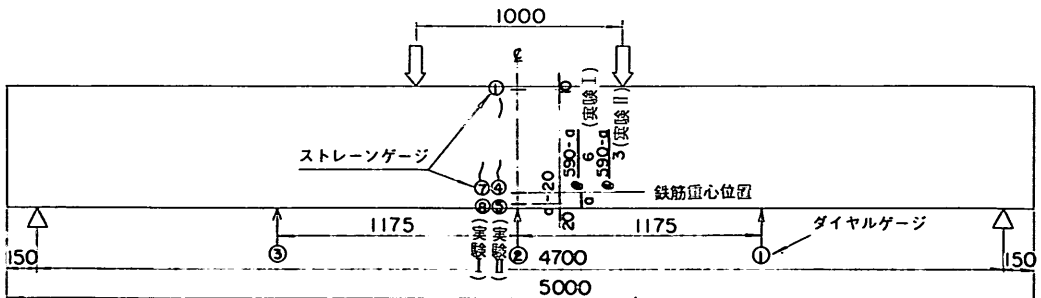


図-3.1 荷重載荷方法およびひずみ (コンクリート), たわみ測定位置

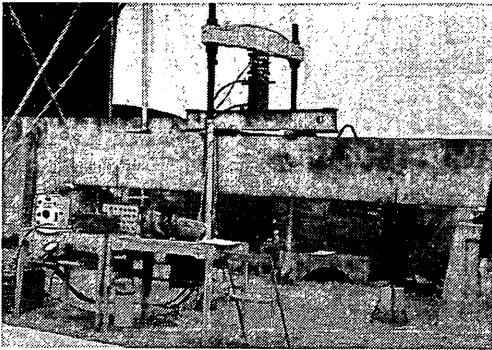


写真-3.1 荷重載荷試験の状況

は第一回の荷重におけると同様に1t~3tとし、はりが破壊に至らぬ場合には、ほぼ60tまで荷重を加えた。

### 3.2 測定方法

測定は、コンクリートおよび鉄筋のひずみ、たわみ、ひびわれ幅の三項目について実施した。ひずみおよびたわみは、各荷重段階ごとに測定したが、ひびわれは原則として2段階の荷重において観察した。

鉄筋コンクリートはり側面のひずみはストレインゲージ(測長60mm)を用いた。長期試験用供試体(表-2.5のLの記号に対応するはり)の内部コンクリートのひずみ測定には、モールドゲージ(ゲージ長120mm)を埋め込んだ。鉄筋のひずみ測定には、ストレインゲージ(測長10mm)を貼り付け防水処理を施した。それぞれの測定位置は、図-2.1および図-3.1に示す通りである。使用した計測器は、実験Iではストレインメーター(共和電業株式会社製SM-60A型)およびスイッチボ



写真-3.2 ひびわれ幅の測定状況

ックス(共和電業株式会社製SS-24J型)であり、実験IIにおいてはストレインメーター(株式会社東京測器研究所製S-IA型)およびスイッチボックス(株式会社東京測器研究所製SW-24A型)である。

たわみの測定位置は、図-3.1に示すようにはり中央およびL/4点であり、ダイヤルゲージ(1/100mm、働長3cm)により測定を行なった。

ひびわれ幅は、鉄筋コンクリートはり下縁から2cmの位置および鉄筋重心位置において測定した。測定状況の一例は写真-3.2に示してあり、測定器は接眼鏡(精度1/100mm)である。

### 3.3 標準供試体の試験

φ15×30cmの標準供試体について、圧縮強度、引張強度およびヤング係数の3種の試験を行なった。試験材令は、はりの載荷試験時の材令とほぼ同一である。ヤング係数は、供試体軸方向相対する4点にストレインゲージ(測長60mm)を貼り付け軸方向ひずみを求め、正割係数(secant modulus)を計算した。

## 4. 大径鉄筋を使用したはりの曲げ性状

### 4.1 載荷試験結果

標準供試体の圧縮強度、引張強度およびヤング係数(圧縮強度の1/3および1/2の応力度における正割係数)を表-4.1に示した。

表-4.1には、ひびわれ発生荷重の実測値および計算値を併せ示している。計算値は $\mu=0.9$ としたときの値である。数例を除外すると、 $\mu=0.8\sim 0.9$ 付近がひびわれ発生荷重を推定するための妥当な値とも考えられる。膨張材を混入したコンクリート(以下、本文では膨張コンクリートと称するものとする)のはりにおいて、鉄筋比、試験時の材令がほぼ同一のB5S22、B5M22、B5L22を比較すると、膨張材の混入量に応じてひびわれ発生荷重の実測値は若干増加するようである。

### 4.2 ひずみおよびたわみ性状

#### (1) はりのひずみ

はりスパン中央における鉄筋のひずみ測定結果の一例を示したものが図-4.1である。膨張材を混入せぬコンクリート(以下、本文では普通コンクリートと称するものとする)のはりの鉄筋ひずみ性状は、B3Z22、B5Z22のみを図示したが、他のはりもこれらとほぼ同一の傾向を示している。すなわち、ひびわれ発生近辺まではコンクリートが引張応力を負担するために、常用設計法(コンクリートの引張側を無視)による計算値に比較

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

表-4.1 コンクリートの品質およびひびわれ発生荷重

| 供試体番号   | コンクリートの強度特性①                  |                               |   |           | 設計荷重 (t) ③                                       |  | ひびわれ発生荷重              |           |       |                   |
|---------|-------------------------------|-------------------------------|---|-----------|--|--|-----------------------|-----------|-------|-------------------|
|         | 圧縮強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | ヤング係数 ②<br>( $\times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> ) |           | $\sigma_{sa}=1,600$<br>kg/cm <sup>2</sup><br>のとき | $\sigma_{sa}=2,000$<br>kg/cm <sup>2</sup><br>のとき | 計算値<br>$P_c$<br>(t) ④ | 実験値 $P_t$ |       | $\frac{P_t}{P_c}$ |
|         |                               |                               | $E_{1/3}$                                       | $E_{1/2}$ |  |  |                       | 荷重<br>(t) | $\mu$ |                   |
| B 3 Z 2 | 365                           | 28                            | 2.58  | 2.51      | 28.8   | 29.6   | 10.4                  | 10.0      | 0.91  | 0.96              |
| B 3 Z22 | 347                           | 23                            | 2.29  | 2.13      | 28.1   | 28.1   | 8.8                   |           |       |                   |
| B 3 M12 | 386                           | 29                            | 2.67  | 2.58      | 18.8   | 23.5   | 10.1                  | 10.0      | 0.90  | 0.99              |
| B 3 M21 | 327                           | 24                            | 2.54  | 2.41      | 26.4   | 26.4   | 8.7                   | 14.0      | 0.72  | 1.61              |
| B 3 M22 | 363                           | 28                            | 2.51  | 2.41      | 28.8   | 29.3   | 10.7                  | 12.0      | 0.85  | 1.12              |
| B 3 M32 | 386                           | 29                            | 2.67  | 2.58      | 34.1   | 34.1   | 12.7                  | 12.0      | 0.92  | 0.94              |
| B 4 Z 2 | 403                           | 33                            | 2.72  | 2.70      | 22.9   | 29.5   | 12.3                  | 12.0      | 0.90  | 0.98              |
| B 5 Z 2 | 391                           | 32                            | 2.82  | 2.74      | 30.3   | 33.4   | 12.1                  | 10.0      | 0.98  | 0.83              |
| B 5 Z22 | 347                           | 23                            | 2.29  | 2.13      | 29.8   | 29.8   | 9.2                   |           |       |                   |
| B 5 Z 3 | 477                           | 34                            | 2.83  |           | 44.2   | 45.0   | 14.9                  | 12.0      | 0.98  | 0.81              |
| B 5 S22 | 356                           | 23                            | 2.12  | 1.99      | 30.3   | 30.6   | 9.3                   | 8.0       | 0.95  | 0.86              |
| B 5 M21 | 339                           | 25                            | 2.62  | 2.41      | 29.1   | 29.1   | 9.5                   | 10.0      | 0.87  | 1.05              |
| B 5 M22 | 378                           | 28                            | 2.47  | 2.37      | 30.3   | 32.4   | 11.1                  | 10.0      | 0.93  | 0.90              |
| B 5 M32 | 378                           | 28                            | 2.47  | 2.37      | 35.6   | 35.3   | 13.1                  |           |       |                   |
| B 5 L22 | 425                           | 30                            | 2.85  | 2.60      | 30.3   | 36.5   | 11.4                  | 12.0      | 0.87  | 1.05              |

注) ① 供試体 ( $\phi 15 \times 30$ ) 3本の平均値, 試験ははりの載荷試験前後において実施した。

② 正割係数 (secant modulus)

③ 鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa}=1,600$  kg/cm<sup>2</sup> あるいは  $2,000$  kg/cm<sup>2</sup>, コンクリートの許容圧縮応力度  $\sigma_c/3$  としたときの計算値

④  $\mu=0.9$  およびコンクリートの引張強度を用いたときの計算値

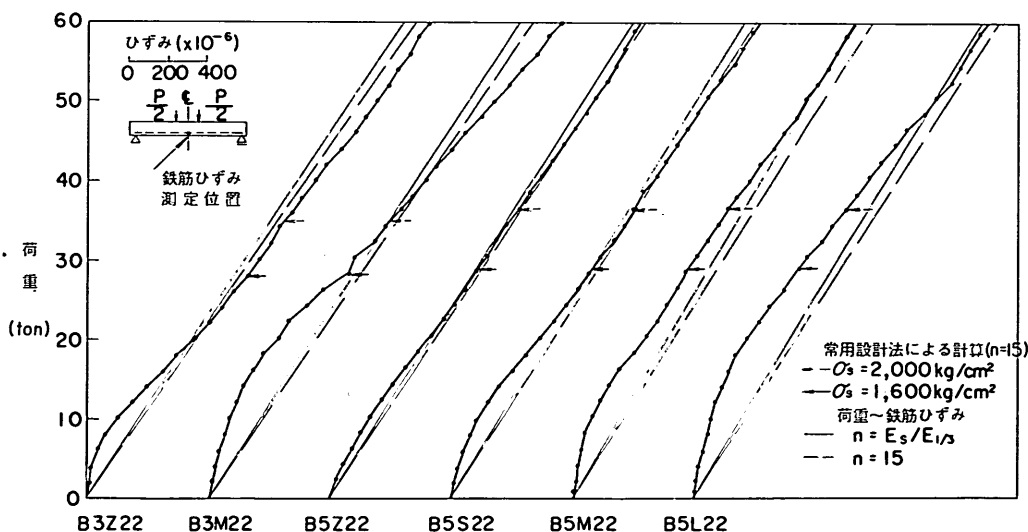


図-4.1 鉄筋ひずみ測定結果の一例



し、鉄筋の実測引張応力度はこれを下廻るが、ひびわれ発生以後は徐々に計算値に接近し、鉄筋の引張応力度が  $1,600 \sim 2,000 \text{ kg/cm}^2$  付近ではほぼ計算値と等しくなる。この傾向は D25 あるいは D32 の高張力鉄筋を使用した鉄筋コンクリートはりにおいては確かめられているが<sup>10)</sup>、太径鉄筋に関しても同一の傾向が認められた。また、鉄筋の計算応力度は、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を土木学会コンクリート標準示方書に従って  $n=15$  とした算定値と、実験結果から求めたコンクリートのヤング係数  $E_{1/3}$  を用いた算定値との間に大差はない。実用上は安全側の数値を与えるヤング係数比  $n=15$  を用いて差し支えない。

一方、膨張コンクリートはりにおいては、鉄筋の実測引張応力度は混入量に応じて減少する。膨張材を 5% 程度使用したはりの実測値は計算値と大きな相違は認められないが、10% 程度混入したはり (D51 使用) では計算応力度 ( $n=15$ )  $1,600 \text{ kg/cm}^2$  および  $2,000 \text{ kg/cm}^2$  に対して、実測値はそれぞれ  $1,260 \text{ kg/cm}^2$  および  $1,680 \text{ kg/cm}^2$  であった。また、15% 膨張材を使用したはり (D51 使用) の実測値は、 $1,110 \text{ kg/cm}^2$  (計算応力  $1,600 \text{ kg/cm}^2$ ) および  $1,620 \text{ kg/cm}^2$  (計算応力  $2,000 \text{ kg/cm}^2$ ) である。

図-4.2 は、コンクリートの打ち込み後 1 日、5 日、7 日および 14 日の時点で測定された、はり内部の鉄筋

およびコンクリートのひずみ分布を示している。材令の早期の時点においては、混和材の膨張効果のために膨張ひずみが発生し、特にはり内部においてこの現象は顕著である。材令の経過と共にはり表面は乾燥収縮の影響によりひずみは収縮の方向に移行するが、材令 7 日においてもコンクリート内部には  $100 \sim 150 \times 10^{-6}$  程度の膨張ひずみが残留したひずみ分布となる。はり圧縮縁近傍のコンクリートは材令によるひずみ変化が少ないが、引張部に位置する鉄筋はコンクリートの膨張および乾燥収縮を拘束したため、日時の経過と共に  $20 \sim 100 \times 10^{-6}$  の膨張ひずみ (材令 1 日) から  $200 \times 10^{-6}$  程度の収縮ひずみ (材令 7 日) へと変動する。内部ひずみの変化から類推すると、養生期間中に生ずるコンクリートの応力分布は、はり圧縮縁において引張応力ないし圧縮応力から引張応力への移行、はり中心部において圧縮応力、はり引張縁において圧縮応力から引張応力への移行、という形態が考えられる。しかし、コンクリートのクリープ現象、はり断面における乾燥収縮量の分布、膨張絶対量の変化、鉄筋による拘束程度等の多くの要因が内部応力分布に影響を与えると考えられ、試験時における明確な残留応力分布を推定することは困難である。膨張材を混入せぬはりにおいては、初期の膨張ひずみが発生せぬため鉄筋の収縮ひずみは  $20 \sim 100 \times 10^{-6}$  程度増加する。従って、膨張コンクリートのはりでは、膨張拘束

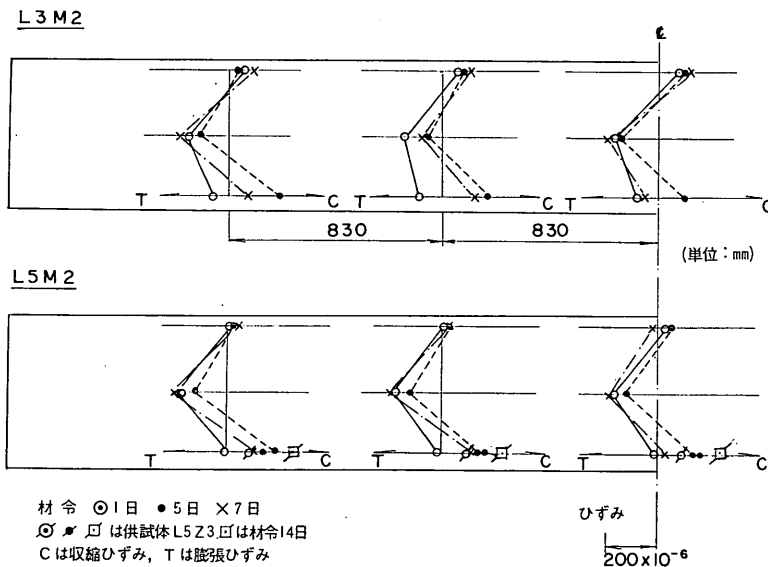


図-4.2 鉄筋コンクリートはりの内部ひずみ

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

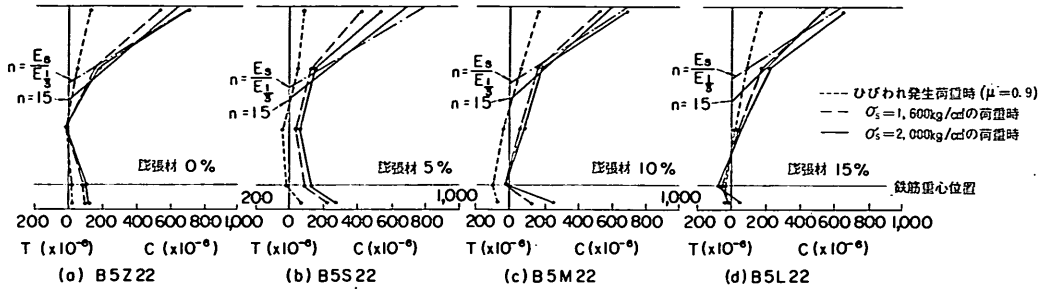


図-4.3 はりスパン中央コンクリートのひずみ分布例 (D51, 鉄筋比2%の場合)

ひずみに対応して、ひびわれ発生荷重の上昇等の効果が期待できる。

図-4.3は、はりの載荷試験におけるスパン中央におけるコンクリートのひずみ分布測定結果の一例を示したものである。普通コンクリートはりの圧縮縁におけるひずみの実測値は、 $n=15$ とした計算値より大きく危険側の値を与えるが、コンクリートのヤング係数 ( $E_{1/3}$ ) を用いたヤング係数比 ( $E_s/E_{1/3}$ ) を採用するとほぼ実測値と一致する値となる。膨張コンクリートはりのひずみ分布の測定結果は、鉄筋におけるひずみと比較しても混入量による明確な相違を見出すことは出来ない。図-4.2に示したように、コンクリートけた圧縮縁近辺は膨張を拘束する条件も少なく、また、けた上端は乾燥収縮の影響を大きく受け易いために、膨張材による効果が顕著に現われないためと考えられる。

(2) はりのたわみ

はりのスパン中央および  $L/4$  点のたわみ測定結果を図-4.4に示した。スパン  $L/4$  点のたわみは2測定点の平均値である。2測定点の値はほとんど相違がない。

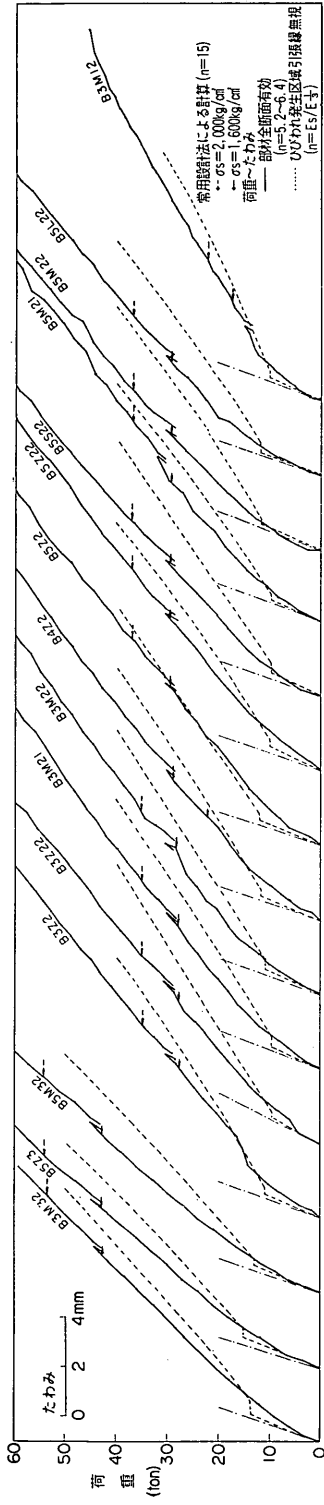
図-4.4図に示した計算値は二種の方法によった。すなわち、土木学会コンクリート標準示方書に基づいた方法と、ひびわれ発生区域のコンクリートの引張縁を無視した計算方法である(以下ではこれを、ひびわれコンクリート無視の方法、と略称することにする)。前者では部材全断面を有効とし、コンクリートのヤング係数はコンクリート標準示方書に提示されている値から外挿法により求めた。従って、 $n$ の値は5.2~6.4程度である。後者の方法は、表-4.1に示した実測のコンクリート引張強度を用い  $\mu=0.9$ として、計算上の曲げひびわれ発生モーメントを求め、荷重の増荷により断面が曲げひびわれ発生モーメントに到達するとその断面のコンクリー

トの引張部を無視するものである。コンクリートのヤング係数は  $E_{1/3}$  を用いた。このときの  $n$  は7.4~9.9の範囲である。後者の方法によると、純曲げ区間が曲げひびわれ発生モーメントに達した時点において急速にたわみが増大することになるが、図中の破線の不連続部はこの荷重時点を示している。

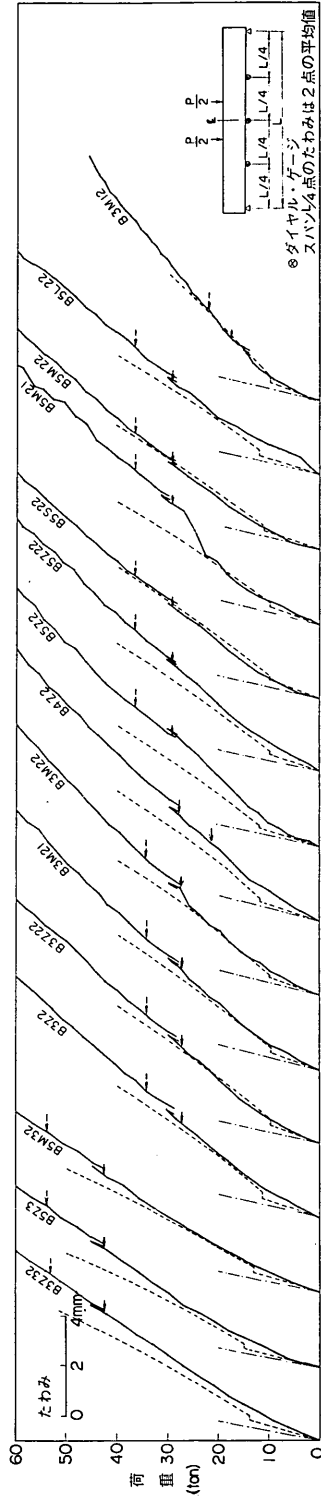
土木学会の方法によると、スパン中央およびスパン  $L/4$  点、両者共に荷重の増大と共に実測値は計算値を大幅に上回る値となる。はりの断面剛性を過大に評価するためと考えられ、積載荷重下において本方法によってたわみを計算することは適切でない。

ひびわれコンクリート無視の方法によると、土木学会の方法に比較しひびわれ発生以前においても実測のたわみに近い値であるが、大きなヤング係数比の値を採用したことによるのである。設計荷重近傍において本方法は一般にスパン中央において過大に、また、スパン  $L/4$  点において若干少な目に評価することになる。スパン中央における計算値と実測値の相違が著しいはりは、スパン  $L/4$  点において両者が比較的良く一致し、逆に、スパン中央における両者がほぼ近似の値を示すはりにおいては両者の相違が大きくなる傾向を示している。本方法は、たわみの算定における安全側の値を与えることになる。

太径鉄筋を使用した同一鉄筋比、ほぼ同一試験材令の供試はり (B5Z22, B5S22, B5M22, B5L22) のたわみ性状を比較すると、膨張材の混入による実測値と計算値の差は、膨張材無混入の両者の差を若干上回る値となるが、鉄筋のひずみ測定におけるほどの明確な相違は認められなかった。



(a) スパン中央



(b) スパン1/4点

図-4.4 たわみ測定結果

5. 大径鉄筋を使用したはりのひびわれ

5.1 ひびわれ間隔

図-5.1~5.3 は鉄筋応力度  $2,000\text{kg/cm}^2$  (常用設計法による計算値,  $n=15$ ) に相当する荷重の載荷された時

点におけるひびわれの発生状況を示している。供試はりの片面 (A面) のみを図示してあるが、別の側面 (B面) のひびわれ状況も A 面とはほぼ類似した形態である。図-5.4 では、ひびわれ測定結果の一例を示したものである。本図によると、ある荷重を越えるとひびわれ幅は荷

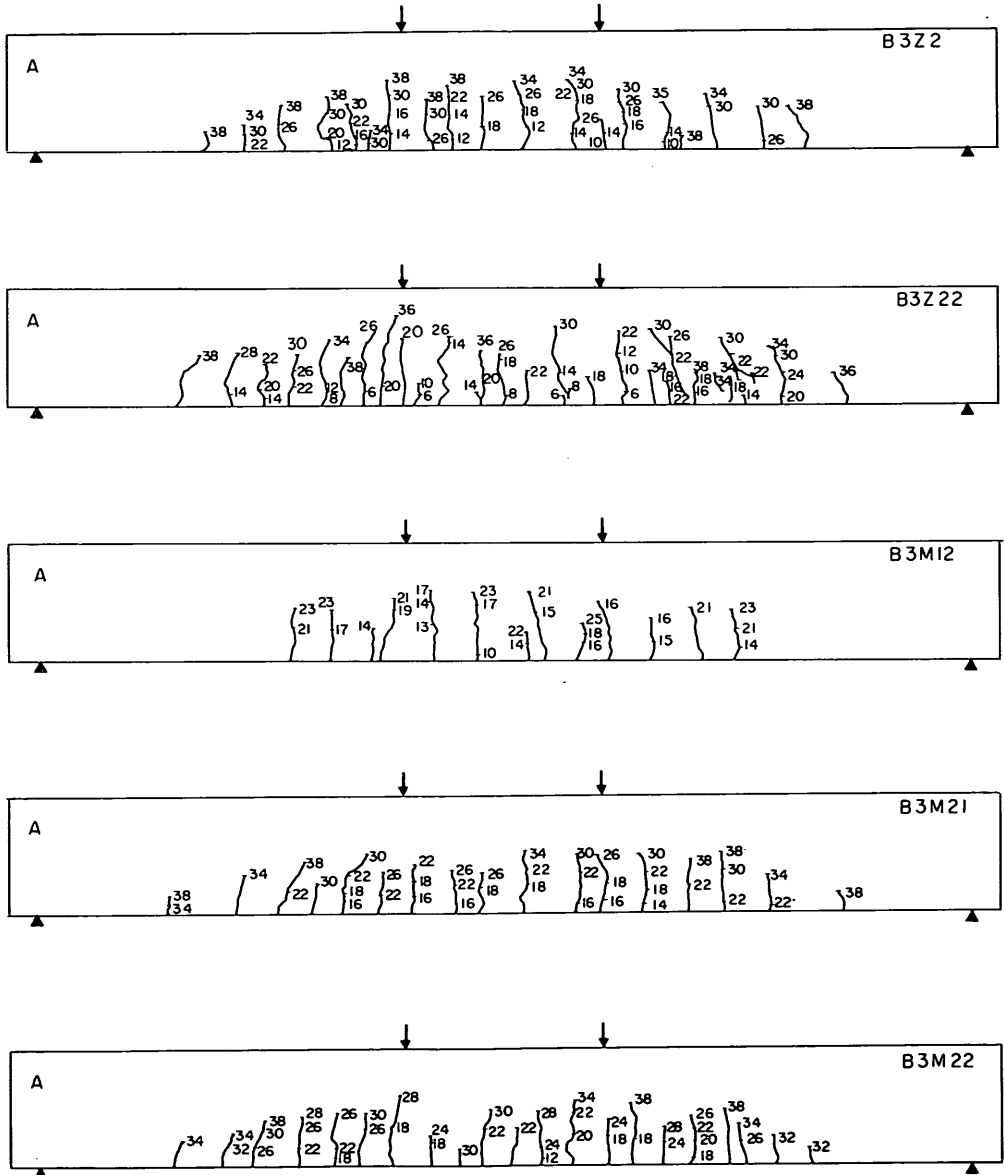


図-5.1 ひびわれ発生状況 (1) ( $\sigma_s \approx 2,000\text{kg/cm}^2$  の荷重時)

関 博

重に、すなわち、鉄筋の引張応力度に比例して増加するようである。

ひびわれ幅の測定値は、供試体内のコンクリートの品質が不均一であること（コンクリート打ち込み時の材料分離、粗骨材の不均一分布）、鉄筋の表面形態の影響など

によってバラツクことは避け難い。従って、1, 2本程度のひびわれ幅測定値でひびわれ特性を比較検討することは偶然性で、ひびわれを評価する恐れがあるために、むしろ、数本の値に大きなバラツキがなければ、その平均値を求めて比較することが適切であると考えられる。

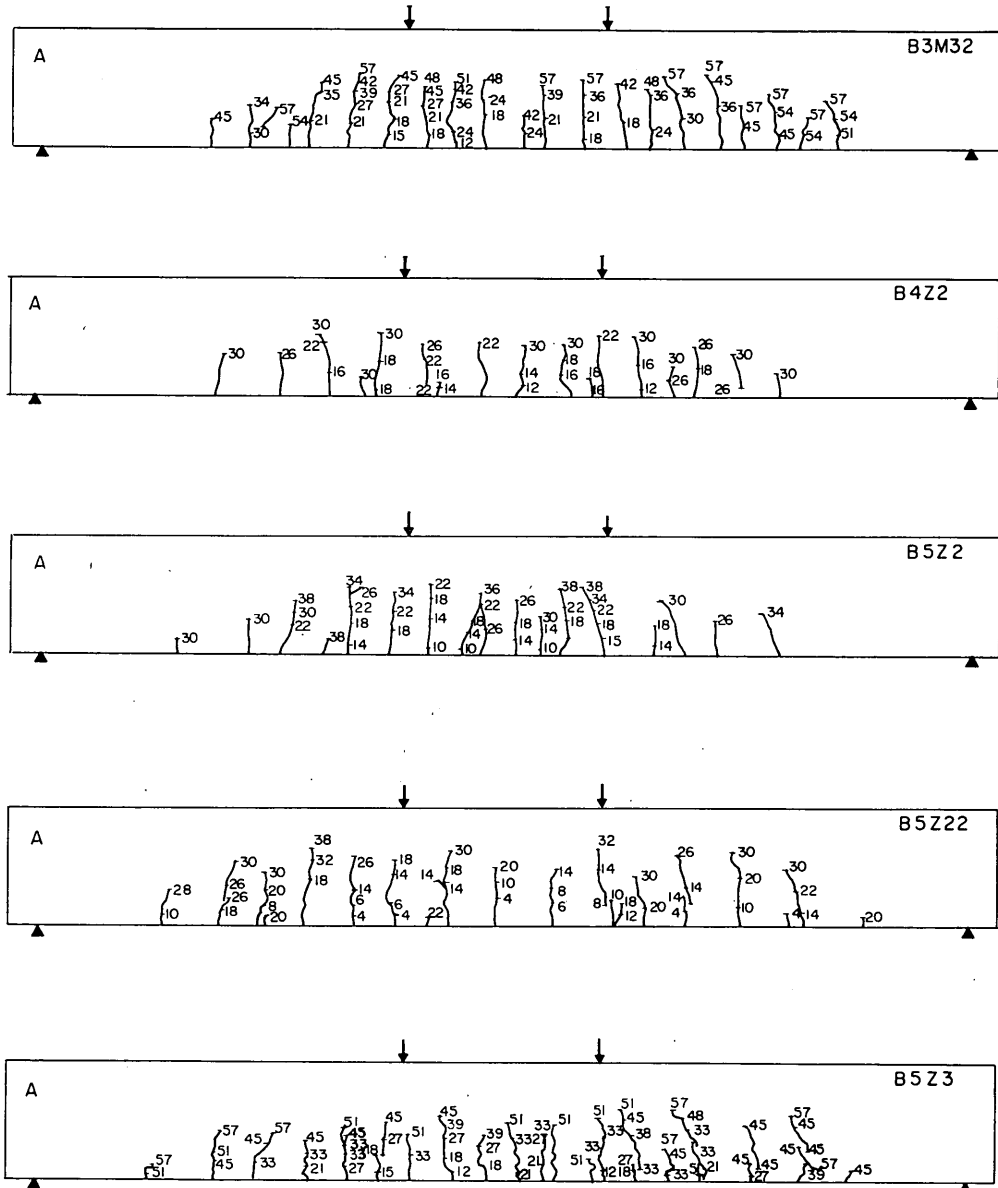


図-5.2 ひびわれ発生状況 (2) ( $\sigma_s \doteq 2,000 \text{ kg/cm}^2$  の荷重時)

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

このような観点から、本文では主として、はりの片面に発生したひびわれの内の大きなものから3本、および、別の側面のひびわれの内の大きなものから3本、合計6本のひびわれ幅の平均値（以下、本文ではこれを平均最大ひびわれ幅と呼ぶものとする）を基準の値と考えるこ

とにする。

しかし、鉄筋コンクリートの耐久性、特に、内部鉄筋の腐食を検討するとき想定する表面ひびわれ幅は、最大のひびわれ幅であると考えられる。従って、本実験において測定されたはり両面のひびわれ幅の最大値（本文

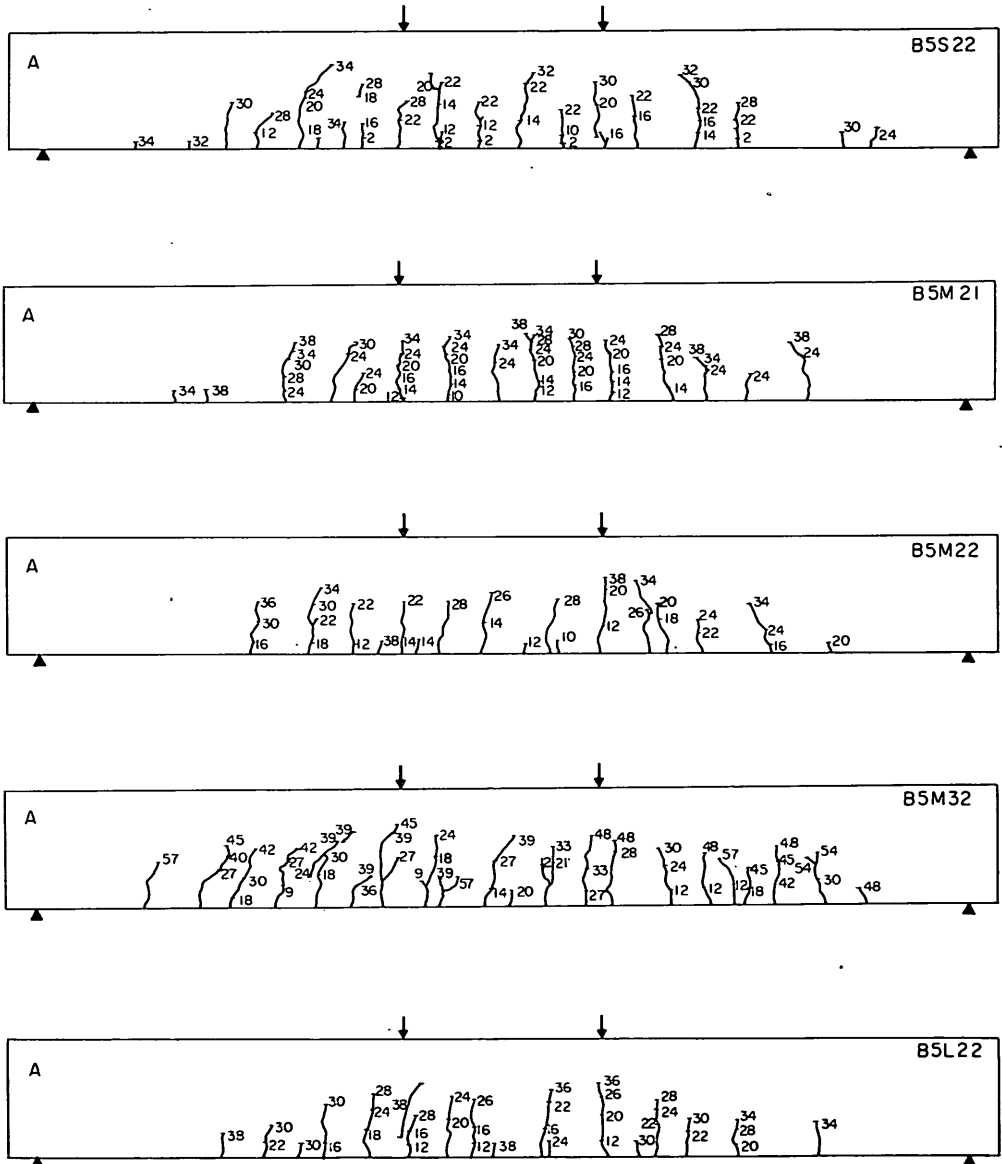
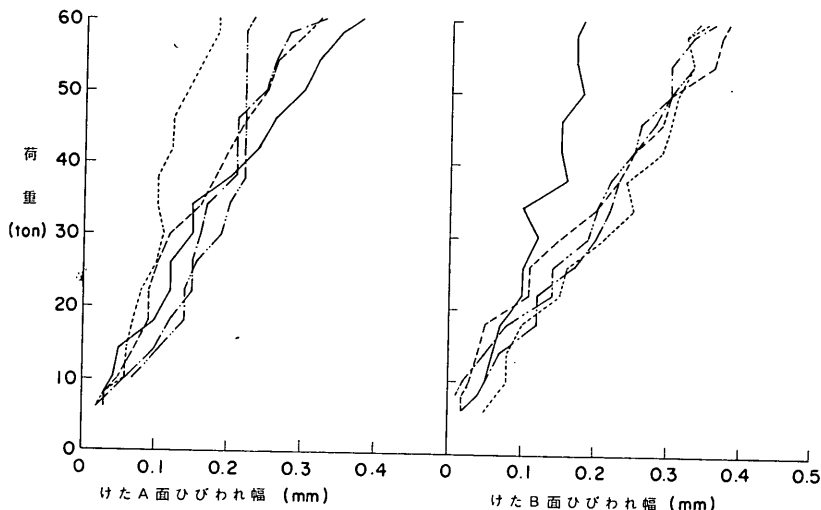


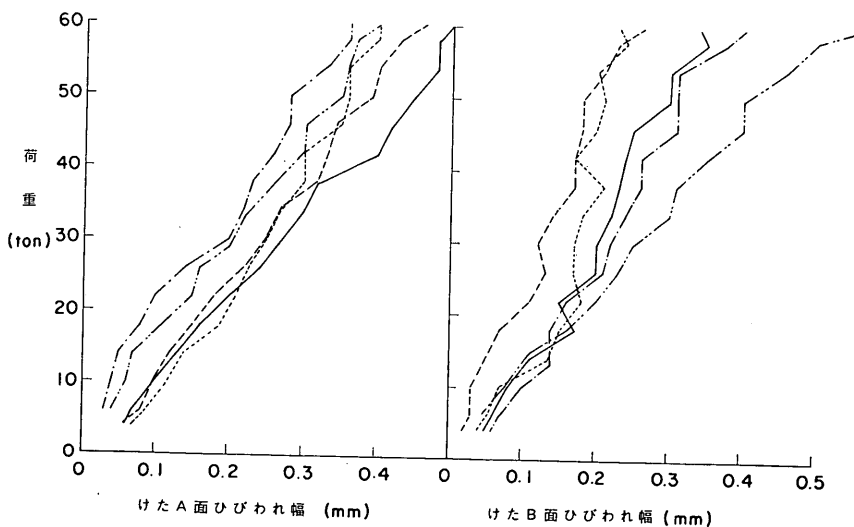
図-5.3 ひびわれ発生状況 (8) ( $\sigma_s \div 2,000 \text{ kg/cm}^2$  の荷重時)

では、これを最大ひびわれ幅と呼ぶものとする)を把握しておくことは意義のあることと思われる。図-5.5 は、 $\sigma_s=1,600 \text{ kg/cm}^2$  および  $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$  における最大ひびわれ幅と平均最大ひびわれ幅、および残留ひびわれ幅のそれらを示したものである。図中に示した直線は

最小自乗法により実験値より求めたものであり、荷重が増加するにつれ、平均最大ひびわれ幅は最大ひびわれ幅の値に近づく傾向が見られるが、 $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$  の応力レベルにおいても、鉄筋重心位置の最大ひびわれ幅は平均最大ひびわれ幅を 29% 程度上廻る値であった。



(a) 供試はり B3Z22



(b) 供試はり B5Z22

図-5.4 鉄筋重心位置におけるひびわれ幅の測定結果の一例

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

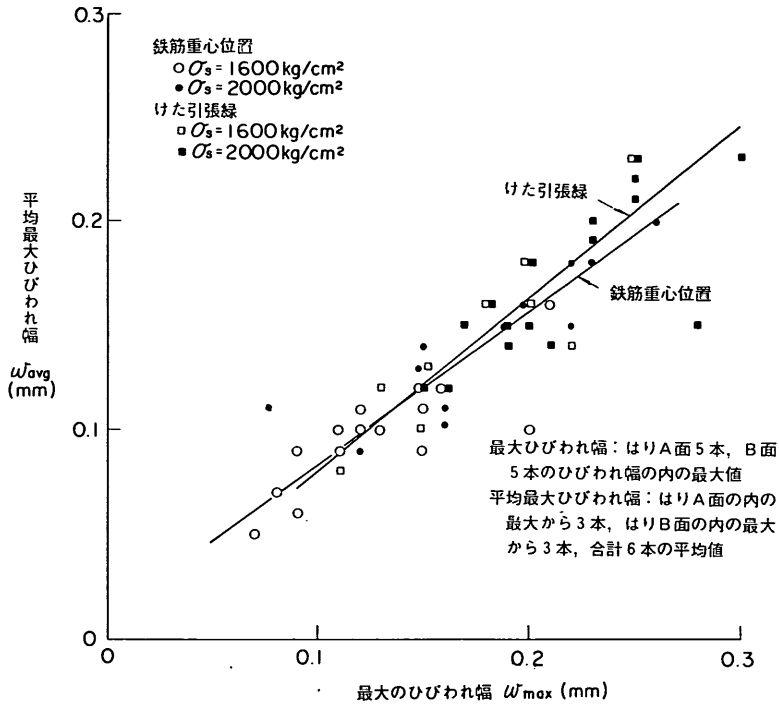


図-5.5 最大ひびわれ幅の定義による相違

ひびわれ幅は、基本的にひびわれ間隔におけるはり引張部の鉄筋の引張ひずみとコンクリートの引張ひずみの差で表示できると考えられる。従って、ひびわれ間隔、特に、主ひびわれ間隔を正確に捉えることは重要となる。主要な既往提案式を基に、太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ間隔を検討してみよう。なお、下記に示した記号は表-5.1における記号と同一である。

- (1) B. B. Brom の式<sup>11),12)</sup>  

$$L = 2te \quad (\text{cm})$$
- (2) M. Chi and A. F. Kirstein<sup>13)</sup>, 赤塚<sup>14)</sup>  

$$L = 5\phi D \quad (\text{cm})$$
- (3) 森田<sup>15)</sup>  

$$L = 4.36 + 0.137 A_{cl}/N \quad (\text{cm})$$
- (4) L. P. Brice<sup>16)</sup>  

$$L = \frac{bhD}{26kA_s} \left( 1 + 3 \frac{e_a}{e_b} \right) \quad (\text{cm})$$

図-5.6 は、それぞれの提案式による計算値と、本実験における純曲げ区間のはりの平均ひびわれ間隔を図示したものである。誘導された提案式は試験条件が限定されており、本実験に採用した太径鉄筋 (D 51) に適用

することには無理が伴う。たとえば、森田の提案式は  $20 \text{ cm}^2 < A_{cl}/N < 150 \text{ cm}^2$  の範囲で有効であるとしており、本実験における  $A_{cl}/N$  は大部分が有効範囲外にあるため、森田の式が実験値と符号せぬことは極めて当然のことである。

B. B. Brom の式は、ひびわれ間隔が  $te$  のみの関数型として表示されており、本試験における配筋条件のもとでは  $te$  は鉄筋径によって若干変化するが、測定値は計算値より一般に大きい。M. Chi 等および赤塚の計算式によるひびわれ間隔は鉄筋径、配筋条件によって決定される。一般に、鉄筋比を高めると  $\phi$  は減少し、ひびわれ幅の増大を防止するために有利となるが、太径鉄筋を用いることは  $\phi$  の減少量を意味し不利な結果をもたらすと予想される。しかし、本供試はりの測定結果においてはひびわれ間隔は  $\phi D$  によって大きく変化せず、太径鉄筋を用いても適切な表面形状を有する場合にはひびわれ間隔に与える影響は少ないと考えられる。森田の式は、コンクリートのかぶり角が同一の条件下で  $A_{cl}$  に、また、鉄筋比が同一の条件下で  $N$  に鉄筋径の影響が含まれるが、後者の影響する程度が大きい。しかし、ひびわれ間



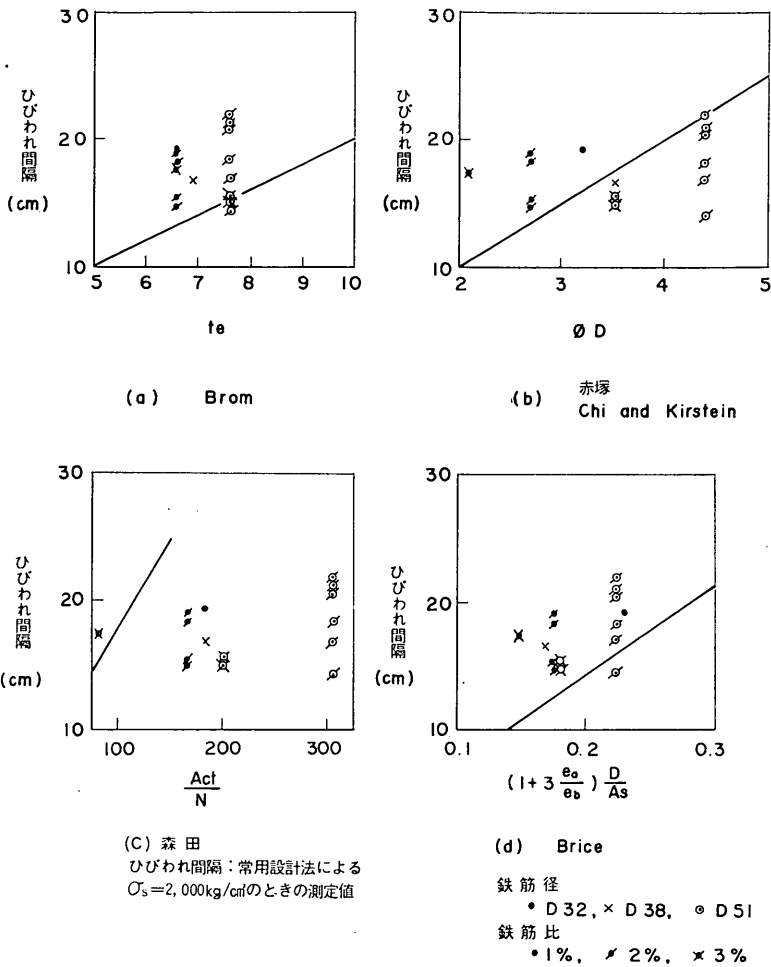


図-5.6 ひびわれ間隔の計算値と実験値

隔の測定値は  $A_{ct}/N$  によって大きな変化が見られず、M. Chi 等および赤塚の計算式において検討したと同様に、本試験に用いた太径鉄筋では D32 程度の鉄筋とほぼ同程度あるいは若干劣る程度の範囲内でひびわれの分散を期待できるようである。

図-5.7 は、けた引張縁と鉄筋重心位置における平均最大ひびわれ幅の関係を図示したものである。図中に示した実験値の直線は、測定値を最小二乗法により整理して求めた値である。C & CA<sup>17)</sup> の式は、けた引張縁のひびわれ幅が鉄筋重心位置のひびわれ幅に対して中立軸からの距離に比例すると考えるものであり、また、P. Gergely および L. A. Lutz<sup>18)</sup> はけた引張縁のひびわれ

幅は鉄筋重心位置のひびわれ幅に  $1.2 \times (1 + \frac{2}{3} \times t_s/h)$  (記号は表-5.1 参照) を乗じて求められるとしている。実験値は、ほぼ両提案式とよく符号するものようである。けた引張縁の平均最大ひびわれ幅は、鉄筋重心位置の平均最大のひびわれ幅に対して 0.1 mm, 0.15 mm および 0.2 mm のとき、それぞれ 1.43 倍, 1.36 倍および 1.32 倍程度であった。

## 5.2 鉄筋径および鉄筋比とひびわれ幅

### (1) 鉄筋径

図-5.8 は、鉄筋比、膨張材量、試験材令がほぼ同一の供試はりについて、鉄筋軸の位置における鉄筋径による平均最大ひびわれ幅を示したものである。なお、鉄筋

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

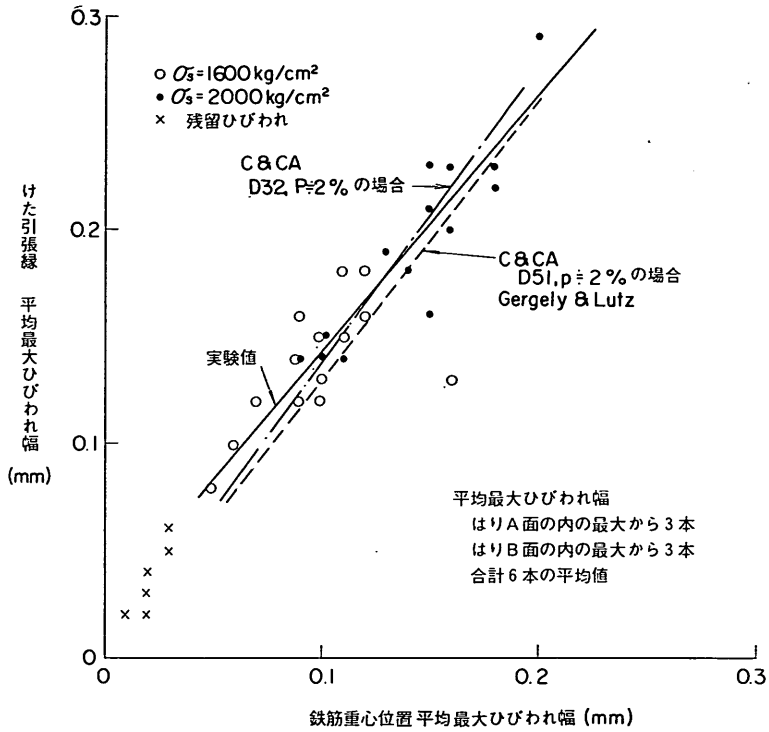


図-5.7 けた引張線と鉄筋重心位置のひびわれ幅の関係

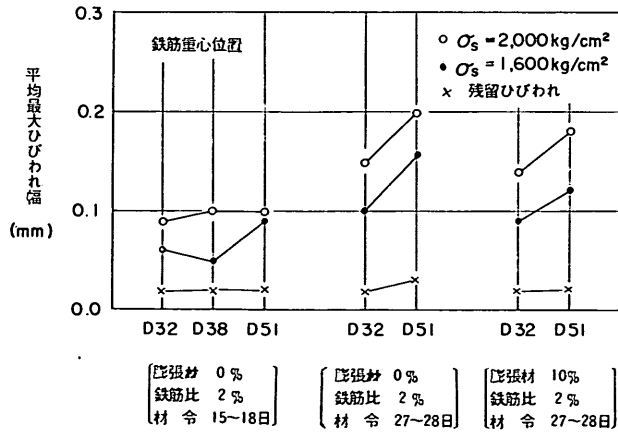


図-5.8 鉄筋径がひびわれ幅に及ぼす影響

応力度は常用設計法（コンクリート引張部無視， $n=15$ ）による計算値である。本図によると太径鉄筋を用いたはりの鉄筋軸の位置における平均最大ひびわれ幅は， $\sigma_s=1,600 \text{ kg/cm}^2$  のとき  $0.09\sim 0.15 \text{ mm}$ ， $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$  のとき  $0.10\sim 0.20 \text{ mm}$  の範囲にある。国分・岡村<sup>1)</sup>による T 型はりを用いた試験結果によると  $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$  の場合，鉄筋比  $1.04\%$ ，かぶり  $5 \text{ cm}$  のとき， $0.20 \text{ mm}$ ，鉄筋比  $0.64\%$ ，かぶり  $3.5 \text{ cm}$  のとき  $0.23 \text{ mm}$  であった。なお，国分・岡村はひびわれ幅を鉄筋軸位置における最も大きなもの 3 個の平均値として示し，これら 3 個の値は大差がないとしている。土堅等<sup>2)</sup>による矩形はりの載荷試験結果では， $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$ ，鉄筋比  $2.04\%$ ，コンクリートのかぶり  $5.5 \text{ cm}$  のときの最大ひびわれ幅は  $0.27 \text{ mm}$  である。これらの試験結果は，本実験における D51 の平均ひびわれ幅の測定値を上廻る値である。最大ひびわれ幅の定義の方法の相違によるものと思われ，上記の値を  $1.29$  で除すと本実験結果に近い値が得られる。

鉄筋径が平均最大ひびわれ幅に及ぼす影響の程度は，膨張材の混入の有無，試験材令によって相違するようである。試験時の材令が  $13\sim 18$  日においては，D51 の鉄筋を用いた供試はりの平均最大ひびわれ幅は，D32 を用いた供試はりの平均ひびわれ幅を若干上廻る程度であるが，材令  $27\sim 28$  日の時点における両者の差は大きくなり，普通コンクリートほどこの傾向は顕著である。普通コンクリートにおける両者の差は  $0.06 \text{ mm}$  ( $\sigma_s=1,600$

$\text{kg/cm}^2$ ) および  $0.05 \text{ mm}$  ( $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$ ) であり，一方，膨張コンクリートでは  $0.03 \text{ mm}$  ( $\sigma_s=1,600 \text{ kg/cm}^2$ ) および  $0.04 \text{ mm}$  ( $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$ ) であった。本実験の範囲では，D51 の鉄筋を使用すると， $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$  付近では最大ひびわれ幅は  $0.2 \text{ mm}$  程度の値に達するものと考えられる。ひびわれ幅を減少させるためには，鉄筋の配筋位置を適切に定める<sup>1)</sup>ことは有効な方法であると思われるが，棧橋上部工のスラブ，沈埋函のボックス型式の構造物では，配筋方法は一般に一義的に定まるために，鉄筋の許容応力度の低減などによってひびわれ幅を減少させなければならない。図-5.8 から明らかのように， $\sigma_s=1,600 \text{ kg/cm}^2$  のとき最大ひびわれ幅は  $\sigma_s=2,000 \text{ kg/cm}^2$  の最大ひびわれ幅に対し  $20\%$  程度減少するようであり，最大ひびわれ幅を  $0.2 \text{ mm}$  以下，約  $0.15 \text{ mm}$  程度に抑えることが可能である。

設計荷重近辺の荷重まで載荷した後，除荷した直後の残留ひびわれ幅は  $0.02\sim 0.05 \text{ mm}$  程度であって，鉄筋の径による影響は認められなかった。

(2) 鉄筋比

図-5.9 は膨張材量が同一のはり，鉄筋径が同一のはりに分類して，鉄筋比の相違による平均最大ひびわれ幅の測定値を示したものである。平均最大ひびわれ幅は，鉄筋応力度が同一の場合 ( $\sigma_s=1,600 \text{ kg/cm}^2$ ， $2,000 \text{ kg/cm}^2$ )，鉄筋比の増加による変化の程度は少ない。設計荷重近辺まで載荷し徐荷した直後の残留ひびわれ幅に関しても  $0.02 \text{ mm}$  以下であって，鉄筋比の相違による影響

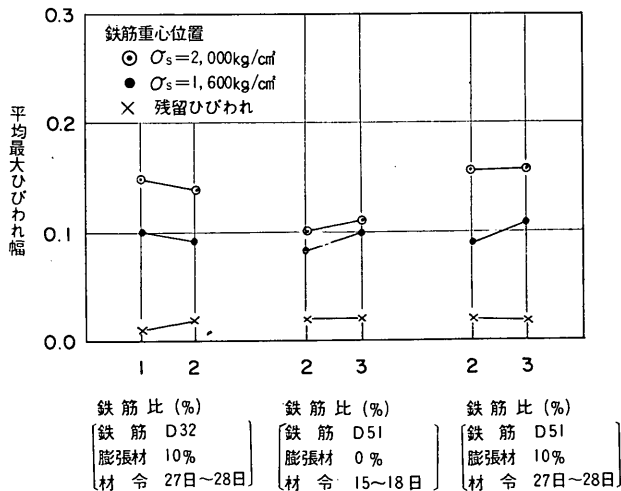


図-5.9 鉄筋比がひびわれ幅に及ぼす影響

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

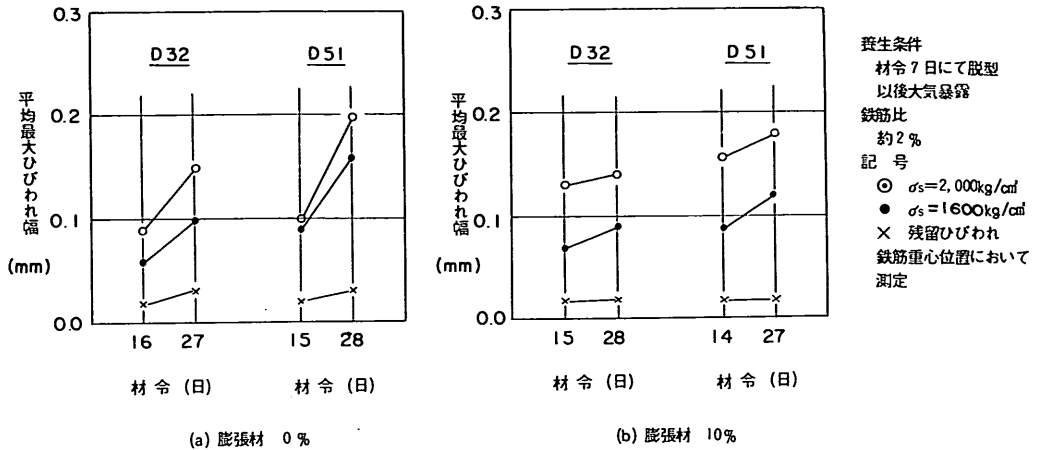


図-5.10 材令によるひびわれ幅の変化

は認められなかった。

5.3 膨張材の使用とひびわれ幅

(1) 供試体の材令とひびわれ幅

鉄筋比、鉄筋径、配筋方法の同一な供試はりについて、試験時の材令と平均最大ひびわれ幅の関係を図示したものが図-5.10である。本図によると、材令による影響は膨張材の使用の有無によって著しく相違するようであり、普通コンクリートの供試はりの同一鉄筋応力度における平均最大ひびわれ値は材令の経過に従い増加する。しかし、膨張材を 10% 程度混入したコンクリートはりのひびわれ幅の増加程度は小さい。

4.2 で述べたように、膨張コンクリートはりにおいては鉄筋周辺のひずみ変化は、材令初期において膨張ひずみを生じ、材令の経過と共に収縮側に移行する。普通コンクリートはりのひずみ変化は膨張効果の伴なわぬ量が収縮ひずみ側にプラスされる。試験材令時においては、鉄筋周辺のコンクリート中に引張応力が残留していると想定されるが、その絶対値は膨張材を用いたはりでは普通コンクリートはりを下廻る。しかも、材令により若干の膨張効果も残留すると考えられるために、乾燥収縮による収縮ひずみがある程度補償され、ひびわれ幅の減少効果をもたらしたものと推定することができる。これらの現象は、表-4.1 のひびわれ発生の測定値からも予測される所である。

本供試はりは、材令 5 日に至る養生期間以後、

ほぼ大気中に曝露された状態にあり、以後の温度・湿度条件によるコンクリートの乾燥収縮がひびわれ幅に密接な関連を有すると考えられる。既往の提案式の大部分はコンクリートの乾燥収縮を無視しているが、正確なひびわれ幅推定式を導くためには、養生条件、試験時の材令等の要因も包含する必要がある。

(2) 膨張材量

図-5.11 は配筋条件、試験時の材令が同一の D32 および D51 の鉄筋を使用した供試はりの膨張材の混入割合によるひびわれ幅の変化を図示したものである。本図

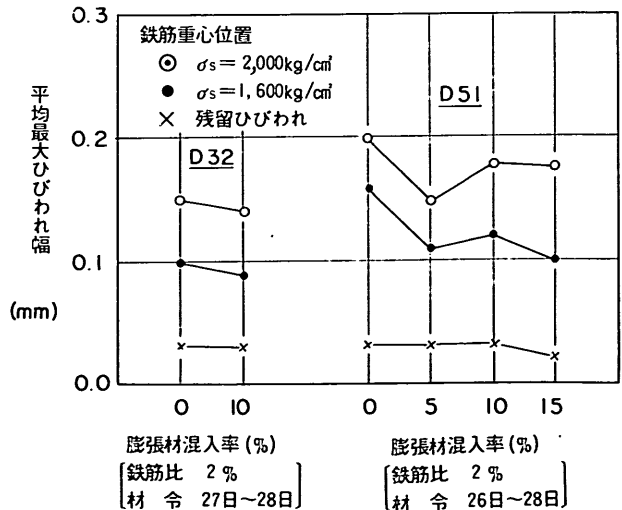


図-5.11 膨張材の混入によるひびわれ幅の変化

表-5.1 最大ひびわれ幅の提案式

| 主 要 因                                   | 提 案 者  | 提 案 式  |
|---|--|--|
| 鉄 筋 径                                   | 岡村 <sup>10),19)</sup>                          | $w_{\max} = \frac{\sigma_s}{n_s K_s (60 - 10D)}$   |
| $\phi D$                                | 港湾構造物設計基準 <sup>20)</sup>                       | $w_{\max} = \frac{16C}{E_s} \sigma_s \phi D$   |
|   | M. Chi and<br>A. F. Kirstein <sup>13)</sup>    | $w_{\text{avg}} = \frac{5\phi D}{E_s} \left( \sigma_s - \frac{446}{\phi D} \right)$<br>$w_{\max} = 1.63 w_{\text{avg}}$  |
| 鉄 筋 の か ぶ り                             | B. B. Brom <sup>11),12)</sup>                  | $\sigma_s \geq 1,400 \sim 2,100 \text{ kg/cm}^2$ , かぶり 2.5~7.5 cm<br>$w_{\max} = 4 t_e \frac{\sigma_s}{E_s}$   |
|   | C & CA <sup>17)</sup>                          | $w_{\max} = \frac{KC \sigma_s}{E_s}$   |
| 鉄筋 1 本 当 り の コ ン ク<br>リ ー ト 有 効 引 張 面 積 | 森田 <sup>15)</sup>                              | $\sigma_s = 2,400 \pm 500 \text{ kg/cm}^2$ , $20 \text{ cm}^2 < A_{ct}/N < 150 \text{ cm}^2$<br>$w_{\max} = 1.5 \times \left( 4.36 + 0.137 \frac{A_{ct}}{N} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$<br>$\sigma_s$ が上記以外, $20 \text{ cm}^2 < A_{ct} N < 150 \text{ cm}^2$<br>$w_{\max} = 1.5 \times \left( 4.36 + 0.137 \frac{A_{ct}}{N} \right)$<br>$\times \left( \frac{\sigma_s - K_1 K_2 \sigma_{tB}/p_e}{E_s} - \frac{K_1 K_2 \sigma_{tB}}{E_c} \right)$ |
|   | P. H. Karr and<br>A. H. Mattock <sup>21)</sup> | $w_{\max} = 2.61 \times 10^{-6} \sigma_s \sqrt[4]{\frac{A_{ct}}{N}}$   |
|   | P. Gergely and<br>L. A. Lutz <sup>18)</sup>    | $w_{\max} = 1.079 \times 10^{-6} \frac{\sqrt[3]{t_b \frac{A_{ct}}{N}} \sigma_s}{\left( 1 + \frac{2}{3} \frac{t_s}{h} \right)}$   |
| そ の 他                                   | CEB  | $w_{\max} = \frac{D}{n} \left( 4.5 + \frac{0.40}{p_e} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$  |
|   | CEB-FIP <sup>22)</sup>                         | 繰返し作用のない場合<br>$w_{\max} = \left( 1.5C_o + \frac{16D}{P_e} \right) \left( 9.8\sigma_s - \frac{30,000}{P_e} \right) \times 10^{-7}$<br>最大値で 100 回以上の繰返し荷重<br>$w_{\max} = \left( 1.5C_o + \frac{16D}{P_e} \right) 9.8\sigma_s \times 10^{-7}$   |
|   | G. Wästlund <sup>23)</sup>                     | $w_{\max} = kD \left( \frac{I_c}{dA_s e_t} \frac{\sigma_s}{E_s} \right)^{2/3}$   |
|   | L. P. Brice <sup>16)</sup>                     | $w_{\max} = \frac{D}{26kp E_s} \left( 1 + 3 \frac{e_a}{e_b} \right) (\sigma_s - 70.3 \times 10^{-3} f_1)$  |

記 号

$w_{\max}$ : 最大ひびわれ幅 (cm)  
 $h$ : はりの全高 (cm)  
 $b$ : はり幅 (cm)  
 $A_s$ : 鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

$D$ : 鉄筋径 (cm)  
 $\sigma_s$ : 鉄筋引張応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$   
 $N$ : 引張り鉄筋の本数  
 $A_{ct}$ : 曲げ材の引張り鉄筋と重心が一致するコンクリ

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

ート部分 (cm<sup>2</sup>)

(コンクリート引張り有効断面積, 図参照)

$\sigma_{IB}$ : コンクリートの引張り強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_e$ :  $A_s/A_{\alpha}$

$d$ : 有効高さ (cm)

$p$ : 鉄筋比

岡村

$n_1$ : 鉄筋表面の粗度に関する係数

丸鋼 1.0 異形 1.4

$K_2$ : 定数 2,500 kg/cm<sup>3</sup>

港湾構造物設計基準

C: コンクリートの付着強度に対する引張強度の比,

曲げ材上端鉄筋に対し

丸鋼=1.2, 異形=0.6

曲げ材一般に対し

丸鋼=0.8, 異形=0.4

$\phi$ : ひびわれに関する鉄筋コンクリート部材断面の係数

(a) に対し  $\phi=1.0$

(b) に対し  $\phi = \frac{\text{斜線部面積}}{N \times 4\pi D^2} < 1.0$

M. Chi and A. F. Kirstein

$\phi$ :  $A_t/m^2 A_s$

$A_t$ : コンクリートの仮想有効面積

$m$ : 表では 4.0

B. B. Brom

$t_e$ : 表面に最も近い鉄筋とコンクリート表面との距離 (cm)

2本の鉄筋の中間部分 (図参照)

$b_1/d_1 \leq 1$  のとき  $t_e = d_1$

$b_1/d_1 > 1$  のとき  $t_e = \sqrt{e^2 + d_1^2}$

$e = e_1 e_2 / b_1$

C & CA

C: はり表面のひびわれ測定位置と, 鉄筋表面との最短距離 (cm)

K: 丸鋼 4.0, 異形 3.3

森田

$K_1 \cdot K_2$ : 0.4~0.5

P. Gergely and L. A. Lutz

$t_b$ : 下方鉄筋重心からの鉛直かぶり (cm)

$t_s$ : 側方鉄筋重心からの側方かぶり (cm)

(図参照)

CEB

$n$ : 鉄筋表面の粗度に関する係数

丸鋼 1.0, 異形 1.6

CEB-FIP

$C_o$ : コンクリートの純かぶり (cm)

$P_e = 100 A_s / A_{\alpha}$

長方形断面では

$A_{\alpha} = 0.25 \times b h$

G. Wästlund

$k$ : 鉄筋表面の粗度に関する係数

丸鋼 2.3, 異形 1.6

$I_c$ : 全断面有効とした断面二次

モーメント (cm<sup>4</sup>)

$e_c$ : 引張側表面から中立軸までの距離 (cm)

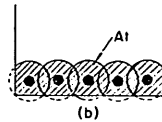
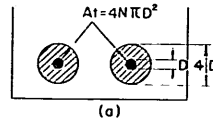
L. P. Brice

$k=1.3$

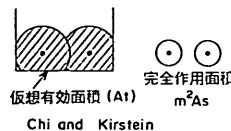
$f_1 = 46 b h / A_s$

$e_a$ : 仮想ひびわれ断面を横断する鉄筋径の総和

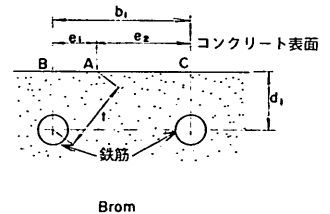
$e_b$ : 仮想ひびわれ断面を横断するコンクリートの全幅



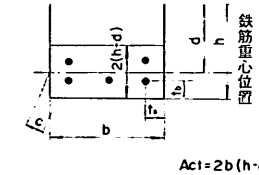
港湾構造物設計基準



Chi and Kirstein



Brom



C & CA  
Gergely and Lutz

によると, 膨張材の使用によってひびわれ幅が減少する傾向は認められるが, 減少の程度は小さい。材令5日において脱型し以後空中に放置する養生条件下において, 膨張材の混入による明瞭なひびわれ幅減少効果を現地構造物において期待することは困難なようである。長期間湿潤状態を持続する養生条件の基では, 膨張材の十分な混入効果を想定できると思われるが, この場合には養生管理を厳しく実施することが不可欠の要素となる。

5.4 最大ひびわれ幅の推定

(1) 最大ひびわれ幅の提案式

最大ひびわれ幅に関する研究者あるいは規準における提案式を 表-5.1 に示した。本実験に用いた供試はりの諸形状に合わせて主要因を分類してあるが, 供試体の形状が異なると提案式中の要因の影響の程度も相違する。

岡村の式<sup>19)</sup>は, 主要な実験要因を鉄筋の表面形状 (丸鋼, 異形鋼), 鉄筋比 (有効鉄筋比), 鉄筋径, 配筋方法等として求めたものである。有効鉄筋比を含む推定式は断面が決定した後でなければひびわれ幅が算定できないために, 鉄筋径に置換し測定値と比較的良好一致を見たとしている。なお, 係数はひびわれ幅によって相違する

が、本文の計算においても表-5.1 に示した値を用いた。

鉄筋径および $\phi$ を要因と考えるものに、港湾構造物設計基準<sup>20)</sup>および、M. Chi 等<sup>13)</sup>の式がある。M. Chi 等は、鉄筋周辺のコンクリートの変形がひびわれ発生に重要な影響を及ぼすと考え、付着応力によるコンクリートの変形面積 (deformed area,  $A_d$ ) と鉄筋の有効面積 (effective area,  $m^2 A_s$ ) の比を $\phi$ と定義した。表-5.1 に示した式は、 $m=4$  とした値を示している。赤塚<sup>14)</sup>は、ひびわれ発生およびひびわれ幅に関する理論的解析から M. Chi 等の式の提案式とはほぼ同様の式を提示している。

B. B. Brom<sup>11), 12)</sup>は一連の鉄筋コンクリート部材の応力分布、ひびわれ発生機構に関し弾性解析を行ない、ひびわれ幅はかぶり厚さと鉄筋の応力に比例し、鉄筋比、鉄筋径、コンクリート断面の大きさと形状、コンクリート強度に関係しないとしている。B. B. Bromの研究は、はりの内部応力分布から部材の引張部分を軸引張材で置換し、軸引張力は相隣合う2つのひびわれに内接する円内のみ発生するので、部材表面に現われる最小ひびわれ間隔は表面に最も近い鉄筋とコンクリート表面との距離に等しいとした。上記の仮定のもとに、軸引張材さらに曲げ材についての載荷実験を行ない、ひびわれ間隔、ひびわれ幅を検照している。

C. & CA で実施したはりの載荷試験<sup>17)</sup>は、Part 1 お

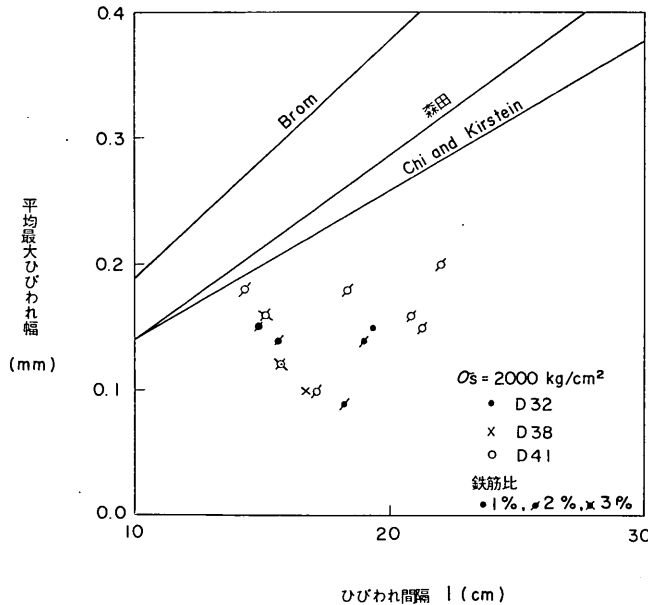


図-5.12 ひびわれ間隔とひびわれ幅

よび Part 2 に分かれ合計 133 本である。Part 1 においては、ひびわれ幅の統計的解析、ひびわれ幅に影響を及ぼす主要因を検討し、Part 2 における実験要因は鉄筋の表面形状である。膨大な実験結果から主要因としては鉄筋の応力度およびひびわれ幅測定位置と鉄筋表面までの距離であるとし、鉄筋の表面形状は若干ひびわれ幅を変化させる要因であるが、CEB が提示するほどの影響はないと結論づけている。C & CA の提案式は B. B. Brom の式と類似しているが、鉄筋径の影響をまったく含まない点が相違している。

森田<sup>15)</sup>は、鉄筋コンクリートの引張り部材における理論的検討からひびわれ間隔が、コンクリート表面の測定位置と鉄筋表面までの距離に比例して変化するとした。これは鉄筋 1 本を囲むコンクリート断面積のみの関数として類型化できるとし、実験結果から平均ひびわれ幅との関係を与えている。さらに、この関係を異形鉄筋を用いたコンクリートはりに適用し、他の研究者の実験例 (鉄筋径 D10~D32) を参照して、約 200 の実験結果から提案式の妥当性を検討している。

P. H. Karr 等の式<sup>21)</sup>、および P. Gergely 等の式<sup>18)</sup>は、鉄筋 1 本当りのコンクリートの有効引張面積のひびわれ幅に与える影響を森田の式ほどに評価していない。

CEB の式は、ひびわれ発生機構の理論的な解析に実験的検照を合わせて、有効鉄筋比の要因を含めているが、これをさらに発展させたものに CEB-FIP の規準式<sup>22)</sup>がある。

以上の提案式を総覧すると、ひびわれ幅は鉄筋の引張応力度とはほぼ比例して増加すると考えられる。ひびわれ幅に影響を及ぼす要因としては鉄筋応力の他に

- (i) 鉄筋径のみを要因と言えるもの
- (ii) 鉄筋のかぶりを主要因と考えるもの
- (iii) コンクリート有効引張面積を主要因と考えるもの
- (iv) (ii), (iii) を含めてひびわれ幅を表示するもの
- (v) その他

に大別することができる。

これらの提案式は、多くが理論的解析、実験的検照を基に誘導されたものであるため、実験条件によって提案式の適用範囲も自から限定される可能性もある。特に、背景となった実験の使用鉄筋径も最大で D32 程度であり、太径鉄筋

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

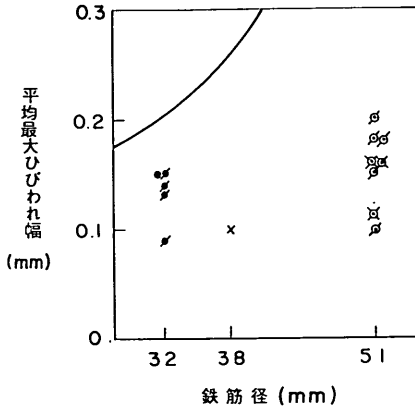
を用いたはりに直接に応用できるか不明である。

(2) ひびわれ間隔とひびわれ幅

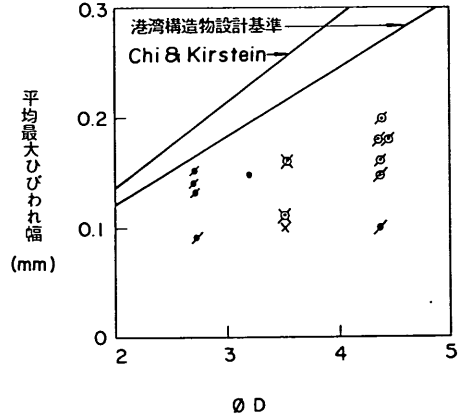
ひびわれ発生および拡幅の理論的考察<sup>11),12),14)</sup>によると、ひびわれ幅は隣接するひびわれ間の鉄筋およびコンクリートの変形差によって表現できる。従って、ひびわれ間隔の解析、コンクリートと鉄筋の付着応力の仮定、等を前提とするが、理論的検討に実験的検照を踏まえて

ひびわれ幅とひびわれ間隔の関係式を提示したのもある。図-5.12では、本実験結果および B. B. Brom<sup>11),12)</sup>、森田<sup>15)</sup> および M. Chi 等<sup>13)</sup> の提案式の値を示している。

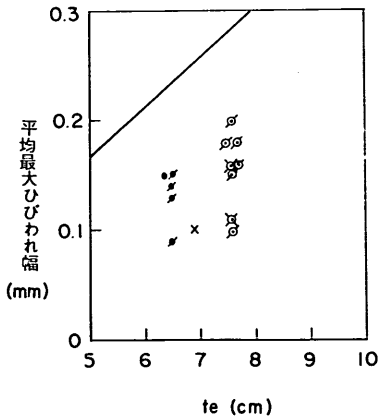
5.1 で述べたように、本文で定義している平均最大ひびわれ幅は最大から6本のひびわれ幅の平均値であり、最大ひびわれ幅はこれの1.3倍程度と見なければならな



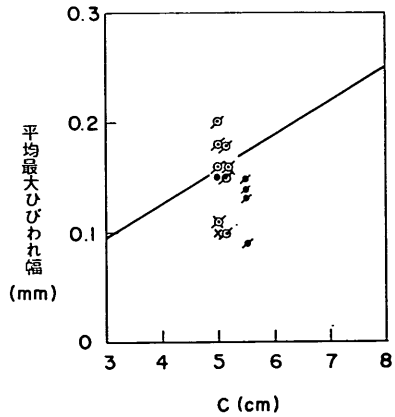
(1) 岡村



(2) 港湾構造物設計基準  
Chi and Kirstein



(3) Brom



(4) C & CA

鉄筋径  
 • D32, x D38, ° D51  
 鉄筋比  
 • 1%, / 2%, X 3%

図-5.13 ひびわれ幅の計算値と実験値(1)



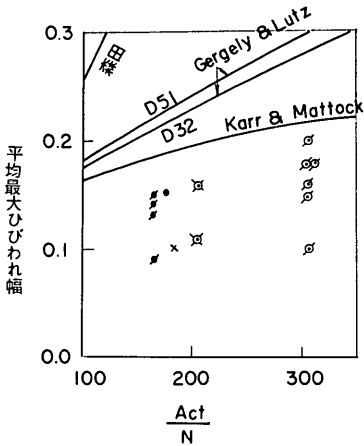
い。森田の式は適用範囲が問題となるが、図中の平均最大ひびわれ幅に1.3を乗じた値と比較すると、M. Chi等の提案式が両者の関係を比較的良好に表示していると思われる。

(3) 大径鉄筋を用いたはりのひびわれ幅の推定

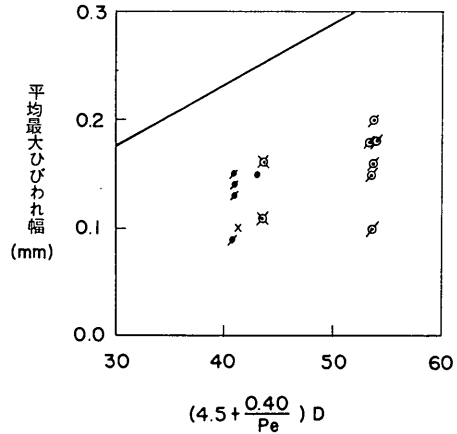
表-5.1 で示した提案式を、本供試体の断面形状に照合し提案式中の変数とひびわれ幅の実測値および計算値

を示したものが図-5.13 および図-5.14 である。なお、本図では平均最大ひびわれ幅の実測値を図示しているが、最大ひびわれ幅はこれの約1.29倍であることを明記しておく必要がある。

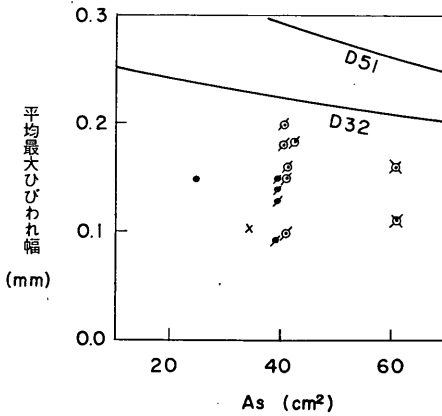
大径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ幅は、鉄筋径のみを変数とすることで推定することは困難なようである。しかし、鉄筋周辺のコンクリートの変形を考



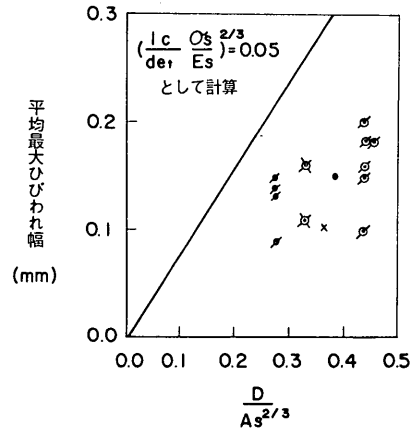
(5) 森田 Gergely & Lutz, Karr & Mattock



(6) CEB



(7) CEB-FIP



(8) Wästlund

- 鉄筋径  
 • D32, × D38, ◦ D51,  
 鉄筋比  
 ◦ 1%   ◦ 2%   × 3%

図-5.14 ひびわれ幅の計算値と実験値(2)

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

えた仮想有効面積を含む係数を考慮すると、太径鉄筋においてひびわれ幅を比較的好く表わすと思われる。港湾構造物設計基準、あるいは Chi 等の式がこれに相当する。本供試はりにおいては  $\phi$  よりも  $D$  の影響が大きく、太径鉄筋においては提案式との差が若干大き目になるが安全側にある。

C & CA の式は、鉄筋径、配筋方法等によらずコンクリートのかぶりのみを要因とする点で、鉄筋径の影響を含む B. B. Brom の式と相違している。B. B. Brom の式は計算が極めて容易であり、また、最大ひびわれ幅 (1.29×平均最大ひびわれ) の測定値とよい一致を示している。

鉄筋 1 本当りのコンクリートの有効引張面積を主要な指標とした 3 提案式を比較すると、P. H. Karr 等の式は平均最大ひびわれ幅の上限値を与えていると考えられる。また P. Gergely 等の式は最大ひびわれ幅には安全側の値を与える。

有効鉄筋比および鉄筋径を主要因とする CEB の式あるいはこれと類型と見られる CEB-FIP の式を用いても、最大ひびわれ幅は推定できるようである。

以上のように、各種の要因に分類し最大ひびわれ幅を念頭において、太径鉄筋のひびわれ幅の推定式を検討した。5.3 で述べたように、平均最大ひびわれ幅は試験時材令、特にコンクリートの乾燥収縮の程度によって異なる

と考えられるが、本実験では測定値も少なく養生条件を含む推定式を誘導することは困難である。前述したように、最大ひびわれ幅は、鉄筋径、コンクリートのかぶり、鉄筋の配筋方法 (コンクリート有効引張面積あるいは鉄筋比)、等の要因によって変化し、また、個々の要因の影響の程度も相違する。図-5.13、図-5.14 で示した計算値および実験値は 14 本の供試はりに基づくものであり、膨張材量、試験材令等の別の要因も含まれており、試験条件が相違するすべての太径鉄筋を使用したコンクリートはりに妥当性を有するものであるか不明である。しかし、本実験の範囲からは、比較的精度よく最大ひびわれ幅を推定し、かつ、計算が容易な提案式として、港湾構造物設計基準、B. B. Brom, P. Gergely 等, P. H. Karr 等, および CEB の式が考えられる。

筆者等の海水に浸漬した鉄筋コンクリートはりの 9 年試験結果<sup>4)</sup>によると、内部鉄筋の半数が著しく腐食する鉄筋重心位置における表面ひびわれ幅の限界値は、海水中に浸漬した場合には 0.2 mm 程度、感潮部に静置した場合には 0.15 mm 程度であった。それぞれのひびわれ幅に対応する本供試はりの最大ひびわれ幅 (1.29×平均最大ひびわれ幅) の時の鉄筋の引張応力度は表-5.2 に示している。実験値は、試験材令約 28 日の供試はりにおける平均値である。同表には、港湾構造物設計基準、B. B. Brom, P. Gergely 等, P. H. Karr 等, および

表-5.2 最大ひびわれ幅と鉄筋の引張応力度

| 鉄筋径 | 鉄筋比 (%) | 実験値    |        | 港湾構造物設計基準      |                | Brom I*       |               | Brom II*       |                | Gergely & Lutz |                | Karr & Mattock |                | CEB            |                |
|-----|---------|--------|--------|----------------|----------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|     |         | 0.15mm | 0.20mm | 0.15mm         | 0.20mm         | 0.15mm        | 0.20mm        | 0.15mm         | 0.20mm         | 0.15mm         | 0.20mm         | 0.15mm         | 0.20mm         | 0.15mm         | 0.20mm         |
| D32 | 1       | 1,700  | 2,050  | 1,540<br>(91)  | 2,050<br>(100) | 1,190<br>(70) | 1,590<br>(78) | 1,590<br>(94)  | 2,120<br>(103) | 1,380<br>(81)  | 1,840<br>(90)  | 1,580<br>(93)  | 2,100<br>(102) | 1,170<br>(69)  | 1,570<br>(77)  |
|     | 2       | 1,720  | 2,080  | 1,810<br>(105) | 2,410<br>(116) | 1,190<br>(69) | 1,590<br>(76) | 1,590<br>(92)  | 2,120<br>(102) | 1,450<br>(84)  | 1,930<br>(93)  | 1,600<br>(93)  | 2,130<br>(102) | 1,230<br>(72)  | 1,640<br>(79)  |
|     | 3       | 1,510  | 1,860  | 2,400<br>(159) | 3,200<br>(172) | 1,190<br>(79) | 1,590<br>(85) | 1,590<br>(105) | 2,120<br>(114) | 1,720<br>(114) | 2,300<br>(127) | 1,820<br>(120) | 2,430<br>(131) | 1,670<br>(110) | 2,230<br>(120) |
| D51 | 2       | 1,490  | 1,810  | 1,120<br>(75)  | 1,490<br>(82)  | 1,040<br>(70) | 1,380<br>(76) | 1,510<br>(101) | 1,840<br>(102) | 1,140<br>(76)  | 1,520<br>(84)  | 1,380<br>(93)  | 1,830<br>(101) | 940<br>(63)    | 1,250<br>(69)  |
|     | 3       | 1,660  | 1,820  | 1,400<br>(84)  | 1,860<br>(102) | 1,040<br>(63) | 1,380<br>(76) | 1,510<br>(91)  | 1,840<br>(101) | 1,210<br>(73)  | 1,620<br>(89)  | 1,520<br>(92)  | 2,030<br>(111) | 1,160<br>(70)  | 1,550<br>(85)  |

注) (1) 0.15mm および 0.20mm は、それぞれ最大ひびわれ幅を示す。実験値は 1.29×平均最大ひびわれ幅  
 (2) 表中の数字は鉄筋の引張応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)。実験値はそれぞれの最大ひびわれ幅を生じたときの常用設計法 (n=15, コンクリート引張部無視) による計算応力度  
 (3) 表中の ( ) の数字は実験値に対する提案式の百分率 (%)  
 \* 表 5.1 に示された Brom の提案式による計算結果  
 \*\* 文献 (1), (2) で検討している  $w_{max} = 3 t_e \frac{\sigma_s}{E_s}$  によって求めた計算値

CEB の最大ひびわれ幅に関する提案式から、上述の 0.15 mm および 0.2 mm に対する鉄筋の引張応力度計算結果を併せ示した。

表-5.2 によると、B.B. Brom の式および CEB の式は一般にひびわれ幅から鉄筋の許容引張応力度を決定するためには厳しすぎるようである。しかし、B.B. Brom が表-5.1 に示された提案式を誘導する過程で理論的に誘いた式  $w_{\max} = 3t_e \sigma_s / E_s$  を用いると極めて良い積度で実験値と一致する。P. Gergely 等の式は、若干厳しい許容引張応力度を規定することになるが、これと同類型の式 P.H. Karr 等の提案式を用いると、多少危険側の計算値を与えることにはなるが実験値と比較的符号するようである。実験値、B.B. Brom の式、P.H. Karr 等の式によると、太径鉄筋の最大ひびわれ幅から定まる許容引張応力度は、D32 の鉄筋に対し減少させる必要がある。最大ひびわれ幅が 0.15 mm の場合 D32 で  $\sigma_{sa} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$ 、D51 で  $\sigma_{sa} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$  程度であり、最大ひびわれ幅が 0.20 mm の場合 D32 で  $\sigma_{sa} = 2,000 \text{ kg/cm}^2$ 、D51 で  $\sigma_{sa} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$  程度である。

## 6. 結 論

断面が 0.4×0.6m、長さ 5.0m のコンクリートけた供試体 18 本を製作し、載荷試験を実施して、主に太径鉄筋 (D51) の使用によるひびわれ性状を検討した。限定された試験条件のために、すべての要因を満足する明解は結論を得ることは出来ないが、本実験の範囲内において明らかにされた事項を列記すると以下の通りである。

- (1) 鉄筋のひずみは  $n=15$  として求めると実測値と比較的よい一致をみるが、けた圧縮縁のひずみは  $n = E_s / E_{1/3}$  ( $E_{1/3}$  はコンクリート圧縮強度の  $1/3$  の応力度におけるヤング係数) を用いて推定するのがよい。
- (2) 供試はりのたわみに関しては、曲げひびわれ発生モーメントに到達した領域の引張側のコンクリートを無視し、これ以外の領域は全断面有効とした計算方法によると、実測値と比較的よく一致し、しかも安全側の値を与える。
- (3) 鉄筋径によってひびわれ間隔は大きく変化しないようであり、太径鉄筋 (D51) においても D32 に近いひびわれ分散が見られた。
- (4) 鉄筋の引張応力度  $2,000 \text{ kg/cm}^2$  における、鉄筋重心位置の最大ひびわれ幅は平均最大ひびわれ幅の

1.29 倍程度であった。また、けた引張縁におけるひびわれ幅は、鉄筋重心位置のひびわれ幅が 0.15 および 0.20 mm のとき、それぞれ 1.36 倍および 1.32 倍程度であった。

- (6) 鉄筋径の相違によるひびわれ幅の変化は、供試はりの材令によって異なるようである。試験材令が 2 週程度では D32 に比較し D51 を用いたはりのひびわれ幅はほぼ同一であるが、4 週程度の試験材令におけるひびわれ幅は  $\sigma_s = 1,600 \sim 2,000 \text{ kg/cm}^2$  において 0.05 mm 程度増加する。鉄筋比のひびわれ幅に与える影響は少ない。
- (6) 太径鉄筋コンクリートはりのひびわれ幅は、鉄筋のかぶり、鉄筋 1 本当りのコンクリート有効引張面積、有効鉄筋比等の配筋方法 (および鉄筋比) によって変化するが、さらに、試験材令あるいは試験時に至る養生条件の影響が大きい。今後は、コンクリートの乾燥収縮の要因を含むひびわれ幅の推定方法を検討する必要がある。
- (7) 膨張材の使用 (セメント使用量に対しほぼ 5%, 10%, 15%) した供試コンクリートはりでは、ひびわれ幅は若干減少する傾向が認められた。また、材令の経過によるひびわれ幅増大の傾向は、膨張材の混入によって著るしく抑制されるようである。常用設計法 ( $n=15$ ) による鉄筋応力度の計算に対し、鉄筋ひずみの実測値は著るしく安全側の値を与え、膨張材混入量の多い程この傾向は顕著であった。
- (8) 既往の提案式の検討結果から、B.B. Brom の理論式 ( $w_{\max} = 3t_e \sigma_s / E_s$ ) および P.H. Karr の式が比較的実験値とよく一致して、最大ひびわれ幅ないし鉄筋の引張応力度を推定できるようである。本実験の範囲内では、表面ひびわれ幅から定まる鉄筋の許容引張応力度は、0.15 mm および 0.2 mm に対して、それぞれ  $1,500 \text{ kg/cm}^2$  および  $1,800 \text{ kg/cm}^2$  以下とすることが必要である。

## 謝 辞

本試験は、第二港湾建設局からの受託試験として実施したものである。試験全般については、東京大学国分正胤教授の貴重な御指導を賜った。第二港湾建設局横浜調査設計事務所寺尾健所長には試験計画に関し御意見を仰ぎ、横浜調査設計事務所の方々には文献調査、実験データの取り纏めの一部に関し御助力を頂いた。実験およびデータ整理の一部は、構造部材料施工研究室堀井義一技官に担当して頂いた。また、膨張セメントについては、

太径鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ

電気化学工業株式会社中央研究所藪殿氏より数々の有意義な御教示を賜った。本文は、上記の方々の御助力のもとに作成し得たものであって、ここに本試験に御協力頂いた関係者各位に対し深謝の意を表する次第である。

(1973年9月29日受付)

参考文献

- 1) 国分正胤, 岡村甫: “太径鉄筋の使用に関する研究”, 土木学会論文報告集, 第202号, pp.103~113, 昭和47年6月
- 2) 土堅 秀, 久光脩文, 白川 潔: “太径鉄筋D51スミバーの実用化に関する研究(その1, 付着およびひび割れ特性)”, 住友金属, 第24巻, 第1号, pp.61~70, 昭和47年1月
- 3) 太径鉄筋実用化研究委員会: “太径鉄筋(D51)を用いた構造物の設計指針”, pp.6, 昭和46年3月
- 4) 関 博, 丸山 浩: “長期間海水浸漬した鉄筋コンクリートはりのひびわれと内部鉄筋の腐食”, 港湾技術研究所報告, 第12巻, 第3号, pp.203~225, 昭和48年9月
- 5) 土木学会: “膨張セメント混和材を用いたコンクリートに関するシンポジウム講演概要”, pp.141 昭和47年8月
- 6) 長滝重義: “膨張セメントコンクリートの現況(1)~(6)”, コンクリートジャーナル  
 (1) 第10巻, 第1号, pp.42~46, 昭和47年1月  
 (2) 第10巻, 第2号, pp.73~80, 昭和47年2月  
 (3) 第10巻, 第3号, pp.71~77, 昭和47年3月  
 (4) 第10巻, 第4号, pp.81~91, 昭和47年4月  
 (5) 第10巻, 第5号, pp.89~93, 昭和47年5月
- 7) Denki Kagaku Kogyo Kabushiki Kaisha, “Basic Properties of Mortar and Concrete with Denka CSA”, 42pp., Jan. 1973
- 8) 長滝重義, 米山紘一: “膨張セメントコンクリート舗装に関する研究”, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.147~160, 昭和47年10月
- 9) 矢野 直, 古居 悟: “CSAを用いたコンクリートタンクの施工例”, コンクリートジャーナル, 第10巻, 第7号, pp.16~23, 昭和47年7月
- 10) 松本嘉司, 中村正平, 河野 清, 中山紀男, 岡村甫: “各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの曲げ性状に関する研究”, 土木学会論文集, 第122号, pp.1~28, 昭和40年10月
- 11) B. B. Broms: “Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members”, ACI Jour., Proc. Vol.62, No.10, pp.1237~1256, Oct. 1965
- 12) B. B. Broms and L. A. Lutz: “Effects of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members”, ACI Jour., Proc. Vol.62, No.11, pp.1395~1410, Nov.1965
- 13) M. Chi and A. F. Kirstein: “Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams”, ACI Jour., Proc. Vol.54, No.10, pp.865~878, April 1958
- 14) Y. Akatsuka: “Behavior of Tensile and Flexural Cracks in Concrete” Report of Port and Harbour Technical Research Institute, No.1, 27pp., Feb. 1963
- 15) 森田司郎: “コンクリートのひびわれ幅制限で決まる鉄筋の許容応力度”, セメント技術年報, No. XX, pp.552~556, 昭和44年
- 16) G. L. P. Brice: “Discussion of a paper by A. P. Clark”, ACI Jour., Vol.28, No.6, pp.1435~1438, Dec. 1956
- 17) G. D. Base, J. B. Read, A. W. Beeby and H. P. J. Taylor: “An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams”, C & CA, Research Report 18  
 (1) Part 1, 44p., 1964  
 (2) Part 2, 31p., 1966
- 18) P. Gergely and L. A. Lutz: “Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members”, SP-20 (Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete), ACI, pp.87~117, 1968
- 19) 岡村 甫: “鉄筋の許容引張り応力度に関する基礎的研究”, セメントコンクリート, No.200, pp.2~6, 昭和38年10月
- 20) “港湾構造物設計基準”, 日本港湾協会, 昭和42年4月
- 21) P. H. Karr and A. H. Mattock: “High Strength Bars as Concrete Reinforcement-Part 4 Control of Cracking”, Journal, PCA Research and Development Laboratories, Vol.5, No.1, pp.15~38, Jan. 1963
- 22) Comite Europeen dn Beton-Federation Internationale de la Precontrainte: “International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures”, FIP Sixth Congress (Prague), June 1970 (English Edition)
- 23) G. Wästlund: “Use of High-Strength Steel in Reinforced Concrete”, ACI Jour., Proc. Vol. 55, No.12, pp.1237~1250, June 1959